

第IV編

共同住宅の住戸の空間拡大技術

目次

1. 研究の目的と内容	IV-6
2. 本編の構成	IV-6
第IV-1 編 壁式構造のマンションにおける開口形成改修工事による2住戸の一体的利用 ～ 管理組合向け手引き～	
1. 検討内容	IV-8
2. 管理組合向け手引き	IV-8
第IV-2 編 壁式構造共同住宅の開口形成の設計法・構造補強法に係る技術ガイドライン	
1. 技術ガイドライン	IV-43
1.1. はじめに	IV-43
1.2. 適用条件	IV-43
1.3. 構造安全性の確認方法と制限	IV-45
1.4. 設計例（建築物全体の構造安全性の確認）	IV-51
1.4.1. 検討対象	IV-51
1.4.2. 鉄骨枠による開口新設補強のパターン	IV-55
1.4.3. 構造安全性の確認	IV-58
1.5. 参考文献	IV-65
2. 躯体改造指針案との対応	IV-66
2.1. はじめに	IV-66
2.2. 総論（躯体改造指針案1章）	IV-67
2.2.1. 目的・躯体改造内容	IV-67
2.2.2. 適用範囲	IV-67
2.2.3. 用語の定義	IV-68
2.3. 住棟の選定と調査（躯体改造指針案2章）	IV-68
2.3.1. 対象住棟の選定	IV-68
2.3.2. 躯体改造設計にかかる住棟詳細調査	IV-68
2.4. 構造検討方針（躯体改造指針案3章）	IV-69
2.4.1. 躯体改造と法的取扱い	IV-69
2.4.2. 改修住棟に確保する構造性能	IV-70
2.4.3. 構造計画	IV-71
2.5. 建物全体の検討（躯体改造指針案4章）	IV-73
2.5.1. 検討方針と方法	IV-73
2.5.2. 解析モデルを用いた構造性能の検証	IV-75
2.5.3. 使用性・機能性および損傷制御性の確認（許容応力度計算）	IV-78
2.5.4. 安全性の確認	IV-80
2.5.5. 基礎構造の検討	IV-86
2.6. 建物各部の検討（躯体改造指針案5章）	IV-88
2.6.1. 壁梁せい低減補強	IV-88
2.6.2. 戸境耐力壁への出入り口開口設置	IV-88
2.6.3. 妻側耐力壁への窓開口配置	IV-92
2.6.4. けた行方向に出入り口開口設置	IV-92
2.6.5. 戸境床スラブへの開口設置	IV-92
2.6.6. 床スラブの付け替え	IV-92
2.6.7. 基礎梁の補強	IV-93
2.6.8. 改造に伴う設備用スリーブ設置	IV-94
2.7. 参考文献	IV-94

第IV-3編 新設開口の鉄骨柱補強に関する設計マニュアル

1.	補強の概要と適用条件	IV-96
1.1.	本マニュアルの概要	IV-96
1.2.	補強方法	IV-96
1.3.	適用条件	IV-98
1.4.	計算のフロー	IV-99
1.5.	参考文献	IV-99
2.	戸境壁の軸力とせん断耐力の概算方法	IV-100
2.1.	概要	IV-100
2.2.	比較対象とした想定建物の骨組解析の概要	IV-100
2.3.	戸境壁の崩壊機構形成時の反曲点高さとの軸力の概算方法	IV-105
2.4.	戸境壁のせん断耐力	IV-107
2.5.	戸境壁に取り付く壁梁の曲げ終局モーメント、せん断耐力	IV-108
2.6.	参考文献	IV-109
3.	設計用荷重の算定方法	IV-110
3.1.	概要	IV-110
3.2.	検討用せん断力 Q_{h1}	IV-110
3.3.	検討用せん断力 Q_{h2} 、 Q_{h3}	IV-111
3.4.	検討用軸力 N_{v4}	IV-113
3.5.	参考文献	IV-113
4.	鉄骨柱および接合材の設計	IV-114
4.1.	設計用荷重の算定	IV-114
4.2.	鉄骨柱の設計	IV-114
4.3.	接合要素の設計（接着接合の場合）	IV-115
4.4.	接合要素の設計（ボルト接合の場合）	IV-116
4.5.	実験試験体を用いた設計用荷重の評価精度の検証	IV-117
4.6.	実験試験体を用いた鉄骨柱、接着面、ボルト接合面の計算耐力の検証	IV-129
4.7.	参考文献	IV-130
5.	設計例（鉄骨柱および接合要素）	IV-131
5.1.	想定建物	IV-131
5.2.	鉄骨柱による開口新設補強のパターン	IV-135
5.3.	鉄骨柱および接合要素の設定	IV-138
5.4.	戸境壁の軸力と反曲点高さの概算、せん断耐力の計算	IV-166
5.5.	鉄骨柱の検討用荷重の算定	IV-168
5.6.	鉄骨柱の骨組解析	IV-171
5.7.	鉄骨柱の層間変形角の確認	IV-192
5.8.	鉄骨柱に作用するせん断力、曲げモーメントの確認	IV-192
5.9.	接合要素に作用するせん断力の確認（接着接合の場合）	IV-192
5.10.	接合要素に作用するせん断力の確認（ボルト接合の場合）	IV-193
5.11.	参考文献	IV-198

第IV-4 編 新設開口の鉄骨柱補強に関する施工マニュアル

1.	補強の概要と適用条件	IV-200
1.1.	本マニュアルの概要	IV-200
1.2.	補強方法	IV-200
1.3.	適用条件	IV-202
1.4.	参考文献	IV-203
2.	施工の手順	IV-204
2.1.	手順の概略	IV-204
3.	管理項目と留意事項	IV-206
3.1.	はじめに	IV-206
3.2.	鉄筋探査	IV-206
3.3.	コンクリートシリンダーの採取	IV-208
3.4.	コンクリートのはつり工事	IV-210
3.5.	配筋工事	IV-212
3.6.	コンクリート打設工事	IV-214
3.7.	ボルト貫通用の開孔の設置（ボルト接合の場合）	IV-217
3.8.	壁板における接合面の処理	IV-219
3.9.	鉄骨柱の製作、設置	IV-220
3.10.	鉄骨柱－既存躯体間へのエポキシ樹脂の充填（接着接合の場合）	IV-225
3.11.	鉄骨柱－既存躯体間への無収縮モルタルの充填（ボルト接合の場合）	IV-230
3.12.	ボルトの締め付け（ボルト接合の場合）	IV-233
3.13.	参考文献	IV-233
4.	設計例（施工手順、工程表およびコスト試算）	IV-234
4.1.	想定建物	IV-234
4.2.	鉄骨柱による開口新設補強のパターン	IV-238
4.3.	鉄骨柱および接合要素の設定	IV-241
4.4.	工事計画	IV-269
4.5.	第一期工事の手順および工程	IV-269
4.6.	第二期工事の手順および工程	IV-273
4.7.	第一期および第二期工事の施工コストの試算	IV-286
4.8.	参考文献	IV-289

第IV-5編 ガイドラインおよびマニュアルに関する技術資料

1.	本技術資料の概要	IV-291
2.	実験試験体を対象とした鉄骨枠による開口新設補強に関する検証	IV-291
2.1.	はじめに	IV-291
2.2.	鉄骨枠による補強を行った施工実験の概要	IV-292
2.2.1.	施工概要	IV-292
2.2.2.	工程	IV-295
2.2.3.	実施内容	IV-296
2.3.	鉄骨枠による補強を行った加力実験の概要	IV-318
2.3.1.	試験体概要	IV-318
2.3.2.	材料試験	IV-320
2.3.3.	要素試験	IV-322
2.3.4.	加力実験の損傷状況	IV-328
2.3.5.	加力実験の荷重変形関係	IV-350
2.3.6.	加力実験の初期剛性、最大耐力	IV-352
2.3.7.	鉄筋、鉄骨枠の降伏位置	IV-354
2.3.8.	壁板—鉄骨枠間のずれ量	IV-358
2.3.9.	等価粘性減衰定数の推移	IV-361
2.4.	鉄骨枠による補強を行った加力実験を対象とした有限要素解析の概要	IV-362
2.4.1.	モデル概要	IV-362
2.4.2.	荷重変形関係と特性値	IV-365
2.4.3.	最大耐力時のひび割れ分布と損傷状況	IV-369
2.4.4.	最大耐力時の鉄筋の降伏状況	IV-370
2.4.5.	最大耐力時の壁板の最小主応力分布	IV-372
2.4.6.	最大耐力時の壁板のせん断応力分布	IV-373
2.4.7.	最大耐力時の鉄骨枠の応力負担	IV-374
2.4.8.	最大耐力時の鉄骨枠の軸ひずみ分布	IV-375
2.4.9.	最大耐力時の鉄骨枠の作用応力	IV-384
2.4.10.	最大耐力時に鉄骨枠に作用する支圧力	IV-386
2.4.11.	最大耐力時に接着面に作用するせん断力	IV-386
2.4.12.	最大耐力時にボルトに作用するせん断力	IV-387
2.4.13.	最大耐力時の応力を用いた鉄骨枠の断面余裕度	IV-387
2.4.14.	最大耐力時の壁板と鉄骨柱の負担せん断力と平均せん断応力	IV-388
2.5.	参考文献	IV-389
3.	想定建物を対象とした開口新設に関する検証	IV-390
3.1.	検討1：新設開口の配置が構造性能に及ぼす影響	IV-390
3.2.	検討2：新設開口の数が構造性能に及ぼす影響	IV-410
3.3.	検討3：開口新設後の短期許容応力度の確認	IV-415
3.4.	検討4：開口新設後に増加する周辺構面の負担応力の確認	IV-421
3.5.	検討5：開口の新設補強後の保有水平耐力の比較	IV-428
3.6.	検討6：開口新設が剛性率、偏心率に及ぼす影響	IV-435
3.7.	参考文献	IV-438

1. 研究の目的と内容

郊外住宅市街地を構成するマンション団地は延べ床面積が小規模な住戸が多く、現在の居住水準からみると、子育て世帯のニーズを十分に満足するものとなっていない。子育て世帯の流入・定住促進による多世代コミュニティの形成に向けては、既存マンションにおいて、空き住戸を有効活用して2戸の住戸間の戸境壁（構造躯体）に一定の開口形成を行い、2住戸を連結化する2戸1戸化改修の実施を可能とすることで、住戸の空間拡大を実現していくことが考えられる。

この際、持家であるマンションでは、（各区分所有者の意志に反して）1棟全体での2戸1戸化改修による開口形成の計画的な実施は不可能であることから、隣接する2つの住戸を取得した区分所有者が個別に2戸1戸化改修による空間拡大を実施することが現実的であると考えられる。

このため、本編では、開口形成が住戸単位で段階的に積み重ねて実施されることを前提に、開口形成改修工事に係るソフト面での手続きや、建物全体の構造安全性の評価を行い、開口形成のルール（開口形成の位置や大きさ等）や戸境壁の開口形成により低下した構造性能を回復させる補強法に関するハード面での構造安全性の確認方法や設計手法等を検討した。

2. 本編の構成

本編は、第IV-1～第IV-5編によって構成される。

第IV-1編は、マンションにおける2戸1戸化改修による空間拡大のための開口形成の実施に関するソフト面での手続きとして、開口形成改修工事に係る管理組合における合意形成の手続きや管理規約の改正・細則の作成の考え方、区分所有法の決議要件や登記の手続き等について検討した成果を「壁式構造のマンションにおける開口形成改修工事による2住戸の一体的利用 ～管理組合向け手引き～」として取りまとめたものである。

第IV-2編は、現場打ち壁式RC造のマンションにおいて、隣接する2つの住戸を取得した区分所有者が個別に戸境壁に開口を新設するケースを想定した場合の構造安全性の確認方法等の考え方を整理した「壁式構造共同住宅の開口形成の設計法・構造補強法に係る技術ガイドライン」（以下「技術ガイドライン」という。）である。

第IV-3編および第IV-4編は、住戸間の戸境壁への開口新設により低下した構造性能を回復させる補強技術として、本研究の検討により最も効果的であることが確認された鉄骨枠を用いた開口新設補強（以下「鉄骨枠補強」という。）を適用する場合の設計や施工の方法を具体的に示したものである。第IV-3編が「新設開口の鉄骨枠補強に関する設計マニュアル」（以下「鉄骨枠補強の設計マニュアル」という。）、第IV-4編が「新設開口の鉄骨枠補強に関する施工マニュアル」（以下「鉄骨枠補強の施工マニュアル」という。）である。

第IV-5編は、第IV-2～第IV-4編において提案している構造安全性の確認方法や各種設計手法の根拠となる、開口新設や鉄骨枠補強に関する技術資料であり、実験試験体を対象とした鉄骨枠補強に関する構造実験や有限要素解析、想定建物を対象とした開口新設の影響に関する数値解析の概要を整理している。

第IV-1 編

壁式構造のマンションにおける 開口形成改修工事による2住戸の一体的利用 ～管理組合向け手引き～

1. 検討内容

第IV-1編では、管理組合において、ハード技術の適用を含めた2戸1戸化改修による空間拡大のための開口形成ルールを設定し、合意形成を進めるための私法上の手続きや考え方について、以下の検討を行った。

- ① 開口形成改修工事に伴う区分所有法上の専有部分・共用部分の扱い
- ② 開口形成改修工事に係る管理組合における合意形成の手続き
- ③ 開口形成改修工事に係る区分所有法上の手続きと決議要件
- ④ 開口形成改修工事に係る管理規約の改正・細則の作成
- ⑤ 開口形成改修工事に伴う登記の手続き

2. 管理組合向け手引き

検討成果については、管理組合向けに分かりやすく整理し、「壁式構造のマンションにおける開口形成改修工事による2住戸の一体的利用 ～管理組合向け手引き～」として取りまとめた。作成した手引きについて、以下に内容を示す。

壁式構造のマンションにおける 開口形成改修工事による2住戸の一体的利用

～ 管理組合向け手引き～



令和5年

国土交通省 国土技術政策総合研究所

はじめに

- 郊外型の団地型マンションで典型的に見られる鉄筋コンクリート造（RC造）・壁式構造のマンションにおいては、専有部分（以下「住戸」ともいいます）の面積が現在の居住水準からみると小規模なものが多くなっています。
- こうしたマンションでは、再生の一環として、専有部分の狭さを解消して、若年・子育て世帯等の定住化を促すために、空き住戸の発生に際して、隣接する2住戸を一体的に利用できるようにすることが検討課題になると考えられます。
- そこで本書は、隣接する専有部分を所有する区分所有者が、戸境壁に開口を形成する改修工事（以下「開口形成改修工事」といいます。）を実施し、2住戸を一体的に利用することが可能となるよう、マンション管理組合において検討・設定すべきルールについて、手引きとしてとりまとめたものです。
- 本手引きでは、次のような内容についてのポイントや留意点などについて解説しています。
 - ① 2住戸の一体的利用の必要性やその方法
 - ② 開口形成改修工事に係る管理組合における合意形成の手続き
 - ③ 開口形成改修工事に係る区分所有法上の決議要件
 - ④ 開口形成改修工事に係る管理規約の改正
 - ⑤ 開口形成改修工事に伴う登記の手続き
- 本手引きにより、マンション管理組合において、2住戸の一体的利用の必要性についての理解が深まり、専有部分の狭さを解消するための開口形成改修工事の実現に向けた合意形成が図られることを期待します。

【参考】

- なお、本手引きとは別に、開口形成改修工事に係る建築技術的な検討を行う専門家向けに、RC造・壁式構造（在来工法）の共同住宅における開口形成改修工事に関して、下記のガイドライン・マニュアルを公表しています。
 - ・「壁式構造共同住宅の開口形成の設計法・構造補強法に係る技術ガイドライン」
 - ・「新設開口の鉄骨枠補強に関する設計マニュアル」
 - ・「新設開口の鉄骨枠補強に関する施工マニュアル」
- 専門家に依頼して、これらのマニュアル等に基づく技術的検討が行われ、開口形成改修工事の実現に向けた準備が進められることを期待します。

目 次

1	2住戸の一体的利用の必要性	1
1-1	郊外型の団地型マンションの課題	1
1-2	2住戸の一体的利用の効果	1
2	2住戸の一体的利用の方法	2
2-1	2住戸の一体的利用の方法と特徴・合意形成要件	2
2-2	開口形成改修工事による2住戸の一体的利用の実現イメージ	5
3	開口形成改修工事による構造安全面への影響と対応	7
3-1	R C造・壁式構造の建物の構造特性と開口形成の基本的考え方	7
3-2	構造安全性の確保のための基本ルール	8
4	開口形成改修工事に伴う専有部分・共用部分の扱い	9
4-1	開口形成改修工事に伴う専有部分・共用部分の考え方	9
4-2	開口形成により生じた空隙部分を共用部分として扱うことの効果	10
5	開口形成改修工事に係る管理組合における合意形成の手続き	12
5-1	開口形成改修工事の一括承認決議に向けた合意形成の手続き	12
5-2	個別申請に基づく開口形成改修工事の実施の手続き	14
6	開口形成改修工事に係る区分所有法上の手続きと決議要件	16
6-1	区分所有法上の手続きの基本	16
6-2	団地型マンションにおける手続きと決議要件	16
7	開口形成改修工事に係る管理規約の改正・細則の作成	18
7-1	管理規約の改正	18
7-2	細則の作成	21
8	開口形成ルールおよび開口形成改修工事仕様書	22
8-1	開口形成ルールの設定	22
8-2	開口形成改修工事仕様書	24
9	開口形成改修工事に伴う登記の扱い	29

(注) 本目次は、管理組合向け手引きの目次であるため、各ページ右下の四角囲みのページ番号に対応している。

1 2住戸の一体的利用の必要性

ポイント



- 2住戸を一体的に利用できるようにすることで、広い住戸面積を必要とする子育て世帯の定住が可能となり、ミクスト・コミュニティの形成や団地の活性化などの効果が期待できます。

1-1. 郊外型の団地型マンションの課題

- 昭和40年代を中心に都市郊外に供給された団地型マンション（以下、「団地型マンション」といいます。）などでは、居住者の高齢化が進行しています。
- その要因の一つとして、専有部分の面積が現代の水準に照らせば狭いため、子育て世帯が子どもの成長にあわせて必要な個室を確保できないなどにより、定住できないことが挙げられます。
- 子育て世帯の定住が進みにくいことにより、将来的に高齢化がますます進行し、団地の活力が低下することが懸念されます。また、定住しにくいことで、若い世代の管理組合活動への参加が消極的となり、将来的に管理組合役員の担い手が不足するなど、マンションの維持管理にも影響を及ぼすことが危惧されます。

1-2. 2住戸の一体的利用の効果

- 団地型マンションで典型的にみられるRC造・壁式構造の共同住宅は、耐力壁の量が多く、耐震性が確保されているものが多いと考えられます。
- また、団地型マンションの多くでは、隣の建物との間隔が広く、団地内には公園やオープンスペース等もたくさんあり、緑も豊かに生育しています。さらに、マンション価格も相対的に低下してきており、若い世代でも複数の住戸を取得することも可能となっています。
- このように、団地型マンションは、子育て世帯が定住して、子育てをするのに適した一定の環境にあるものが少なくないと考えられます。
- このため、専有部分の狭さを解消するために、2住戸を一体的に利用できるようにすることで、子育て世帯の定住が促進され、上記の課題の解決につながることを期待されます。

2 2住戸の一体的利用の方法

ポイント



- 2住戸を一体的に利用できるようにする方法は、大別すると、①戸境壁への開口形成による方法、②バルコニー通行による方法とがあります。
- 方法ごとに、利点・特徴や実施上の合意形成要件等が異なります。

2-1. 2住戸の一体的利用の方法と特徴・合意形成要件

- 2住戸を一体的に利用する方法と、各方法の特徴（概要・実施者、利点・制約等）・合意形成要件を表1に示しています。

① 戸境壁への開口形成による方法

① -1 隣接する2住戸の所有者が個別に実施

- 隣接する2つの住戸（以下「専有部分」ともいう。）を所有する区分所有者が自らの負担で、開口形成改修工事（開口部の形成および補強工事）を個別に実施することで、2住戸を一体的に利用できるようにします。
⇒ 本手引きは、この方法を対象とします。
- 実施の前提として、管理組合の集会における4分の3以上の多数決で、将来起こりうる開口形成改修工事について一括承認します。（⇒合意形成の手続きは後述5を参照、区分所有法上の手続きと決議要件は後述6を参照）。
- 戸境壁の開口幅はドア1枚程度を想定するため、次の①-2の方法に比べると、間取り変更などダイナミックな改修は実施できませんが、現状においては、最も実現性の高い方法と考えられます。
- なお、開口形成により主要構造部を過半にわたり大規模に模様替えをする場合は建築確認申請が必要となります。建築確認申請に係る留意点や特記事項についての解説は、以下のマニュアルを参照してください。

・「改修によるマンションの再生手法に関するマニュアル」

（国土交通省、令和3年9月改訂）

「参考 法律上の手続きと補助・融資等の制度」の

＜参考1＞ マンション改修に関する建築基準関係規定上の手続き

表1 2住戸の一体的利用の方法と各方法の特徴・合意形成要件

方法	特徴	合意形成要件
① 戸境壁への開口形成	<p>① -1 隣接する2住戸の所有者が個別に実施</p>  <ul style="list-style-type: none"> ●概要・実施者 <ul style="list-style-type: none"> ・隣接する専有部分を所有する区分所有者が自らの負担で、戸境壁に開口を設ける開口形成改修工事を個別に実施。実施にあたり、管理組合の集会における3/4以上の多数決での承認を得る。 ●費用 <ul style="list-style-type: none"> ・中程度（②よりは費用を要する） ●効果・制約 <ul style="list-style-type: none"> ・専有部分の空間拡大と、建物内での一体的利用が可能。ただし、戸境壁の開口幅がドア1枚程度となるため、①-2に比べて、ダイナミックな間取り改修等はできない。 <p>⇒ 本手引きで対象とする「開口形成改修工事」</p>	<p>管理組合の集会における区分所有者および議決権の各3/4以上の決議</p>
	<p>① -2 1棟を計画的に実施</p>  <ul style="list-style-type: none"> ●概要・実施者 <ul style="list-style-type: none"> ・上階の専有部分をすべてについて2住戸を一体化するなど、1棟単位で開口形成改修工事や間取り改修を計画的に実施。区分所有者の全員同意を得て管理組合が実施（又は事業者売却して実施）。 ●費用 <ul style="list-style-type: none"> ・1棟全体の改修のため、最も高い。また工事期間中の居住者全員の仮住まいが必要。 ●効果 <ul style="list-style-type: none"> ・1棟全体の計画的改修のため、最もダイナミックな空間拡大・改修が実現できる。 	<p>区分所有者の全員同意</p>
② バルコニー通行	<ul style="list-style-type: none"> ●概要・実施者 <ul style="list-style-type: none"> ・隣接する専有部分を所有する区分所有者が自らの負担で、バルコニーの隔板の撤去工事を個別に実施し、バルコニー通行により2住戸を一体的に利用。隣接する専有部分とバルコニーが連続していることが実施条件。 ●費用 <ul style="list-style-type: none"> ・構造躯体（戸境壁）を加工しないため、最も安い。 ●効果・制約 <ul style="list-style-type: none"> ・複数の専有部分の一体利用はできるが、屋内での通行はできず、間取りの一体性は確保しにくい。 	<p>管理組合の集会における区分所有者および議決権の各3/4以上の決議</p>

①-2 1棟を計画的に実施

- マンションの特定の階（例えば3階以上）の全住戸について、開口形成改修工事や間取り改修を行うなど、建物全体で2住戸の一体的利用に係る改修工事を計画的に実施します。
- 建物全体で計画的に改修工事を実施するため、大きな開口幅を形成することができ、ダイナミックな間取り変更などが実現できます。
- ただし現状、実施にあたっては、参加区分所有者の費用負担を前提として区分所有者の全員同意が必要となるため、実現のハードルは高くなります。

② バルコニー通行による方法

- 隣接する2住戸を所有する区分所有者が自らの負担で、バルコニーの隔板の撤去工事を個別に実施し、バルコニーの通行により2住戸を一体的に利用できるようにします。
- バルコニーの奥行き寸法が900mm程度の場合は、車いすでの利用にも対応できると考えられます。ただし、バルコニーに面した開口部とバルコニーの間にまたぎ段差がある場合は、擦り付け板の設置などによる段差解消が必要となります。
- 実施の前提として、①-1の場合と同様、管理組合の集会における4分の3以上の多数決で、将来起こりうるバルコニー隔板の撤去工事について一括承認します。
- 構造躯体（戸境壁）を加工しないため、最も安価に実施できますが、隣接する住戸とバルコニーが連続していることが実施条件となります。また、住戸内での通行ができないため、①-1に比べると、間取りの一体性の確保は難しくなります。
- なお、バルコニー通行による方法の実施手続きについては、「バルコニー通行方式による複数住戸の一体的利用 導入ガイド」（NPO 日本住宅管理組合協議会、平成23年8月）が参考になります。

2-2. 開口形成改修工事による2住戸の一体的利用の実現イメージ

- 開口形成改修工事（「①-1 隣接する2住戸の所有者が個別に実施」するタイプ）による2住戸の一体的利用の実現イメージを図1に示します。また、公共賃貸住宅の事例ですが、実現事例を次ページの参考1に示します。
- 戸境壁への開口形成部の幅はドア1枚程度ですが、間取り改修や、台所・浴室・トイレなどの水回りの改修等を行うことで、子供が成長しても住み続けられる豊かな居住空間を実現することができます。



【図面出典】
 「戸境壁開口方式2住戸の一体的利用 導入ガイド」
 NPO 日本住宅管理組合協議会・マンション管理総合研究所、平成 25 年 12 月

図1 開口形成改修工事による専有部分の空間拡大の実現イメージ

〈参考1〉 開口形成改修工事による2住戸の一体的利用の実現事例（公共賃貸住宅）

改修前

改修後

構造：RC造・壁式構造
階数：5階建て
住戸面積：48㎡
間取り：2DK

洗面所部分の戸境壁に、ドア1枚分程度の開口形成をして、2住戸を一体化（あわせて、バルコニー通行による一体化工事も実施）。
開口形成改修工事後の住戸面積は96㎡

戸境壁の開口形成部分

台所から開口形成部をみたところ。水回り部を通行して2住戸を一体的利用できる。

開口形成部を通して、一体化した住戸のサービスルーム・和室の襖が奥に見える。

【図面および写真（一部（出典））「改修によるマンションの再生手法に関するマニュアル」、国土交通省、令和3年9月改訂、101頁

3 開口形成改修工事による構造安全面への影響と対応

ポイント



- 戸境壁（耐力壁）に開口を形成することへの区分所有者の不安を解消するため、建物全体の構造安全性を確認した上で、各戸境壁について開口形成できる位置、開口の大きさをあらかじめルールとして定めます。
- また、開口形成した部分の周辺を鉄骨枠で補強します。
- これにより、建物全体の構造安全性を確保しつつ、開口形成改修工事を実施できるようにします。

3-1. RC造・壁式構造の建物の構造特性と開口形成の基本的考え方

- 開口形成改修工事が行われる建物として、鉄筋コンクリート造・壁式構造（在来工法）の中層・階段室型の共同住宅を想定しています。
- こうした壁式構造の建物は、耐力壁の壁量が多く、過去の大規模地震でも大きな損害を受けてない状況から、安全性が高い建物とされています。
- すなわち、耐力壁の壁量が多い壁式構造の建物では、一定の大きさの開口形成をした後でも、なお建築基準法による必要壁量を有している場合が多いと考えられます。
- ただし、構造躯体である戸境壁に開口形成をすることについては、構造安全面への影響について不安視される区分所有者も少なくなく、合意形成を進める上でのネックになることも考えられます。
- そこで、本手引きで扱う「開口形成改修工事」は、次の3-2に示すルールのもと、構造安全性を確認・確保しながら実施することとしています。

3-2. 構造安全性の確保のための基本ルール

① 開口形成できる位置や開口の大きさのルール設定

- 本手引きで扱う開口形成改修工事は、売却用の空き住戸の発生などに伴い、隣接する専有部分を取得した区分所有者が個別に工事を実施するケースを想定しています。このため、建物内のどの専有部分で、開口形成改修工事が実施されるかを計画的に定めることができません。
- このため、まず建物全体の構造安全性を確認し、各戸境壁について開口形成できる位置、開口の大きさ（通行に支障のないドア1枚程度）をあらかじめ定めておきます。
- この際、構造安全性の確認に加えて、どの位置の戸境壁でも一定の大きさの開口形成ができることを確認し保証することが、管理組合内での合意形成を円滑に進めるポイントの一つとなります。
- 建物全体の構造安全性の確認、開口の位置・大きさ等の詳細については、建築士（構造の専門家）に依頼し、別途公表している次のガイドラインに基づき検討します。
⇒「壁式構造共同住宅の開口形成の設計法・構造補強法に係る技術ガイドライン」
- なお、開口形成ルールの設定例は、8-1の表3で解説します。

② 開口形成部分の周辺の鉄骨枠補強

- 前述のとおり、耐力壁の壁量が多い壁式構造の建物では、一定の大きさの開口形成をした後でも、なお建築基準法による必要壁量の基準を満たしている場合が少なくないと考えられます。
- ただし、開口形成の前よりは構造性能が低下することになりますので、区分所有者の不安を解消するため、開口形成部分の周辺を鉄骨枠で補強し、性能の回復を極力図ることとします。
- 鉄骨枠による補強計画（鉄骨枠の設計計画および施工計画）については、建築士（構造の専門家）に依頼して、別途公表している次のマニュアルに基づいて検討します。
⇒「新設開口の鉄骨枠補強に関する設計マニュアル」
⇒「新設開口の鉄骨枠補強に関する施工マニュアル」
- なお、開口形成工事および補強方法の概要は、8-2の表5で解説します。

4 開口形成改修工事に伴う専有部分・共用部分の扱い

ポイント



- 開口形成改修工事により生じた空隙部分は、元々あった壁の存在を推定し、「共用部分」として扱います。また、当該部分に「専用使用权」を与えることで当該住戸の区分所有者の専用使用を認めます。
- これにより、区分所有者の3/4以上の特別多数決議（6で後述）により実施できるようにすることが合理的です。

4-1. 開口形成改修工事に伴う専有部分・共用部分の考え方

- 戸境壁の開口形成改修工事により生じた空隙部分を専有部分としてみなすと、「共用部分の専有部分化」となるため、全員同意が必要となります。
- このため、開口形成により生じた空隙部分を「共用部分」とみなすことで、開口形成改修工事を「共用部分の変更」（区分所有法第17条：区分所有者および議決権の各3/4以上の特別多数決議）として実施できるようにします（図2）。
- また、開口形成改修工事により生じた空隙部分に「専用使用权」を与えることで、当該住戸の区分所有者が通路として専用使用できることとします。

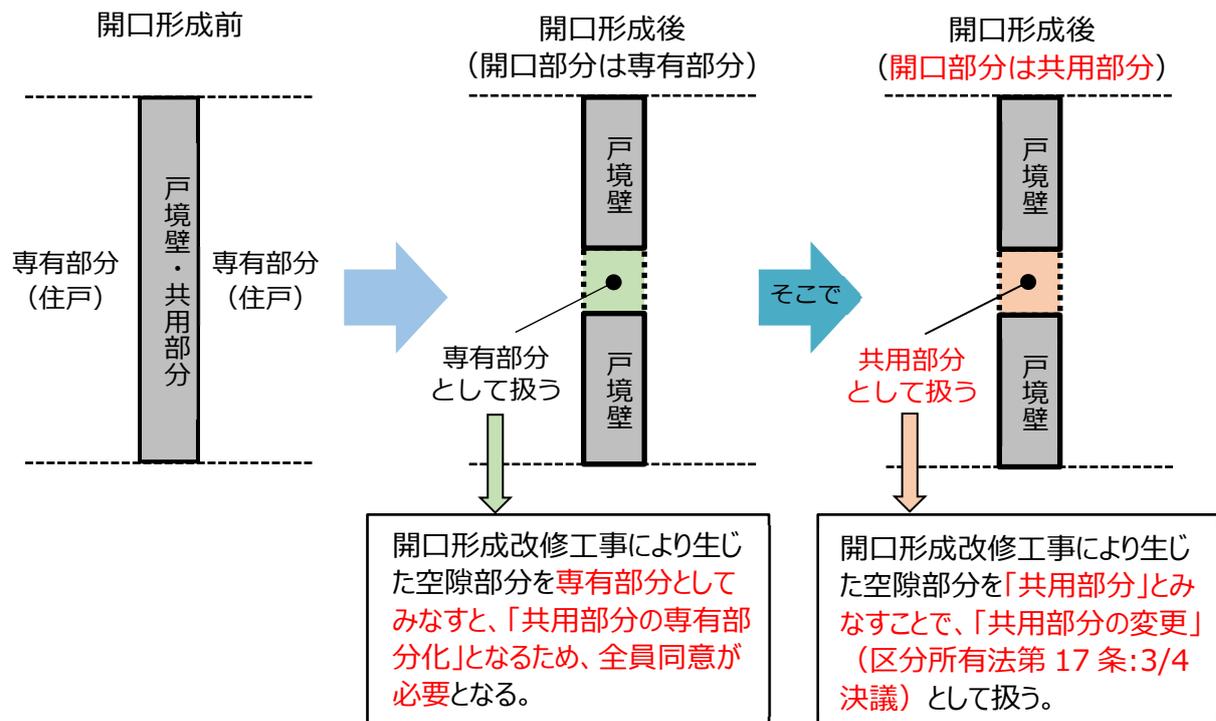


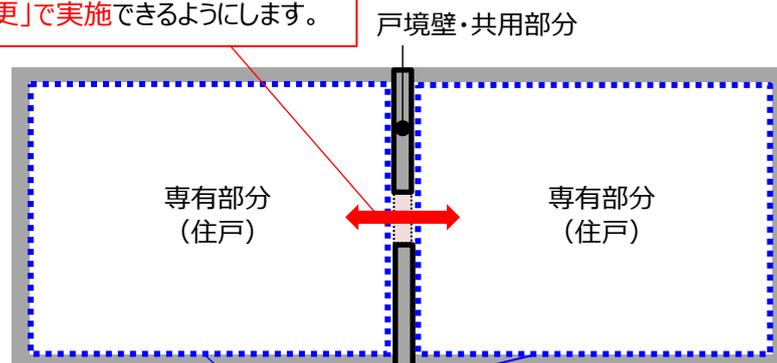
図2 戸境壁の開口形成改修工事により生じた空隙部分の権利上の扱い

- なお、戸境壁の開口形成改修工事により生じた空隙部分を共用部分と見なす場合の区分所有権の対象となる専有部分が成立する要件の考え方については、参考2に示すような最高裁判決や考え方が示されています。

4-2. 開口形成により生じた空隙部分を共用部分として扱うことの効果

- 建物の共有者（区分所有者）の共用部分の持分は、専有部分の床面積の割合によることが原則となっています（区分所有法第14条第1項）。また、区分所有法では、専有部分の床面積の算定は、壁その他の区画の内側線で囲まれた部分の水平投影面積によるものとされており（区分所有法第14条第3項）、内法主義が採用されています。
- このため、開口形成改修工事により生じた空隙部分を専有部分として扱っていると、当該建物の区分所有者の専有部分の床面積は、開口形成前よりも増加してしまうこととなります。一方、空隙部分を共用部分として扱うことで、当該区分所有者の専有部分の床面積は開口形成前後で変わることはありません。
- 開口形成改修工事により生じた空隙部分を共用部分として扱うことで、「共用部分の変更」（区分所有法第17条）として実施できるほか、各区分所有者の共用部分の持分割合（区分所有法第14条）やそれに伴う議決権（区分所有法第38条で引用する第14条）を調整する作業が不要となり、合理的に実現することができると考えられます（図3）。

開口形成改修工事による空隙部分を「共用部分」として扱い、専用使用権を与えます。これにより、開口形成工事を「共用部分の変更」で実施できるようにします。



区分所有法上、専有部分の床面積の算定は内法主義を採用しているため、開口形成改修工事による空隙部分を共用部分として扱うことで、当該団地建物所有者の専有部分の床面積は、開口形成の前後で変わらないこととなります。

⇒ 各区分所有者の共用部分の持分割合（区分所有法第14条）、議決権（区分所有法第38条で引用する第14条）を変えずに済みます。

図3 開口形成改修工事により生じた空隙部分を共用部分として扱うことの効果

〈参考2〉 区分所有権の対象となる専有部分が成立する要件

- 区分所有権の対象となる専有部分が成立する要件として、「構造上の独立性」と「利用上の独立性」を備えることが必要とされています（区分所有法第1条）。

① 「構造上の独立性」について

- 「構造上の独立性」とは、1棟の建物が構造上数個の部分に区分されていることであり、その部分が壁、天井、床、扉などによって他の部分から遮断されている必要がありますが、他の部分から「完全」に遮断される必要は必ずしもないとされています。例えば、建物の1階にあり、周囲の三面が壁で、他の一面は角柱だけで壁がない駐車場の場合について、構造上の独立性を認める最高裁の判決があります。

最高裁判決（昭和56年6月18日民集35-4-78）（抄）：「建物の区分所有等に関する法律一条にいう構造上他の部分と区分された建物部分とは、建物の構成部分である隔壁、階層等により独立した物的支配に適する程度に他の部分と遮断され、その範囲が明確であることをもつて足り、必ずしも周囲すべてが完全に遮蔽されていることを要しないものと解するのが相当である。そして、このような構造を有し、かつ、それ自体として独立の建物としての用途に供することができるような外形を有する建物部分は、そのうちの一部に他の区分所有者らの共用に供される設備が設置され、このような共用設備の設置場所としての意味ないし機能を一部帯有しているようなものであつても、右の共用設備が当該建物部分の小部分を占めるにとどまり、その余の部分をもつて独立の建物の場合と実質的に異なるところのない態様の排他的使用に供することができ、かつ、他の区分所有者らによる右共用設備の利用、管理によつて右の排他的使用に格別の制限ないし障害を生ずることがなく、反面、かかる使用によつて共用設備の保存および他の区分所有者らによる利用に影響を及ぼすこともない場合には、なお建物の区分所有等に関する法律にいう建物の専有部分として区分所有権の目的となりうるものと解するのが相当である。」

- また、構造上の独立は、常時他の部分と遮断されて独立性が確保される必要はなく、店舗がオープンに置かれているマーケット式の建物において、閉店時間だけ各店舗を遮断するシャッター設備の存在だけで、各店舗について独立性を有する区分所有権の存在を認める法務省回答（昭和42年9月25日付）もあります。
- こうしたことから、戸境壁の一部を開口形成した場合の開口部分が小規模な範囲の場合は、戸境壁の延長としての遮蔽物の存在が推定されることから、開口形成後も従前の各住戸はそれぞれ「構造上の独立性」を備えていると考えることができます。

② 「利用上の独立性」について

- 「利用上の独立性」とは、建物の各部分が独立して住居・店舗・事務所又は倉庫その他の建物としての用途に供することができることを意味し、利用上の独立性が認められるためには、建物の部分が他の建物の部分（隣室）を通行することなく、直接外部へ出入りすることができる必要があります（最高裁判決昭和44年7月25日）。
- 改修前の各専有部分の玄関ドアをそのまま利用する限り、改修後の各専有部分には利用上の独立性も備わっていると考えることができます。

5 開口形成改修工事に係る管理組合における合意形成の手続き

ポイント



- 管理組合において、開口形成のルール（開口形成できる大きさ・位置等）、工事仕様書（開口部の新設工事、形成後の補強工事等）について具体的に定めます。また、開口形成の実施に係る管理規約を整備します。
- 上記を通じて、将来実施される開口形成を、管理組合の3/4以上の特別多数決議で一括承認（一括承認決議）します。
- 一括承認が得られた後は、開口形成を実施しようとする区分所有者の個別申請に対して、理事会が確認・承認を行います。
- 開口形成改修工事を実施しようとする区分所有者は、理事会に工事の申請をし、理事会の承認後に工事を実施します。工事完了後には理事会に報告し、確認を受けます。

5-1. 開口形成改修工事の一括承認決議に向けた合意形成の手続き

- 戸境壁の開口形成改修工事の一括承認決議に向けた合意形成のステップは、大きくは、「① 準備段階」と「② 計画段階」とに区分されます（図4）。

① 「準備段階」での手続き

- 準備段階では、理事会が主体となって活動します。
- 団地における少子高齢化の状況などを踏まえ、区分所有者にアンケート調査をするなどして2住戸の一体的利用に向けた開口形成の必要性やニーズを確認したうえで、開口形成の実現に向けて検討が必要な事項（検討内容、スケジュール、検討に要する費用、専門家への依頼事項等）を整理します。また、専門委員会の設置に向けて、人数・予算・規則案等を検討します。
- 準備段階での検討がまとまった段階で、検討内容を取りまとめて、管理組合集会の議案を作成します。集会で承認を要する事項は下記の3点となります。
 - i) 開口形成改修工事の実施に向けた各種検討を管理組合として行うことに関する事項
 - ii) iの検討費用（専門家への委託費用等）に関する事項
 - iii) iの検討のための専門委員会の設置に関する事項

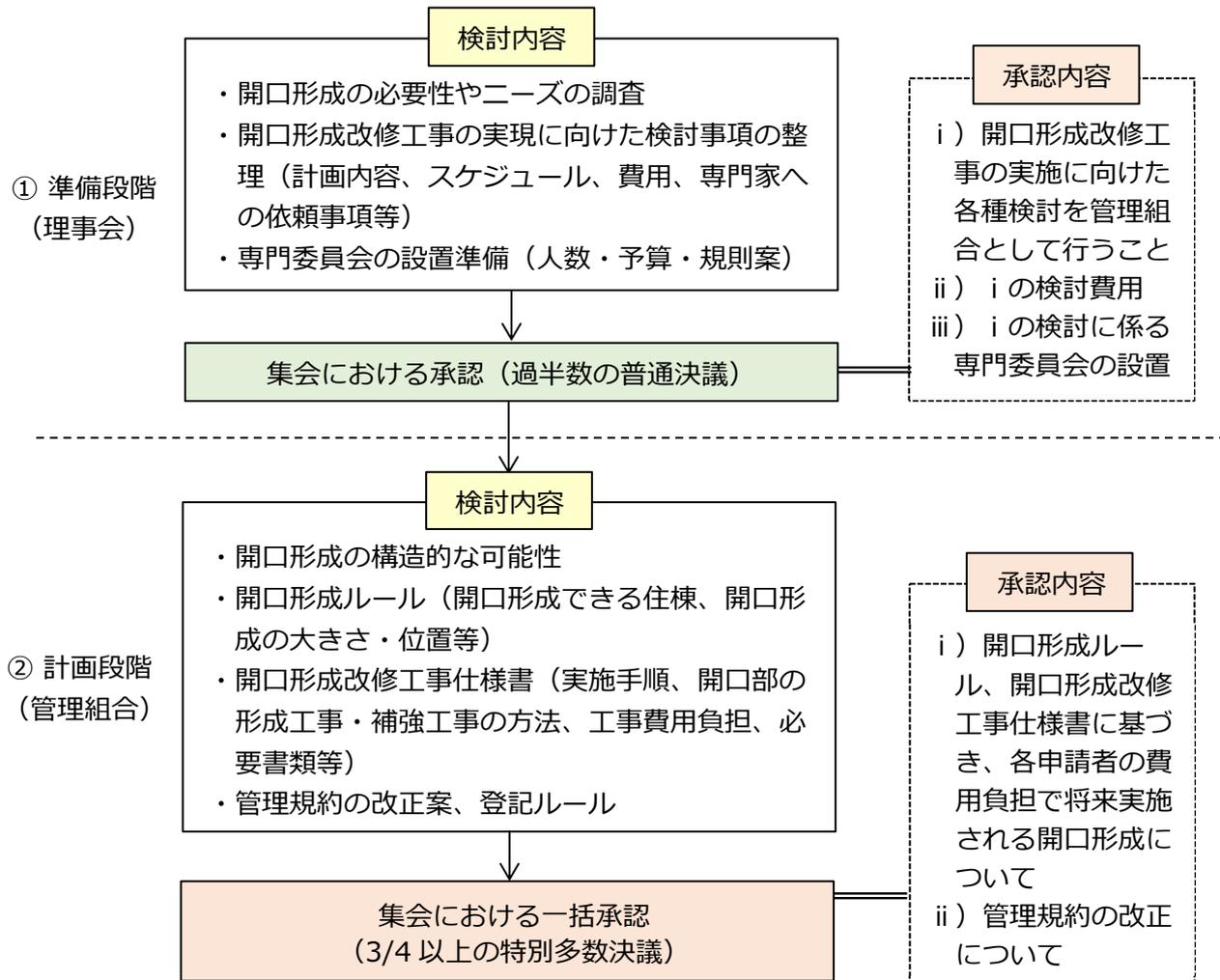


図4 「① 準備段階」および「② 計画段階」での手続きフロー

② 「計画段階」での手続き

- ・ 議決事項について、区分所有者の集会において承認（過半数の普通決議）されると、理事会と専門委員会が連携し、専門家に依頼をして検討します。
- ・ 主な検討内容は、開口形成ルール（開口形成の可否、開口形成の大きさ・位置等）、開口形成改修工事仕様書（実施手順、開口部の形成工事・補強工事の方法、必要書類等）、管理規約の改正案、登記についてです。また、検討時点における、概算の工事費用や工期などの情報も収集します。
- ・ 協力を求める専門家は、開口形成ルールや開口形成改修工事仕様書、工事費用や工期等の建築技術的な点については建築士（構造の専門家）、管理規約の改正案についてはマンション管理士、登記については司法書士が想定されます。
- ・ なお、建築士などの専門家の選定については、下記のマニュアルが参考になります。
 - ⇒ 「改修によるマンションの再生手法に関するマニュアル」（国土交通省・令和3年9月改訂）、第1章 1.5 (2) 専門家等の選定

- 計画段階での検討がまとまった段階で、検討内容を取りまとめて、管理組合集会の議案を作成します。集会で承認を要する事項は下記の2点となります。
 - i) 開口形成ルールおよび開口形成改修工事仕様書に基づき、各申請者の費用負担で将来実施される開口形成について
 - ii) 管理規約の改正について
- 団地の集会において、上記2点について決議が成立することで、次の5-2の方法で実施する開口形成改修工事を一括承認したこととします。なお、集会における決議の手続きは後述6で解説します。

5-2. 個別申請に基づく開口形成改修工事の実施の手続き

- 一括承認が得られると、開口形成改修工事を実施しようとする区分所有者からの個別の申請に対して、理事会が確認・承認をして工事を進めます（図5）。

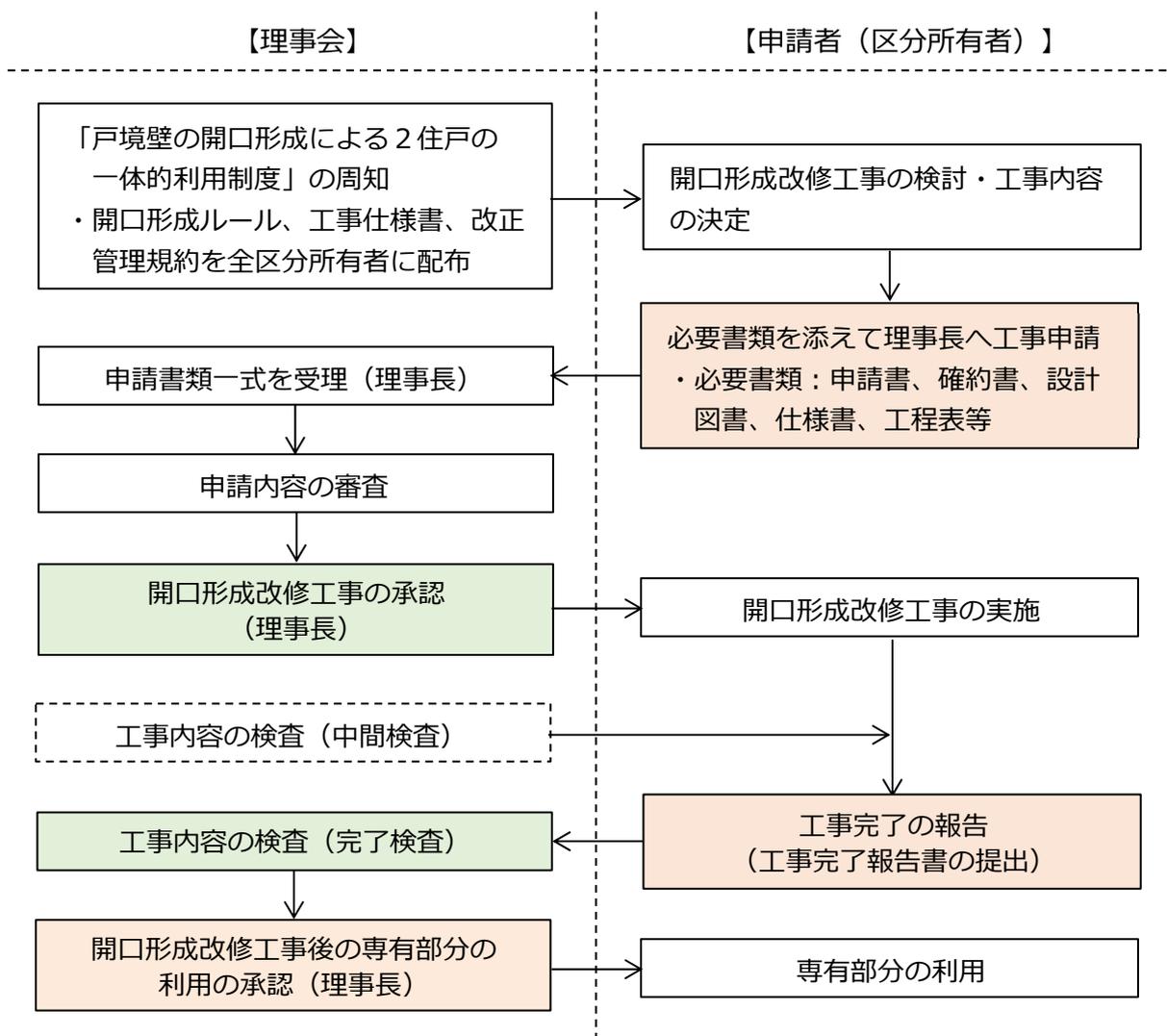


図5 申請者からの申請に基づく理事会の承認・工事実施に係る手続き

- 理事会は「開口形成ルール」、「開口形成改修工事仕様書」、「管理規約（改正後）」を全区分所有者に配布し、「戸境壁の開口形成による2住戸の一体的利用」の実施方法を周知します。
- 開口形成改修工事を実施しようとする区分所有者は、建築技術的な支援を行う専門家を選定し、「開口形成改修工事仕様書」に基づく工事内容の詳細検討を依頼します。
- 建築技術的な支援を行う専門家等の関わり方には、設計者（建築士）と施工者が異なる者である「設計・監理方式」と、建築士を有する施工会社が設計から施工までを一貫して実施する「責任施工方式」とがあります。
- 「設計・監理方式」の場合は、開口形成改修工事の設計を依頼する建築士とは別に、施工会社を選定する必要があります。施工会社については、建築士の協力を得ながら工事費の見積等を依頼して選定します。なお、工事費の見積や施工会社の選定については、下記のマニュアルが参考になります。
⇒ 「改修によるマンションの再生手法に関するマニュアル」（国土交通省・令和3年9月改訂） 第1章 1.5（4）工事費見積・施工会社の選定
- 工事内容の詳細と施工会社が決定すれば、理事会に工事の申請をし、工事計画内容について理事会の承認を得た後に工事を実施します。工事完了後には理事会に報告し、確認を受けます。
- なお、工事内容の検査については、完了検査に加えて、開口形成後の時点（補強工事前の時点）などに中間検査を行うことも考えられます。

6 開口形成改修工事に係る区分所有法上の手続きと決議要件

ポイント



- 戸境壁への開口形成改修工事は、「共用部分の形状又は効用の著しい変更」行為（区分所有法第 66 条で準用する第 17 条第 1 項）に該当するため、団地内建物の区分所有者数および議決権の各 4 分の 3 以上の特別多数決議が必要となります（3 で解説した扱いによる場合）。
- なお、団地型マンションにおいて、団地内の各棟の区分所有建物を、①棟ごとに管理している団地（各棟管理方式）と、②団地管理組合で一元管理している団地（全棟一括管理方式）とで、決議に際しての区分所有法上の手続きが異なります。

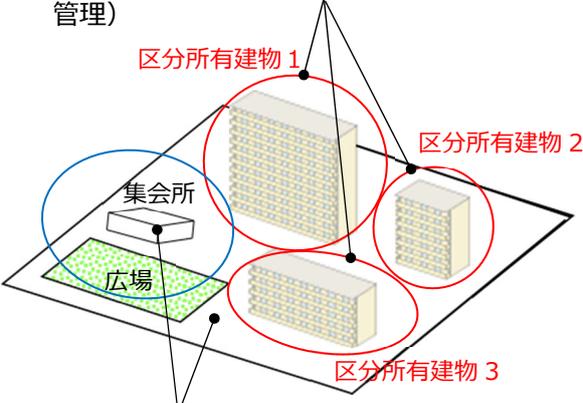
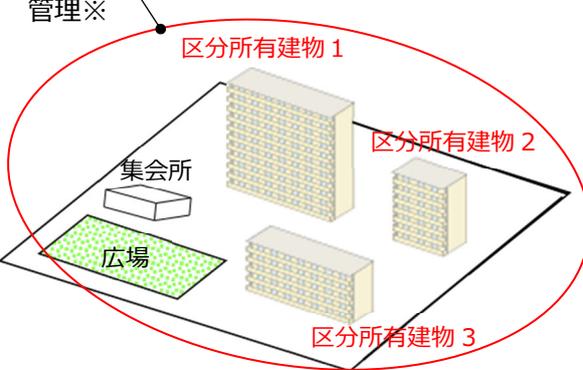
6-1. 区分所有法上の手続きの基本

- 本検討で対象とする開口形成改修工事は、もっぱら 2 住戸の一体的利用（床面積の拡大）を目的として行われる工事であることから、その工事費用は当該工事を行う区分所有者が負担することが前提になります。
- 開口形成改修工事は、共用部分である戸境壁（構造躯体）を加工する行為ですから、「共用部分の形状又は効用の著しい変更」（区分所有法第 17 条第 1 項。団地の場合は区分所有法第 66 条で準用する第 17 条第 1 項）に該当し、区分所有者数および議決権の各 4 分の 3 以上の特別多数決議で承認を与えることになると考えられます。
- なお、開口形成改修工事の実施による共用部分の管理費・修繕積立金の額等の変更を必要とする場合には、区分所有者および議決権の各 4 分の 3 以上の特別多数決議で規約を変更（区分所有法第 31 条第 1 項）する必要があります。

6-2. 団地型マンションにおける手続きと決議要件

- 土地を全棟で共有する団地の管理形態については、各区分所有建物を、①棟ごとに管理している場合（各棟管理方式）と、②団地管理組合で一元管理している場合（全棟一括管理方式）とがあります（表 2）。
- 団地の管理形態によって、各申請者の費用負担で将来実施される開口形成改修工事についての承認決議をする範囲が異なるため注意が必要です。

表2 管理形態からみた団地型マンションの種類と合意形成の手続き

① 各棟管理方式の団地	② 全棟一括管理方式の団地
<p>各棟の区分所有建物は、棟ごとに管理（各棟管理組合(区分所有法第3条団体)で管理）</p>  <p>団地内の土地や集会所等の附属施設は団地管理組合(区分所有法第65条団体)で管理</p>	<p>団地内の土地や附属施設に加えて、各区分所有建物についても、団地管理組合で一元的に管理※</p>  <p>※ 全区分所有建物を団地全体で一元的に一括管理の対象とするには、各棟の集会所における区分所有者および議決権の各4分の3以上の多数による決議により、各区分所有建物を団地管理の対象とすることを団地規約に定める必要があります（区分所有法第68条）。</p>
<ul style="list-style-type: none"> 各区分所有建物の集会において、区分所有者数および議決権の各4分の3以上の特別多数決議で一括承認します。 	<ul style="list-style-type: none"> 団地管理組合の集会において、全建物の区分所有者数および議決権の各4分の3以上の特別多数決議で一括承認します。

① 各棟管理方式の団地での手続き

- 各区分所有建物は棟ごとに管理をしているため、棟ごとに開口形成改修工事に係る検討を行い、各区分所有建物の集会において、区分所有者数および議決権の各4分の3以上の特別多数決議で一括承認することが基本となります。
- 一方で、若年・子育て世帯の流入・定住促進に向けて、2住戸の一体的利用が必要となる団地では、全ての区分所有建物において開口形成改修工事を実施可能とするルールの方策等が望まれます。
- このため、開口形成ルールや管理規約の改正等の検討は、団地管理組合（理事会）が各棟の検討を促し、各棟に対して技術的サポートや検討費用のサポートを行うことが望まれます。また、全区分所有建物で承認決議が成立するよう、団地管理組合（理事会）が各区分所有建物における承認決議を目的とする集会の開催等を調整・支援することが望まれます。

② 全棟一括管理方式の団地での手続き

- 全区分所有建物を団地管理組合で一括管理しているため、団地管理組合で全ての検討を行い、団地管理組合の集会において、全建物の区分所有者（団地建物所有者）および議決権の各4分の3以上の特別多数決議で一括承認します。

7 開口形成改修工事に係る管理規約の改正・細則の作成

ポイント



- 区分所有者は、区分所有法第6条第1項の規定により、建物の主要構造部に影響を及ぼす行為を実施できないとされています。

区分所有法

(区分所有者の権利義務等)

第六条 区分所有者は、建物の保存に有害な行為その他建物の管理又は使用に関し区分所有者の共同の利益に反する行為をしてはならない。

- このため、主要構造部である戸境壁への開口形成改修工事については、一定のルールのもとで実施することができるよう、管理規約を改正し、あわせて細則を作成する必要があります。
- 「マンション標準管理規約（団地型）」（最終改正 令和3年6月22日 国住マ第33号）をもとに、管理規約改正のポイントを示します。

7-1. 管理規約の改正

① 共用部分の範囲について

- マンション標準管理規約（団地型）の「第8条 共用部分の範囲」について、既存の条文を次のように修正し（罫線箇所が修正部分）、戸境壁の開口形成工事により生じた空隙部分を共用部分に位置づけます。

(共用部分の範囲)

第8条 対象物件のうち共用部分の範囲は、別表第2に掲げるとおりとする。

[別表第2 共用部分の範囲]

1. 棟の共用部分

エントランスホール、廊下、階段、エレベーターホール、エレベーター室、共用トイレ、屋上、屋根、塔屋、ポンプ室、自家用電気室、機械室、受水槽室、高置水槽室、パイプスペース、メーターボックス（給湯器ボイラー等の設備を除く。）、内外壁、戸境壁、第17条の3第4項に定める戸境壁への開口形成改修工事により生じた空隙部分、床スラブ、基礎部分、床、天井、柱、バルコニー等専有部分に属さない「建物の部分」

エレベーター設備、電気設備、給水設備、排水設備、消防・防災設備、インターネット通信設備、テレビ共同受信設備、オートロック設備、宅配ボックス、避雷設備、集合郵便受箱、各種の配線配管（給水管については、本管から各住戸メーターを含む部分、雑排水管および汚水管については、配管継手および立て管）等専有部分に属さない「建物の附属物」

② 専用使用権の範囲について

- マンション標準管理規約（団地型）の「第 14 条 バルコニー等の専用使用権」について、既存の条文を次のように修正し（罫線箇所が修正部分）、戸境壁の開口形成工事により生じた空隙部分に専用使用権を有することを承認します。

（バルコニー等の専用使用権）

第 14 条 団地建物所有者は、別表第 4 に掲げるバルコニー、玄関扉、窓枠、窓ガラス、第 17 条の 3 第 4 項に定める戸境壁への開口形成改修工事により生じた空隙部分、一階に面する庭および屋上テラス（以下この条、第 21 条第 1 項および別表第 4 において「バルコニー等」という。）について、同表に掲げるとおり、専用使用権を有することを承認する。

[別表第 4 バルコニー等の専用使用権]

別表第 4 に、下記の内容を追加する。

専用使用部分 区分	第 17 条の 3 第 4 項に定める戸境壁の開口形成工事により生じた空隙部分
1 位置	第 17 条の 3 第 4 項に定める戸境壁の開口形成工事により生じた戸境壁の空隙部分
2 専用使用権者	戸境壁の開口形成工事により生じた空隙部分に隣接する専有部分の区分所有者

③ 2住戸の一体的利用のための戸境壁の開口形成改修工事について

- マンション標準管理規約（団地型）の「第 17 条 専有部分の修繕等」に、第 17 条の 2 ～第 17 条の 4 として、2 住戸の一体的利用のための開口形成改修工事の実施に係る規定を追加し、開口形成の工事の実施手続きを定めます。
- 第 17 条の 2 では、2 住戸の一体的利用のための戸境壁の開口形成改修工事について定義し、開口形成のルールを新たに定めます。

（専有部分の空間拡大のための戸境壁の開口形成改修工事）

第 17 条の 2 専有部分の空間拡大のための戸境壁の開口形成改修工事（以下、「開口形成改修工事」という。）とは、複数の専有部分を区画する戸境壁の一部に開口部を形成し、複数の専有部分を一体的に利用ができるように改修を行うことをいう。

2 前項に定める戸境壁の開口部の形成は、別図第 1（23 頁・表 3）に掲げる開口形成ルールおよび別表第 6（24 頁・表 4）に掲げる開口形成改修工事仕様書に従うものとする。

- 第 17 条の 3 では、開口形成改修工事の申請に係る手続きを新たに定めます。

（開口形成改修工事の申請手続き等）

第 17 条の 3 団地建物所有者は、その所有する住戸について開口形成改修工事を行おうとするときは、あらかじめ、理事長にその旨を申請し、書面による承認を受けなければならない。

2 前項の場合において、団地建物所有者は、開口形成改修工事の実施に必要な書類等を添付した申請書を理事長に提出しなければならない。

3 理事長は、第 1 項に定める申請について、承認しようとするとき、又は不承認しようとするときは、理事会の決議を経なければならない。

4 第 1 項の承認があったときは、団地建物所有者は、承認の範囲内において、開口形成改修工事を行うことができる。

- 第 17 条の 4 では、開口形成改修工事の実施（完了）後の権利関係について新たに定めます。

（開口形成改修工事の実施後の権利関係等）

第 17 条の 4 団地建物所有者は、前条第 4 項の工事により生じた戸境壁開口部の空隙部分について、それに隣接する専有部分の団地建物所有者が専用使用権を有することを承認する。

2 開口形成改修工事の完了後の隣接する専有部分の取り扱いについては、従前の権利関係に従う。

3 団地建物所有者から第 1 項に定める専有部分の貸与を受けた者は、その団地建物所有者が専用使用権を有している戸境壁の開口形成改修工事により生じた空隙部分を使用することができる。

④ 議決事項について

- マンション標準管理規約（団地型）の「第 56 条 議決事項」について、既存条文を次のように修正し（罫線箇所が修正部分）、第 17 条の 3 第 3 項で規定する開口形成改修の承認又は不承認に係る決議を、新たに議決事項として定めます。

（議決事項）

第 56 条 理事会は、この規約に別に定めるもののほか、次の各号に掲げる事項を決議する。

- 一 収支決算案、事業報告案、収支予算案および事業計画案
- 二 規約（第 72 条第一号の場合を除く。）および使用細則等の制定、変更又は廃止に関する案
- 三 長期修繕計画の作成又は変更に関する案
- 四 その他の団地総会提出議案
- 五 第 17 条、第 17 条の 3 第 3 項、第 21 条および第 22 条に定める承認又は不承認
- 六 第 60 条第 3 項に定める承認又は不承認
- 七 第 62 条第 4 項に定める未納の管理費等および使用料の請求に関する訴訟その他法的措置の追行
- 八 第 77 条に定める勧告又は指示等
- 九 団地総会から付託された事項
- 十 災害等により団地総会の開催が困難である場合における応急的な修繕工事の実施等
- 十一 理事長、副理事長および会計担当理事の選任および解任
(以下略)

7-2. 細則の作成

- 管理規約の改正にあわせて、開口形成改修工事に関する細則を作成します。
- 細則では、工事に係る禁止事項、工事実施の申請の方法、申請書類、申請書類の審査および却下、申請の承認又は不承認、改修工事検査のための専有部分内への立ち入り、改修工事完了報告書の提出、承認の取り消し、書類等の保管および閲覧、紛争発生時の解決等の責任・専属的合意管轄裁判所（紛争処理の第一審を専属的に管轄する裁判所）等について規定します。
- 細則の作成例については、「戸境壁開口方式 2 住戸の一体的利用 導入ガイド」（平成 25 年 12 月、NPO 日本住宅管理組合協議会・マンション管理総合研究所）が参考となります。

8 開口形成ルールおよび開口形成改修工事仕様書

ポイント

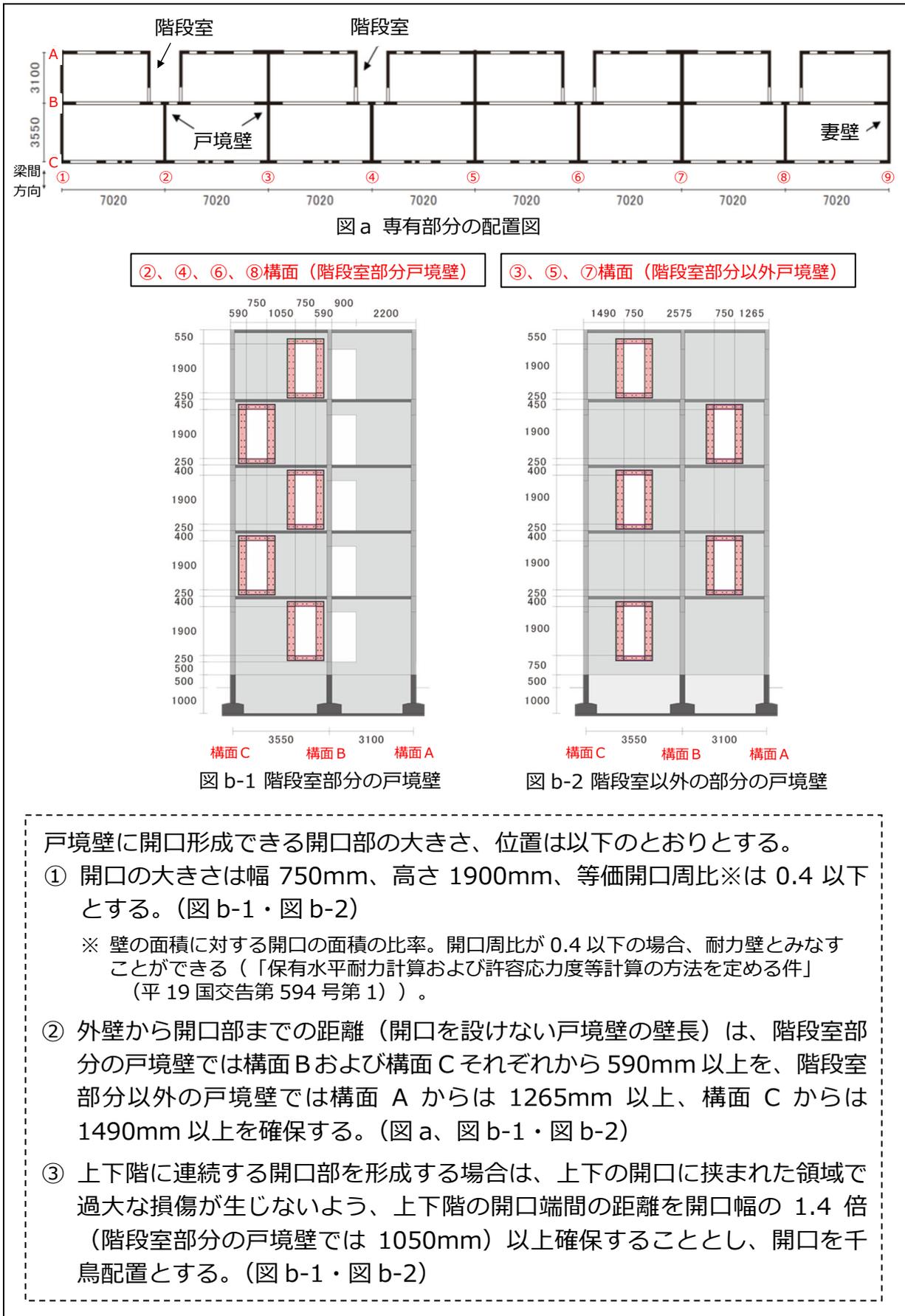


- 管理規約「第 17 条の 2（新設）」において、戸境壁の開口に関して、開口形成ルール（別図第 1）および開口形成改修工事仕様書（別表第 6）を定めます。
- 開口形成ルールでは、戸境壁における開口を形成できる位置、開口部の大きさ（幅、高さ）を定めます。
- 開口形成改修工事仕様書では、開口形成の申請・承認の手続き、申請書類、工事実施・完了時の手続きなどに加えて、開口部の形成方法や補強方法についても定めます。
- 開口部の形成方法や補強方法については、構造的な検討が必要となりますので、建築士（構造の専門家）に検討を依頼する必要があります。

8-1. 開口形成ルールの設定

- 開口形成ルールでは、戸境壁における開口を形成できる位置、開口部の幅・高さを定めます。
- 開口形成ルールの設定例を表 3 に示します。
- なお、開口形成ルールは、建築士（構造の専門家）に検討を依頼し、設定します。
- 建築士向けのガイドラインとして公表している「壁式構造共同住宅の開口形成の設計法・構造補強法に係る技術ガイドライン」に基づき検討します。

表3 開口形成ルールの設定例（改正管理規約の別図第1）



8-2. 開口形成改修工事仕様書

- 開口形成改修工事仕様書では、開口形成の申請・承認の手続き、申請書類、工事の検査・完了の手続き、工事実施上の留意点などに加えて、開口部の形成方法や開口により低下した構造耐力の補強方法についても定めます。
- 開口形成改修工事仕様書の作成例を表4に示します。また、開口部の形成方法および開口形成により低下した構造性能の補強方法の仕様の設定例を表5に示します。
- なお、開口部の形成方法および補強方法については、建築士（構造の専門家）に検討を依頼し、具体的な仕様を定めます。
- 建築士向けのガイドラインとして公表している「壁式構造共同住宅の開口形成の設計法・構造補強法に係る技術ガイドライン」、「新設開口の鉄骨枠補強に関する設計マニュアル」、「新設開口の鉄骨枠補強に関する施工マニュアル」に基づき検討します。

表4 開口形成改修工事仕様書の作成例（改正管理規約の別表第6）

基本事項	<ul style="list-style-type: none"> ① 2住戸の一体的利用のために実施する開口形成改修工事は、別図第1に示す開口形成ルールおよび本開口形成改修工事仕様書に従って実施するものとする。 ② 補強を含めた開口形成改修工事が当該専有部分の範囲内で完結し、他の専有部分および開口形成する戸境壁以外の共用部分に影響を与えないこととする。 ③ 開口形成改修工事に要する費用は、当該工事を行おうとする区分所有者個人の負担とする。
申請・承認 の手続き	<ul style="list-style-type: none"> ① 開口形成改修工事を行おうとする者は、工事開始予定日の○日前までに申請に関する必要書類（以下「申請書類」という。）を理事長へ提出することとする。 ② 開口形成改修工事は、理事長による工事承認通知書の受領後に実施することとする。
申請書類	<p>申請に関する必要書類は下記による。</p> <ul style="list-style-type: none"> ① 申請書 ② 確約書 ③ 設計図面 ……○通 ④ 仕様書 ……○通 ⑤ 工程表 ……○通 ⑥ 開口形成する戸境壁に隣接する専有部分の同一所有者であることを証する書面（登記事項証明書）

表4 開口形成改修工事仕様書の作成例（つづき）

開口部の形成方法	<ul style="list-style-type: none"> ・戸境壁への開口形成は、極力低騒音・低振動な工法を採用して行うものとする。 ・開口形成改修工事は、「新設開口の鉄骨枠補強に関する施工マニュアル」に基づき実施すること※。 <p>※ 施工マニュアルで示してる開口形成改修工事で行う開口部の形成方法の概要を表5に示す。</p>
開口部の補強方法	<ul style="list-style-type: none"> ・戸境壁への開口形成により低下した構造耐力を回復するため、開口形成部周辺を鉄骨枠で補強する工事を必ず行うものとする。 ・補強工事についての技術的検討は、建築士（構造の専門家）が行うこととし、補強工事は「新設開口の鉄骨枠補強に関する施工マニュアル」に基づき実施すること※。 <p>※ 施工マニュアルで示している鉄骨枠補強の施工方法の概要を表5に示す。</p>
工事の検査および完了	<ol style="list-style-type: none"> ① 戸境壁に対する開口部の形成が完了したとき（補強工事を実施する前の時点）は、速やかに、「開口形成報告書」を理事長に提出することとする。報告書は、当該区分所有者および施工会社の連名によるものとする。 ② 理事会による検査を受け、理事長による承認を経て、開口形成部周辺への補強工事を実施することとする。 ③ 補強工事が完了したときは、速やかに、「開口形成改修工事完了報告書」を理事長に提出することとする。報告書は、当該区分所有者および施工会社の連名によるものとする。 ④ 理事会による検査および理事長による承認を経て工事完了とする。
工事実施上の留意点	<ol style="list-style-type: none"> ① 居住者が現に存し、日常生活が営まれている区分所有建物において実施される工事であり、かつ、構造躯体である戸境壁に開口形成する工事であるため、他の居住者の生活環境・生活リズムの保全および生活上の安全に十分留意すること。 ② 工事の実施は午前〇時から午後〇時までとし、土曜日、日曜日および国民の祝日に関する法律に規定する休日は工事を実施しないものとする。 ③ 資材等の搬入や廃材等の搬出に共用階段等の共用部分を使用する場合は、必要な養生を行い実施すること。 ④ 工事で発生したゴミ・廃材等の廃棄物（建設廃棄物(産業廃棄物)）は生活環境に配慮して収容し、工事の請負会社が、関係法令や指針等※に従って処理すること。 <p>※ 例えば、「建設廃棄物処理指針」（厚生省生活衛生局水道環境部産業廃棄物対策室長通知・平成 11 年 3 月 23 日）に従う。なお、アスベストが含まれる建設廃棄物の処理の詳細については、「建設・解体工事に伴うアスベスト廃棄物処理に関する技術指針・同解説」（厚生省生活衛生局水道環境部産業廃棄物対策室長通知・昭和 63 年 7 月 22 日付け当職通知参照）に基づいて行う。</p>

表5 開口形成改修工事（開口部の形成方法および開口部の補強方法）の概要

1. 開口部の形成方法

- ・開口部の形成方法は以下の手順により実施します。

○手順1：コンクリートのはつり工事

- ・開口の形成部分およびその周辺部分（後述するコンクリート打設工事によりコンクリートの打ち直しを行う部分）のコンクリートのはつり出しを行います。
- ・コンクリートのはつり出しにあたっては、周辺住戸に与える影響に配慮し、極力低騒音・低振動な工法を採用します。また、湿式工法を採用する場合には、排水漏れや汚損等がないように周囲の養生を行います。



写真1-a コンクリートのはつり出しは、壁板の両面から周囲にカッター等で切り込みを付けてから行い、周辺の残存部分のコンクリートにひび割れ等の損傷を与えないように十分に注意します。



写真1-b はつり工事後の完了後

○手順2：配筋工事

- ・既存躯体の壁縦筋および壁横筋について、コンクリートの打ち継ぎ面から十分な長さを確保して切断し、壁縦筋は90°に折り曲げて必要な定着長を確保し、壁横筋の端部には180°フックを設けます。



写真2-a 壁配筋の90°折り曲げによる定着長の確保と壁横筋端部への180°フックの設置



写真2-b 配筋工事後の完了

表5 開口形成改修工事の概要（つづき）

2. 開口部の補強方法

- ・ 開口部の補強方法は以下の手順により実施します。

○手順3：コンクリート打設工事

- ・ 開口周辺部分に型枠を設けてコンクリートの打設を行います。



写真 3-a 型枠の設置。型枠には確認孔を設けて、コンクリートの充填状況を確認できるようにします。



写真 3-b コンクリートは、棒状バイブレーターおよび外振型バイブレーターにより十分に締め固めを行います。型枠の脱型は所要の材齢が経過後に行い、コンクリートに損傷が生じないように注意します。

○手順4：ボルト貫通用の開孔の設置（ボルト接合の場合）

- ・ 戸境壁への開口形成により低下した構造耐力を回復するため、鉄骨枠での補強を行います。
- ・ 既存躯体と鉄骨枠をボルト接合する場合は、打設したコンクリートの圧縮強度が十分発現した後にボルト貫通用の開孔を設置します。
- ・ 貫通孔の設置位置は、補強設計図に基づき決定します。
- ・ なお、周辺環境に与える影響に配慮し、極力低騒音・低振動な工法を採用します。

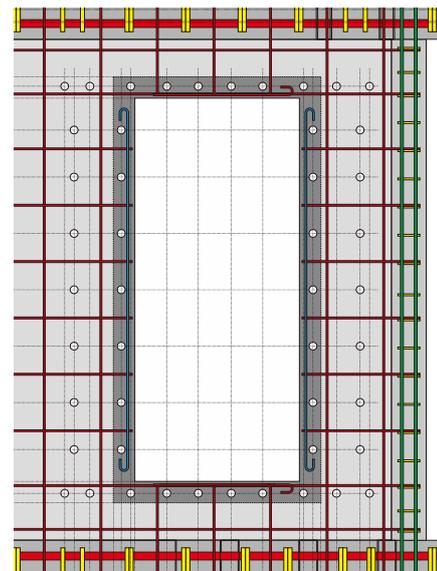


図 4-a 補強用の鉄骨枠を設置するための開孔位置の設定

表5 開口形成改修工事の概要（つづき）

2. 開口部の補強方法

- ・ 開口部の補強方法は以下の手順により実施します。

○手順5：鉄骨枠の設置・補強工事

- ・ 開口周辺の補強に用いる鉄骨枠を所定位置に固定します。
- ・ 既存躯体と鉄骨枠の接合方法は、①ボルト接合、②接着接合の2種類の方法があり、いずれかを採用します。

① ボルト接合による方法

- ・ 既存躯体の壁板と鉄骨間の外周部、鉄骨枠と鉄骨枠間の内周部に型枠を設置し、壁板と鉄骨枠の間や壁板の開孔内に無収縮モルタルを充填し、壁板、鉄骨枠とボルトの一体化を図ります。



写真 5①-a 型枠の設置



写真 5①-b 無収縮モルタルの充填による接合完了後

② 接着接合による方法

- ・ 既存躯体の壁板と鉄骨枠の間にシール材や型枠を設置し、エポキシ樹脂を充填し、壁板と鉄骨枠の一体化を図ります。



写真 5② エポキシ樹脂の充填による接着接合完了後

9 開口形成改修工事に伴う登記の扱い

ポイント



- 戸境壁の開口形成改修工事により生じる空隙部分を共用部分として扱うことは、登記手続きの点でも効果的です。
- 戸境壁の開口形成後も複数の専有部分を一体的に利用するものと処理することで、一棟の建物全体および専有部分の表題部の登記の変更手続きは不要となります。

① 一つの専有部分の範囲について

- 開口形成改修工事を実施した戸境壁の両隣を一つの専有部分として扱う場合は、専有部分の数や実態としての区画割りが変化し、異なる区分所有建物になることから、一棟の建物全体の表題部の変更登記が必要となります。
- これに対して、開口形成改修工事を実施した戸境壁の両隣をそれぞれ別の専有部分として扱う場合は、専有部分の数や実態としての区画割りは変化しないため、一棟の建物全体の表題部の登記の変更手続きは不要となります。

② 開口形成により生じた空隙部分を共用部分として扱うことの効果

- 開口形成改修工事により生じる空隙部分（床）を共用部分として扱う場合は、専有部分の面積は変化しないため、一棟の建物全体および専有部分の表題部の登記の変更手続きは不要となります（開口形成の実施前に、複数の専有部分の取得に際しての所有権移転登記のみ必要となります）。
- このため、開口形成改修工事により生じた空隙部分を共用部分として扱うことは、「共用部分の変更」（区分所有法第 17 条）として工事が実施できることや、各区分所有者の共用部分の持分割合（区分所有法第 14 条）やそれに伴う議決権（区分所有法第 38 条で引用する第 14 条）を調整する作業が不要となること（3 を参照）に加えて、登記手続きの点でも合理的であるといえます。

● 参考となるガイドライン・マニュアル

(1) 開口形成改修工事について

- ・「壁式構造共同住宅の開口形成の設計法・構造補強法に係る技術ガイドライン」
(国土交通省 国土技術政策総合研究所、令和 6 年)
- ・「新設開口の鉄骨枠補強に関する設計マニュアル」
(国土交通省 国土技術政策総合研究所、令和 6 年)
- ・「新設開口の鉄骨枠補強に関する施工マニュアル」
(国土交通省 国土技術政策総合研究所、令和 6 年)

(2) 開口形成改修工事に係る管理規約の改正・細則の作成について

- ・「戸境壁開口方式 2 住戸の一体的利用 導入ガイド」
(NPO 日本住宅管理組合協議会・マンション管理総合研究所、平成 25 年 12 月)

(3) 改修工事に係る合意形成や専門家・施工会社の選定方法について

- ・「改修によるマンションの再生手法に関するマニュアル」
(国土交通省、令和 3 年 9 月改訂)

(4) バルコニー通行による 2 住戸の一体的利用

- ・「バルコニー通行方式による複数住戸の一体的利用 導入ガイド」
(NPO 日本住宅管理組合協議会、平成 23 年 8 月)

第IV-2 編

壁式構造共同住宅の開口形成の 設計法・構造補強法に係る技術ガイドライン

1. 技術ガイドライン

1.1. はじめに

本技術ガイドラインは、国土技術政策総合研究所が実施した総合技術開発プロジェクト研究「成熟社会に対応した郊外住宅市街地の再生技術の開発」（平成30～令和4年度、以後、国総研総プロと称する）において、現場打ち壁式 RC 造住棟の隣接する住戸間の戸境壁に新設開口を設ける場合の構造安全性の確認方法等を提案したものである。この際、新設開口の補強方法としては、**第IV-5編**に示す国総研総プロで開発が行われた鉄骨枠補強を具体例として取り上げているが、今後、鉄骨枠補強と同等以上の効果が期待できる補強方法が開発された場合には、**1.2節**に示す適用条件を確認した上で、鉄骨枠補強の場合と同様に、**1.3節**に示す構造安全性の確認方法等を適用することを想定している。そのため、新設開口の補強を行う際の設計や施工の方法については、補強工法ごとに準備することとしており、本技術ガイドラインとは別に、**第IV-3編**の鉄骨枠補強の設計マニュアル、**第IV-4編**の鉄骨枠補強の施工マニュアルとして整理している。

本技術ガイドラインとの関連が深い資料として、建築研究資料「既存壁式 RC 造共同住宅における躯体改造技術に関する研究」^[1.1]の付録4で提案されている「壁式鉄筋コンクリート造共同住宅の躯体改造指針（案）」（以降、躯体改造指針案と称する）があるが、同資料の第9章「躯体改造のための構造設計指針」において、詳細な説明がされている。躯体改造指針案では、UR等の公的賃貸住宅において、戸境壁に新設開口を設ける等のリニューアルを目的とした改修を行った場合でも、許容応力度計算や保有水平耐力計算等に基づき、「使用性・機能性および損傷制御性の確認」や「安全性の確認」といった構造性能の検証を行い、条件を満足することが確認されれば、改修後の住棟においても構造安全性が確保できるものとしている。本技術ガイドラインでも、構造安全性を確保するための考えは躯体改造指針案に基本的に準拠しているが、住戸ごとに区分所有者が異なるマンションにおいて、他の区分所有者との合意形成を円滑に進めることを目的として、開口形成によって低下した構造性能を補強によって、一定程度回復させるような判断を行った場合の方法を示している点が躯体改造指針案とは異なっている。**2章**では、躯体改造指針案の本文および解説の抜粋を引用すると共に、本技術ガイドライン独自の考え方や評価例を追加している。

1.2. 適用条件

本技術ガイドラインを適用可能な壁式構造共同住宅は、以下の①～⑦に示す通りである。①は躯体改造指針案と同様の適用範囲とし、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した。②は**1.3節**で後述する建築物全体の構造安全性の確認において、当時の設計図書に基づいた簡易な確認方法を採用することとし、骨組解析等による詳細な検討の実施は求めないこととしたため、必須の条件とした。③、④は躯体改造指針案の**2.1節**で示されている2次選定住棟（改造に適した健全な住棟のこと）と同じ条件を採用した。

(本技術ガイドラインを適用可能な壁式構造共同住宅の条件)

- ①1960年代以降に建設された現場打ち壁式 RC 造住棟であり、階数は5階建て以下であること(図1.2.1、図1.2.2参照)。
- ②建設当時の設計図書が現存し、当時の設計図書に準じて、建築物全体の構造安全性の確認が行えること。
- ③地震、火災等により著しく損傷等を受けていないこと。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こと。
- ④開口の新設を行う戸境壁のコンクリートの推定強度が各階の設計基準強度 F_c 以上であること。
- ⑤開口の新設を行う戸境壁の軸耐力、せん断耐力、曲げ耐力が回復でき(崩壊機構が改修前後で変化せず)、各住戸内で実施可能な(周囲の住戸内への立ち入りが不要ない)補強方法を採用すること。
- ⑥本技術ガイドラインに準拠した開口の新設補強に関する設計マニュアルおよび施工マニュアルが整備されていること。
- ⑦改修後の重量増が各階かつ住棟全体でおおよそ0.5%未満に収まり、建築物全体の構造安全性に及ぼす影響がほぼ無視できること。

⑤は本技術ガイドラインの独自の考え方であるが、改修に関する区分所有者との合意形成を円滑に進めることを目標として、開口新設後に戸境壁の構造性能を十分に回復することが可能な補強方法を採用することを条件としている。また、十分な構造性能の回復が期待でき、改修前後の構造性能の低下がほとんど生じない補強工法を採用することを前提として、②で示した建設当時の簡易な確認方法が採用できることとしている。但し、開口新設の対象となる戸境壁の厚さや配筋、設計条件等によって、必要な補強量が変わってくること、また、補強工事の際に施工品質が確保されないと想定している構造性能が発揮されない可能性があることから、⑥に示すように、必要な構造性能を確保するための方法がマニュアルとして整備されており、補強工事の際には、そのマニュアルに沿う形で設計や施工が行われることを本技術ガイドラインでは求めている。

また、開口の新設補強を行う場合、戸境壁の耐力を回復することを前提とした補強を行うと、改修後に建物重量が増大する場合があります、建築物の地震時の挙動に影響を及ぼす可能性がある。そこで、本技術ガイドラインでは、必ずしも工学的な根拠がある訳ではないが、住棟に及ぼす影響を無視できる程度に留めるための独自のクライテリアとして、⑦に示す目安を設けることとした。なお、管理組合における協議によってより厳しいクライテリア(改修による重量増を認めない等)を設定することも考えられる。

IV-2. 技術ガイドライン

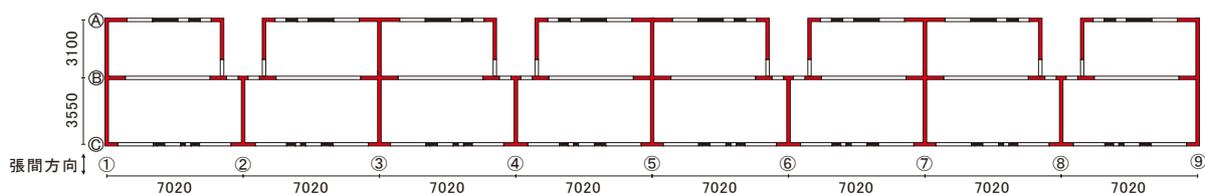


図1.2.1 対象とする現場打ち壁式 RC 造住棟の平面図の例（単位：mm）

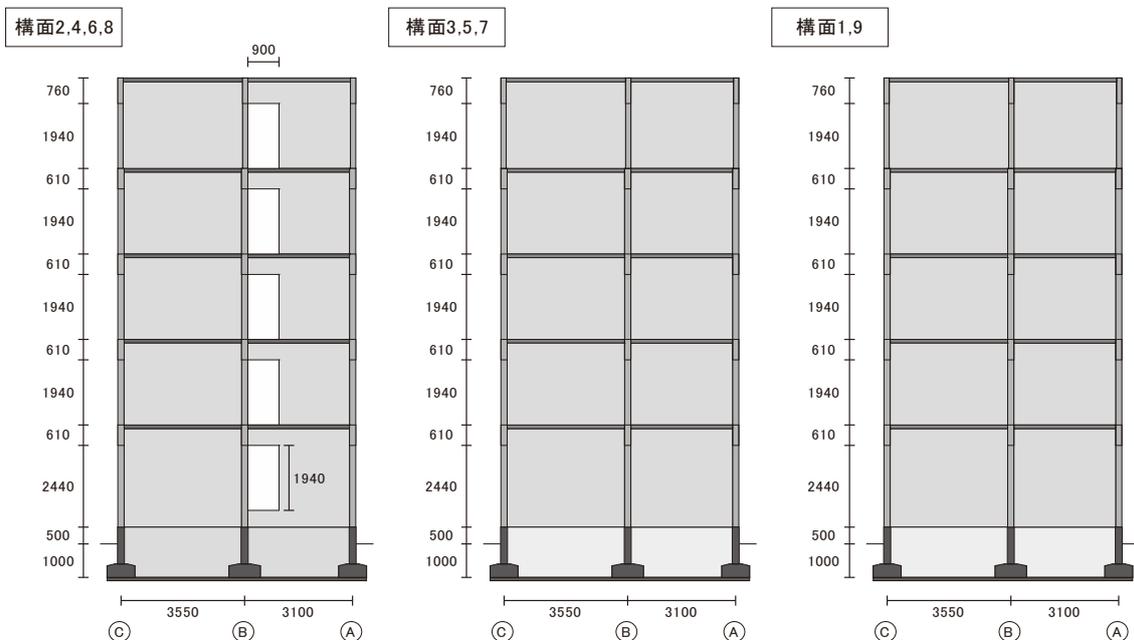


図1.2.2 対象とする現場打ち壁式 RC 造住棟の軸組図の例（単位：mm）

1.3. 構造安全性の確認方法と制限

図1.2.1、図1.2.2 で示した 5 階建て以下の現場打ち壁式 RC 造住棟を対象とした構造安全性の確認方法を表1.3.1 に示す。躯体改造指針案における構造安全性の確認方法は、表中の手法 I に該当し、改修後の住棟を対象に必要な構造性能を有していることを保有水平耐力計算等により確認する。補強範囲や補強方法の制約がないため、賃貸住宅等のように 1 棟丸ごとの改修を行う場合に適した方法である。一方、国総研総プロでは、1.2 節の⑤で示した、開口の新設を行う戸境壁の軸耐力、せん断耐力、曲げ耐力が回復でき、各住戸内で実施可能な補強方法を採用することを前提とした手法 II を提案している。手法 II では、許容された範囲内であれば、保有水平耐力計算等の構造計算によらず、構造安全性が確認できるものとしている点が特徴であり、区分所有者が異なるマンションに適した手法として示している。

表1.3.1 構造性能の検証方法の比較

手法	概要、適用範囲、補強方法	建物全体の構造安全性の確認	補強部材の設計用応力の算定方法
I	<ul style="list-style-type: none"> ・躯体改造指針案(建築研究資料^[1.1])における安全性の確認 ・補強範囲、補強方法の制約なし 	改修後 ^{*1}	改修方法に応じて適切な方法を選択する
II	<ul style="list-style-type: none"> ・鉄骨枠による開口補強^{*2}のみ採用可能 ・各階の住戸数に応じた制限の範囲内で、戸境壁に新設開口の設置が可能^{*3} 	改修後 ^{*4, 5}	補強対象となる戸境壁の軸力やせん断耐力を構造計算 ^{*6} もしくは概算 ^{*7} により算定
	技術ガイドライン参照		設計マニュアル参照

- *1 「使用性・機能性および損傷制御性」と「大地震時の安全性」を満足していることを確認する。後者については、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。なお、開口新設を行う場合は、開口を隔てた二つの部材として壁部材をモデル化し、上下階に連続して開口を設ける場合や最上階に開口を設ける場合には、壁はりのモデル化も行うのが一般的である。また、改修後の重量変化を考慮する。加えて、剛性変化に伴って生じる変形集中やねじれの影響についても確認することが望ましい。
- *2 新設する開口について、寸法(750mm×1900mm)、等価開口周比(0.4以下)、配置(上下階の開口間の水平距離を開口幅の1.4倍以上確保)を満足した上で、設計用応力に応じた鉄骨枠、接合要素の設計を行う。
- *3 各階に新設可能な開口の枚数は以下を目安とする。なお、隣接する壁には開口を設けない(3戸1化は行わない)。1階あたりの住戸数(1階あたりの新設開口の設置可能枚数): 2戸(1枚)、4戸(2枚)、6戸(3枚)、8戸(4枚)、10戸(5枚)
- *4 当時の構造計算書を参照して、壁量および平均せん断応力が規定値以下であることを確認する。開口の新設補強を行った戸境壁では、開口部分を壁量や壁の断面積に算入してよい。但し、平均せん断応力の算定時には、改修による重量変化を考慮する。
- *5 当時の構造計算書を参照して、改修後の地反力が許容地反力以下に収まることを確認する。条件を満足できない場合には、戸境壁に設置可能な新設開口の枚数や、新設開口を設置する戸境壁の位置に制限を設ける。
- *6 構造計算として手法Iに準じた保有水平耐力計算を行い、対象となる戸境壁のせん断耐力を求める。ただし、せん断耐力の計算式には、広沢 min 式ではなく、広沢 mean 式を用いること。
- *7 設計マニュアルを参照して、対象となる構面に曲げによる崩壊機構が形成された状態を想定して、軸力とせん断スパンを概算することで、構造計算を行わずに戸境壁のせん断耐力を求めてもよい。ただし、せん断耐力の計算式には、広沢 min 式ではなく、広沢 mean 式を用いること。

手法IIにおける住棟全体の構造安全性は、表1.3.1に示すように、以下の方法によって確認する。なお、本技術ガイドラインでは、開口周辺を鉄骨枠等で補強する場合には、開口部分を壁量や壁断面積に算入してよいが、改修後の重量増を許容しているため、手法Iと同じように、規定値を満足することで構造安全性を確認することとした。なお、法令上は、改修後に危険性の増大がないことが確認されれば問題ないが、管理組合における協議によってより厳しいクライテリア(改修による重量増を認めない等)を設定することも考えられる。

(表1.3.1に基づく手法IIによる構造安全性の確認方法)

- 当時の構造計算書を参照して、各階における壁量/必要壁量、平均せん断応力/平均せん断応力の規定値の値が1.0を上回ることを確認する(2.5(1)参照)。開口の新設補強を行った戸境壁では、開口部分を壁量や壁断面積に算入してよい。但し、平均せん断応力の算定時には、改修による重量変化を考慮する。
- 当時の構造計算書を参照して、改修後の地反力が許容地反力以下に収まることを確認する。条件を満足できない場合には、戸境壁に設置可能な新設開口の枚数や、新設開口を設置する戸境壁の位置に制限を設ける。

IV-2. 技術ガイドライン

また、手法Ⅱでは、補強部材（鉄骨枠や壁板－鉄骨枠間の接合要素）の設計用応力を、開口の新設補強を行う戸境壁に作用する軸力やせん断耐力から求めることとしており、当時の構造計算書や設計マニュアルを参照してこれらの値を計算する。

なお、本技術ガイドラインで想定している鉄骨枠補強では、開口新設によって低下した軸耐力、せん断耐力、曲げ耐力や、軸剛性、曲げ剛性の回復が可能であることが第Ⅳ-5編に示す実証実験によって確認されているが、開口新設によって低下する戸境壁のせん断剛性については、鉄骨枠を用いても回復することは容易ではない。一方で、対象とする住棟は建設後数十年が経過していることから、開口の設置対象となる既存の戸境壁には乾燥収縮等によるひび割れが発生しており、既に剛性低下が生じているものと推測すると、戸境壁のせん断剛性が、開口の新設補強の前後で大きく変動しない場合も多いと思われる。そこで、本技術ガイドラインでは、新設する開口の寸法、位置、箇所数に制限に設け、開口の新設補強を行った戸境壁が十分に耐震性能を発揮できるように、鉄骨枠や壁板－鉄骨枠間の接合要素の保証設計を行う場合には、開口新設による戸境壁の構造性能の低下は生じないものとし、建築物の構造安全性を設計当時の手法に基づいて行ってよいこととしている。なお、万が一、開口の新設補強による戸境壁の剛性低下の影響が現れた場合でも、短期許容応力度設計や保有水平耐力計算による構造安全性の検証結果に支障が出ないように、一定の冗長性を確保することを目的として、表1.3.1に示すように、新設する開口の寸法、位置、箇所数に制約を設けている。

表1.3.1に示す新設する開口の寸法、位置、箇所数に関する制約の具体例を以下に示す。また、表1.3.2に2章の躯体改造指針案と関連させる形で整理した、本技術ガイドラインにおける手法Ⅱの考え方とその根拠となる資料（第Ⅳ-5編参照）の一覧を示す。

（対象となる戸境壁）

- ・ 図1.3.2に示すように、幅 750mm、高さ 1900mm の新設開口を設けた場合に、当該耐力壁における等価開口周比が 0.4 を下回ること。
- ・ 図1.3.2に示すように、開口端から壁端までの距離を 570mm 以上確保できること。これは、日本建築学会「壁式 RC 造設計・計算規準・同解説」^[1,2]で壁式構造の耐力壁の実長として求めている 450mm もしくは開口高さ（1900mm）の 0.3 倍のうちのいずれか大きい方に相当する。
- ・ 手法Ⅱでは、図1.3.2(a)、(c)に示すように、マンションにおいて、2 住戸を所有する区分所有者が、戸境壁への開口新設補強を段階的に実施することを想定しているが、図1.3.2(b)、(d)に示すように、将来的に一つの構面において、1 枚の連層耐力壁に複数の開口が設けられる場合を想定して、各階ごとに開口の新設補強を行う水平位置を事前に定めることとしている。ここでは、新設開口を上下階に連続して設けた場合に、上下の開口に挟まれた領域で過大な損傷が生じないように、上下階の開口端の距離を 1050mm（開口幅の 1.4 倍）以上確保し、開口を千鳥配置とすることとした。

（一つの住棟内に形成可能な新設開口の数、位置）

- ・ 構面数 9（各階の住戸数が 8）の住棟では、開口新設後も周辺部材が短期許容応力度設計を満足するように、同一階で開口を新設できる戸境壁の枚数は 4 枚までとする（図1.3.1

IV-2. 技術ガイドライン

(a)～(e))。なお、対象とする住棟の構面数が異なる場合は、表1.3.1に示す適用条件の目安を参照されたい。

- ・ いずれの場合も、図1.3.1(f)に示すように、隣接構面（例えば、構面2と構面3）での開口新設（3戸1化）は行わない。

表1.3.2 本技術ガイドラインの基本的な考え方と根拠の一覧

躯体改造指針案との対応	内容	根拠資料(第IV-5編)
2.5.2項	新設開口の位置	3.1節 検討1:新設開口の配置が構造性能に及ぼす影響 3.2節 検討2:新設開口の数が構造性能に及ぼす影響
2.5.3項	使用性・機能性および 損傷制御性の確認	3.3節 検討3:開口新設後の短期許容応力度の確認 3.4節 検討4:開口新設後に増加する周辺構面の負担応力の確認
2.5.4項	保有水平耐力計算の省略	3.5節 検討5:開口の新設補強後の保有水平耐力の比較
	剛性率および偏心率の算定	3.6節 検討6:開口新設が剛性率、偏心率に及ぼす影響

IV-2. 技術ガイドライン

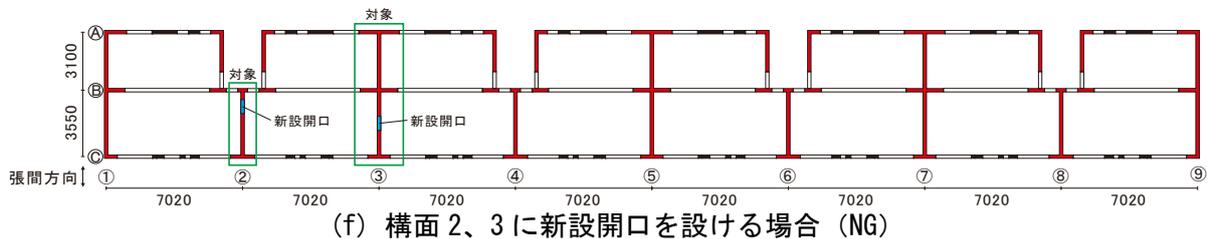
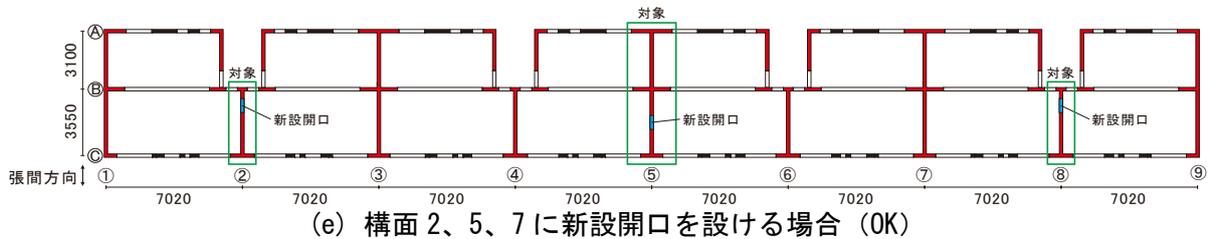
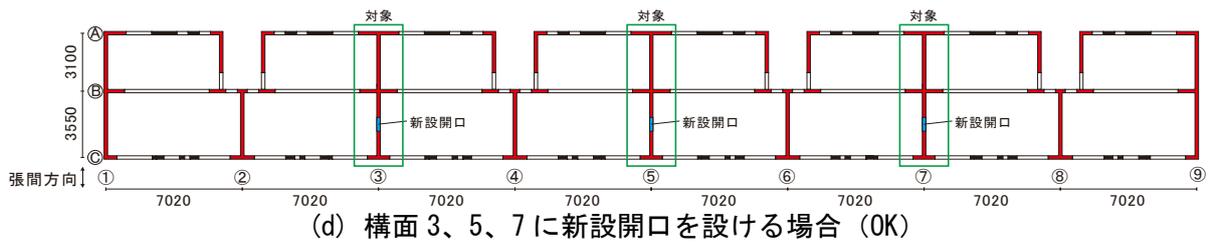
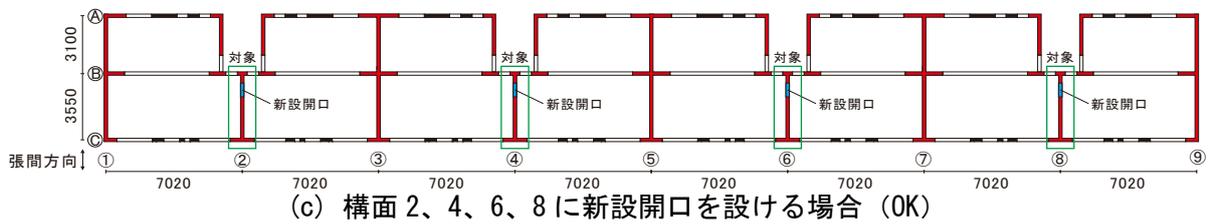
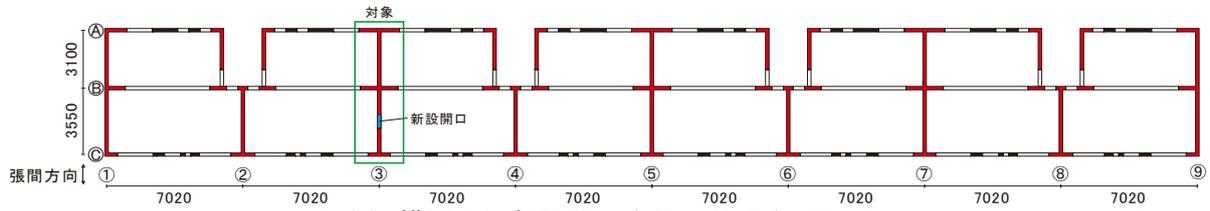
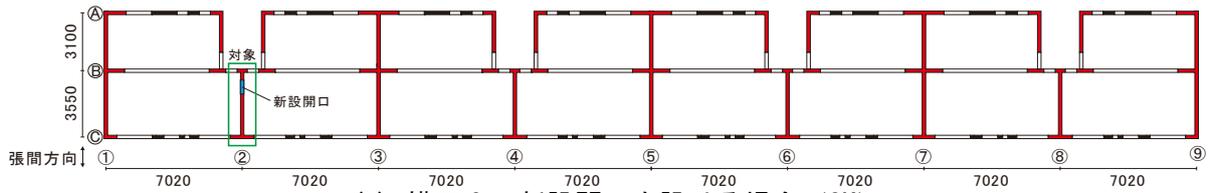
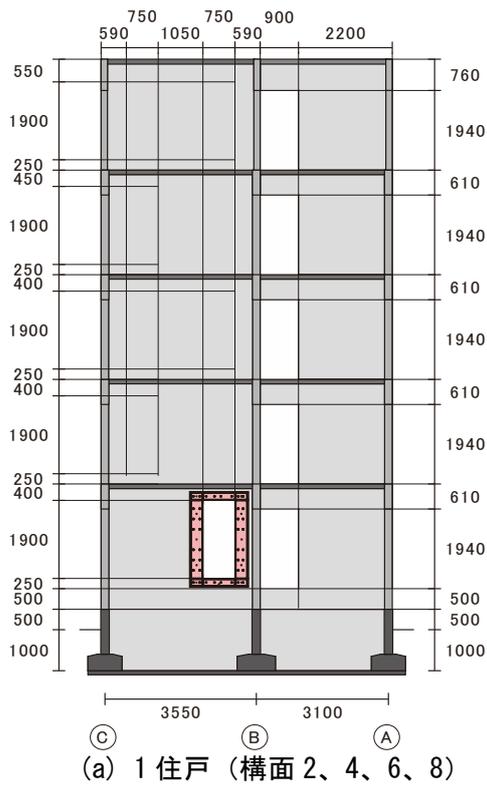


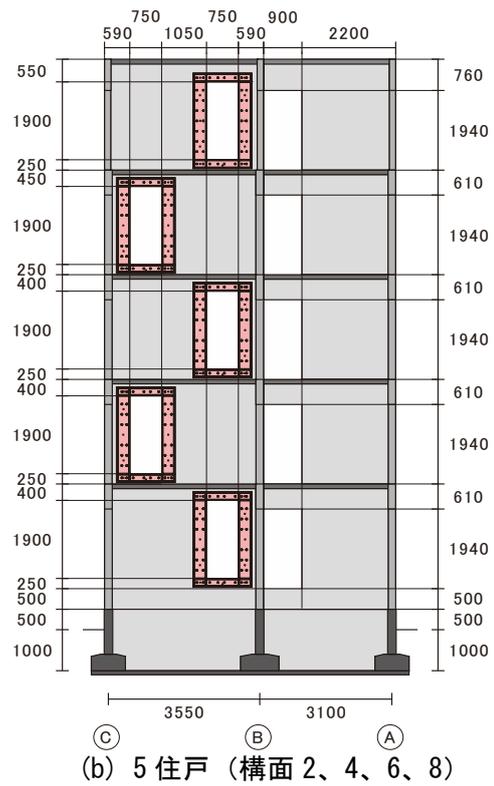
図1.3.1 新設開口を形成可能な戸境壁の位置 (単位 : mm)

IV-2. 技術ガイドライン

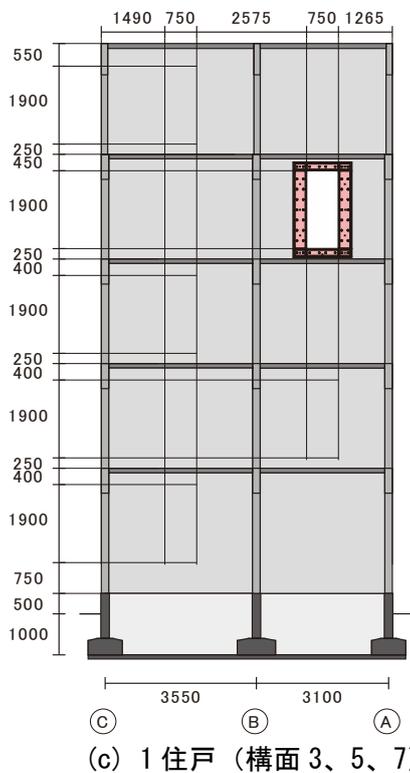
構面2,4,6,8



構面2,4,6,8



構面3,5,7



構面3,5,7

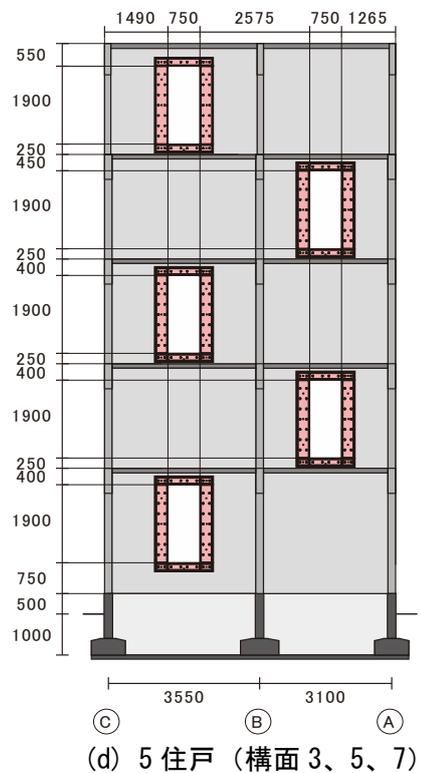


図1.3.2 各構面に形成可能な新設開口の位置

(単位 : mm、図中の新設開口の周辺には補強用の鉄骨枠を示している)

1.4. 設計例（建築物全体の構造安全性の確認）

1.4.1. 検討対象

ここでは、1.3 節で示した建築物全体の構造安全性の確認方法の手順を具体的に示すために、5 階建ての RC 造壁式構造住宅（1965 年建設）の設計例を用いた検討結果を示す。図1.4.1～図1.4.4 に建築物全体の平面図、各構面の平面図、立面図を、表1.4.1～表1.4.3 に各部の寸法、配筋を示す。

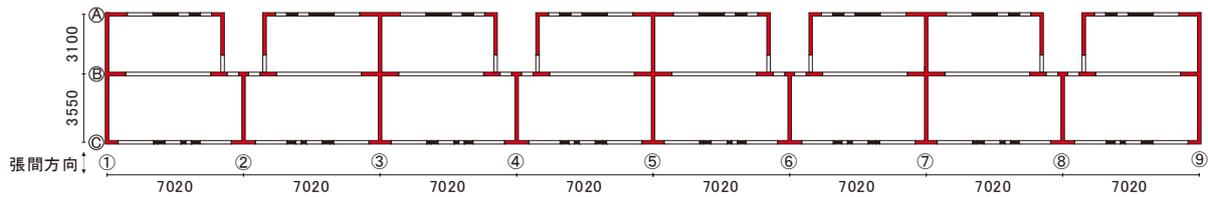
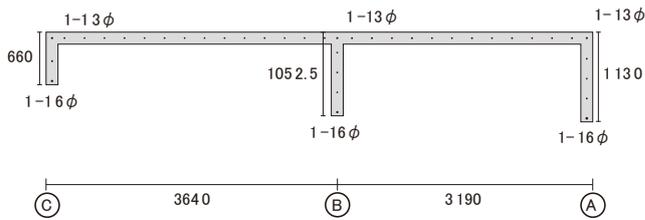
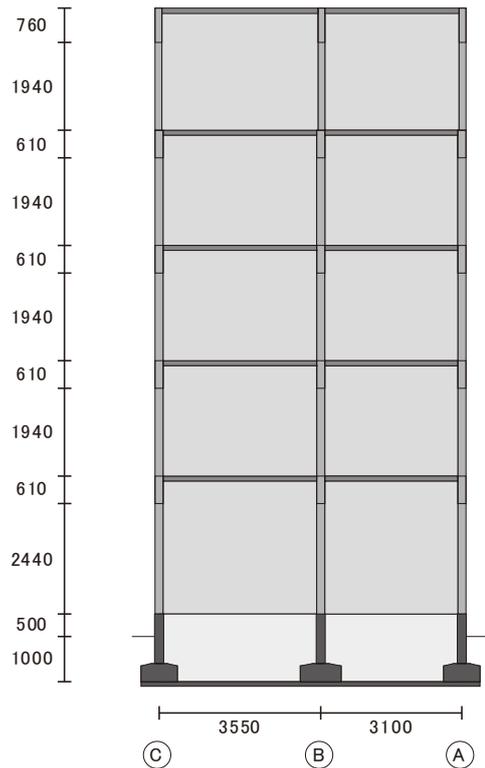


図1.4.1 設計例の平面図（単位：mm）

5F 1,9構面



1,9構面



1～4F 1,9構面

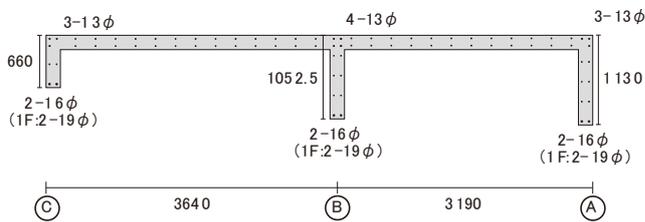


図1.4.2 設計例の構面1、9の平面図および側面図（単位：mm）

IV-2. 技術ガイドライン

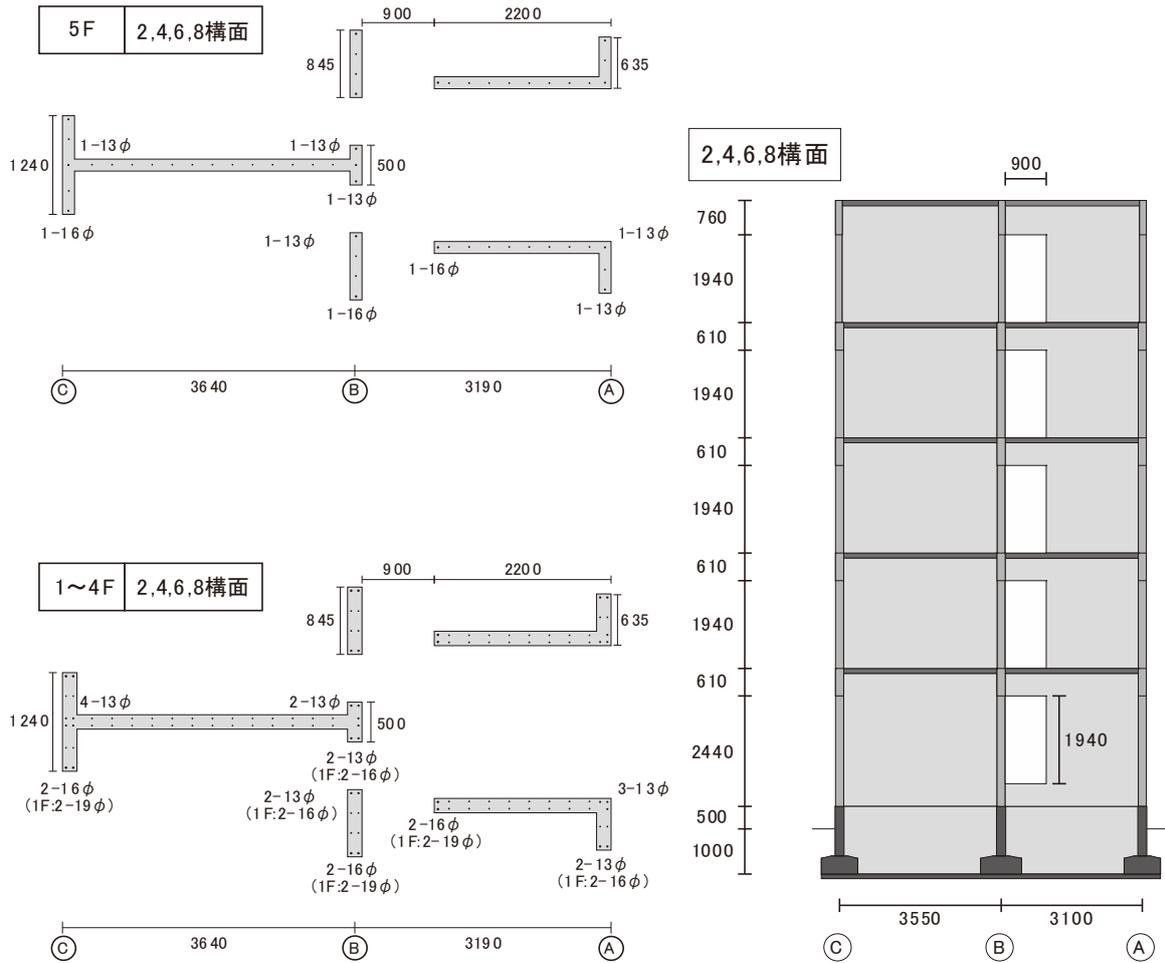


図1.4.3 設計例の構面 2、4、6、8 の平面図および側面図（単位：mm）

IV-2. 技術ガイドライン

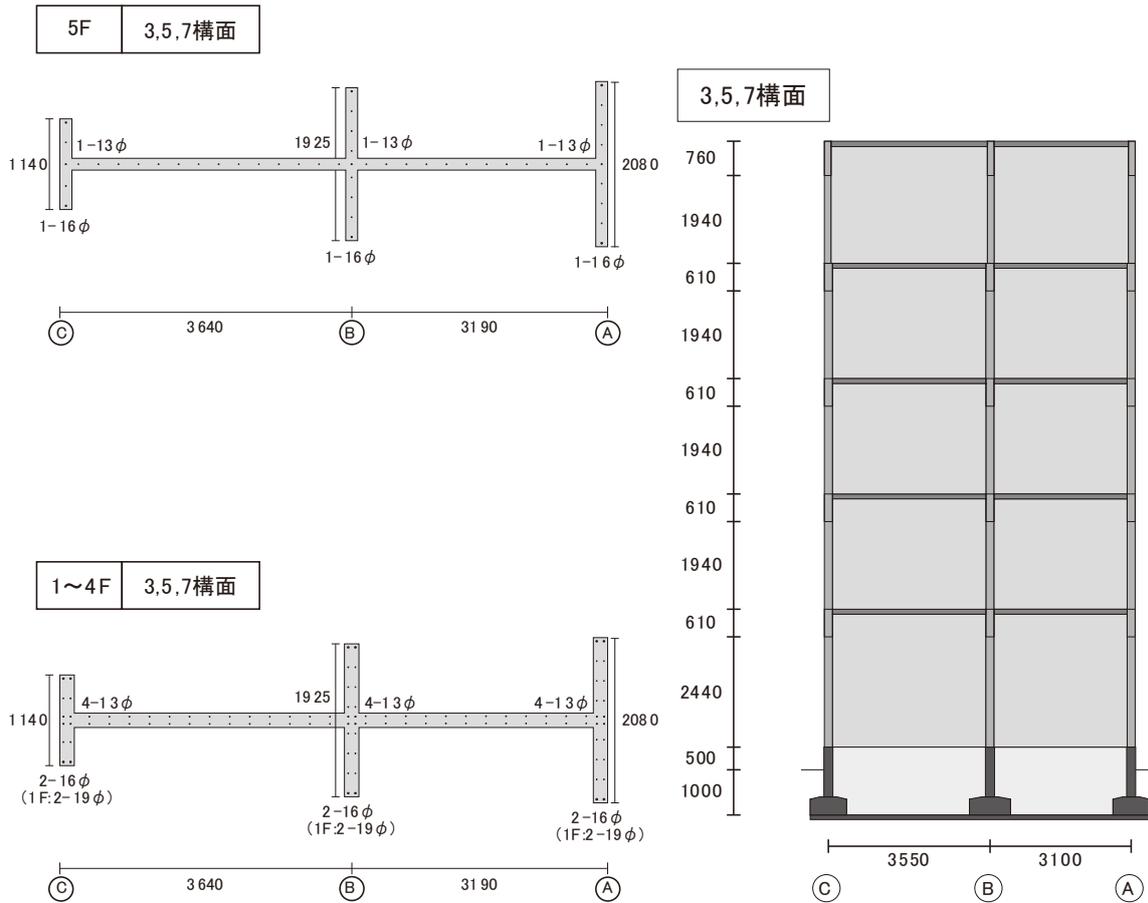


図1.4.4 設計例の構面3、5、7の平面図および側面図（単位：mm）

表1.4.1 設計例における各部の寸法、配筋（構面1、9）

(a) 壁板

階	壁厚 (mm)	配筋	端部補強筋			直交壁端		
			C通り	B通り	A通り	C通り	B通り	A通り
5F	150	1-9φ@250	1-13φ	1-13φ	1-13φ	1-16φ	1-16φ	1-16φ
4F	180	2-9φ@250	3-13φ	4-13φ	3-13φ	2-16φ	2-16φ	2-16φ
3F	180	2-9φ@250	3-13φ	4-13φ	3-13φ	2-16φ	2-16φ	2-16φ
2F	180	2-9φ@250	3-13φ	4-13φ	3-13φ	2-16φ	2-16φ	2-16φ
1F	180	2-9φ@250	3-13φ	4-13φ	3-13φ	2-19φ	2-19φ	2-19φ

(b) 壁梁

階	C-B区間				B-A区間			
	梁幅 (mm)	梁せい (mm)	引張鉄筋	せん断 補強筋	梁幅 (mm)	梁せい (mm)	引張鉄筋	せん断 補強筋
RF	150	760	1-13φ	1-9φ@250	150	760	1-13φ	1-9φ@250
5F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250
4F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250
3F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250
2F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250

IV-2. 技術ガイドライン

表1.4.2 設計例における各部の寸法、配筋（構面 2、4、6、8）

(a) 壁板

階	壁厚 (mm)	配筋	端部補強筋				直交壁端			
			C通り	B通り (W2)	B通り (W2')	A通り	C通り	B通り (W2)	B通り (W2')	A通り
5F	150	1-9φ@250	1-13φ	1-13φ	1-13φ	1-13φ	1-16φ	1-16φ	1-13φ	1-16φ
4F	180	2-9φ@250	4-13φ	2-9φ+2-13φ	2-9φ+2-13φ	3-13φ	2-16φ	2-16φ	2-13φ	2-16φ
3F	180	2-9φ@250	4-13φ	2-9φ+2-13φ	2-9φ+2-13φ	3-13φ	2-16φ	2-16φ	2-13φ	2-16φ
2F	180	2-9φ@250	4-13φ	2-9φ+2-13φ	2-9φ+2-13φ	3-13φ	2-16φ	2-16φ	2-13φ	2-16φ
1F	180	2-9φ@250	4-13φ	2-9φ+2-13φ	2-9φ+2-13φ	3-13φ	2-19φ	2-19φ	2-16φ	2-19φ

(b) 壁梁

階	C-B区間				B-A区間			
	梁幅 (mm)	梁せい (mm)	引張鉄筋	せん断 補強筋	梁幅 (mm)	梁せい (mm)	引張鉄筋	せん断 補強筋
RF	150	760	1-13φ	1-9φ@250	150	760	2-13φ	1-9φ@250
5F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250
4F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250
3F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-19φ	2-9φ@250
2F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-19φ	2-9φ@250

(c) 壁梁（開口上下）

階	B-A区間（開口上下）			
	梁幅 (mm)	梁せい (mm)	引張鉄筋	せん断 補強筋
RF	150	760	2-13φ	1-9φ@250
5F	180	610	2-16φ	2-9φ@250
4F	180	610	4-19φ	2-9φ@250
3F	180	610	4-19φ	2-9φ@100
2F	180	610	2-16φ+2-19φ	2-9φ@100

表1.4.3 設計例における各部の寸法、配筋（構面 3、5、7）

(a) 壁板

階	壁厚 (mm)	配筋	端部補強筋			直交壁端		
			C通り	B通り	A通り	C通り	B通り	A通り
5F	150	1-9φ@250	1-13φ	1-13φ	1-13φ	1-16φ	1-16φ	1-16φ
4F	180	2-9φ@250	3-13φ	4-13φ	3-13φ	2-16φ	2-16φ	2-16φ
3F	180	2-9φ@250	3-13φ	4-13φ	3-13φ	2-16φ	2-16φ	2-16φ
2F	180	2-9φ@250	3-13φ	4-13φ	3-13φ	2-16φ	2-16φ	2-16φ
1F	180	2-9φ@250	3-13φ	4-13φ	3-13φ	2-19φ	2-19φ	2-19φ

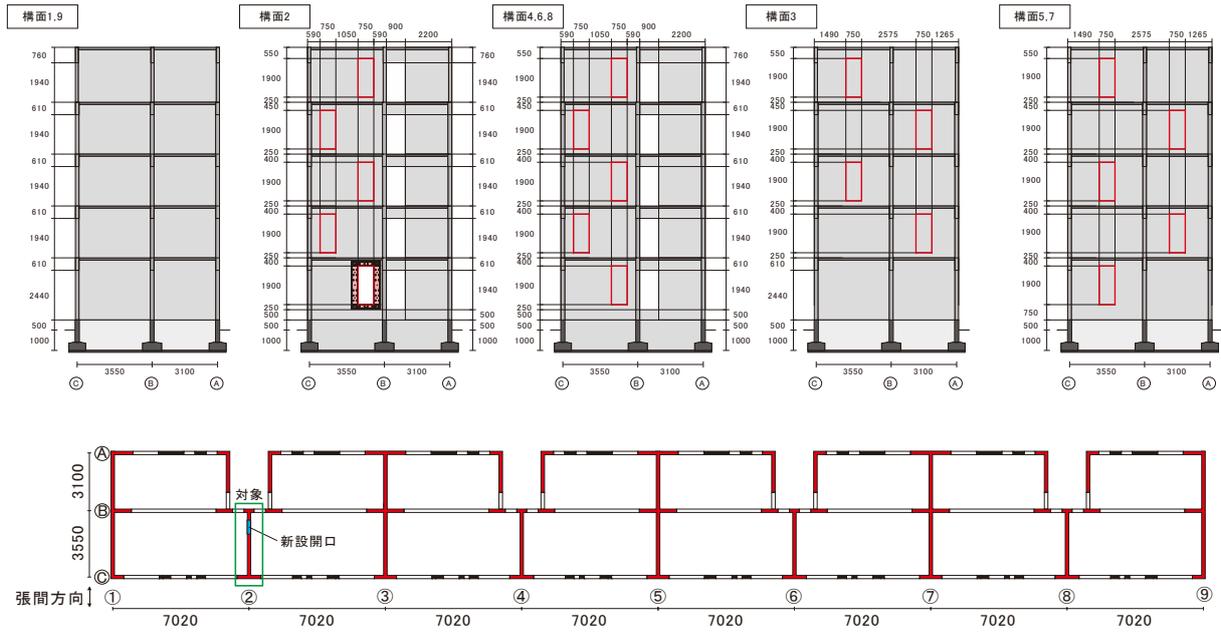
(b) 壁梁

階	C-B区間				B-A区間			
	梁幅 (mm)	梁せい (mm)	引張鉄筋	せん断 補強筋	梁幅 (mm)	梁せい (mm)	引張鉄筋	せん断 補強筋
RF	150	760	1-13φ	1-9φ@250	150	760	1-13φ	1-9φ@250
5F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250
4F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250
3F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250
2F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250

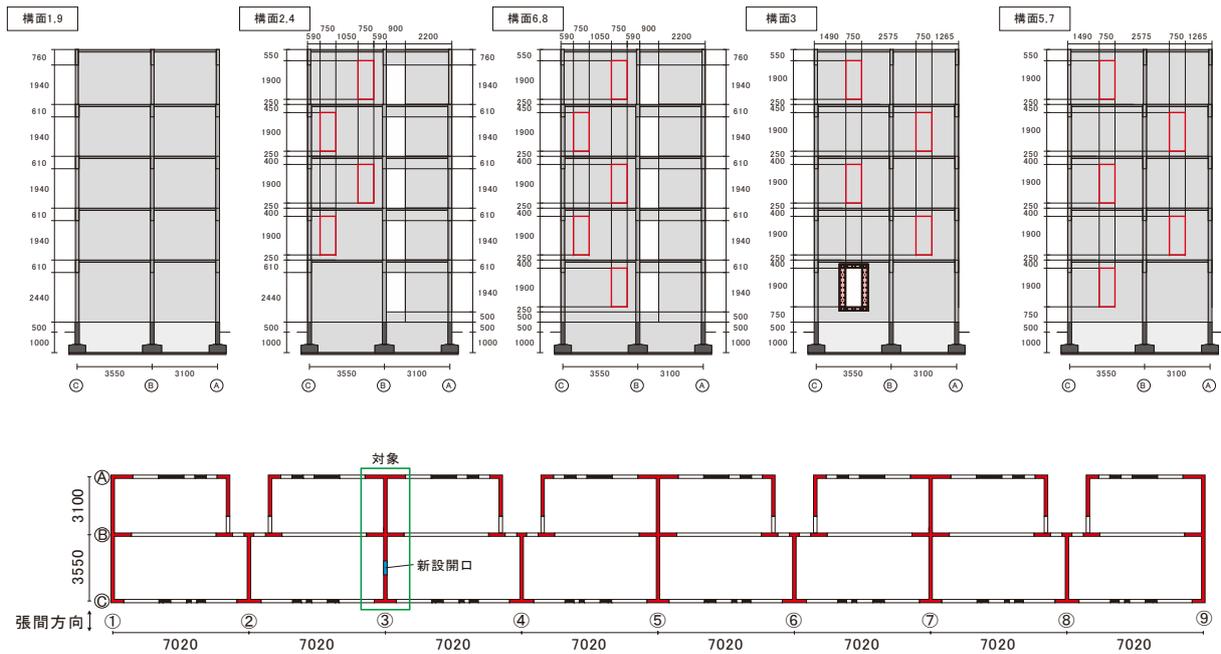
1.4.2. 鉄骨枠による開口新設補強のパターン

設計例として鉄骨枠による開口新設補強を行う戸境壁のパターンを図1.4.5、図1.4.6に示す。図1.4.5は、住戸間の一枚の戸境壁のみに開口形成を行う場合を想定しており、2住戸を所有する区分所有者が最初に開口新設を行うケースに対応している。図1.4.6は、表1.3.1で示したクライテリアに基づいて、開口新設補強が可能な全ての戸境壁に開口新設を行う場合を想定しており、将来的に開口新設が行われることを前提として事前に開口新設が可能な戸境壁の選定を行うケースや、公的賃貸住宅において一棟丸ごとの改修により複数の住戸で同時に開口新設を行うケースに対応するものである。ここでは、Case1を想定建物とし、Case2は構面2の1階の戸境壁を、Case3は構面3の1階の戸境壁を対象として、開口新設を行う場合とする。また、Case4は構面2、4、6、8の1～5階の全ての戸境壁において、Case5は構面3、5、7の1～5階の全ての戸境壁において、開口新設を行う場合を対象とする。

IV-2. 技術ガイドライン



(a) 構面2の1階に開口を設ける場合 (Case2)

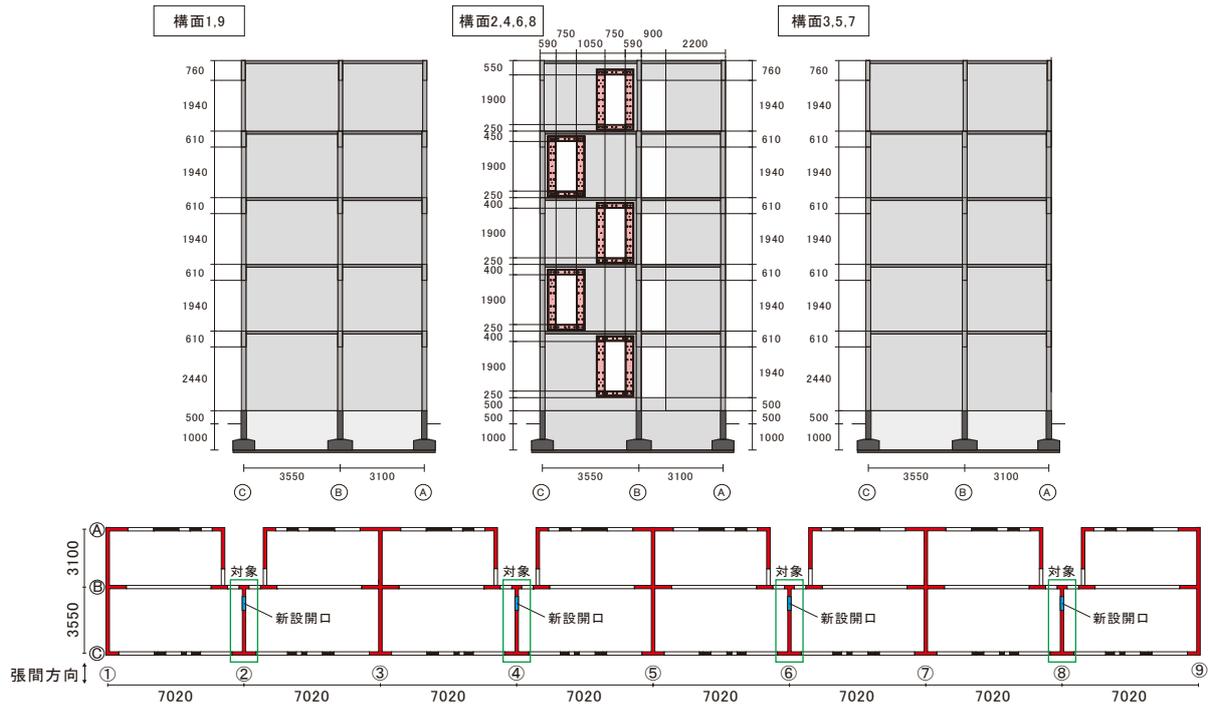


(b) 構面3の1階に開口を設ける場合 (Case3)

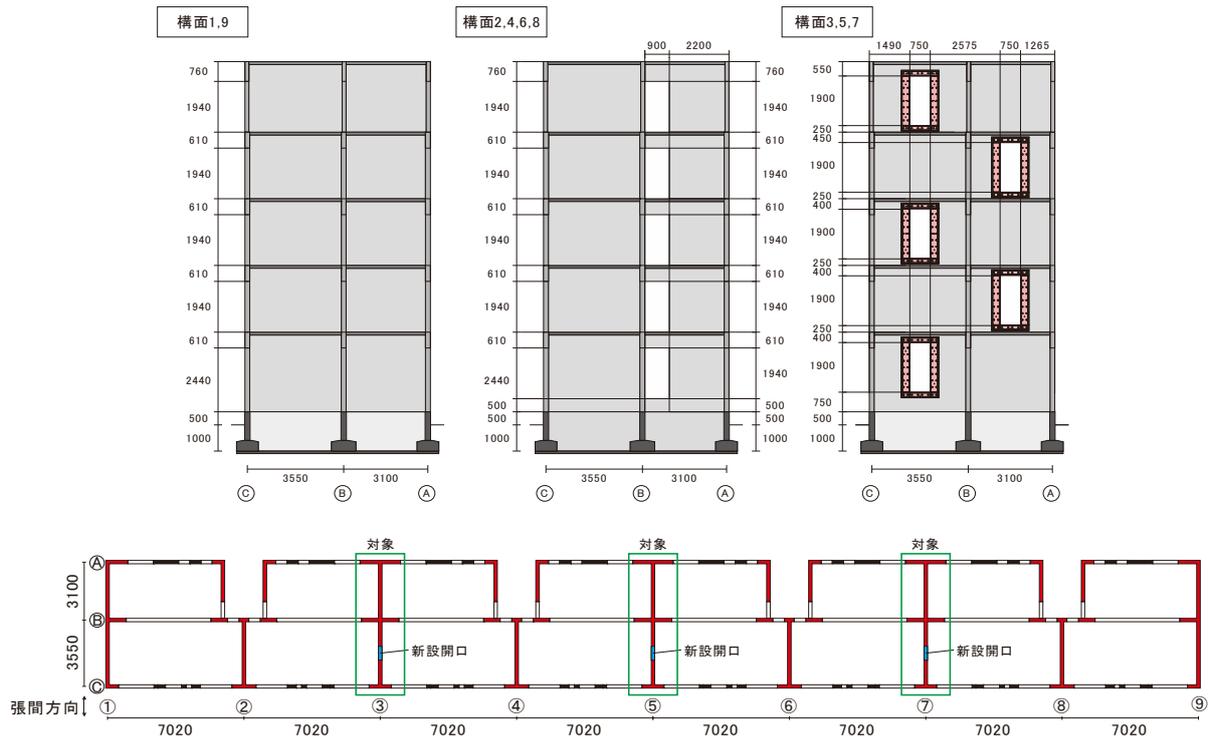
(図中の赤囲いは、今後鉄骨柱補強を行う場合に開口の新設補強が可能な位置を示す)

図1.4.5 鉄骨柱による新設補強を行うケース (一住戸のみ、単位: mm)

IV-2. 技術ガイドライン



(a) 構面 2、4、6、8 に開口を設ける場合 (Case4)



(b) 構面 3、5、7 に開口を設ける場合 (Case5)

図1.4.6 鉄骨枠による新設補強を行うケース (複数住戸、単位 : mm)

1.4.3. 構造安全性の確認

ここでは改修前後の壁量、平均せん断応力度を比較する形で、表1.3.1で示した建物全体の構造安全性の確認を行った結果を示す。なお、以下に示す検討は、当時の構造計算書および後述する表2.5.1のUR壁式鉄筋コンクリート造の規準の規定値の変遷を参考に実施する。

1.4.3.1. 各階の重量と地震力の算定

表1.4.4に想定建物（Case1）、構面2もしくは構面3の1階の戸境壁で鉄骨枠による開口新設補強を行った場合（Case2、3）、構面2、4、6、8の1～5階の全ての戸境壁もしくは構面3、5、7の1～5階の全ての戸境壁で鉄骨枠による開口新設補強を行った場合（Case4、5）の重量と地震力を示す。Case1以外では第IV-3編の設計マニュアルの設計例を参考に鉄骨枠による重量増の影響を考慮した。

重量増は、Case2で1階重量に対して0.08%、建物重量に対して0.02%、Case3で1階重量に対して0.13%、建物重量に対して0.03%である。また、Case4では、各階重量に対して最大で0.35%（4階）、建物重量に対して0.32%、Case5では、各階重量に対して最大で0.44%（4階）、建物重量に対して0.38%の重量増があるが、いずれも1.2節の適用条件⑦で示した「改修後の重量増が各階かつ住棟全体でおおよそ0.5%未満に収まり、建築物全体の構造安全性に及ぼす影響がほぼ無視できる」を満足している。

（計算の条件）

地域係数： $Z=1.0$ 、固有周期： $T=13.9\text{m} \times 0.02\text{s/m}=0.278\text{s}$

地盤：第二種地盤

振動特性係数： $R_t=1.0$ 、標準せん断力係数： $C_0=0.2$

外力分布：等分布荷重

コンクリートの設計基準強度： $F_c=16.2\text{N/mm}^2$

コンクリートの設計基準強度による係数： $\beta=\min(\sqrt{18/F_c}, 1/\sqrt{2})=1.05$

表1.4.4 各階の重量と地震力

(a) Case1 (想定建物)

張間 方向	各階の荷重						
	h	w _i	Σ w _i	α _i	A _i	C _i	Q _i
	(m)	(kN)	(kN)				(kN)
5階	2.70	3191	3191	0.158	1.000	0.200	638
4階	2.55	4038	7229	0.357	1.000	0.200	1446
3階	2.55	4252	11482	0.567	1.000	0.200	2296
2階	2.55	4252	15734	0.777	1.000	0.200	3147
1階	3.55	4514	20248	1.000	1.000	0.200	4050

(b) Case2 (構面2の1階に新設開口を設けた場合)

張間 方向	改修後の重量増			張間 方向	各階の荷重						
	開口数	1箇所の重量増	Δ w _i		h	w _i	Σ w _i	α _i	A _i	C _i	Q _i
		(kN)	(kN)		(m)	(kN)	(kN)				(kN)
5階	0	2.30	0.0	5階	2.70	3191	3191	0.158	1.000	0.200	638
4階	0	3.53	0.0	4階	2.55	4038	7229	0.357	1.000	0.200	1446
3階	0	3.53	0.0	3階	2.55	4252	11482	0.567	1.000	0.200	2296
2階	0	3.53	0.0	2階	2.55	4252	15734	0.777	1.000	0.200	3147
1階	1	3.53	3.5	1階	3.55	4518	20251	1.000	1.000	0.200	4050

(c) Case3 (構面3の1階に新設開口を設けた場合)

張間 方向	改修後の重量増			張間 方向	各階の荷重						
	開口数	1箇所の重量増	Δ w _i		h	w _i	Σ w _i	α _i	A _i	C _i	Q _i
		(kN)	(kN)		(m)	(kN)	(kN)				(kN)
5階	0	3.01	0.0	5階	2.70	3191	3191	0.158	1.000	0.200	638
4階	0	5.94	0.0	4階	2.55	4038	7229	0.357	1.000	0.200	1446
3階	0	5.94	0.0	3階	2.55	4252	11482	0.567	1.000	0.200	2296
2階	0	5.94	0.0	2階	2.55	4252	15734	0.777	1.000	0.200	3147
1階	1	5.94	5.9	1階	3.55	4520	20254	1.000	1.000	0.200	4051

(d) Case4 (構面2、4、6、8の1~5階に新設開口を設けた場合)

張間 方向	改修後の重量増			張間 方向	各階の荷重						
	開口数	1箇所の重量増	Δ w _i		h	w _i	Σ w _i	α _i	A _i	C _i	Q _i
		(kN)	(kN)		(m)	(kN)	(kN)				(kN)
5階	4	2.30	9.2	5階	2.70	3200	3200	0.158	1.000	0.200	640
4階	4	3.53	14.1	4階	2.55	4052	7253	0.357	1.000	0.200	1451
3階	4	3.53	14.1	3階	2.55	4266	11519	0.567	1.000	0.200	2304
2階	4	3.53	14.1	2階	2.55	4266	15785	0.777	1.000	0.200	3157
1階	4	3.53	14.1	1階	3.55	4528	20313	1.000	1.000	0.200	4063

(e) Case5 (構面3、5、7の1~5階に新設開口を設けた場合)

張間 方向	改修後の重量増			張間 方向	各階の荷重						
	開口数	1箇所の重量増	Δ w _i		h	w _i	Σ w _i	α _i	A _i	C _i	Q _i
		(kN)	(kN)		(m)	(kN)	(kN)				(kN)
5階	3	3.01	9.0	5階	2.70	3200	3200	0.157	1.000	0.200	640
4階	3	5.94	17.8	4階	2.55	4056	7256	0.357	1.000	0.200	1451
3階	3	5.94	17.8	3階	2.55	4270	11526	0.567	1.000	0.200	2305
2階	3	5.94	17.8	2階	2.55	4270	15796	0.777	1.000	0.200	3159
1階	3	5.94	17.8	1階	3.55	4532	20328	1.000	1.000	0.200	4066

ここで、 h : 階高、 w_i : 各階の重量、 α_i : A_i : 建築物の振動特性に応じて地震層せん断力係数の建築物の高さ方向の分布を表すもの (ここでは当時の構造計算書にしたがい、等分布荷重としている)、 C_i : 建築物の地上部分の一定の高さにおける地震層せん断力係数、 Q_i : 各階の層せん断力である。

IV-2. 技術ガイドライン

1.4.3.2. 壁量の確認

当時の構造計算書に基づき、各階の壁量が標準壁量を上回ることを確認した。鉄骨枠による開口新設補強を行った場合、開口形成箇所も壁量に加算できるため、表1.4.5 に示すように、いずれの Case も壁量の値は変わらず、改修後も壁量は標準壁量を上回っていることが確認できる。

表1.4.5 各階の壁量と標準壁量の比較

(a) Case1 (想定建物)

張間 方向	床面積、壁長さ、壁厚、壁断面積				壁量計算		
	Σaf (Si)	Σly	壁厚	Σaw	壁量(= $\Sigma ly / \Sigma af$)	標準壁量	壁量/ 標準壁量
	(m^2)	(mm)	(mm)	(mm^2)	(mm/m^2)	(mm/m^2)	
5階	411.65	66590	150	9988500	162	120	1.35
4階	411.65	66590	180	11986200	162	120	1.35
3階	411.65	66590	180	11986200	162	120	1.35
2階	411.65	66590	180	11986200	162	150	1.08
1階	411.65	66590	180	11986200	162	150	1.08

(b) Case2 (構面2の1階に新設開口を設けた場合)

張間 方向	床面積、壁長さ、壁厚、壁断面積				壁量計算		
	Σaf (Si)	Σly	壁厚	Σaw	壁量(= $\Sigma ly / \Sigma af$)	標準壁量	壁量/ 標準壁量
	(m^2)	(mm)	(mm)	(mm^2)	(mm/m^2)	(mm/m^2)	
5階	411.65	66590	150	9988500	162	120	1.35
4階	411.65	66590	180	11986200	162	120	1.35
3階	411.65	66590	180	11986200	162	120	1.35
2階	411.65	66590	180	11986200	162	150	1.08
1階	411.65	66590	180	11986200	162	150	1.08

(c) Case3 (構面3の1階に新設開口を設けた場合)

張間 方向	床面積、壁長さ、壁厚、壁断面積				壁量計算		
	Σaf (Si)	Σly	壁厚	Σaw	壁量(= $\Sigma ly / \Sigma af$)	標準壁量	壁量/ 標準壁量
	(m^2)	(mm)	(mm)	(mm^2)	(mm/m^2)	(mm/m^2)	
5階	411.65	66590	150	9988500	162	120	1.35
4階	411.65	66590	180	11986200	162	120	1.35
3階	411.65	66590	180	11986200	162	120	1.35
2階	411.65	66590	180	11986200	162	150	1.08
1階	411.65	66590	180	11986200	162	150	1.08

(d) Case4 (構面2、4、6、8の1~5階に新設開口を設けた場合)

張間 方向	床面積、壁長さ、壁厚、壁断面積				壁量計算		
	Σaf (Si)	Σly	壁厚	Σaw	壁量(= $\Sigma ly / \Sigma af$)	標準壁量	壁量/ 標準壁量
	(m^2)	(mm)	(mm)	(mm^2)	(mm/m^2)	(mm/m^2)	
5階	411.65	66590	150	9988500	162	120	1.35
4階	411.65	66590	180	11986200	162	120	1.35
3階	411.65	66590	180	11986200	162	120	1.35
2階	411.65	66590	180	11986200	162	150	1.08
1階	411.65	66590	180	11986200	162	150	1.08

(e) Case5 (構面3、5、7の1~5階に新設開口を設けた場合)

張間 方向	床面積、壁長さ、壁厚、壁断面積				壁量計算		
	Σaf (Si)	Σly	壁厚	Σaw	壁量(= $\Sigma ly / \Sigma af$)	標準壁量	壁量/ 標準壁量
	(m^2)	(mm)	(mm)	(mm^2)	(mm/m^2)	(mm/m^2)	
5階	411.65	66590	150	9988500	162	120	1.35
4階	411.65	66590	180	11986200	162	120	1.35
3階	411.65	66590	180	11986200	162	120	1.35
2階	411.65	66590	180	11986200	162	150	1.08
1階	411.65	66590	180	11986200	162	150	1.08

ここで、 Σaf : 当該階の壁量算定用床面積、 Σly : 当該階の張間方向の耐力壁の実長の和、 Σaw : 当該階の張間方向の耐力壁の断面積である。

IV-2. 技術ガイドライン

1.4.3.3. 平均せん断応力度の確認

当時の構造計算書に基づき、各階の壁板の平均せん断応力度が規定値を下回ることを確認した。鉄骨枠を用いた開口新設補強を行った場合、本技術ガイドラインでは、開口を形成した箇所も壁板の断面積に加算することとした。表1.4.4で示したように、Case2、3やCase4、5における地震荷重増加の影響はわずかであるため、表1.4.6に示すように、各階の地震荷重を、表1.4.5で示した各階の Σa_w で除した平均せん断応力 τ は、改修前後でほとんど変わっておらず、当時の構造計算書や表2.5.1のUR壁式鉄筋コンクリート造の規準の規定値（S40.8.9住指東第99号）に示されている規定値 τ_0 を下回っていることが分かる。

表1.4.6 各階の平均せん断応力の検討結果

(a) Case1 (想定建物)

張間 方向	平均せん断応力の確認				
	Qi	Σa_w	$\tau (=Qi/\Sigma a_w)$	τ_0	τ_0/τ
	(kN)	(mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
5階	638	9988500	0.064	0.130	2.04
4階	1446	11986200	0.121	0.218	1.80
3階	2296	11986200	0.192	0.327	1.70
2階	3147	11986200	0.263	0.349	1.33
1階	4050	11986200	0.338	0.392	1.16

(b) Case2 (構面2の1階に新設開口設置)

張間 方向	平均せん断応力の確認				
	Qi	Σa_w	$\tau (=Qi/\Sigma a_w)$	τ_0	τ_0/τ
	(kN)	(mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
5階	638	9988500	0.064	0.130	2.04
4階	1446	11986200	0.121	0.218	1.80
3階	2296	11986200	0.192	0.327	1.70
2階	3147	11986200	0.263	0.349	1.33
1階	4050	11986200	0.338	0.392	1.16

(c) Case3 (構面3の1階に新設開口設置)

張間 方向	平均せん断応力の確認				
	Qi	Σa_w	$\tau (=Qi/\Sigma a_w)$	τ_0	τ_0/τ
	(kN)	(mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
5階	638	9988500	0.064	0.130	2.04
4階	1446	11986200	0.121	0.218	1.80
3階	2296	11986200	0.192	0.327	1.70
2階	3147	11986200	0.263	0.349	1.33
1階	4051	11986200	0.338	0.392	1.16

(d) Case4

(構面2、4、6、8の1~5階に新設開口設置)

張間 方向	平均せん断応力の確認				
	Qi	Σa_w	$\tau (=Qi/\Sigma a_w)$	τ_0	τ_0/τ
	(kN)	(mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
5階	640	9988500	0.064	0.130	2.04
4階	1451	11986200	0.121	0.218	1.80
3階	2304	11986200	0.192	0.327	1.70
2階	3157	11986200	0.263	0.349	1.33
1階	4063	11986200	0.339	0.392	1.16

(e) Case5

(構面3、5、7の1~5階に新設開口設置)

張間 方向	平均せん断応力の確認				
	Qi	Σa_w	$\tau (=Qi/\Sigma a_w)$	τ_0	τ_0/τ
	(kN)	(mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
5階	640	9988500	0.064	0.130	2.04
4階	1451	11986200	0.121	0.218	1.80
3階	2305	11986200	0.192	0.327	1.70
2階	3159	11986200	0.264	0.349	1.32
1階	4066	11986200	0.339	0.392	1.16

ここで、 Q_i ：各階の層せん断力、 Σa_w ：当該階の張間方向の耐力壁の断面積、 τ ：平均せん断応力、 τ_0 ：平均せん断応力の規定値である。

1.4.3.4. 地反力の確認

当時の構造計算書に基づき、改修を行う戸境壁の基礎底面に作用する地反力が有効地反力以下となることを確認する。地反力は、表1.4.7に示すように、1階の戸境壁が負担する重量に地中梁の自重を足し合わせ、直接基礎の長さ（構面2、4、6、8で3.55m、構面3、5、7で6.65mとする）と幅（いずれの構面でも1.25mとする）で除すことで求められる。各構面における重量増は、Case2、3でそれぞれ0.72%、0.60%、Case4、5で3.3%、2.7%となり、建物重量と比較した場合よりも重量増の影響が大きいですが、設計例では、Case1の元建物において、構面2、3の地反力の余裕度がそれぞれ12.5%、4.8%程度確保されている。そのため、いずれの場合についても、有効地反力/地反力の比率が1.0を上回り、規定値を満足していることが確認できる。

規定値を満足できない場合には、一つの構面に設置可能な新設開口の数を制限したり、開口新設補強によって増加する重量の影響をキャンセルできるように、固定荷重や積載荷重の低減を図る等の対策が必要となる。

表1.4.7 基礎底面における地反力の検討

	重量 Σw (kN)		壁長さ l (m)		$\Sigma w/l$ (kN/m)		地中梁の自重 P_0 (kN/m)		$\Sigma w/l + P_0$ (kN/m)	
	構面2	構面3	構面2	構面3	構面2	構面3	構面2	構面3	構面2	構面3
Case1	492	991	3.55	6.65	138.7	149.1	2.9	2.9	141.6	152.0
Case2	496	991	3.55	6.65	139.7	149.1	2.9	2.9	142.6	152.0
Case3	492	997	3.55	6.65	138.7	150.0	2.9	2.9	141.6	152.9
Case4	509	991	3.55	6.65	143.3	149.1	2.9	2.9	146.2	152.0
Case5	492	1018	3.55	6.65	138.7	153.1	2.9	2.9	141.6	156.1

	直接基礎の幅 (m)		地反力 (kN/m ²)		有効地反力 (kN/m ²)		有効地反力 /地反力	
	構面2	構面3	構面2	構面3	構面2	構面3	構面2	構面3
Case1	1.25	1.25	113.3	121.6	127.5	127.5	1.125	1.048
Case2	1.25	1.25	114.1	121.6	127.5	127.5	1.117	1.048
Case3	1.25	1.25	113.3	122.3	127.5	127.5	1.125	1.042
Case4	1.25	1.25	117.0	121.6	127.5	127.5	1.090	1.048
Case5	1.25	1.25	113.3	124.9	127.5	127.5	1.125	1.021

1.4.3.5. 適用範囲の確認

今回対象とした改修が、1.2、1.3節で示した適用範囲を満足することを以下のように確認している。

補強方法：

鉄骨枠による開口新設補強を採用しており、適用範囲内である。

新設開口を設置する戸境壁の枚数、配置：

各階の住戸数が8の場合の制限値（各階で4枚以下）を満足しており、3戸1化改修も行っておらず、適用範囲内である。

新設開口の寸法、位置、壁端までの距離：

開口寸法を 750mm×1900mm、等価開口周比を 0.4 以下としており、適用範囲内である。また、Case4、5 でも、上下階の開口間の水平距離が開口幅の 1.4 倍（=1050mm/750mm）以上あり、適用範囲内である。

建物全体の構造安全性：

本節で示したように、改修後の住棟について、壁量の確認および平均せん断応力度の確認を行い、問題がないことを確認しているため、適用範囲内である。

補強部材の保証設計：

本技術ガイドラインでは直接は取り扱わないが、鉄骨枠および壁板－鉄骨枠間の接合要素の保証設計を、設計マニュアルの試設計例において別途実施しているため、適用範囲内である。

鉄骨枠の設置に伴う重量増：

表1.4.4 で示したように、Case2、3 や Case4、5 における重量増は、改修を行う各階重量および建物全体の重量のいずれに対しても 0.5%以下であり、適用範囲内である。

1.4.3.6. 壁率の確認（参考）

表1.3.1 には検討項目として記載していないが、ここでは参考情報として、壁率の確認を行った結果も示す。なお、当時の構造計算書でも壁率の確認は行われていないため、文献[1.2]における式(1.1)による壁率の確認方法を参考とした。表1.4.8 に示すように、Case1 以外では、各階の重量がわずかに増大するが、壁率の数值は改修前後で変化しないため、式(1.1)の左辺を右辺で除した比率はほぼ変化がなく、規定値を満足することが確認された。

$${}_i a_w \geq Z \cdot W \cdot A_i \cdot \beta / (2.5 \cdot S_i) \quad (1.1)$$

$$\beta = \sqrt{18 / F_c} \quad \text{ただし、} \beta \leq 1/\sqrt{2} \quad (1.2)$$

ここで、 ${}_i a_w$ ： i 階における計算方向ごとの壁率（ mm^2/m^2 ）で、計算方法の耐力壁の壁率算定用水平断面積の和を当該階の壁率算定用床面積で除した数值、 Z ：地震地域係数、 W ：地震力を計算する場合における i 階が支える部分の固定荷重と積載荷重との和（N）、 A_i ：建物の振動特性に応じて地震層せん断力の高さ方向の分布を表す係数、 β ：使用するコンクリートの設計基準強度による壁率の低減係数、 S_i ： i 階の壁率算定用床面積（ m^2 ）である。

IV-2. 技術ガイドライン

表1.4.8 各階の壁率と規定値との関係

(a) Case1 (想定建物)

張間 方向	壁率計算				
	Σa_w	$\Sigma a_f (S_i)$	壁率(= $\Sigma a_w/S_i$)	$ZW A_i \beta / (2.5 \cdot S_i)$	壁率/ $ZW A_i \beta / (2.5 \cdot S_i)$
	(mm^2)	(m^2)	(mm^2/m^2)	(mm^2/m^2)	
5階	9988500	411.65	24265	3270.4	7.42
4階	11986200	411.65	29117	7409.3	3.93
3階	11986200	411.65	29117	11767.2	2.47
2階	11986200	411.65	29117	16125.1	1.81
1階	11986200	411.65	29117	20751.4	1.40

(b) Case2 (構面2の1階に新設開口を設けた場合)

張間 方向	壁率計算				
	Σa_w	$\Sigma a_f (S_i)$	壁率(= $\Sigma a_w/S_i$)	$ZW A_i \beta / (2.5 \cdot S_i)$	壁率/ $ZW A_i \beta / (2.5 \cdot S_i)$
	(mm^2)	(m^2)	(mm^2/m^2)	(mm^2/m^2)	
5階	9988500	411.65	24265	3270.4	7.42
4階	11986200	411.65	29117	7409.3	3.93
3階	11986200	411.65	29117	11767.2	2.47
2階	11986200	411.65	29117	16125.1	1.81
1階	11986200	411.65	29117	20755.0	1.40

(c) Case3 (構面3の1階に新設開口を設けた場合)

張間 方向	壁率計算				
	Σa_w	$\Sigma a_f (S_i)$	壁率(= $\Sigma a_w/S_i$)	$ZW A_i \beta / (2.5 \cdot S_i)$	壁率/ $ZW A_i \beta / (2.5 \cdot S_i)$
	(mm^2)	(m^2)	(mm^2/m^2)	(mm^2/m^2)	
5階	9988500	411.65	24265	3270.4	7.42
4階	11986200	411.65	29117	7409.3	3.93
3階	11986200	411.65	29117	11767.2	2.47
2階	11986200	411.65	29117	16125.1	1.81
1階	11986200	411.65	29117	20757.5	1.40

(d) Case4 (構面2、4、6、8の1~5階に新設開口を設けた場合)

張間 方向	壁率計算				
	Σa_w	$\Sigma a_f (S_i)$	壁率(= $\Sigma a_w/S_i$)	$ZW A_i \beta / (2.5 \cdot S_i)$	壁率/ $ZW A_i \beta / (2.5 \cdot S_i)$
	(mm^2)	(m^2)	(mm^2/m^2)	(mm^2/m^2)	
5階	9988500	411.65	24265	3279.9	7.40
4階	11986200	411.65	29117	7433.2	3.92
3階	11986200	411.65	29117	11805.6	2.47
2階	11986200	411.65	29117	16177.9	1.80
1階	11986200	411.65	29117	20818.7	1.40

(e) Case5 (構面3、5、7の1~5階に新設開口を設けた場合)

張間 方向	壁率計算				
	Σa_w	$\Sigma a_f (S_i)$	壁率(= $\Sigma a_w/S_i$)	$ZW A_i \beta / (2.5 \cdot S_i)$	壁率/ $ZW A_i \beta / (2.5 \cdot S_i)$
	(mm^2)	(m^2)	(mm^2/m^2)	(mm^2/m^2)	
5階	9988500	411.65	24265	3279.7	7.40
4階	11986200	411.65	29117	7436.8	3.92
3階	11986200	411.65	29117	11813.0	2.46
2階	11986200	411.65	29117	16189.1	1.80
1階	11986200	411.65	29117	20833.7	1.40

ここで、 Σa_w : 当該階の張間方向の耐力壁の断面積、 $\Sigma a_f (S_i)$: 当該階の壁率算定用床面積、 Z : 地震地域係数、 W : 地震力を計算する場合における i 階が支える部分の固定荷重と積載荷重との和 (N)、 A_i : 建物の振動特性に応じて地震層せん断力の高さ方向の分布を表す係数、 β : 使用するコンクリートの設計基準強度による壁率の低減係数である。

1.5. 参考文献

- [1.1] 向井智久ほか：既存壁式 RC 造共同住宅における躯体改造技術に関する研究、建築研究資料 No.210、2024.1
- [1.2] 日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説、2015

2. 躯体改造指針案との対応

2.1. はじめに

本章では、建築研究資料「既存壁式 RC 造共同住宅における躯体改造技術に関する研究」^[2.1]の付録 4 で提案されている躯体改造指針案のうち、本技術ガイドラインと関連が深い部分の紹介や補足を行う。なお、本技術ガイドラインへの転載にあたり、躯体改造指針案の本文の一部（章番号、式番号等）を修正、省略している点に留意されたい。

表 2.1.1 に躯体改造指針案の目次一覧を示す。平成 24 年度より 3 か年度にわたり「UR 壁式賃貸住宅の躯体改造委員会」において WRC 造および WPC 造集合住宅建築物の躯体改造に関して集中的に検討がなされ、「UR 壁式賃貸住宅躯体改造設計指針(案)・同解説(在来構造編)」が作成された。躯体改造指針案は、同指針が対象としていた「模様替」、「用途変更」、「小規模一体増改築」を対象に、安全性の確認において保有水平耐力計算に基づく設計法を追加したものである。

表 2.1.1 壁式鉄筋コンクリート造共同住宅の躯体改造指針（案）の目次一覧

第 1 章 総則
1.1 目的・躯体改造内容
1.2 適用範囲
1.3 用語の定義
第 2 章 建物の選定と調査
2.1 対象住棟の選定と調査
2.2 改造設計にかかる詳細調査
第 3 章 構造検討方針
3.1 躯体改造と法的取扱い
3.2 改造住棟に確保する構造性能
3.3 構造計画
第 4 章 建物全体の検討
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
4.1.2 解析モデルを用いた構造性能の検証
4.2 使用性・機能性および損傷制御性の確認（許容応力度計算）
4.2.1 使用材料および許容応力度
4.2.2 応力および変形解析
4.2.3 使用性・損傷制御性の確認
4.3 安全性の確認
4.3.1 耐震診断法
4.3.2 保有水平耐力計算法
4.4 基礎構造の検討
第 5 章 建物各部の検討
5.1 壁梁せい低減補強
5.1.1 壁梁せい低減補強工法
5.1.2 検討項目・検討方法
5.2 戸境耐力壁への出入り口開口設置
5.2.1 戸境耐力壁への開口設置方法
5.2.2 検討項目・検討方法
5.3 妻側耐力壁への窓開口設置
5.3.1 妻側耐力壁への窓開口設置方法
5.3.2 検討項目・検討方法
5.4 けた行方向に出入り口開口設置
5.4.1 出入り口開口設置方法
5.4.2 検討項目・検討方法
5.5 戸境床スラブへの開口設置
5.5.1 開口設置方法
5.5.2 検討項目・検討方法
5.6 床スラブの付け替え
5.6.1 床スラブの付け替え方法
5.6.2 検討項目・検討方法
5.7 基礎梁の補強
5.7.1 基礎梁の補強方法
5.7.2 検討項目・検討方法
5.8 改造に伴う設備用スリーブ設置
5.8.1 改造に伴う設備用スリーブ設置方法
5.8.2 検討項目・検討方法

2.2. 総論（躯体改造指針案 1 章）

2.2.1. 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 m²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

躯体改造指針案は、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したものである。対象とな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への遡及が緩和されている以下の 3 項目である。

- ・模様替（躯体の改造または荷重の変更を伴うもの）
- ・用途変更（荷重の変更を伴うもの）
- ・一体増改築（A/20 以下かつ 50 m²以下のもの）（A：延面積）

本技術ガイドラインにおける区分所有者が異なる場合を想定した表1.3.1 に示す戸境壁の開口新設補強（手法Ⅱ）は、「模様替」に該当し、躯体改造項目としては(2)戸境耐力壁への出入り口開口設置に当たる。なお、躯体改造指針案では、戸境壁を対象とした 2 戸 1 戸化改修において、開口寸法を 2000mm×2000mm 程度を想定しているが、1.3 節で述べたように、本技術ガイドラインでは、開口寸法を 750mm×1900mm 程度に限定し、構造性能に及ぼす影響を最小限としている。

2.2.2. 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。

躯体改造指針案は、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している。本技術ガイドラインでも、適用範囲は同様とする。但し、躯体改造指針案では、1981 年の建築基準法改正前に設計・建設された建物のほか、改正後の建物の両方を含むのに対し、本技術ガイドラインでは 1960 年代に建設された比較的コンクリートの設計基準強度が低い（165kgf/cm² 程度）建物を主対象として検討を実施している。

したがって、これ以降の建設年代の建物において、コンクリートの設計基準強度が高くなると、補強対象となる戸境壁のせん断耐力は高く、補強部材の断面寸法や重量は大きくなり、本技術ガイドラインでの想定と異なる部分が出てくる可能性がある。このような場合には、対象とする戸境壁のせん断耐力に見合った補強部材の設計を行った上で、例えば、1.3 節で示した重量制限の目安を満足するように、各階に新設可能な新設開口の数を少なくする等、安全側の配慮が必要になると考えられる。

2.2.3. 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。

本技術ガイドラインにおいても、躯体改造指針案と基本的には同じ用語を用いる。

2.3. 住棟の選定と調査（躯体改造指針案 2 章）

2.3.1. 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

2.3.2. 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

本記載は、UR等の壁式賃貸住宅において、躯体改造の対象となる住棟の選定方法を示したものであるが、本技術ガイドラインで提案する戸境壁の開口新設補強（手法Ⅱ）を行う上でも留意が必要となる点が整理されている。具体的には、検査済証等当時の申請関係図書や設計図書が現存すること、地震、火災等により著しく損傷等を受けていないこと、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こと、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 以上であることなどが、特定行政庁への法令等の申請を円滑に進めるだけでなく、建物全体の構造安全性の確認や想定通りの補強効果を得る上で重要となるため、本技術ガイドラインでは1.2節の適用条件として示している。

また、戸境壁の開口新設補強（手法Ⅱ）を行う際には、日本建築防災協会の2017年改訂版「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説^[2.2]」の建物調査の精密調査（本調査）に準じて、対象となる戸境壁の詳細調査を行い、設計図書に記載された寸法の整合性の確認を行うと共に、鉄筋の位置、本数、径、かぶり厚さ等の確認や、コンクリートの推定強度が、設計基準強度を上回ることを確認する必要がある。

2.4. 構造検討方針（躯体改造指針案3章）

2.4.1. 躯体改造と法的取扱い

1. 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。

躯体改造指針案では、既存建築物の躯体改造を行う場合の法的取扱いを整理しているが、本技術ガイドラインで対象とする戸境壁の開口新設補強（手法Ⅱ）は、「模様替」に該当する。「模様替」を行う場合、原則的に、構造方法関係基準（詳細は躯体改造指針案を参照されたい）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。

「構造耐力上の危険性が增大しない」ことについては、建築物の構造関係技術基準解説書^[2.3]の付録2に、「既存不適格建築物の既存不適格の部分の規定の不適合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。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。」との記載がある。

表2.4.1に「全体計画認定に係るガイドライン」^[2.4]に例示された構造耐力上の危険性が增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增大しない」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」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增大しないこととされている。また、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で、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。

なお、本技術ガイドラインでは、戸境壁の開口新設補強（手法Ⅱ）によって、各種構造性能の回復を図ること、改修の手法や範囲に制限を設けており、表1.3.1 に基づいた建築物全体の構造安全性の確認を必須としていることから、基本的には「構造耐力上の危険性が增大しない」と考えられるが、補強による重量増の影響については考慮する必要がある。

表2.4.1 「全体計画認定に係るガイドライン」^[2.4]に例示された
構造耐力上の危険性が增大しないことの判断に関する留意事項

	内容
留意事項	<p>① 通常の荷重およ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 建築物の耐震診断およ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>

2.4.2. 改修住棟に確保する構造性能

1. 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

本技術ガイドラインで想定する戸境壁の開口新設補強（手法Ⅱ）は、開口新設によって低下した戸境壁の構造性能を回復することを前提としていることから、元々の住棟が「構造躯体の耐久性」、「長期荷重時における使用性・機能性」、「短期荷重時における損傷制御性」、「大地震時における安全性」を満足していることを確認した上で、1.2 節で示した適用条件の範囲内での開口形成や、表1.3.1 に基づいた建築物全体の構造安全性の確認や補強部材の保証設計を行う場合には、これらの構造性能を満足するものと判断する。したがって、本技術ガイドラインの対象は、躯体改造指針案で定義される最低限の構造性能（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）を付与する場合ではなく、より上位の構造性能を付与する場合に位置付けられる

ものと考えられる。

2.4.3. 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、2.4.2 項（本技術ガイドラインの目次に対応するように修正）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
(省略)
 - (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
(省略)
 - (4) けた行方向に出入り口開口設置
(省略)
 - (5) 戸境床スラブへの開口設置
(省略)
 - (6) 戸境壁開口設置と戸境床スラブ開口設置
(省略)
 - (7) 床スラブの付け替え
(省略)
 - (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。

躯体改造指針案では、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

IV-2. 技術ガイドライン

造後の住棟が2.4.2項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こととしている。また、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が、本技術ガイドラインにおいては、戸境壁の開口新設補強（手法Ⅱ）を行う場合には、構造性能の回復を図る必要性から、各階の長期荷重時重量や地震力算定用重量の増大を許容している。一方で、表1.3.1で示したように、本技術ガイドラインでは、耐震診断や保有水平耐力計算による詳細な構造計算は省略する方針を示しており、重量増の影響が最小限となるように、各階の住戸に形成可能な新設開口の数を制限している。

また、躯体改造指針案では、(2)戸境耐力壁への出入口開口設置において、①～⑥の構造規定を設けている。本技術ガイドラインにおける適用範囲と留意点は、1.2、1.3節で整理しているが、後述する別途検討の結果を踏まえ、躯体改造指針案における一部の構造規定を緩和している。以下に対応関係を列挙する。

（躯体改造指針案の構造規定との対応）

- ① 新設開口の寸法を幅 750mm、高さ 1900mm に固定しており、条件を満足する。
- ② 1枚の戸境壁に形成可能な開口の枚数は1枚としており、条件を満足する。
- ③ 開口端から壁端までの距離を 570mm 以上確保することとしており、概ね条件を満足している。
- ④ 有限要素解析の結果から上下階の開口間の損傷が比較的軽微に抑えられること、鉄骨枠による戸境壁の開口新設補強を行うことを前提に、上下階の開口端の距離を 1050mm（開口幅の1.4倍、開口高さの0.55倍）以上確保すればよいものとしているため、躯体改造指針案における開口部間の水平投影縁間距離を開口部の内法高さ以上とする構造規定は満足していない。
- ⑤ 新設開口の高さを 1900mm に制限することで、屋上階の壁梁せいは 450mm を上回る。また、壁梁には、所定の横筋や縦筋が必要となるが、戸境壁の開口新設補強（手法Ⅱ）のうち鉄骨枠補強を行う場合には、壁梁の補強を兼ねるため、条件を満足するものと判断できる。
- ⑥ ⑤と同様に、戸境壁の開口新設補強（手法Ⅱ）のうち鉄骨枠補強を行う場合には、曲げ補強筋を兼ねるため、条件を満足するものと判断できる。

また、躯体改造指針案では、(8)基礎梁の補強において、①～③の構造規定を設けている。戸境壁の開口新設補強（手法Ⅱ）のうち、鉄骨枠補強を行う場合には、戸境壁の軸耐力、せん断耐力、曲げ耐力の回復が可能と考えられるため、終局時における基礎梁の応力状態は、改修前とほぼ同等と取り扱うことができるものと考えられるが、その他の工法を適用する場合には、基礎梁の許容応力度設計が満足できるかどうか確認を行った上で、必要に応じて基礎梁の断面補強を検討する必要がある。

2.5. 建物全体の検討（躯体改造指針案 4 章）

2.5.1. 検討方針と方法

2.5.1.1. 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 τ 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。

本技術ガイドラインでは、躯体改造指針案の(1)に準じて、改修後の住棟においても、各方向の壁量が規定値を満足すること、 $C_0=0.2$ の平均せん断応力度が規定値以下となることを確認する。この際、戸境壁の開口新設補強（手法Ⅱ）が、開口形成によって低下した戸境壁の構造性能の回復を前提とした補強方法であることから、表1.3.1 で示したように、補強部材の設計用応力を用いて、補強部材の保証設計を行う場合には、壁量、平均せん断応力度による検討を満足することに加え、改修前の住棟の使用性・機能性および損傷制御性が確保されていることを前提として、改修後の住棟における耐震診断法や保有水平耐力計算による改修後の建物全体の構造安全性の確認は省略してよいものとしている。

(1) 壁量および平均せん断応力度の確認

躯体改造指針案では、躯体改造後の住棟について、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、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 τ が規定値 τ_0 以下であることを確認することを求めており、これらの規定を満たさない躯体改造を行う場合は、躯体構造設計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している。建設当時の平均せん断応力の規定値の参考として、表2.5.1にUR壁式鉄筋コンクリート造の規準の規定値の変遷を示す。なお、戸境壁の開口新設補強（手法Ⅱ）では、開口部分を考慮して、壁量や平均せん断応力の計算を行ってよいが、改修による重量変化は考慮する。

表2.5.1 UR 壁式鉄筋コンクリート造の規準の規定値の変遷

UR 建築構造設計 要領等 構造諸元	階数が5の壁式鉄筋コンクリート造 共同住宅実施要領 (S34.12.16官指 発第42号)		壁式鉄筋コンクリート造5階建共同 住宅について (S40.8.9住指東第 99号)		建築構造設計要領 (中層建築構造) S44.5		壁式鉄筋コンクリート造5階建共同 住宅設計要領・改 訂案(S45.3.17審査 報告)		建築構造設計要領 S58.3	
	地上階数	5		5		5		5		5
コンクリートの 設計基準強度	150kg/cm 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 f_o	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)	5.4階	2-12φ	5.4階	2-13φ	5.4階	同左	5階	1-16φ	5階	1-16φ
	3.2階	2-16φ	3.2階	2-16φ	3.2階	2-16φ	4.3.2階	2-16φ	4.3.2階	2-16φ
	($h_0 > 1.0\text{m}$ の場合)	1階	2-16φ	1階	2-19φ	1階	2-19φ	1階	2-19φ	1階
耐力壁の端部曲げ補 強筋量※2)※3)	5.4階	1-12φ	5.4階	1-13φ	5.4階	1-13φ	5.4階	1-13φ	5.4階	1-13φ
	3.2階	2-12φ	3.2階	2-13φ	3.2階	2-13φ	4.3.2階	2-13φ	4.3.2階	同左
	($h_0 \leq 1.0\text{m}$ の場合)	1階	2-12φ	1階 ^{※4)}	2-16φ	1階 ^{※4)}	2-16φ	1階 ^{※4)}	2-16φ	1階

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

※2) S.34年以降は異形鉄筋を用いている場合がある。

※3) 詳細は各構造設計要領による。

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

(2) 構造性能の検証方法

躯体改造指針案では、構造性能の検討方法として、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よいこと、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している。壁式鉄筋コンクリート造の設計方針に関しては、当時の構造計算書がある場合はその設計方針に準じ、改造後の躯体に関して長期および短期の検討を行い当時の基準を満たすことを確認するが、計算書が無い場合には当時の設計規準を確認する必要がある、「UR 壁式鉄筋コンクリート造の規準」の規定値の変遷などを参考にすることとしている。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。

また、本技術ガイドラインでは直接は関係しないが、躯体改造指針案では、ii) 大地震時の安全性の検証を、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り行うこととしている。躯体改造後も規定壁量を確保することとしているが、改造内容や経年劣化等を考慮して耐震診断および保有水平耐力計算にて耐震安全性を評価するものとしている。

2.5.2. 解析モデルを用いた構造性能の検証

2.5.2.1. 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。

本技術ガイドラインでは、戸境壁の開口新設補強（手法Ⅱ）を用いることを前提としており、1.2節でも示したように、建設当時の設計図書が現存し、当時の設計図書に準じて、建築物全体の構造安全性の確認が行える場合には、住棟全体の架構モデルを構築することは必須ではない。一方で、表1.3.1で示したように、補強部材の設計用応力を精算する場合や、手法Ⅱの適用範囲を超えた検討を行う場合（手法Ⅰに基づいた検討を行う場合）には、躯体改造指針案等を参照して、架構モデルを適切に設定する必要がある。また、補強部材の設計用応力を概算する場合でも、対象となる戸境壁に作用する軸力や反曲点高さを評価する際には、住棟に作用する外力の分布や戸境壁に取り付く壁梁や直交壁の境界条件を設定した上で、崩壊機構形成時の応力状態を評価しており、どのような前提で評価を行っているかを把握しておくことは重要である。

躯体改造指針案の解説では、張間方向の平面解析を行う場合には、直交壁の曲げ戻し効果を適切に評価すること、建築物各部の固定荷重を算定する際に改修後のプランや利用状況に応じて固定荷重や仕上荷重を適切に設定する（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これらの荷重が増加していることが多いので注意する）こと、損傷制御性に関する設計用の地震力については、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 $k \geq 0.2$ としてよいことなどが示されている。

以下に架構や部材のモデル化を行う際の留意点を示す。

- 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 建物に加える水平荷重の分布は2.5.4.2(2)「地震力の算定」に基づき算出した A_i 分布による荷重分布を用いることとする。

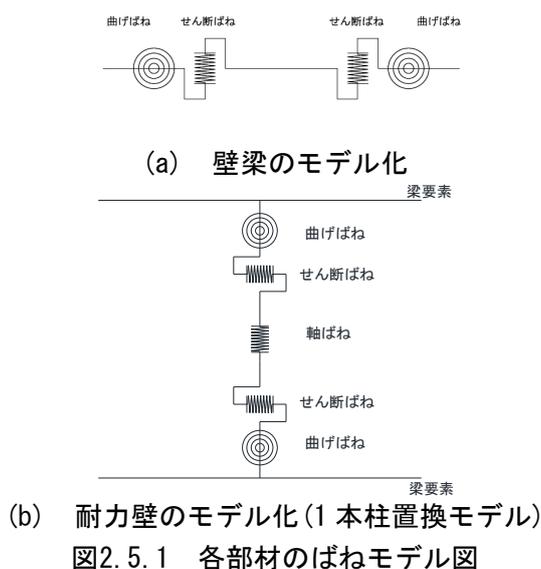
2.5.2.2. 部材のモデル化

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2.5.1参照)。

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2.5.2参照)。

なお、各部材の復元力特性の具体的な設定方法は、躯体改造指針案の解説や壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説^[2.5]、2020年度版建築物の構造関係技術基準解説書^[2.3]等を参照されたい。



IV-2. 技術ガイドライン

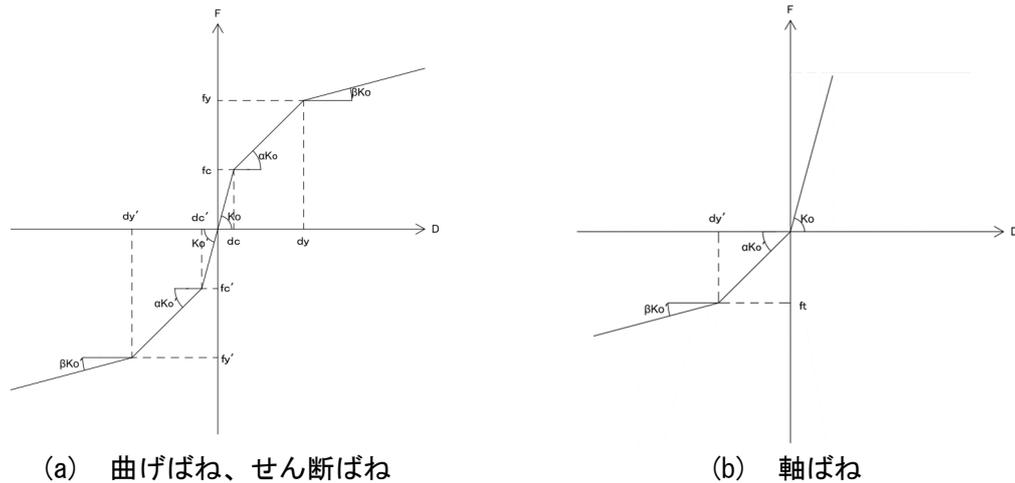


図2.5.2 ばねモデルの骨格曲線

なお、表1.3.1 で示した構造性能の検証法である手法Ⅱのうち、新設開口の鉄骨柱補強を行う場合には、鉄骨柱や接合要素の保証設計を行った上で、以下のようにモデル化を行えばよい。

(戸境壁のモデル化の方法)

- ・ 開口新設前と同じく、1本の鉛直材によるモデル化を行う。
- ・ 軸ばね、曲げばねの特性は、開口新設前と同等とする。
- ・ せん断ばねの特性のうち、せん断剛性は開口低減率に応じて低減する。この際、鉄骨柱補強によるせん断剛性の回復は無視してよい。また、せん断耐力は開口新設前と同等としてよい。
- ・ 張間方向では、基本的に戸境壁の端部に直交壁が設けられていること、また、鉄骨柱の設計を行う上で、戸境壁のせん断耐力を高く見積もることは安全側の評価につながることから、耐震診断で用いられている広沢 min 式ではなく、現行基準で用いられている広沢 mean 式を用いてよい。

なお、新設開口を上下階に連続して設けた場合、上下の開口に挟まれた領域で過大な損傷が生じる可能性があるため、表1.3.1 で示したように、同提案では、上下階の開口端の距離を1050mm（開口幅の1.4倍）以上確保し、開口を千鳥配置とすることとしている。その根拠となった資料は第IV-5編の検討1、2（3.1、3.2節）に示している。

2.5.3. 使用性・機能性および損傷制御性の確認(許容応力度計算)

本技術ガイドラインでは、使用性・機能性および損傷制御性の確認方法は、原則として、躯体改造指針案の本文に準拠するものとする。以下に概要の説明を示す。

2.5.3.1. 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。

躯体改造に使用するコンクリートは、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、流動性の高いコンクリートを使用する。第IV-5編の2章に示す鉄骨枠を用いた開口新設補強実験では、既存壁板の呼び強度(15)に対して、開口周囲の打ち直しを行ったコンクリートの呼び強度(33)を2倍近い値としており、補強設計を行う際の目安となる。躯体改造に使用する鉄筋はSD295A/B、SD345としているが、本技術ガイドラインでは、既存躯体に使用されているものと同じ丸鋼を用いた方が都合の良い場合もあると考えられることから、既存躯体の壁縦筋や壁横筋の定着を確保する目的で使用する場合に限り、SR235やSR295を用いてよいものとした。

また、本文には、通しボルトに関する記載があるが、戸境壁の開口新設補強(手法II)のうち、鉄骨枠補強では鉄骨枠の接合に寸切りボルトを用いる場合がある。第IV-5編の2章に示す要素実験や加力実験では、高強度(降伏強度: 783N/mm^2)の寸切りボルトを使用した。特に不具合等は確認されていないため、鉄骨枠補強を行う場合は、SS400よりも強度の高い寸切りボルトを用いてよい。但し、既存躯体と鉄骨枠の間で生じるずれ変形を効果的に抑えるためには、ボルトの断面積を一定以上確保する必要があることから、強度区分5.6や5.8を上限として、ボルトの必要本数を決定するのが適切と考えられる。

なお、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ので、既存躯体部分については建設当時の設計基準強度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必要がある。

2.5.3.2. 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。

躯体改造指針案と同様に、本技術ガイドラインでも、建物全体の応力および変形解析を行う必要がある場合には、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によるものとしている。なお、第IV-3編の設計マニュアルや第IV-4編の施工マニュアルに基づいた鉄骨枠補強の設計や施工を行う場合には、開口左右の壁板を別々の線材としてモデル化する必要はなく、せん断剛性のみを低減させた一枚の戸境壁としてモデル化してよいこととした。第IV-5編の技術資料における検討3、4、5(3.3~3.5節)では、せん断剛性のみを低減させてモデル化した戸境壁のモデル化手法を示している。

2.5.3.3. 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。

躯体改造指針案では、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、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こととしている。

本技術ガイドラインでは、表1.3.1で示したように、戸境壁の開口新設補強（手法Ⅱ）では、構面数9の住棟において同一階で開口を新設できる戸境壁の枚数を4枚までに制限している。こ

のような制限を設けることで、改修後の重量変化が各階かつ住棟全体で 0.5%未満と影響が十分に小さいこと、また、開口新設による戸境壁のせん断剛性の低下が生じた場合でも、部材に生じる応力が短期許容耐力以下となることを間接的に評価している。根拠となる資料として、第IV-5編の技術資料では、検討3、4（3.3~3.4節）を示している。

2.5.4. 安全性の確認

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。

- i) 「既存壁式鉄筋コンクリート造等の建築物の簡易診断法」(国土交通省監修)
 - ii) 「既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断指針」(国土交通省監修)
- なお、建築物を支持している地盤の地震時の安定性については、別途検討を行うこととする。

躯体改造指針案では、躯体改造後の建物の安全性の確認を、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を規定している。本技術ガイドラインでは、表1.3.1で示した戸境壁の開口新設補強（手法Ⅱ）を採用する場合には、構造性能の回復を前提として、同一階で戸境壁に設ける新設開口の数を制限する必要があるため、設計図書等が参照できる場合には、当時の設計基準に準拠していることを確認することで安全性の確認を行うこととし、耐震診断法や保有水平耐力計算が省略できるものとしている。これは、開口新設を行う場合、改修後の住棟の保有水平耐力の低下が非常に小さいことを別途確認しているためである。その根拠となった資料を、第IV-5編の技術資料の検討5（3.5節）に示す。

なお、1.2節で示したように、本技術ガイドラインでは、1960年代以降に建設された現場打ち壁式RC造住棟を対象としており、実験や解析による検証を行っていない壁式プレキャストRC造住棟は対象外である。

2.5.4.1. 耐震診断法

躯体改造指針案では、壁式鉄筋コンクリート造の耐震診断基準類として、本文にある「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」^[2.6]を用いることを基本としているが、適用には以下のような条件が必要となるため、制約も多い。地盤の液状化やがけ崩れなどの危険性については、上記基準類や日本建築防災協会発行の「2017年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」^[2.2]を準用して、別途検討を行うものとする。

(特徴と条件)

- ・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造建物に適用には一定の条件が必要とされている。
- ・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が必要で、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。
- ・ I_5 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は用いない。

- ・ 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。

本技術ガイドラインの戸境壁の開口新設補強（手法Ⅱ）では、1.2 節の適用条件で示したように、開口の新設を行う戸境壁のコンクリートの推定強度が各階の設計基準強度 F_c 以上であることを確認することとしており、コンクリートコアを採取して圧縮強度を確認することを原則としている。これは、鉄骨枠補強を行う場合、壁板と鉄骨枠の一体性を確保する上で、接着接合、ボルト接合のいずれを採用する場合でも、コンクリートの圧縮強度が接合面のせん断耐力に大きく依存するため、必要な材料強度が確保されていることを確認する必要があるためである。

2.5.4.2. 保有水平耐力計算法

(1) 基本方針

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

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud}$$

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

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)

本技術ガイドラインでは、戸境壁の開口新設補強（手法Ⅱ）において、1.2、1.3 節の適用条件等を満足する場合には、躯体改造後の建物の安全性の確認を行う際の保有水平耐力計算を省略してよいものとしているが、補強部材の保証設計を行う際に想定する必要がある外力分布や崩壊メカニズム、必要保有水平耐力の算定時に必要となる構造特性係数や剛性率および偏心率の考え方については、原則として、躯体改造指針案の本文に準拠するものとしている。以下に概要の説明を示す。

1) 建物の降伏形式

躯体改造指針案では、崩壊メカニズムとして、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に加え、次の①～⑤に該当する場合は許容している。本技術ガイドラインでは、表1.3.1 で示した戸境壁の開口新設補強（手法Ⅱ）を行うため、改修前後で住棟の破壊形式ができるだけ変化しないように配慮することが望ましい。なお、保有水平耐力計算において、せん断破壊する耐力壁が混在する場合には、建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必要がある。

- 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

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で決定する。

3) 剛性率および偏心率の算定

躯体改造指針案では、壁式 RC 造建物は、各階のねじり剛性や水平剛性が高いため、ねじれ振動や変形集中が生じる恐れは小さいものとして、剛性率や偏心率の制限を設けていない。本技術ガイドラインでも、表1.3.1 で示した手法Ⅱに基づいて、構造安全性の確認を行う場合、各階の戸境壁に設けられる新設開口の配置に偏りが生じた場合でも、剛性率や偏心率の割り増しは不要であることを別途確認している。根拠となる資料として、第Ⅳ-5 編の技術資料の検討 6 (3.6 節)を参照されたい。

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。なお、本技術ガイドラインで検討した鉄骨枠による開口新設補強を行う場合、第Ⅳ-5 編の技術資料の2.3 節に示すように、元々の戸境壁の同等以上の靱性能を示すことが、載荷実験の結果から確認されており、補強部材が先行破壊する恐れは小さい。

(2) 地震力の算定

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

$$Q_i = C_i \cdot \sum W_i$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o$$

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。

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

ここで

$$\alpha_i = \sum_{j=i}^n W_j / \sum_{j=1}^n W_j$$

$\sum_{j=i}^n W_j$: 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。

躯体改造指針案では、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ている。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 分布を採用するものとしており、本技術ガイドラインでもこれに準じている。

(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、下表に従い、耐力壁の区分に応じて決める。

表 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	$\bar{\tau}_u/F_c$ の数值	
	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。

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

$$Q_M = Q_m + Q_L$$

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值

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下表に従い、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つては、部材群としての種別は **D** とする。

表 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值

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、下表に掲げる数値以上の数値とする。

表 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

本技術ガイドラインが準拠する躯体改造指針案の解説を以下に引用する。

1) 各階各方向の構造特性係数の設定

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

2) 部材の破壊形式

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

3) WD の耐力壁が存在する場合

種別 WD の耐力壁が存在する場合は、その部材を取り除いて構成される建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。

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 としその時点をもつて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

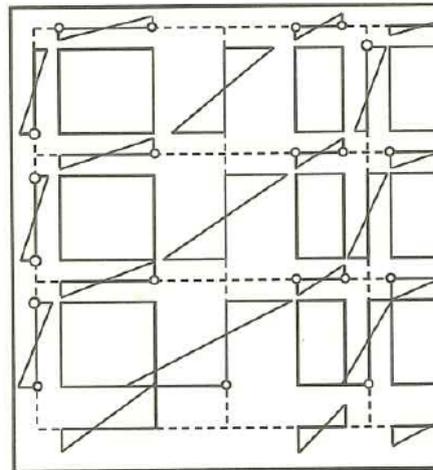
だし前述のように、壁梁のせん断破壊により落階等の局部破壊が生じる場合には、その時点を崩壊メカニズムとする。耐力壁の部材種別の判定には、耐力壁に生じた最大せん断応力度を用いる。

耐力壁の部材群としての種別を定める時の建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2.5.3 参照）の各耐力壁の種別はその時点の応力に基づいて本文の表から定めればよい。

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2.5.4 参照）の応力により、各耐力壁の種別を本文の表から定めればよい。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2.5.5 参照）の各耐力壁の部材種別式と水平力負担比率により、各耐力壁の種別を本文の表から定めればよい。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2.5.3 全体崩壊形のメカニズムの例

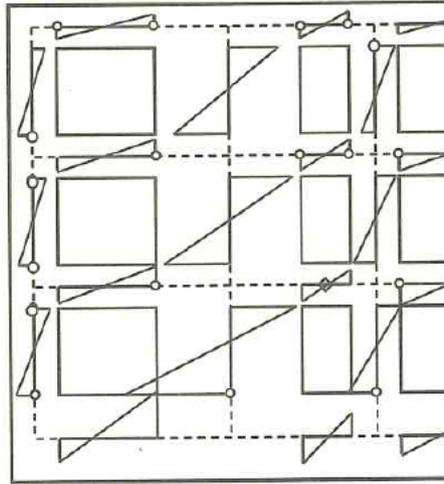
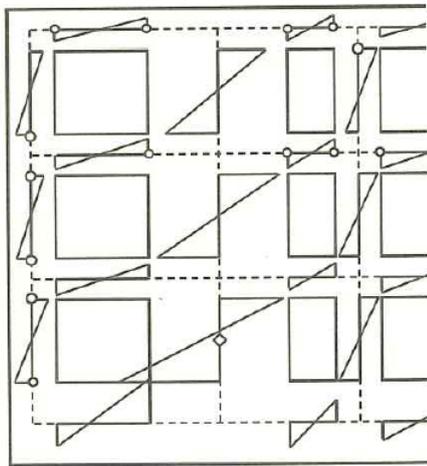
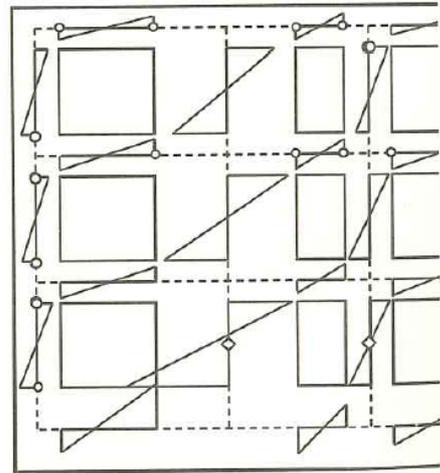


図2.5.4 壁梁にせん断破壊が生じるメカニズムの例



(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

[記号] ○: 曲げ降伏 ◇: せん断破壊

図2.5.5 耐力壁にせん断破壊が生じるメカニズムの例

2.5.5. 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以下であることを確認する。

本技術ガイドラインでは、基礎構造の検討方法は、原則として、躯体改造指針案の本文に準拠するものとする。

戸境壁に新設開口を設ける場合の基礎構造の問題点として、補強用の鉄骨枠による重量増大や、崩壊機構の変化による基礎梁や杭の負担応力の変化が挙げられる。但し、手法Ⅱを用いる場合は、

IV-2. 技術ガイドライン

1.2 節で示したように重量増の影響を各階および建物全体で 0.5%未満に留めているので、改修前の住棟において安全性が十分に確保されていることが確認できれば、改修後の長期および短期の検討を省略してよい。また、1 階の戸境壁で開口新設を行った場合、開口下の基礎梁の応力負担が増加する可能性があるが、手法Ⅱとして鉄骨柱補強を行う場合は、開口の新設補強後も戸境壁の崩壊機構や脚部における応力伝達経路はほとんど変わらないものと考えられるため、基礎梁の応力分布に及ぼす影響は軽微に抑えられるものと考えられる。

2.6. 建物各部の検討（躯体改造指針案 5 章）

2.6.1. 壁梁せい低減補強

（省略）

2.6.2. 戸境耐力壁への出入り口開口設置

2.6.2.1. 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/mm^2 以上かつ所要の数値以上とする。

躯体改造指針案では、**図2.6.1** に示すように、階段室通り（図中の X1 通り）のバルコニー側の戸境壁と、階段室通り以外（図中の X2 通り）の戸境耐力壁を、出入りを目的とした開口の設置対象としている。なお、**図2.6.1** に示す住棟では、階段室通りのバルコニー側の戸境壁の長さが短い（2m 程度）ため、**2.4.3 項**の構造計画で示した構造規定（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）を満足するためには、開口部の幅を大きく設けられないことに加え、壁断面の中央付近に開口を設置する必要があることが解説されている。本技術ガイドラインでは、**1.3 節**で示したように、躯体改造指針案とほぼ同様に、開口端から壁端までの距離を 570mm 以上確保した上で、**図1.3.2**で示したように、上下階の開口端の距離を 1050mm（開口幅の 1.4 倍）以上確保し、開口を千鳥配置とする必要があるため、**図2.6.1** に示すような階段室通りのバルコニー側の戸境壁が短い住棟では、開口新設は行えないものと考えられる。

一方、躯体改造指針案では、階段室通り以外の戸境耐力壁については、中構面長辺方向に耐力壁が取り付けられている場合があるため、これを避けて、住戸階段室側（**図2.6.1**㉙～㉚）あるいは、バルコニー側（**図2.6.1**㉛～㉜）の戸境壁に出入り口開口部を設置することが解説されているが、本技術ガイドラインでも、**図1.3.2**で示すように、中構面長辺方向に取り付く耐力壁は避け、各階で開口が千鳥配置となるように配慮した上で、Y0-Y1 間（戸境壁の長さは 3.55m）、Y1-Y2 間（戸境壁の長さは 3.10m）の耐力壁の中心付近に開口新設を行う状況を想定している。

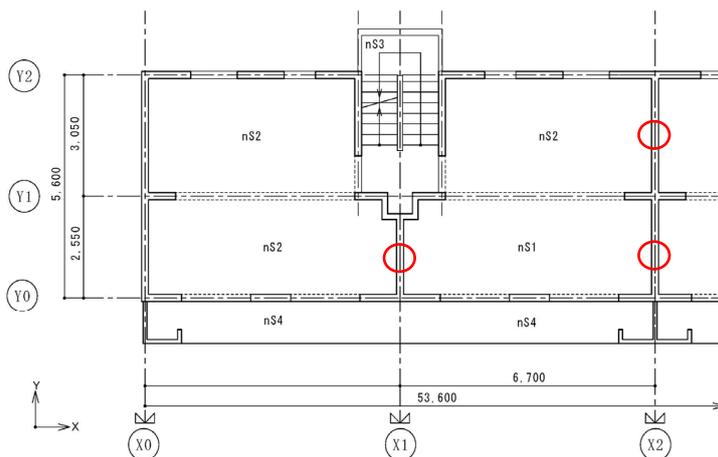


図2.6.1 躯体改造指針案で対象とする出入り口開口の設置対象となる戸境壁（○印箇所）

躯体改造指針案では、表1.3.1で示した手法Iに基づいて、建物全体の構造安全性の確認を行うため、開口の新設後に戸境壁の構造性能が低下することを許容した上で、許容応力度計算や保有水平耐力計算等に基づき、「使用性・機能性および損傷制御性の確認」や「安全性の確認」といった構造性能の検証を行い、条件を満足することが確認できれば、改修後の住棟においても構造安全性が確保できるものとしている。また、UR等の公的賃貸住宅において、1棟丸ごとの改修工事が行われることが想定されているため、各住戸内で実施可能な補強方法を採用する必要もない。以上を踏まえ、一般的な開口の新設補強の手法として、以下の①～⑥の手順による開口設置方法が採用されている。配筋詳細等については、躯体改造指針案を参照されたい。

- 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はつる（図2.6.2参照）。
- 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（図2.6.3参照）。
- 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はつ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°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°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（図2.6.3、図2.6.4参照）。
- 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り、定着は開口設置階のスラブ上面をはつ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、スラブ上面をはつり、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°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。
- ⑤ コンクリートはつ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。

IV-2. 技術ガイドライン

- 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については、「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こと」、「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」、「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」、「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こと」から、必要とする開口部の周囲を十分にはつることとしている。本技術ガイドラインで示した手法Ⅱのうち、鉄骨枠補強を行う場合には、耐力壁の縦筋や横筋に定着部を設ける必要がある点は共通であるが、鉄骨枠を設置するため、開口周辺に曲げ補強筋を配筋する必要がないことから、設計マニュアルで150mmと例示しているように、コンクリートのはつり範囲をもう少し小さくできるものと考えられる。

上述した鉄骨枠補強の場合も、壁横筋の端部定着の手法は②～④とほぼ同様である。④では、壁縦筋の定着を床スラブ内で確保するが、鉄骨枠補強の場合は、開口下に残した壁板内で90度フックによる折り曲げ定着を行うことで、必要な構造性能を確保することとしている。

上述した鉄骨枠補強の場合も、コンクリートはつり時や打設時の留意点は、⑤とほぼ同様である。また、⑥に示すあと施工アンカーは、曲げ補強筋による補強を必須としていないため、鉄骨枠補強の場合は実施しない。

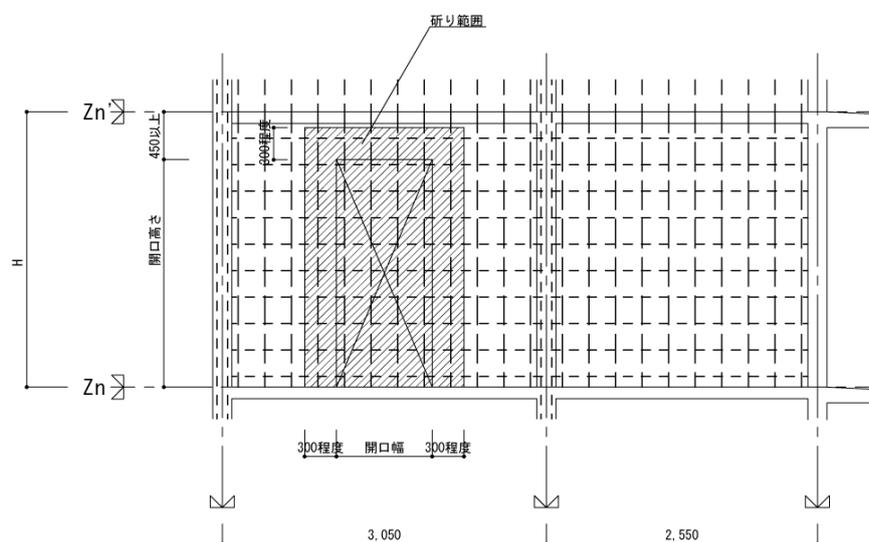


図2.6.2 躯体改造指針案における戸境壁のコンクリートのはつり

IV-2. 技術ガイドライン

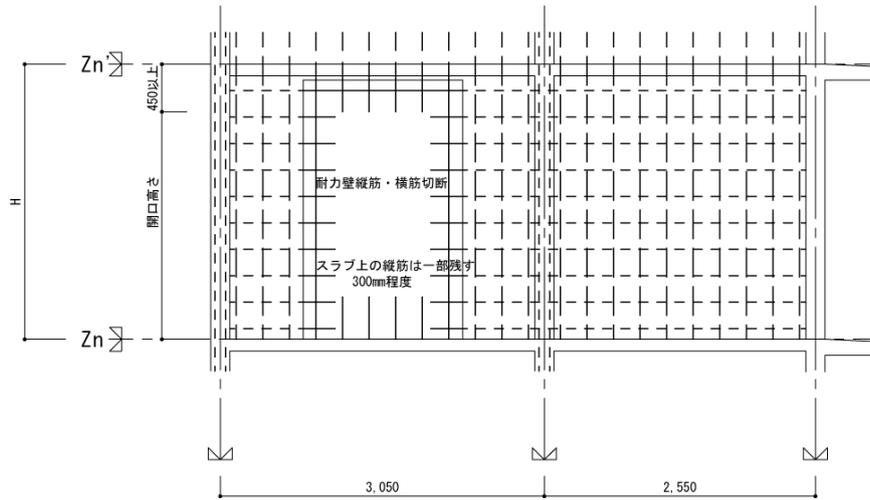


図2.6.3 躯体改造指針案における戸境壁の縦筋および横筋の切断

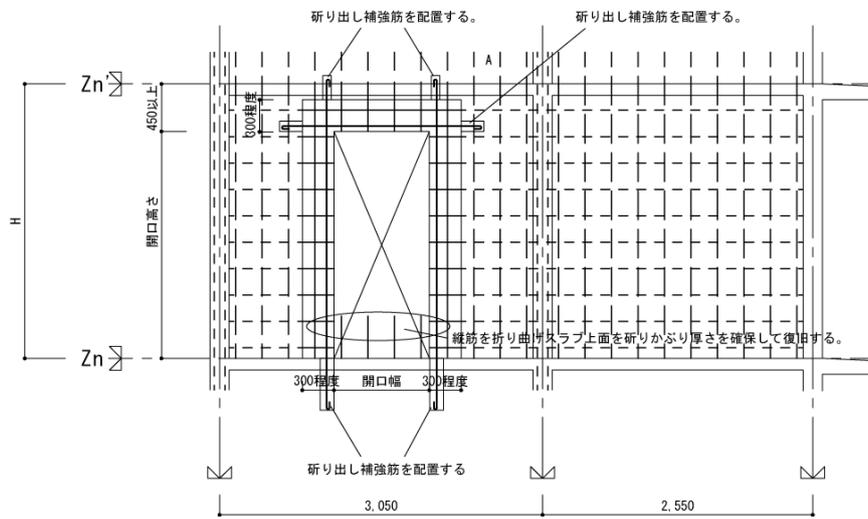


図2.6.4 躯体改造指針案における戸境壁の開口補強筋の配置

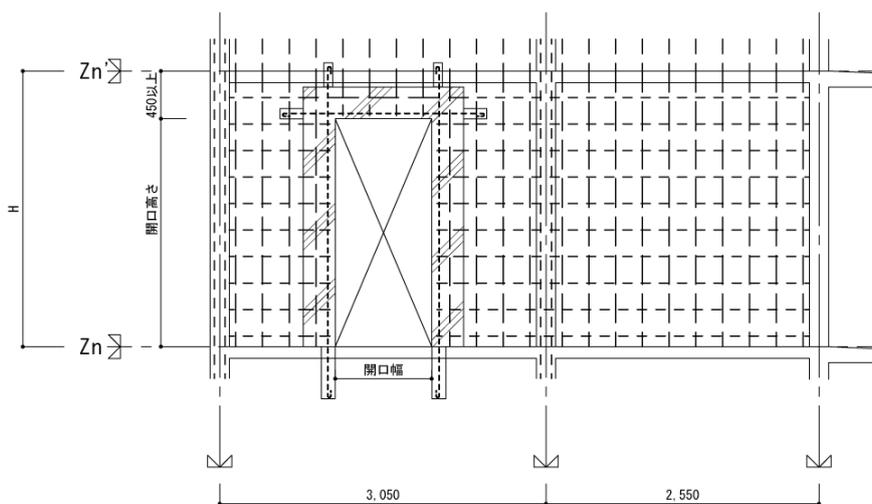


図2.6.5 躯体改造指針案における戸境壁の開口新設後の配筋状況

2.6.2.2. 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。

躯体改造指針案では、新設開口の周囲に設置する曲げ補強筋の量や定着長さに加え、最上階では新設開口直上の壁梁、1 階では新設開口直下の基礎梁に作用するせん断力や曲げモーメントが、許容耐力以下となることを確認することとしている。本技術ガイドラインで示した手法Ⅱのうち、鉄骨枠補強を行う場合には、開口上下に位置する壁縦筋の定着長さを十分に確保する必要があるが、開口際に端部曲げ補強筋を設ける必要はない。また、耐力壁の軸耐力、せん断耐力、曲げ耐力の回復を前提とした補強方法であるため、最上階や 1 階に開口を新設した場合にも、壁梁や基礎梁に及ぼす影響は軽微に抑えられるものと考えており、特別な検討は求めている。

2.6.3. 妻側耐力壁への窓開口配置

(省略)

2.6.4. けた行方向に出入り口開口設置

(省略)

2.6.5. 戸境床スラブへの開口設置

(省略)

2.6.6. 床スラブの付け替え

(省略)

2.6.7. 基礎梁の補強

2.6.7.1. 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2.6.4項（本技術ガイドラインの目次に対応するように修正）の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。

躯体改造指針案では、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について、基礎梁補強を行う手法を示している。本技術ガイドラインでは、1.2節の適用範囲で示したように、改修後の重量増が各階かつ住棟全体でおおよそ0.5%未満に収まり、建築物全体の構造安全性に及ぼす影響がほぼ無視できることを条件としていること、2.6.2項で述べたように、手法Ⅱのうち、鉄骨枠補強を行う場合には、最上階や1階に開口を新設した場合にも、壁梁や基礎梁に及ぼす影響は軽微に抑えられるものと考えているため、基本的には基礎梁の補強を行う必要はないものと考えられるが、重量増の影響が無視できない場合や鉄骨枠以外の補強方法を採用する場合は、必要に応じて後述の検討項目・検討方法を参照して、基礎梁の補強の必要性を検討する必要がある。

2.6.7.2. 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。

躯体改造指針案では、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している。本文(1)から(4)は、

2.6.1 項の側面増打ち補強梁の場合と同様であり、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こととしている。

2.6.8. 改造に伴う設備用スリーブ設置

(省略)

2.7. 参考文献

- [2.1] 向井智久ほか：既存壁式 RC 造共同住宅における躯体改造技術に関する研究、建築研究資料 No.210、2024.1
- [2.2] 日本建築防災協会：2017 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、2017
- [2.3] 建築行政情報センター、日本建築防災協会：2020 年度版建築物の構造関係技術基準解説書、2020
- [2.4] 「建築物の安全性およ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）
- [2.5] 日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説、2015
- [2.6] 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／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、2008

第IV-3 編

新設開口の鉄骨柱補強に関する設計マニュアル

1. 補強の概要と適用条件

1.1. 本マニュアルの概要

本マニュアルは、国土技術政策総合研究所が実施した総合技術開発プロジェクト研究「成熟社会に対応した郊外住宅市街地の再生技術の開発」（平成30～令和4年度、以後、国総研総プロと称する）において作成された**第IV-2編**の「壁式構造共同住宅の開口形成の設計法・構造補強法に係る技術ガイドライン」（以後、技術ガイドラインと称する）に基づいて現場打ち壁式RC造住棟の隣接する住戸間の戸境壁に開口を新設する際の設計の手順や方法について解説したものである。

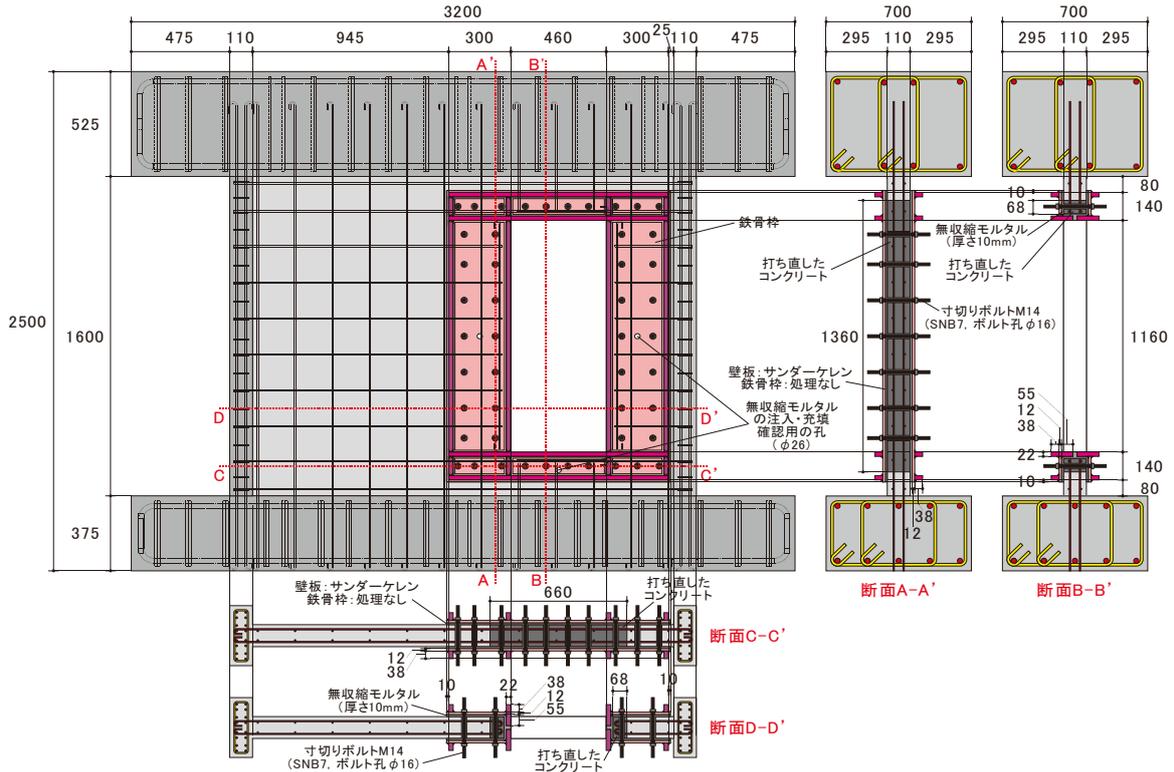
国総研総プロでは、技術ガイドラインにおいて、隣接する2戸の住戸を取得した住民が、住戸間の戸境壁に開口を新設する躯体改造を住戸単位で実施する場合の問題を取り上げており、他の区分所有者との合意形成を円滑にするために、開口形成によって低下した戸境壁の構造性能（軸耐力、せん断耐力、曲げ耐力）を一定程度回復させることを求めている。

技術ガイドラインでは、開口新設を行う際に構造安全性を確保するための基本的な考え方が示されており、上記の要求性能を満足する方法として、**第IV-5編**に概要を示す施工実験および加力実験による検証が行われた新設開口の鉄骨枠補強を例に挙げているが、他にも採用可能な補強工法が今後開発されることを想定して、具体的な設計方法や施工方法に関しては、採用する補強工法に対応するマニュアルによることとしている。本マニュアルでは、開口の新設補強に用いる鉄骨枠の具体的な設計方法や壁板と鉄骨枠を一体化するための接合を行う上での留意点等を示している。

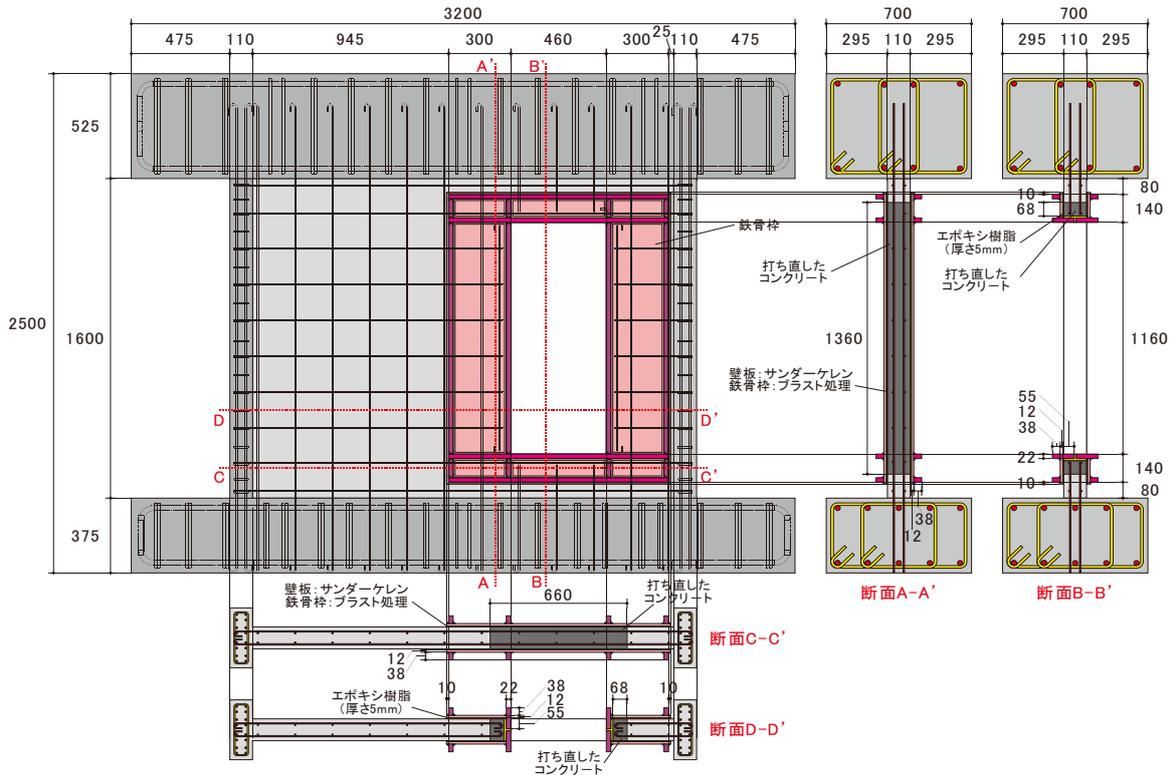
1.2. 補強方法

図1.2.1に、施工実験および構造実験による検証が行われた縮尺0.6の壁式RC造試験体の概要を示す。本マニュアルで解説する補強方法は、対象とする戸境壁に新設開口を設けた後、壁板の両側からロ形の鉄骨枠を取り付けることで、開口形成によって低下する耐力を回復させるものである。壁板と鉄骨枠の接合には、ボルトもしくはエポキシ樹脂を用いる。開口の周囲を囲むように鉄骨枠を設けることで、開口によって隔てられた開口上下もしくは開口左右の壁板間の応力伝達が可能となり、開口周辺における壁板の損傷進展を抑制する効果が期待できる。また、新設開口を設ける際に、開口周辺のコンクリートの打ち直しを行い、既存壁板の縦筋や横筋の定着を確保することで、全ての耐力（軸耐力、せん断耐力、曲げ耐力）の回復が期待できる。

IV-3. 設計マニュアル



(a) ボルト接合の試験体



(b) 接着接合の試験体

図1.2.1 施工実験および構造実験による検証が行われた実験試験体の概要 (単位: mm)

1.3. 適用条件

以下に本補強工法の適用条件を示す。

(対象となる建築物)

- 同研究で対象とした 1960 年代以降の図1.3.1、図1.3.2 に示すような現場打ち壁式 RC 造住棟を対象とし、階数は5階建て以下とする。

(対象となる戸境壁)

- 図1.3.3 に示すように、幅 750mm、高さ 1900mm の新設開口を設けた場合に、当該耐力壁における等価開口周比が 0.4 を下回ること。
- 開口端から壁端までの距離を 570mm 以上確保できること。これは、日本建築学会の壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説^[1]で壁式構造の耐力壁の実長として求めている 450mm もしくは開口高さ (1900mm) の 0.3 倍のうちのいずれか大きい方に相当する。
- 新設開口を上下階に連続して設けた場合に、上下の開口に挟まれた領域で過大な損傷が生じないように、図1.3.3 に示すように、上下階の開口端の距離を 1050mm (開口幅の 1.4 倍) 以上確保し、開口を千鳥配置とすること。
- コンクリートの設計基準強度が 16.2N/mm^2 以上、鉄筋の降伏強度が 235N/mm^2 以上確保されており、耐力低下の要因となるような劣化が生じておらず、既存躯体に使用されている材料の品質が確保されていること。

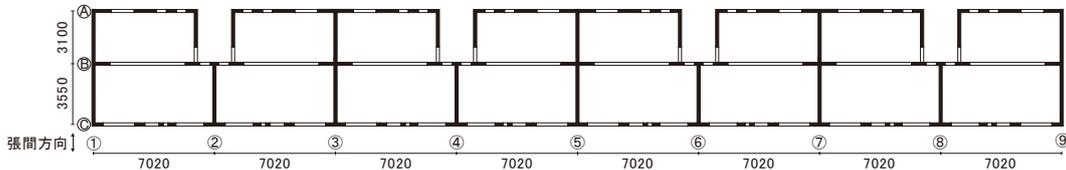


図1.3.1 対象とする現場打ち壁式 RC 造住棟の平面図の例 (単位: mm)

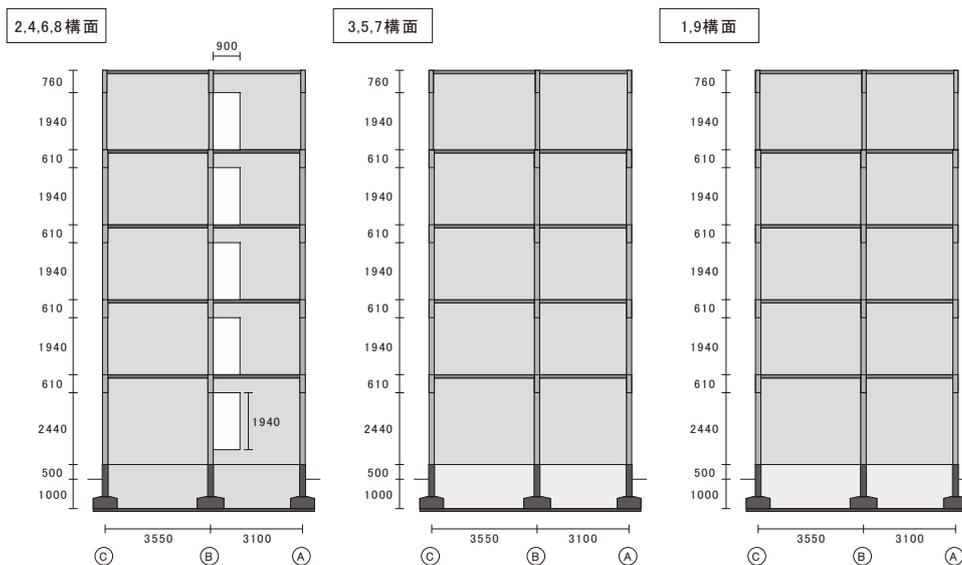


図1.3.2 対象とする現場打ち壁式 RC 造住棟の軸組図の例 (単位: mm)

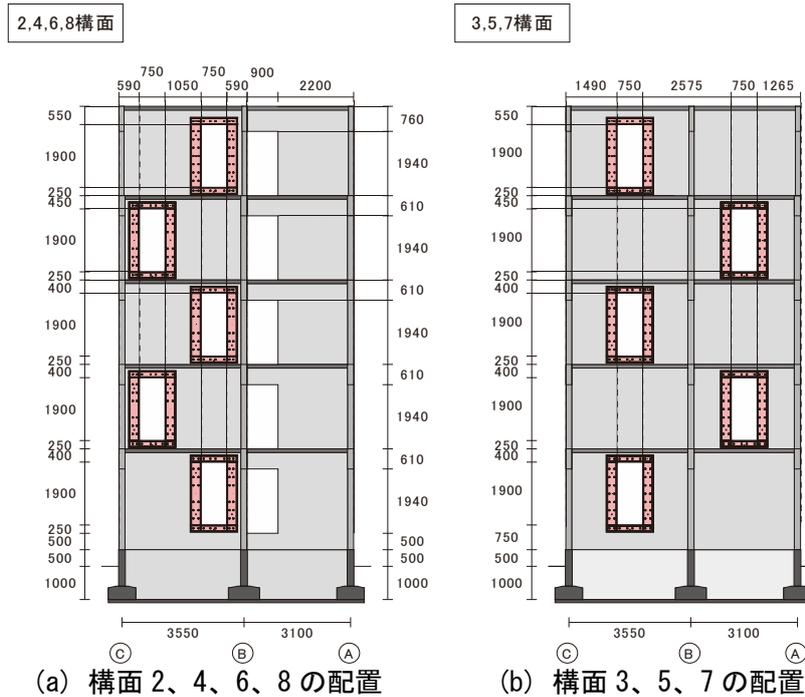


図1.3.3 各構面に形成可能な新設開口の位置と補強用鉄骨枠の設置イメージ（単位：mm）

1.4. 計算のフロー

図1.4.1 に鉄骨枠および接合要素の保証設計のフローを示す。具体的な方法は、2章以降に示す。

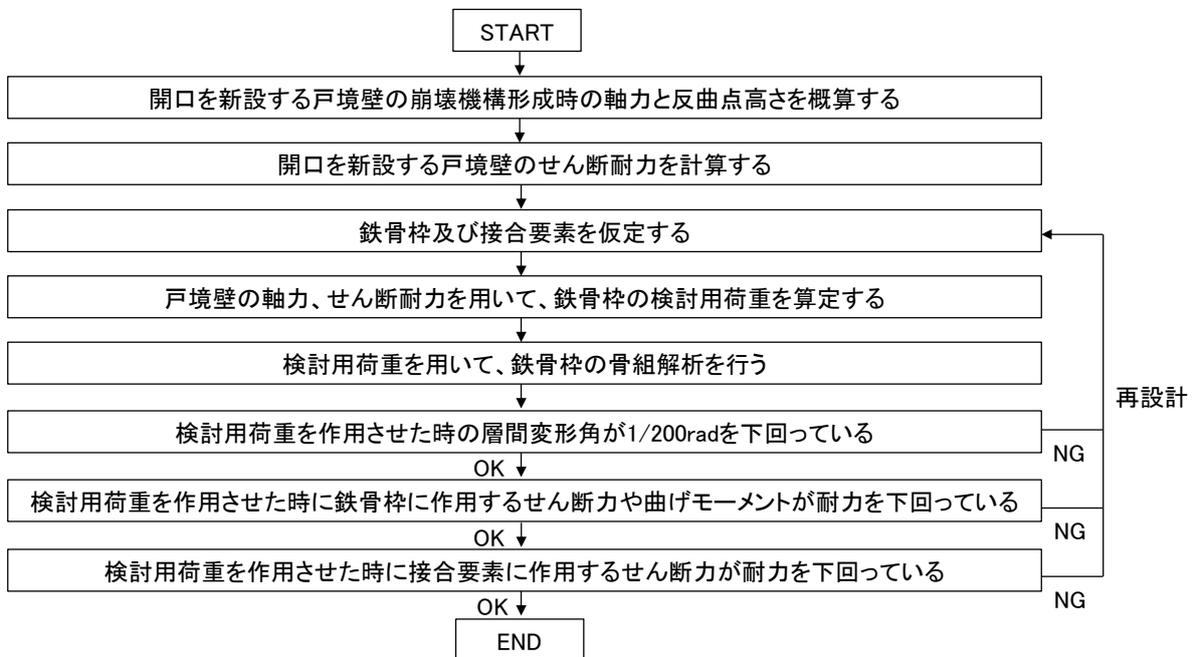


図1.4.1 鉄骨枠および接合要素の保証設計のフロー

1.5. 参考文献

[1.1] 日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説、2015

2. 戸境壁の軸力とせん断耐力の概算方法

2.1. 概要

技術ガイドラインでは、鉄骨枠を用いた開口新設補強を行う場合の構造性能の検証方法として、手法Ⅱを示している。このうち、補強部材である鉄骨枠や壁板－鉄骨枠間の接合要素の保証設計を行うためには、補強対象となる戸境壁のせん断耐力や崩壊機構形成時の軸力を算定する必要がある。原則的には、保有水平耐力計算を行う場合と同様に、各部材を線材に置換した上で、外力分布を A_i 分布とした荷重増分解析を行い、崩壊機構形成時の応力状態を求めることになるが、手法Ⅱでは構造安全性の確認において保有水平耐力計算による検証までは求めていないため、設計用応力の算定だけを目的として、平面架構を連成した擬似立体モデルによる骨組解析を実施するのは不合理である。

そこで、本マニュアルでは、対象となる張間方向の戸境壁において、曲げによる崩壊機構が形成されるものと仮定することで、荷重増分解析を行わずに、補強対象となる戸境壁の崩壊機構形成時の反曲点高さや軸力を概算する方法を示すこととした。ここでは、**第Ⅳ-2編**の技術ガイドラインの**1.4節**で建築物全体の構造安全性の確認を行った5階建てで、各階の住戸数が8となるRC造壁式構造住宅（1965年建設、**図1.3.1**、**図1.3.2**参照）を例に挙げて概算方法を示す。なお、同住宅の配筋等の詳細は**5章**の設計例を、同住棟の骨組解析の詳細は、**第Ⅳ-5編**の**3.5節**の検討5を参照されたい。

2.2. 比較対象とした想定建物の骨組解析の概要

図2.2.1に保有水平耐力計算を行う際の各部材の線材置換のイメージを示す。骨組解析にはSAP2000^[2.1]を用いた。ここでは、階段室がある構面2、4、6、8の戸境壁については、壁柱モデルL1～L5、M1～M5、R1～R5の3種類の線材に分類してモデル化を行った。また、壁柱モデルM1～M5については、脚部と頂部をピン接合とし、軸力のみを負担するようにモデル化した。壁柱モデルM1～M5とR1～R5の間には、壁梁モデルB2～B6でモデル化を行ったが、壁柱モデルM1～M5との節点はピンで接合しているため、壁梁モデルのモーメント分布は片持ち形式となる。構面3、5、7の戸境壁については、壁柱モデルW1～W5で1枚の壁柱としてのモデル化を行っている。

各構面は、鉛直方向の壁柱、水平方向の壁梁、これらを接合するために設けた剛梁に、非線形挙動を再現するための軸ばね、せん断ばね、曲げばねを組み合わせてモデル化している。**図2.2.2**、**図2.2.3**に壁柱、壁梁の各ばねの復元力特性のイメージを示す。壁柱、壁梁のせん断耐力の計算には、広沢 mean 式を用いている。各ばねの復元力特性は、壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説^[2.2]や建築物の構造関係技術基準解説書^[2.3]に基づいて設定した。

図2.2.4に、**図2.2.1**で構築した平面架構モデルを連成した擬似立体モデルのイメージを示す。水平荷重には、想定建物の各階の重量から算出した A_i 分布に基づく外力分布を用いた。なお、構面間の各階の床スラブには、両端ピンで鉛直せん断力を負担しない剛ばねを設置し、各構面の各階の水平変位が一致するようにした。構面内の鉛直荷重は各階の枠梁に分布荷重として、構面外（直交壁）の鉛直荷重は各階の節点に集中荷重として与えた。

IV-3. 設計マニュアル

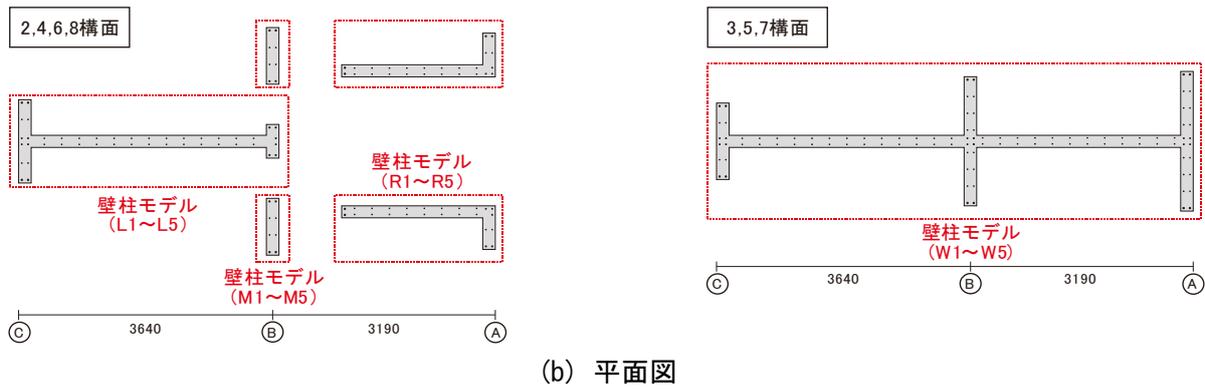
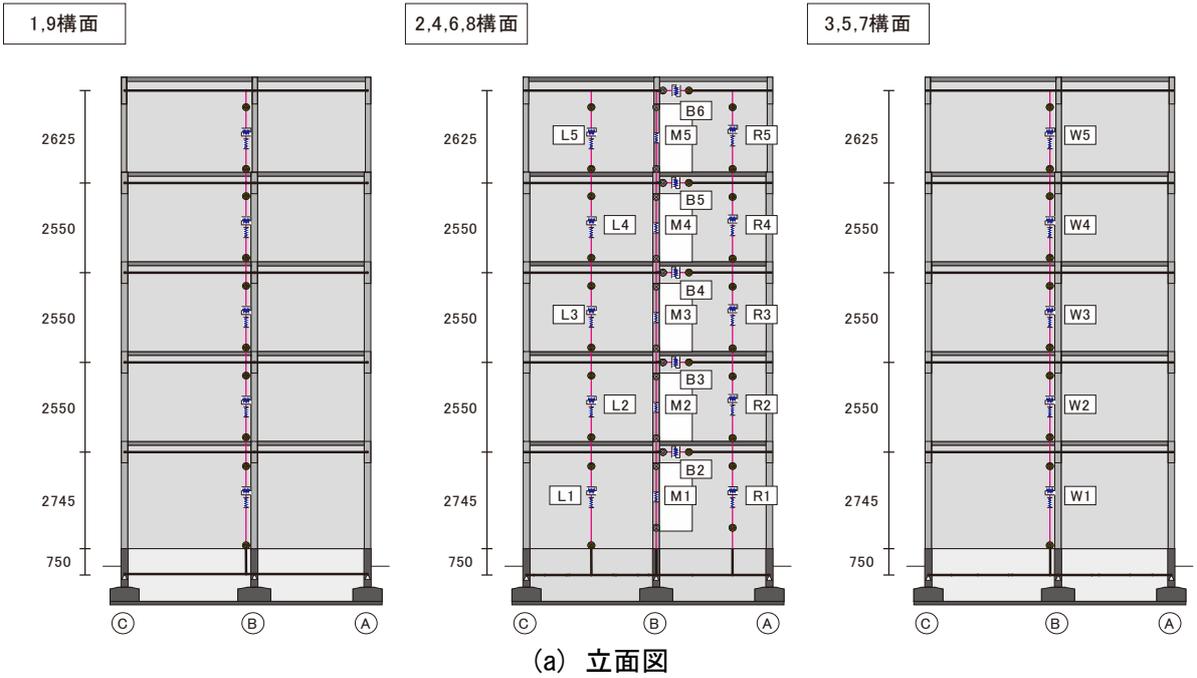
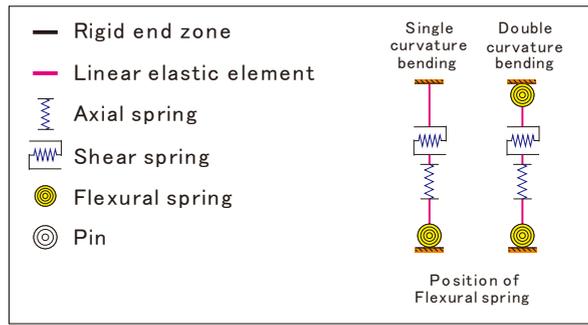


図2.2.1 想定建物における各構面のモデル化 (単位: mm)

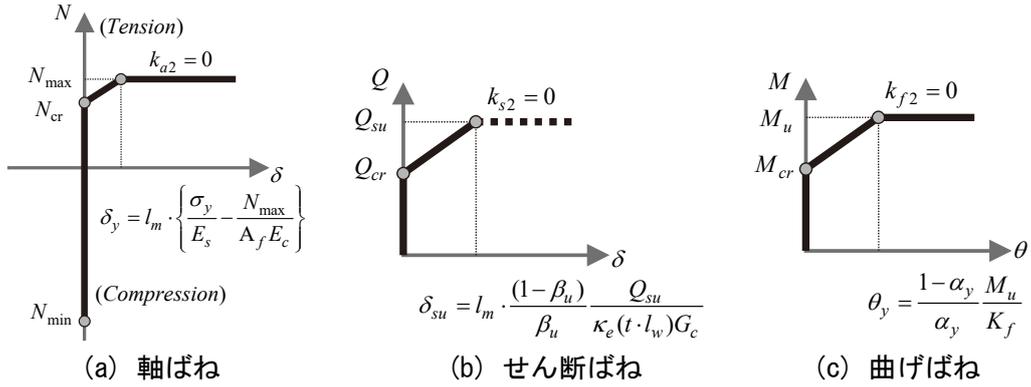


図2.2.2 壁柱の軸ばねの復元力特性

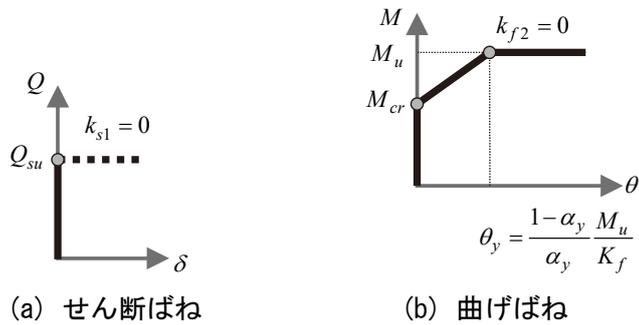


図2.2.3 壁梁の軸ばねの復元力特性

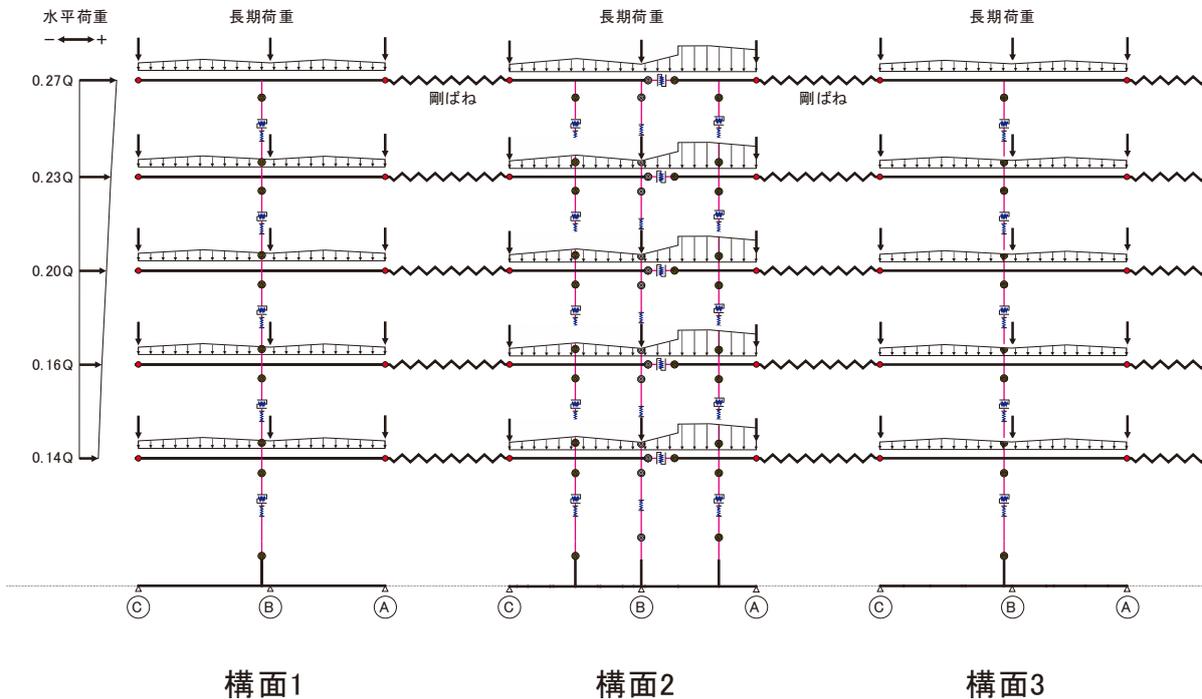
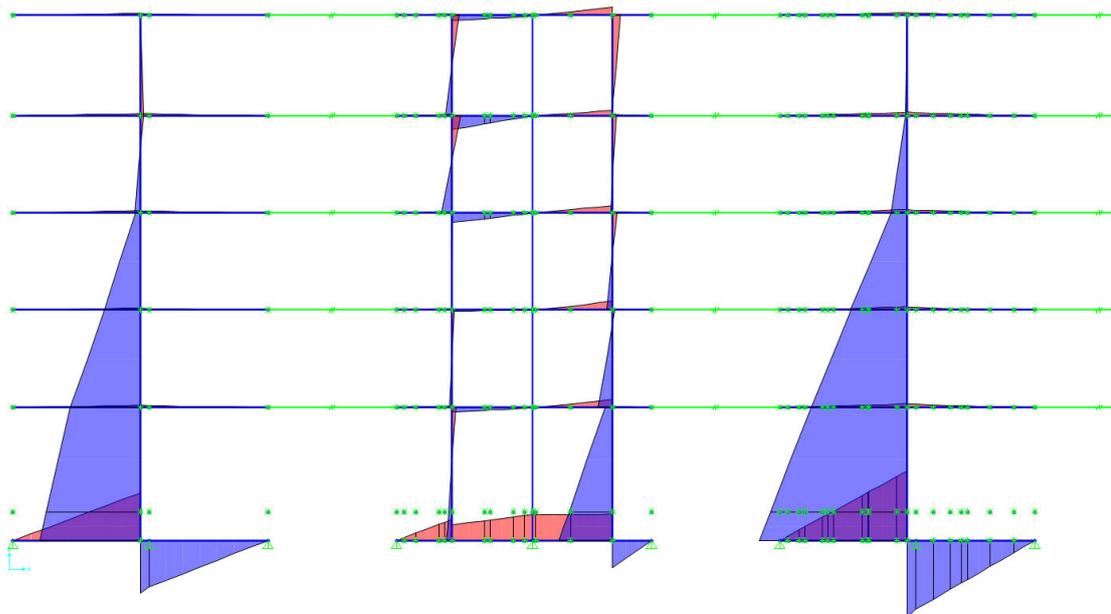


図2.2.4 想定建物における平面架構を連成した擬似立体モデルのイメージ

図2.2.5 に想定建物における保有水平耐力時（いずれかの階の最大層間変形角が $1/200\text{rad}$ に到達した時点）の曲げモーメント分布を示す。各構面の層間変形角が一致するように加力しているため、構面 1、3 の連層耐力壁の曲げモーメント分布は不連続であるが、補強対象となる壁柱モデル W1~W5 の反曲点の高さは 4~5 階付近にあることが分かる。また、同じく補強対象となる構面 2 の壁柱モデル L1~L5 では、加力方向によって、反曲点の高さが大きく異なっている点に注意が必要である。

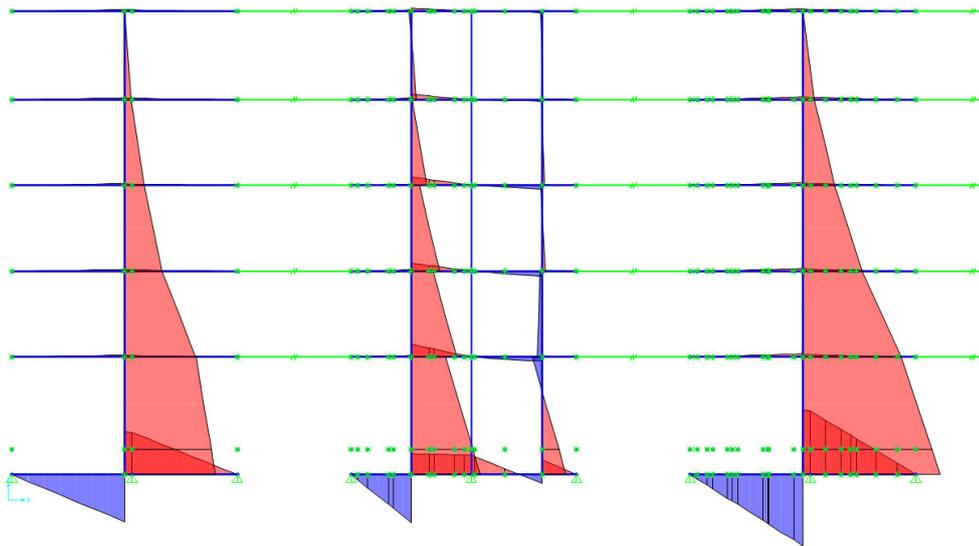


<構面 1>

<構面 2>

<構面 3>

(a) 正方向



<構面 1>

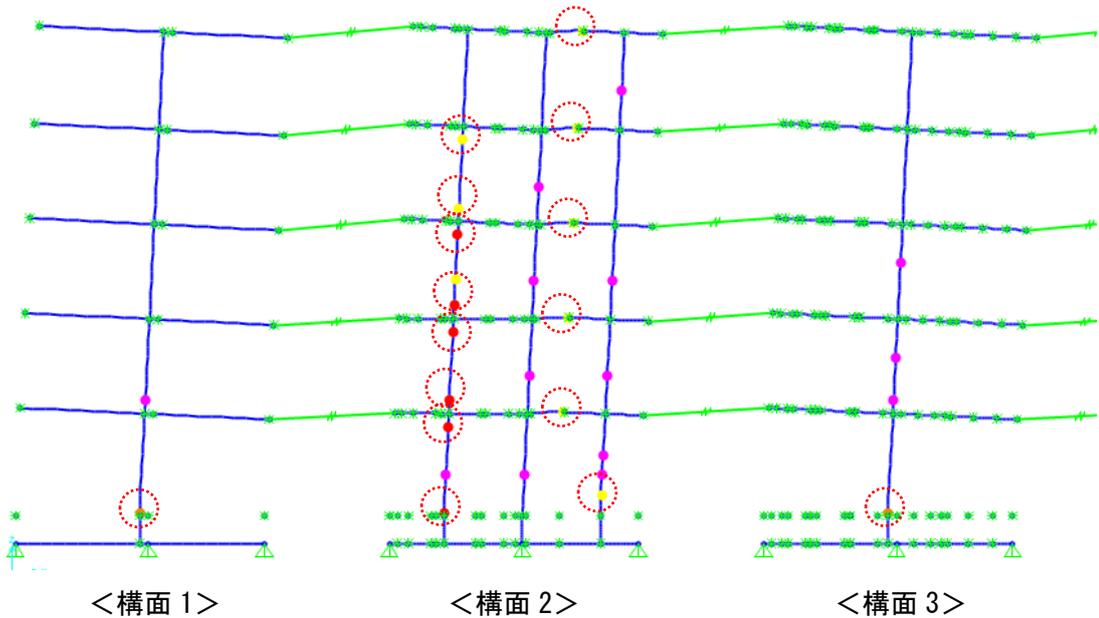
<構面 2>

<構面 3>

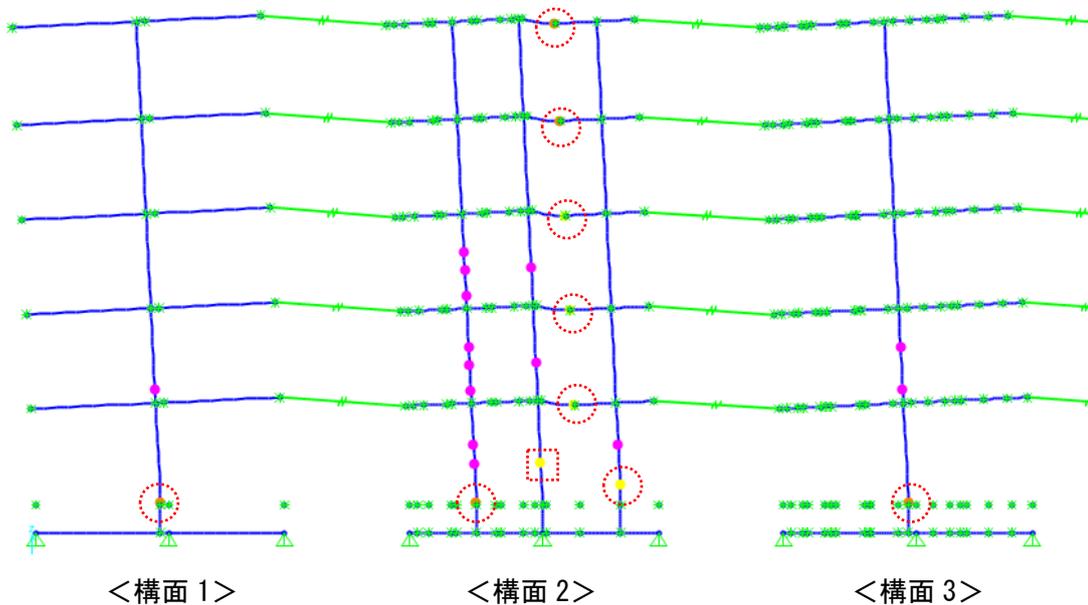
(b) 負方向

図2.2.5 想定建物における保有水平耐力時の曲げモーメント分布

図2.2.6 に想定建物における保有水平耐力時（いずれかの階の最大層間変形角が 1/200rad に到達した時点）の変形図を示す。補強対象となる構面 2 の戸境壁では、正方向、負方向のいずれについても、壁柱モデル L1 と R1 の 1 階脚部と壁梁モデル R2～R6 の端部において、塑性ヒンジが形成されており、崩壊機構は曲げによるものである。また、負方向では、壁柱モデル M1 の軸引張降伏も生じており、壁柱モデル L1 に作用する変動軸力が大きくなっている。



(a) 正方向



(b) 負方向

図2.2.6 想定建物における保有水平耐力時の変形図
 (変形倍率×10倍、○：曲げ降伏、□：軸降伏)

2.3. 戸境壁の崩壊機構形成時の反曲点高さと軸力の概算方法

2.2 節で示した骨組解析の結果を基に、曲げによる崩壊機構が形成される場合を想定して、補強対象となる戸境壁の反曲点高さ、崩壊機構形成時の軸力を概算する手法を以下のように提案した。

図2.2.5 で示した曲げモーメント分布から、構面 2、4、6、8 の戸境壁 L (L1~L5) については、正方向（加力方向に対して引張側となる場合）では、式(2.1)に示すように当該階の階高の半分、負方向（加力方向に対して圧縮側となる場合）では、式(2.2)に示すように当該階の壁脚から頂部までの高さの半分以上を反曲点高さとする。なお、負方向の 5 階については階高をそのまま反曲点高さとする。構面 3、5、7 の戸境壁 M (M1~M5) については、正方向、負方向のいずれについても、式(2.3)に示すように、当該階の壁脚から頂部までの高さの半分以上を反曲点高さとし、5 階については階高をそのまま反曲点高さとする。なお、当該階の壁脚から頂部までの高さの半分以上を反曲点高さとする考え方は、日本建築防災協会の既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説^[2.4]を参考にしたものである。

反曲点高さ（構面 2、4、6、8 の場合）

（正方向：加力方向に対して引張側となる場合）

$$L_k h_0 = 0.5 h_k \quad (2.1)$$

（負方向：加力方向に対して圧縮側となる場合）

$$L_k h_0 = 0.5 \sum_{i=1}^{6-k} h_{6-i} \quad (1\sim4 \text{ 階 (中間階) の場合}), \quad L_5 h_0 = h_5 \quad (5 \text{ 階 (屋上階) の場合}) \quad (2.2)$$

反曲点高さ（構面 3、5、7 の場合）

（両方向）

$$W_k h_0 = 0.5 \sum_{i=1}^{6-k} h_{6-i} \quad (1\sim4 \text{ 階 (中間階) の場合}), \quad W_5 h_0 = h_5 \quad (5 \text{ 階 (屋上階) の場合}) \quad (2.3)$$

ここで、 $L_k h_0$ 、 $W_k h_0$ ：図2.2.1 に示す戸境壁 L (L1~L5)、戸境壁 W (W1~W5) の k 階における反曲点高さ、 h_k ： k 階の階高とする。

図2.2.6 で示した変形図から、構面 2、4、6、8 の戸境壁 L (L1~L5) については、正方向（加力方向に対して引張側となる場合）では、式(2.4)に示すように当該階に作用する長期軸力から、それよりも上階の壁梁によって伝達可能なせん断力（曲げ終局モーメント時のせん断力とせん断耐力の小さい方の値）の和を差し引いた値とした。また、負方向（加力方向に対して圧縮側となる場合）では、式(2.5)に示すように当該階に作用する長期軸力に、それよりも上階の壁梁によって伝達可能なせん断力（曲げ終局モーメント時のせん断力とせん断耐力の小さい方の値）の和と、当該階の直交壁 M (M1~M5) の長期荷重と軸降伏耐力の差分を足し合わせた値とした。構面 3、5、7 の戸境壁 W については、正方向、負方向のいずれについても、式(2.6)に示すように、当該階に作用する長期軸力を保持するものと仮定する。

崩壊機構形成時の軸力（構面 2、4、6、8 の場合）

(正方向：加力方向に対して引張側となる場合)

$$L_k N_m = (L_k N_L + L_k N_{WT}) - \sum_{i=1}^{7-k} \min(B_{(7-i)} M_u / B_{(7-i)} L_0, B_{(7-i)} Q_{su}) \quad (2.4)$$

(負方向：加力方向に対して圧縮側となる場合)

$$L_k N_m = (L_k N_L + L_k N_{WT}) + \sum_{i=1}^{7-k} \min(B_{(7-i)} M_u / B_{(7-i)} L_0, B_{(7-i)} Q_{su}) + (M_k N_L + M_k N_y) \quad (2.5)$$

崩壊機構形成時の軸力（構面 3、5、7 の場合）

(両方向)

$$w_k N_m = w_k N_L + w_k N_{WT} \quad (2.6)$$

ここで、 $L_k N_m$ 、 $w_k N_m$ ：戸境壁 L (L1～L5)、戸境壁 W (W1～W5) の k 階における崩壊機構形成時の軸力、 $L_k N_L$ 、 $w_k N_L$ 、 $M_k N_L$ ：戸境壁 L (L1～L5)、戸境壁 W (W1～W5)、直交壁 M (M1～M5) の k 階における長期軸力、 $L_k N_{WT}$ 、 $w_k N_{WT}$ ：戸境壁 L (L1～L5)、戸境壁 W (W1～W5) の k 階における直交壁の壁軸力、 $M_k N_y$ ：図 2.2.1 に示す直交壁 M (M1～M5) の k 階における軸降伏耐力、 $B_k M_u$ ：壁梁 B (B2～B6) における k 階の曲げ終局モーメント、 $B_k L_0$ ：壁梁 B (B2～B6) における k 階の内法長さ、 $B_k Q_{su}$ ：壁梁 B (B2～B6) における k 階のせん断耐力である。

表 2.3.1 に式(2.1)～(2.6)を用いて概算した構面 2 の戸境壁 L (L1～L5) と構面 3 の戸境壁 R (R1～R5) の崩壊機構形成時の反曲点高さ と軸力の一覧を示す。表中には、2.2 節で示した骨組解析における壁柱モデル L (L1～L5) や R (R1～R5) の保有水平耐力時の結果 (解析値) も示している。

構面 2 の戸境壁 L のうち、反曲点高さについては、上階において概算値が解析値を上回る傾向が見られる。反曲点高さを大きく評価することは、戸境壁のせん断耐力を低く評価することになるため、補強部材の設計用応力を求める本検討では危険側となるが、表中に示すように、評価精度の低い上層階では、式(2.8)で後述するせん断耐力式において、せん断スパン比の閾値である 1.0 を下回る場合が多いため、あまり問題となっていない。また、軸力については、正方向では戸境壁 L に作用する引張軸力を小さく、負方向では戸境壁 L に作用する圧縮軸力を大きく評価する傾向が見られるため、いずれも本検討では安全側の評価になる。以上の結果を踏まえた概算値による戸境壁のせん断耐力は、解析値による戸境壁のせん断耐力と同程度の値となった。したがって、構面 2 の戸境壁 L では、骨組解析を行わない場合でもある程度の精度で戸境壁のせん断耐力を評価することが可能である。

構面 3 の戸境壁 W のうち、軸力については、他の構面からの鉛直せん断力の伝達は考慮していないので、崩壊機構形成時と長期荷重時で同じ値となるため、評価上、問題とならない。一方、反曲点高さについては、2～5 階では概ね精度良く評価できるが、1 階における反曲点高さを過小に評価する傾向が見られる。2～5 階では式(2.8)で後述するせん断耐力式において、せん断スパン比の閾値である 1.0 を下回るため、反曲点高さが戸境壁のせん断耐力に及ぼす影響はないが、骨組解析では 1 階のせん断スパン比が 1.0 を上回るため、概算値による戸境壁のせん断耐力は、解

析値による戸境壁のせん断耐力を上回り、本事例では設計用応力が 1~2 割増大する安全側の評価となる。

以上の結果を踏まえると、崩壊機構時の反曲点高さや軸力の概算値を用いることで、戸境壁のせん断耐力を概ね安全側に評価することができる。

表2.3.1 反曲点高さ（せん断スパン比）と崩壊機構形成時軸力の評価精度の比較

(a) 正方向

正方向		反曲点高さ(mm)			せん断スパン比		メカニズム時軸力(kN、圧縮：正、引張：負)			戸境壁のせん断耐力(kN)		
		概算値	解析値	概算値/解析値	概算値	解析値	概算値	解析値	概算値/解析値	概算値	解析値	概算値/解析値
構面2	5F	1313	1010	1.30	0.35	0.27	-193	-134	1.44	1028	1034	0.99
	4F	1275	1152	1.11	0.34	0.31	-189	-694	0.27	1428	1395	1.02
	3F	1275	1173	1.09	0.34	0.31	-322	-1052	0.31	1418	1362	1.04
	2F	1275	1156	1.10	0.34	0.31	-513	-954	0.54	1403	1369	1.02
	1F	1373	1443	0.95	0.37	0.39	-652	-1034	0.63	1438	1409	1.02
構面3	5F	2625	2342	1.12	0.38	0.34	320	320	1.00	1834	1834	1.00
	4F	2588	2537	1.02	0.38	0.37	695	695	1.00	2663	2663	1.00
	3F	3863	3313	1.17	0.57	0.49	1066	1066	1.00	2692	2692	1.00
	2F	5138	5644	0.91	0.75	0.83	1439	1439	1.00	2721	2721	1.00
	1F	6510	10058	0.65	0.95	1.47	1850	1850	1.00	2833	2528	1.12

(b) 負方向

負方向		反曲点高さ(mm)			せん断スパン比		メカニズム時軸力(kN、圧縮：正、引張：負)			戸境壁のせん断耐力(kN)		
		概算値	解析値	概算値/解析値	概算値	解析値	概算値	解析値	概算値/解析値	概算値	解析値	概算値/解析値
構面2	5F	2625	1618	1.62	0.70	0.43	576	333	1.73	977	958	1.02
	4F	2588	2472	1.05	0.69	0.66	1257	791	1.59	1387	1353	1.03
	3F	3863	3240	1.19	1.04	0.87	1792	1481	1.21	1414	1405	1.01
	2F	5138	4579	1.12	1.38	1.23	2419	2142	1.13	1357	1366	0.99
	1F	6510	6253	1.04	1.75	1.68	3176	3126	1.02	1384	1380	1.00
構面3	5F	2625	2318	1.13	0.38	0.34	320	320	1.00	1934	1934	1.00
	4F	2588	3727	0.69	0.38	0.55	695	695	1.00	2782	2782	1.00
	3F	3863	5132	0.75	0.57	0.75	1066	1066	1.00	2811	2811	1.00
	2F	5138	6164	0.83	0.75	0.90	1439	1439	1.00	2840	2840	1.00
	1F	6510	12165	0.54	0.95	1.78	1850	1850	1.00	2937	2530	1.16

2.4. 戸境壁のせん断耐力

壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説^[2,2]では、壁柱のせん断耐力として式(2.7)が用いられているが、本検討では、建築物の構造関係技術基準解説書^[2,3]で用いられている平均式に基づいた式(2.8)を用いることとした。これは、想定建物の保有水平耐力を評価する上では危険側の取り扱いとなるが、後述する新設開口の補強設計において、壁柱のせん断耐力を高く評価することは、安全側の評価となるためである。また、せん断耐力 Q_{su} の算定には、有効な範囲内の直交壁（耐力壁の側面から片側につき直交壁厚さの 6 倍、または、隣り合う耐力壁間までの内法スパン長さの 1/4、ならびに直交壁の長さのうちの最小の値の範囲とする）の断面積、軸方向鉄筋を考慮した。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot l_w) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \cdot s \sigma_{wy}} + 0.1 \bar{\sigma}_{0e} \right\} t_e \cdot j \tag{2.7}$$

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M / (Q \cdot l_w) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{we} \cdot s \sigma_{wy}} + 0.1 \bar{\sigma}_{0e} \right\} t_e \cdot j \tag{2.8}$$

$$p_{te} = 100 \frac{a_t}{t_e \cdot l_w} \quad (2.9)$$

$$p_{we} = \frac{a_w}{t_e \cdot s} \leq 0.012 \frac{t}{t_e} \quad (2.10)$$

$$\bar{\sigma}_{0e} = \frac{N_L + N_{WT} + \Delta N_m}{t_e \cdot l_w} \quad (2.11)$$

ここで、 p_{te} ：等価引張鉄筋比（%）、 F_c ：コンクリートの設計基準強度（N/mm²）、 $M/(Q \cdot l_w)$ ：せん断スパン比で1以下のときは1、3以上のときは3とする、 p_{we} ：等価横補強筋比、 $s\sigma_{wy}$ ：横補強筋の規格降伏点（N/mm²）、 $\bar{\sigma}_{0e}$ ：耐力壁のメカニズム時の平均軸方向応力度、 t_e ：耐力壁のせん断終局耐力の算定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 l_w で除した時の等価厚さで、耐力壁の厚さ t の1.5倍以下の値、 j ：応力中心距離で $0.8l'$ とする、 l' ：両端に直交壁が接続する場合はその中心距離、その他は耐力壁の長さの0.9倍の値、 a_t ：引張鉄筋の断面積で曲げ強度に有効な範囲内の直交壁の縦補強筋を含む、 a_w ：1組の横補強筋の断面積、 s ：1組の横補強筋の間隔、 N_L ：長期荷重時軸方向力、 N_{WT} ：直交壁の壁軸力のうち、耐力壁の曲げ強度に関する軸方向力で、隣接する直交壁の長期荷重時軸方向力の0.25倍とする（本検討では、桁行方向の壁梁に作用する長期荷重の0.25倍を長期荷重としてあらかじめ解析モデルに作用させた）、 ΔN_m ：耐力壁のメカニズム時付加軸方向力である。

2.5. 戸境壁に取り付く壁梁の曲げ終局モーメント、せん断耐力

壁梁の曲げ終局モーメント M_u の算定においては、有効な床スラブ内（壁梁の側面から1m）の軸方向鉄筋を考慮する。

$${}_bM_u = 0.9 \sum (a_t \cdot \sigma_y \cdot d) \quad (2.12)$$

ここで、 a_t ：引張鉄筋の断面積で曲げ強度に有効な範囲内のスラブ筋を含む、 σ_y ：曲げ剛性の評価に有効な直交壁を含んだ壁柱の軸方向鉄筋の降伏強度で規格降伏点の1.1倍とする、 d ：壁梁の有効せいである。

壁梁のせん断耐力 Q_{su} の算定には、有効な範囲内の床スラブ（壁梁の側面から1mかつスラブ厚さの6倍以内）の断面積、軸方向鉄筋を考慮した。なお、本検討では、壁柱のせん断耐力式として、壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説^[2.2]に記載のある式(2.7)ではなく、建築物の構造関係技術基準解説書^[2.3]で用いられている式(2.8)を用いることとしたため、壁梁についても整合を図るために、式(2.13)の下限式ではなく、式(2.14)の平均式を用いることとした。

$${}_bQ_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \cdot s \sigma_{wy}} \right\} b_e \cdot j \quad (2.13)$$

$${}_bQ_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \cdot s \sigma_{wy}} \right\} b_e \cdot j \quad (2.14)$$

$$p_{te} = 100 \frac{a_t}{b_e \cdot d} \quad (2.15)$$

$$p_{we} = \frac{a_w}{b_e \cdot s} \leq 0.012 \frac{b}{b_e} \quad (2.16)$$

ここで、 p_{te} ：等価引張鉄筋比（%）、 F_c ：コンクリートの設計基準強度（N/mm²）、 $M/(Q \cdot d)$ ：せん断スパン比で1以下のときは1、3以上のときは3とする、 d ：有効せい、 p_{we} ：等価縦補強筋比、 $s\sigma_{wy}$ ：縦補強筋の規格降伏点（N/mm²）、 b_e ：壁梁のせん断終局耐力の算定に有効な範囲内の床スラブの断面積を加算した全断面積を、壁梁のせい D で除した時の等価幅で、壁梁の幅 b の1.5倍以下の値、 j ：応力中心距離で $(7/8)d$ とする、 a_t ：引張鉄筋の断面積で有効な範囲内の床スラブ筋を含む、 a_w ：1組の縦補強筋の断面積、 s ：1組の縦補強筋の間隔である。

2.6. 参考文献

- [2.1] Computers and Structures, Inc. : SAP2000 Ultimate (Ver.19.2.1)
- [2.2] 日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説、2015
- [2.3] 建築行政情報センター、日本建築防災協会：2020年度版建築物の構造関係技術基準解説書、2020
- [2.4] 日本建築防災協会：2017年改定版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、2017.7

3. 設計用荷重の算定方法

3.1. 概要

本節では、技術ガイドラインに基づく建物全体の耐震安全性の評価を行う場合の前提条件となる、開口の新設補強に用いる鉄骨枠の設計方法のうち、設計用応力の算定方法を示している。設計用応力の算定方法の提案は、**第IV-5編**に概要を示す国総研総プロで実施した加力実験および数値解析の結果に基づいて行った。開口補強の基本的な考え方は、開口新設による耐力壁のせん断耐力の低下分を、補強用の鉄骨枠を介して、開口の上下並びに開口の左右の壁板間で伝達することで、構造性能の低下を最小限に留めるものである。設計用荷重は、以降の節に示す検討用荷重 Q_{h1} 、 Q_{h2} 、 Q_{h3} 、 N_{v4} を用いて、鉄骨枠のみを模擬した骨組解析を別途実施し、その結果から計算することを前提としている。以降の各節に検討用荷重 Q_{h1} 、 Q_{h2} 、 Q_{h3} 、 N_{v4} の概要を示す。なお、検討用荷重を設定する際には、2章で示した概算方法を参照する等して、戸境壁の崩壊機構形成時の応力状態を予め求めておく必要がある。

3.2. 検討用せん断力 Q_{h1}

図3.2.1に検討用せん断力 Q_{h1} の概要を示す。検討用せん断力 Q_{h1} は、新設開口がなければ、本来、開口上下の壁板で相互に伝達されていたものと考えられる式(3.1)による水平せん断力から求めたものである。図3.2.1に示す骨組解析では、図中の加力点1に検討用せん断力 Q_{h1} を作用させると、支点2には同じ大きさの水平せん断力が支点反力として作用する。なお、同様の考え方にに基づき、開口左右の壁板で相互に伝達されていたものと考えられる鉛直せん断力 Q_{v1} が式(3.2)により求められるが、図3.2.1に示す骨組解析では、図中の支点2、3に作用する鉛直方向の支点反力と同じ値になる。

$$Q_{h1} = \tau_{su} \cdot t_w \cdot l_0 = \frac{l_0}{l} w Q_{su} \quad (3.1)$$

$$Q_{v1} = \frac{h_0 + D_b}{l_0 + D_c} \cdot Q_{h1} = \frac{h_0 + D_b}{l_0 + D_c} \frac{l_0}{l} w Q_{su} \quad (3.2)$$

ここで、 τ_{su} ：壁板のせん断耐力から求めた平均せん断応力度 [= $w Q_{su} / (t_w \cdot l)$]、 $w Q_{su}$ ：無開口耐力壁のせん断耐力、 t_w ：壁厚、 l ：耐力壁の直交壁中心間距離、 D_b ：補強骨組の梁材のせい、 D_c ：補強骨組の柱材のせい、 l_0 ：開口の幅、 h_0 ：開口の高さである。

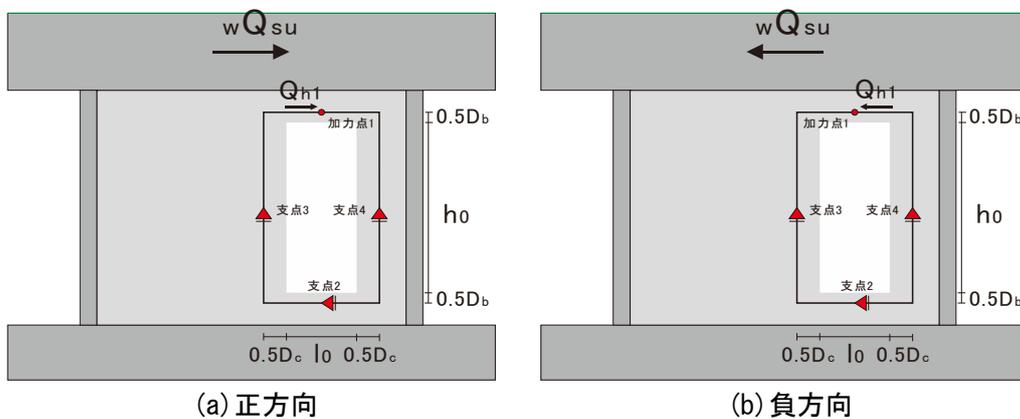


図3.2.1 骨組補強で想定する検討用せん断力 Q_{h1}

3.3. 検討用せん断力 Q_{h2} 、 Q_{h3}

図3.3.1 に検討用せん断力 Q_{h2} 、 Q_{h3} の概要を示す。耐力壁に開口を設けた影響は、式(3.3)に示すように、開口低減率によってせん断耐力を低減する形で評価するのが一般的である。せん断耐力の低下分が決まる要因としては、開口の幅、開口の面積、開口の高さの3種類がある^[3.1]が、本設計マニュアルでは、上下階の同じ位置に連続して開口を設けるケース (r_2 が h_0/h で決まるケース) は対象外としており、ここでも評価対象から除外する。また、開口の幅によってせん断耐力が決まる場合 (r_2 が l_0/l で決まるケース) については、上述したせん断力 Q_{h1} を、開口によって隔てられた壁板間で伝達できれば、せん断耐力の低下分を補うことができるものと考えられる。一方で、開口の面積によってせん断耐力が決まる場合 (r_2 が $\sqrt{(h_0 \cdot l_0)/(h \cdot l)}$ で決まるケース) については、検討用せん断力 Q_{h1} だけでは、せん断耐力の完全な回復が難しいため、鉄骨枠内で不足するせん断力をさらに補う必要がある。

ここでは、検討用せん断力 Q_{h2} を、加力方向に対して圧縮側にある鉄骨枠の柱側面に支圧力として作用させることとした。式(3.4)に検討用せん断力 Q_{h2} の計算式を示す。前述したように、鉄骨枠の上下の梁位置 (ボルトもしくは接着) では、水平せん断力 Q_{h1} を伝達するものと考えているため、鉄骨枠の左右の柱位置で支圧による水平せん断力 Q_{h2} の伝達を行うことができれば、鉄骨枠全体で、水平せん断力 $Q_{h1} + Q_{h2}$ を伝達することができ、開口によって低減されたせん断耐力 ($\sqrt{h_0 \cdot l_0}/(h \cdot l) w Q_{su}$) を補うことができる。なお、耐力壁の脚部の曲げ圧縮領域に向かって圧縮ストラットが形成されると、水平せん断力の伝達範囲が狭まるため、ここでは図3.3.1 に示すような応力分布を仮定した。

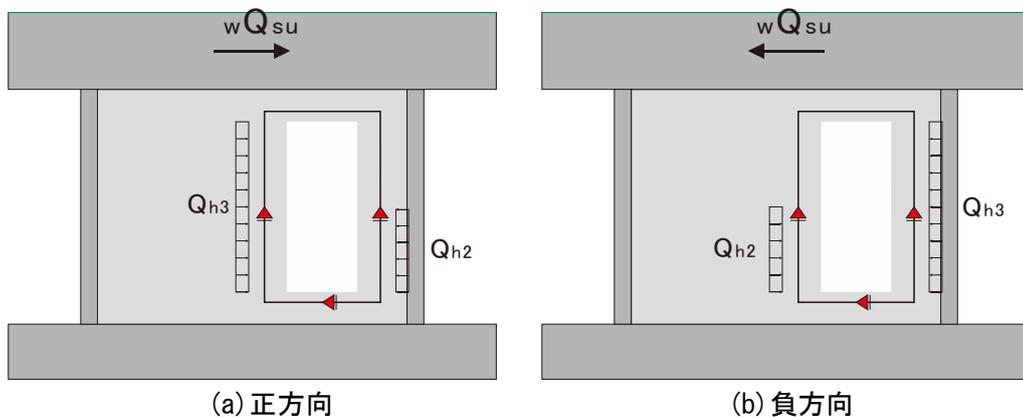


図3.3.1 骨組補強で想定する検討用せん断力 Q_{h2} 、 Q_{h3}

また、鉄骨枠の補強によって、無開口耐力壁に近い挙動を実現するためには、加力方向に対して引張側にある壁が負担する水平せん断力の一部 (もしくは全て) を、開口下の壁板もしくは圧縮側にある壁に伝達する必要があるため、図3.3.1 に示す検討用せん断力 Q_{h3} が引張側の壁から鉄骨枠に作用するものとした。図3.3.2 に検討用せん断力 Q_{h3} の算定方法を示す。ここでは、櫻井らが提案した図3.3.3 に示す有開口耐力壁のせん断耐力の評価手法の考え方^[3.2]を参考にし、図3.3.2(a)に示すように、無開口壁と有開口壁の圧縮ストラットを想定し、加力方向に対して引張側にある壁にある圧縮ストラットの脚部の水平長さの差分から、式(3.5)に示すように、検討用せん断力 Q_{h3} を計算することとした。櫻井らが提案した手法では、耐力壁が圧縮ストラットを介し

て水平せん断力を伝達する範囲を全せいの半分と仮定しているが、これは、**第IV-5編**に概要を示した有限要素解析による実験試験体の壁板内の最小主応力分布やせん断応力分布とも概ね対応している。なお、**図3.3.2(b)**に示すように、引張側の壁長さが短い場合は、圧縮ストラットの脚部の水平長さから引張側の壁が負担する水平せん断力を計算し、そのまま設計用せん断力 Q_{h3} として用いることとした。引張側の壁長さが短く、引張縁に近い配置の場合は、設計用せん断力 Q_{h3} が小さくなるが、開口によって低減されたせん断耐力 ($\sqrt{h_0 \cdot l_0} / (h \cdot l) \cdot wQ_{su}$) を鉄骨枠だけで伝達できるように、設計用せん断力 Q_{h3} には下限 (設計用せん断力 Q_{h2}) を設けることとした。

$$w_0Q_{su} = r_2 \cdot wQ_{su} = (1 - \min(\sqrt{\frac{h_0 \cdot l_0}{h \cdot l}}, \frac{l_0}{l}, \frac{h_0}{h})) \cdot wQ_{su} \quad (3.3)$$

$$Q_{h2} = \sqrt{\frac{h_0 \cdot l_0}{h \cdot l}} wQ_{su} - Q_{h1} = (\sqrt{\frac{h_0 \cdot l_0}{h \cdot l}} - \frac{l_0}{l}) wQ_{su} \quad (3.4)$$

$$Q_{h3} = \max \left\{ Q_{h2}, \min \left(\frac{0.5l' - 0.5l_{wt}}{0.5l'}, \frac{0.5l_{wt}}{0.5l'} \right) wQ_{su} \right\} \quad (3.5)$$

ここで、 w_0Q_{su} : 有開口耐力壁のせん断耐力、 wQ_{su} : 無開口耐力壁のせん断耐力、 l_0 : 開口の幅、 h_0 : 開口の高さ、 l : 耐力壁の直交壁中心間距離、 l' : 耐力壁の全長、 l_{wt} : 加力方向に対して引張側にある壁の全長、 h : 耐力壁の高さである。

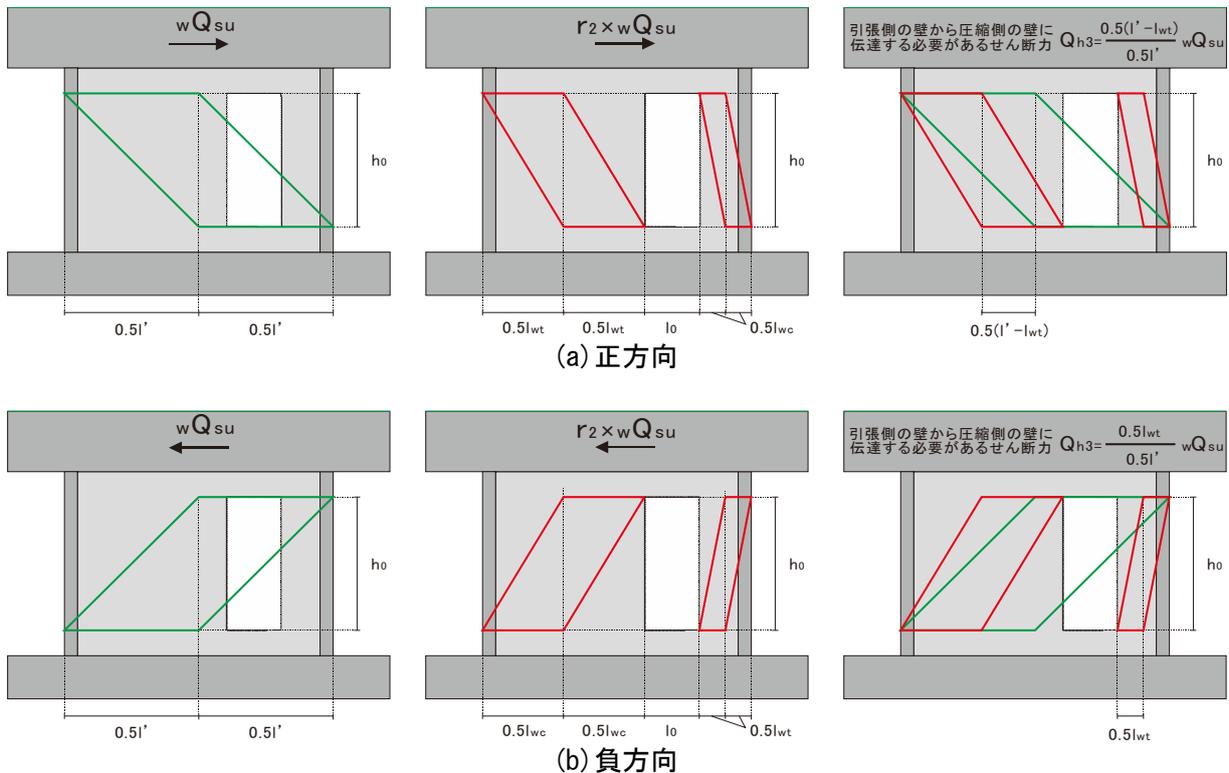


図3.3.2 骨組補強で想定する検討用せん断力 Q_{h3}

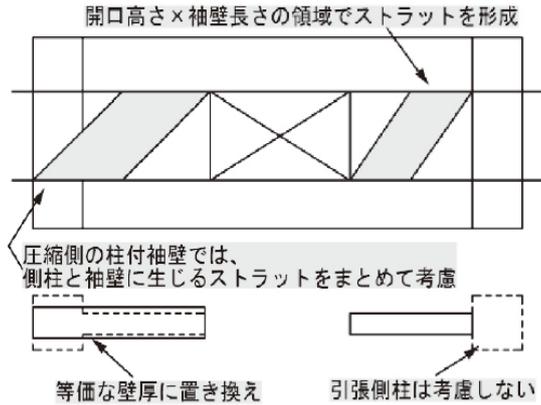


図3.3.3 櫻井らが提案した開口間に形成される圧縮ストラットのイメージ^[3.2]

3.4. 検討用軸力 N_{v4}

耐力壁に作用する圧縮力の一部が鉄骨枠を介して伝達されるものと考えられることから、図3.4.1に示すように、鉄骨梁に支圧力として作用する検討用軸力 N_{v4} を考慮することとした。なお、開口が加力方向に対して引張側にある場合には、設計用軸力 N_{v4} はほぼゼロとなるため、安全側の仮定となる。式(3.6)に検討用軸力 N_{v4} の計算式を示す。一般的な建築物では、開口の新設補強に用いた鉄骨枠は長期軸力を必ずしも負担しないが、鉛直方向に対しても一定の安全性を求める意図で、ここでは軸力の影響を考慮している。

$$N_{v4} = N_m \cdot \frac{l_0}{l} \tag{3.6}$$

ここで、 N_m ：メカニズム時に耐力壁に作用する軸力、 l_0 ：開口の幅、 l ：耐力壁の直交壁中心間距離である。

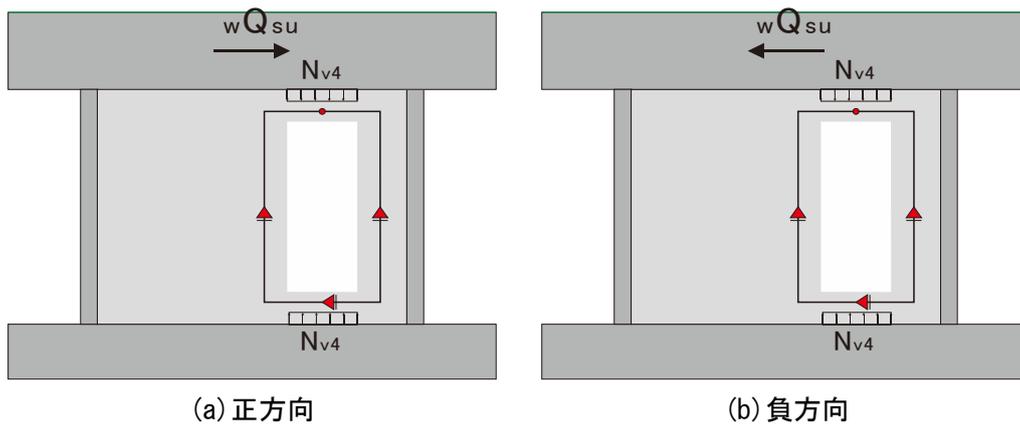


図3.4.1 骨組補強で想定する検討用せん断力 N_{v4}

3.5. 参考文献

- [3.1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、2018
- [3.2] 櫻井真人、倉本洋、松井智哉：複数開口を有する RC 造耐震壁のせん断強度算定法、日本建築学会構造系論文集、Vol. 679、No.5、pp.1445-1453、2012.9

4. 鉄骨枠および接合材の設計

4.1. 設計用荷重の算定

2章で示した検討用荷重 Q_{h1} 、 Q_{h2} 、 Q_{h3} 、 N_{v4} を、**図4.1.1**に示すような鉄骨枠の線材モデルに作用させた骨組解析を実施し、以下に示す鉄骨柱、鉄骨梁の各断面、壁板と鉄骨枠の接合箇所の設計用荷重を算定する。なお、骨組解析でモデル化した鉄骨枠は、弾性要素としてモデル化してよい。

<鉄骨柱、鉄骨梁の設計用荷重>

スパン内に作用する軸力、せん断力、曲げモーメントのうち、最も組み合わせが厳しいもの

<開口上下の接合箇所における水平方向の設計用せん断力>

図4.1.1の加力点1に作用する水平荷重もしくは支点2に作用する水平反力のうちの大きい方の値

<開口左右の接合箇所における鉛直方向の設計用せん断力>

図4.1.1の支点3もしくは支点4に作用する鉛直反力のうちの大きい方の値

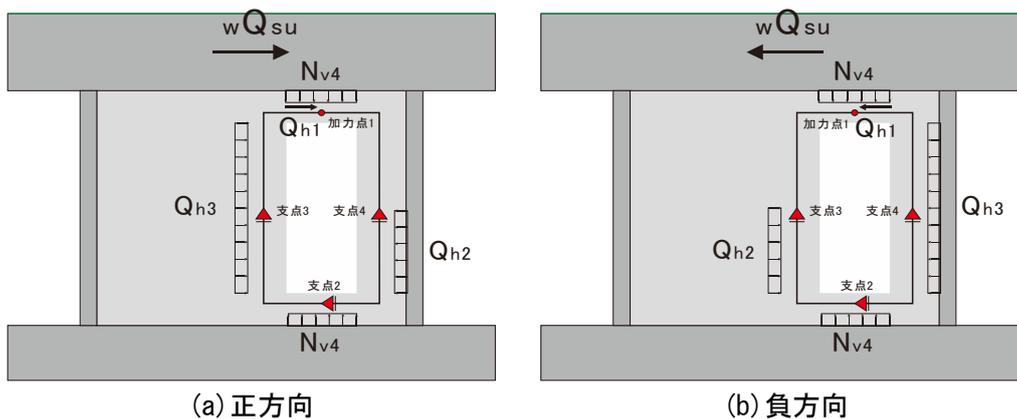


図4.1.1 鉄骨枠の剛性、応力確認用のモデル

4.2. 鉄骨枠の設計

鉄骨柱、鉄骨梁に作用する軸力、せん断力、曲げモーメントのうち、せん断力と曲げモーメントに関して、式(4.1)、(4.2)によるせん断耐力と曲げ耐力の確認を行う。ここでは、断面に作用する軸力の影響を考慮して各耐力の検定を行い、前述した検討用応力を上回ることを確認する。また、鉄骨枠の柱梁接合部に関しては、式(4.3)による全塑性モーメントが、式(4.4)に示す L 字型接合部のパネルモーメントを上回ることを確認する。各耐力の算定には鋼材の基準強度を用いるが、JIS 規格品については、基準強度を 1.1 倍した値を用いてよい。なお、式(4.1)～式(4.4)は、文献 [4.3]を参考に設定している。

また、5章の試設計例に示す鉄骨枠では、壁板からの支圧力が伝達できるように、鉄骨枠のフランジのうち内側の一方を延長しているが、曲げ耐力の評価においては、その影響を無視することとした。また、ボルト接合部の場合、鉄骨枠に設ける孔によるウェブの断面欠損による影響を適切に評価する必要がある。

また、上記の軸力、せん断力、曲げモーメントに対する検討に加え、補強対象となる戸境壁がせん断耐力を発揮する層間変形角において、鉄骨枠が必要な反力を発揮できるように、ここでは図4.1.1に示す検討用荷重を鉄骨枠に作用させた時の加力点1と支点2の間の層間変形角が1/200radを下回るように、鉄骨枠に必要な剛性を付与することとした。

(梁、柱部材のせん断耐力)

$$Q_{su} = t_w \cdot D \cdot \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma_0}{\sigma_y}\right)^2} \quad (4.1)$$

(梁、柱部材の曲げ耐力)

$$M_u = \left\{ Bt_f(D - t_f) + \frac{1}{4}(D - 2t_f)^2 \cdot t_w \right\} \cdot (\sigma_y - \sigma_0) \quad (4.2)$$

(柱梁接合部の全塑性モーメント)

$${}_pM_p = t_p \cdot d_c \cdot d_b \cdot \frac{F}{\sqrt{3}} \quad (4.3)$$

ここで、 B 、 D ：補強用の鋼材の幅、せい、 t_f 、 t_w ：補強用の鋼材のフランジ厚、ウェブ厚、 F ：補強用の鋼材の基準強度、 t_p ：補強用の接合部パネルの厚さ、 d_c ：補強用の柱材のフランジ中心間距離、 d_b ：補強用の梁材のフランジ中心間距離である。

(梁柱接合部のパネルモーメント：L字型接合部の場合)

$$M_p = {}_bM_1 - 0.5d_b \cdot {}_cQ_1 = {}_cM_1 - 0.5d_c \cdot {}_bQ_1 \quad (4.4)$$

ここで、 ${}_bQ_1$ 、 ${}_bQ_2$ 、 ${}_bM_1$ 、 ${}_bM_2$ ：左右の梁端に作用するせん断力、曲げモーメント、 ${}_cQ_1$ 、 ${}_cQ_2$ 、 ${}_cM_1$ 、 ${}_cM_2$ ：上下の柱端に作用するせん断力、曲げモーメント、 d_c ：補強用の柱材のフランジ中心間距離、 d_b ：補強用の梁材のフランジ中心間距離である。

4.3. 接合要素の設計（接着接合の場合）

開口上下の接合箇所作用する水平方向の設計用せん断力、開口左右の接合箇所作用する鉛直方向の設計用せん断力に対して、式(4.5)および(4.6)でせん断耐力を計算する。ここでは、接着面の破壊が近傍のコンクリートで生じる状態を想定し、コンクリートのせん断強度^[4.4]を用いて、接着面の耐力を評価している。また、接着面の断面積は、鉄骨枠が壁板の両側に設置される状態を想定して計算している。なお、図4.3.1に示すように、水平方向の設計用せん断力に対するせん断耐力は、鉄骨枠の梁および柱梁接合部の接着面において、また、鉛直方向の設計用せん断力に対するせん断耐力は、鉄骨枠の柱の接着面において確保するものとしている。

$$Q_{a,b} = 0.33\sqrt{\sigma_B} \cdot 2(l_0 + 2D_c) \cdot D_b \quad (4.5)$$

$$Q_{a,c} = 0.33\sqrt{\sigma_B} \cdot 2 \cdot h_0 \cdot D_c \quad (4.6)$$

ここで、 σ_B ：壁板コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)、 l_0 ：図4.3.1に示す開口幅、 h_0 ：図4.3.1に示す開口せい、 D_c ：図4.3.1に示す鉄骨柱のせい、 D_b ：図4.3.1に示す鉄骨梁のせいである。

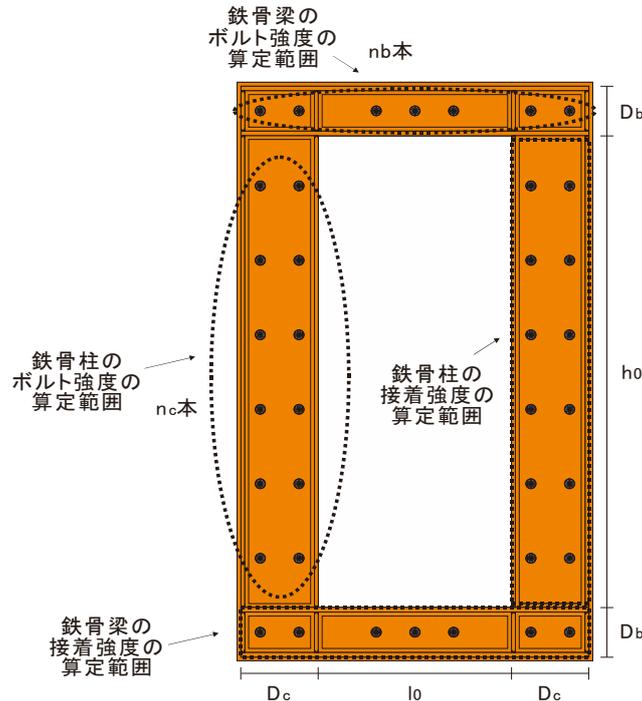


図4.3.1 せん断耐力を計算する範囲（接着接合、ボルト接合部の場合で共通）

4.4. 接合要素の設計（ボルト接合の場合）

開口上下の接合箇所には作用する水平方向の設計用せん断力、開口左右の接合箇所には作用する鉛直方向の設計用せん断力に対して、式(4.7)～(4.11)でせん断耐力を計算する。ここでは、耐震改修設計指針・同解説^[4.5]におけるアンカーの有効埋め込み深さがボルトの直径の7倍を超える場合のあと施工アンカーのせん断強度の計算方法を参考に、鉄骨柱補強を行う場合のボルトのせん断耐力の計算を行うこととした。なお、式(4.9)～(4.11)では、壁板の両側から鉄骨柱による補強を行うことを前提として、ボルト1本あたりのせん断強度を、ボルトの断面積 s_a を2倍して求めている。また、図4.3.1に示すように、水平方向の設計用せん断力に対するせん断耐力は、鉄骨柱の梁および柱梁接合部に設置するボルトにおいて、また、鉛直方向の設計用せん断力に対するせん断耐力は、鉄骨柱の柱に設置するボルトにおいて確保するものとしている。

後述する試設計例で鉄骨柱補強に用いるボルトの直径は、壁厚180mmの場合で20mm、壁厚150mmの場合で16mmである。壁板の両側からせん断力が伝達される状況を想定し、壁厚の半分をボルトの直径で除した比率を求めると、 $90\text{mm}/20\text{mm}=4.5$ 、 $75\text{mm}/16\text{mm}=4.7$ となり、上述した埋め込み深さ（直径の7倍）を下回るが、鉄骨柱補強では両端にボルトが接合されており、引き抜き破壊が生じる恐れは小さいことから、埋め込み深さが十分に確保されている場合の評価式を用いることとした。但し、接着接合を行う場合と比較して、ボルト接合を行う場合はせん断強度時のずれ変形が大きくなるため、ここではボルトのせん断強度を、文献^[4.5]に記載されている $295\text{N}/\text{mm}^2$ ではなく、第IV-5編に概要を示す要素試験や有限要素解析の結果を参考に、埋め込み長が7倍未満の場合に採用される $245\text{N}/\text{mm}^2$ で頭打ちとすることとした。なお、実験試験体を用

いた加力実験では鉄骨柱の接合に高強度のボルト（降伏強度 783N/mm²）を用いたが、同試験体の接合部を再現した要素実験では、ボルト孔の周辺に無収縮モルタル（圧縮強度 121.8N/mm²）を充填することで、壁板のコンクリートの圧縮強度（24.1N/mm²）が低い場合でも、鋼材のせん断強度（783/√3=452N/mm²）が発揮されることが確認されている。したがって、本来であれば、式の圧縮強度やヤング係数には、壁板コンクリートではなく、充填に用いた無収縮モルタルの特性値を用いても問題ないものと思われるが、このような接合形式に関する知見が十分でないことから、安全側の配慮として、壁板のコンクリートの圧縮強度を用いて、ボルトのせん断強度を計算することとしている。

$$Q_{a,b} = n_b \cdot \min(Q_{a1}, Q_{a2}, Q_{a3}) \quad (4.7)$$

$$Q_{a,c} = n_c \cdot \min(Q_{a1}, Q_{a2}, Q_{a3}) \quad (4.8)$$

$$Q_{a1} = 0.7 m \sigma_y \cdot 2_s a_e \quad (4.9)$$

$$Q_{a2} = 0.4 \sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \cdot 2_s a_e \quad (4.10)$$

$$Q_{a3} = 245 \cdot 2_s a_e \quad (4.11)$$

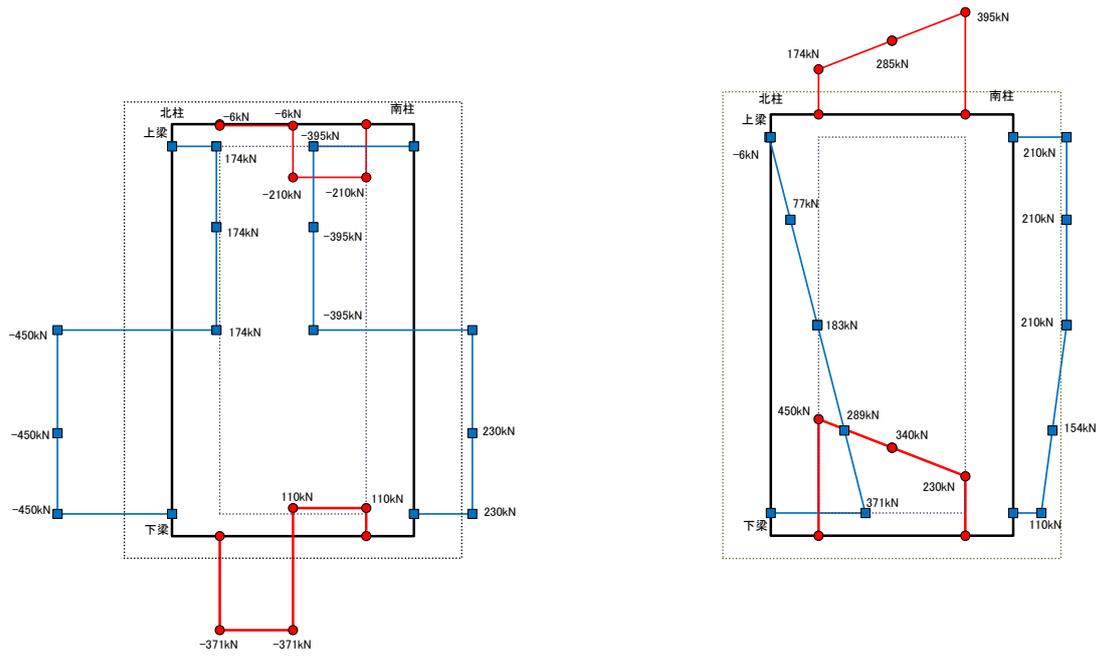
ここで、 $s_a e$ ：接合用ボルトの断面積、 $m \sigma_y$ ：接合用ボルトの降伏強度、 E_c ：壁板コンクリートのヤング係数（N/mm²）、 σ_B ：壁板コンクリートの圧縮強度（N/mm²）である。なお、本式を用いる場合には、文献[4.5]の構造規定に基づき、ピッチは 7.5da 以上、ゲージ（ボルト間隔）は 5.5da 以上、へりあき（ボルト芯から開口端（鉄骨柱のフランジ内端）までの距離）は 2.5da 以上確保することを原則とするが、既存の壁筋の配筋状況によっては構造規定を満足できない箇所が局部的に生じることも考えられるため、柔軟に対応する。

4.5. 実験試験体を用いた設計用荷重の評価精度の検証

図4.5.1(i)から図4.5.4(i)に、実験試験体 WOE、WOB の鉄骨柱を対象に行った検討用応力を用いた骨組解析の結果を示す。また、図4.5.1(ii)から図4.5.4(ii)に、同じ実験試験体 WOE、WOB を対象に行った第IV-5 編に概要を示す有限要素解析の結果との比較を示す。骨組解析には SAP2000^[4.1]を、有限要素解析には FINAL^[4.2]を用いた。

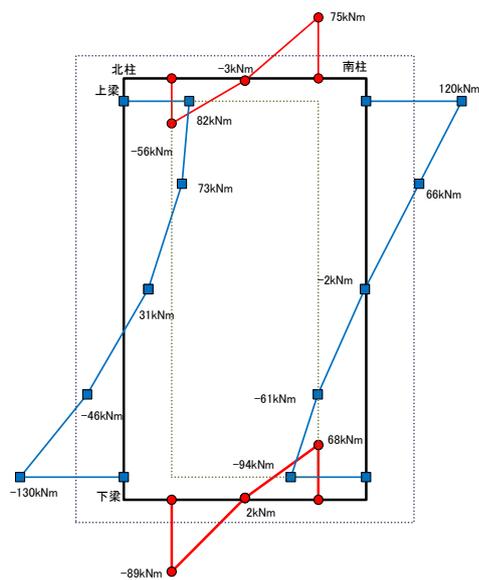
図4.5.1(i)から図4.5.4(i)に示すように、既存壁板との応力伝達により、鉄骨柱だけでなく鉄骨梁にも軸力が作用している。また、図4.1.1 の加力点 1、支点 2、3、4 に該当する箇所では、いずれも軸力の急変が見られるが、この差分が図4.5.1(ii)から図4.5.4(ii)の図(d)に示す接合箇所（接着面もしくはボルト接合面）の設計用せん断力に相当する。なお、有限要素解析では、接合箇所における応力伝達が段階的に行われるため、骨組解析と比較すると軸力分布が異なっているが、骨組解析の結果は、それぞれの部材における軸力変動の差分や、せん断力や曲げモーメントの分布を安全側に評価しており、設計用荷重が安全側で、概ね妥当な評価となっていることが確認できる。

IV-3. 設計マニュアル



(a) 軸力

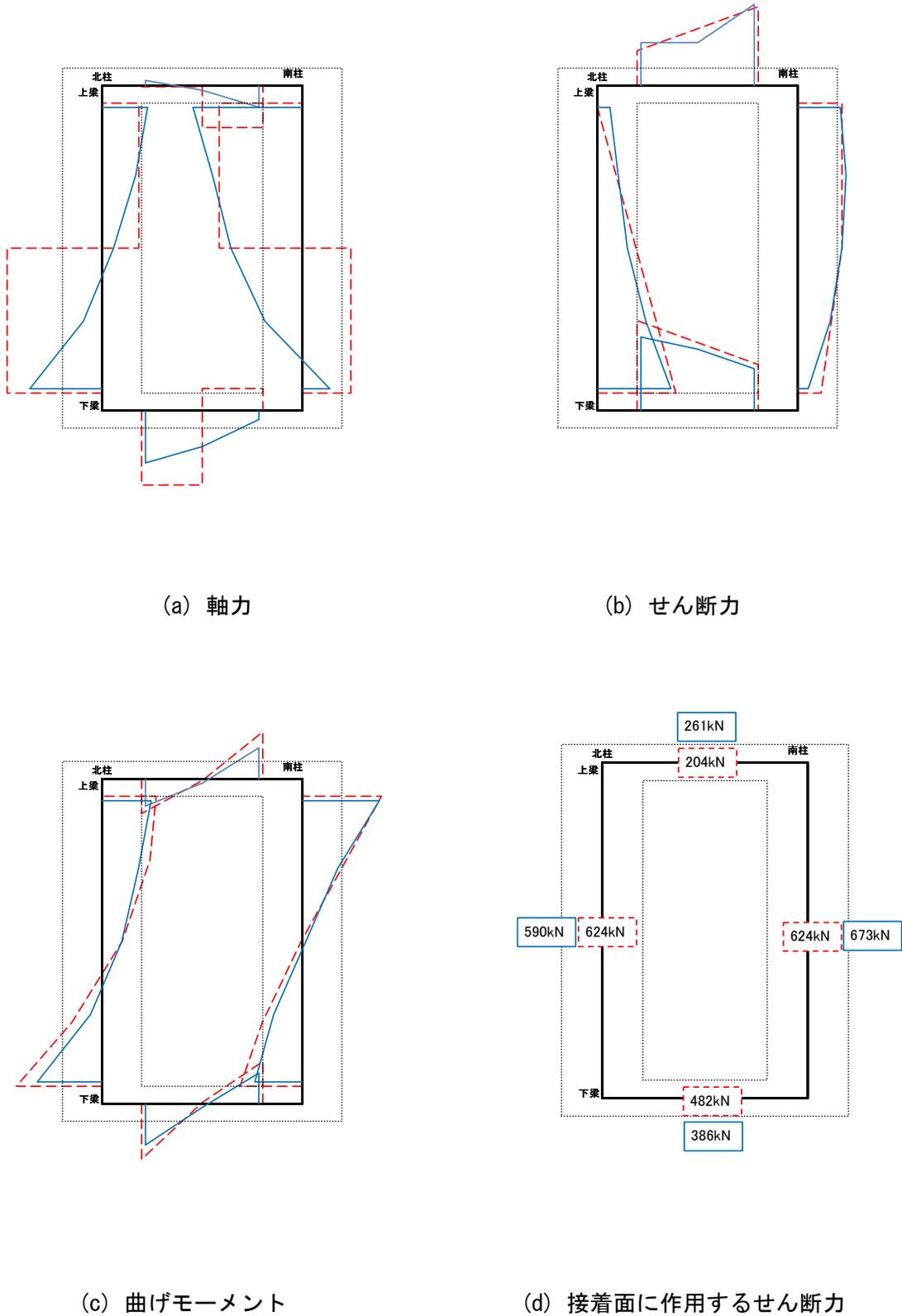
(b) せん断力



(c) 曲げモーメント

(i) 検討用応力を用いた骨組解析による応力分布

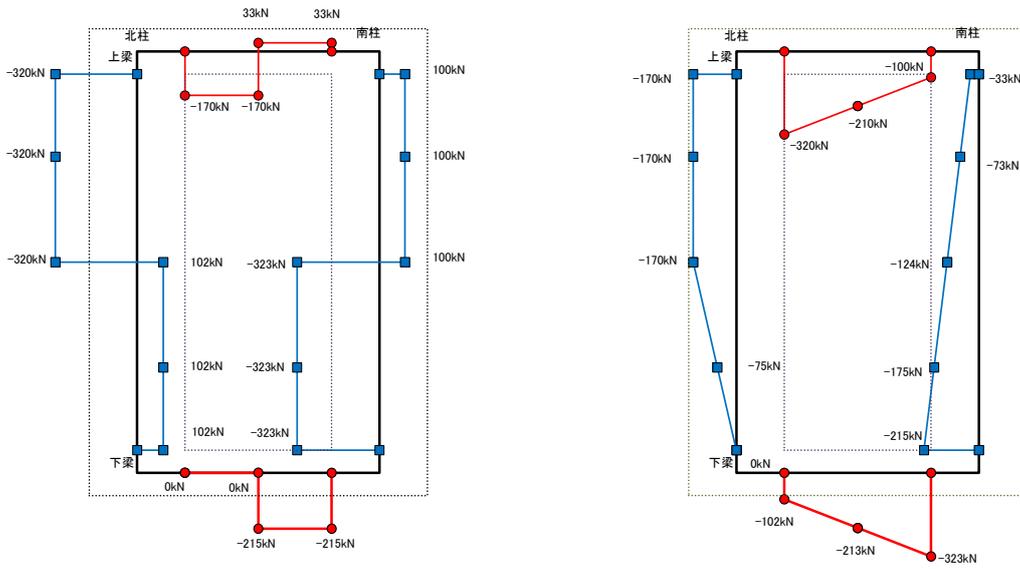
図4.5.1 試験体 WOE の鉄骨枠の応力分布 (正方向: 加力方向、左→右)



(ii) 有限要素解析との比較（青実線：有限要素解析、赤点線：骨組解析）

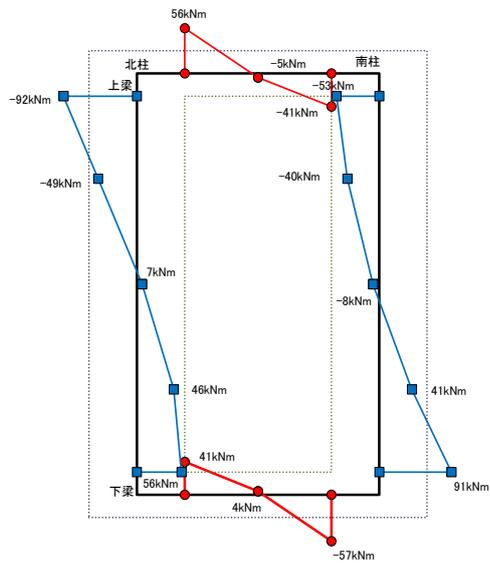
図4.5.1 試験体 WOE の鉄骨枠の応力分布（正方向：加力方向、左→右）

IV-3. 設計マニュアル



(a) 軸力

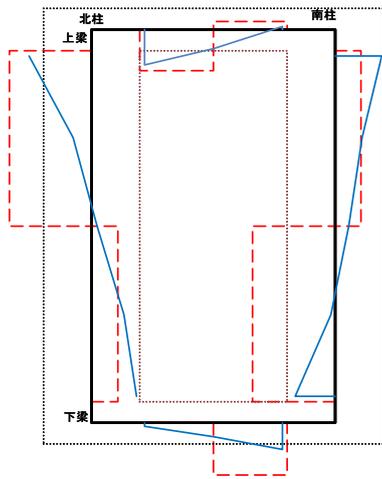
(b) せん断力



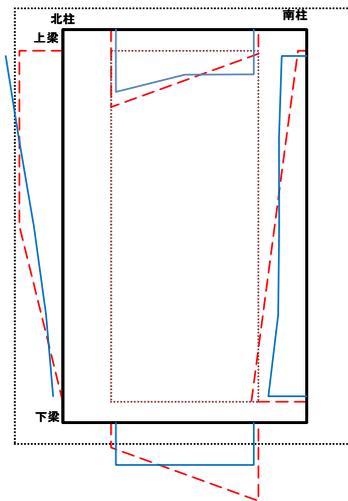
(c) 曲げモーメント

(i) 検討用応力を用いた骨組解析による応力分布

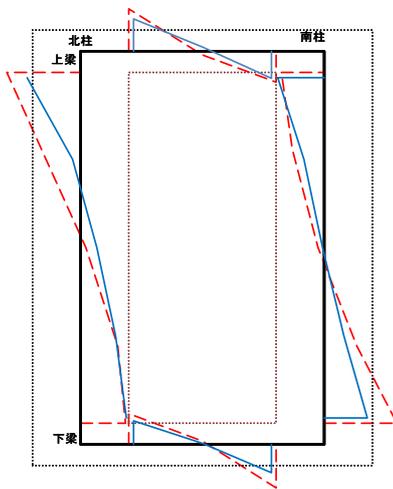
図4.5.2 試験体 WOE の鉄骨枠の応力分布 (負方向: 加力方向、左←右)



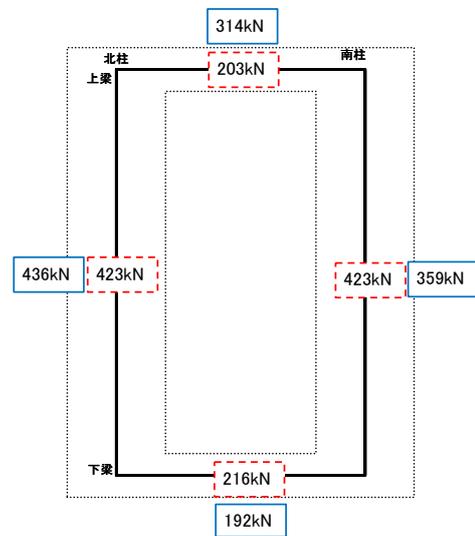
(a) 軸力



(b) せん断力



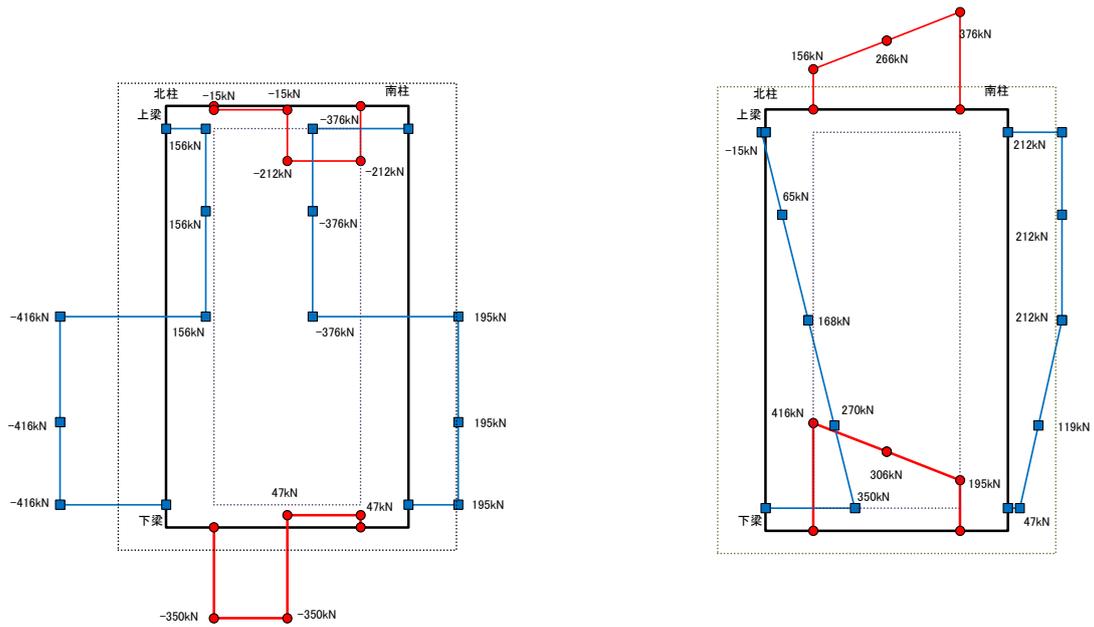
(c) 曲げモーメント



(d) 接着面に作用するせん断力

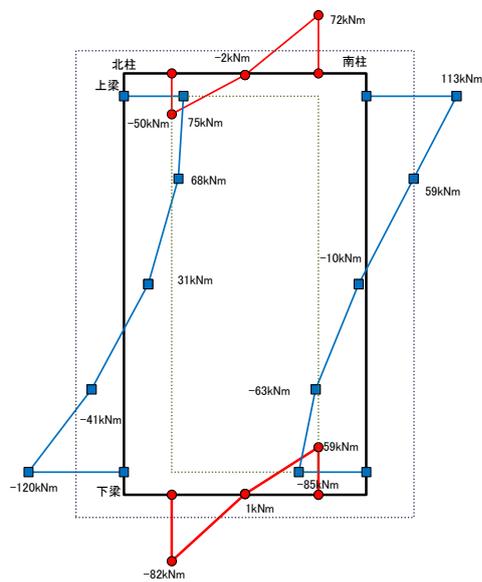
(ii) 有限要素解析との比較 (青実線：有限要素解析、赤点線：骨組解析)

図4.5.2 試験体 WOE の鉄骨枠の応力分布 (負方向：加力方向、左←右)



(a) 軸力

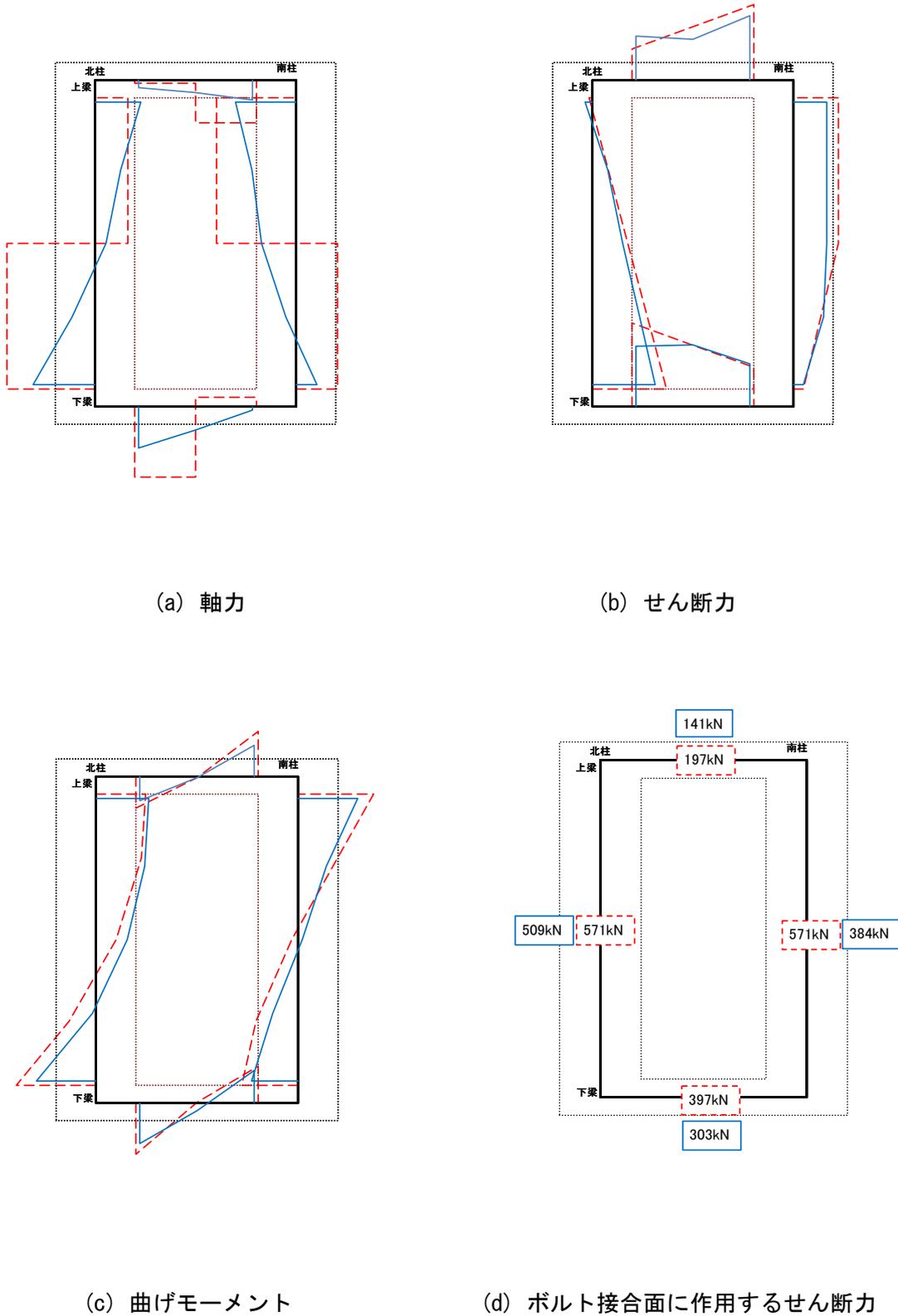
(b) せん断力



(c) 曲げモーメント

(i) 検討用応力を用いた骨組解析による応力分布

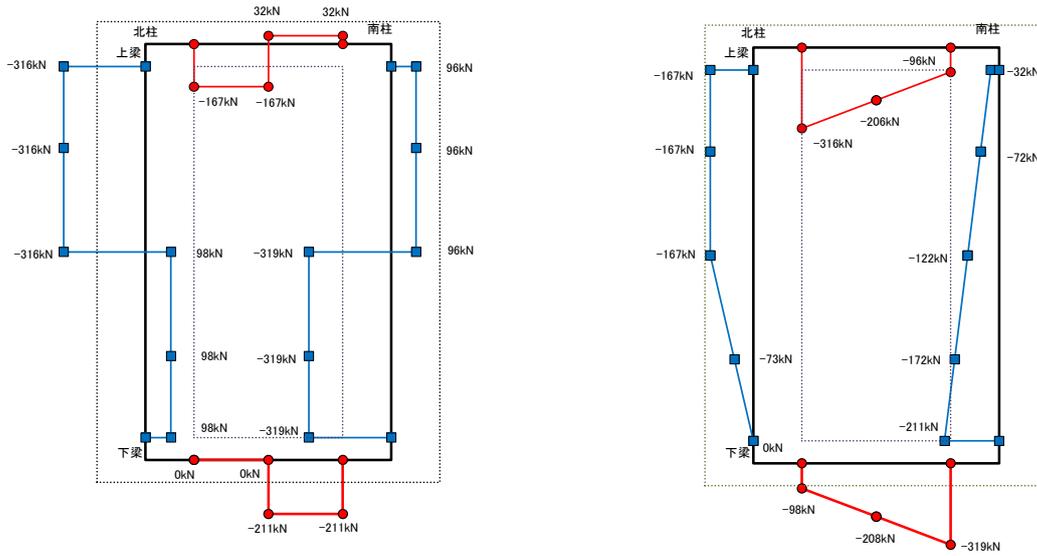
図4.5.3 試験体 WOB の鉄骨枠の応力分布 (正方向: 加力方向、左→右)



(ii) 有限要素解析との比較 (青実線：有限要素解析、赤点線：骨組解析)

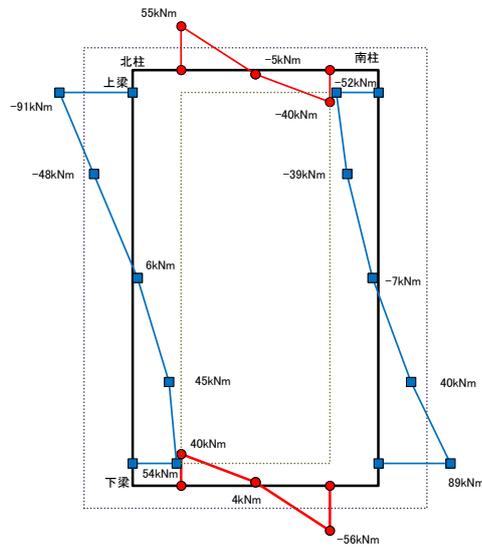
図4.5.3 試験体 WOB の鉄骨枠の応力分布 (正方向：加力方向、左→右)

IV-3. 設計マニュアル



(a) 軸力

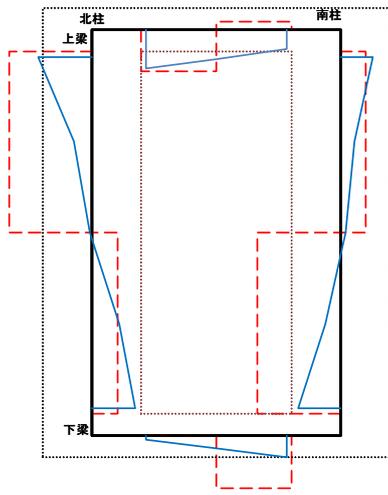
(b) せん断力



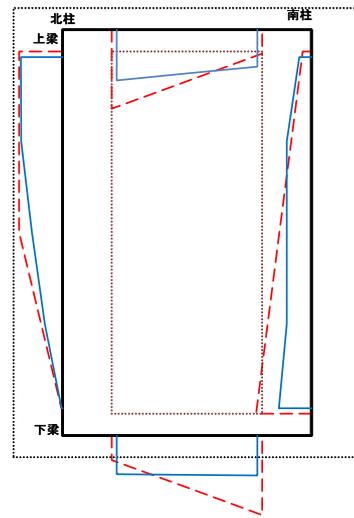
(c) 曲げモーメント

(i) 検討用応力を用いた骨組解析による応力分布

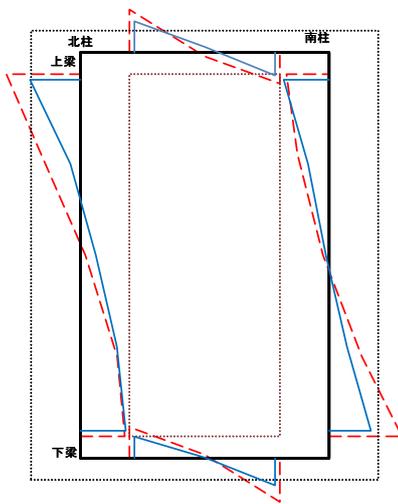
図4.5.4 試験体 WOB の鉄骨枠の応力分布 (負方向: 加力方向、左←右)



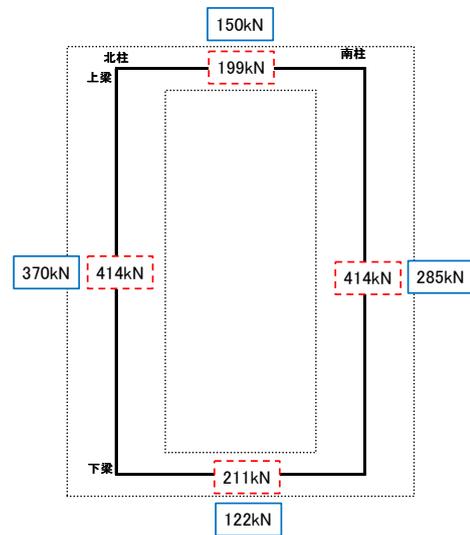
(a) 軸力



(b) せん断力



(c) 曲げモーメント



(d) ボルト接合面に作用するせん断力

(ii) 有限要素解析との比較 (青実線：有限要素解析、赤点線：骨組解析)

図4.5.4 試験体 WOB の鉄骨枠の応力分布 (負方向：加力方向、左←右)

表4.5.1、表4.5.2、表4.5.3 に、図4.5.1 から図4.5.4 で示した最大耐力時に試験体 WOE、WOB の鉄骨柱に作用する軸力、せん断力、曲げモーメント、開口上下の鉄骨梁、開口左右の鉄骨柱―壁板間の接着面もしくはボルト接合面に作用するせん断力の一覧を示す。なお、正側（新設開口が加力方向に対して圧縮側にある場合）の方が、負側（新設開口が加力方向に対して引張側にある場合）と比較すると、鉄骨柱や接合面に作用する荷重が大きい。

表(a)は図4.1.1 に示す骨組解析で求めた設計用荷重を、表(b)は有限要素解析による荷重を示しており、表(c)は骨組解析による設計用荷重を有限要素解析による荷重で除した比率である。

表4.5.1 に示す鉄骨柱において、骨組解析による設計用荷重／有限要素解析による荷重の比率が 1.0 を下回る危険側の評価となるのは、WOE 試験体の鉄骨柱のせん断力（負方向）のみであることから、検討用荷重を用いた骨組解析を実施することで、有限要素解析における応力状態を概ね安全側に評価できることが分かる。なお、有限要素解析において、WOB 試験体と比較して WOE 試験体の方が鉄骨柱の応力が大きくなる傾向があるのは、鉄骨柱のほぼ全ての節点が壁板と接合されており、両者の一体性が高いためと考えられる。

表4.5.2 に示す試験体 WOE の接着面では、骨組解析による設計用荷重／有限要素解析による荷重の比率が 1.0 を下回る危険側の評価となる場合があるが、載荷方向による差が大きいため、正負のより厳しい方（ここでは正方向）で評価を行うものとする。骨組解析による設計用荷重は、有限要素解析で鉄骨梁（開口上下）との接着面に作用するせん断力を 2 割程度大きく、鉄骨柱（開口左右）との接着面に作用するせん断力を 1 割程度小さく予測することから、鉄骨柱に作用する設計用荷重を計算する場合のみ、1 割程度の安全率を見込むことが望ましい。

表4.5.3 に示す試験体 WOB のボルト接合面では、骨組解析による設計用荷重／有限要素解析による荷重の比率が 1.0 を下回る危険側の評価となる場合はなく、正負のより厳しい方（ここでは正方向）で評価を行うものとする。骨組解析による設計用荷重は、有限要素解析の結果を 1～3 割程度の精度で安全側に評価している。

以上の検討結果を踏まえ、接着接合を行う場合の鉄骨柱の接着面の設計用せん断力については留意が必要であるが、本マニュアルにおいては、鉄骨柱や接合箇所の設計用荷重を算定する際に、骨組解析で求められる軸力、せん断力、曲げモーメントの値の割り増しは行わず、基本的にはそのまま用いてよいこととしている。

表4.5.1 最大耐力時に試験体 WOE、WOB の鉄骨枠に作用する軸力、せん断力、曲げモーメント

(a) 骨組解析による設計用荷重

骨組解析による設計用荷重			単位	WOE		WOB	
				正	負	正	負
鉄骨梁	軸力	圧縮	kN	-371	-215	-350	-211
		引張	kN	110	33	47	32
	せん断力		kN	450	323	416	319
	曲げモーメント		kNm	89	57	82	56
鉄骨柱	軸力	圧縮	kN	-450	-323	-416	-319
		引張	kN	230	102	195	98
	せん断力		kN	371	215	350	211
	曲げモーメント		kNm	130	92	120	91

(b) 有限要素解析による荷重

有限要素解析による荷重			単位	WOE		WOB	
				正	負	正	負
鉄骨梁	軸力	圧縮	kN	-262	-146	-206	-155
		引張	kN	26	13	-17	-17
	せん断力		kN	406	258	321	203
	曲げモーメント		kNm	66	43	65	40
鉄骨柱	軸力	圧縮	kN	-519	-244	-292	-206
		引張	kN	216	181	217	165
	せん断力		kN	348	223	296	160
	曲げモーメント		kNm	117	67	90	62

(c) 骨組解析による設計用荷重／有限要素解析による荷重の比率

骨組解析による設計用荷重／ 有限要素解析による荷重			WOE		WOB	
			正	負	正	負
鉄骨梁	軸力		1.42	1.47	1.70	1.36
	せん断力		1.11	1.25	1.30	1.57
	曲げモーメント		1.34	1.34	1.27	1.41
鉄骨柱	軸力		0.87	1.32	1.42	1.55
	せん断力		1.07	0.97	1.18	1.32
	曲げモーメント		1.11	1.38	1.34	1.47

(d) 計算耐力／骨組解析による設計用荷重の比率

計算耐力／ 骨組解析による設計用荷重			単位	WOE		WOB	
				正	負	正	負
鉄骨梁	最大軸力		kN	371	215	350	211
	最大軸応力		N/mm ²	82	48	78	47
	最大せん断力		kN	450	323	416	319
	最大曲げモーメント		kNm	89	57	82	56
	せん断耐力		kN	722	733	724	733
	曲げ耐力		kNm	91	102	92	102
	耐力/荷重(せん断)		—	1.60	2.27	1.74	2.30
	耐力/荷重(曲げ)		—	1.02	1.77	1.13	1.81
計算耐力／ 骨組解析による設計用荷重			単位	WOE		WOB	
				正	負	正	負
鉄骨柱	最大軸力		kN	450	323	416	319
	最大軸応力		N/mm ²	54	39	50	38
	最大せん断力		kN	371	215	350	211
	最大曲げモーメント		kNm	130	92	120	91
	せん断耐力		kN	1568	1576	1570	1576
	曲げ耐力		kNm	292	327	297	328
	耐力/荷重(せん断)		—	4.22	7.32	4.48	7.47
耐力/荷重(曲げ)		—	2.24	3.55	2.48	3.62	
鉄骨 接合部	パネルモーメント		kNm	68	47	62	46
	全塑性モーメント		kNm	173	173	173	173
	耐力/荷重(曲げ)		—	2.56	3.68	2.80	3.74

表4.5.2 最大耐力時に試験体 WOE の接着面に作用するせん断力

(a) 骨組解析による設計用荷重

骨組解析による設計用荷重		単位	WOE	
			正	負
開口上下 (水平せん断力)	合計	kN	482	216
	平均	N/mm ²	3.25	1.45
開口左右 (鉛直せん断力)	合計	kN	624	423
	平均	N/mm ²	1.02	0.69

(b) 有限要素解析による荷重

有限要素解析による荷重		単位	WOE	
			正	負
開口上下 (水平せん断力)	合計	kN	386	314
	平均	N/mm ²	2.60	2.12
開口左右 (鉛直せん断力)	合計	kN	673	432
	平均	N/mm ²	1.09	0.70

(c) 骨組解析による設計用荷重／有限要素解析による荷重の比率

骨組解析による設計用荷重／ 有限要素解析による荷重	単位	WOE	
		正	負
開口上下 (水平せん断力)	—	1.25	0.69
開口左右 (鉛直せん断力)	—	0.93	0.98

(d) 計算耐力／骨組解析による設計用荷重の比率

計算耐力／ 骨組解析による設計用荷重		単位	WOE	
			正	負
開口上下 (水平せん断力)	設計用荷重	kN	482	216
	計算耐力	kN	481	481
	耐力／荷重	—	1.00	2.23
開口左右 (鉛直せん断力)	設計用荷重	kN	624	423
	計算耐力	kN	1128	1128
	耐力／荷重	—	1.81	2.67

表4.5.3 最大耐力時に試験体 WOB のボルトに作用するせん断力

(a) 骨組解析による設計用荷重

骨組解析による設計用荷重		単位	WOB	
			正	負
開口上下 (水平せん断力)	合計	kN	397	211
	平均	kN/本	39.7	21.1
開口左右 (鉛直せん断力)	合計	kN	571	414
	平均	kN/本	40.8	29.6

(b) 有限要素解析による荷重

有限要素解析による荷重		単位	WOB	
			正	負
開口上下 (水平せん断力)	合計	kN	303	150
	平均	kN/本	30.3	15.0
開口左右 (鉛直せん断力)	合計	kN	509	370
	平均	kN/本	36.4	26.4

(c) 骨組解析による設計用荷重／有限要素解析による荷重の比率

骨組解析による設計用荷重／ 有限要素解析による荷重		単位	WOB	
			正	負
開口上下 (水平せん断力)	—	—	1.31	1.41
開口左右 (鉛直せん断力)	—	—	1.12	1.12

(d) 計算耐力／骨組解析による設計用荷重の比率

計算耐力／ 骨組解析による設計用荷重		単位	WOB	
			正	負
開口上下 (水平せん断力)	設計用荷重	kN	397	211
	計算耐力	kN	564	564
	耐力／荷重	—	1.42	2.67
開口左右 (鉛直せん断力)	設計用荷重	kN	571	414
	計算耐力	kN	789	789
	耐力／荷重	—	1.38	1.90

4.6. 実験試験体を用いた鉄骨枠、接着面、ボルト接合面の計算耐力の検証

鉄骨枠や接合箇所的设计用荷重が計算耐力を上回ることを確認する場合、耐力式の評価精度を考慮して、適切な余裕度を設定する必要がある。本マニュアルでは、検証に用いた実験試験体が2体のみ(WOE、WOB)と少なく、十分な知見が収集できていないことから、具体的な余裕度の提示は行っていないが、特に耐力評価時のばらつきが大きいものと思われる接着面やボルト接合面については、壁板と鉄骨枠の一体性が小変形時から発揮されるように、計算耐力／設計用荷重の比率が1.0を十分に上回るように、余裕を持った設計とすることが望ましい。

表4.5.1(d)、表4.5.2(d)、表4.5.3(d)に、実験試験体 WOE、WOB の鉄骨枠を対象とした骨組解析で求められた荷重(軸力、せん断力、曲げモーメント)や、ボルト接合箇所や接着接合箇所へのせん断力に対する計算耐力の比率を示す。

表4.5.1(d)に示す鉄骨枠では、梁、柱部材のせん断耐力、曲げ耐力(全塑性モーメント)は、前述した式(4.1)、(4.2)を用いて算定し、断面に作用する最大軸力の影響を考慮した。また、柱梁接合部の検討には、式(4.3)による全塑性モーメントを用いた。柱梁接合部のパネルモーメントは、式(4.4)に示すL字型接合部の場合の評価式から求めた。各耐力の算定には鋼材の材料強度を用いたが、試験体 WOB、WOE で設けた開口周辺の支圧力を受けるために延長したフランジは無視し

た。また、試験体 WOB でボルト接合に設けた孔によるウェブの断面欠損による影響もここでは考慮していない。鉄骨梁の曲げに対する計算耐力/設計用荷重の比率が 1.0 に近い値を示しているが、有限要素解析では鋼材の塑性化は確認されておらず、加力実験でもフランジの一部がわずかに塑性化した程度に留まっている。これは、曲げ耐力の計算において、フランジの一端を内側に延長した影響を無視することで、曲げ耐力を実状よりも低く評価していることが一因と考えられるが、鉄骨柱の各断面の設計では、基本的に計算耐力/設計用荷重の比率が 1.0 を上回れば問題ないものと判断する。

表4.5.2(d)に示す試験体 WOE の接着面では、鉄骨梁および鉄骨柱の接着面のせん断耐力は、前述した式(4.5)、(4.6)を用いて算定した。ここでは、壁板コンクリートの圧縮強度として、安全側の仮定に基づき、既存壁板のコンクリートの圧縮強度 (24.1N/mm^2) によるせん断強度 ($0.33\sqrt{\sigma_B}=1.6\text{ N/mm}^2$) を用いている。載荷実験では、 $R=1.0\times 10^{-2}\text{rad}$ 以降、開口下の鉄骨梁において接着面の破壊が生じているが、正方向の鉄骨梁では計算耐力/設計用荷重の余裕度が 1.0 に近い値を示しており、実験結果と整合する結果が得られている。一方で、第IV-5編に示す要素実験で得られたせん断強度は、既存コンクリート部分で 3.0N/mm^2 、打ち直しコンクリート部分で 4.3N/mm^2 と前述した計算値の 2 倍近い値となること、また、曲げ耐力の計算において無視したフランジ一端の延長部分が、壁板の仕口面でも接着されているがその影響を無視していることから、接着面に作用するせん断応力のばらつきの影響を、これらの余裕度が打ち消していると考えられることもできる。なお、接着面のせん断破壊が生じると、鉄骨柱が脱落するおそれがあるため、計算上の余裕度が十分に確保できない場合には、脱落防止措置を講じておくことが望ましい。

表4.5.3(d)に示す試験体 WOB のボルト接合面では、鉄骨梁および鉄骨柱のボルト接合面のせん断耐力は、前述した式(4.7)~(4.11)を用いて算定した。ここでは、壁板コンクリートの圧縮強度として、安全側の仮定に基づき、既存壁板のコンクリートの圧縮強度 (24.1N/mm^2) およびヤング係数 ($2.1\times 10^3\text{ N/mm}^2$) を用いている。ボルト 1 本あたりの計算耐力は、式(4.7)、(4.8)のいずれについても 56kN/mm となり、第IV-5編に示す要素実験で得られた変位 1mm 時のせん断力 (既存コンクリート部分： 39.9kN/mm 、打ち直しコンクリート部分： 66.4kN/mm) をやや上回るか同程度の水準に留まっている。加力実験ではボルトの損傷に伴う鉄骨柱のずれ等は観測されておらず、計算耐力の評価精度 (計算耐力/設計用荷重の比率が 1.38~2.67) は確認できないが、式(4.7)~(4.11)では、要素実験の結果を踏まえ、ボルトのせん断耐力を 245 N/mm^2 で頭打ちとし、ボルトの周辺に充填する無収縮モルタルの寄与分を無視することで、ボルトの計算耐力が小変形時に発揮されるように配慮しているため、ボルトの負担せん断力を概ね評価できると考えられる。

4.7. 参考文献

- [4.1] Computers and Structures, Inc. : SAP2000 Ultimate (Ver.19.2.1)
- [4.2] 伊藤忠テクノソリューションズ (株) : FINAL/V11.2 HELP
- [4.3] 井上一郎 : 建築鋼構造の理論と設計、2003.8
- [4.4] 建築行政情報センター、日本建築防災協会 : 2020 年度版建築物の構造関係技術基準解説書、2020
- [4.5] 日本建築防災協会 : 2017 年改定版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説、2017.7

5. 設計例（鉄骨枠および接合要素）

5.1. 想定建物

本章では、第IV-2編の技術ガイドラインの1.4節で建築物全体の構造安全性の確認を行った5階建てのRC造壁式構造住宅（1965年建設）を対象に、鉄骨枠による開口新設補強を行う場合の鉄骨枠や壁板－鉄骨枠間の接合要素の保証設計の手順を例示する。想定建物は、技術ガイドラインと同様にCase1と呼称する。図5.1.1～図5.1.4に建築物全体の平面図、各構面の平面図、立面図を、表5.1.1～表5.1.3に各部の寸法、配筋を示す。

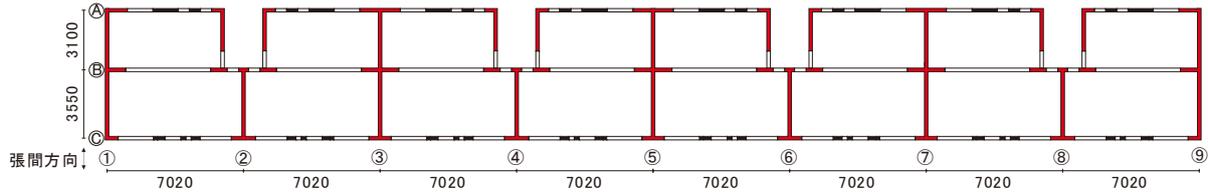
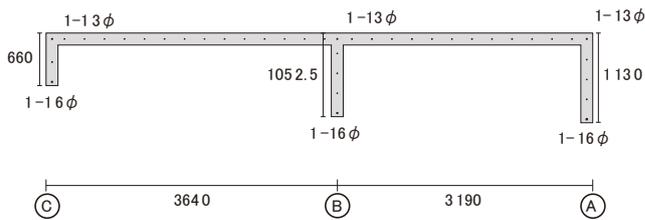
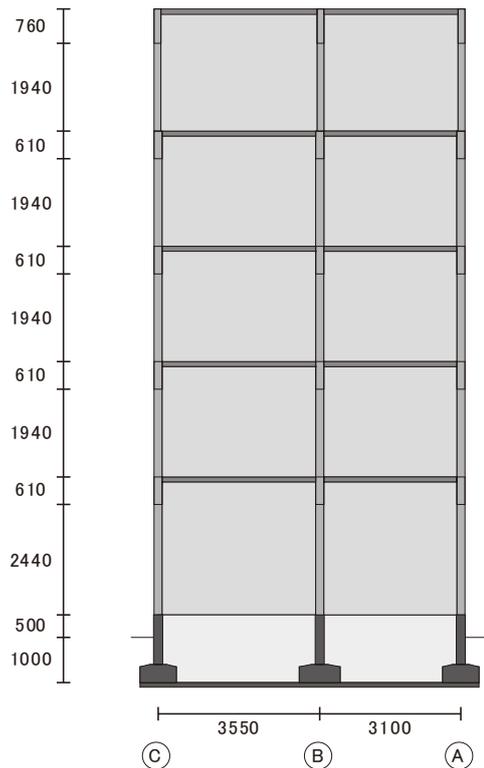


図5.1.1 設計例の平面図（単位：mm）

5F 1,9構面



1,9構面



1~4F 1,9構面

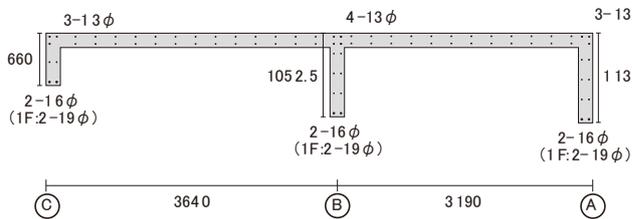


図5.1.2 設計例の構面1、9の平面図および側面図（単位：mm）

IV-3. 設計マニュアル

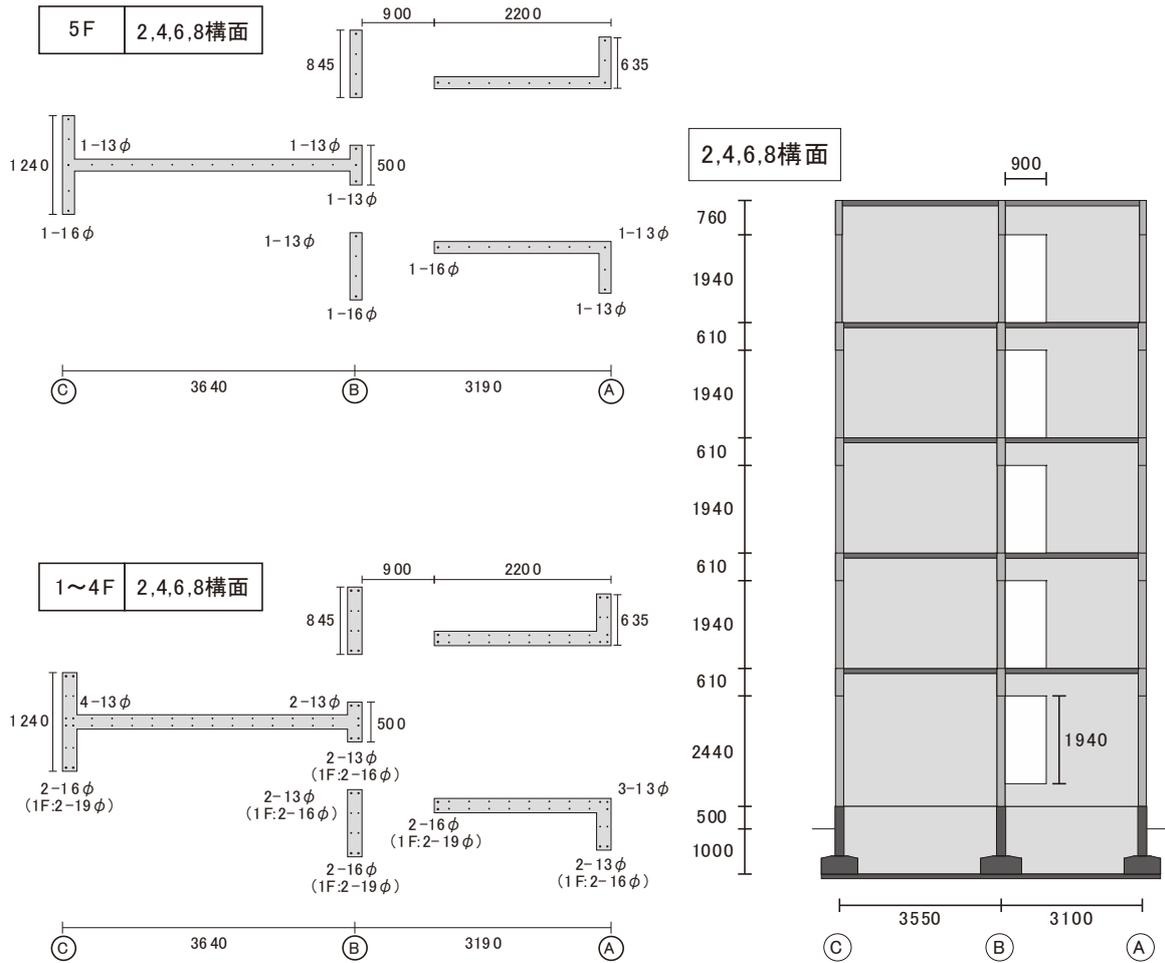


図5.1.3 設計例の構面 2、4、6、8 の平面図および側面図 (単位 : mm)

IV-3. 設計マニュアル

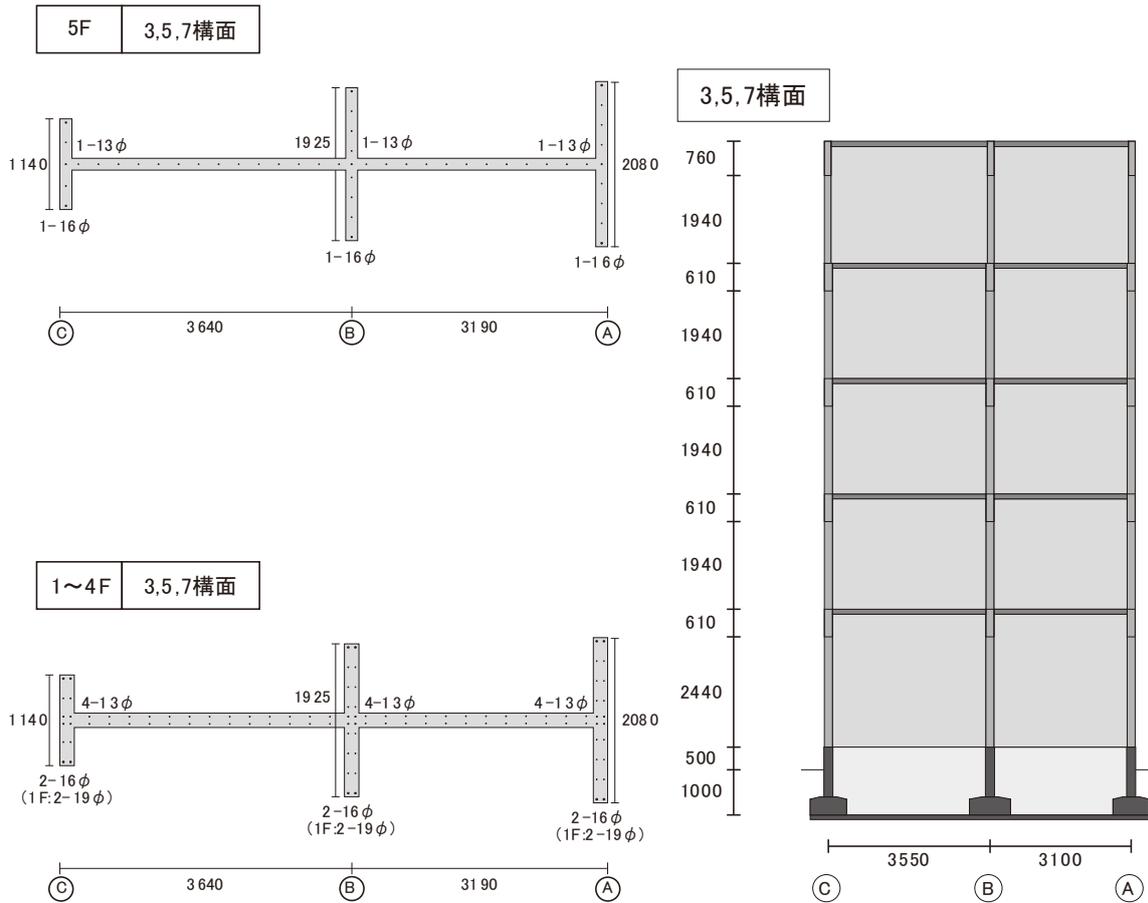


図5.1.4 設計例の構面3、5、7の平面図および側面図（単位：mm）

表5.1.1 設計例における各部の寸法、配筋（構面1、9）

(a) 壁板

階	壁厚 (mm)	配筋	端部補強筋			直交壁端		
			C通り	B通り	A通り	C通り	B通り	A通り
5F	150	1-9φ@250	1-13φ	1-13φ	1-13φ	1-16φ	1-16φ	1-16φ
4F	180	2-9φ@250	3-13φ	4-13φ	3-13φ	2-16φ	2-16φ	2-16φ
3F	180	2-9φ@250	3-13φ	4-13φ	3-13φ	2-16φ	2-16φ	2-16φ
2F	180	2-9φ@250	3-13φ	4-13φ	3-13φ	2-16φ	2-16φ	2-16φ
1F	180	2-9φ@250	3-13φ	4-13φ	3-13φ	2-19φ	2-19φ	2-19φ

(b) 壁梁

階	C-B区間				B-A区間			
	梁幅 (mm)	梁せい (mm)	引張鉄筋	せん断 補強筋	梁幅 (mm)	梁せい (mm)	引張鉄筋	せん断 補強筋
RF	150	760	1-13φ	1-9φ@250	150	760	1-13φ	1-9φ@250
5F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250
4F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250
3F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250
2F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250

IV-3. 設計マニュアル

表5.1.2 設計例における各部の寸法、配筋（構面 2、4、6、8）

(a) 壁板

階	壁厚 (mm)	配筋	端部補強筋				直交壁端			
			C通り	B通り (W2)	B通り (W2')	A通り	C通り	B通り (W2)	B通り (W2')	A通り
5F	150	1-9φ@250	1-13φ	1-13φ	1-13φ	1-13φ	1-16φ	1-16φ	1-13φ	1-16φ
4F	180	2-9φ@250	4-13φ	2-9φ+2-13φ	2-9φ+2-13φ	3-13φ	2-16φ	2-16φ	2-13φ	2-16φ
3F	180	2-9φ@250	4-13φ	2-9φ+2-13φ	2-9φ+2-13φ	3-13φ	2-16φ	2-16φ	2-13φ	2-16φ
2F	180	2-9φ@250	4-13φ	2-9φ+2-13φ	2-9φ+2-13φ	3-13φ	2-16φ	2-16φ	2-13φ	2-16φ
1F	180	2-9φ@250	4-13φ	2-9φ+2-13φ	2-9φ+2-13φ	3-13φ	2-19φ	2-19φ	2-16φ	2-19φ

(b) 壁梁

階	C-B区間				B-A区間			
	梁幅 (mm)	梁せい (mm)	引張鉄筋	せん断 補強筋	梁幅 (mm)	梁せい (mm)	引張鉄筋	せん断 補強筋
RF	150	760	1-13φ	1-9φ@250	150	760	2-13φ	1-9φ@250
5F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250
4F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250
3F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-19φ	2-9φ@250
2F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-19φ	2-9φ@250

(c) 壁梁（開口上下）

階	B-A区間（開口上下）			
	梁幅 (mm)	梁せい (mm)	引張鉄筋	せん断 補強筋
RF	150	760	2-13φ	1-9φ@250
5F	180	610	2-16φ	2-9φ@250
4F	180	610	4-19φ	2-9φ@250
3F	180	610	4-19φ	2-9φ@100
2F	180	610	2-16φ+2-19φ	2-9φ@100

表5.1.3 設計例における各部の寸法、配筋（構面 3、5、7）

(a) 壁板

階	壁厚 (mm)	配筋	端部補強筋			直交壁端		
			C通り	B通り	A通り	C通り	B通り	A通り
5F	150	1-9φ@250	1-13φ	1-13φ	1-13φ	1-16φ	1-16φ	1-16φ
4F	180	2-9φ@250	3-13φ	4-13φ	3-13φ	2-16φ	2-16φ	2-16φ
3F	180	2-9φ@250	3-13φ	4-13φ	3-13φ	2-16φ	2-16φ	2-16φ
2F	180	2-9φ@250	3-13φ	4-13φ	3-13φ	2-16φ	2-16φ	2-16φ
1F	180	2-9φ@250	3-13φ	4-13φ	3-13φ	2-19φ	2-19φ	2-19φ

(b) 壁梁

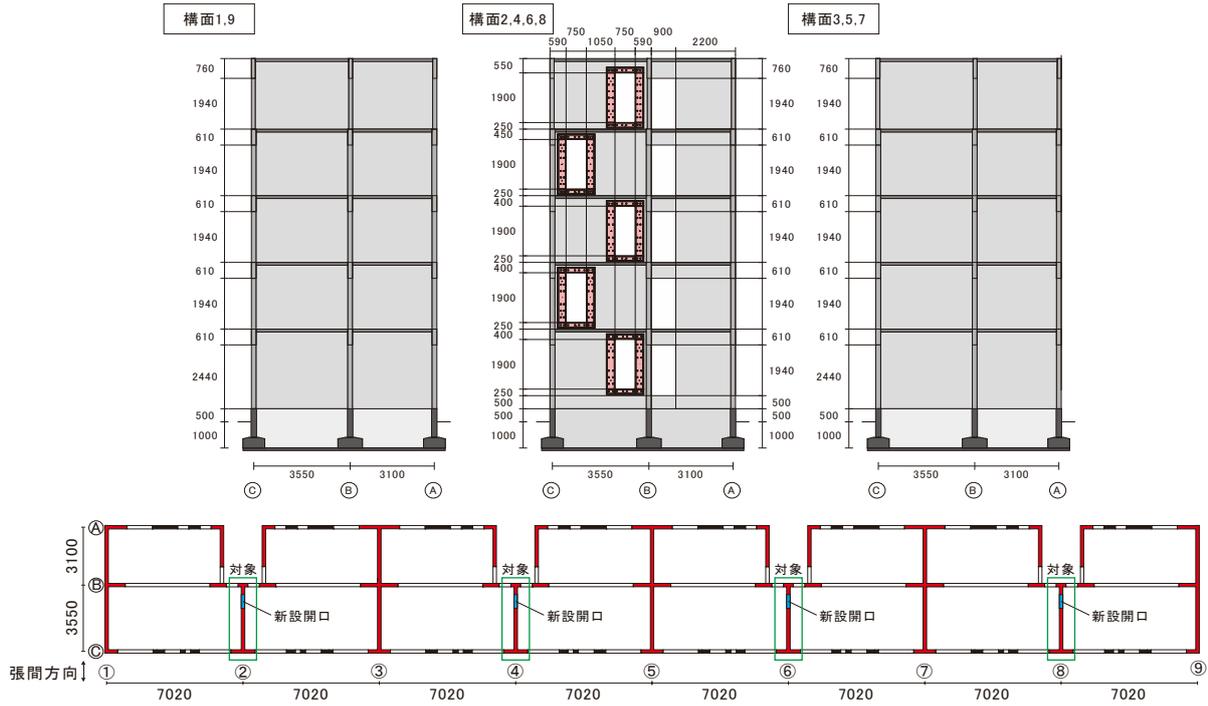
階	C-B区間				B-A区間			
	梁幅 (mm)	梁せい (mm)	引張鉄筋	せん断 補強筋	梁幅 (mm)	梁せい (mm)	引張鉄筋	せん断 補強筋
RF	150	760	1-13φ	1-9φ@250	150	760	1-13φ	1-9φ@250
5F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250
4F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250
3F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250
2F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250

5.2. 鉄骨枠による開口新設補強のパターン

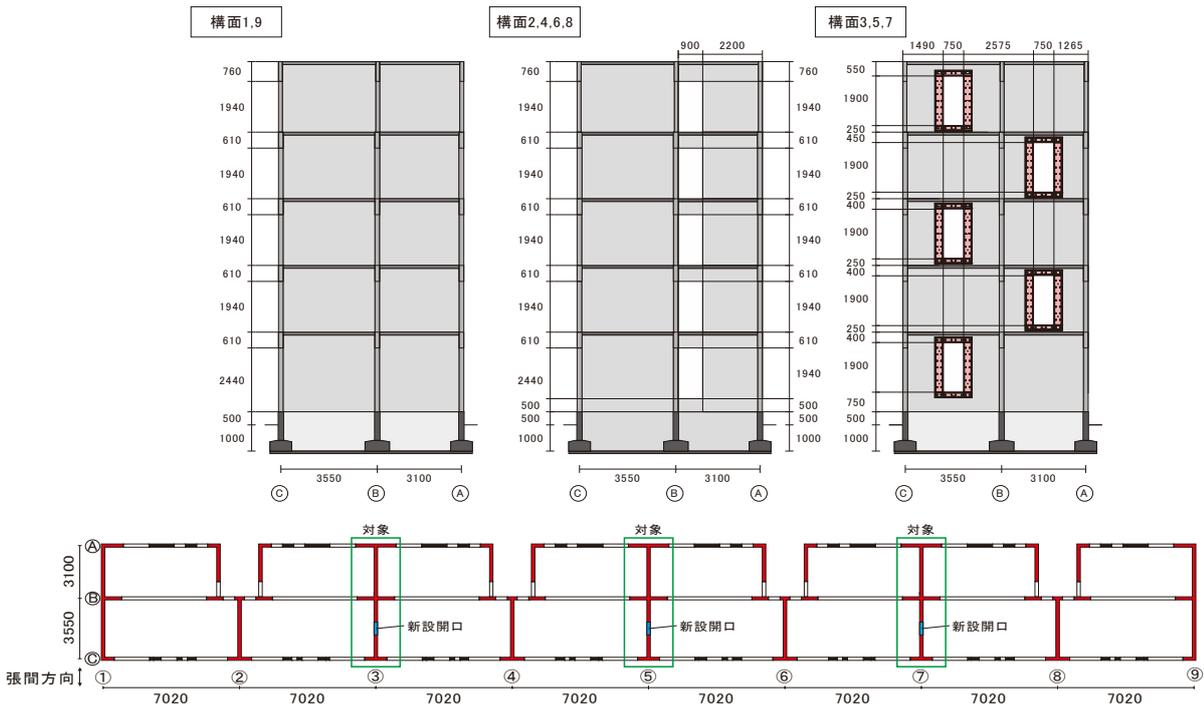
設計例として鉄骨枠による開口新設補強を行う戸境壁のパターンを図5.2.1に示す。ここではCase1とした想定建物に対して、1～5階の全ての戸境壁に新設開口を設ける場合に対応できるように、技術ガイドラインの1.4節で建築物全体の構造安全性の確認を行ったCase4（構面2、4、6、8の1～5階の全ての戸境壁で開口新設を行う場合を想定）、Case5（構面3、5、7の1～5階の全ての戸境壁で開口新設を行う場合を想定）を例に挙げて鉄骨枠および接合部の設計を行う。なお、いずれも1.3節で示した適用条件は満足しているものとする。

なお、技術ガイドラインでは、同じく1.4節で建築物全体の構造安全性の確認を行った図5.2.2に示すCase2（構面2の1階の戸境壁のみに開口新設を行う場合）、Case3（構面3の1階の戸境壁のみに開口新設を行う場合）のように、2住戸を所有する区分所有者が個別に開口形成を行うような小規模な改修も含めて適用範囲や制約等を設定しているが、以降の計算に用いるのは基本的に5.1節で示した想定建物（Case1）の情報なので、例えば、図5.2.2に示す構面2や構面3の1階の戸境壁の開口新設時に用いる鉄骨枠や接合部は、図5.2.1に示す構面2、4、6、8や構面3、5、7の1階の戸境壁の開口新設時に用いる鉄骨枠や接合部と同じとしている。

IV-3. 設計マニュアル



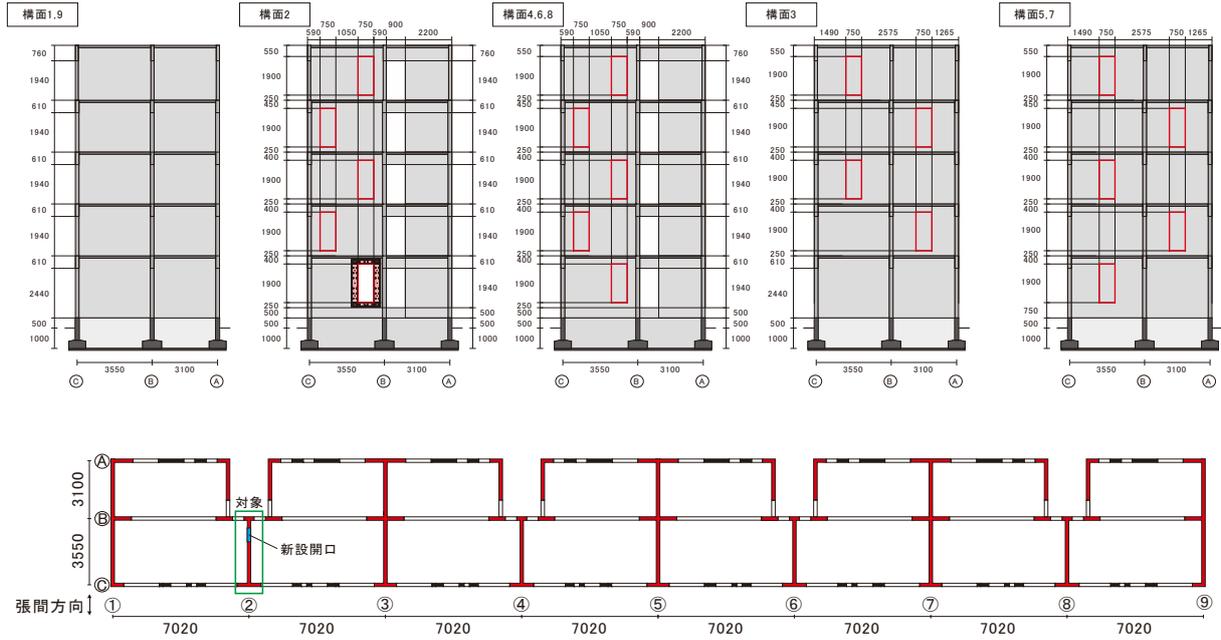
(a) 構面 2、4、6、8 に開口を設ける場合 (Case4)



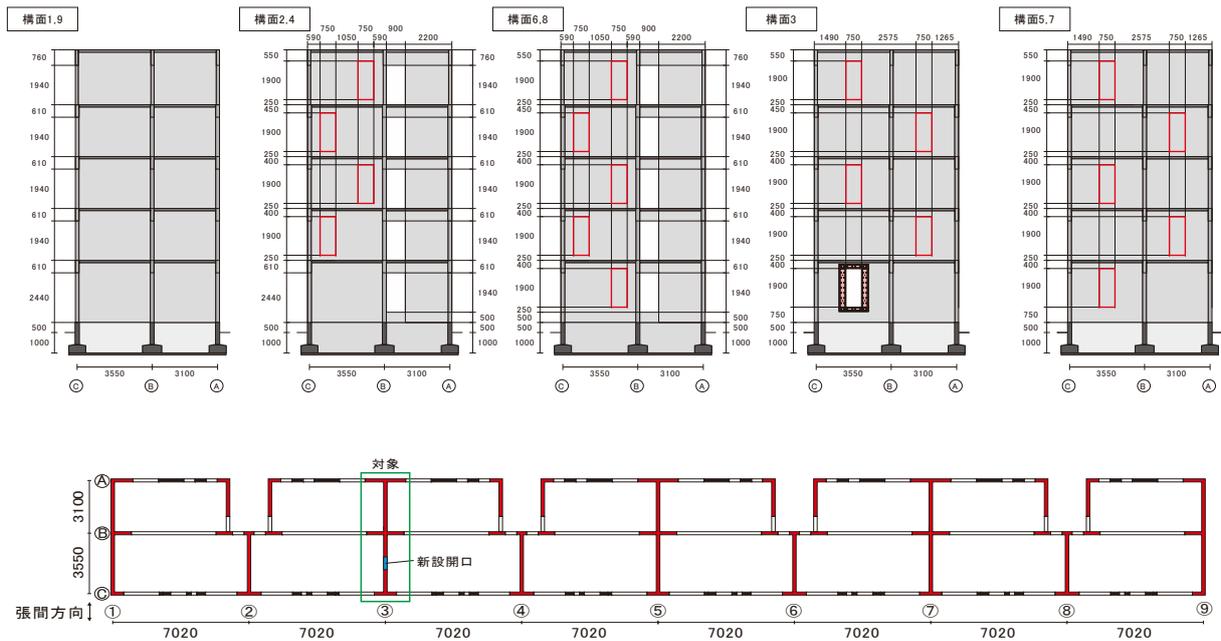
(b) 構面 3、5、7 に開口を設ける場合 (Case5)

図5.2.1 鉄骨枠による新設補強を行うケース (複数住戸、単位 : mm)

IV-3. 設計マニュアル



(a) 構面 2 の 1 階に開口を設ける場合 (Case2)



(b) 構面 3 の 1 階に開口を設ける場合 (Case3)

(図中の赤囲いは、今後鉄骨柱補強を行う場合に開口の新設補強が可能な位置を示す)

図5.2.2 鉄骨柱による新設補強を行うケース (一住戸のみ、単位 : mm)

5.3. 鉄骨枠および接合要素の設定

設計例に使用する鉄骨枠および接合要素の詳細を表5.3.1に示す。また、図5.3.1～図5.3.6に補強に用いる鉄骨枠の形状を、図5.3.7～図5.3.12に鉄骨枠の壁板への配置状況を示す断面図を、図5.3.13～図5.3.18に鉄骨枠の壁板への配置状況を示す側面図を、図5.3.19～図5.3.24に壁板におけるコンクリートのはつりや壁縦横筋の定着状況、コンクリートの打ち直し位置、ボルト孔の位置等を整理した側面図を示す。

鉄骨枠は、第IV-5編に概要を示す加力実験と同様に、新設開口を補強することで、戸境壁のせん断耐力を回復し、開口新設前と同等の水平耐力を確保することを目標としており、鉄骨枠をモーメントフレームとして挙動させるため、開口の上側だけでなく、下側にも補強を施している。以下に鉄骨枠、ボルト接合、接着接合に関する留意点を整理する。

なお、構面2と3、また、1～4階と5階では、補強対象となる戸境壁の壁厚や軸力、せん断耐力等の条件が異なるが、住棟に及ぼす影響をできるだけ軽減することが望ましいため、ここでは鉄骨枠の重量をできるだけ小さくするために、4種類の鉄骨枠を対象とする戸境壁によって使い分ける形を想定している。また、後述するように、構面3、5、7では、構面2、4、6、8と比較して、鉄骨枠によって回復する必要がある戸境壁のせん断耐力が大きくなるため、今回の設計例では、接着接合の場合、境界面における十分なせん断耐力を確保することができなかつた。そのため、表5.3.1に示すように、本設計例では、接着接合を採用できるのは、構面2、4、6、8に、新設開口を設ける場合のみに制限している。

(鉄骨枠)

- ・ 鉄骨枠の挙動が大変形時まで弾性域に留まるように、鋼材の材種はSN490とした。
- ・ 鉄骨枠は2本の柱材と2本の梁材によって構成される骨組であり、2枚の鉄骨枠を既存躯体の壁板の両側から挟み込むように設置する。
- ・ 新設開口の高さをできるだけ大きくするために、鉄骨枠の梁せい(200mm)は、柱せい(300mm)よりも小さく設定しており、且つ、開口下の段差が大きくなるように配慮している。
- ・ 鉄骨枠の柱材と梁材の断面寸法はコ形を基本としているが、開口際では開口側面のコンクリートから伝達される支圧力が鉄骨枠に伝達できるように、フランジの一端を壁板の内側に延長している。
- ・ 既存のH形鋼のフランジを切断して柱材や梁材に使用する等、既製品を利用できた方が効率的であるが、本設計例では戸境壁のせん断耐力に見合う部材が見つからなかつたため、ウェブ、フランジを構成する鋼板を溶接することによって製作する形を想定している。なお、通常は、それぞれの鋼材を完全溶け込み溶接で接合するのが一般的と思われるが、ここでは、施工精度の確保やコスト低減に加え、鉄骨枠に塑性域の変形性能は求めていないことから、図中に示すように、ウェブとフランジを構成する一枚の鉄板にフランジの一部を両面隅肉溶接で接合する形としている。そのため、鉄骨枠の外周部は、両面隅肉溶接を行うためにウェブが15mmずつ延長した形状としている。
- ・ 曲げモーメントに対する余裕度が小さい梁材では、フランジを柱梁接合部まで延長しているが、曲げモーメントに対する余裕度が大きい柱材では、フランジを梁フランジの側面に完全

溶け込みで溶接している。

- 仕口面において、既存壁板と鉄骨枠の間に無収縮モルタル（ボルト接合）やエポキシ樹脂（接着接合）が無理なく充填されるように、また隅肉溶接部（サイズは 10mm、12mm のいずれか）が既存壁板と接触しないように、両者の間には 20mm（ボルト接合）もしくは 10mm（接着接合）のクリアランスを確保している。

（接着接合）

- 接着接合を採用する場合には、接着面での破壊が生じないように、コンクリートよりも強度が十分に高く、充填性に優れたエポキシ樹脂を用いる。
- 既存躯体との接着面となる内側の部分について、接着強度が確保できるように、ブラスト処理を行い、防錆剤の塗布を行う。
- 既存躯体側についても、接着強度が確保できるように、表面のサンダーケレンを行う。
- 戸境壁のせん断破壊時に、鉄骨枠が脱落するおそれがあるため、開口際で内側に延長したフランジを相互に溶接する、部分的にボルト接合を採用する等に対応を取ることが望ましい。

（ボルト接合）

- ボルト接合（1～4 階では直径 20mm、5 階では直径 16mm）を採用する場合には、鉄骨枠にボルト貫通用、無収縮モルタル充填用の孔を設けているが、ボルトのだぼ作用によるせん断伝達に期待するため、鉄骨枠に設けたボルト貫通用の孔の直径はボルトの直径（20mm）＋2mm とし、壁板に設けた孔（1～4 階では直径 40mm、5 階では直径 32mm）で施工誤差の調整を行うこととしている。
- 既存壁板の壁縦筋や壁横筋と干渉しないように、既存躯体や鉄骨枠に設けるボルト孔の位置を決定する必要がある。鉄骨枠に設けたボルト貫通用の孔は、本来は鉄骨枠の材軸に対して線対称に配置することが理想だが、構面 2、4、6、8 の戸境壁ではそのような配置が行えていない。
- せん断伝達に必要なボルト数は、耐震改修設計指針・同解説^[5.1]に基づいて計算すればよいが、同 3.9.5 項の構造規定をできるだけ満足するように、ボルトの配置を決めることが望ましい。

（耐震改修設計指針・同解説^[5.1]の 3.9.5 項の構造規定）

ボルトの軸径：13mm 以上、22mm 以下

ピッチ：7.5da 以上

ゲージ：5.5da 以上

へりあき：5da 以上（鉄骨枠の最外縁フランジからの距離）

埋め込み長さ：4da 以上（本設計例では、壁厚の半分を埋め込み長さとする）

（da はボルトの軸径）

（壁板）

- 打ち直しを行うコンクリートの設計基準強度は $F_c=33\text{N/mm}^2$ とし、既存躯体のコンクリート

IV-3. 設計マニュアル

の設計基準強度 ($F_c=16.2\text{N/mm}^2$) の2倍近い値とした。

- 開口際で切断した壁横筋には、折り曲げもしくは溶接によって 180 度フックを設け、壁板のせん断伝達に寄与するように定着している。溶接を行う場合は、既存の壁横筋 (9φ、SR235) を上回る直径、規格降伏点を有する鉄筋を用いる。
- 開口際で切断した壁横筋には、折り曲げもしくは溶接によって 90 度フックを設け、折り曲げた先で十分な定着長 (40da 以上) を確保している。これは、壁縦筋が壁脚の危険断面において引張降伏する場合にも、開口新設前と同等な軸耐力や曲げ耐力を確保するためである。溶接を行う場合は、既存の壁横筋 (9φ、SR235) を上回る直径、規格降伏点を有する鉄筋を用いる。

表5.3.1 設計例において各構面に設置する鉄骨枠の寸法と接続方法

寸法、配筋				
構面	構面2, 4, 6, 8		構面3, 5, 7	
設置階	1~4F	5F	1~4F	5F
壁板(既存部分)				
壁厚	180mm	150mm	180mm	150mm
壁縦筋	2- ϕ 9@250	1- ϕ 9@250	2- ϕ 9@250	1- ϕ 9@250
壁縦筋	2- ϕ 9@250	1- ϕ 9@250	2- ϕ 9@250	1- ϕ 9@250
コンクリート	Fc=165kgf/cm ²			
鉄筋	SR235			
壁板(打ち直し部分)				
壁厚	180mm	150mm	180mm	150mm
溶接鉄筋	ϕ 9			
コンクリート	普通コンクリート(Fc=33N/mm ²)			
鉄筋	SR295			
鉄骨柱(片側分)				
フランジ幅(外周)	115mm	100mm	115mm	100mm
フランジ幅(内周)	200mm	185mm	225mm	185mm
せい	300mm(+15mm)			
フランジ厚	16mm	12mm	19mm	12mm
ウェブ厚	12mm	12mm	16mm	12mm
材種	SN490			
鉄骨梁(片側分)				
フランジ幅(外周)	115mm	100mm	115mm	100mm
フランジ幅(内周)	200mm	185mm	225mm	185mm
せい	200mm(+15mm)			
フランジ厚	19mm	12mm	25mm	19mm
ウェブ厚	12mm	12mm	16mm	12mm
材種	SN490			
ボルト接合: グラウト材(壁板-鉄骨枠間)				
材種	無収縮性高強度グラウト材 (日本プライススリーブ株式会社 SSモルタル等)			
圧縮強度	80N/mm ² 以上			
ボルト接合: 止め付けボルト				
本数×直径(鉄骨柱)	12-M20	14-M16	14-M20	14-M16
本数×直径(鉄骨梁[接合部含む])	8-M20	8-M16	8-M20	8-M16
材種	強度区分5.6			
接着接合: 接着材(壁板-鉄骨枠間)				
材種	低粘度型高強度エポキシ樹脂 (コニシ株式会社 ボンデE2300S等)			
引張強さ	35N/mm ² 以上			
圧縮降伏強さ	70N/mm ² 以上			
引張せん断強度	14N/mm ² 以上			

IV-3. 設計マニュアル

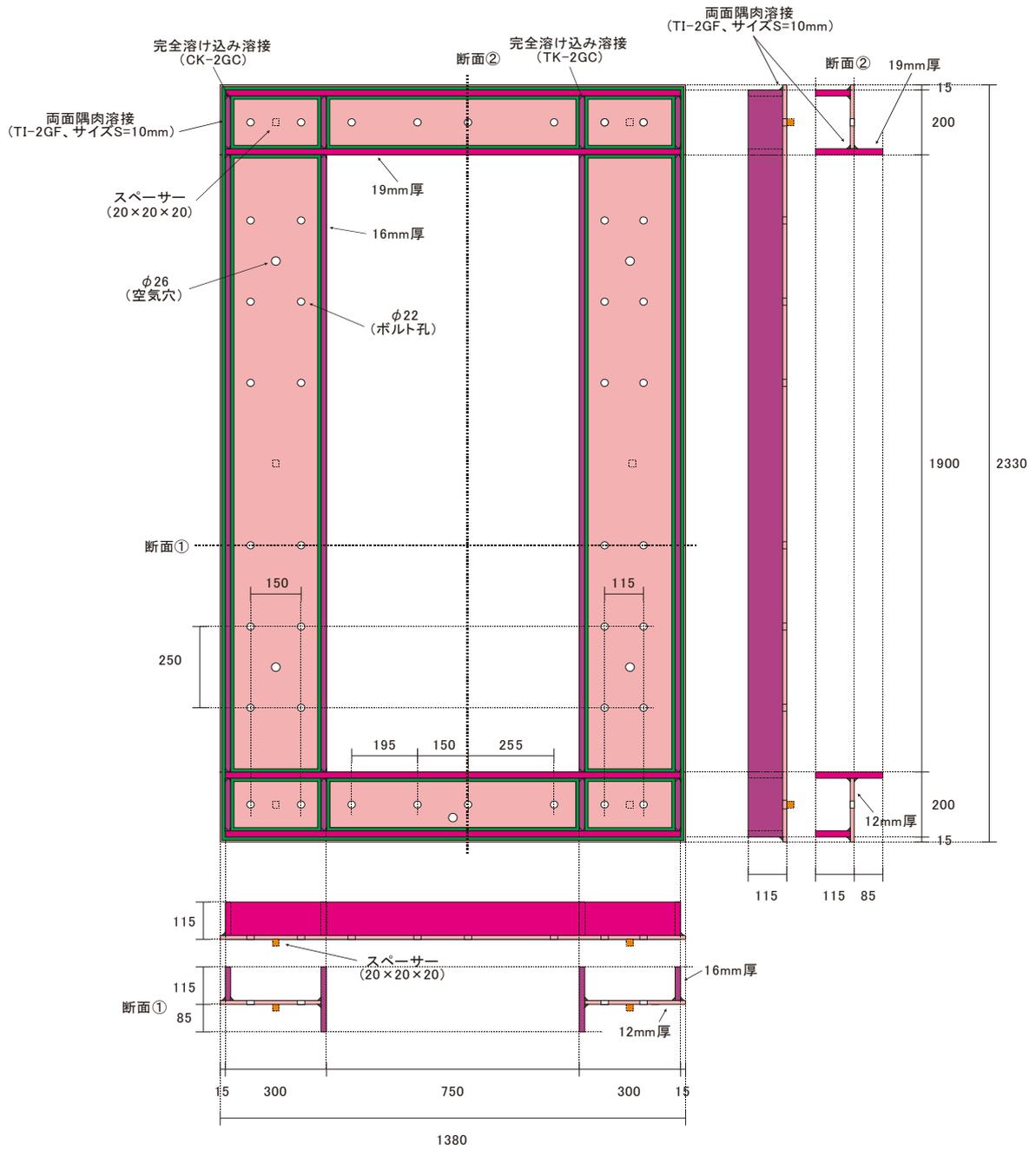


図5.3.1 鉄骨柱の形状 (構面 2・4・6・8、1~4階、ボルト接合、単位 : mm)

IV-3. 設計マニュアル

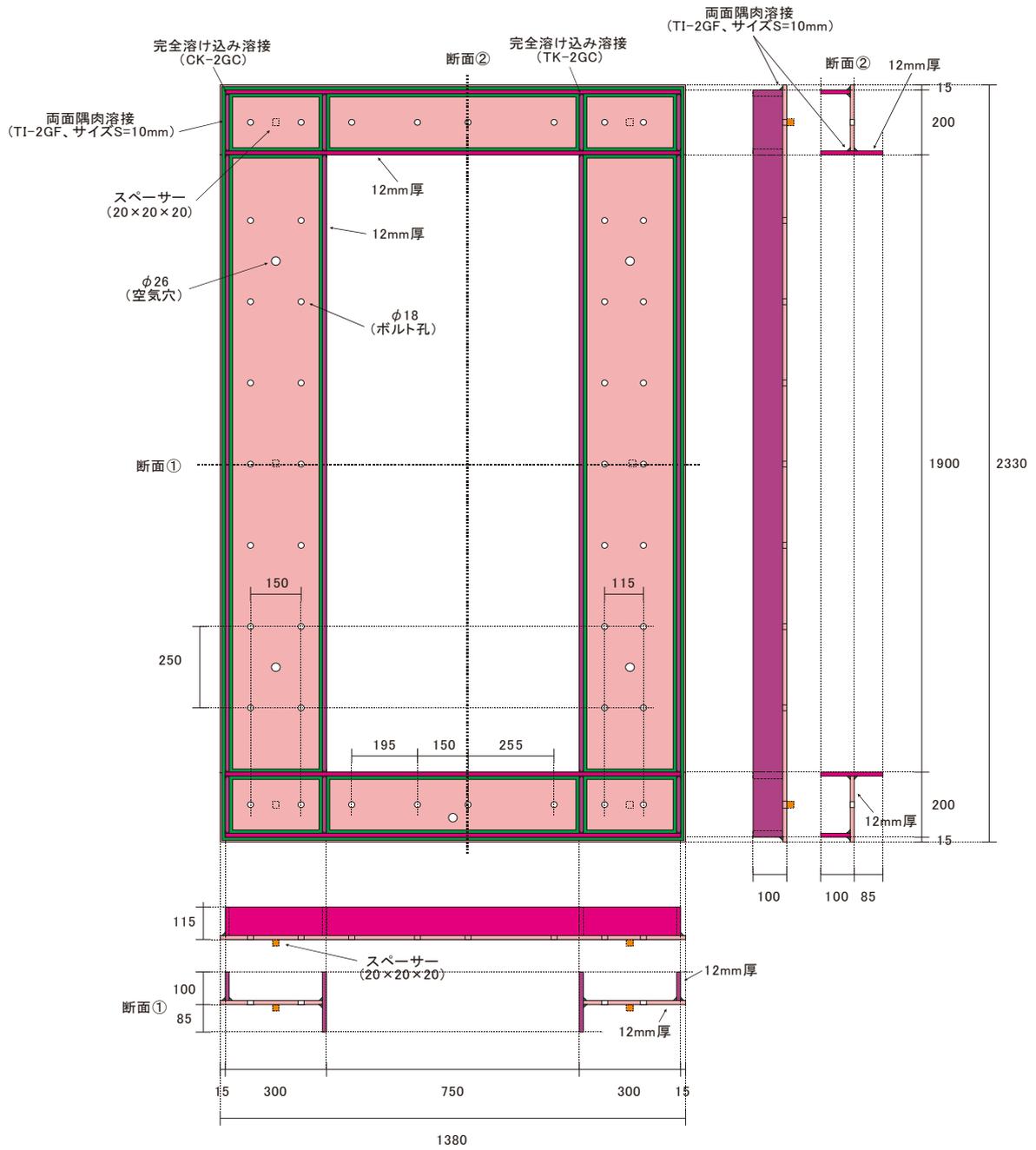


図5.3.2 鉄骨柱の形状 (構面 2・4・6・8、5階、ボルト接合、単位：mm)

IV-3. 設計マニュアル

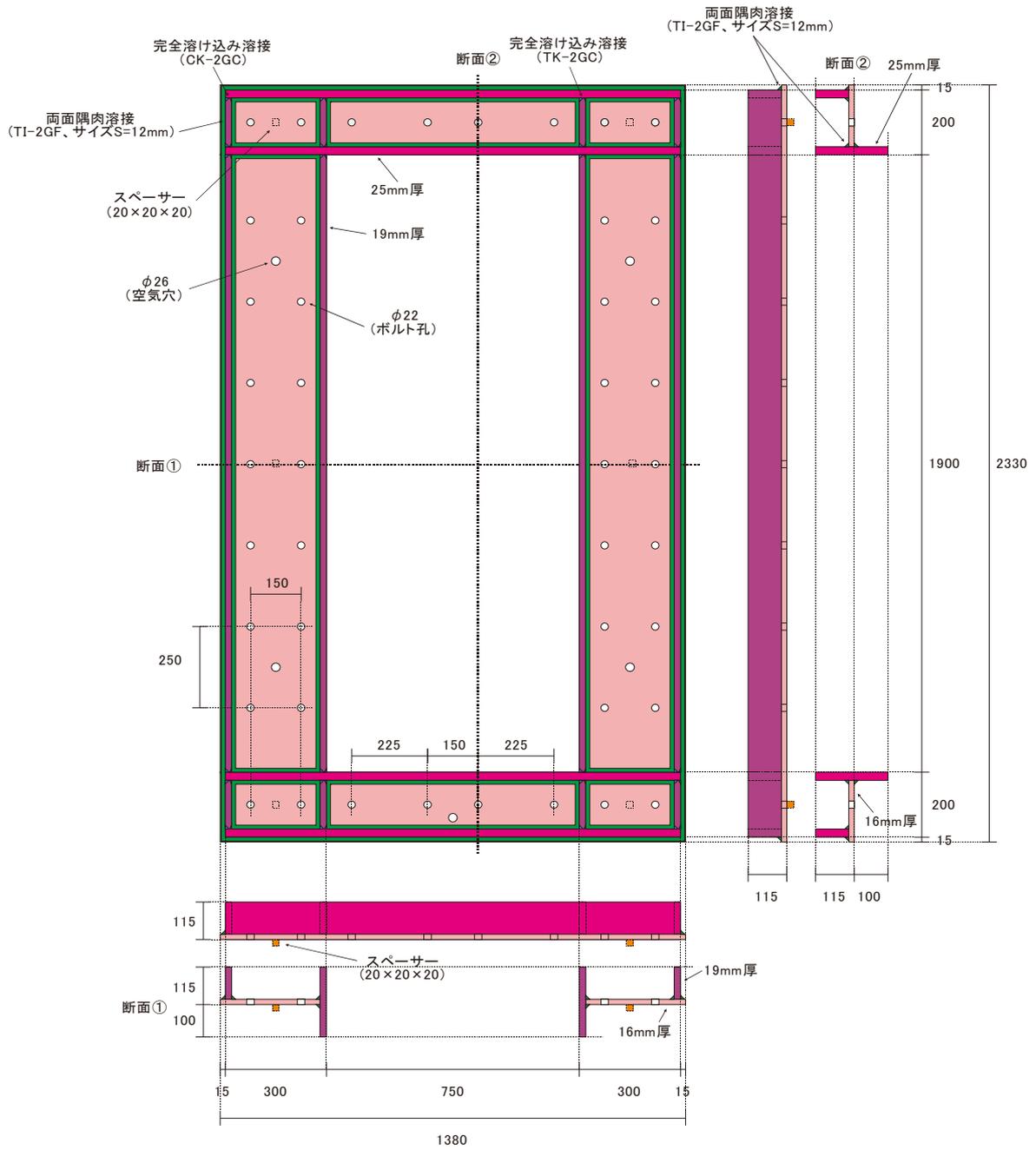


図5.3.3 鉄骨枠の形状 (構面 3・5・7、1~4階、ボルト接合、単位：mm)

IV-3. 設計マニュアル

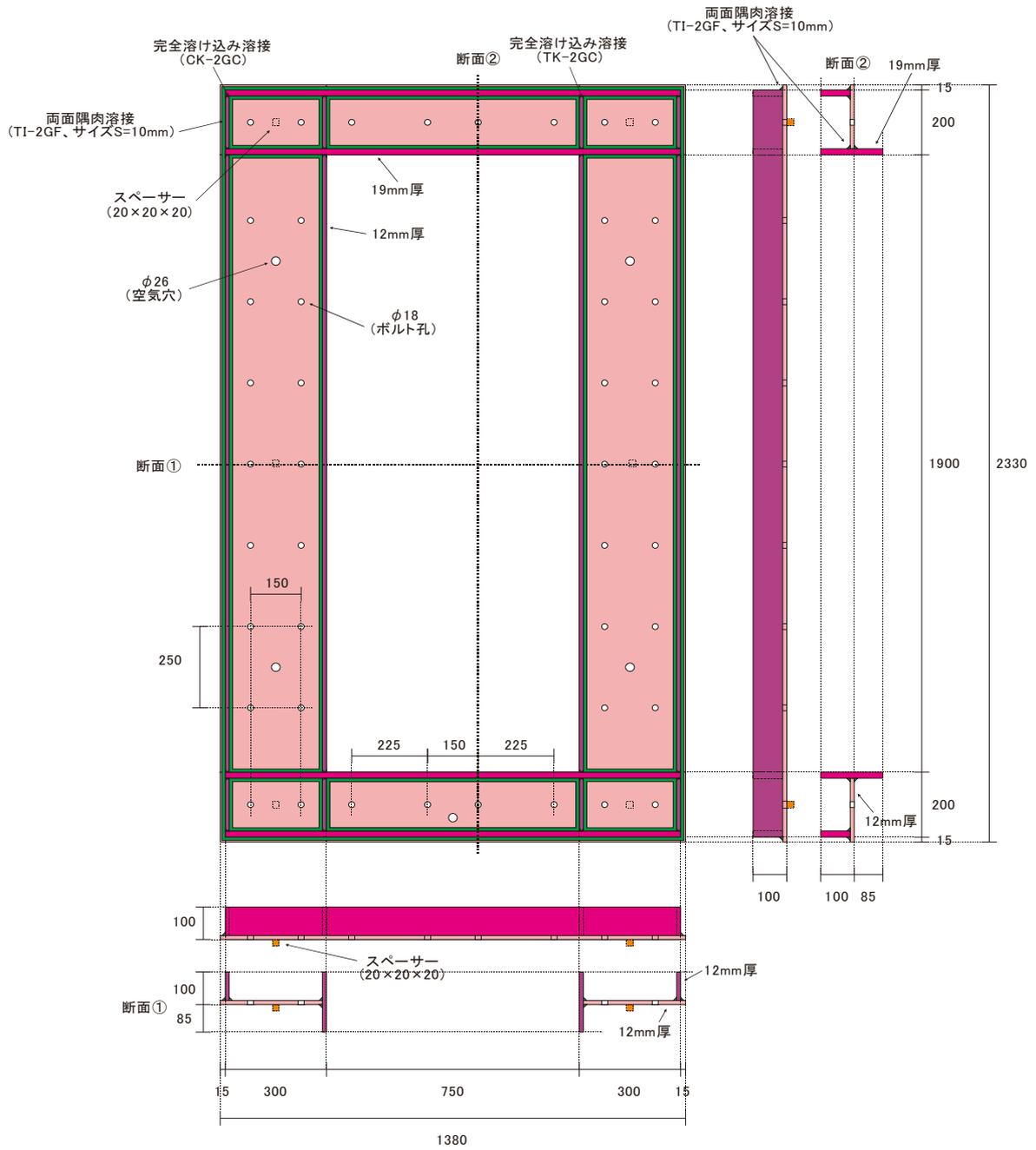


図5.3.4 鉄骨柱の形状（構面3・5・7、5階、ボルト接合、単位：mm）

IV-3. 設計マニュアル

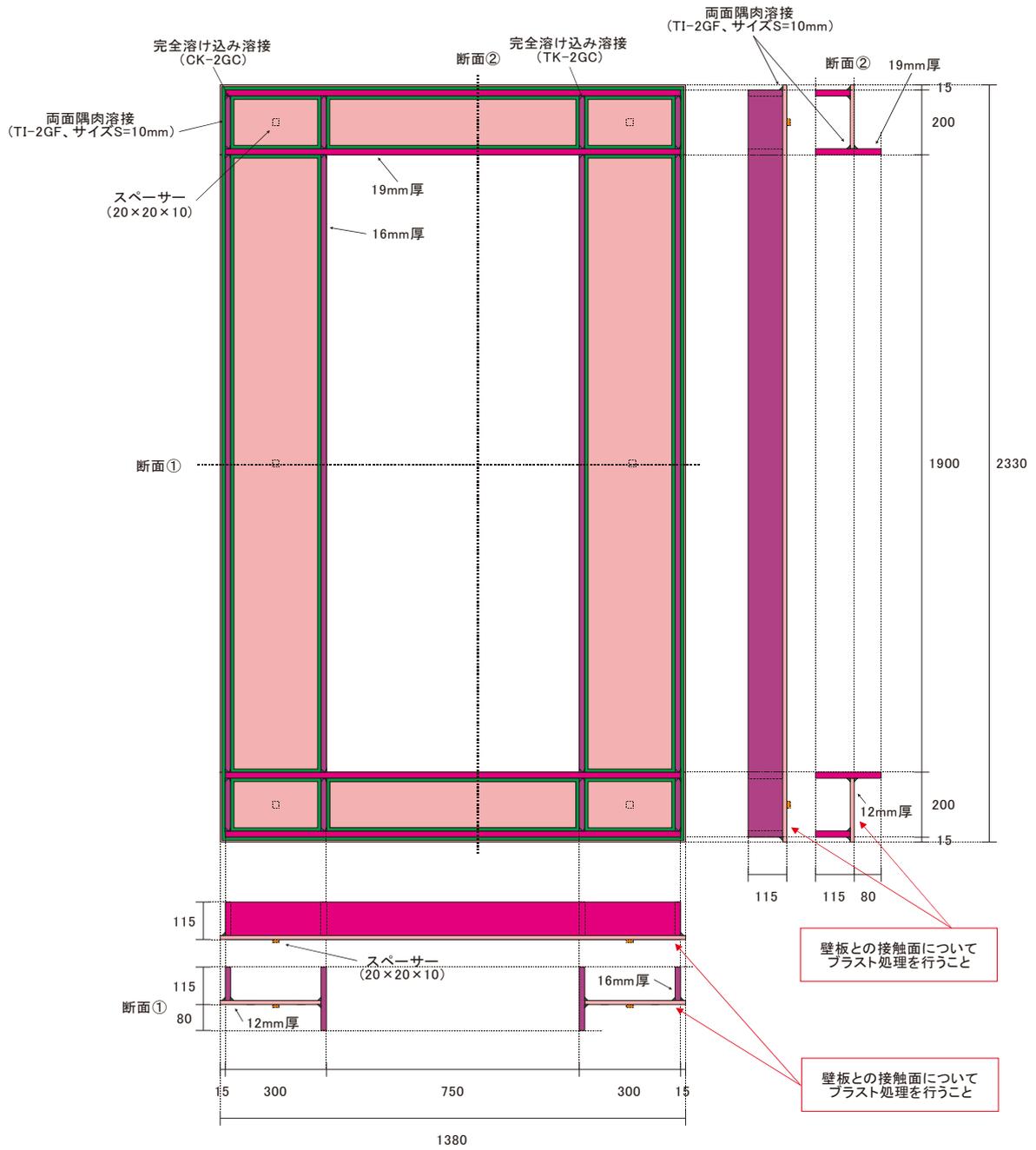


図5.3.5 鉄骨枠の形状 (構面 2・4・6・8、1~4階、接着接合、単位：mm)

IV-3. 設計マニュアル

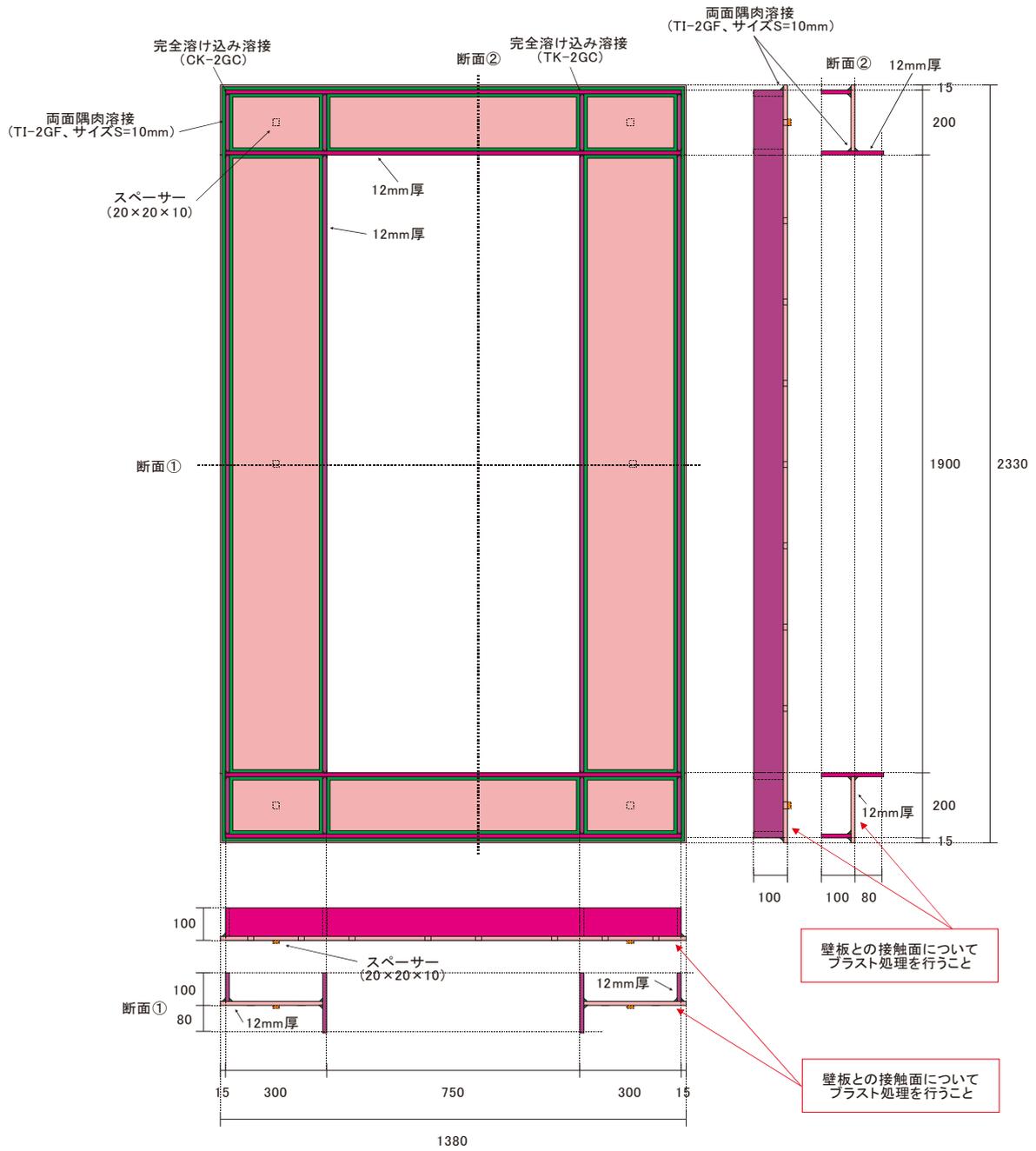


図5.3.6 鉄骨柱の形状 (構面 2・4・6・8、5階、接着接合、単位 : mm)

IV-3. 設計マニュアル

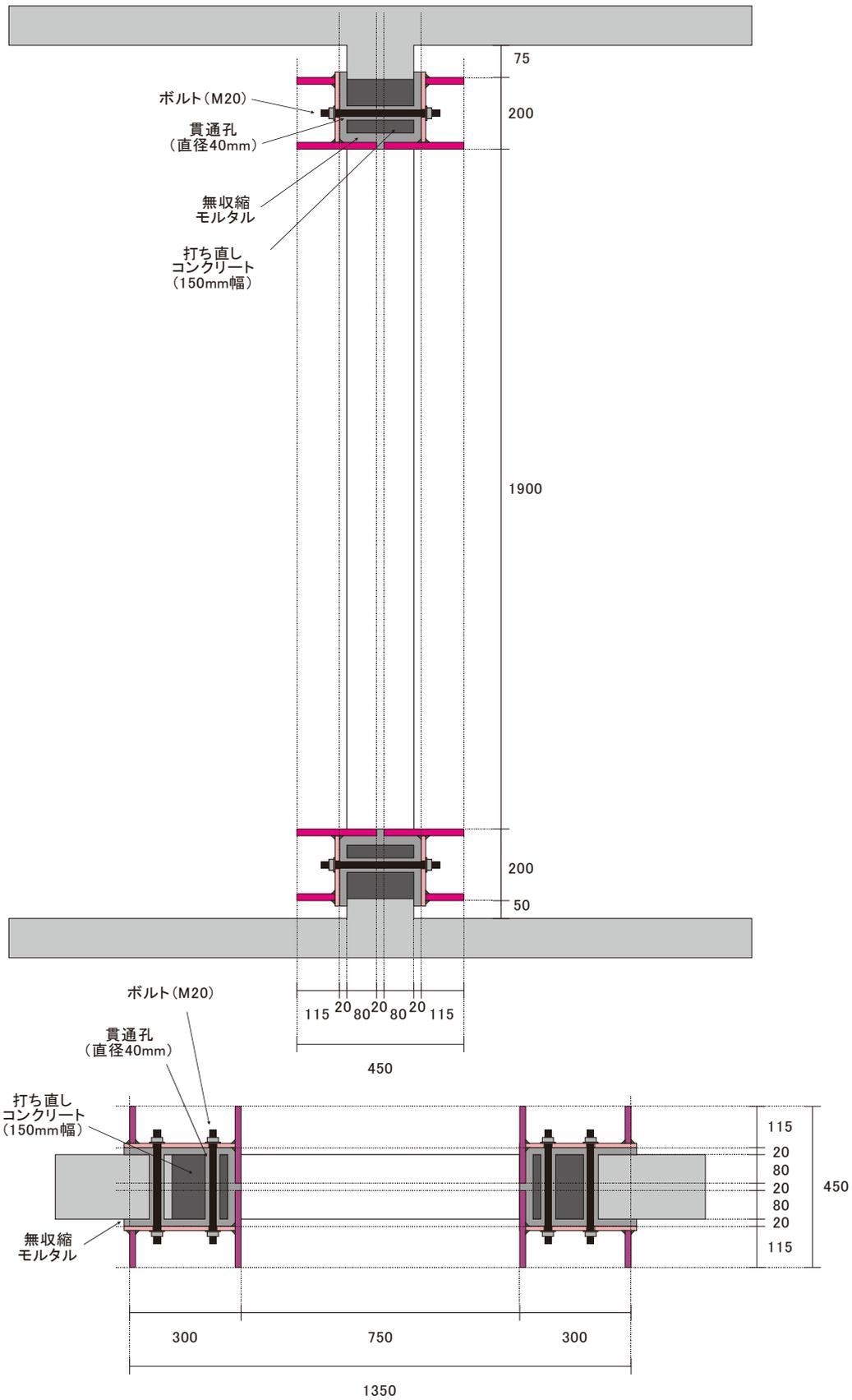


図5.3.7 鉄骨柱の配置状況 1 (構面 2・4・6・8、1~4階、ボルト接合、単位 : mm)

IV-3. 設計マニュアル

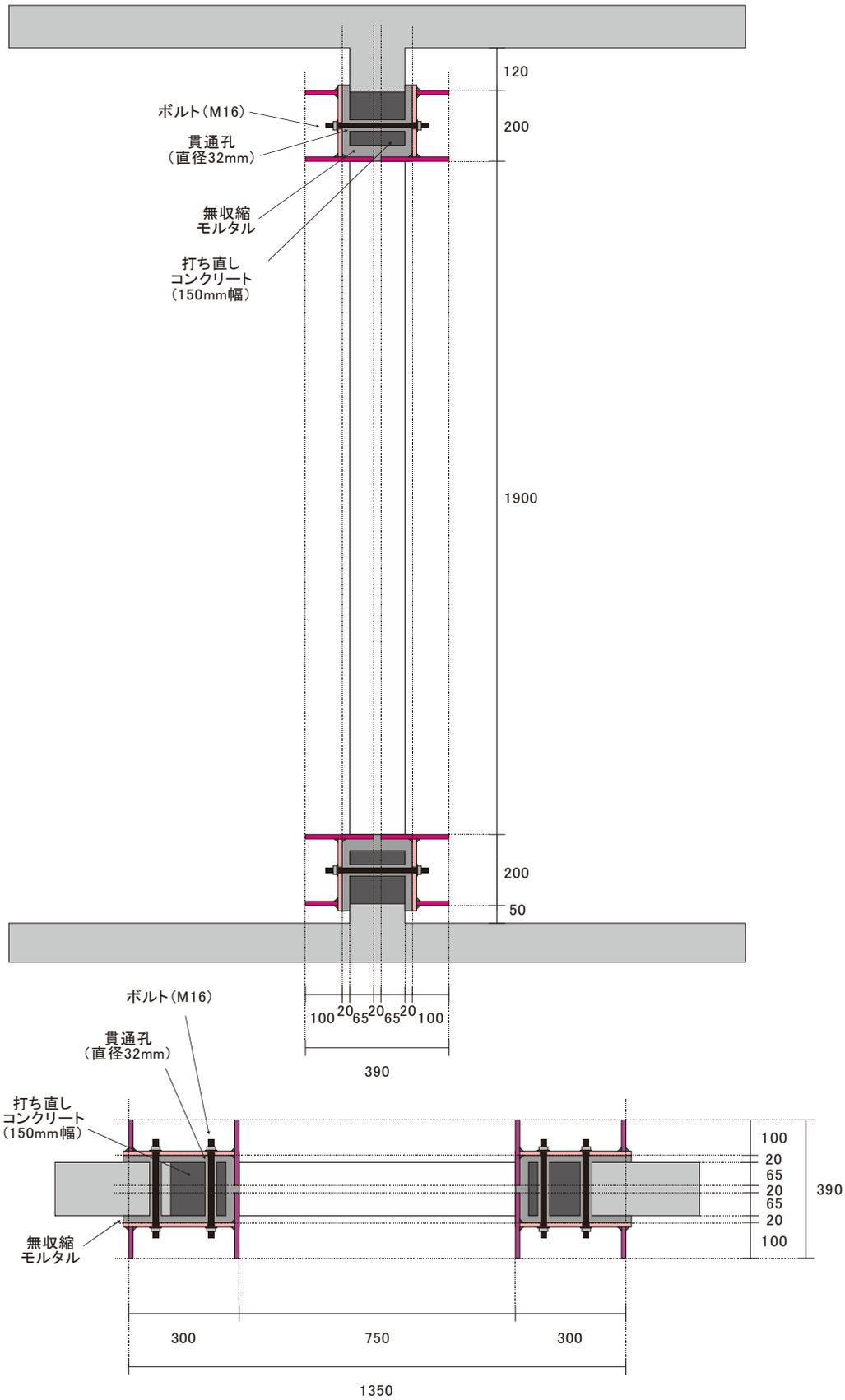


図5.3.8 鉄骨柱の配置状況1 (構面 2・4・6・8、5階、ボルト接合、単位 : mm)

IV-3. 設計マニュアル

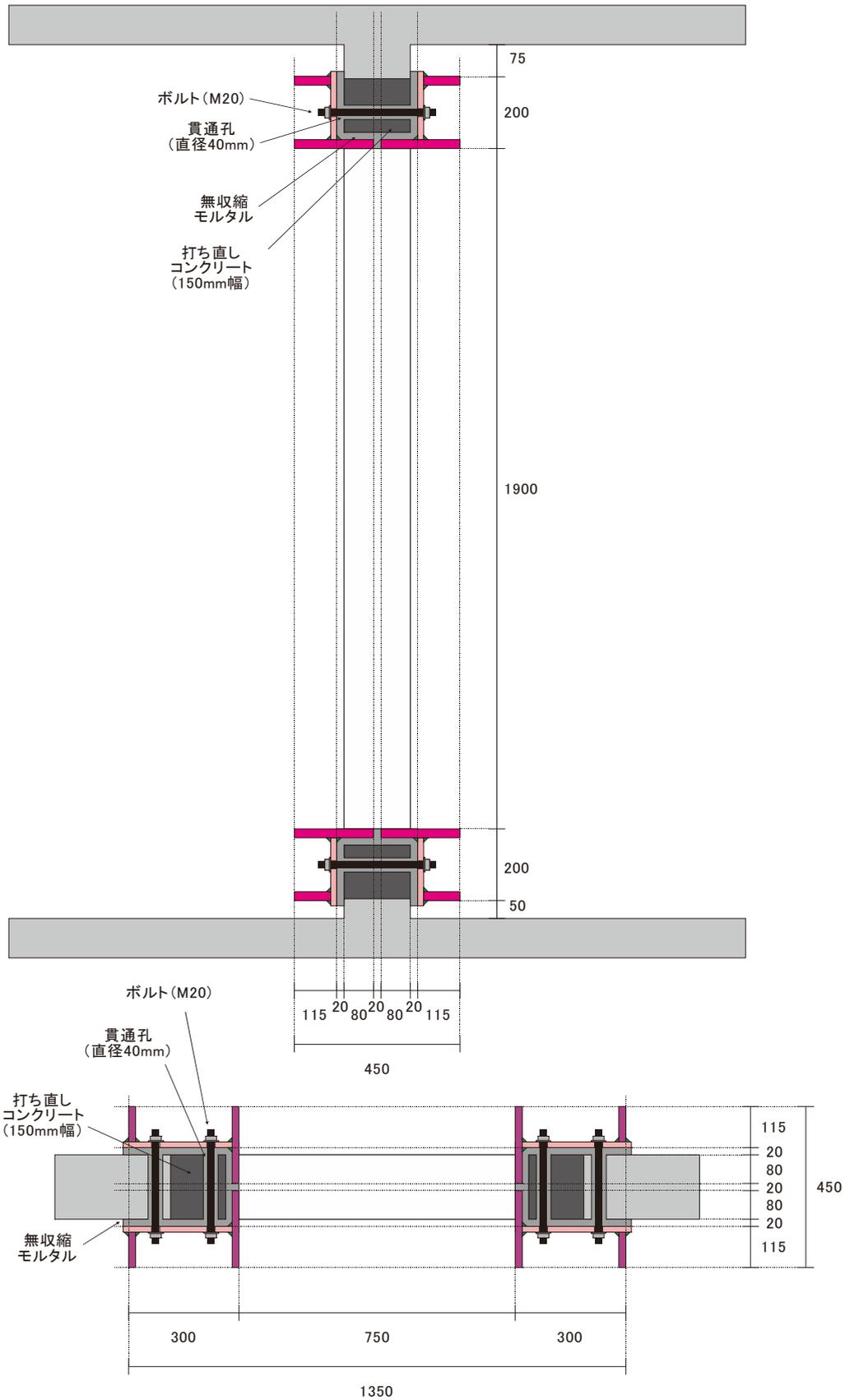


図5.3.9 鉄骨柱の配置状況1 (構面 3・5・7、1~4階、ボルト接合、単位 : mm)

IV-3. 設計マニュアル

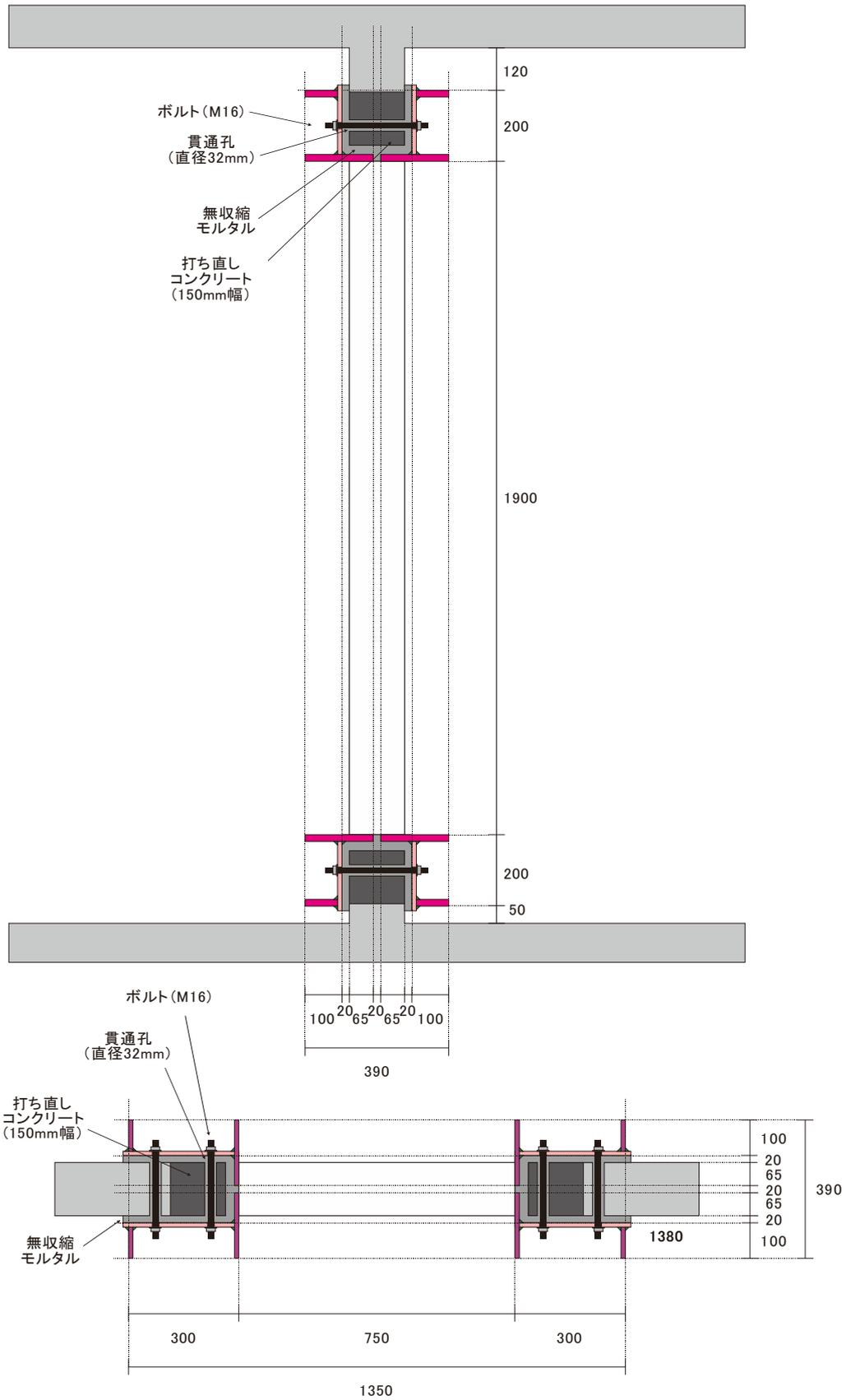


図5.3.10 鉄骨柱の配置状況1 (構面3・5・7、5階、ボルト接合、単位: mm)

IV-3. 設計マニュアル

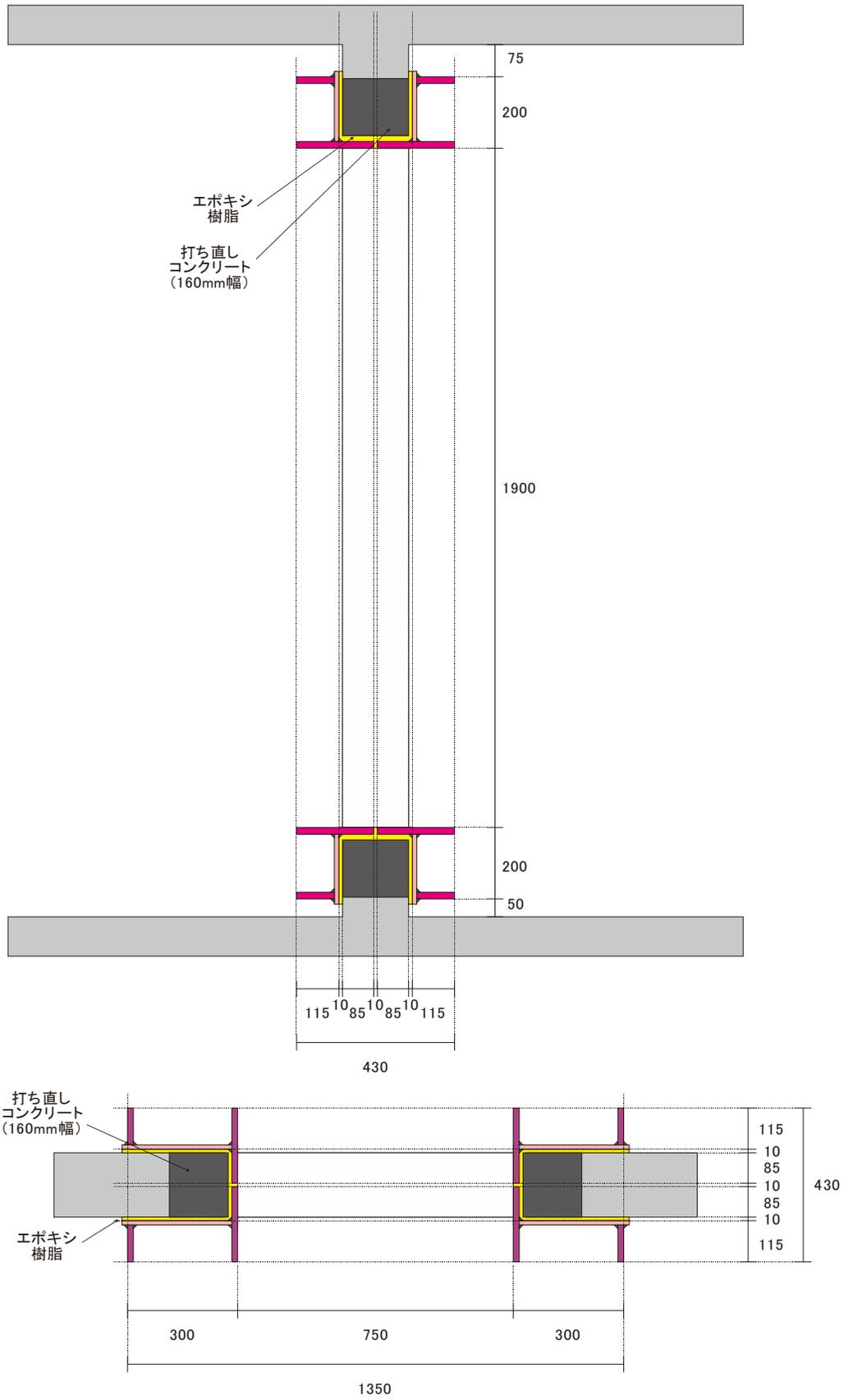


図5.3.11 鉄骨柱の配置状況1 (構面2・4・6・8、1~4階、接着接合、単位: mm)

IV-3. 設計マニュアル

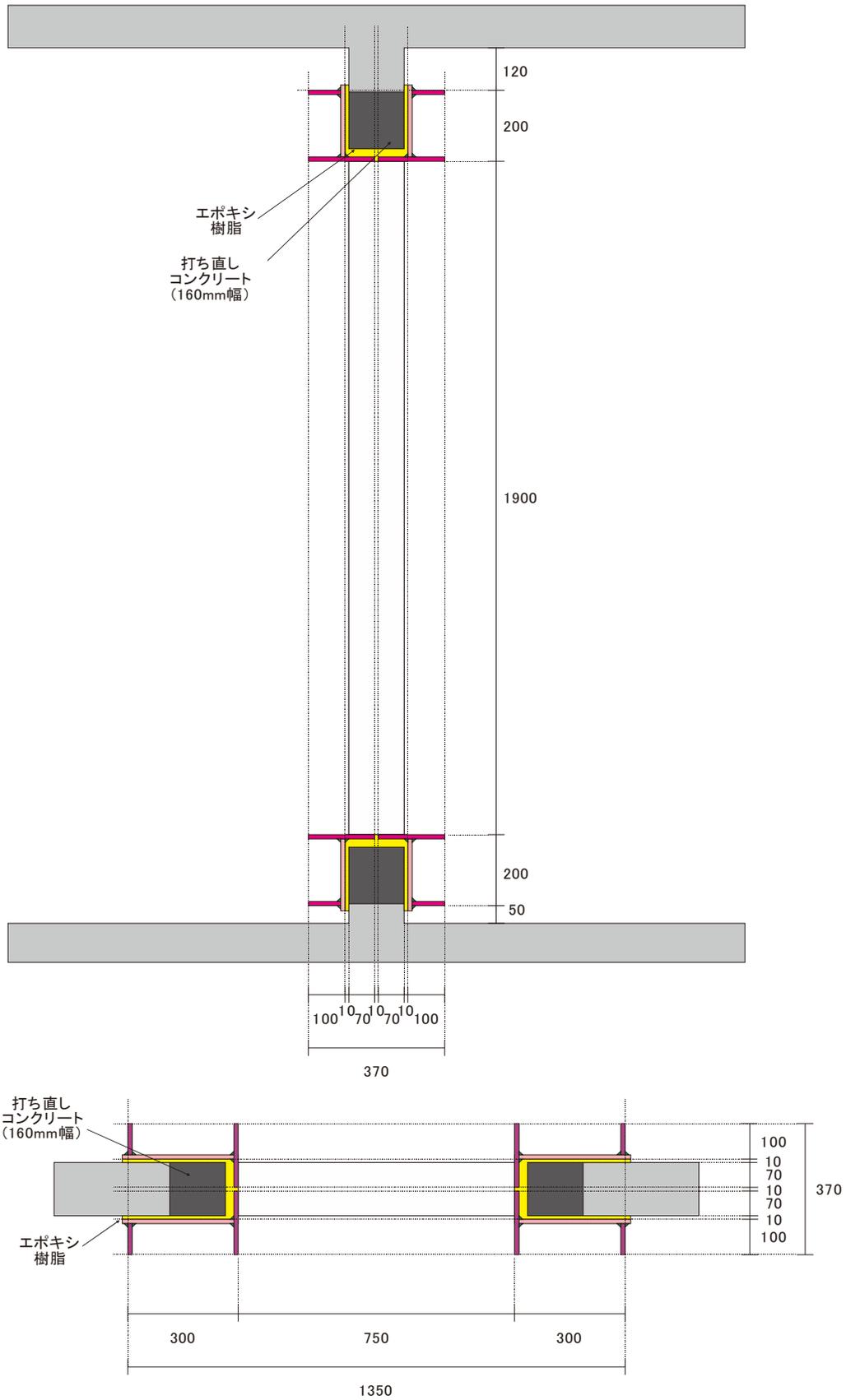


図5.3.12 鉄骨柱の配置状況1 (構面2・4・6・8、5階、接着接合、単位: mm)

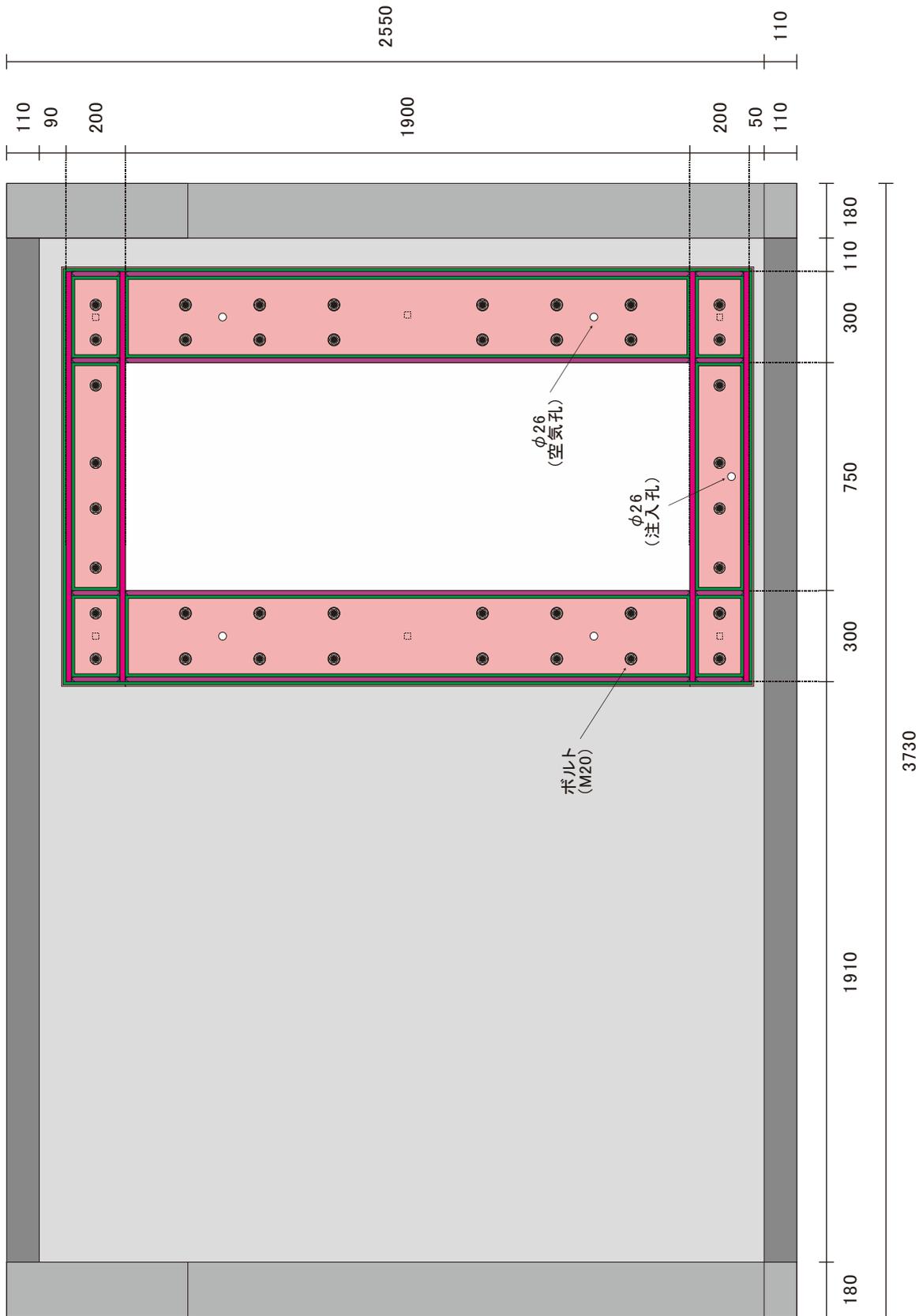


図5.3.13 鉄骨枠の配置状況2 (構面 2・4・6・8、1~4階、ボルト接合、単位: mm)

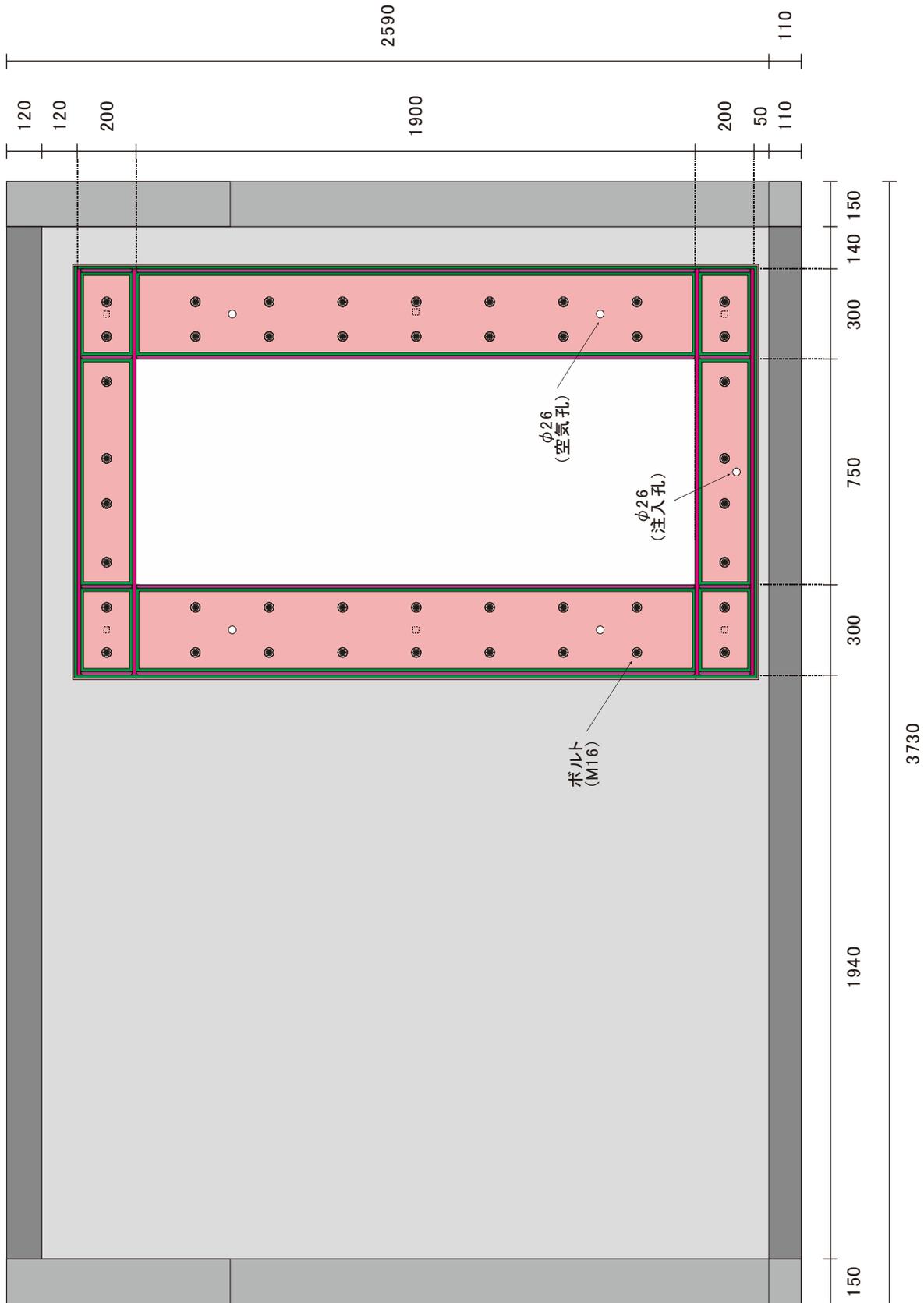


図5.3.14 鉄骨枠の配置状況2 (構面2・4・6・8、5階、ボルト接合、単位: mm)

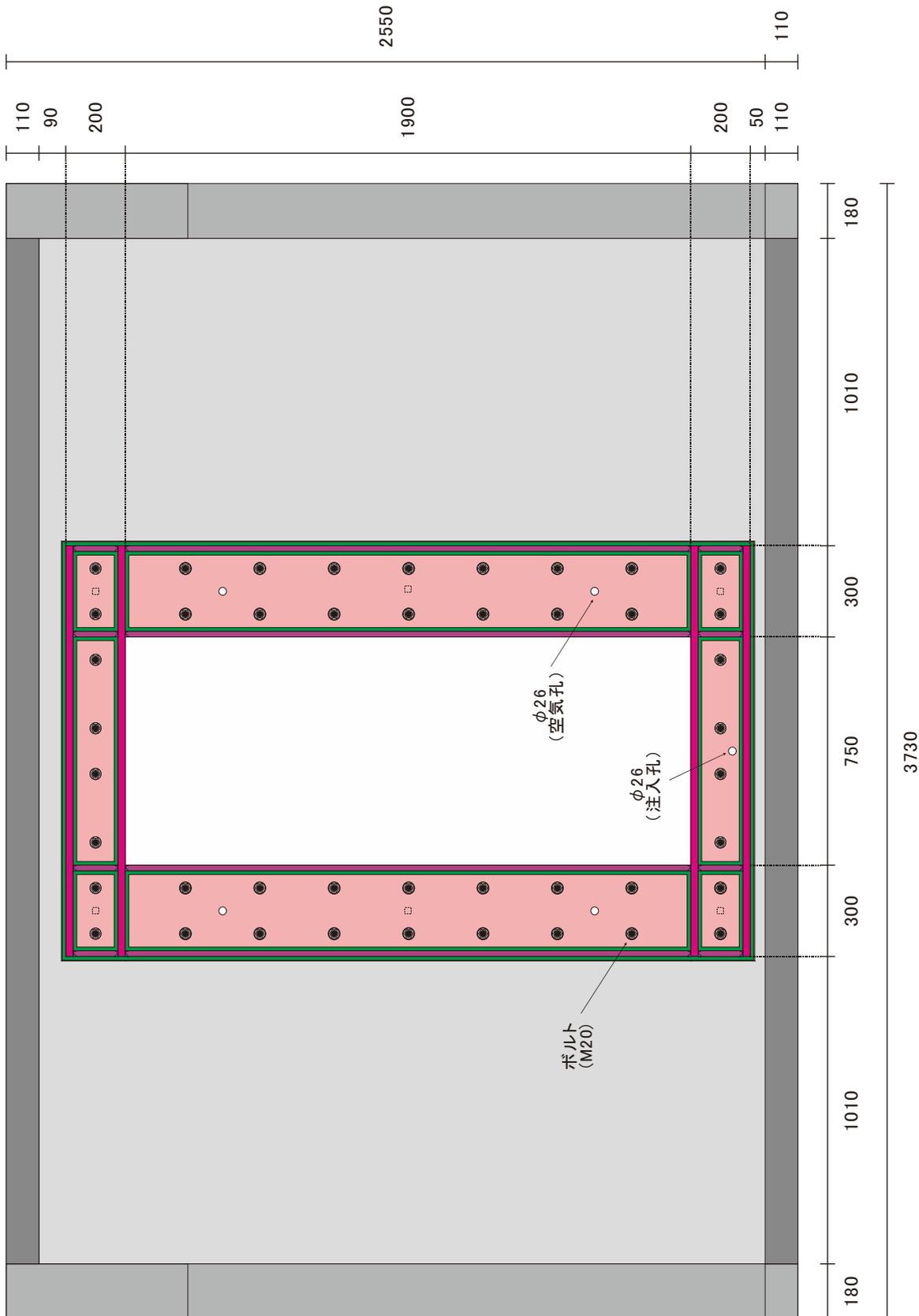


図5.3.15 鉄骨枠の配置状況2 (構面 3・5・7、1・3階、ボルト接合、単位 : mm)

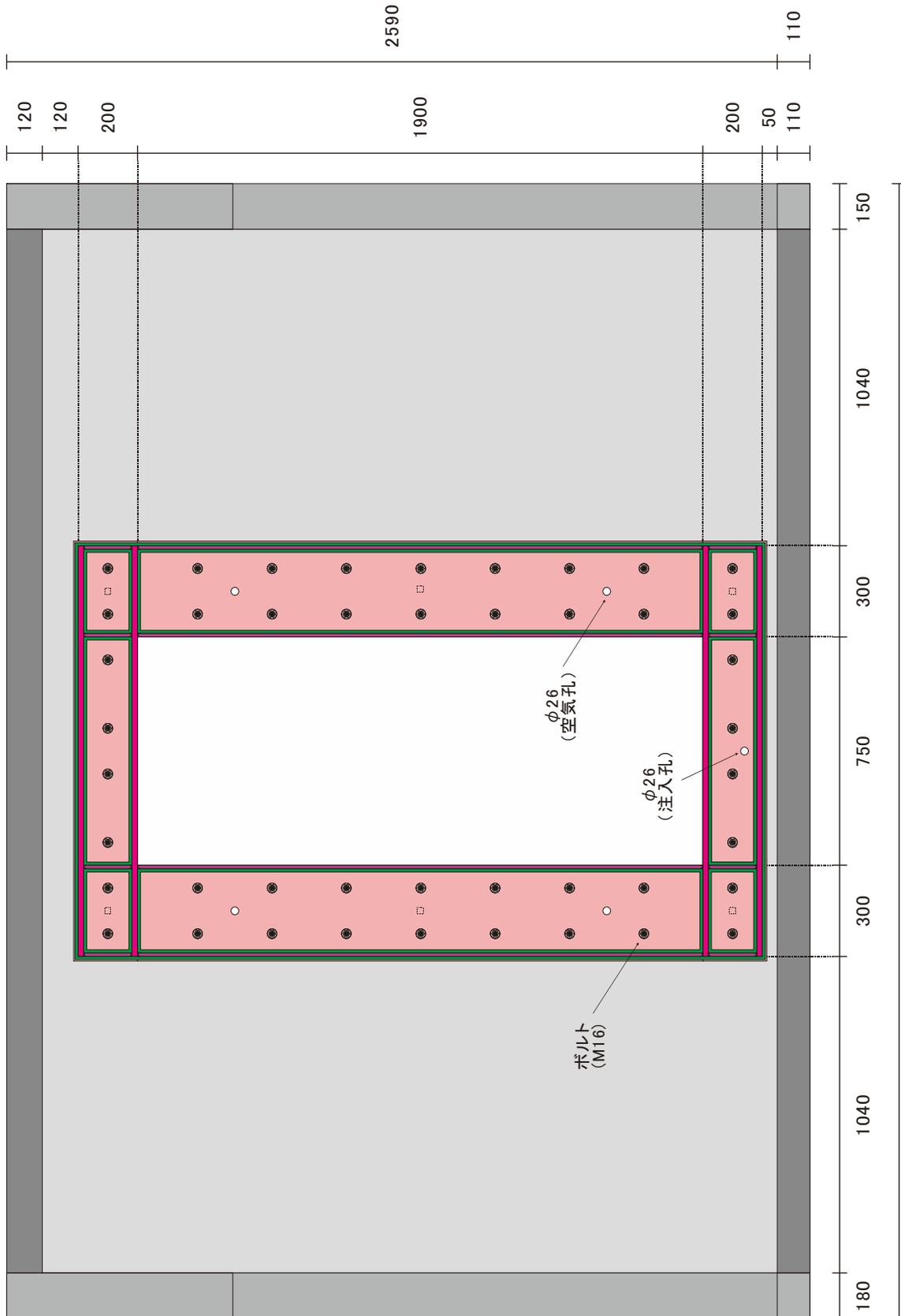


図5.3.16 鉄骨枠の配置状況2 (構面3・5・7、5階、ボルト接合、単位: mm)

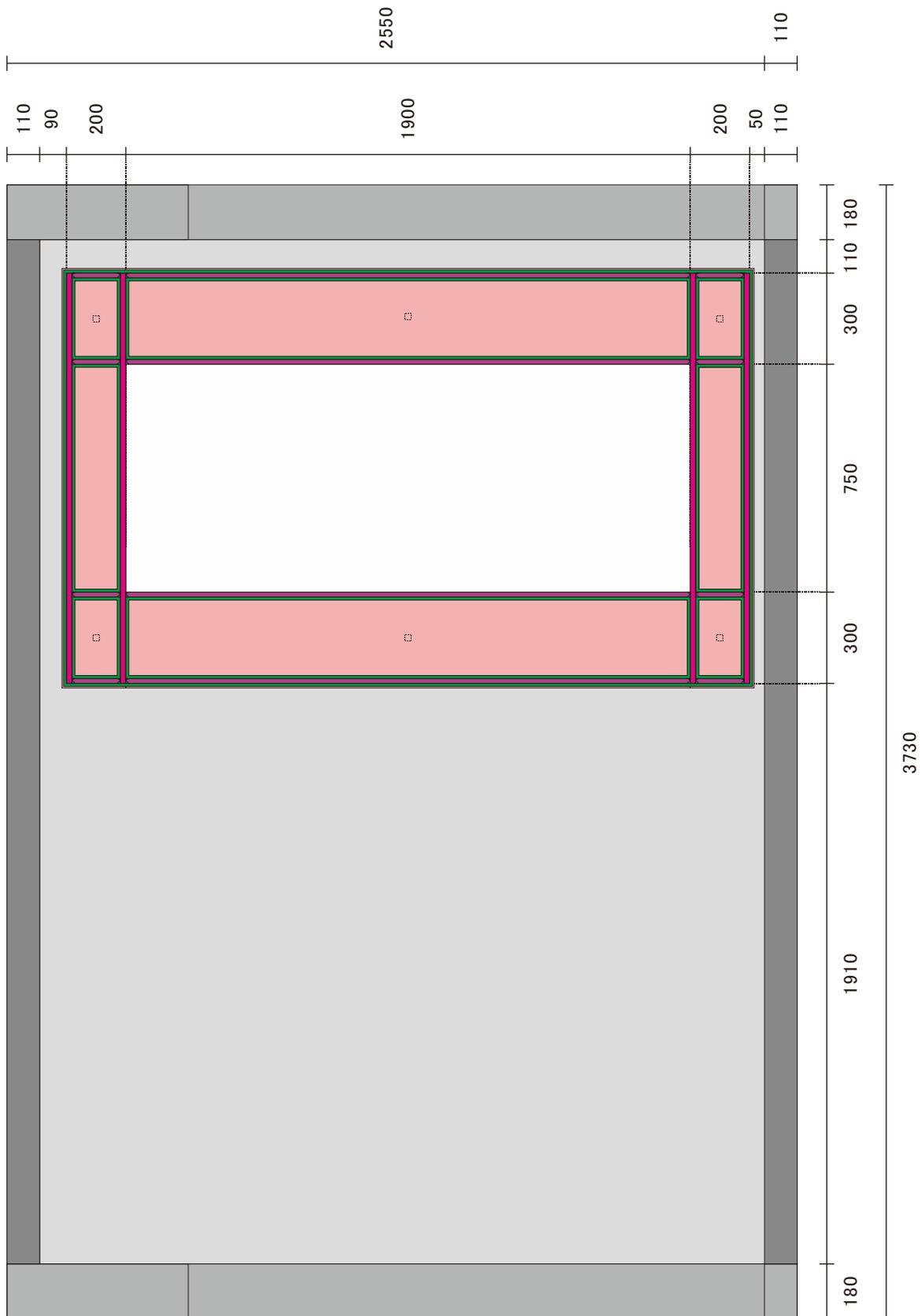


図5.3.17 鉄骨枠の配置状況2 (構面2・4・6・8、1~4階、接着接合、単位: mm)

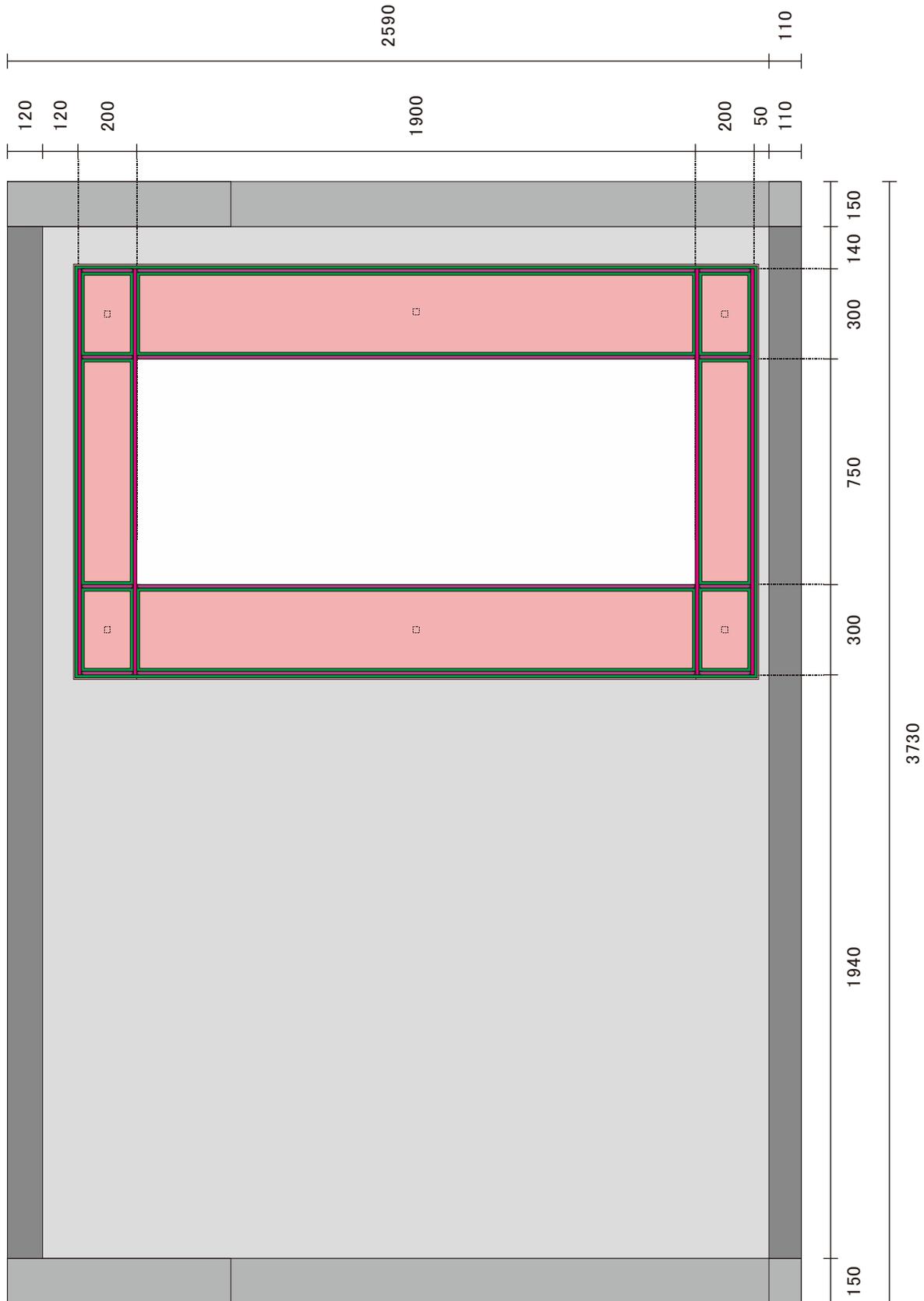


図5.3.18 鉄骨枠の配置状況2 (構面2・4・6・8、5階、接着接合、単位: mm)

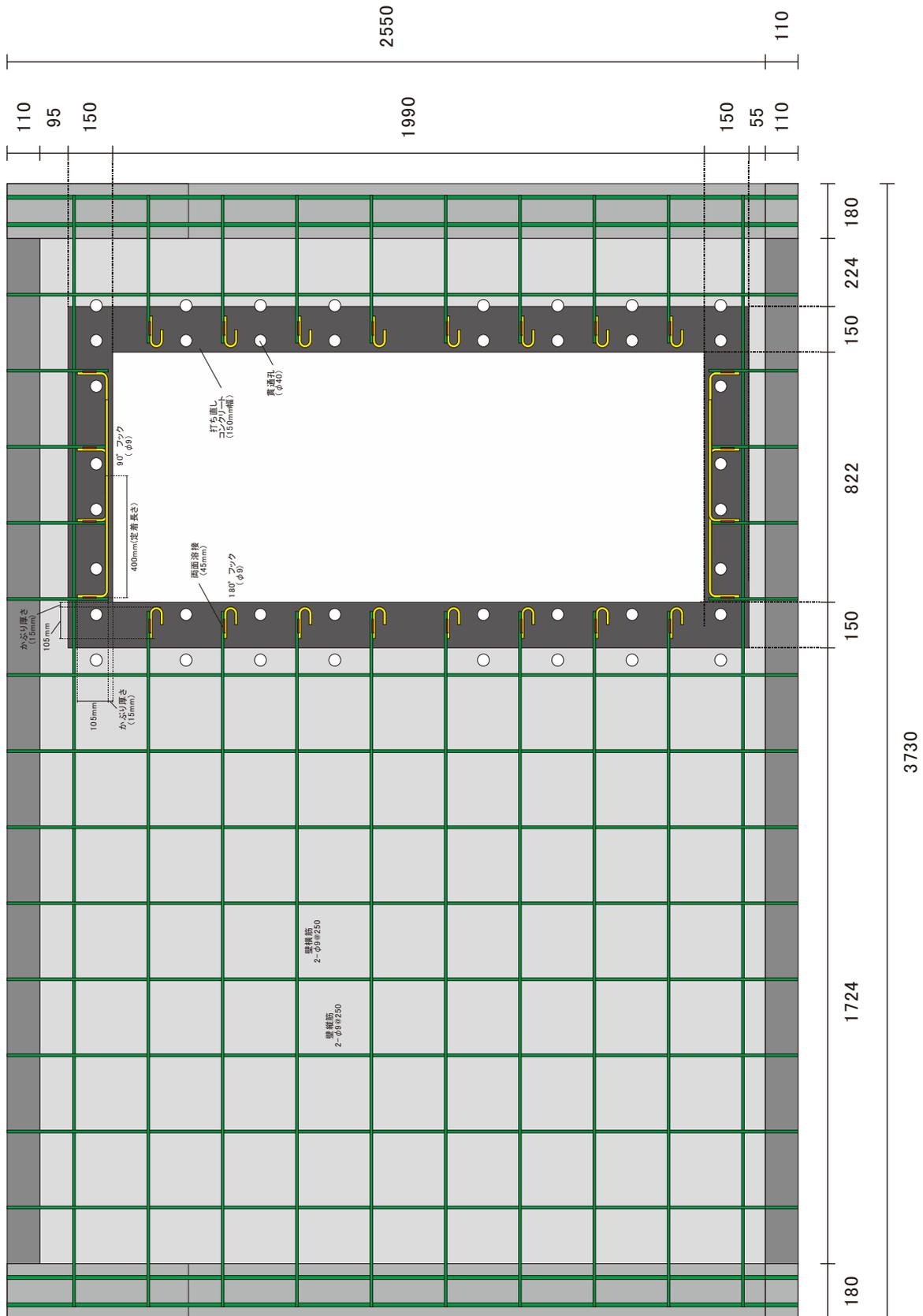


図5.3.19 設計例における開口の新設状況（構面 2・4・6・8、1～4階、ボルト接合、単位：mm）

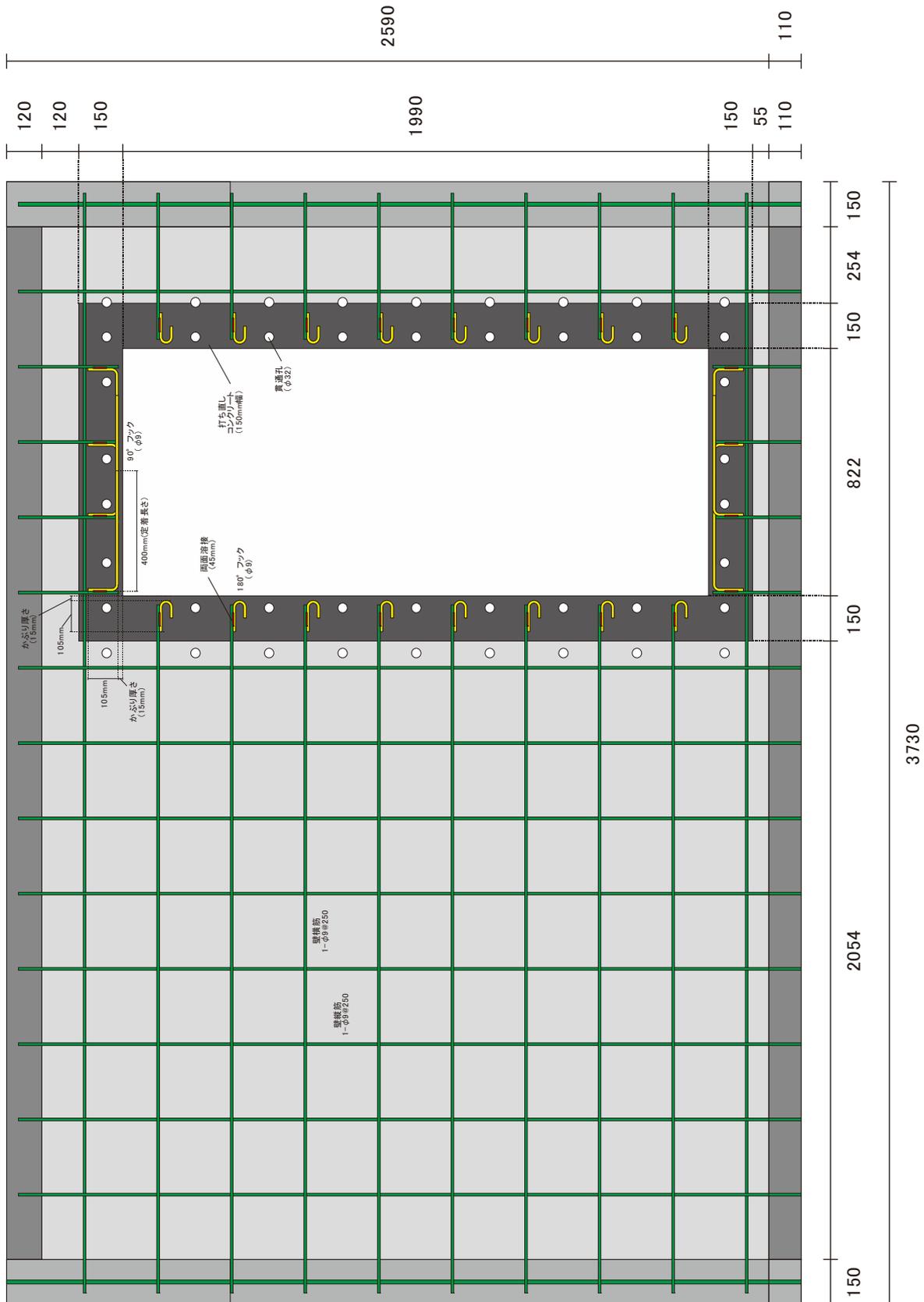


図5.3.20 設計例における開口の新設状況（構面2・4・6・8、5階、ボルト接合、単位：mm）

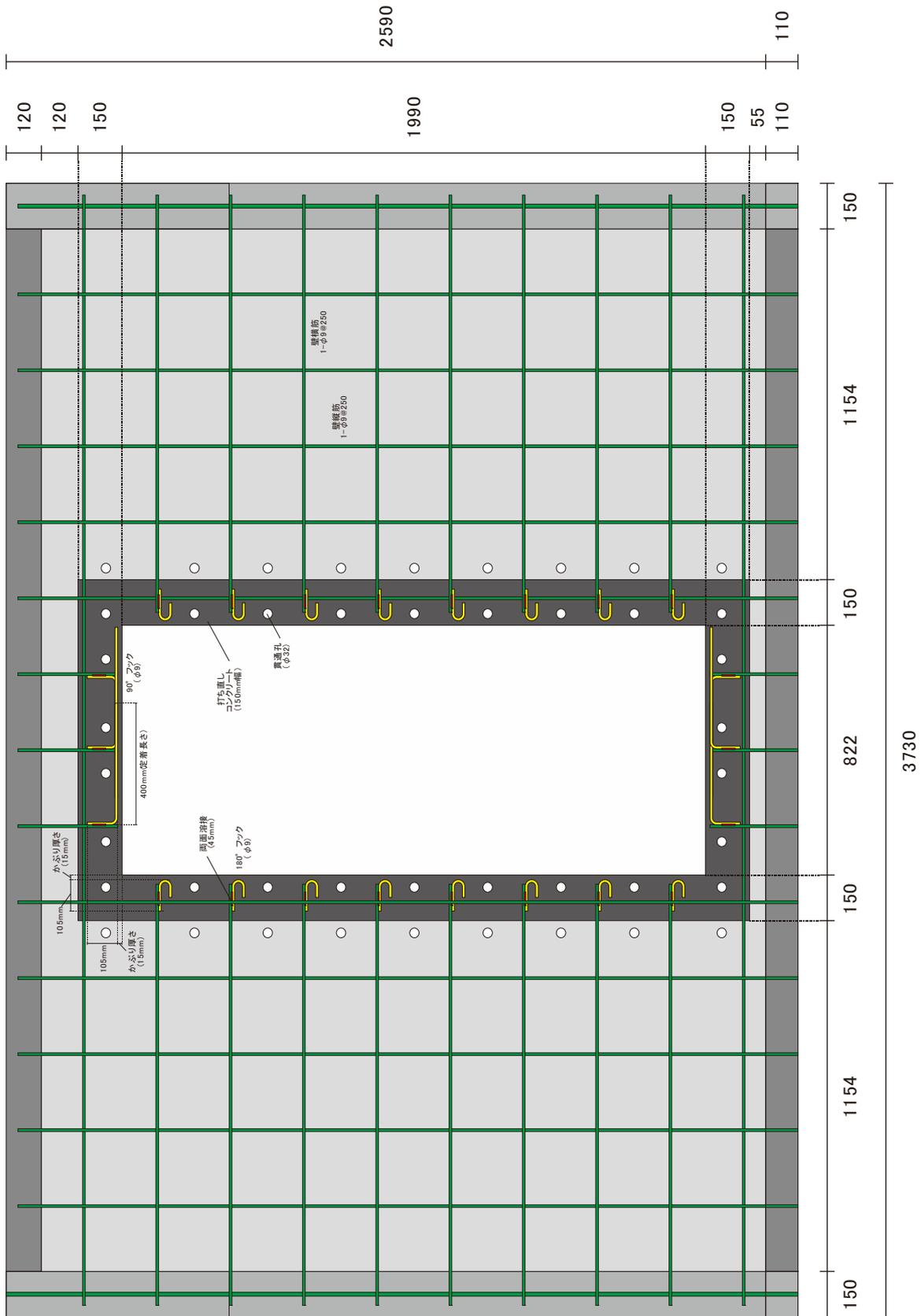


図5.3.22 設計例における開口の新設状況（構面3・5・7、5階、ボルト接合、単位：mm）

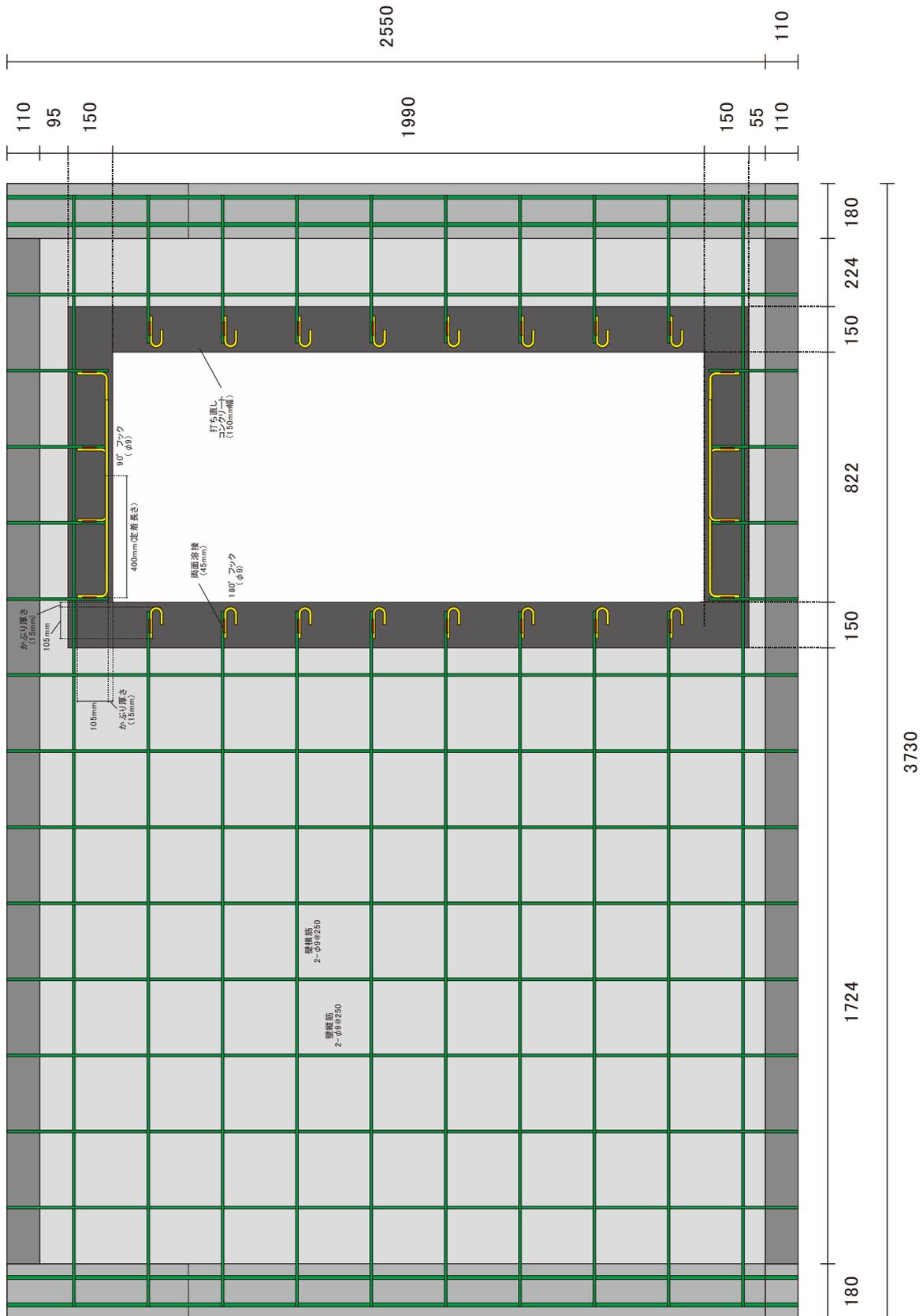


図5. 3. 23 設計例における開口の新設状況（構面 2・4・6・8、1～4階、接着接合、単位：mm）

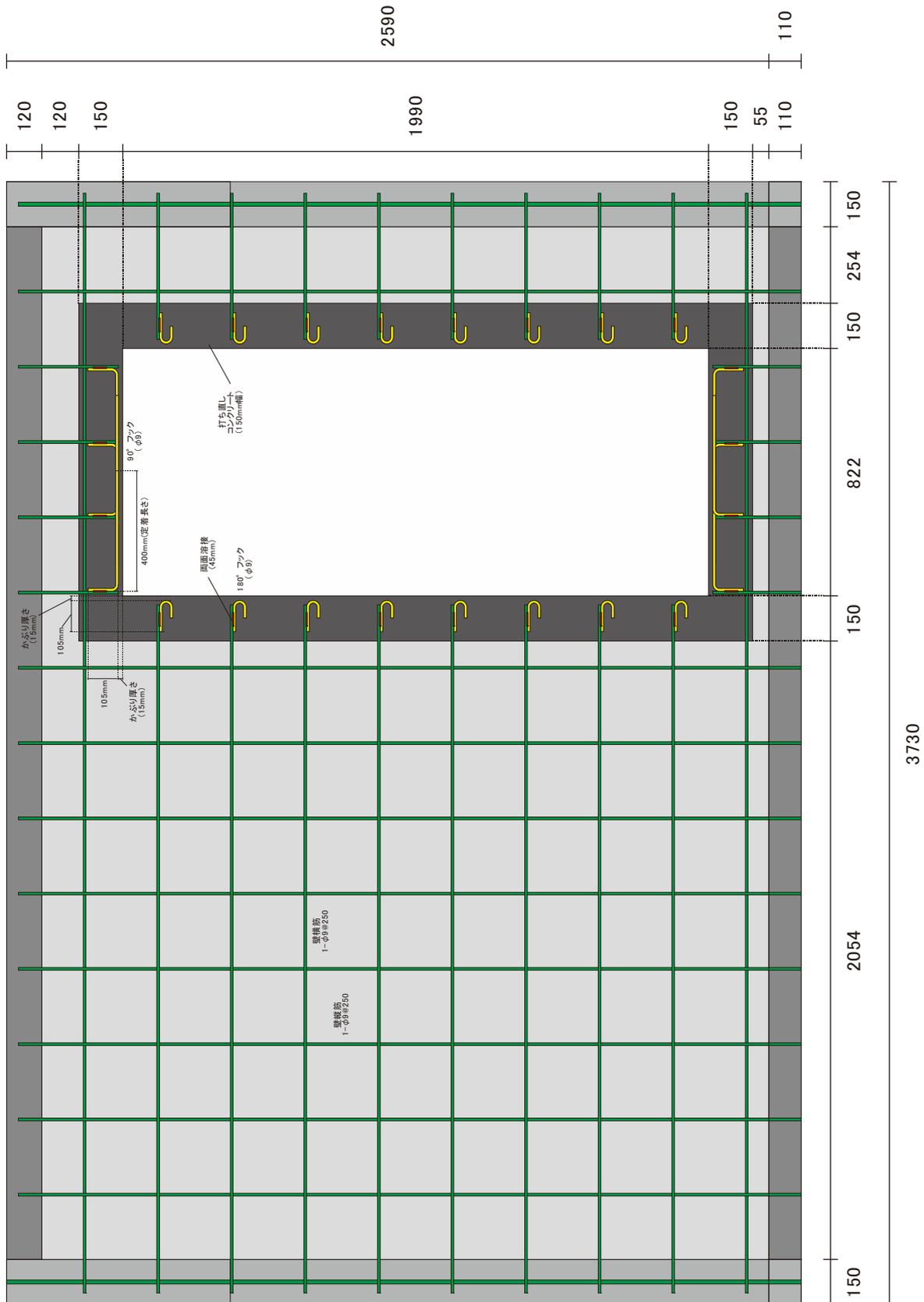


図5.3.24 設計例における開口の新設状況（構面 2・4・6・8、5階、接着接合、単位：mm）

5.4. 戸境壁の軸力と反曲点高さの概算、せん断耐力の計算

以降の検討は、1.4節の図1.4.1で示した計算のフローに基づいて行う。5.1節で示した、開口の新設を行っていない想定建物（Case1）を対象に、開口を新設する戸境壁の崩壊機構形成時の軸力と反曲点高さを求める。ここでは、平面架構を対象とした増分解析（外力分布は A_i 分布とする）の結果ではなく、2.3節で示した手法に基づいた概算結果を用いた。2.3節で用いた Case1 の重量と外力分布を表5.4.1(a)に示す。また、Case4（構面2、4、6、8の1～5階の全ての戸境壁で開口新設を行う場合を想定）、Case5（構面3、5、7の1～5階の全ての戸境壁で開口新設を行う場合を想定）の重量と外力分布を表5.4.1(b)、(c)に示す。Case4、5では、本章で設計を行う鉄骨枠の重量増を考慮した。重量増は、Case4では、各階重量に対して最大で0.35%（4階）、建物重量に対して0.32%、Case5では、各階重量に対して最大で0.44%（4階）、建物重量に対して0.38%であり、いずれも第IV-2編の技術ガイドラインの1.2節の適用条件⑦で示される「改修後の重量増が各階かつ住棟全体でおおよそ0.5%未満に収まり、建築物全体の構造安全性に及ぼす影響がほぼ無視できる」を満足していることから、ここでは重量増の影響は無視する。また、戸境壁の軸力やせん断耐力に影響する各構面に作用させる長期荷重についても、表5.4.2に示すCase1の値）を用いることとする。

表2.3.1に、開口を新設する戸境壁の崩壊機構形成時の軸力と反曲点高さについて、式(2.1)～(2.6)を用いて概算した構面2の戸境壁L（L1～L5）と構面3の戸境壁R（R1～R5）の崩壊機構形成時の反曲点高さと軸力の一覧と、2.4節で示した式(2.8)による広沢 mean 式を用いて計算した戸境壁のせん断耐力も記載している。表中には、2.2節で示した骨組解析における壁柱モデルL（L1～L5）やR（R1～R5）の保有水平耐力時の結果（解析値）も示しているが、概算値を用いた方が戸境壁のせん断耐力を全体的に安全側に評価する傾向があることが分かる。したがって、本節以降は概算値を用いた検討結果を示す。

IV-3. 設計マニュアル

表5.4.1 地震用重量と開口新設に伴う増加重量 (A_i 分布)

(a) Case1 (元建物)

張間 方向	各階の荷重						
	h	w_i	Σw_i	α_i	A_i	C_i	Q_i
	(m)	(kN)	(kN)				(kN)
5階	2.70	3191	3191	0.158	1.716	0.343	1095
4階	2.55	4038	7229	0.357	1.399	0.280	2023
3階	2.55	4252	11482	0.567	1.231	0.246	2826
2階	2.55	4252	15734	0.777	1.108	0.222	3488
1階	3.55	4514	20248	1.000	1.000	0.200	4050

(b) Case4 (構面 2、4、6、8 の 1~5 階の全ての戸境壁に新設開口を設けた場合)

張間 方向	改修後の重量増			張間 方向	各階の荷重						
	開口数	1箇所の重量増	Δw_i		h	w_i	Σw_i	α_i	A_i	C_i	Q_i
		(kN)	(kN)		(m)	(kN)	(kN)				(kN)
5階	4	2.30	9.2	5階	2.70	3200	3200	0.158	1.716	0.343	1098
4階	4	3.53	14.1	4階	2.55	4052	7253	0.357	1.399	0.280	2029
3階	4	3.53	14.1	3階	2.55	4266	11519	0.567	1.231	0.246	2835
2階	4	3.53	14.1	2階	2.55	4266	15785	0.777	1.108	0.222	3499
1階	4	3.53	14.1	1階	3.55	4528	20313	1.000	1.000	0.200	4063

(c) Case5 (構面 3、5、7 の 1~5 階の全ての戸境壁に新設開口を設けた場合)

張間 方向	改修後の重量増			張間 方向	各階の荷重						
	開口数	1箇所の重量増	Δw_i		h	w_i	Σw_i	α_i	A_i	C_i	Q_i
		(kN)	(kN)		(m)	(kN)	(kN)				(kN)
5階	3	3.01	9.0	5階	2.70	3200	3200	0.157	1.716	0.343	1099
4階	3	5.94	17.8	4階	2.55	4056	7256	0.357	1.399	0.280	2031
3階	3	5.94	17.8	3階	2.55	4270	11526	0.567	1.231	0.246	2837
2階	3	5.94	17.8	2階	2.55	4270	15796	0.777	1.108	0.222	3502
1階	3	5.94	17.8	1階	3.55	4532	20328	1.000	1.000	0.200	4066

ここで、 h : 階高、 w_i : 各階の重量、 α_i : A_i : 建築物の振動特性に応じて地震層せん断力係数の建築物の高さ方向の分布を表すもの (ここでは当時の構造計算書にしたがい、等分布荷重としている)、 C_i : 建築物の地上部分の一定の高さにおける地震層せん断力係数、 Q_i : 各階の層せん断力である。

表5.4.2 各構面の長期荷重

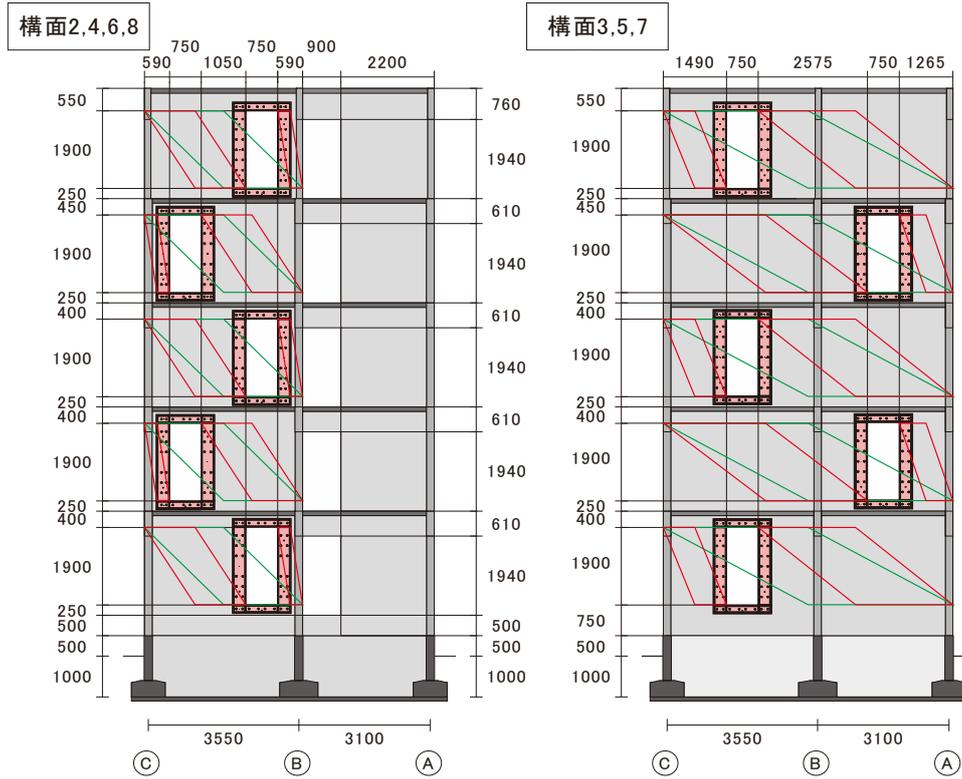
	長期荷重			
	1,9通り	2, 4, 6, 8通り	3, 5, 7通り	合計
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
R階	227	415	339	3130
5階	229	473	376	3476
4階	230	476	379	3501
3階	230	476	379	3501
2階	257	525	417	3864
合計	1173	2365	1889	17472

5.5. 鉄骨枠の検討用荷重の算定

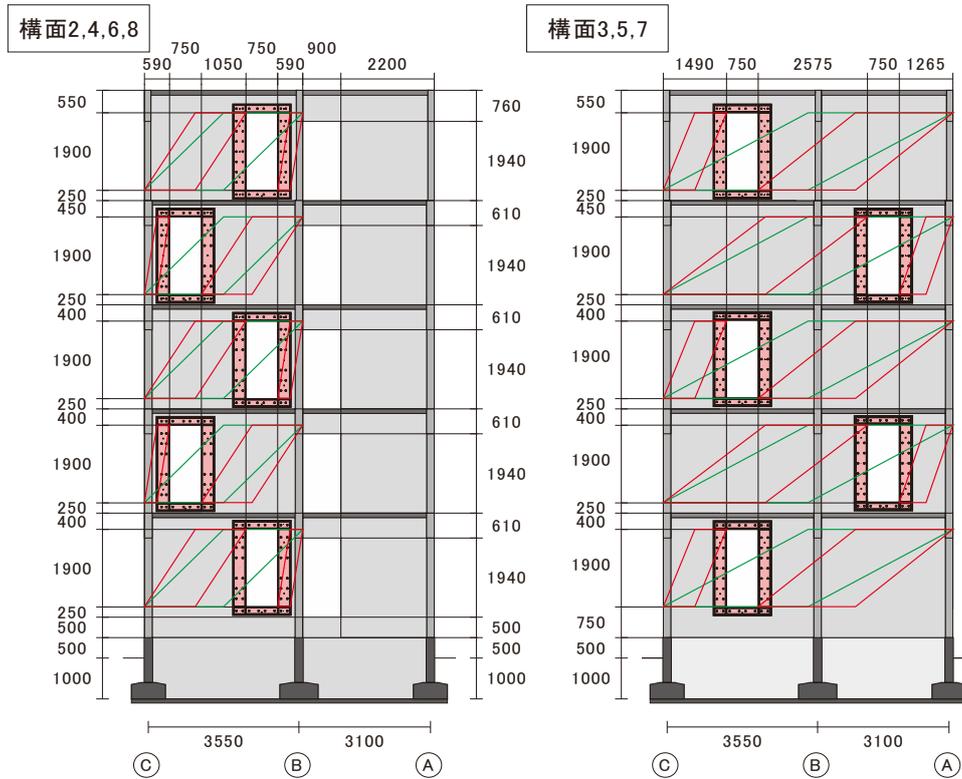
表5.5.1 に3章で示した手法に基づいて算定した鉄骨枠の検討用荷重の一覧を示す。前節で求めた戸境壁に作用する崩壊機構形成時の軸力、戸境壁のせん断耐力に加え、鉄骨枠の断面寸法や新設開口の大きさ、位置等の情報から、図4.1.1の骨組解析モデルに作用させる式(3.1)による検討用せん断力 Q_{h1} 、式(3.3)による検討用せん断力 Q_{h2} 、式(3.5)による検討用せん断力 Q_{h3} 、式(3.6)による検討用軸力 N_{v4} を計算した。また、検討用せん断力 Q_{h2} 、 Q_{h3} 、検討用軸力 N_{v4} に関しては、図中に示すように、鉄骨枠に作用させる分布荷重の計算結果も表中に示している。

なお、図5.5.1には、式(3.5)による検討用せん断力 Q_{h3} を計算する際に想定する無開口耐力壁で想定される圧縮ストラット（図中の緑枠）と、有開口耐力壁で想定される開口左右の壁板に形成される圧縮ストラット（図中の赤枠）のイメージを参考として示している。

IV-3. 設計マニュアル



(a) 加力方向 : 左→右 (正方向)



(b) 加力方向 : 左←右 (負方向)

図5.5.1 式(3.5)を用いて検討用せん断力 Q_{h3} を算定する場合の圧縮ストラットの想定例 (単位 : mm)

IV-3. 設計マニュアル

表5.5.1 鉄骨枠の検討用荷重の算定

(a) 正方向

	単位	構面2	構面2	構面2	構面2	構面2	構面3	構面3	構面3	構面3	構面3	
		1F	2F	3F	4F	5F	1F	2F	3F	4F	5F	
戸境壁のせん断耐力	Qsu	kN	1438	1403	1418	1428	1028	2833	2721	2692	2663	1834
戸境壁のせん断応力	τ_{su}	N/mm ²	2.14	2.09	2.11	2.13	1.84	2.30	2.21	2.19	2.17	1.79
鉄骨枠の降伏強度	F	MPa	358	358	358	358	358	358	358	358	358	358
戸境壁の壁厚	tw	mm	180	180	180	180	150	180	180	180	180	150
新設開口の幅	lo	mm	750	750	750	750	750	750	750	750	750	750
鉄骨枠の柱芯々間距離	lo+Dc	mm	1050	1050	1050	1050	1050	1050	1050	1050	1050	1050
新設開口の高さ	h0	mm	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
鉄骨枠の梁芯々間距離	h0+Db	mm	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100
鉄骨枠の梁せい	Db	mm	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200
鉄骨枠の梁フランジ幅	Bb	mm	230	230	230	230	200	230	230	230	230	200
鉄骨枠の梁ウェブ厚	twb	mm	24	24	24	24	24	32	32	32	32	24
鉄骨枠の梁フランジ厚	tfb	mm	19	19	19	19	12	25	25	25	25	19
鉄骨枠の柱せい	Dc	mm	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
鉄骨枠の柱フランジ幅	Bc	mm	230	230	230	230	200	230	230	230	230	200
鉄骨枠の柱ウェブ厚	twc	mm	24	24	24	24	24	32	32	32	32	24
鉄骨枠の柱フランジ厚	tfc	mm	16	16	16	16	12	19	19	19	19	12
検討用せん断力	Qh1	kN	304	296	300	302	215	319	307	304	300	206
鉛直せん断力	Qv1	kN	608	593	599	603	431	639	614	607	601	412
検討用せん断力	Qh2t	kN	517	260	509	265	369	618	803	587	788	400
検討用せん断力	Qh2c	kN	246	260	263	265	185	472	482	477	472	317
検討用せん断力	引張側Q(uniform)	kN/mm	0.272	0.137	0.268	0.139	0.194	0.325	0.423	0.309	0.414	0.211
検討用せん断力	圧縮側Q(uniform)	kN/mm	0.259	0.274	0.277	0.279	0.195	0.497	0.507	0.502	0.496	0.334
戸境壁の軸力	Nv3	kN	138	108	68	40	41	-209	-162	-120	-78	-36
検討用軸力	Nv3(uniform)	kN/mm	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.199	-0.155	-0.114	-0.075	-0.034
開口低減率	r1		0.211	0.211	0.211	0.211	0.209	0.113	0.113	0.113	0.113	0.112
開口低減率	r2		0.382	0.397	0.397	0.397	0.389	0.279	0.290	0.290	0.290	0.285
戸境壁の長期荷重	NL	kN	652	513	322	189	193	-1850	-1439	-1066	-695	-320
引張側にある壁の全長	lwt(引張側)	mm	2390	590	2390	590	2390	1490	4815	1490	4815	1490
圧縮側にある壁の全長	lwc(圧縮側)	mm	590	2390	590	2390	590	4590	1265	4590	1265	4590

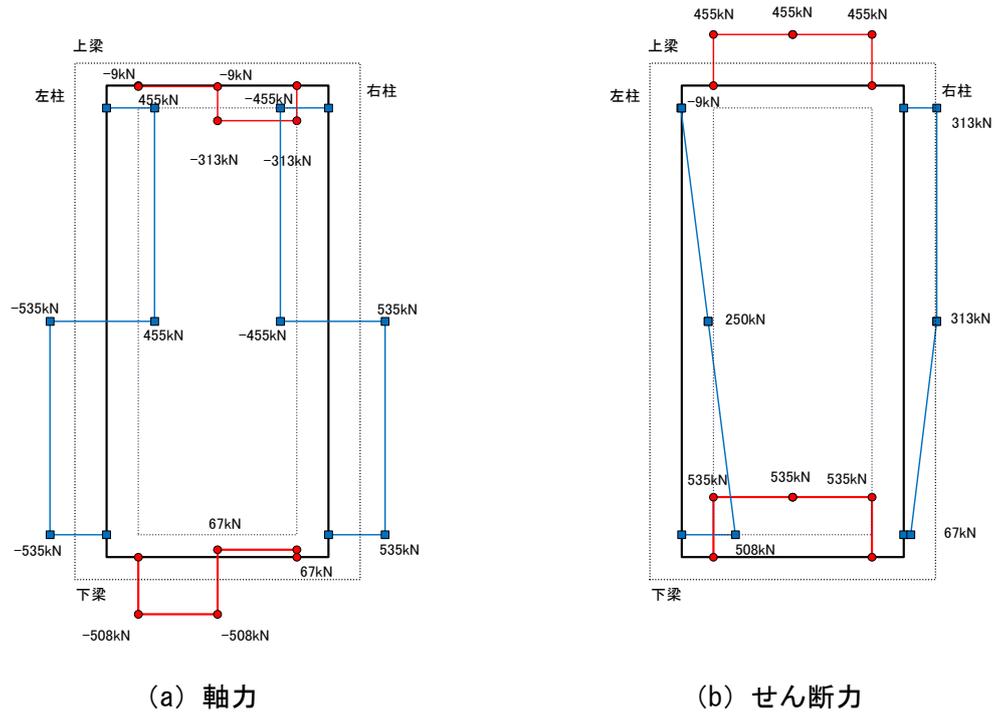
(b) 負方向

	単位	構面2	構面2	構面2	構面2	構面2	構面3	構面3	構面3	構面3	構面3	
		1F	2F	3F	4F	5F	1F	2F	3F	4F	5F	
戸境壁のせん断耐力	Qsu	kN	1384	1357	1414	1387	977	2937	2840	2811	2782	1934
戸境壁のせん断応力	τ_{su}	N/mm ²	2.06	2.02	2.11	2.07	1.75	2.39	2.31	2.29	2.26	1.89
鉄骨枠の降伏強度	F	MPa	358	358	358	358	358	358	358	358	358	358
戸境壁の壁厚	tw	mm	180	180	180	180	150	180	180	180	180	150
	lw0	mm										
鉄骨枠の柱芯々間距離	lo+Dc	mm	1050	1050	1050	1050	1050	1050	1050	1050	1050	1050
新設開口の高さ	h0	mm	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
鉄骨枠の梁芯々間距離	h0+Db	mm	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100
鉄骨枠の梁せい	Db	mm	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200
鉄骨枠の梁フランジ幅	Bb	mm	230	230	230	230	200	230	230	230	230	200
鉄骨枠の梁ウェブ厚	twb	mm	24	24	24	24	24	32	32	32	32	24
鉄骨枠の梁フランジ厚	tfb	mm	19	19	19	19	12	25	25	25	25	19
鉄骨枠の柱せい	Dc	mm	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
鉄骨枠の柱フランジ幅	Bc	mm	230	230	230	230	200	230	230	230	230	200
鉄骨枠の柱ウェブ厚	twc	mm	24	24	24	24	24	32	32	32	32	24
鉄骨枠の柱フランジ厚	tfc	mm	16	16	16	16	12	19	19	19	19	12
検討用せん断力	Qh1	kN	292	287	299	293	205	331	320	317	314	217
鉛直せん断力	Qv1	kN	585	573	598	586	409	662	641	634	627	434
検討用せん断力	Qh2t	kN	237	488	262	498	176	866	619	829	607	570
検討用せん断力	Qh2c	kN	237	252	262	257	176	489	503	498	493	334
検討用せん断力	引張側Q(uniform)	kN/mm	0.125	0.257	0.138	0.262	0.092	0.456	0.326	0.436	0.319	0.300
検討用せん断力	圧縮側Q(uniform)	kN/mm	0.249	0.265	0.276	0.271	0.185	0.515	0.529	0.524	0.519	0.352
戸境壁の軸力	Nv3	kN	-671	-511	-379	-266	-121	-209	-162	-120	-78	-36
検討用軸力	Nv3(uniform)	kN/mm	-0.639	-0.487	-0.361	-0.253	-0.115	-0.199	-0.155	-0.114	-0.075	-0.034
開口低減率	r1		0.211	0.211	0.211	0.211	0.209	0.113	0.113	0.113	0.113	0.112
開口低減率	r2		0.382	0.397	0.397	0.397	0.389	0.279	0.290	0.290	0.290	0.285
戸境壁の長期荷重	NL	kN	-3176	-2419	-1792	-1257	-576	-1850	-1439	-1066	-695	-320
引張側にある壁の全長	lwt(引張側)	mm	590	2390	590	2390	590	4815	1490	4815	1490	4815
圧縮側にある壁の全長	lwc(圧縮側)	mm	2390	590	2390	590	2390	1265	4590	1265	4590	1265

5.6. 鉄骨枠の骨組解析

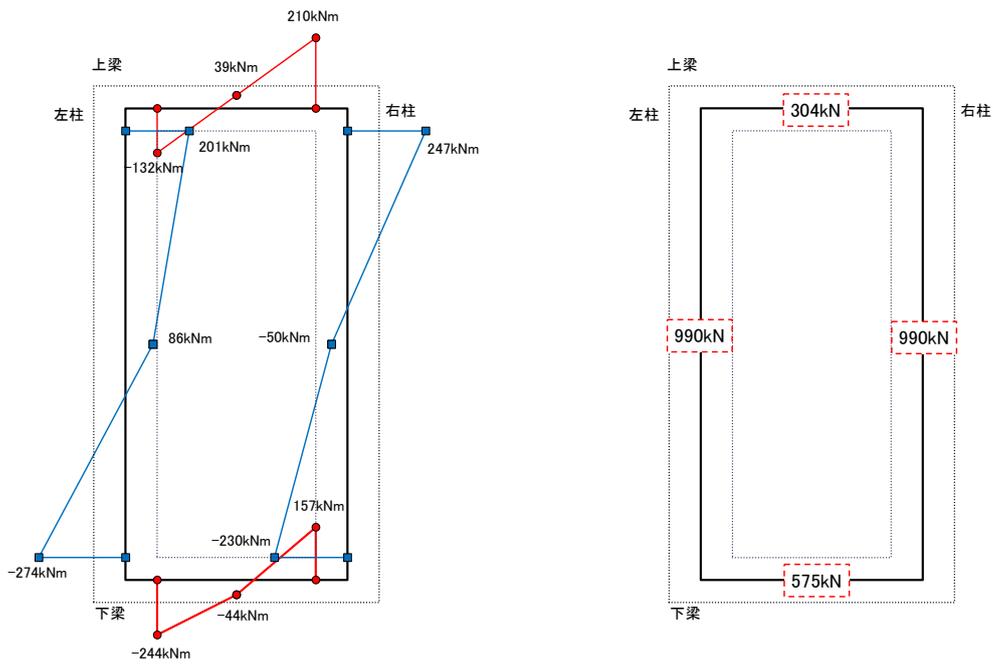
図4.1.1に示す鉄骨枠の弾性モデルに、検討用せん断力 Q_{h1} 、 Q_{h2} 、 Q_{h3} 、検討用軸力 N_{v4} を作用させた骨組解析を行った。なお、柱梁接合部は剛域と仮定し、骨組の軸変形、せん断変形、曲げ変形を考慮した。骨組解析には SAP2000^[5.2]を用いた。なお、開口際のフランジの延長部分や外周部のウェブの延長部分は無視している。

図5.6.1～図5.6.20に鉄骨枠の骨組解析結果を示す。ここでは、構面ごと（構面2・4・6・8もしくは構面3・5・7）に1～5階の戸境壁に開口を設ける場合に鉄骨枠に作用する軸力、せん断力、曲げモーメントを加力方向ごとに示している。また、壁板－鉄骨枠間の接合要素の設計用せん断力となる支点反力の値も図中に示している。なお、後述する表5.10.1に示すように、鉄骨枠に作用する応力は、開口が地震力の方向に対して圧縮側にあるほど大きくなる傾向があるため、正負で値が大きく異なる点に注意が必要である。



(a) 軸力

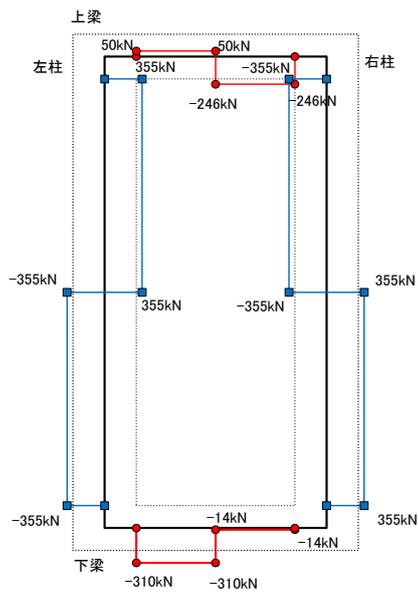
(b) せん断力



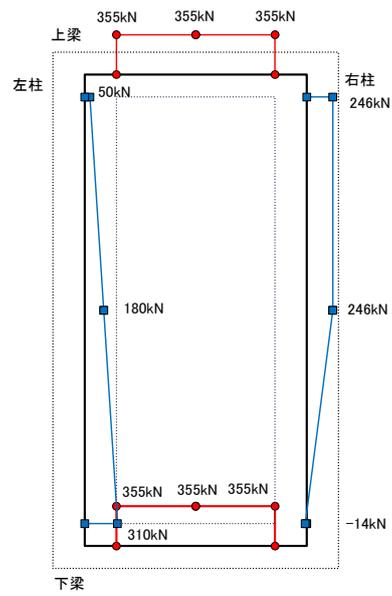
(c) 曲げモーメント

(d) 支点反力

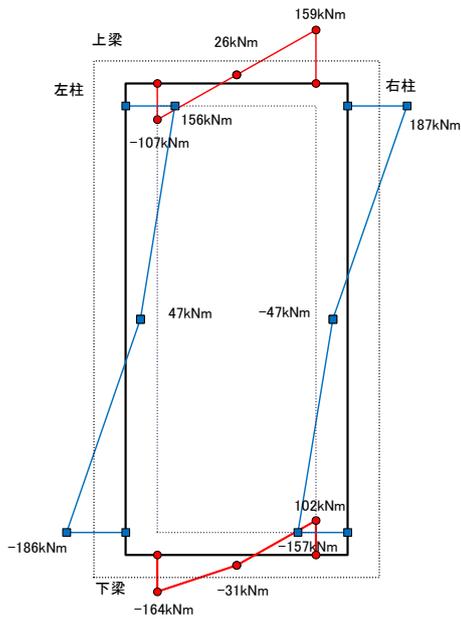
図5.6.1 鉄骨枠の骨組解析 (構面 2・4・6・8、1階、正方向)



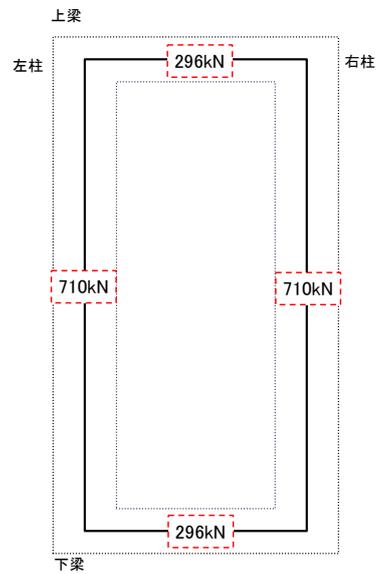
(a) 軸力



(b) せん断力

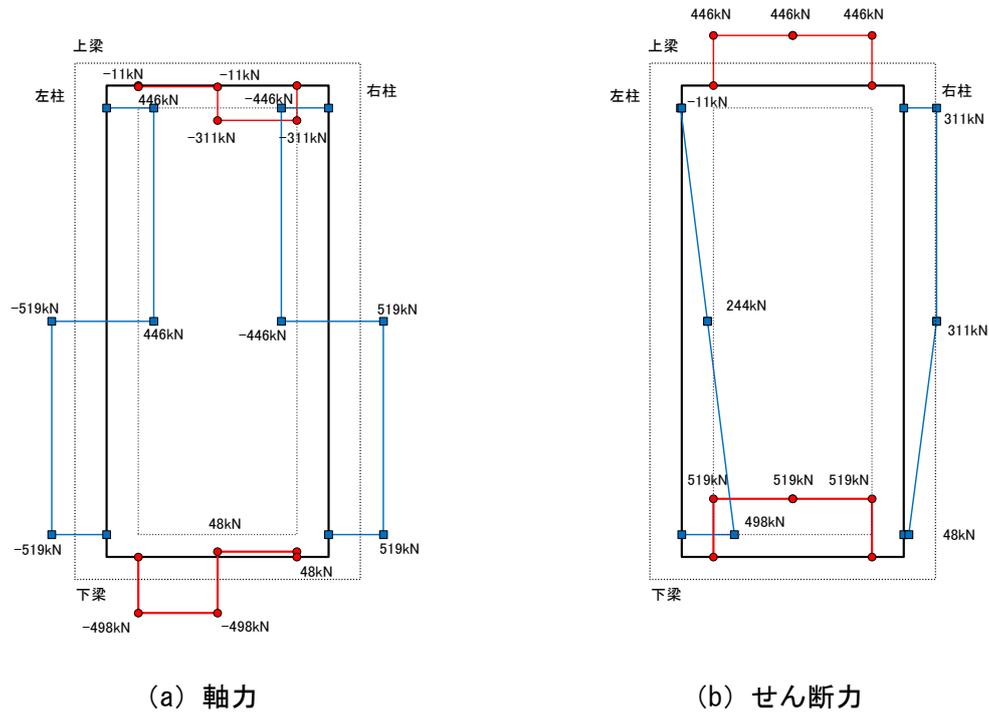


(c) 曲げモーメント



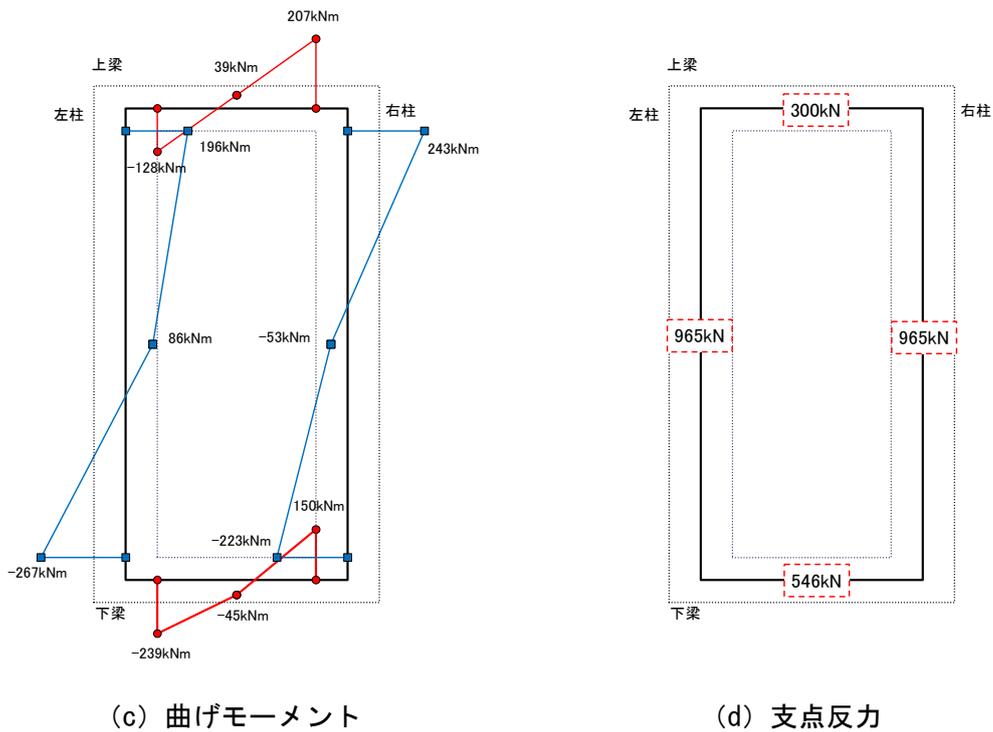
(d) 支点反力

図5.6.2 鉄骨枠の骨組解析 (構面 2・4・6・8、2階、正方向)



(a) 軸力

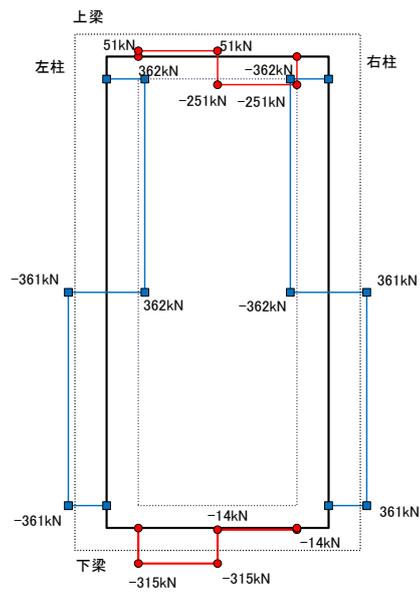
(b) せん断力



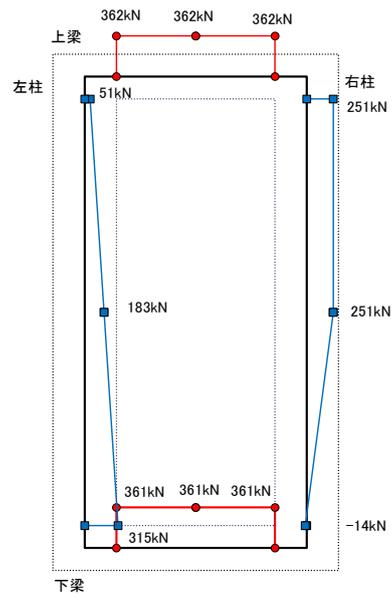
(c) 曲げモーメント

(d) 支点反力

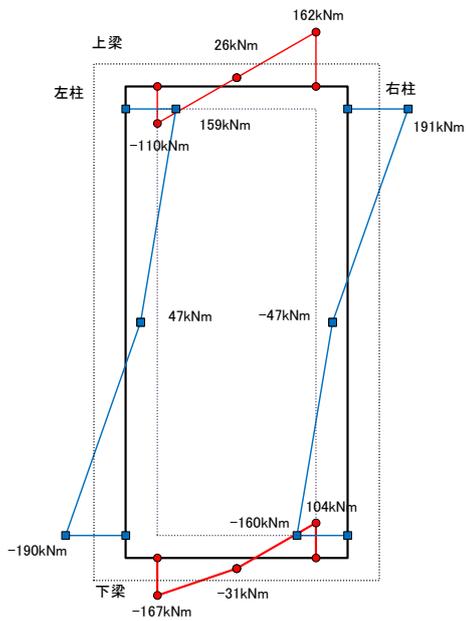
図5.6.3 鉄骨枠の骨組解析 (構面 2・4・6・8、3階、正方向)



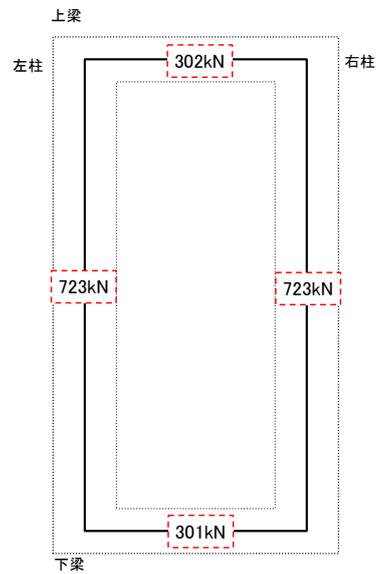
(a) 軸力



(b) せん断力

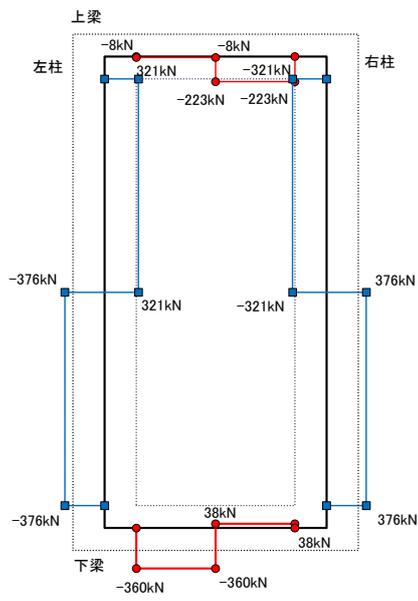


(c) 曲げモーメント

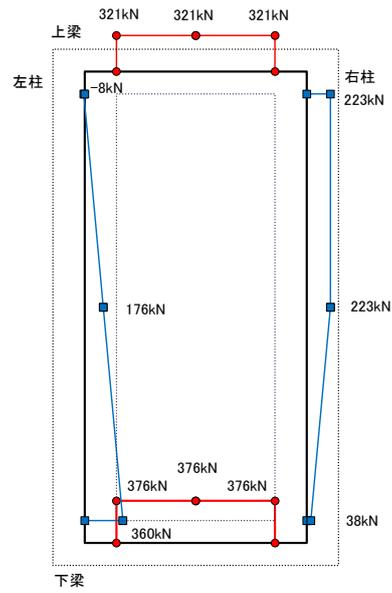


(d) 支点反力

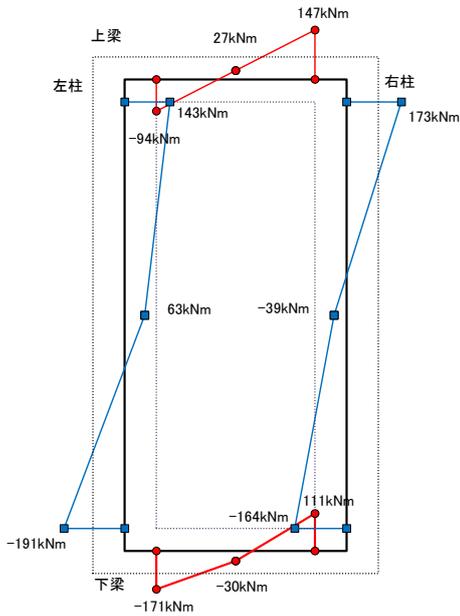
図5.6.4 鉄骨枠の骨組解析 (構面 2・4・6・8、4階、正方向)



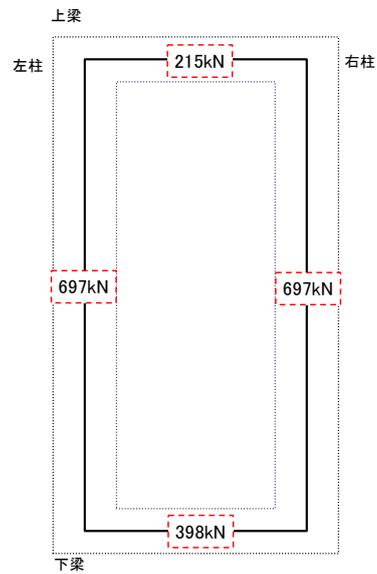
(a) 軸力



(b) せん断力

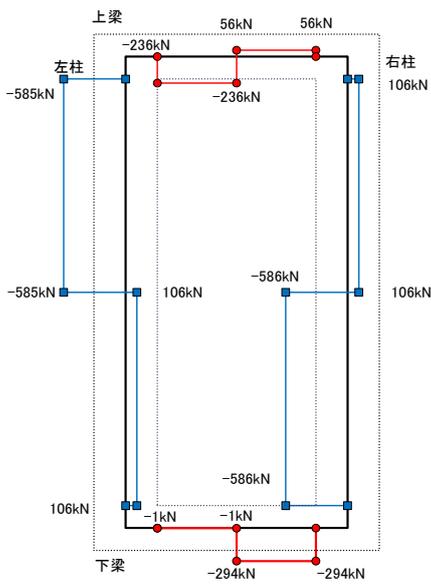


(c) 曲げモーメント

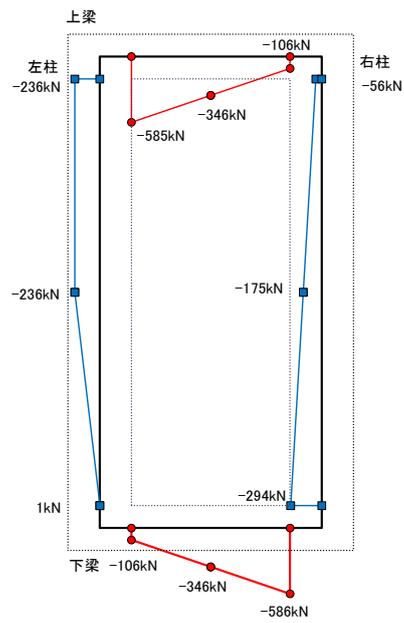


(d) 支点反力

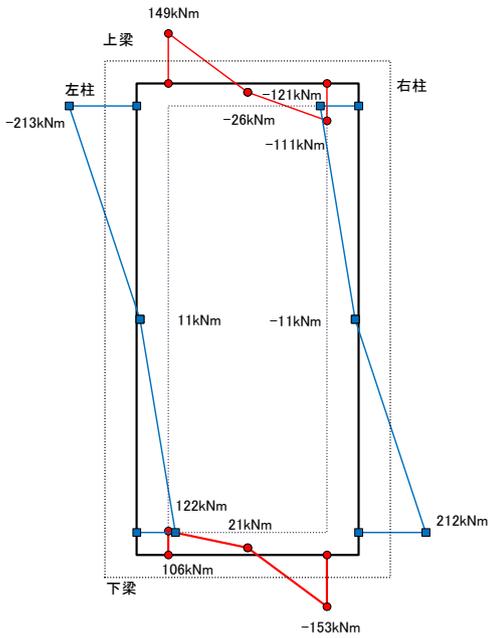
図5.6.5 鉄骨枠の骨組解析 (構面 2・4・6・8、5階、正方向)



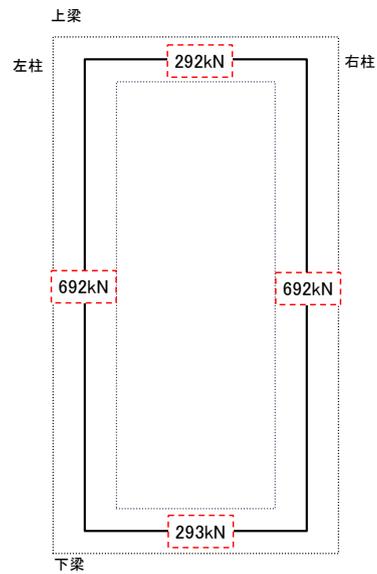
(a) 軸力



(b) せん断力

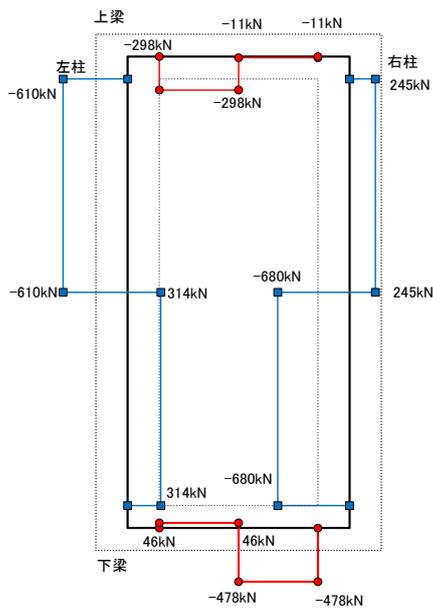


(c) 曲げモーメント

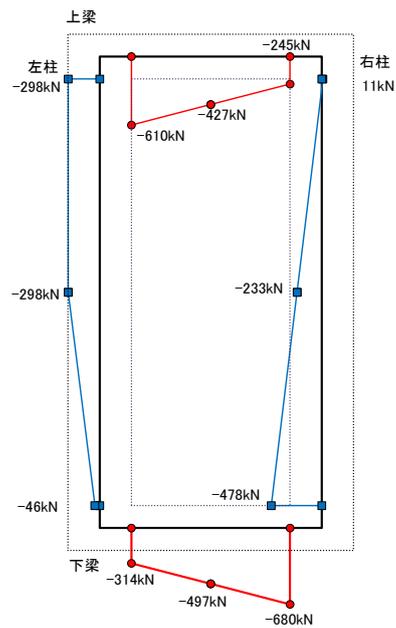


(d) 支点反力

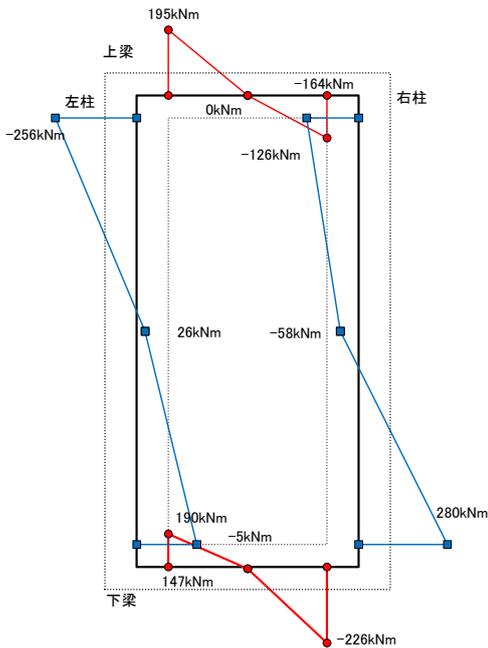
図5.6.6 鉄骨枠の骨組解析 (構面 2・4・6・8、1階、負方向)



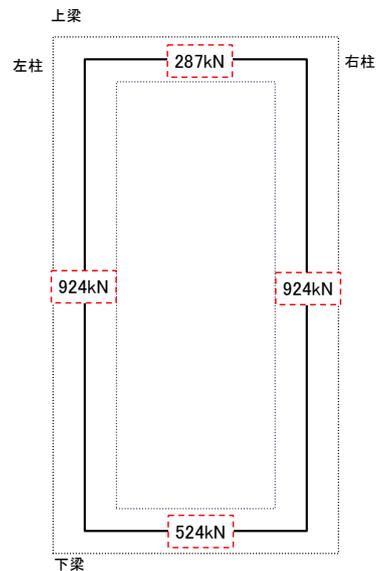
(a) 軸力



(b) せん断力

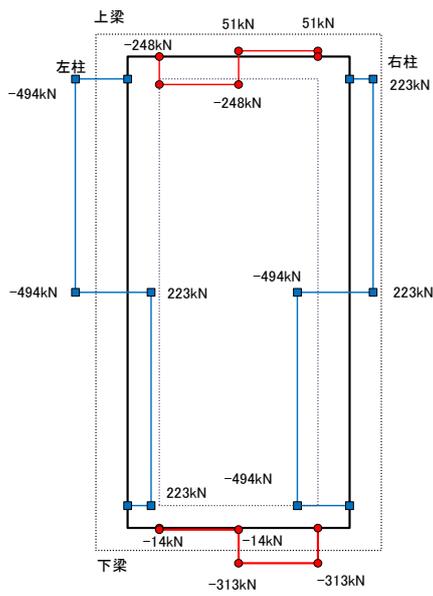


(c) 曲げモーメント

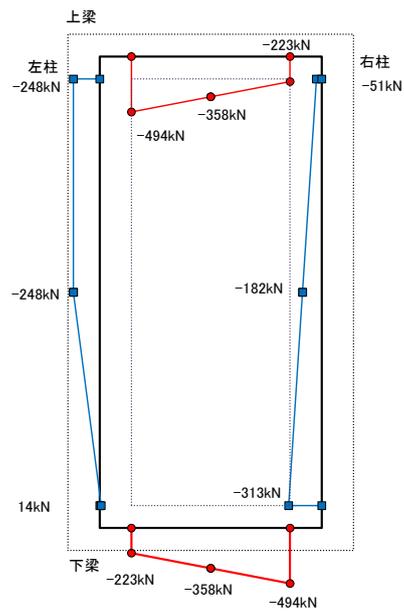


(d) 支点反力

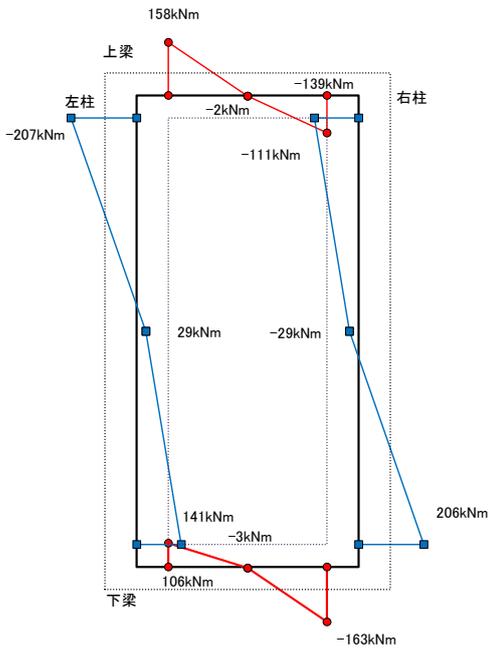
図5.6.7 鉄骨枠の骨組解析 (構面 2・4・6・8、2階、負方向)



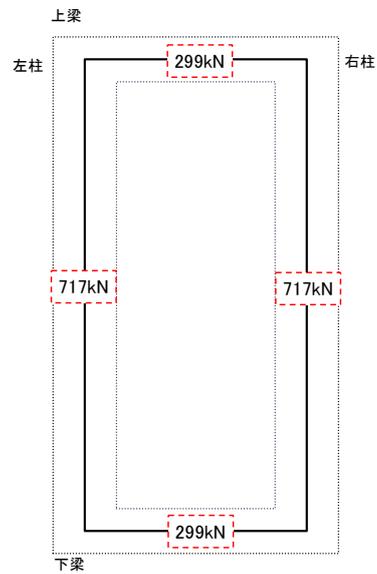
(a) 軸力



(b) せん断力

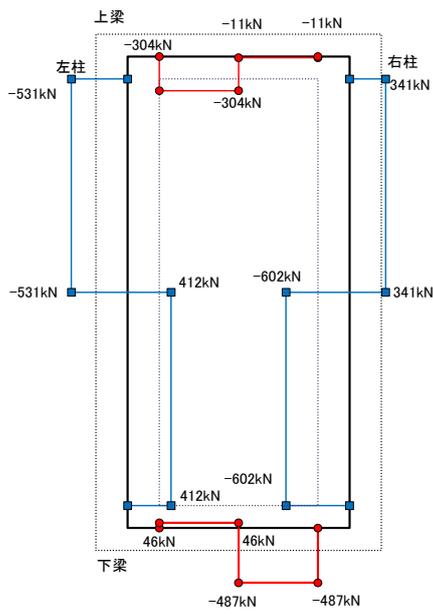


(c) 曲げモーメント

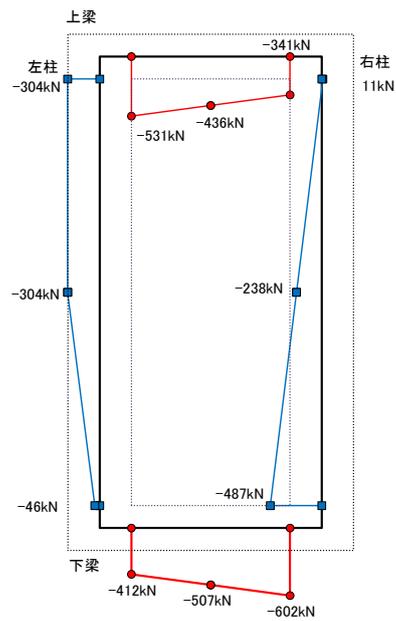


(d) 支点反力

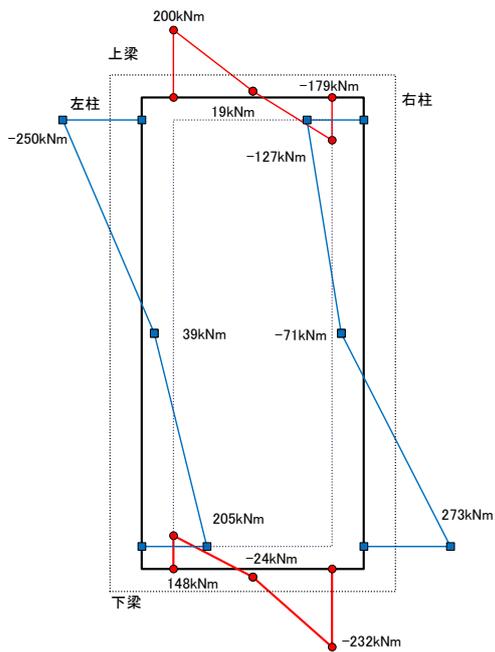
図5.6.8 鉄骨枠の骨組解析 (構面 2・4・6・8、3階、負方向)



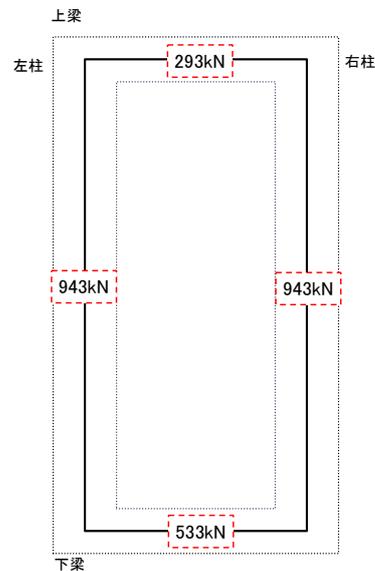
(a) 軸力



(b) せん断力

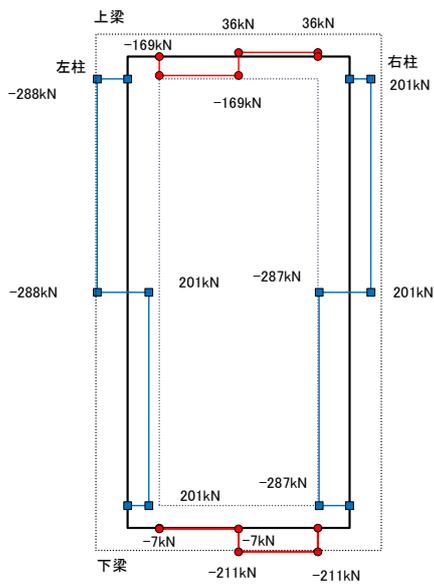


(c) 曲げモーメント

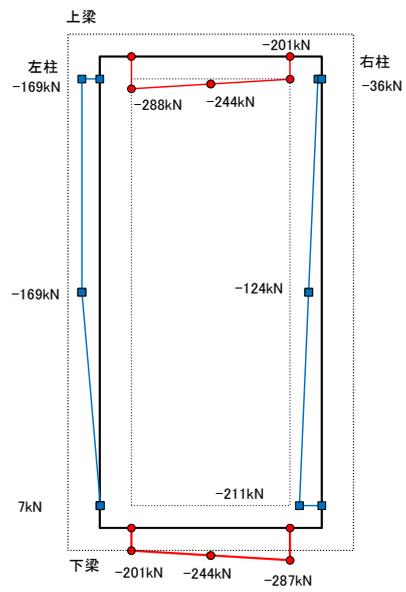


(d) 支点反力

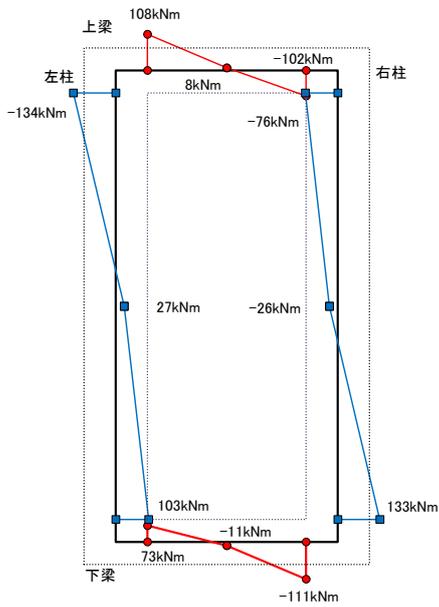
図5.6.9 鉄骨枠の骨組解析 (構面 2・4・6・8、4階、負方向)



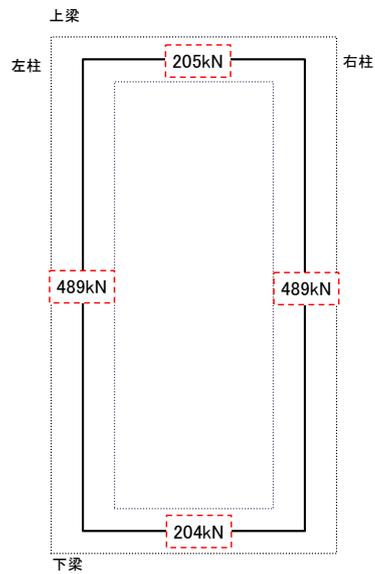
(a) 軸力



(b) せん断力

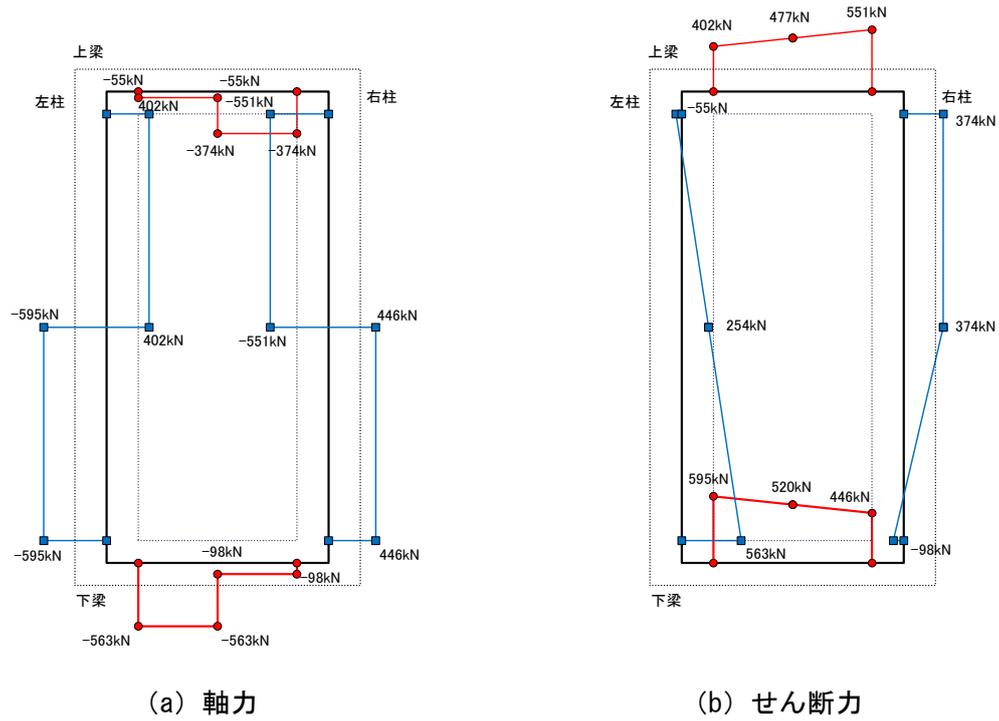


(c) 曲げモーメント



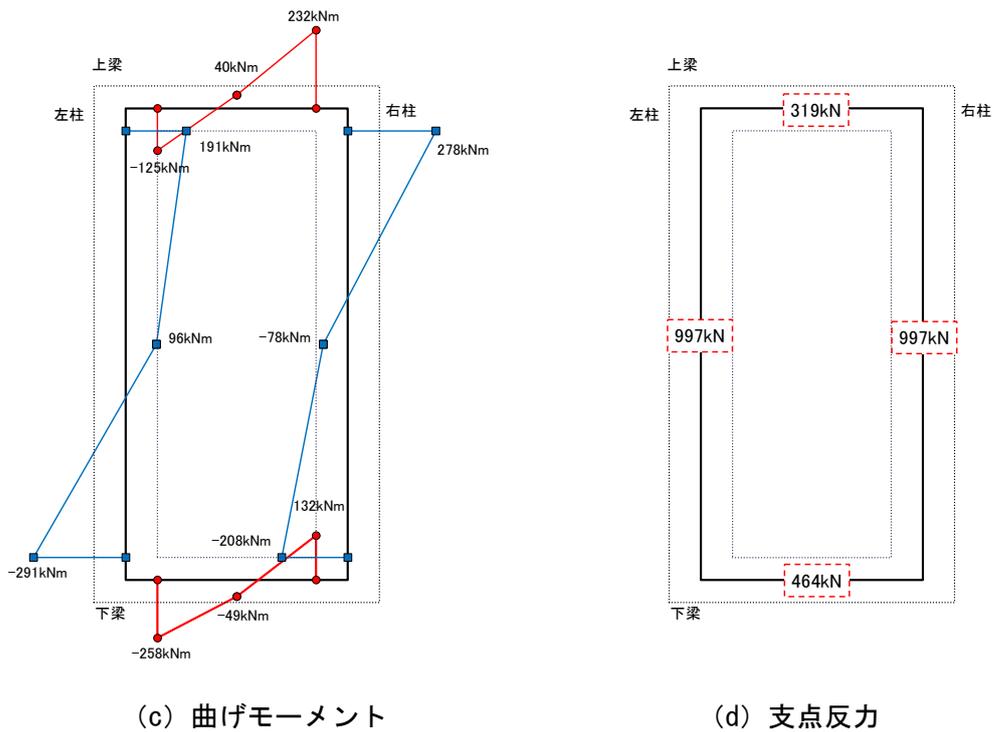
(d) 支点反力

図5.6.10 鉄骨枠の骨組解析 (構面 2・4・6・8、5階、負方向)



(a) 軸力

(b) せん断力



(c) 曲げモーメント

(d) 支点反力

図5.6.11 鉄骨枠の骨組解析 (構面 3・5・7、1階、正方向)

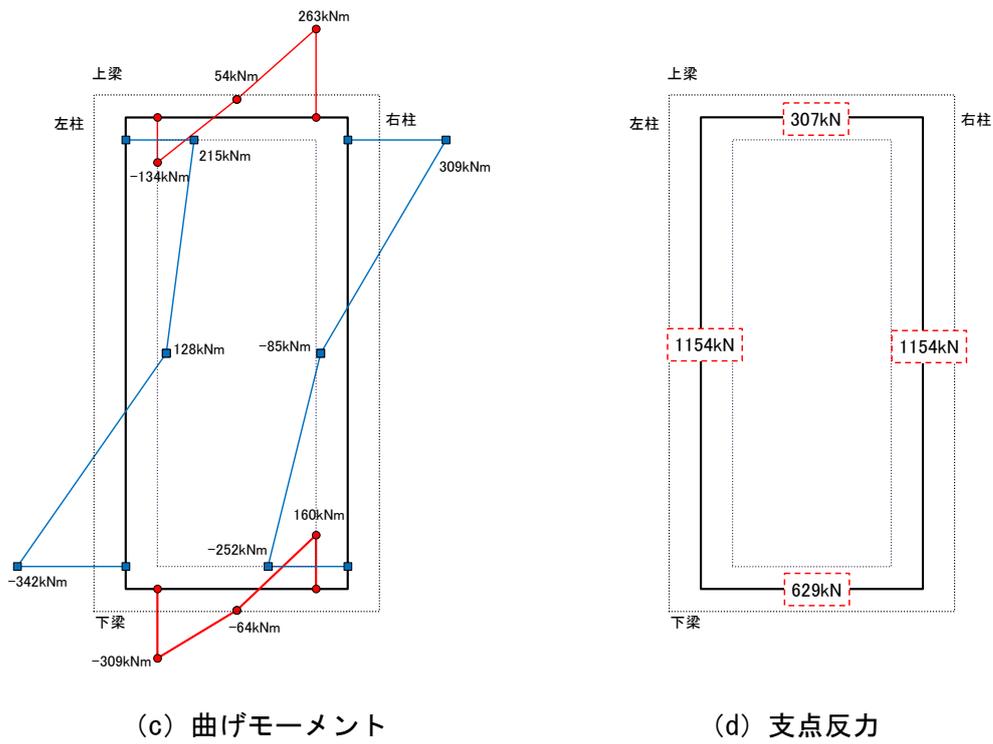
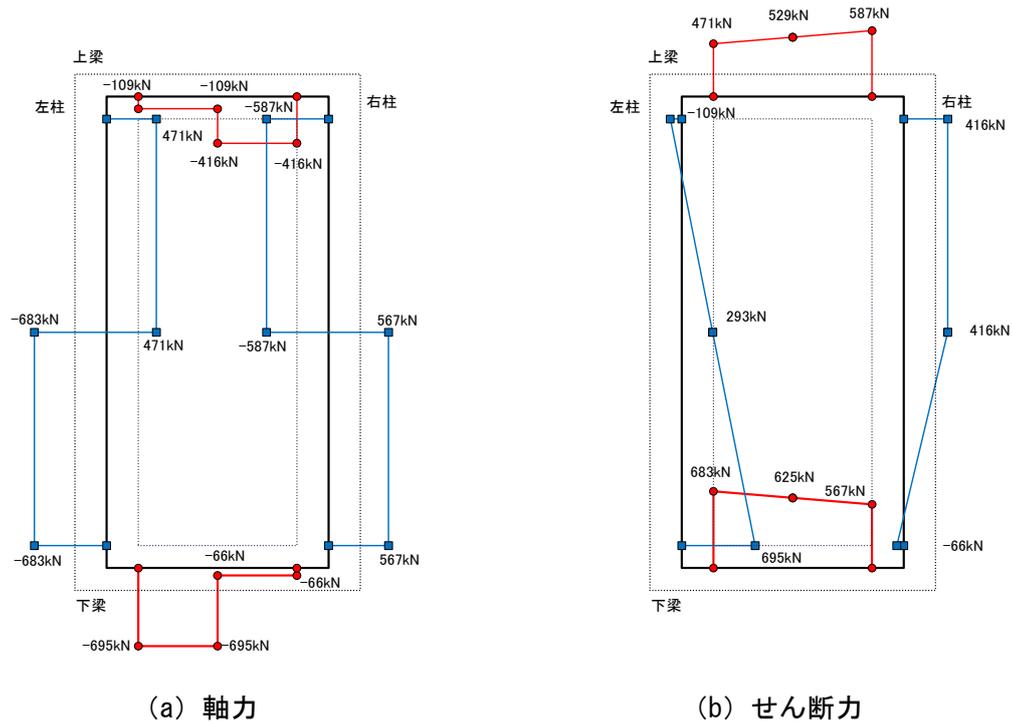
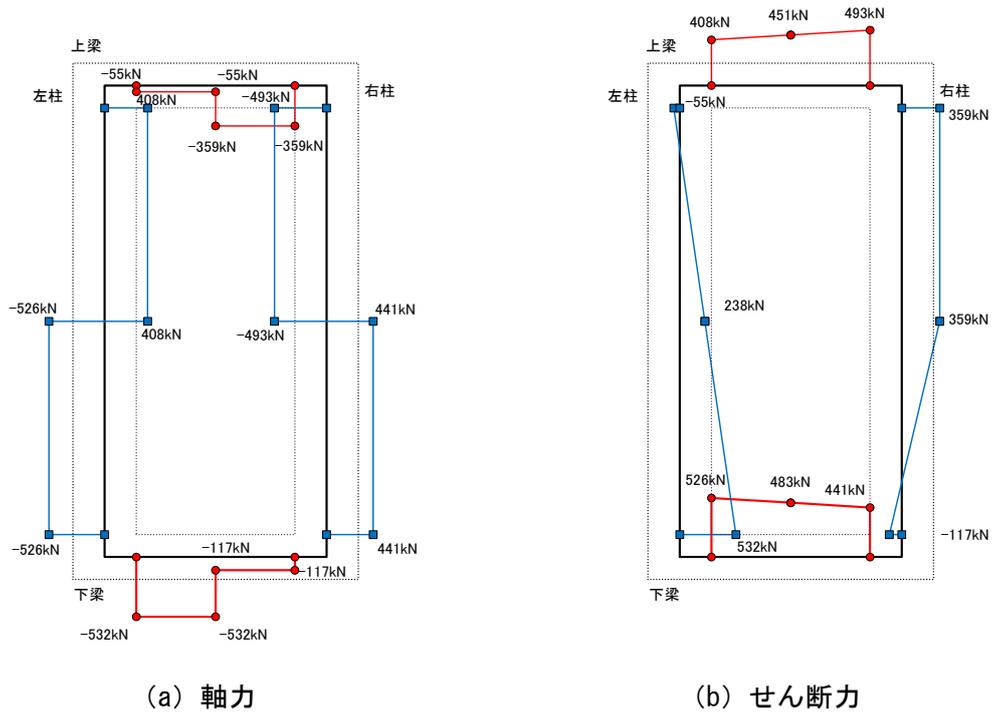
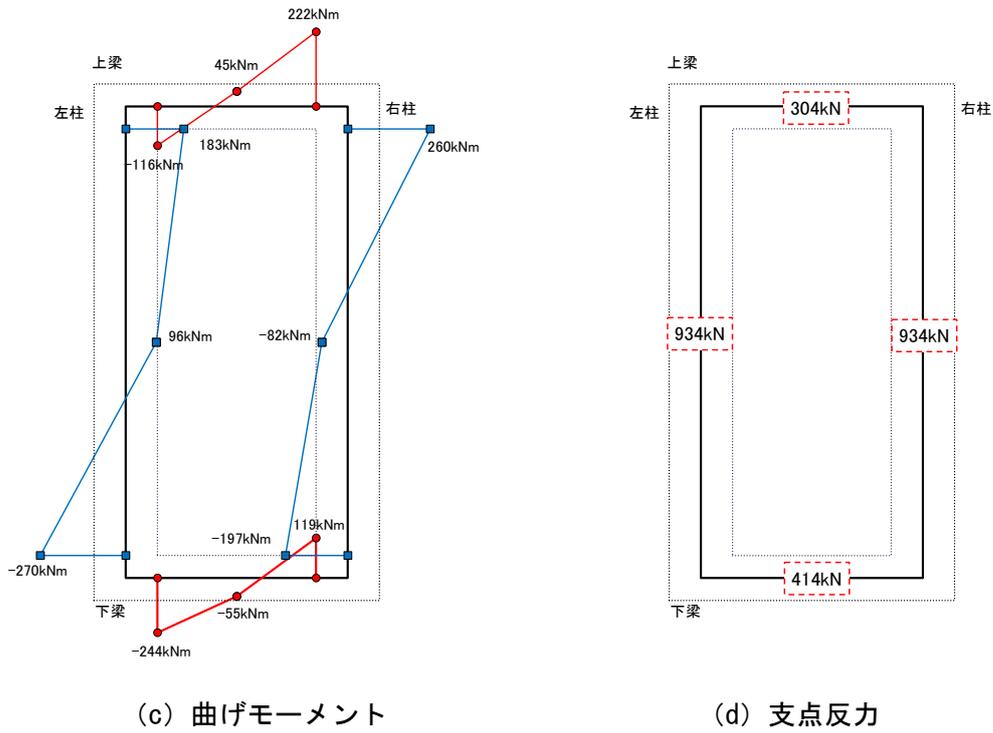


図5.6.12 鉄骨枠の骨組解析 (構面 3・5・7、2階、正方向)



(a) 軸力

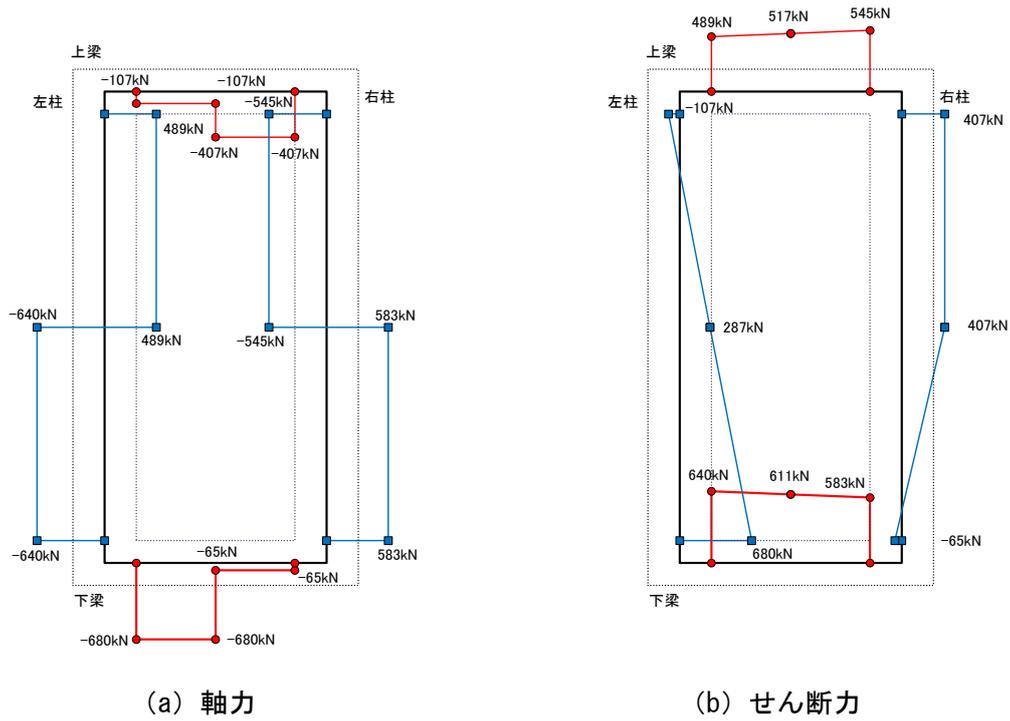
(b) せん断力



(c) 曲げモーメント

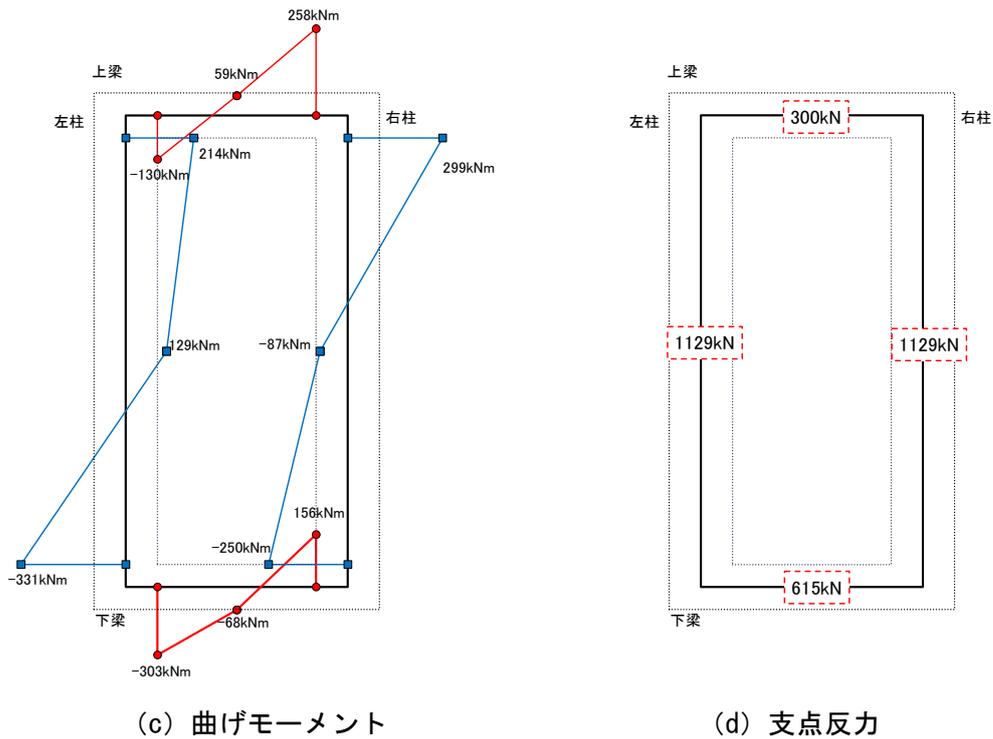
(d) 支点反力

図5.6.13 鉄骨枠の骨組解析 (構面 3・5・7、3階、正方向)



(a) 軸力

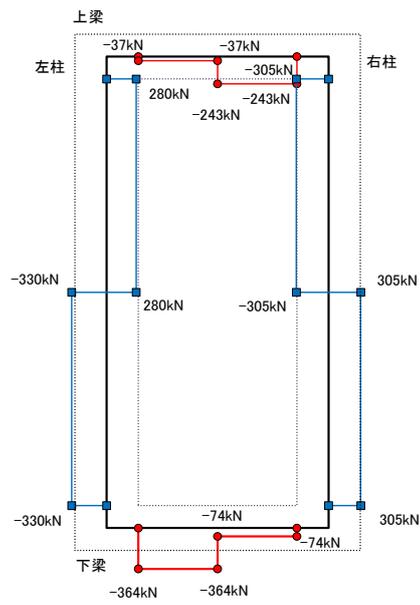
(b) せん断力



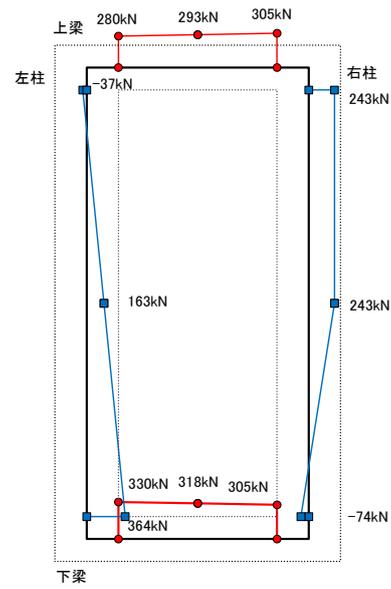
(c) 曲げモーメント

(d) 支点反力

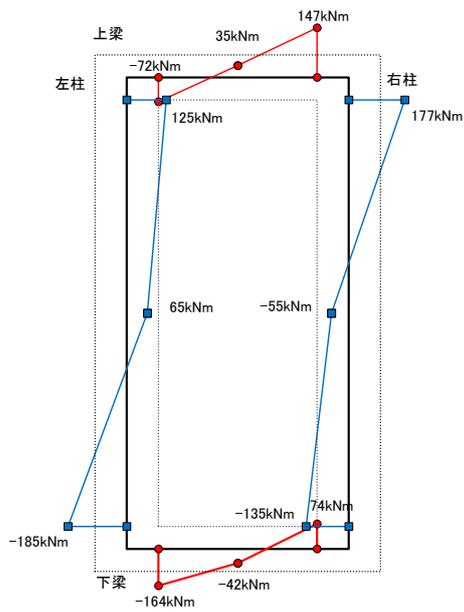
図5.6.14 鉄骨枠の骨組解析 (構面 3・5・7、4階、正方向)



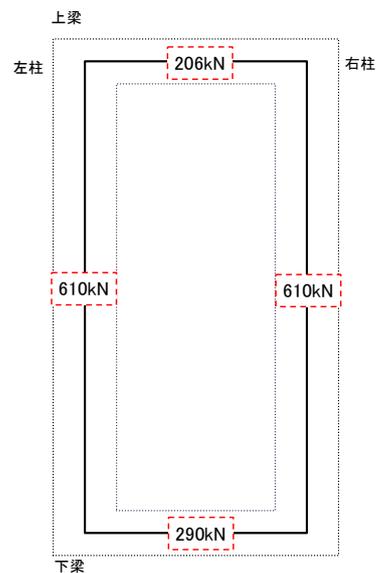
(a) 軸力



(b) せん断力

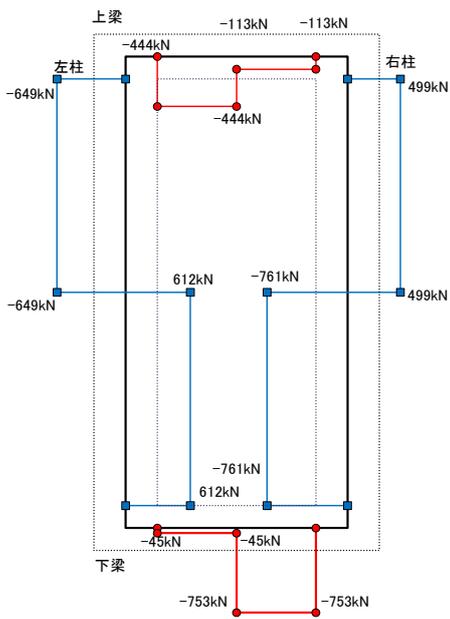


(c) 曲げモーメント

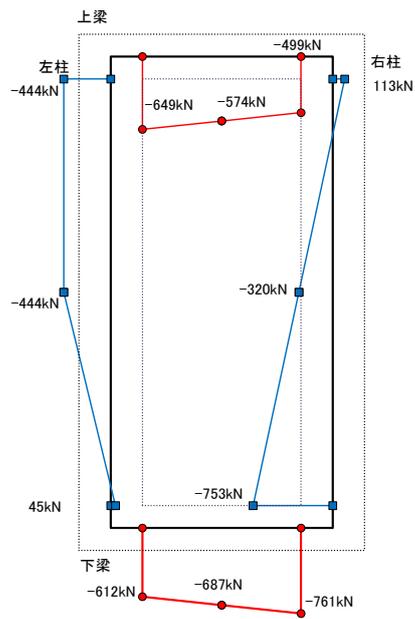


(d) 支点反力

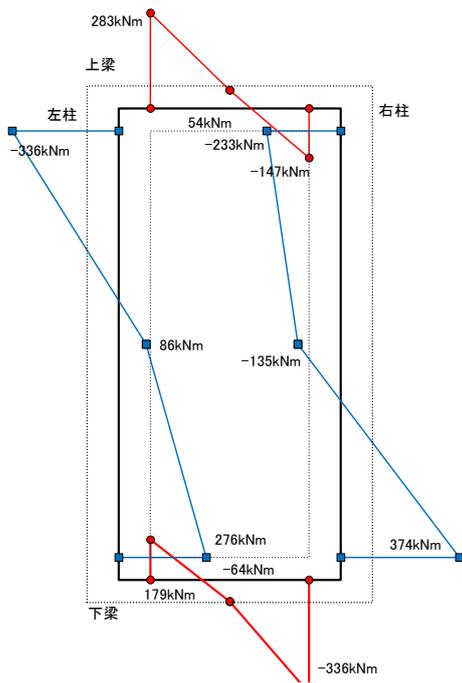
図5.6.15 鉄骨枠の骨組解析 (構面 3・5・7、5階、正方向)



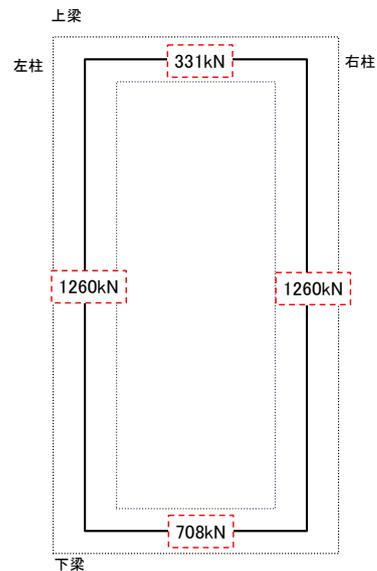
(a) 軸力



(b) せん断力

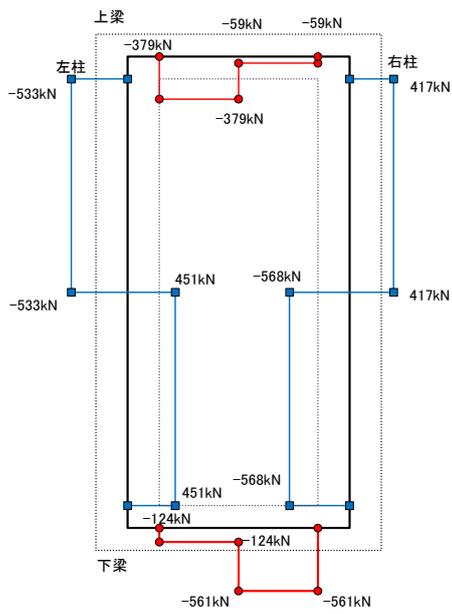


(c) 曲げモーメント

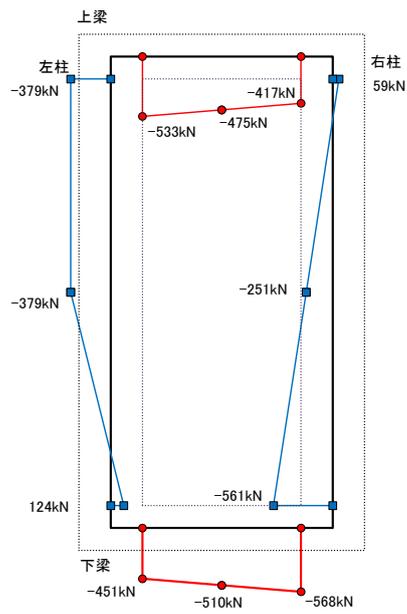


(d) 支点反力

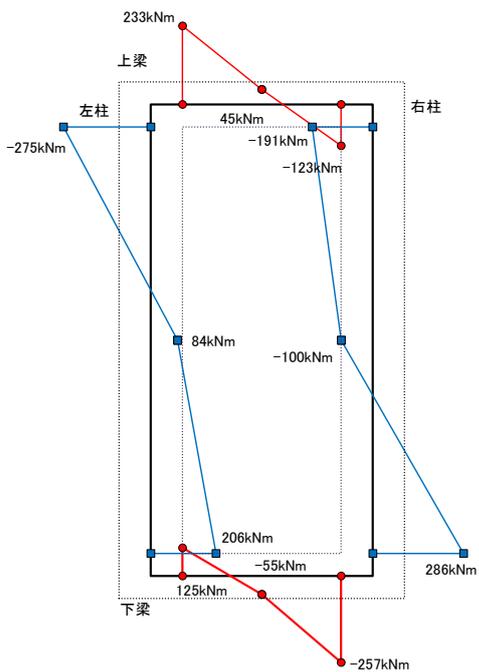
図5.6.16 鉄骨枠の骨組解析 (構面 3・5・7、1階、負方向)



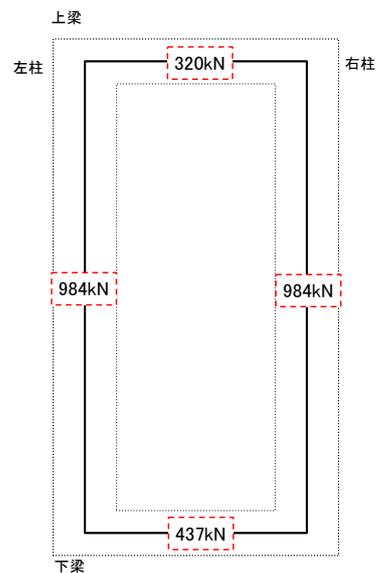
(a) 軸力



(b) せん断力

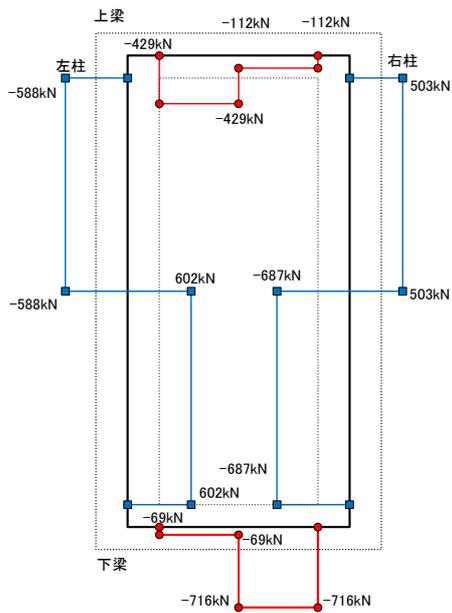


(c) 曲げモーメント

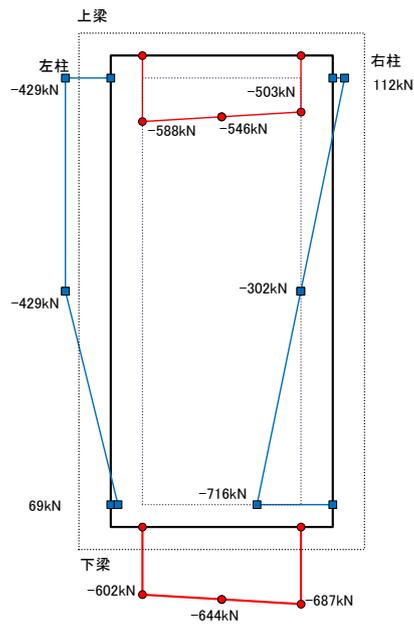


(d) 支点反力

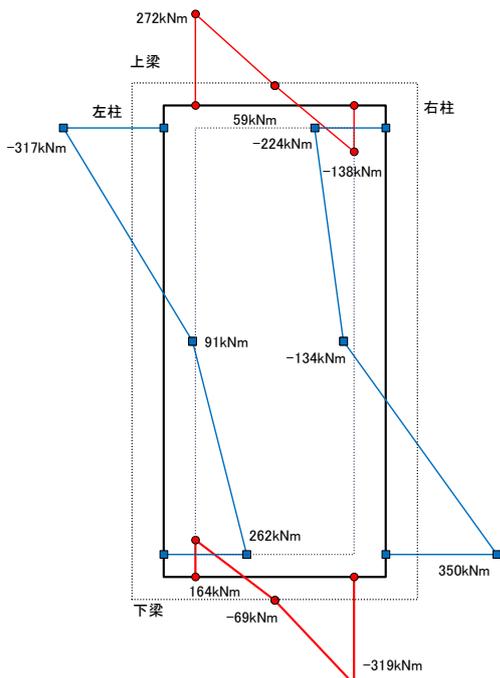
図5.6.17 鉄骨枠の骨組解析 (構面 3・5・7、2階、負方向)



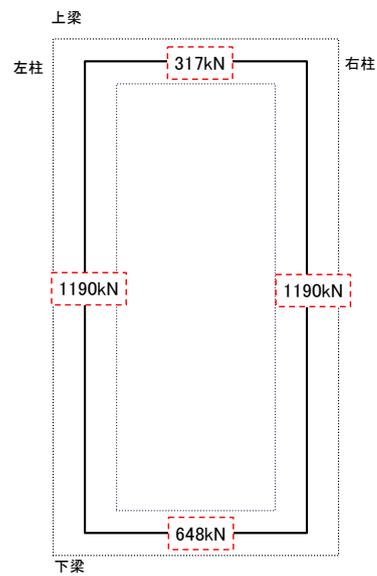
(a) 軸力



(b) せん断力

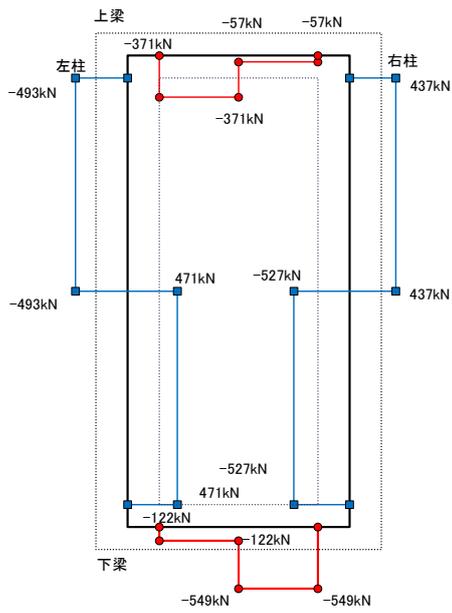


(c) 曲げモーメント

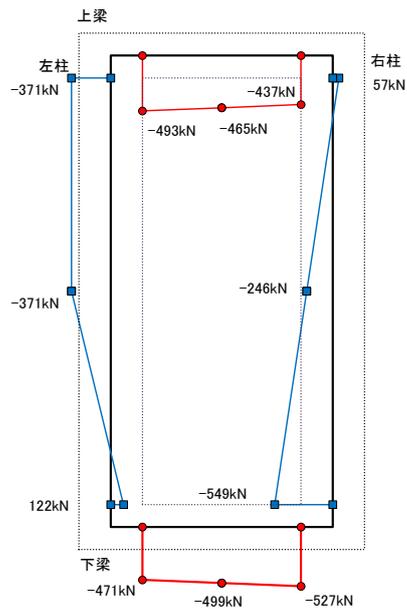


(d) 支点反力

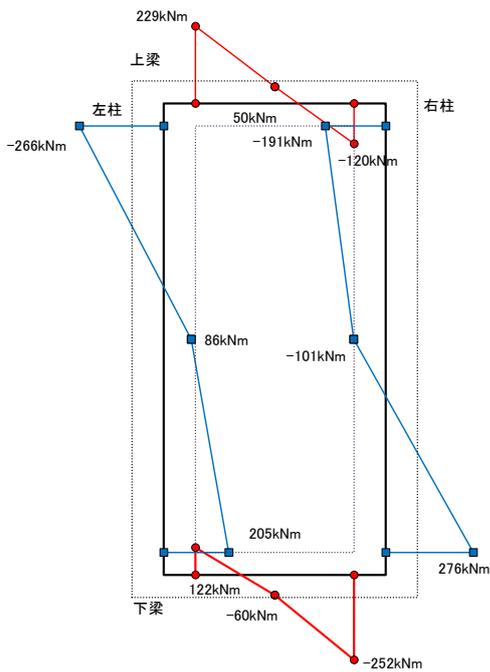
図5.6.18 鉄骨枠の骨組解析 (構面 3・5・7、3階、負方向)



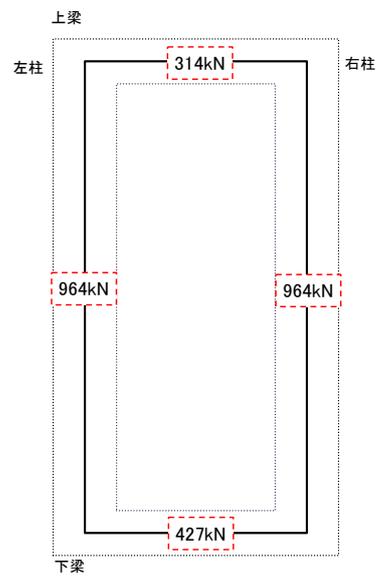
(a) 軸力



(b) せん断力

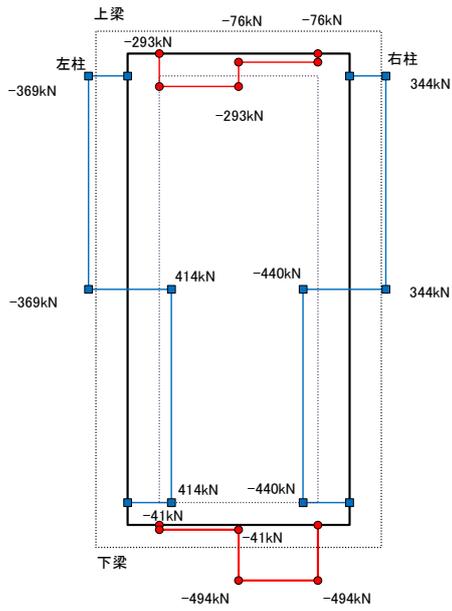


(c) 曲げモーメント

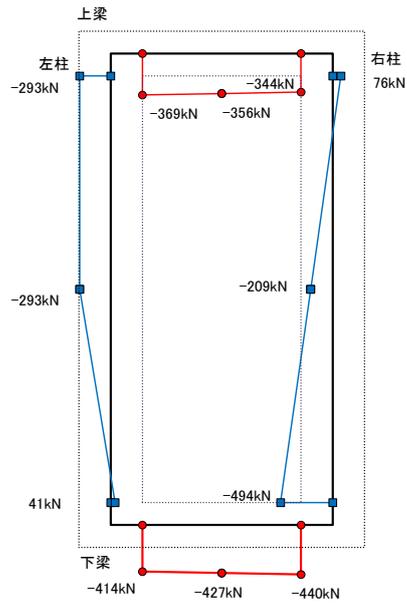


(d) 支点反力

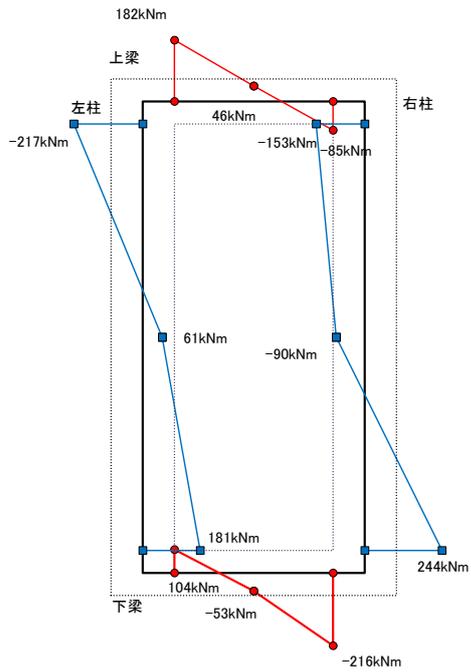
図5.6.19 鉄骨枠の骨組解析 (構面 3・5・7、4階、負方向)



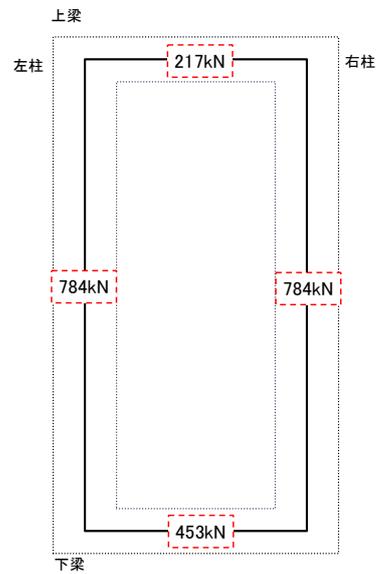
(a) 軸力



(b) せん断力



(c) 曲げモーメント



(d) 支点反力

図5.6.20 鉄骨枠の骨組解析 (構面 3・5・7、5階、負方向)

5.7. 鉄骨枠の層間変形角の確認

表5.10.1に、5.6節で実施した骨組解析で求めた鉄骨枠の層間変形角を示す。1.4節の図1.4.1の計算のフローや4.2節の解説で示したように、図4.1.1に示す検討用荷重を鉄骨枠に作用させた時の加力点1と支点2の間の層間変形角が $1/200\text{rad}$ ($0.50 \times 10^{-2}\text{rad}$)を下回るように、鉄骨枠に必要な剛性を付与することとしており、正負のいずれの加力方向においても条件を満足する必要がある。

表中に示すように、正方向では構面2、4、6、8の1階 ($0.46 \times 10^{-2}\text{rad}$)、負方向では構面3、5、7の1階 ($0.48 \times 10^{-2}\text{rad}$)が最大であるが、いずれも $1/200\text{rad}$ を下回っており、条件を満足している。一方で、これらの鉄骨枠における余裕度は数%に留まっており、層間変形角に関する制限が鉄骨枠の断面設計を決定する主要因となっていることが分かる。

5.8. 鉄骨枠に作用するせん断力、曲げモーメントの確認

表5.10.1に、5.6節の骨組解析の結果を踏まえた鉄骨枠のせん断力、曲げモーメントを示す。また、4.2節の式(4.1)、(4.2)に示す鉄骨枠の梁材、柱材のせん断耐力、曲げ耐力、式(4.3)、(4.4)に示す鉄骨枠の柱梁接合部の全塑性モーメント、パネルモーメントも表中に示している。なお、各耐力の算定には鋼材の基準強度を用いているが、ここでは基準強度を1.1倍した値を用いた。また、壁板からの支圧力が伝達できるように、鉄骨枠の開口際のフランジを内側に延長しているが、曲げ耐力の評価においては、その影響を無視している。1.4節の図1.4.1の計算のフローで示したように、正負のいずれの加力方向においても、耐力が入力を上回る必要がある。

鉄骨枠の柱材におけるせん断力に対するせん断耐力の余裕度は2.61～7.02、曲げモーメントに対する曲げ耐力の余裕度は1.49～2.85であり、十分な余裕度が確保されているが、前節で示したように、層間変形角に関する制限があるため、この余裕度が小さい戸境壁では、柱断面の寸法やウェブ厚やフランジ厚を短くすることは難しい。

鉄骨枠の梁材におけるせん断力に対するせん断耐力の余裕度は1.45～3.44、曲げモーメントに対する曲げ耐力の余裕度は1.10～2.07であり、いずれの戸境壁でも条件を満足していることが確認されたが、柱材と比較すると余裕度は小さい。これは、柱材(300mm)と比較して梁材(200mm)のせいが小さいことが起因しており、柱材と比較してフランジの厚みを大きくしているが、鉄骨枠の設計を行う上で、梁材の曲げ耐力の確保が課題となっていることが分かる。

鉄骨枠の柱梁接合部におけるパネルモーメントに対する全塑性モーメントの余裕度は1.20～2.90であり、条件を満足する結果となった。

5.9. 接合要素に作用するせん断力の確認（接着接合の場合）

表5.10.2に、5.6節で実施した骨組解析で求めた壁板と鉄骨枠の間の接合要素に作用するせん断力を示す。なお、壁板－梁材（柱梁接合部含む）間に作用する水平方向の設計用せん断力は、図4.1.1の加力点1に作用する水平荷重もしくは支点2に作用する水平反力のうちの大きい方の値とした。また、壁板－柱材間に作用する鉛直方向の設計用せん断力は、図4.1.1の支点3もしくは支点4に作用する鉛直反力のうちの大きい方の値とした。表中には、4.3節で示した式(4.5)、(4.6)による水平方向、鉛直方向の設計用せん断力に対するせん断耐力も示す。コンクリートの圧縮強度 σ_B には、既存躯体のコンクリートの設計基準強度 ($F_c=16.2\text{N/mm}^2$)を用いている。

構面 2、4、6、8 の戸境壁に対しては、設計用せん断力に対するせん断耐力の余裕度が、水平方向で 1.25 以上、鉛直方向で 1.53 以上確保されている。4.6 節には、第IV-5 編に概要を示した鉄骨枠による補強を行った施工実験および加力実験の試験体における設計上の余裕度（但し、せん断耐力の計算値ではなく、有限要素解析で得られた最大耐力を用いて設計用応力を算定している）を示しているが、水平方向、鉛直方向の余裕度はそれぞれ 1.00、1.81 である。実験では接着面近傍の破壊が生じており、急激な耐力低下の要因となったことから、一定以上の余裕度を確保することが望ましいが、破壊が生じた水平方向についても、2 割以上の余裕度が確保されていることから、構造安全性は十分に確保できるものと考えられる。

一方で、構面 3、5、7 の戸境壁に対しては、構面 2、4、6、8 の戸境壁と比較して設計条件が厳しく、設計用せん断力に対するせん断耐力の余裕度が、1~4 階の戸境壁では 2 割を下回っており、1 階では入力とほぼ同程度のせん断耐力しか確保できていない。しかしながら、接着面のせん断耐力は、コンクリートの圧縮強度（せん断強度）と鉄骨枠の接着面積のみで決まるため、設計条件を満足しない場合は鉄骨枠の断面設計を改めて行う必要があり、また、断面寸法が大きくなると鉄骨枠の重量増にも繋がるため、合理的な設計が難しくなる場合があるものと考えられる。したがって、本設計例においては、表5.3.1 で示したように、接着接合を行う対象は構面 2、4、6、8 の戸境壁のみとし、構面 3、5、7 の戸境壁に鉄骨枠の開口新設補強を行う場合には後述するボルト接合を採用することとする。

5.10. 接合要素に作用するせん断力の確認（ボルト接合の場合）

表5.10.3 に、5.6 節で実施した骨組解析で求めた壁板と鉄骨枠の間の接合要素に作用するせん断力を示す。なお、壁板-梁材（柱梁接合部含む）間に作用する水平方向の設計用せん断力は、図4.1.1 の加力点 1 に作用する水平荷重もしくは支点 2 に作用する水平反力のうちの大きい方の値とした。また、壁板-柱材間に作用する鉛直方向の設計用せん断力は、図4.1.1 の支点 3 もしくは支点 4 に作用する鉛直反力のうちの大きい方の値としており、5.9 節で用いたものと同じ値である。

表中には、4.4 節で示した式(4.7)~(4.11)による水平方向、鉛直方向の設計用せん断力に対するせん断耐力も示す。コンクリートの圧縮強度 σ_B には、既存躯体のコンクリートの設計基準強度 ($F_c=16.2\text{N/mm}^2$) を用いている。また、表5.3.1 で示したように強度区分 5.6 のボルトを接合に用いることから、ボルトの降伏強度は $m\sigma_y=300\text{N/mm}^2$ とした。ボルト 1 本あたりのせん断耐力は、M20 の場合で 103kN、M16 の場合で 66kN である（ボルトの両側に鉄骨枠が取り付けため、せん断耐力を計算する際の断面積は、ボルト断面の 2 倍としている）。

構面 2、4、6、8 の戸境壁に対しては、設計用せん断力に対するせん断耐力の余裕度が、水平方向で 1.32 以上、鉛直方向で 1.25 以上確保されている。4.6 節には、第IV-5 編に概要を示した鉄骨枠による補強を行った施工実験および加力実験の試験体における設計上の余裕度（但し、せん断耐力の計算値ではなく、有限要素解析で得られた最大耐力を用いて設計用応力を算定している）を示しているが、水平方向、鉛直方向の余裕度はそれぞれ 1.42、1.38 とほぼ同程度であり、加力実験でも脆性的な破壊は確認されていないことから、構造安全性は十分に確保できるものと考えられる。

構面 3、5、7 の戸境壁に対しては、構面 2、4、6、8 の戸境壁と比較して設計条件が厳しく、設

IV-3. 設計マニュアル

計用せん断力に対するせん断耐力の余裕度は、水平方向で1.16以上、鉛直方向で1.14以上に留まる。しかしながら、式(4.7)～(4.11)によるボルトのせん断耐力は、ずれ変形が小さい状況で耐力を発揮することを想定した安全側の値であること、また、加力実験でも脆性的な破壊は確認されていないことから、これらの戸境壁についても、構造安全性は十分に確保できるものと考えられる。

表5. 10. 1 鉄骨柱の層間変形角およびせん断力、曲げモーメントの確認

(a) 正方向

	単位	構面2 1F	構面2 2F	構面2 3F	構面2 4F	構面2 5F	
鉄骨柱	最大せん断力	kN	508	310	498	315	360
	最大せん断力時の軸力	kN	535	355	519	361	376
	最大せん断力時の軸応力	N/mm ²	39	26	38	26	33
	せん断耐力	kN	1477	1482	1478	1482	1480
	耐力/荷重(せん断力)		2.91	4.78	2.97	4.70	4.11
	最大曲げモーメント	kNm	274	187	267	191	191
	最大曲げモーメント時の軸力	kN	535	355	519	362	376
	最大曲げモーメント時の軸応力	N/mm ²	39	26	38	26	33
	曲げ耐力	kNm	470	490	472	489	373
耐力/荷重(曲げ)		1.72	2.61	1.77	2.56	1.95	
鉄骨梁	最大せん断力	kN	535	355	519	362	376
	最大せん断力時の軸力	kN	508	310	498	251	360
	最大せん断力時の軸応力	N/mm ²	40	25	39	20	40
	せん断耐力	kN	984	988	985	989	985
	耐力/荷重(せん断力)		1.84	2.79	1.90	2.74	2.62
	最大曲げモーメント	kNm	244	164	239	167	171
	最大曲げモーメント時の軸力	kN	508	246	498	315	360
	最大曲げモーメント時の軸応力	N/mm ²	40	20	39	25	40
	曲げ耐力	kNm	301	321	302	315	202
耐力/荷重(曲げ)		1.23	1.96	1.26	1.89	1.18	
鉄骨 接合部	パネルモーメント	kNm	198	137	194	140	137
	パネルの全塑性モーメント	kNm	255	255	255	255	268
	耐力/荷重(曲げ)		1.28	1.86	1.31	1.83	1.96
水平剛性	層間変形角	10 ⁻² rad	0.46	0.33	0.45	0.34	0.41
	規定値(0.005rad)/層間変形角		1.08	1.49	1.10	1.47	1.21

	単位	構面3 1F	構面3 2F	構面3 3F	構面3 4F	構面3 5F	
鉄骨柱	最大せん断力	kN	563	695	532	680	364
	最大せん断力時の軸力	kN	595	683	526	640	330
	最大せん断力時の軸応力	N/mm ²	35	40	31	37	29
	せん断耐力	kN	1972	1969	1974	1971	1481
	耐力/荷重(せん断力)		3.51	2.83	3.71	2.90	4.07
	最大曲げモーメント	kNm	291	342	270	331	185
	最大曲げモーメント時の軸力	kN	595	683	526	640	330
	最大曲げモーメント時の軸応力	N/mm ²	35	40	31	37	29
	曲げ耐力	kNm	574	564	581	569	377
耐力/荷重(曲げ)		1.97	1.65	2.15	1.72	2.04	
鉄骨梁	最大せん断力	kN	595	683	526	640	330
	最大せん断力時の軸力	kN	563	695	532	680	364
	最大せん断力時の軸応力	N/mm ²	35	43	33	42	32
	せん断耐力	kN	1315	1312	1315	1312	987
	耐力/荷重(せん断力)		2.21	1.92	2.50	2.05	2.99
	最大曲げモーメント	kNm	258	309	244	303	164
	最大曲げモーメント時の軸力	kN	563	695	532	680	364
	最大曲げモーメント時の軸応力	N/mm ²	35	43	33	42	32
	曲げ耐力	kNm	383	374	385	375	275
耐力/荷重(曲げ)		1.48	1.21	1.58	1.24	1.68	
鉄骨 接合部	パネルモーメント	kNm	209	248	197	243	138
	パネルの全塑性モーメント	kNm	325	325	325	325	258
	耐力/荷重(曲げ)		1.55	1.31	1.65	1.34	1.87
水平剛性	層間変形角	10 ⁻² rad	0.38	0.44	0.36	0.43	0.34
	規定値(0.005rad)/層間変形角		1.30	1.13	1.38	1.15	1.45

表5. 10. 1 鉄骨柱の層間変形角およびせん断力、曲げモーメントの確認

(b) 負方向

	単位	構面2 1F	構面2 2F	構面2 3F	構面2 4F	構面2 5F	
鉄骨柱	最大せん断力	kN	294	478	313	487	211
	最大せん断力時の軸力	kN	586	680	494	602	287
	最大せん断力時の軸応力	N/mm ²	42	49	36	44	25
	せん断耐力	kN	1476	1472	1479	1475	1482
	耐力/荷重(せん断力)		5.02	3.08	4.73	3.03	7.02
	最大曲げモーメント	kNm	213	280	207	273	134
	最大曲げモーメント時の軸力	kN	585	680	494	602	288
	最大曲げモーメント時の軸応力	N/mm ²	42	49	36	44	25
	曲げ耐力	kNm	465	455	475	463	382
耐力/荷重(曲げ)		2.18	1.63	2.29	1.69	2.85	
鉄骨梁	最大せん断力	kN	586	680	494	602	288
	最大せん断力時の軸力	kN	294	478	313	304	169
	最大せん断力時の軸応力	N/mm ²	23	38	25	24	19
	せん断耐力	kN	989	985	988	988	989
	耐力/荷重(せん断力)		1.69	1.45	2.00	1.64	3.44
	最大曲げモーメント	kNm	153	226	163	232	111
	最大曲げモーメント時の軸力	kN	294	298	313	487	211
	最大曲げモーメント時の軸応力	N/mm ²	23	24	25	39	23
	曲げ耐力	kNm	317	317	316	302	213
耐力/荷重(曲げ)		2.07	1.40	1.94	1.30	1.93	
鉄骨 接合部	パネルモーメント	kNm	130	183	137	188	92
	パネルの全塑性モーメント	kNm	255	255	255	255	268
	耐力/荷重(曲げ)		1.96	1.39	1.86	1.36	2.90
水平剛性	層間変形角	10 ⁻² rad	0.33	0.43	0.34	0.44	0.29
	規定値(0.005rad)/層間変形角		1.53	1.15	1.48	1.13	1.72

	単位	構面3 1F	構面3 2F	構面3 3F	構面3 4F	構面3 5F	
鉄骨柱	最大せん断力	kN	753	561	716	549	494
	最大せん断力時の軸力	kN	761	568	687	527	440
	最大せん断力時の軸応力	N/mm ²	44	33	40	31	39
	せん断耐力	kN	1966	1973	1969	1974	1477
	耐力/荷重(せん断力)		2.61	3.52	2.75	3.60	2.99
	最大曲げモーメント	kNm	374	286	350	276	244
	最大曲げモーメント時の軸力	kN	761	568	687	527	440
	最大曲げモーメント時の軸応力	N/mm ²	44	33	40	31	39
	曲げ耐力	kNm	556	576	564	581	366
耐力/荷重(曲げ)		1.49	2.02	1.61	2.10	1.50	
鉄骨梁	最大せん断力	kN	761	568	687	527	440
	最大せん断力時の軸力	kN	753	561	716	549	494
	最大せん断力時の軸応力	N/mm ²	46	34	44	34	43
	せん断耐力	kN	1310	1315	1311	1315	984
	耐力/荷重(せん断力)		1.72	2.32	1.91	2.50	2.24
	最大曲げモーメント	kNm	336	257	319	252	216
	最大曲げモーメント時の軸力	kN	753	561	716	549	494
	最大曲げモーメント時の軸応力	N/mm ²	46	34	44	34	43
	曲げ耐力	kNm	369	383	372	384	266
耐力/荷重(曲げ)		1.10	1.49	1.17	1.52	1.23	
鉄骨 接合部	パネルモーメント	kNm	270	208	256	204	180
	パネルの全塑性モーメント	kNm	325	325	325	325	258
	耐力/荷重(曲げ)		1.20	1.56	1.27	1.59	1.43
水平剛性	層間変形角	10 ⁻² rad	0.48	0.38	0.46	0.37	0.44
	規定値(0.005rad)/層間変形角		1.04	1.31	1.09	1.34	1.14

表5. 10. 2 接合要素のせん断力の確認 (接着接合)

(a) 正方向

接着接合の場合		単位	構面2 1F	構面2 2F	構面2 3F	構面2 4F	構面2 5F
開口左右 (柱)	鉛直せん断力	kN	990	710	965	723	697
	せん断耐力	kN	1514	1514	1514	1514	1514
	耐力/荷重(せん断)	—	1.53	2.13	1.57	2.09	2.17
開口上下 (梁・接合部)	水平せん断力	kN	575	296	546	302	398
	せん断耐力	kN	717	717	717	717	717
	耐力/荷重(せん断)	—	1.25	2.42	1.31	2.38	1.80

接着接合の場合		単位	構面3 1F	構面3 2F	構面3 3F	構面3 4F	構面3 5F
開口左右 (柱)	鉛直せん断力	kN	997	1154	934	1129	610
	せん断耐力	kN	1514	1514	1514	1514	1514
	耐力/荷重(せん断)	—	1.52	1.31	1.62	1.34	2.48
開口上下 (梁・接合部)	水平せん断力	kN	464	629	414	615	290
	せん断耐力	kN	717	717	717	717	717
	耐力/荷重(せん断)	—	1.54	1.14	1.73	1.17	2.48

(b) 負方向

接着接合の場合		単位	構面2 1F	構面2 2F	構面2 3F	構面2 4F	構面2 5F
開口左右 (柱)	鉛直せん断力	kN	692	924	717	943	489
	せん断耐力	kN	1514	1514	1514	1514	1514
	耐力/荷重(せん断)	—	2.19	1.64	2.11	1.61	3.10
開口上下 (梁・接合部)	水平せん断力	kN	293	524	299	533	205
	せん断耐力	kN	717	717	717	717	717
	耐力/荷重(せん断)	—	2.45	1.37	2.40	1.34	3.51

接着接合の場合		単位	構面3 1F	構面3 2F	構面3 3F	構面3 4F	構面3 5F
開口左右 (柱)	鉛直せん断力	kN	1260	984	1190	964	784
	せん断耐力	kN	1514	1514	1514	1514	1514
	耐力/荷重(せん断)	—	1.20	1.54	1.27	1.57	1.93
開口上下 (梁・接合部)	水平せん断力	kN	708	437	648	427	453
	せん断耐力	kN	717	717	717	717	717
	耐力/荷重(せん断)	—	1.01	1.64	1.11	1.68	1.58

表5. 10. 3 接合要素のせん断力の確認 (ボルト接合)

(a) 正方向

ボルト接合の場合		単位	構面2 1F	構面2 2F	構面2 3F	構面2 4F	構面2 5F
開口左右 (柱)	鉛直せん断力	kN	990	710	965	723	697
	せん断耐力	kN	1235	1235	1235	1235	923
	耐力/荷重(せん断)	—	1.25	1.74	1.28	1.71	1.32
開口上下 (梁・接合部)	水平せん断力	kN	575	296	546	302	398
	せん断耐力	kN	823	823	823	823	528
	耐力/荷重(せん断)	—	1.43	2.78	1.51	2.73	1.32

ボルト接合の場合		単位	構面3 1F	構面3 2F	構面3 3F	構面3 4F	構面3 5F
開口左右 (柱)	鉛直せん断力	kN	997	1154	934	1129	610
	せん断耐力	kN	1441	1441	1441	1441	923
	耐力/荷重(せん断)	—	1.45	1.25	1.54	1.28	1.51
開口上下 (梁・接合部)	水平せん断力	kN	464	629	414	615	290
	せん断耐力	kN	823	823	823	823	528
	耐力/荷重(せん断)	—	1.77	1.31	1.99	1.34	1.82

(b) 負方向

ボルト接合の場合		単位	構面2 1F	構面2 2F	構面2 3F	構面2 4F	構面2 5F
開口左右 (柱)	鉛直せん断力	kN	692	924	717	943	489
	せん断耐力	kN	1235	1235	1235	1235	923
	耐力/荷重(せん断)	—	1.78	1.34	1.72	1.31	1.89
開口上下 (梁・接合部)	水平せん断力	kN	293	524	299	533	205
	せん断耐力	kN	823	823	823	823	528
	耐力/荷重(せん断)	—	2.81	1.57	2.75	1.54	2.58

ボルト接合の場合		単位	構面3 1F	構面3 2F	構面3 3F	構面3 4F	構面3 5F
開口左右 (柱)	鉛直せん断力	kN	1260	984	1190	964	784
	せん断耐力	kN	1441	1441	1441	1441	923
	耐力/荷重(せん断)	—	1.14	1.46	1.21	1.49	1.18
開口上下 (梁・接合部)	水平せん断力	kN	708	437	648	427	453
	せん断耐力	kN	823	823	823	823	528
	耐力/荷重(せん断)	—	1.16	1.88	1.27	1.93	1.17

5. 11. 参考文献

[5.1] 日本建築防災協会：2017年改定版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説、2017.7

[5.2] Computers and Structures, Inc. : SAP2000 Ultimate (Ver.19.2.1)

第IV-4 編

新設開口の鉄骨柱補強に関する施工マニュアル

1. 補強の概要と適用条件

1.1. 本マニュアルの概要

本マニュアルは、国土技術政策総合研究所が実施した総合技術開発プロジェクト研究「成熟社会に対応した郊外住宅市街地の再生技術の開発」（平成30～令和4年度、以後、国総研総プロと称する）において作成された**第IV-2編**の「壁式構造共同住宅の開口形成の設計法・構造補強法に係る技術ガイドライン」（以後、技術ガイドラインと称する）に基づいて現場打ち壁式RC造住棟の隣接する住戸間の戸境壁に開口を新設する際の施工の手順や方法について解説したものである。

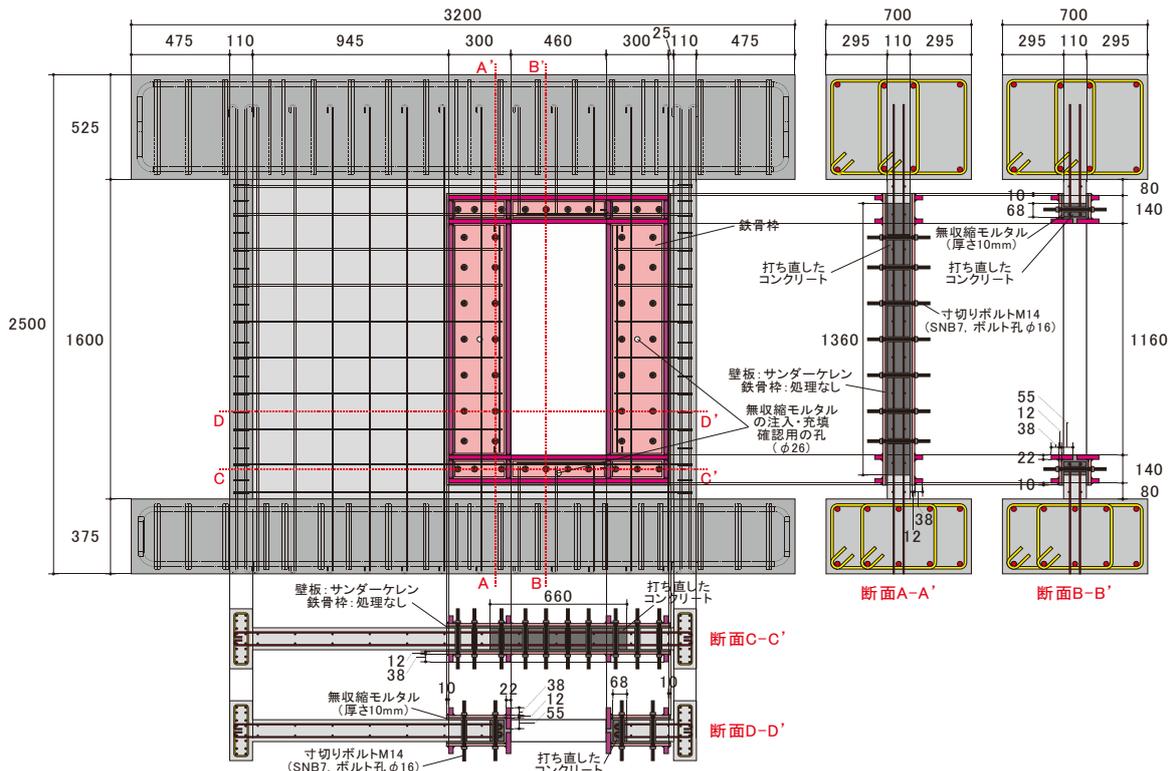
国総研総プロでは、技術ガイドラインにおいて、隣接する2戸の住戸を取得した住民が、住戸間の戸境壁に開口を新設する躯体改造を住戸単位で実施する場合の問題を取り上げており、他の区分所有者との合意形成を円滑にするために、開口形成によって低下した戸境壁の構造性能（軸耐力、せん断耐力、曲げ耐力）を一定程度回復させることを求めている。

技術ガイドラインでは、開口新設を行う際に構造安全性を確保するための基本的な考え方が示されており、上記の要求性能を満足する方法として、**第IV-5編**に概要を示す施工実験および加力実験による検証が行われた新設開口の鉄骨枠補強を例に挙げているが、他にも採用可能な補強工法が今後開発されることを想定して、具体的な施工方法や設計方法に関しては、採用する補強工法に対応するマニュアルによることとしている。本マニュアルでは、鉄骨枠を用いた開口の新設補強を行う際の具体的な施工の方法や手順、実施工における施工管理の項目や留意点を示している。

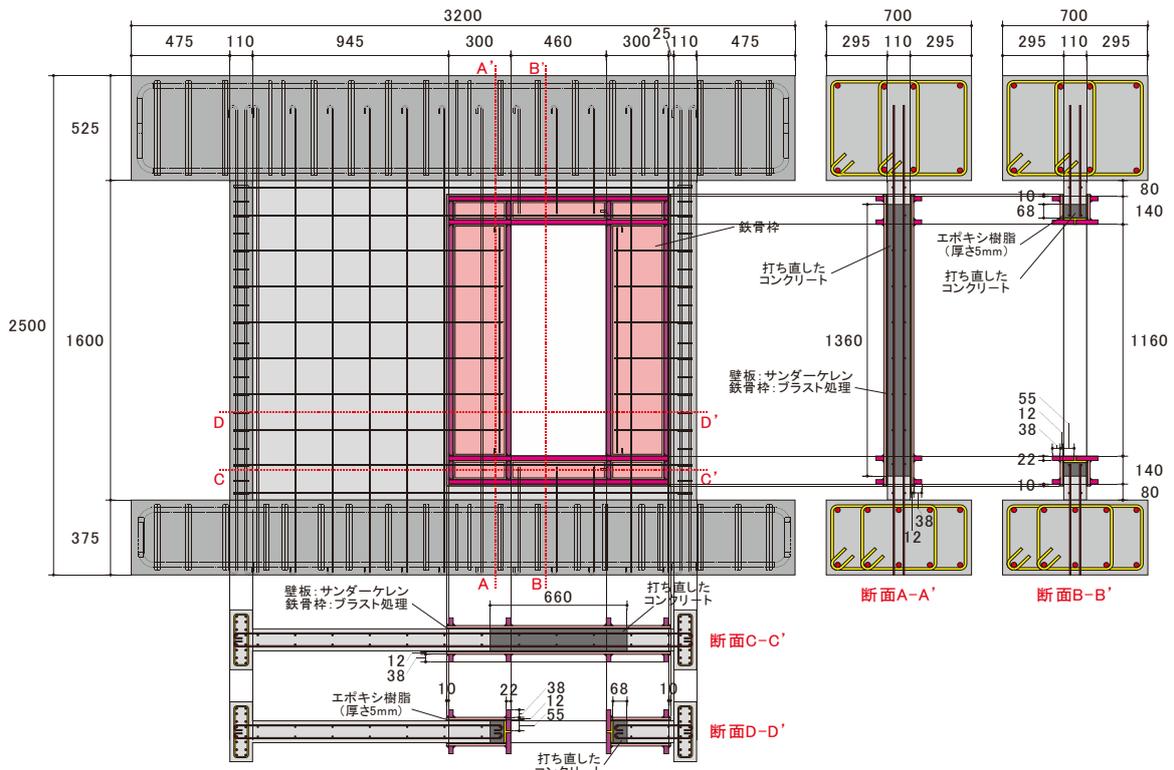
1.2. 補強方法

図1.2.1に、施工実験および構造実験による検証が行われた縮尺0.6の壁式RC造試験体の概要を示す。本マニュアルで解説する補強方法は、対象とする戸境壁に新設開口を設けた後、壁板の両側からロ形の鉄骨枠を取り付けることで、開口形成によって低下する耐力を回復させるものである。壁板と鉄骨枠の接合には、ボルトもしくはエポキシ樹脂を用いる。開口の周囲を囲むように鉄骨枠を設けることで、開口によって隔てられた開口上下もしくは開口左右の壁板間の応力伝達が可能となり、開口周辺における壁板の損傷進展を抑制する効果が期待できる。また、新設開口を設ける際に、開口周辺のコンクリートの打ち直しを行い、既存壁板の縦筋や横筋の定着を確保することで、全ての耐力（軸耐力、せん断耐力、曲げ耐力）の回復が期待できる。

IV-4. 施工マニュアル



(a) ボルト接合の試験体



(b) 接着接合の試験体

図1.2.1 施工実験および構造実験による検証が行われた実験試験体の概要 (単位: mm)

1.3. 適用条件

以下に本補強工法の適用条件を示す。

(対象となる建築物)

- 同研究で対象とした 1960 年代以降の図1.3.1、図1.3.2 に示すような現場打ち壁式 RC 造住棟を対象とし、階数は 5 階建て以下とする。

(対象となる戸境壁)

- 図1.3.3 に示すように、幅 750mm、高さ 1900mm の新設開口を設けた場合に、当該耐力壁における等価開口周比が 0.4 を下回ること。
- 開口端から壁端までの距離を 570mm 以上確保できること。これは、日本建築学会の壁式 RC 造設計・計算規準・同解説で壁式構造^[1]の耐力壁の実長として求めている 450mm もしくは開口高さ (1900mm) の 0.3 倍のうちのいずれか大きい方に相当する。
- 新設開口を上下階に連続して設けた場合に、上下の開口に挟まれた領域で過大な損傷が生じないように、図1.3.3 に示すように、上下階の開口端の距離を 1050mm (開口幅の 1.4 倍) 以上確保し、開口を千鳥配置とすること。
- コンクリートの設計基準強度が 16.2N/mm^2 以上、鉄筋の降伏強度が 235N/mm^2 以上確保されており、耐力低下の要因となるような劣化が生じておらず、既存躯体に使用されている材料の品質が確保されていること。

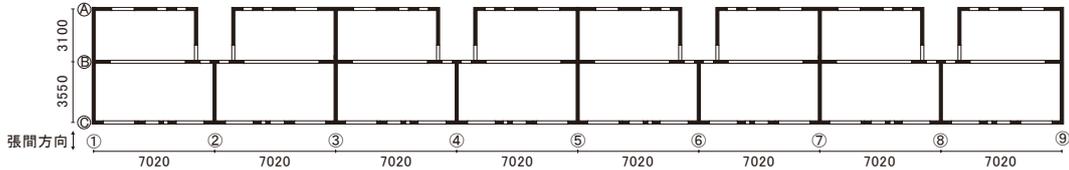


図1.3.1 対象とする現場打ち壁式 RC 造住棟の平面図の例 (単位: mm)

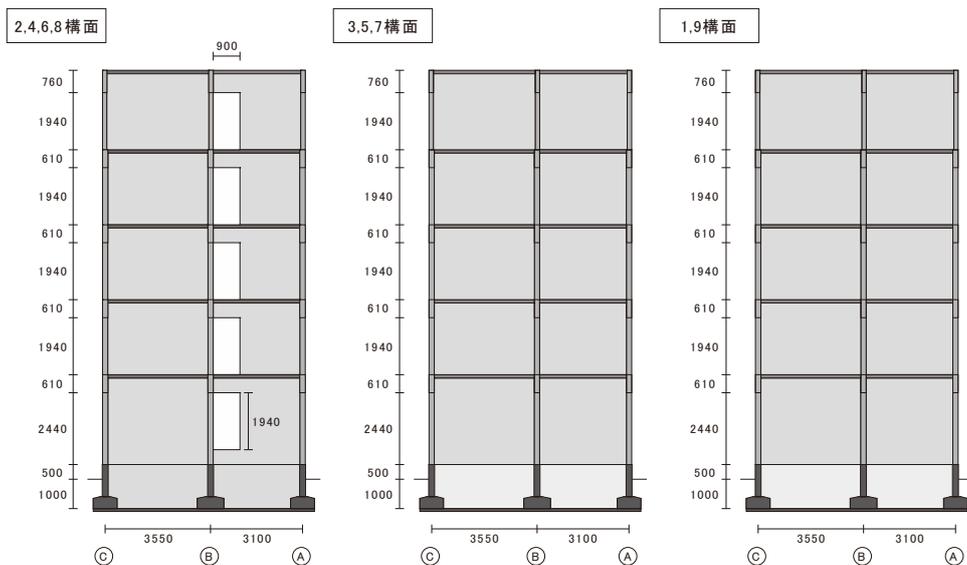


図1.3.2 対象とする現場打ち壁式 RC 造住棟の軸組図の例 (単位: mm)

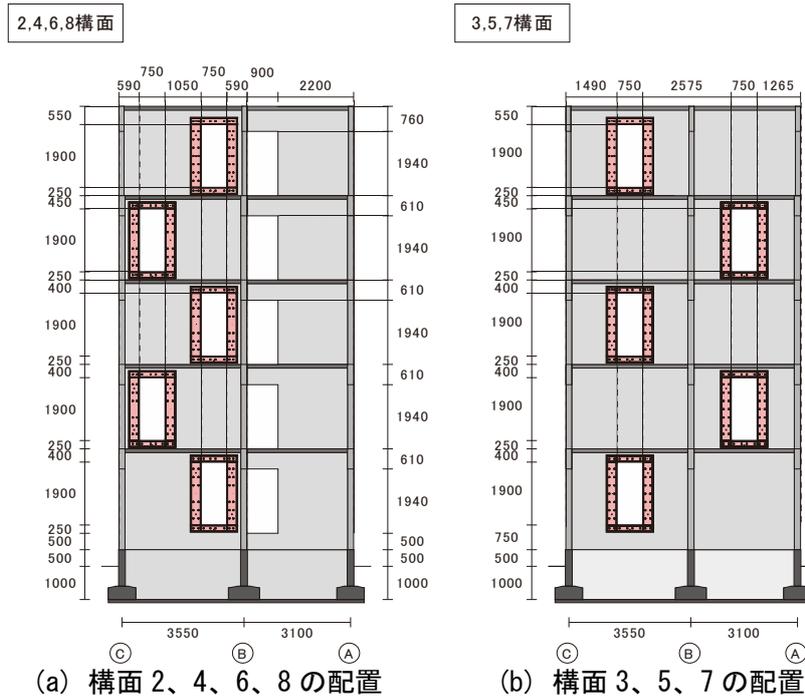


図1.3.3 各構面に形成可能な新設開口の位置と補強用鉄骨枠の設置イメージ（単位：mm）

1.4. 参考文献

- [1.1] 日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説、2015

2. 施工の手順

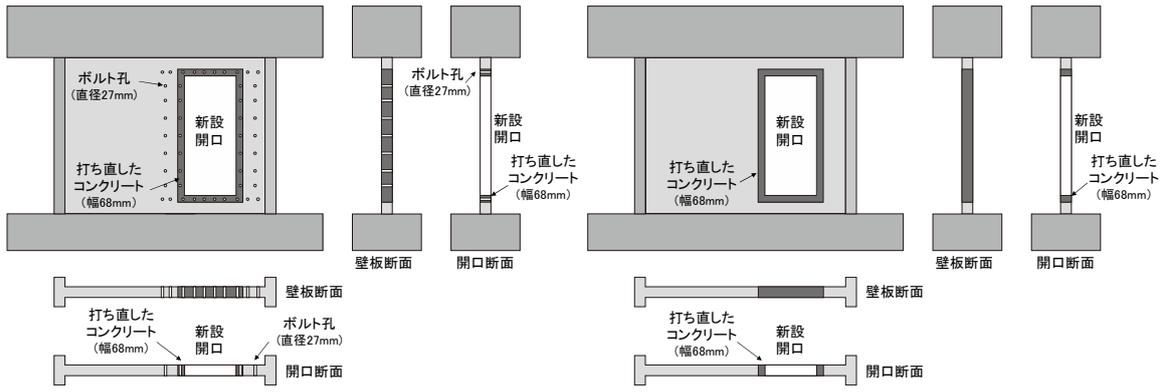
2.1. 手順の概略

表2.1.1、図2.1.1 に開口の新設補強の手順を示す。図2.1.1 に示すように、施工は、(i) 新設開口の設置、(ii) 鉄骨枠の設置、(iii) 鉄骨枠の固定の順に行う。

表2.1.1 開口の新設補強の手順

工程	目的	ボルト 接合	接着 接合
1. 鉄筋探査	開口新設を目的としたコンクリートのはつり出しに支障がないか、コンクリートシリンダーの採取や接合ボルト挿入用の開孔設置を目的としたコア抜きを行う箇所に鉄筋がないかを確認する。	◎	◎
2. コンクリートシリンダーの採取	コンクリートの品質が確保されていること、コンクリートの強度に依存して決まる接合部分のせん断強度が確保されていることを確認するための一軸圧縮試験の実施用にシリンダー試験片を採取する。	◎	◎
3. コンクリートのはつり出し	開口の新設を行うと共に、開口周辺部分に壁縦筋や壁横筋の定着部を設けるためのスペースを確保する。	◎	◎
4. 開口周辺の配筋	開口周辺において、切断した壁縦筋、壁横筋の定着を行う。	◎	◎
5. コンクリート打設	開口周辺で定着した壁縦筋、壁横筋を充填するためのコンクリート打設を行う。	◎	◎
6. ボルト貫通孔の設置	既存躯体と鉄骨枠をボルトで接合するための貫通孔を設ける。	◎	—
7. 壁面における接合面の処理	接着接合を行う場合の既存躯体と鉄骨枠の間の接着面のせん断強度を確保する。また、ボルト接合を行う場合でも、鉄骨枠を設置する際の精度を確保する上で必要な処理は行った方がよい。	○	◎
8. 鉄骨枠の製作、設置	開口周辺を補強するための鉄骨枠を設置する。	◎	◎
9. 鉄骨枠—既存躯体間へのエポキシ樹脂の充填	既存躯体—鉄骨枠間を接着し、両者の一体性を確保すると共に、鉄骨枠の脱落が生じないようにする。	—	◎
10. 鉄骨枠—既存躯体間への無収縮モルタルの充填	ボルトのだぼ効果が早期に発現するように、既存躯体—鉄骨枠間やボルト—貫通孔間の隙間を充填し、両者の一体性を確保する。	◎	—
11. ボルトの締め付け	ボルトにゆるみが生じ、鉄骨枠の脱落が生じないように、ボルトの締め付けを行う。	◎	—

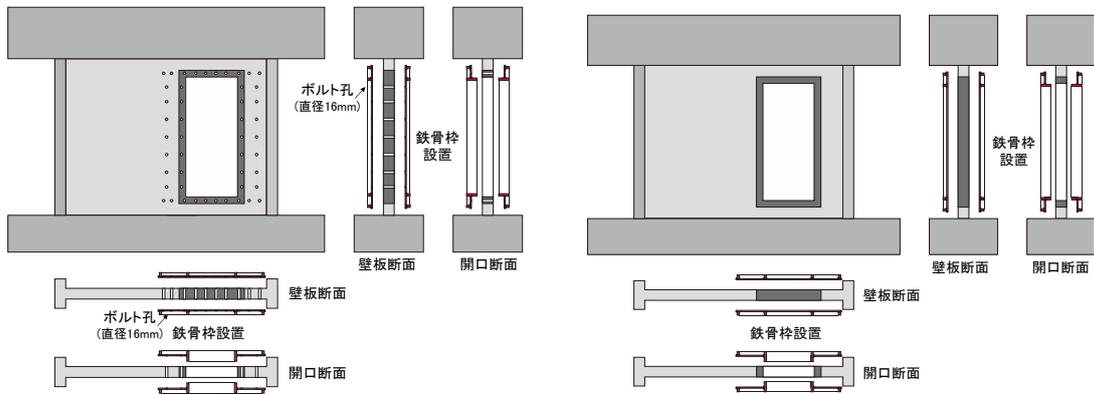
IV-4. 施工マニュアル



(a) ボルト接合の場合

(b) 接着接合の場合

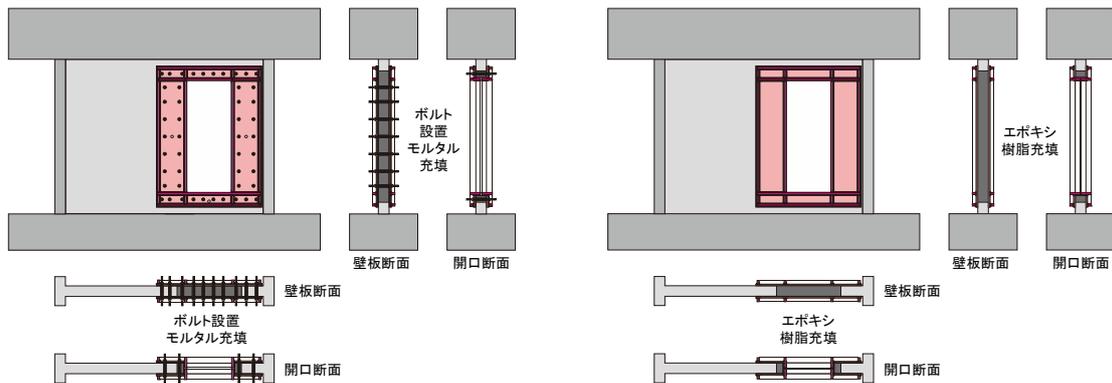
(i) 開口新設、開口周辺のコンクリート打設



(a) ボルト接合の場合

(b) 接着接合の場合

(ii) 鉄骨棒の設置



(a) ボルト接合の場合

(b) 接着接合の場合

(iii) 鉄骨棒の固定

図2.1.1 開口の新設補強の手順

3. 管理項目と留意事項

3.1. はじめに

本章では、鉄骨枠を用いた開口の新設補強を行う場合の施工手順と管理項目、留意事項を示す。また、**第IV-5 編**に概要を示す縮尺 0.6 の模型試験体を用いて、実際に鉄骨枠補強を行った施工実験で得られた知見も合わせて示す。

なお、管理項目や留意事項については、建築研究資料「既存壁式 RC 造共同住宅における躯体改造技術に関する研究」^[3.1]（以降、建築研究資料と称す）や、一般財団法人建築保全センターの「建築改修工事監理指針（令和元年版）」^[3.2]（以降、建築改修工事監理指針と称す）、日本建築防災協会の「2017 年改定版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説」^[3.3]（以降、耐震改修設計指針・同解説と称す）の内容を引用している。発生材の処理は、「建設副産物適正処理推進要綱」^[3.4]による。

3.2. 鉄筋探査

実施内容

- ・開口や開孔の位置を決定するための鉄筋探査、墨出しを行う。

管理項目と留意事項

- ・設計図書等から壁厚、配筋等を事前に確認し、適切な鉄筋探査機や探査方法を選定する。検査に用いる鉄筋探査機は、事前の検査に合格したものを使用する。
- ・設計図面に戸境壁の詳細な配筋位置が記載されている事例は少ないため、鉄筋探査により、実際の配筋状況を確認した上で、補強設計や補強工事の計画を立案する。
- ・ボルト接合を行う場合には、新設開口の周囲に鉄骨枠を設置するためのボルト貫通孔を設ける必要があるため、開口の新設範囲だけでなく、鉄骨枠の設置範囲についても探査を行っておく。

施工実験による知見

- ・壁厚 110mm に対して、最大探知深さ 150mm の機器を使用した。ダブル配筋の場合は、奥にある壁筋が感知しにくいので、壁板の両側から探査を行うことが望ましい。
- ・設計図面に戸境壁の詳細な配筋位置が残されていた場合でも、コンクリート打設等によって、配筋位置のずれが生じている可能性がある。施工実験では、**図3.2.1**に示すように、設計図面に対して、実際の壁筋の位置が最大で 30mm 程度ずれていた。壁横筋については、実際の位置が図面よりも全体的に低く、壁縦筋との結束を行っていたものの、丸鋼であったため、打設時に下方にずれた可能性がある。

IV-4. 施工マニュアル



写真3. 2. 1 鉄筋探査の様子（左写真の青線が鉄筋の位置）

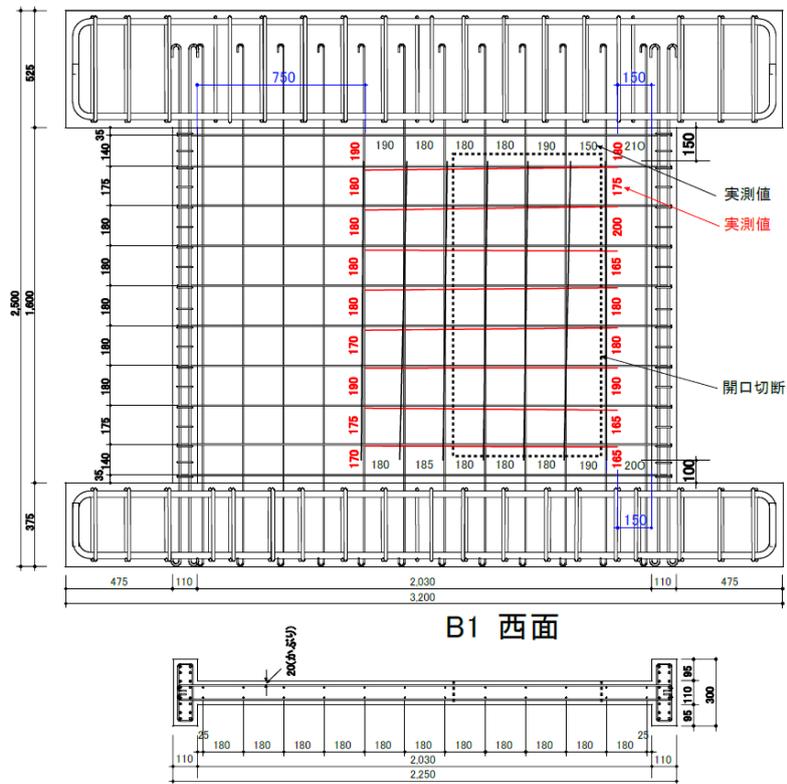


図3. 2. 1 施工図面と鉄筋探査位置のずれの一例（赤線が鉄筋探査による鉄筋位置、単位：）

3.3. コンクリートシリンダーの採取

実施内容

- ・開口の新設予定箇所のコンクリートから、一軸圧縮試験用のシリンダー試験片を採取する。

管理項目と留意事項

- ・既存設計図面や鉄筋探査の結果を用いて、シリンダー試験片の採取位置を決定する。シリンダー試験片は、開口の新設予定箇所（コンクリートのはつり出しを行う箇所）から採取し、既存躯体に及ぼす影響が小さくなるように配慮する。また、既存躯体から採取されるシリンダー試験片の圧縮強度は、シリンダー試験片を採取する高さ方向の位置によって変化する（一般的に脚部の強度が高く、頂部の強度が低くなる傾向がある）傾向がある。したがって、**図3.3.1**に示すように、シリンダー試験片を採取した位置の記録を残すと共に、シリンダー試験片にマジックで採取した場所や日時、識別番号等を記載しておく。
- ・採取したシリンダー試験片は、コンクリートの強度が確認できる試験センターに依頼し、コンクリートの圧縮強度が構造設計書に記載された設計基準強度を上回ることを確認する必要がある。これは、**第IV-2編**の技術ガイドラインの**1.3節**に示す構造安全性の確認方法である手法Ⅱでは、建設当時の設計図書に準じた簡易な検証を許容しているため、同じく技術ガイドラインの**1.2節**において、コンクリートの実強度に関する適用条件を設定しているためである。シリンダー試験片の圧縮強度は、シリンダー試験片の形状によって異なるため、「JISA1107:2012 コンクリートからのコアの採取方法および圧縮強度試験方法」等を参考に、圧縮強度の補正が可能な試験片（直径に対する高さの比率が1.0～2.0）を採取する。なお、コンクリートの圧縮強度が設計基準強度を下回る場合は、再度シリンダー試験片を採取して改めて評価を行うか、対象となる戸境壁への新設開口の設置を断念し、コア抜き部分が無収縮グラウト材で補修する。
- ・コア抜きを行う際には、周辺環境に与える影響に配慮し、極力低騒音・低振動な工法を採用する。また、湿式工法を採用する場合には、排水漏れや汚損等がないように周囲の養生を行う。なお、使用機材については、事前に持込機材等使用届を提出し、使用する電動工具の接続端子や操作スイッチ等に不具合がないことを点検する。
- ・既存躯体への影響ができるだけ小さくなるように、ひび割れや鉄筋の破断等が生じないように留意する。また、圧縮試験への影響が出ないように、シリンダー試験片には、壁縦筋や壁横筋を含まないようにする。特に開口の新設予定箇所にある壁筋にフックを設ける等して、開口際における定着を確保する場合には、壁筋を切断することがないように十分に注意する。
- ・ダイヤモンドコアドリルを用いた穿孔については、「建築改修工事監理指針」^[3.2]の8章12節の「あと施工アンカー工事」が参考になる。また、発生材の処理は、「建設副産物適正処理推進要綱」^[3.4]による。

施工実験による知見

- ・施工実験では、機器を固定するために、ハンマードリルで孔を設けた後、機械式のあと施工アンカーを打ちこんでいるが、打ちこみ位置が壁筋の配筋位置と近接していたため、壁筋が何らかの損傷を受けた可能性がある（**写真3.3.1**の赤囲い）。特に壁板のかぶりコンクリートの厚さが十分でない場合には、あと施工アンカーの打ちこみ位置は壁筋の配筋位置から少し離れた位置とすることが望ましい。

IV-4. 施工マニュアル

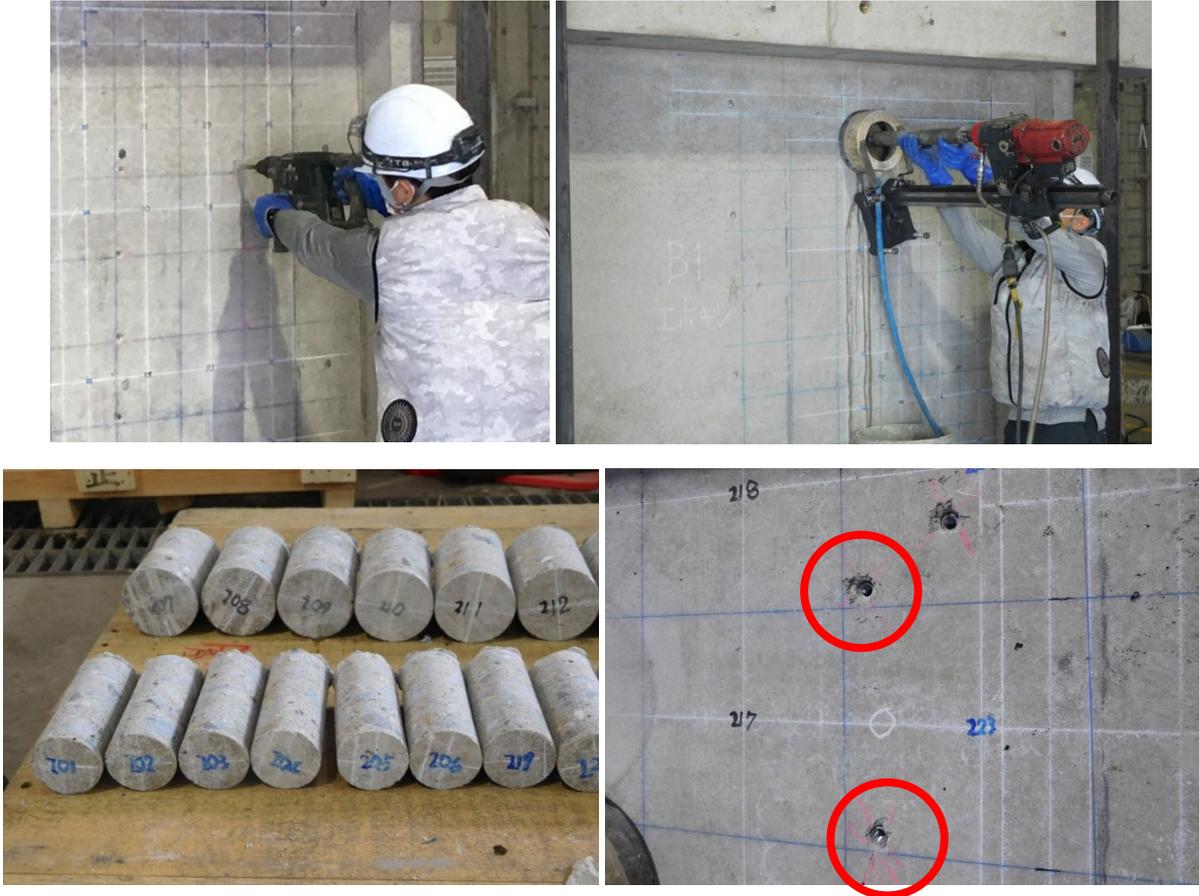


写真3.3.1 コンクリートシリンダーの採取

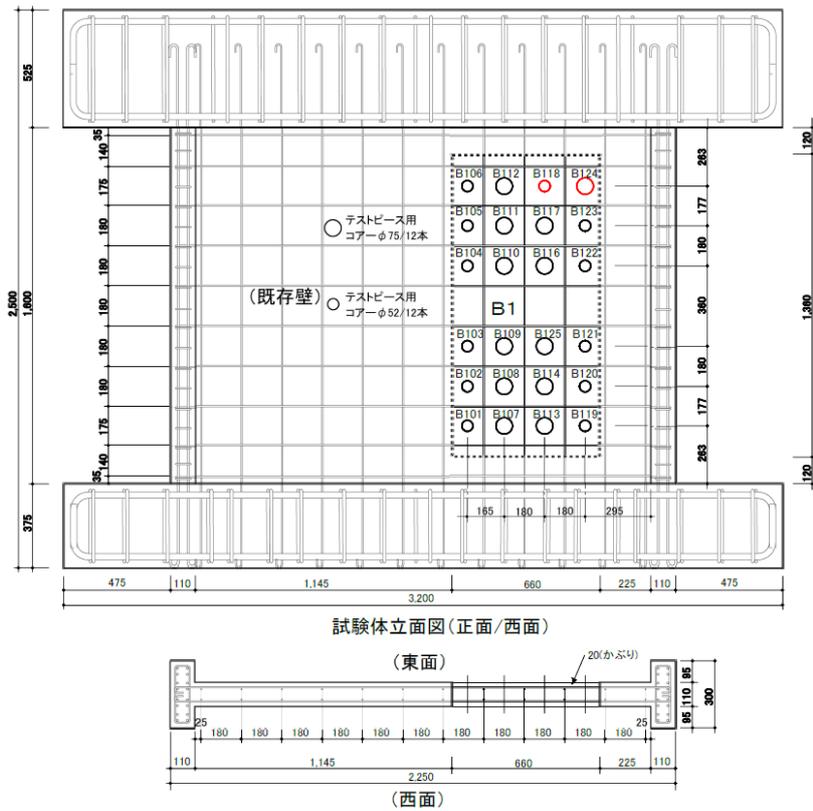


図3.3.1 コンクリートシリンダーの採取位置

3.4. コンクリートのはつり工事

実施内容

- ・開口の新設部分およびその周辺部分（壁縦筋や壁横筋の定着を行う部分で、後述するコンクリート打設工事によりコンクリートの打ち直しを行う部分）のコンクリートのはつりを行う。

管理項目と留意事項

- ・既存設計図面や鉄筋探査の結果から、コンクリートのはつり出しを行う位置を墨出しする。
- ・周辺環境に与える影響に配慮し、極力低騒音・低振動な工法を採用する。なお、使用機材については、事前に持込機材等使用届を提出し、使用する電動工具の接続端子や操作スイッチ等に不具合がないことを点検する。また、施工周辺の床および壁をビニールシート等で養生すると共に、はつり出した鉄筋の先端は、保護キャップ等で適切に養生する。
- ・コンクリートのはつりは、壁板の両面から周囲にカッター等で切り込みを付けてから行い、周辺の残存部分のコンクリートにひび割れ等の損傷を与えないように十分に注意する。
- ・新たに打ち直す開口周辺部分のコンクリートでは、既存躯体との一体性を確保するため、両者の打ち継ぎ面（はつりを行った壁厚方向の断面）にはせん断伝達に支障がないように、目荒しによって十分な凸凹を付ける必要がある。目荒しの方法については、「建築改修工事監理指針」^[3.2]の 8 章 21 節の「現場打ち鉄筋コンクリート壁の増設工事」が参考となる。ここでは、現場打ち RC 造壁を増設する場合に既存の柱梁に施す場合を参考に、既存壁に施す目荒しは、電動ピック等を用いて、平均深さで 2~5mm（最大で 5~7mm）程度の凹面を、合計が打ち継ぎ面の少なくとも 15~30%程度の面積となるように全体にわたって付けることとする。
- ・既存構造体コンクリート表面は、目荒しを施したあと、研りくずや粉末を完全に除去し、研りくず等は、清掃機具による吸引等により適切に除去する。発生材の処理は、「建設副産物適正処理推進要綱」^[3.4]による。

施工実験による知見

- ・施工実験では、後述する壁配筋工事において、開口の新設予定箇所（コンクリートのはつり出しを行う箇所）の壁筋に定着部を設けて利用する計画としていたため、壁筋の切断がないように配慮し、壁筋のかぶり厚さ 20mm に対して、深さ 15mm の切り込みを入れた。そのため、壁厚（110mm）に対して、切り込みの深さ（30mm）が十分でなく、電動ハンマーによるはつり出しの際に、周囲のコンクリートの一部が剥落した箇所があった（写真3.4.1 中の赤囲い）。そこで、壁板の中央付近が少し飛び出るような形で残存することを許容し、開口周辺部では無理なはつり出しを行わないようにしたところ、損傷が生じにくくなった。
- ・施工実験では、壁筋の径が 6mm と細かった（通常は 9mm 以上）ため、電動ハンマーによるはつり出しの際に、壁筋の破断や断面欠損が生じた箇所があった（写真3.4.1 中の青囲い）。壁筋を残したままはつり作業を行うことは難易度が高く、丁寧で注意深い作業を行ったとしても限界があるため、将来的には壁筋を開口位置で切断しても問題のない工法が開発されることが望ましい。
- ・施工実験では、壁筋の破断がないように、主に電動ハンマーによるはつり出しを行ったため、平均して 10mm 程度の凸凹が境界部分に形成された。そのため、打ち継ぎ面に特別な処理は行わなかった（写真3.4.1 中の緑囲い）。

IV-4. 施工マニュアル



写真3.4.1 コンクリートのはつり工事

3.5. 配筋工事

実施内容

- ・既存躯体の壁縦筋、壁横筋について、コンクリートの打ち継ぎ面から十分な長さを確保して切断し、壁縦筋は 90° に折り曲げて必要な定着長を確保し、壁横筋は端部に 180° フックを設ける。
- ・コンクリートのはつり工事によって、壁筋の損傷があった場合は、添え筋を溶接する等して、必要な補修を行う。

管理項目と留意事項

- ・配筋図に基づいて、既存の壁筋の折り曲げ、新設鉄筋の配筋を行う。この際、折り曲げ、フック加工を行う壁筋の施工精度（折り曲げ角度、余長、折り曲げ内法直径）の確保に努める。また、既存の壁筋には、切断や断面欠損がないこと、折り曲げ部における亀裂がないことを確認する。
- ・損傷した鉄筋の補修や定着部を設けた鉄筋の増設等、既存鉄筋との溶接は、工事に相応した技量を有する者で、各溶接継手工法に定められた技能資格者が行う。また、D16以下の細径鉄筋に対する溶接は、重ねアーク溶接（フレア溶接）とする。バーナーを使用する場合には、火花が飛び散る可能性がある範囲には防災シートで養生する、防火バケツを直近に用意する、施工後2時間は残火確認を行う、消火器を用意する等の配慮を行う。
- ・鉄筋の加工については、鉄筋の折り曲げの形状や寸法、既存壁筋と増設鉄筋の溶接方法等を示した「建築改修工事監理指針」^[3.2]の 8 章 3 節の「鉄筋の加工および組立」や 8 章 4 節の「鉄筋の機械式継手および溶接継手」が参考となる。また、発生材の処理は、「建設副産物適正処理推進要綱」^[3.4]による。

施工実験による知見

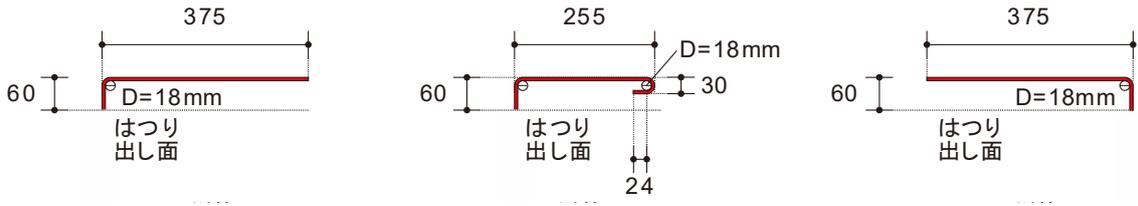
- ・施工実験では、既存の鉄筋を折り曲げて定着部として利用したが、「建築改修工事監理指針」^[3.2]では、既存の鉄筋を折り曲げて使用することは想定されておらず、耐震改修で行われる標準的な施工方法とは言い難いため、施工管理には十分な注意が必要となる。現場での折り曲げ加工が難しい場合は、予めフックや折り曲げ部といった定着部を設けた増設鉄筋を既存の壁筋に溶接することになるが、この場合は必要な溶接長（片面では直径の 10 倍、両面では直径の 5 倍）に加えて、溶接部の周辺に適切な余長を設け、溶接部から増設鉄筋の折り曲げ部をある程度離す必要がある。「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（2018）」^[3.5]におけるせん断補強筋の事例を参照すると、余長として溶接長の両側に直径の 2 倍、増設鉄筋の折り曲げ部から余長までの距離として直径の 5 倍が必要となるため、増設鉄筋を既存の壁筋に溶接する場合は、コンクリートの打ち直しを行う範囲を広く取る必要がある。縮尺 0.6 の模型試験体を用いた施工実験ではコンクリートの打ち直しを行う長さは 68mm としているが、増設鉄筋の溶接を行う場合を試算すると 92mm と 1.4 倍近い長さが必要となる。
- ・施工実験では、先端に切り込みを入れた 2 本の鉄筋（D13）を用いて、直径 6mm の壁筋を挟み込むようにして、90° および 180° の折り曲げ加工を行ったが、大きな施工誤差は見られなかった（写真 3.5.1、図 3.5.1）。実際には、直径 9mm の壁筋の折り曲げを行うことになるが、市販の工具等の活用により、人力でも折り曲げ加工を行うことは可能と思われる。
- ・施工実験では、コンクリートのはつり出しの際に壁横筋が損傷した（WOE 試験体で壁横筋

IV-4. 施工マニュアル

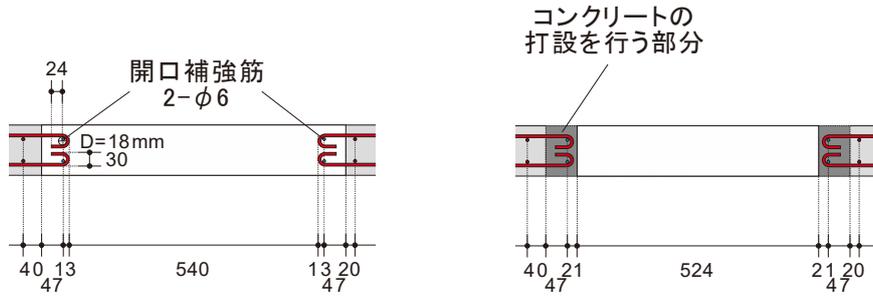
の断面欠損が 1 箇所、WOB 試験体で壁横筋の破断が 1 箇所、壁横筋の断面欠損が 2 箇所)。そこで、フック付きの鉄筋や添え筋といった増設鉄筋を用意し、両側溶接で直径の 5 倍の溶接長を確保することを目標として補修を行った(写真3.5.2)が、一部の鉄筋では、損傷した箇所が開口際に近かったため、必要な溶接長が確保できなかった。本来であれば、コンクリートのはつりをさらに行い、必要な定着長さが確保できるように、壁横筋を露出させるべきである。



写真3.5.1 配筋工事



(a) 壁縦筋の折り曲げ状況



(b) 壁横筋の折り曲げ状況

図3.5.1 実験試験体における壁筋の折り曲げ部分の設計



写真3.5.2 配筋工事における損傷した鉄筋の補修

3.6. コンクリート打設工事

実施内容

- ・ 開口周辺部分に型枠を設けてコンクリートの打ち込みを行い、圧縮強度や割裂強度を確認するためのシリンダー試験片を製作する。また、硬化後に型枠を撤去し、コンクリートの充填が不十分な箇所があった場合には修復を行う。

管理項目と留意事項

- ・ 配筋、溶接後には検査を行い、合格後に型枠工事を開始する。型枠の設置時には、スペーサー等を用いて鉄筋のかぶりを確保する。また、打設時に型枠が移動したり、ノロ漏れがないように堅固に型枠が設置されていることを確認する。
- ・ 鉄骨枠の取り付けを円滑に進めるために、コンクリート打設部分の施工精度を十分に確保し

ておくことが望ましい。型枠を取り付ける既存躯体の表面に凸凹面があると、施工精度に影響が出る恐れがある。

- ・コンクリート打設に先立って、スプレー等で打ち継ぎ面の水湿しを行う。
- ・生コンクリートの受け入れ検査として、スランプ、空気量、温度、塩化物含有量測定などの試験を行い、強度試験用の供試体を作成し、供試体は現場封緘養生とする。
- ・コンクリートは、棒状バイブレーターおよび外振型バイブレーターにより十分に締め固めを行う。棒状バイブレーター掛けでは、バイブレーターの先端をできるだけ鉄筋や型枠に当たらないように掛けるとともに、コンクリートが分離しないよう注意する。型枠には確認孔を設けて、コンクリートの充填状況を確認する。仕上げ完了後は急激な乾燥を防ぐため濡れウエス等で湿潤状態を保つ。
- ・型枠の脱型は所要の材齢が経過後に行い、コンクリートに損傷が生じないように注意する。
- ・型枠の設置、コンクリートの打設については、「建築改修工事監理指針」^[3.2]の 8 章 5 節の「レディーミクストコンクリート工場の選定、コンクリートの製造および運搬」、8 章 6 節の「コンクリートの品質管理」、8 章 7 節の「コンクリートの工事現場内運搬、打ち込みおよび締め固め」、8 章 8 節の「コンクリートの試験等」、8 章 21 節の「現場打ち鉄筋コンクリート壁の増設工事」が参考になる。
- ・型枠等の発生材を撤収し、周辺の清掃を行う。発生材の処理は、「建設副産物適正処理推進要綱」^[3.4]による。

施工実験による知見

- ・施工実験では、後述するボルト貫通用の開孔の設置において、WOB 試験体のコンクリートの打ち直しを行った箇所にボルト貫通用の開孔を設ける必要があるため、当初は早強コンクリートを用いて施工期間を短縮することを検討していたが、施工時期が夏季であったため、周辺に早強コンクリートの出荷を行っているプラントがなく、最終的に普通コンクリートを用いることとした。コンクリートは呼び強度 33 とし、一般に普及しており、既存躯体のコンクリート強度（呼び強度 15）を十分に上回る水準とした。
- ・新設開口の周囲にコンクリートを打ち込むため、特に隅角部ではコンクリートの充填状況を十分に確認しながら、作業を進める必要がある。施工実験では、開口側面の型枠のふたを高さ方向に 4 分割し、下方から順に打設を行い、充填状況を確認できた箇所から型枠を固定した（写真3.6.1）。しかしながら、一部にコンクリートが充填できていない箇所があったため、脱型後に無収縮モルタルによる補修を行うこととした（写真3.6.2）。
- ・新設開口の上側では、型枠の一方を斜め 45° 方向に開いたアサガオ型とし、壁板からコンクリートがあふれ出すように打設を行った（写真3.6.1）。なお、「耐震改修設計指針・同解説」^[3.3]や「建築改修工事監理指針」^[3.2]では、壁板からあふれ出したコンクリートについては、硬化後にはつり出しを行うことになっているが、施工実験では、コンクリートが完全に硬化する前に、あふれ出したコンクリートを除去し、表面をコテで仕上げる形で成形を行った。今回はコンクリート打設を行った範囲が狭かったため、上記のような簡易的な施工が可能であったが、十分な硬化が行われる前にコンクリートの除去を行うと、壁板内のコンクリートの充填状況に影響を及ぼす可能性があるため、「耐震改修設計指針・同解説」^[3.3]の 4.6 節「コンクリート工事」に記載のある「コンクリートの流し込み＋グラウト材注入」や「コン

IV-4. 施工マニュアル

「クリート流し込み 2 段打ち」等の実績のある施工方法を参照して施工計画を立案することが望ましい。



写真3.6.1 コンクリート打設工事



(a) WOE 試験体



(b) WOB 試験体



(c) 欠損部の補修 (WOE 試験体)

写真3.6.2 脱型後の状況

3.7. ボルト貫通用の開孔の設置 (ボルト接合の場合)

実施内容

- ・鉄骨枠のボルト締めを目的とした貫通孔を設ける。

管理項目と留意事項

- ・補強設計図に基づき、貫通孔の設置位置を決定する。
- ・開口周辺では、打ち直したコンクリートの圧縮強度が十分発現した後に貫通孔を設ける。
- ・周辺環境に与える影響に配慮し、極力低騒音・低振動な工法を採用する。また、湿式工法を採用する場合には、排水漏れや汚損等がないように周囲の養生を行う。なお、使用機材については、事前に持込機材等使用届を提出し、使用する電動工具の接続端子や操作スイッチ等

に不具合がないことを点検する。

- ・既存躯体への影響ができるだけ小さくなるように、ひび割れや鉄筋の破断等が生じないように留意する。
- ・ダイヤモンドコアドリルを用いた穿孔については、「建築改修工事監理指針」^[3.2]の8章12節の「あと施工アンカー工事」が参考になる。また、発生材の処理は、「建設副産物適正処理推進要綱」^[3.4]による。

施工実験による知見

- ・補強用の鉄骨枠をボルト締めする場合には、**図3.7.1**に示すように、試験体の側面に開孔を設ける必要がある。開孔の一部は、コンクリートの打ち直しを行った部分で行う必要があるため、開孔周辺のコンクリートが損傷することがないように、養生期間を確保し、強度が十分に発現していることを確認してから工事を行う。施工実験では、開口周辺のコンクリートの打ち直しを行った14日後に開孔を設けた。
- ・施工実験では、**写真3.7.1**の赤線で囲った部分のように、鉄筋探査によって特定した壁横筋位置（青線）と、機器設置用のアンカーボルトの打ち込み位置や開孔位置が接している箇所があり、鉄筋切断の可能性があったことが施工後に判明した。今回は施工者へのヒアリングとコンクリート片の状況から、壁横筋の切断はなかったものと判断したが、アンカーボルトの打ち込み位置や開孔位置が壁筋位置と近い場合には位置をずらし、開孔位置の変更があった場合は、補強鉄骨の設計にも反映する、施工中に疑義が生じた場合（鉄筋に接触した感触があった場合）には担当者に相談する等の適切な対応が必要となる。
- ・施工実験では、機器を固定するために、ハンマードリルで孔を設けた後、機械式のあと施工アンカーを打ちこんでいるが、打ちこみ位置が壁筋の配筋位置と近接していたため、壁筋が何らかの損傷を受けた可能性がある（**写真3.3.1**の赤囲い）。特に壁板のかぶりコンクリートの厚さが十分でない場合には、あと施工アンカーの打ちこみ位置は壁筋の配筋位置から少し離れた位置とすることが望ましい。

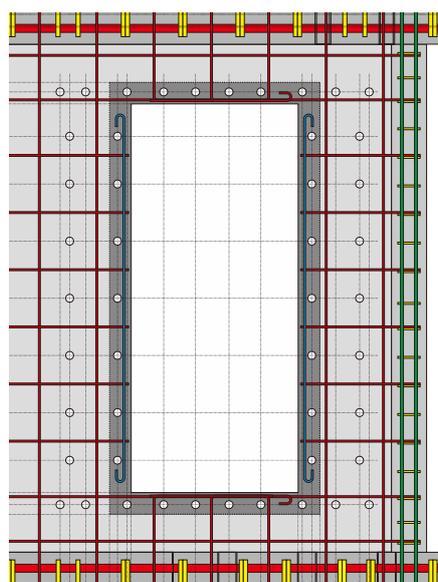


図3.7.1 補強用の鉄骨枠を設置するための開孔の位置



写真3.7.1 あと施工アンカーやボルト貫通用の開孔と壁筋位置の近接

3.8. 壁板における接合面の処理

実施内容

- ・鉄骨枠との接合面について、ディスクグラインダーとダイヤモンドカップを用いた壁板表面のサンダーケレンを行う。

管理項目と留意事項

- ・サンダーケレンは、接着接合を行う場合に、目地材（エポキシ樹脂）とコンクリートの間の接着面の強度を確保することを目的として実施する。写真3.8.1に、施工実験における表面処理の状況を参考に示す。

施工実験による知見

- ・ボルト接合を行う場合は、目地材（無収縮モルタル）とコンクリートの間の直接のせん断伝達には期待していないため、必ずしもサンダーケレンを行う必要はないものと考えられるが、施工実験では、壁板部分において、接着接合の試験体と同様の処理を行っている。



写真3.8.1 壁板における接合面の処理

3.9. 鉄骨枠の製作、設置

実施内容

- ・開口周辺の補強に用いる鉄骨枠を製作し、新設開口横の補強位置に固定する。

管理項目と留意事項

- ・新設開口周辺における既存壁板の応力伝達を円滑に行うため、鉄骨枠には十分な剛性と耐力が必要であり、溶接部で破断等の不具合が生じることがないように、品質を確保する。なお、壁式構造の耐力壁は強度型の耐震要素であることから、鉄骨枠に過度の靱性を期待する必要はないが、後述する施工実験、加力実験では、建築構造用圧延鋼材 SN490B を用いた検証を行っている。
- ・既存躯体の寸法精度が工事の完成精度に重大な影響を及ぼすため、正確な寸法測量を行った上で、工作図を作成し、既存部分との取り合いに問題がないことを確認する。ボルト接合の場合は、孔の位置、大きさ、ピッチ、へりあき等に問題がないように注意する。接着接合の場合は、鉄骨枠－コンクリート間の接着強度を確保するために、鉄骨枠の表面にブラスト処理を行う。ブラスト処理を施した面は錆びやすくなり、接着強度に支障を及ぼす可能性があるため、接着強度の確保に支障のない防錆剤を塗布する等の対応を取る。
- ・鉄骨枠の設置部分の清掃を行った後、建屋内に鉄骨枠を搬入し、新設開口横の補強位置に固定する。4章の設計例では、鉄骨枠の重量は、片側で 350～585kg、両側で 695～1165kg 程度に及ぶため、クレーン等を用いて無理のないように設置を進める必要があり、綿密に計画する。また、鉄骨枠の搬入および吊り込みにあたり、仮囲いや誘導員の配置、有資格者の玉掛け作業等、安全に十分に注意する。将来的には、分割した鉄骨枠を現場で接合できるようにする等、鉄骨枠の構造性能に影響を及ぼさないように、搬入の負担を軽減できるような工法が開発されることが望ましい。
- ・鉄骨枠を設置する際には、既存躯体と鉄骨枠の一体化を図るまでの間に、鉄骨枠が移動したり、転倒したりすることがないようにボルト孔等を用いた固定を行う。また、施工後も戸境壁がせん断破壊した時に鉄骨枠の脱落がないように、特に接着接合の場合には、鉄骨枠の開口際に設けたフランジを相互に接合する等、戸境壁がせん断破壊した時にも、鉄骨枠の脱落がないように十分に配慮する。接着接合の場合はエポキシ樹脂の充填、ボルト接合の場合は無収縮モルタルの充填に支障がないように、既存躯体－鉄骨枠間に一定のクリアランス（エポキシ樹脂の場合は 10mm 程度、無収縮モルタルの場合は 20mm 程度を目安とする）を確保する。
- ・鉄骨枠の製作、設置については、「建築改修工事監理指針」^[3.2]の 8 章 13 節の「鉄骨工作」、19 節の「鉄骨の工事現場施工」、22 節の「鉄骨ブレースの設置工事」が参考になる。

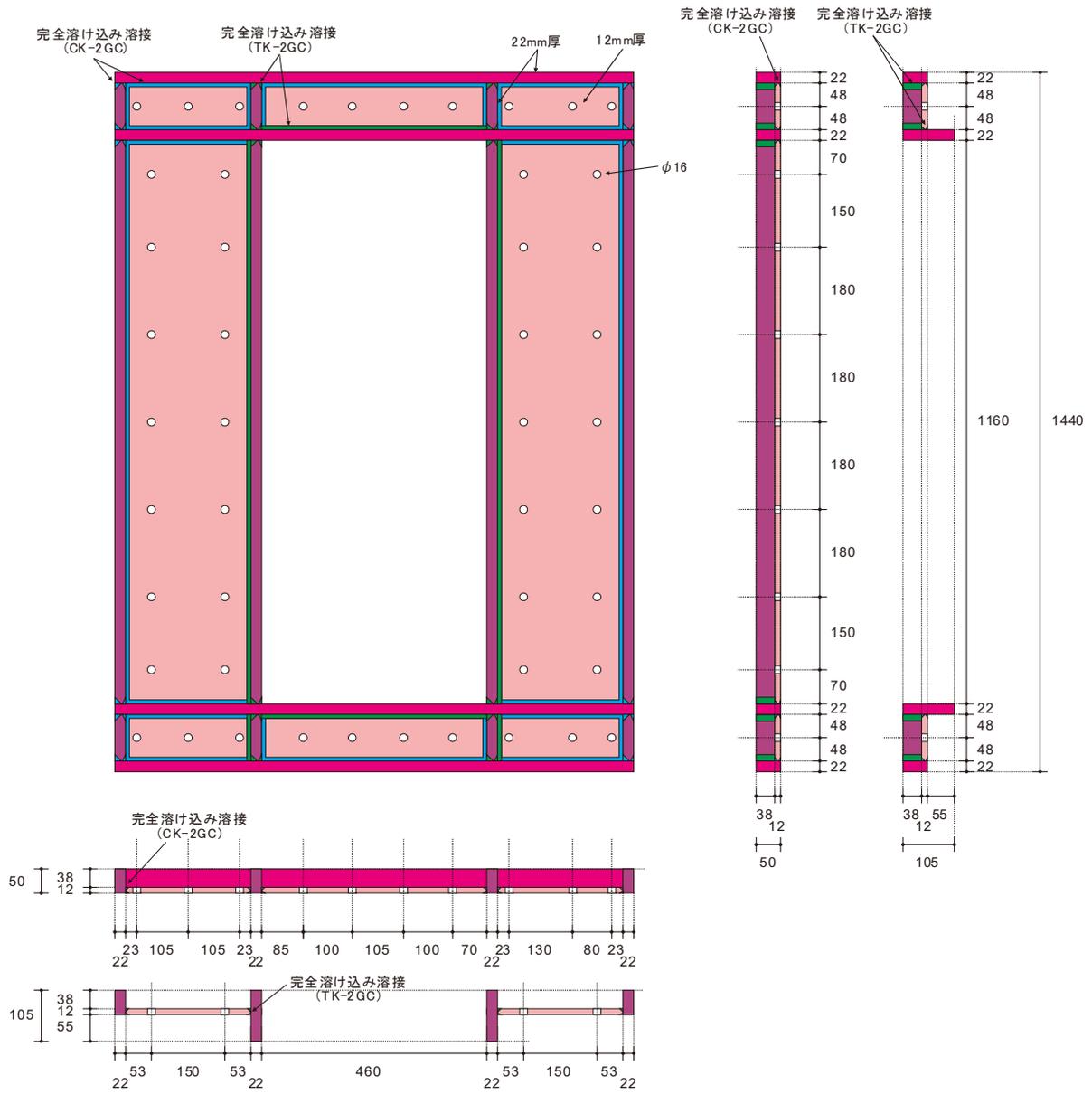
施工実験による知見

- ・実施工では、既存の H 形鋼の一部フランジを切断する等して、鉄骨枠の柱部分や梁部分を製作するのが容易と思われるが、施工実験では試験体が縮小されており、寸法が合う H 形鋼がなかったため、鋼板を溶接することで、鉄骨枠の製作を行っている。当初は図 3.9.1(a) に示すように、鉄骨枠のフランジにウェブを完全溶け込み溶接で接合する予定であったが、コストダウンを図るために、図 3.9.1(b) に示すように、ウェブとフランジの一部を構成する一枚の鋼板にフランジを両面隅肉溶接で接合する方法に変更した。そのため、鉄骨枠の外周部分

では、写真3.9.1(a)に示すように、ウェブを構成する鋼板がフランジよりも10mmだけ外側に飛び出した形状となっている。なお、フランジ間の接合は、当初の計画通り、完全溶け込み溶接で行っている。

- 施工実験では、実験棟内のクレーンを用いて、鉄骨柱の設置を行った（写真3.9.3）が、実施工では、鉄骨柱の分割も含めて、室内への搬入や設置の方法についての十分な検討を行う必要がある。また、鉄骨柱がずれたり、転倒しないように、面外方向の固定が必要となる（写真3.9.4）。
- ボルト接合、接着接合のいずれの場合でも、壁板—鉄骨柱間の目地厚の監理が重要となる。施工実験では、写真3.9.1に示すように、目地厚に対応したスペーサーを鉄骨柱の内側に溶接しており、鉄骨柱を壁板に沿わせるだけで必要な目地厚が確保できるように配慮している。
- 既存躯体—鉄骨柱間では、ボルトもしくは接着によるせん断伝達に加え、開口際では壁板からの支圧抵抗による応力伝達が期待できるが、そのために開口周囲のフランジを壁板の内側に延長しておく必要がある。この際、支圧力の伝達に支障がないように、壁板の厚さ方向に対しても、既存躯体—鉄骨柱間にエポキシ樹脂もしくはモルタルが十分に充填されるように配慮する。
- ボルト接合を行う場合は、ボルトを挿入する鉄骨柱の孔とボルトの間隔ができるだけ狭い方がせん断伝達に有利である。施工実験では、ボルトの直径（14mm）に対してボルト孔の直径を16mmに設定している。一方、壁板にはボルト接合用にボルトの直径のほぼ倍の直径（27mm）の貫通孔を設けており、施工誤差の調整は主に貫通孔側で行うこととした。
- ボルト接合を行う場合は、モルタルを充填するための開孔を鉄骨柱に設ける必要がある。開孔の設置位置は、鉄骨柱に作用する曲げモーメントが大きくなる材端部分は避け、曲げモーメントの負担が小さい中心付近とし、鉄骨柱のせん断耐力の低下を最小限とするため、ボルト孔とは異なる断面位置とすることが望ましい。施工実験では、鉄骨柱一枚につき、計3カ所に直径26mmのモルタルの充填孔を設けているが、柱材については、ボルト孔とモルタルの充填孔が同じ断面となっており、適切ではない（図3.9.1(b)）。
- 接着接合を行う場合には、鉄骨—エポキシ樹脂間の接着強度が、エポキシ樹脂—コンクリート間の接着強度を上回るように配慮する必要がある。施工実験では、鉄骨柱の接着部分にブラスト処理を行い、防錆剤の塗布を行っている（写真3.9.2）。また、防錆剤を塗布した面に油分等が付着しないように運搬時や設置時の配慮が必要である。なお、ボルト接合を行う試験体に用いる鉄骨柱ではこのような処理は行っていない。

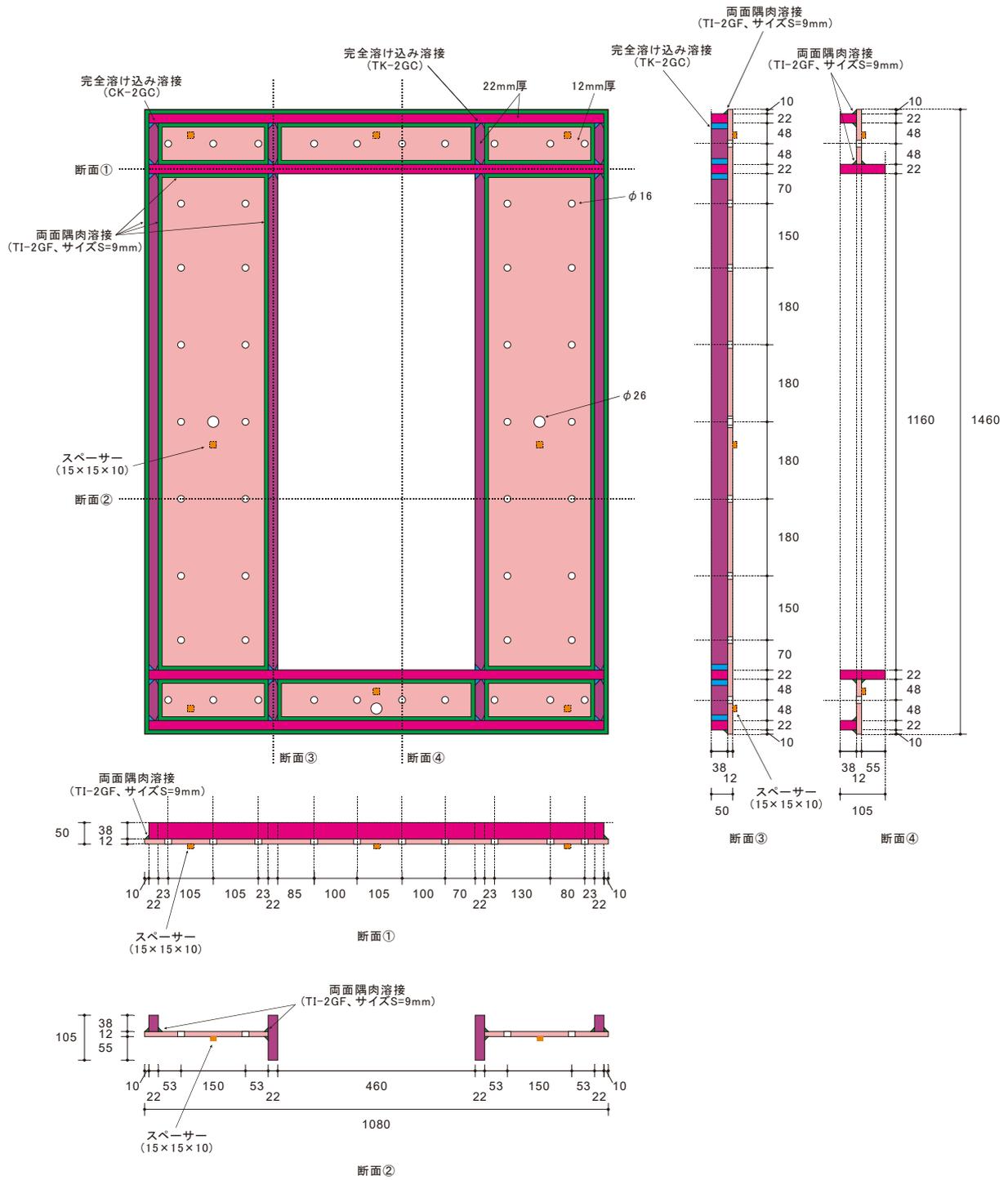
IV-4. 施工マニュアル



(a) 当初案

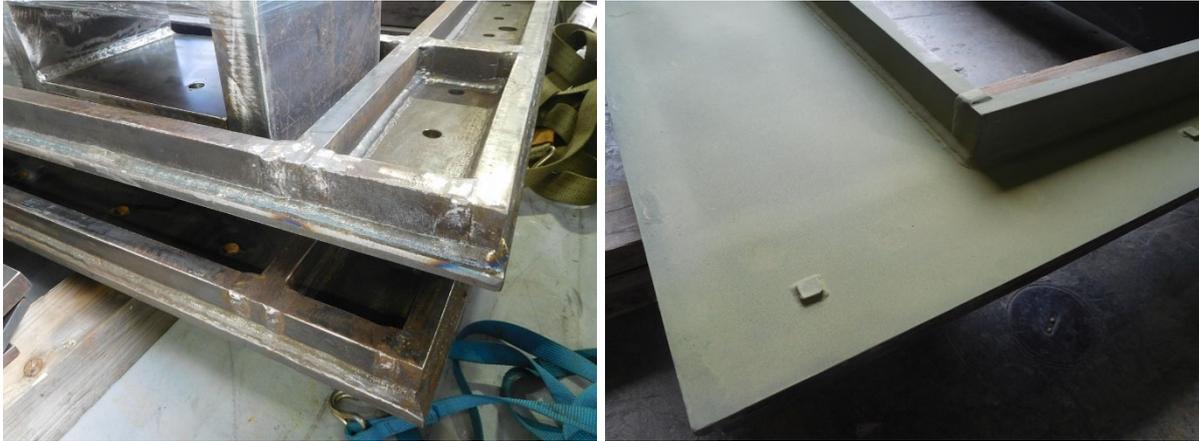
図3.9.1 鉄骨柱における溶接箇所の変更 (単位: mm)

IV-4. 施工マニュアル



(b) 変更案

図3.9.1 鉄骨枠における溶接箇所の変更 (単位: mm)



(a) コスト削減のための溶接位置の工夫

(b) 目地幅確保のためのスペーサー

写真3.9.1 鉄骨枠における施工上の工夫



(a) エポキシ樹脂充填

(b) 無収縮モルタル充填

写真3.9.2 鉄骨枠における裏面の仕上げ状況



写真3.9.3 鉄骨枠の取り付け状況



(a) 接着接合

(b) ボルト接合

写真3.9.4 鉄骨枠の取り付け後

3.10. 鉄骨枠－既存躯体間へのエポキシ樹脂の充填（接着接合の場合）

実施内容

- ・壁板と鉄骨枠の間にシール材や型枠を設置し、エポキシ樹脂を充填し、両者の一体化を図る。

管理項目と留意事項

- ・エポキシ樹脂の充填に先立ち、床面や壁面を養生シートとビニールシート等で養生する。
- ・施工に使用するシール材やエポキシ樹脂の品質を確保する。エポキシ樹脂には、接着性と充填性に優れた材料を使用し、施工時には、主剤と硬化剤が攪拌後に硬化することを確認する。
- ・目地部分の清掃後に、鉄骨枠－壁板間の外周部（側面および下端）と鉄骨枠－鉄骨枠間の内周部（側面および上下端）にシール材の塗布を行う。この際、エポキシ樹脂の充填や充填状況の確認に用いるアルミパイプを目地部分に埋め込む。
- ・ポンプによる圧入でエポキシ樹脂の充填を下側から行う。エポキシ樹脂の充填時はシール材に圧力が作用するため、シール材が十分に硬化した後に実施する必要がある。エポキシ樹脂の充填状況は、外側からの打音やアルミパイプからのエポキシ樹脂の流出状況から確認する。
- ・エポキシ樹脂の充填後、アルミパイプの切断、外周部の頂部へのシール材の塗布により、取り付け工事は完了となる。
- ・一定の養生期間（後述の施工実験の場合は一週間）後に、鉄骨枠を固定していた栈木等を取り外し、周囲の清掃を行う。発生材の処理は、「建設副産物適正処理推進要綱」^[3,4]による。

施工実験による知見

- ・施工実験では、目地部分の清掃（写真3.10.1(a)）を行った後、鉄骨枠－壁板間の外周部および鉄骨枠－鉄骨枠間の内周部について、シール材の塗布（写真3.10.1(b)）を行った。使用したシール材は、鋼板接着工法のシール材として使用される高粘度のエポキシ樹脂（E2370MS）で、充填するエポキシ樹脂（E2300S）と同等の強度が期待できるため、エポキシ樹脂の充填後に取り外す必要はない。また、外周部の一端にエポキシ樹脂の充填や充填状況の確認に用いるアルミパイプ（高さ方向に3本、試験体の表と裏で計6本）を目地部分に埋め込んだ。なお、当日は気温がやや低かった（20度程度）ため、翌日まで待ち、シール

IV-4. 施工マニュアル

材が十分に硬化した後にエポキシ樹脂の充填を行うこととした。

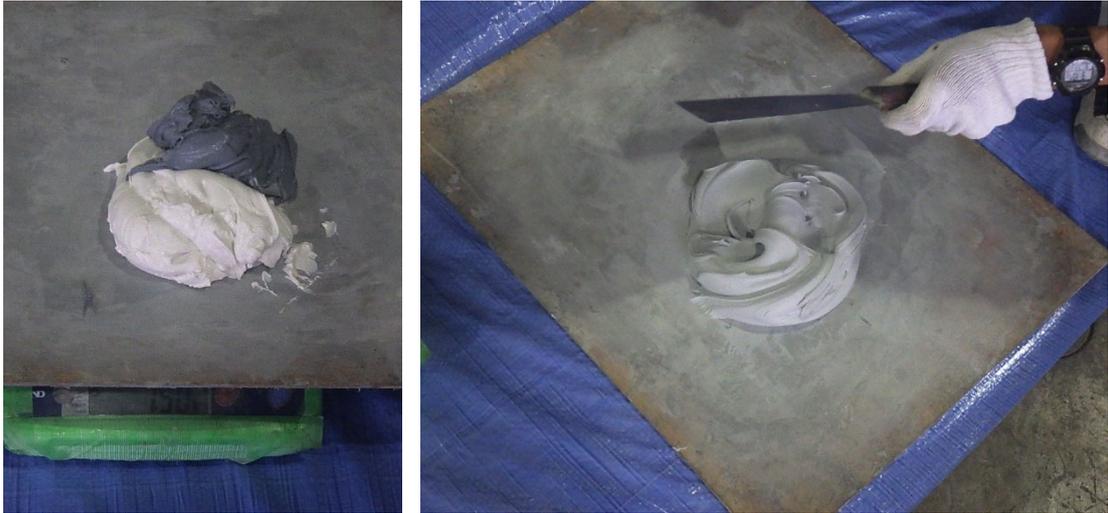
- エポキシ樹脂の充填は、一番下側のアルミパイプから、足踏みポンプによる圧入（写真3.10.1(c)）で行った。エポキシ樹脂の充填状況は、外側からの打音やアルミパイプからのエポキシ樹脂の流出状況から確認する（写真3.10.1(d)）。なお、実験試験体には、開口の周辺部において、壁板と鉄骨枠の間に隙間を設けていたため、試験体の表面からエポキシ樹脂の充填を行えば、裏面にも自動的にエポキシ樹脂が充填されるが、表面と裏面では充填高さに差が生じるため、裏面については、シール材を塗布していない頂部からの直接充填（写真3.10.1(e)）を行った。
- 充填したエポキシ樹脂が硬化したかどうかを確認できるように、写真3.10.1(f)に示すような試料を採取しておくが良い。
- エポキシ樹脂の充填後、アルミパイプの切断、外周部の頂部へのシール材の塗布（写真3.10.1(g)）により、取り付け工事を完了した（写真3.10.1(h)）。



(a) 施工前の清掃

写真3.10.1 鉄骨枠－既存躯体間へのエポキシ樹脂の充填（接着接合の場合）

IV-4. 施工マニュアル



(b) シール材の塗布（頂部を除く外周部、内周部）、アルミパイプの設置（外周部のみ）
写真3.10.1 鉄骨柱-既存躯体間へのエポキシ樹脂の充填（接着接合の場合）

IV-4. 施工マニュアル



(c) 足踏みポンプによるエポキシ樹脂の圧入

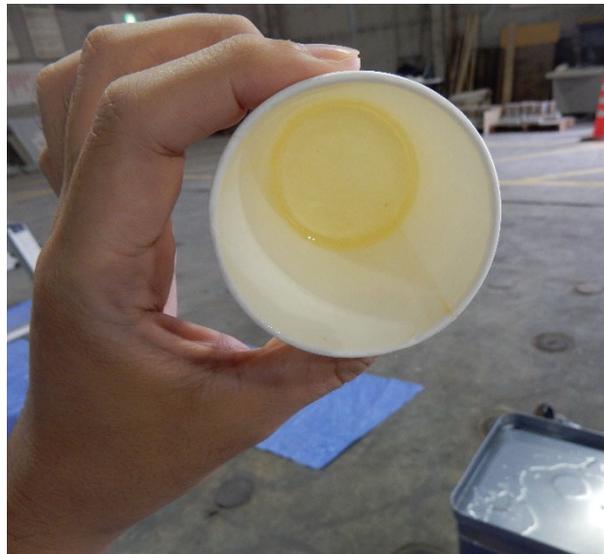


(d) エポキシ樹脂の充填状況の確認

写真3.10.1 鉄骨柱-既存躯体間へのエポキシ樹脂の充填（接着接合の場合）



(e) シール材を塗布していない頂部からの充填



(f) 充填したエポキシ樹脂の硬化の確認



(g) シール材の塗布（上面）、アルミパイプの切断

写真3.10.1 鉄骨柱一既存躯体間へのエポキシ樹脂の充填（接着接合の場合）



(h) 施工完了後

写真3.10.1 鉄骨枠－既存躯体間へのエポキシ樹脂の充填（接着接合の場合）

3.11. 鉄骨枠－既存躯体間への無収縮モルタルの充填（ボルト接合の場合）

実施内容

- ・壁板と鉄骨枠の間や壁板の開孔内に無収縮モルタルを充填し、壁板、鉄骨枠、ボルトの一体化を図る。

管理項目と留意事項

- ・無収縮モルタルの充填に先立ち、床面や壁面を養生シートとビニールシート等で養生する。
- ・目地部分の清掃後に、鉄骨枠－既存躯体間の外周部と鉄骨枠－鉄骨枠間の内周部に型枠を設置する。型枠には、無収縮モルタルの充填や空気抜きとして用いる孔を設ける。型枠は、グラウト材の圧入後に取り外して充填状況が確認できるように、取り外し可能な木製型枠とする。また、型枠と既存躯体、鉄骨枠との隙間には、圧入時に無収縮モルタルの漏れを防止するためにシールする。
- ・型枠の内面に適度の散水を行い、注入される無収縮モルタルの水分が吸収されないようにする。なお、無収縮モルタルの充填は、下部から圧入し一度に上部まで行うことが原則である。
- ・無収縮モルタルは、圧入に先立ち試し練りを行い、練上がり温度、フロー値等が所定の範囲内にあることを確認する。なお、練混ぜは、専用のグラウトミキサーを使用する。また、練混ぜは、全材料投入後に所定の時間にて行い、必要量をその都度練混ぜして、一度に多量の練混ぜをしない。
- ・圧入に際して圧送ポンプからホースが圧力で抜けないようにしっかり取り付ける。圧入は1箇所です一定方向に流れるように行い、空気だまりができないようにする。圧入作業中は、型枠を叩いたり、振動を与えたりしない。
- ・トラブル等で圧入が中断した時や運搬を行う場合は、製品の可使時間に注意しながら練り上がったグラウト材が分離しないように注意し、圧入再開前に再度攪拌する。硬化し始めたグラウト材に、再度水を加えて練り直すことは絶対にしてはならない。
- ・一定の養生期間（後述の施工実験の場合は数日）後に、鉄骨枠を固定していた栈木等を取り外し、周囲の清掃を行う。発生材の処理は、「建設副産物適正処理推進要綱」^[3.4]による。

- ・無収縮モルタルの充填については、「建築改修工事監理指針」^[3.2]の8章22節の「鉄骨ブレースの設置工事」が参考になる。

施工実験による知見

- ・施工実験では、ノロ止めテープを貼り付けた型枠を鉄骨枠の周囲に設置した（写真3.11.1(a)）。
- ・無収縮モルタルの充填は、型枠内にスチームの注入を行った後、フロー等の材料特性に問題がないことを確認した（写真3.11.1(b)）上で、電動ポンプによって、最も下側に設けた鉄骨枠の貫通孔から行った（写真3.11.1(c)）。試験体に設けた貫通孔の頂部に隙間ができないように、一定のスピードで中断せずに連続的に打ち切る必要があるため、充填に使用する無収縮モルタルは最初に全てかき混ぜた。
- ・施工実験では、目地厚が10mmと使用する無収縮モルタルの適用範囲（20mm±10mm）の下限であったため、水量を許容範囲内で最も多く設定し、流動性を確保した。また、無収縮モルタルの充填や充填状況の確認に用いる貫通孔（鉄骨枠の下方のはりのウェブに1カ所、左右の柱のウェブに2カ所、試験体の表と裏で計6カ所）に塩ビパイプを差し込んだ。
- ・無収縮モルタルの充填状況は、外側からの打音や鉄骨枠に設けた貫通孔やボルト孔から確認した（写真3.11.1(d)）。壁板内に設けたボルト接合用の貫通孔内にも無収縮モルタルの充填を行う必要があるが、施工時に貫通孔内の充填状況を確認することは難しい。そこで、試験体の一方から無収縮モルタルの充填を行い、貫通孔を介して、反対側にも無収縮モルタルが充填されることを確認することで、貫通孔内の充填状況の確認に代えている。具体的には、反対側の鉄骨枠頂部において、隅角部および中央部のボルトを少し緩めたところ、ボルト孔からモルタルの漏れが確認されたため、全体的に充填ができたものと判断した。
- ・無収縮モルタルの充填後、濡れた布で頂部や注入孔を塞いで乾燥を防止し、数日の養生期間を経て、型枠や鉄骨枠を支持していた栈木等と取り外し、取り付け工事を完了した（写真3.11.1(e)）。



(a) 型枠の設置（外周部、内周部）

写真3.11.1 鉄骨枠－既存躯体間への無収縮モルタルの充填（ボルト接合の場合）

IV-4. 施工マニュアル



(b) 型枠内へのスチームの注入、フローの確認



(c) 無収縮モルタルの充填



(d) 無収縮モルタルの充填状況の確認

写真3.11.1 鉄骨枠-既存躯体間への無収縮モルタルの充填（ボルト接合の場合）



(e) 施工完了後

写真3.11.1 鉄骨枠－既存躯体間への無収縮モルタルの充填（ボルト接合の場合）

3.12. ボルトの締め付け（ボルト接合の場合）

実施内容

- ・ボルトの締め付けを行い、既存躯体と鉄骨枠の一体化を図る。

管理項目と留意事項

- ・既存躯体－鉄骨枠間やボルト貫通孔内に充填した無収縮モルタルの強度発現（通常材齢3～5日）を確認した上で、ボルトの締め付けを行う。
- ・本工法では、既存躯体－鉄骨枠間の摩擦作用ではなく、ボルトのだぼ作用によるせん断伝達に期待しているため、ボルトの過度な締め付けを行う必要はない。むしろ、ボルトの過度な締め付けを行った場合、既存躯体が損傷するおそれもあるため、注意が必要である。

施工実験による知見

- ・耐力壁試験体 WOB では、要素試験、載荷実験の実施前に、40Nm のトルクでボルトの締め付けを行っている。ここで、ボルトの降伏強度を 783N/mm^2 、断面積を 115mm^2 、直径を 0.014m 、トルク係数を 0.2 と仮定すると、ボルトの張力は $40\text{Nm}/0.2/0.014\text{m}=14.3\text{kN}$ 程度、引張応力度は $14.3\text{kN}/115\text{mm}^2=124\text{N/mm}^2$ 程度と想定され、ボルトの降伏強度の16%に相当する。

3.13. 参考文献

- [3.1] 向井智久ほか：既存壁式 RC 造共同住宅における躯体改造技術に関する研究、建築研究資料 No.210、2024.1
- [3.2] 一般財団法人建築保全センター：建築改修工事監理指針（令和元年版）、2019.12
- [3.3] 日本建築防災協会：2017 年改定版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説、2017.7
- [3.4] 国土交通省：建設副産物適正処理推進要綱、2002
（URL：<https://www.mlit.go.jp/sogoseisaku/recycle/>）
- [3.5] 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. 設計例（施工手順、工程表およびコスト試算）

4.1. 想定建物

本章では、第IV-2編の技術ガイドラインの1.4節で建築物全体の構造安全性の確認を行った5階建てのRC造壁式構造住宅（1965年建設）を対象に、鉄骨枠による開口新設補強を行う場合の施工手順や工程表、コスト試算の結果を例示する。想定建物は、技術ガイドラインと同様にCase1と呼称する。図4.1.1～図4.1.4に建築物全体の平面図、各構面の平面図、立面図を、表4.1.1～表4.1.3に各部の寸法、配筋を示す。

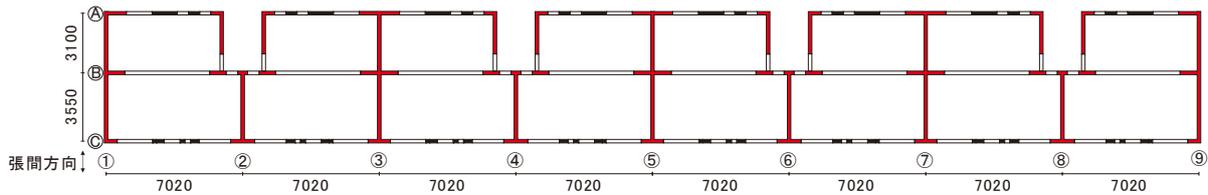
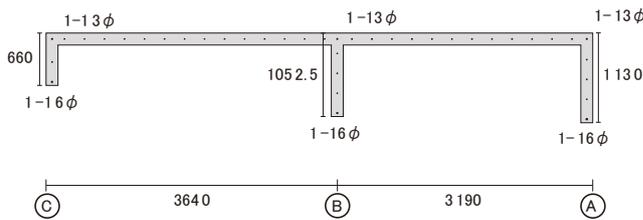
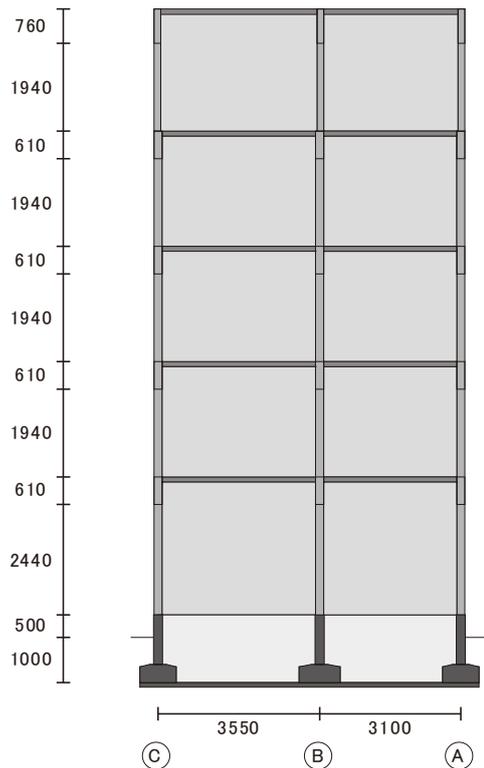


図4.1.1 設計例の平面図（単位：mm）

5F 1,9構面



1,9構面



1~4F 1,9構面

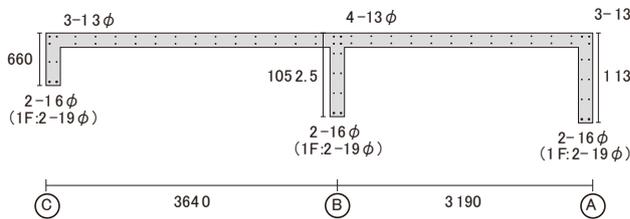


図4.1.2 設計例の構面1、9の平面図および側面図（単位：mm）

IV-4. 施工マニュアル

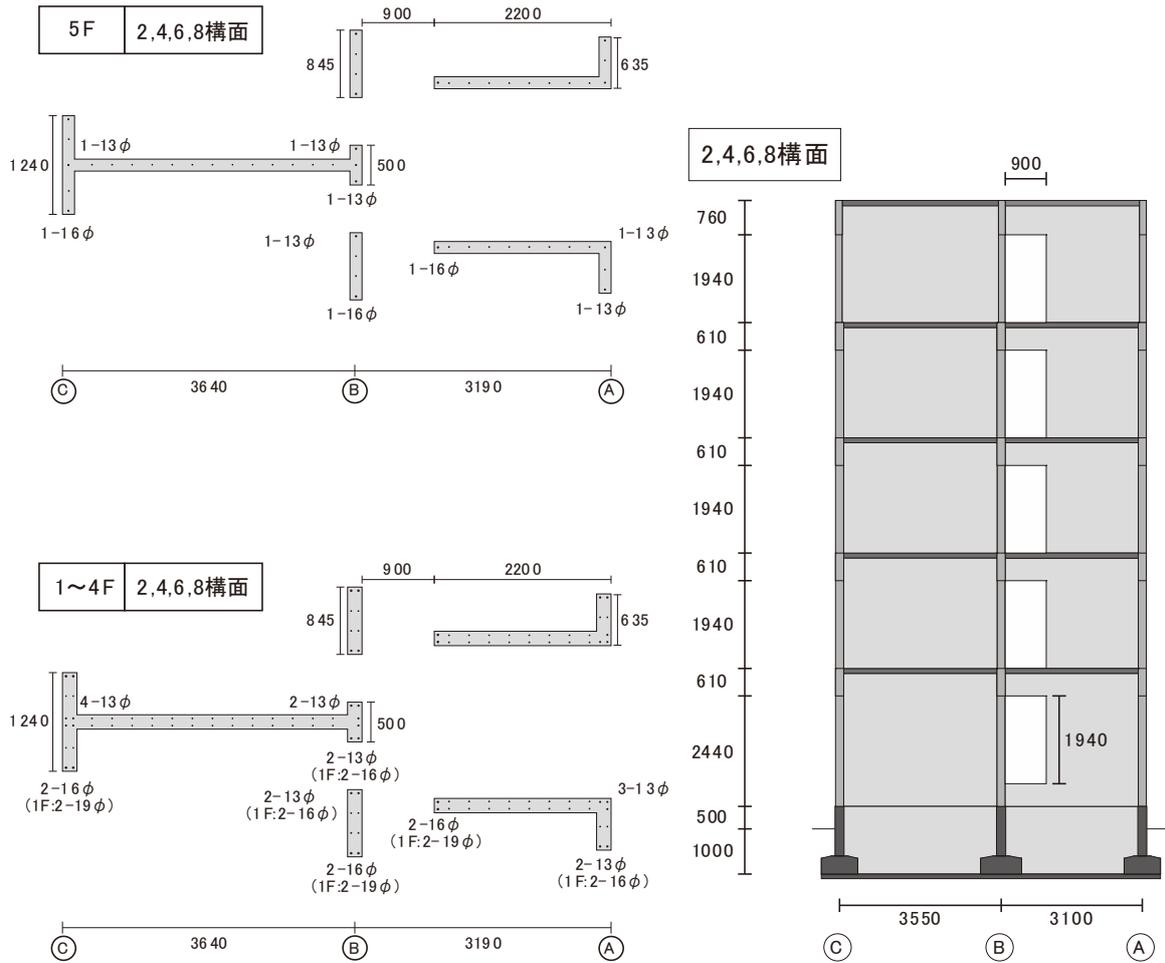


図4.1.3 設計例の構面 2、4、6、8 の平面図および側面図 (単位 : mm)

IV-4. 施工マニュアル

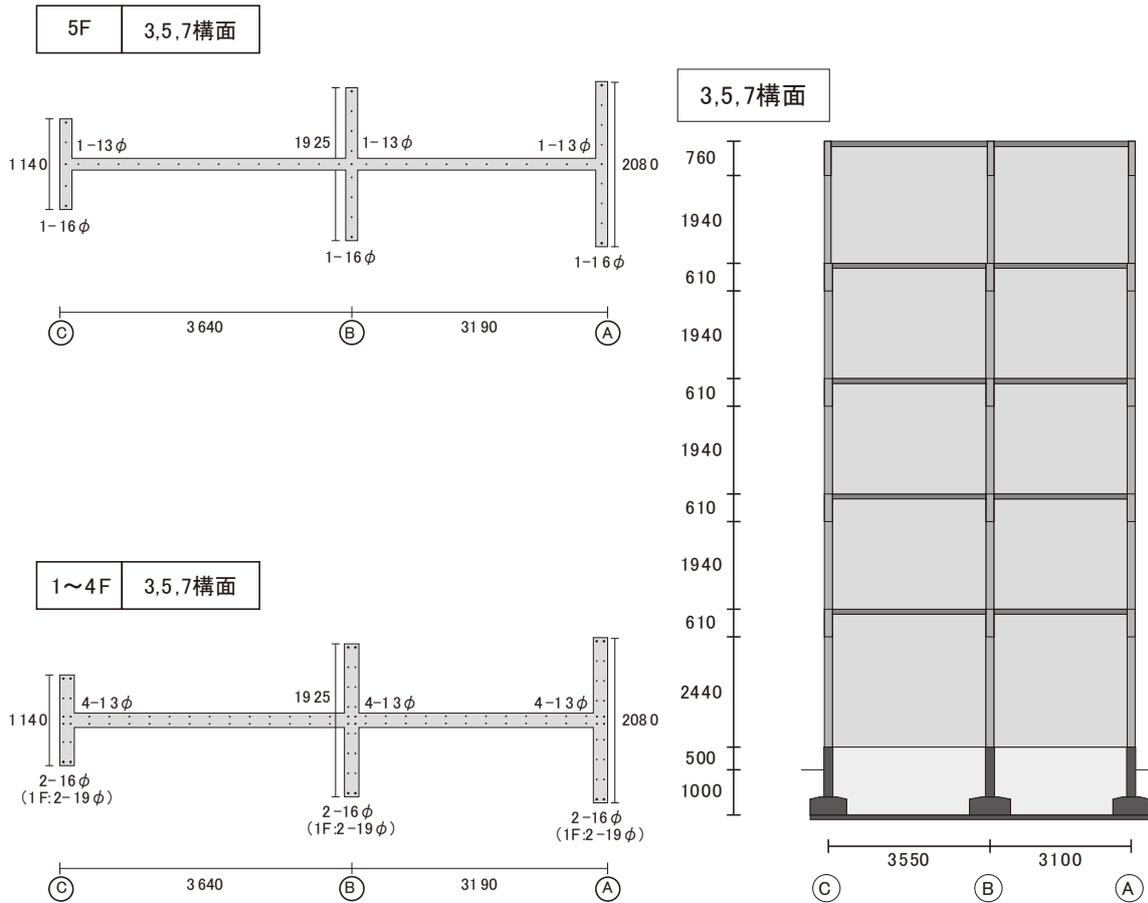


図4.1.4 設計例の構面3、5、7の平面図および側面図（単位：mm）

表4.1.1 設計例における各部の寸法、配筋（構面1、9）

(a) 壁板

階	壁厚 (mm)	配筋	端部補強筋			直交壁端		
			C通り	B通り	A通り	C通り	B通り	A通り
5F	150	1-9φ@250	1-13φ	1-13φ	1-13φ	1-16φ	1-16φ	1-16φ
4F	180	2-9φ@250	3-13φ	4-13φ	3-13φ	2-16φ	2-16φ	2-16φ
3F	180	2-9φ@250	3-13φ	4-13φ	3-13φ	2-16φ	2-16φ	2-16φ
2F	180	2-9φ@250	3-13φ	4-13φ	3-13φ	2-16φ	2-16φ	2-16φ
1F	180	2-9φ@250	3-13φ	4-13φ	3-13φ	2-19φ	2-19φ	2-19φ

(b) 壁梁

階	C-B区間				B-A区間			
	梁幅 (mm)	梁せい (mm)	引張鉄筋	せん断 補強筋	梁幅 (mm)	梁せい (mm)	引張鉄筋	せん断 補強筋
RF	150	760	1-13φ	1-9φ@250	150	760	1-13φ	1-9φ@250
5F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250
4F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250
3F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250
2F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250

IV-4. 施工マニュアル

表4.1.2 設計例における各部の寸法、配筋（構面 2、4、6、8）

(a) 壁板

階	壁厚 (mm)	配筋	端部補強筋				直交壁端			
			C通り	B通り (W2)	B通り (W2')	A通り	C通り	B通り (W2)	B通り (W2')	A通り
5F	150	1-9φ@250	1-13φ	1-13φ	1-13φ	1-13φ	1-16φ	1-16φ	1-13φ	1-16φ
4F	180	2-9φ@250	4-13φ	2-9φ+2-13φ	2-9φ+2-13φ	3-13φ	2-16φ	2-16φ	2-13φ	2-16φ
3F	180	2-9φ@250	4-13φ	2-9φ+2-13φ	2-9φ+2-13φ	3-13φ	2-16φ	2-16φ	2-13φ	2-16φ
2F	180	2-9φ@250	4-13φ	2-9φ+2-13φ	2-9φ+2-13φ	3-13φ	2-16φ	2-16φ	2-13φ	2-16φ
1F	180	2-9φ@250	4-13φ	2-9φ+2-13φ	2-9φ+2-13φ	3-13φ	2-19φ	2-19φ	2-16φ	2-19φ

(b) 壁梁

階	C-B区間				B-A区間			
	梁幅 (mm)	梁せい (mm)	引張鉄筋	せん断 補強筋	梁幅 (mm)	梁せい (mm)	引張鉄筋	せん断 補強筋
RF	150	760	1-13φ	1-9φ@250	150	760	2-13φ	1-9φ@250
5F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250
4F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250
3F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-19φ	2-9φ@250
2F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-19φ	2-9φ@250

(c) 壁梁（開口上下）

階	B-A区間（開口上下）			
	梁幅 (mm)	梁せい (mm)	引張鉄筋	せん断 補強筋
RF	150	760	2-13φ	1-9φ@250
5F	180	610	2-16φ	2-9φ@250
4F	180	610	4-19φ	2-9φ@250
3F	180	610	4-19φ	2-9φ@100
2F	180	610	2-16φ+2-19φ	2-9φ@100

表4.1.3 設計例における各部の寸法、配筋（構面 3、5、7）

(a) 壁板

階	壁厚 (mm)	配筋	端部補強筋			直交壁端		
			C通り	B通り	A通り	C通り	B通り	A通り
5F	150	1-9φ@250	1-13φ	1-13φ	1-13φ	1-16φ	1-16φ	1-16φ
4F	180	2-9φ@250	3-13φ	4-13φ	3-13φ	2-16φ	2-16φ	2-16φ
3F	180	2-9φ@250	3-13φ	4-13φ	3-13φ	2-16φ	2-16φ	2-16φ
2F	180	2-9φ@250	3-13φ	4-13φ	3-13φ	2-16φ	2-16φ	2-16φ
1F	180	2-9φ@250	3-13φ	4-13φ	3-13φ	2-19φ	2-19φ	2-19φ

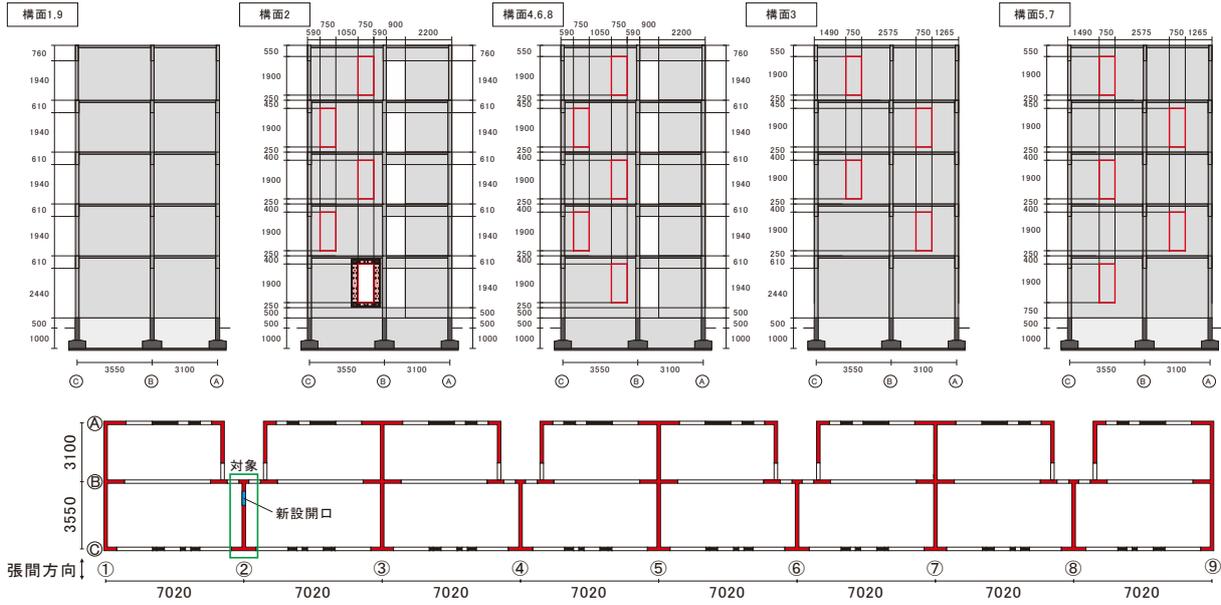
(b) 壁梁

階	C-B区間				B-A区間			
	梁幅 (mm)	梁せい (mm)	引張鉄筋	せん断 補強筋	梁幅 (mm)	梁せい (mm)	引張鉄筋	せん断 補強筋
RF	150	760	1-13φ	1-9φ@250	150	760	1-13φ	1-9φ@250
5F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250
4F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250
3F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250
2F	180	610	2-16φ	2-9φ@250	180	610	2-16φ	2-9φ@250

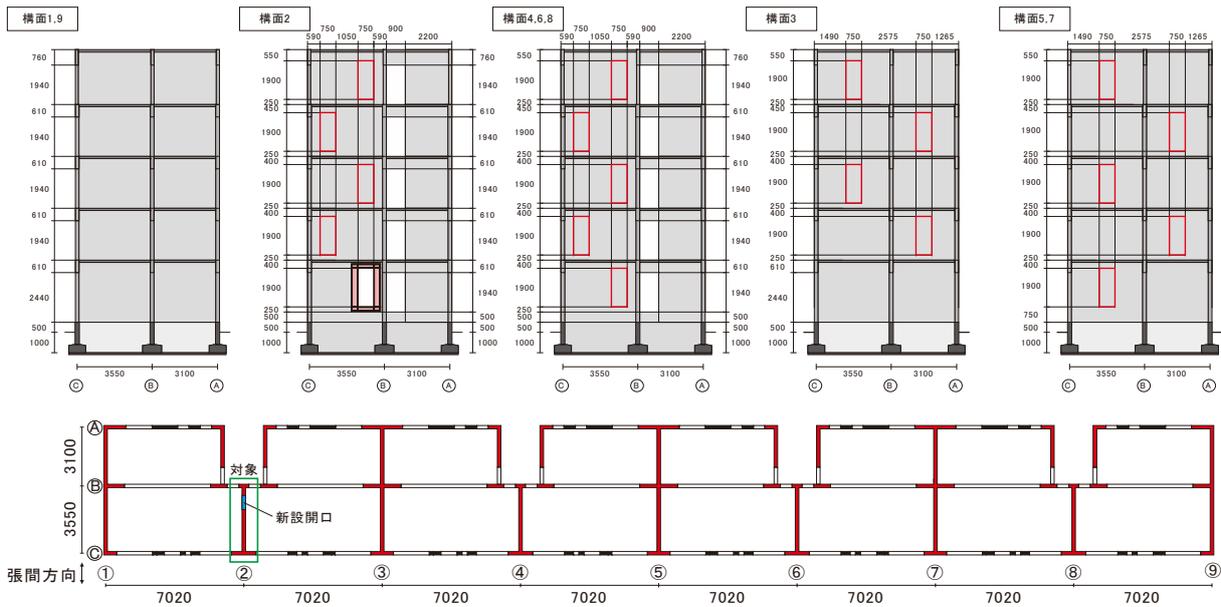
4.2. 鉄骨枠による開口新設補強のパターン

設計例として鉄骨枠による開口新設補強を行う戸境壁のパターンを図4.2.1に示す。第IV-2編の技術ガイドラインや第IV-3編の設計マニュアルでは、想定建物を対象としたCase1、構面2の1階の戸境壁のみに開口新設を行うCase2、構面3の1階の戸境壁のみに開口新設を行うCase3、構面2、4、6、8の1～5階の全ての戸境壁で開口新設を行うCase4、構面3、5、7の1～5階の全ての戸境壁で開口新設を行うCase5を対象としたが、区分所有者が異なる住戸では、実際には1棟全体を対象とした改修が行われる可能性は低いこと、Case4、5では、建築物の構造性能に及ぼす影響の上限を確認することを目的としていたことから、ここではCase4、5の検討は対象とせず、改修の範囲を構面2の1構面に絞ったCase6を新たに検討することとし、各階において同時施工を行うことによる利点や制約について、検証することとした。また、技術ガイドラインでは鉄骨枠の接合方法の違いは考慮しなかったが、本検討ではこれらを区別し、構面2の1階の戸境壁に新設開口を設け、鉄骨枠をボルトで接合するCase2B、同じ戸境壁に鉄骨枠を接着で接合するCase2E、構面3の1階の戸境壁に新設開口を設け、鉄骨枠をボルトで接合するCase3B、構面2の1～5階の戸境壁に新設開口を設け、鉄骨枠をボルトで接合するCase6Bの4種類と対象とする。なお、いずれも1.3節で示した適用条件は満足しているものとする。

IV-4. 施工マニュアル



(a) 構面 2 の 1 階に開口を設け、ボルト接合を行う場合 (Case2B)

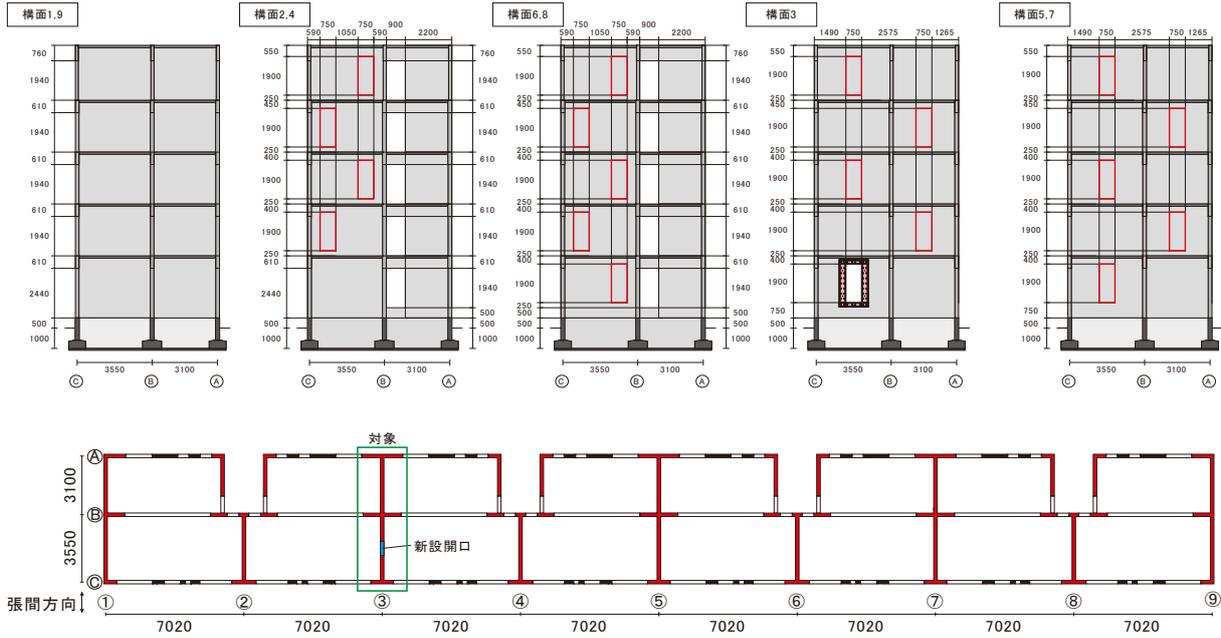


(b) 構面 2 の 1 階に開口を設け、接着接合を行う場合 (Case2E)

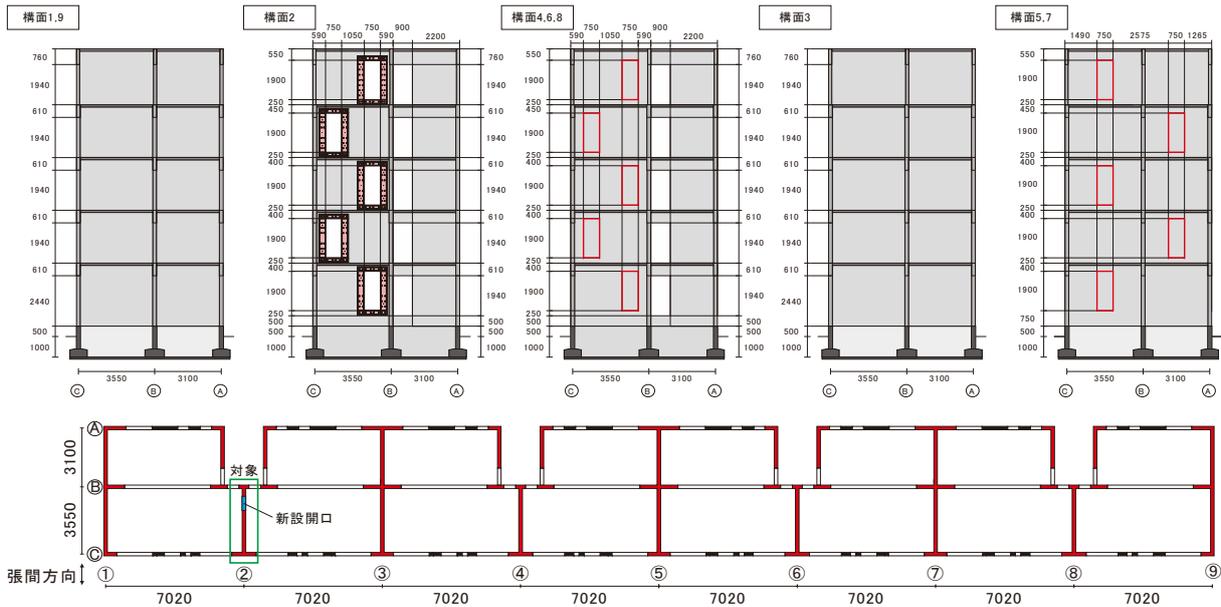
(図中の赤囲いは、今後鉄骨柱補強を行う場合に開口の新設補強が可能な位置を示す)

図4.2.1 鉄骨柱による新設補強を行うケース (単位 : mm)

IV-4. 施工マニュアル



(c) 構面3の1階に開口を設け、ボルト接合を行う場合 (Case3B)



(d) 構面2の1~5階に開口を設け、ボルト接合を行う場合 (Case6B)

(図中の赤囲いは、今後鉄骨柱補強を行う場合に開口の新設補強が可能な位置を示す)

図4.2.1 鉄骨柱による新設補強を行うケース (単位: mm)

4.3. 鉄骨枠および接合要素の設定

設計例に使用する鉄骨枠および接合要素の詳細を表4.3.1に示す。また、図4.3.1～図4.3.6に補強に用いる鉄骨枠の形状を、図4.3.7～図4.3.12に鉄骨枠の壁板への配置状況を示す断面図を、図4.3.13～図4.3.18に鉄骨枠の壁板への配置状況を示す側面図を、図4.3.19～図4.3.24に壁板におけるコンクリートのはつりや壁縦横筋の定着状況、コンクリートの打ち直し位置、ボルト孔の位置等を整理した側面図を示す。ここで示す鉄骨枠および接合要素は、設計マニュアルで提案した手法に基づいて設計を行ったものであり、本検討に用いないものも一部含んでいるが、ここでは設計マニュアルの設計例で示した表や図と同じものを掲載している。検討の詳細については、設計マニュアルを参照されたい。

構面2と3、また、1～4階と5階では、補強対象となる戸境壁の壁厚や軸力、せん断耐力等の条件が異なるが、住棟に及ぼす影響をできるだけ軽減することが望ましいため、ここでは鉄骨枠の重量をできるだけ小さくするために、4種類の鉄骨枠を対象とする戸境壁によって使い分ける形を想定している。また、後述するように、構面3、5、7では、構面2、4、6、8と比較して、鉄骨枠によって回復する必要がある戸境壁のせん断耐力が大きくなるため、今回の設計例では、接着接合の場合、境界面における十分なせん断耐力を確保することができなかった。そのため、表4.3.1に示すように、本設計例では、接着接合を採用できるのは、構面2、4、6、8に、新設開口を設ける場合のみに制限している。

(鉄骨枠)

- ・ 鉄骨枠の挙動が大変形時まで弾性域に留まるように、鋼材の材種はSN490とした。
- ・ 鉄骨枠は2本の柱材と2本の梁材によって構成される骨組であり、2枚の鉄骨枠を既存躯体の壁板の両側から挟み込むように設置する。
- ・ 新設開口の高さをできるだけ大きくするために、鉄骨枠の梁せい(200mm)は、柱せい(300mm)よりも小さく設定しており、且つ、開口下の段差が大きくなるように配慮している。
- ・ 鉄骨枠の柱材と梁材の断面寸法はコ形を基本としているが、開口際では開口側面のコンクリートから伝達される支圧力が鉄骨枠に伝達できるように、フランジの一端を壁板の内側に延長している。
- ・ 既存のH形鋼のフランジを切断して柱材や梁材に使用する等、既製品を利用できた方が効率的であるが、本設計例では戸境壁のせん断耐力に見合う部材が見つからなかったため、ウェブ、フランジを構成する鋼板を溶接することによって製作する形を想定している。なお、通常は、それぞれの鋼材を完全溶け込み溶接で接合するのが一般的と思われるが、ここでは、施工精度の確保やコスト低減に加え、鉄骨枠に塑性域の変形性能は求めていないことから、図中に示すように、ウェブとフランジを構成する一枚の鉄板にフランジの一部を両面隅肉溶接で接合する形としている。そのため、鉄骨枠の外周部は、両面隅肉溶接を行うためにウェブが15mmずつ延長した形状としている。
- ・ 曲げモーメントに対する余裕度が小さい梁材では、フランジを柱梁接合部まで延長しているが、曲げモーメントに対する余裕度が大きい柱材では、フランジを梁フランジの側面に完全溶け込みで溶接している。

- ・ 仕口面において、既存壁板と鉄骨枠の間に無収縮モルタル（ボルト接合）やエポキシ樹脂（接着接合）が無理なく充填されるように、また隅肉溶接部（サイズは 10mm、12mm のいずれか）が既存壁板と接触しないように、両者の間には 20mm（ボルト接合）もしくは 10mm（接着接合）のクリアランスを確保している。

（接着接合）

- ・ 接着接合を採用する場合には、接着面での破壊が生じないように、強度が十分に高く、充填性に優れたエポキシ樹脂を用いる。
- ・ 既存躯体との接着面となる内側の部分について、接着強度が確保できるように、ブラスト処理を行い、防錆剤の塗布を行う。
- ・ 既存躯体側についても、接着強度が確保できるように、表面のサンダーケレンを行う。
- ・ 戸境壁のせん断破壊時に、鉄骨枠が脱落するおそれがあるため、開口際で内側に延長したフランジを相互に溶接する、部分的にボルト接合を採用する等に対応を取ることが望ましい。

（ボルト接合）

- ・ ボルト接合（1～4 階では直径 20mm、5 階では直径 16mm）を採用する場合には、鉄骨枠にボルト貫通用、無収縮モルタル充填用の孔を設けているが、ボルトのだぼ作用によるせん断伝達に期待するため、鉄骨枠に設けたボルト貫通用の孔の直径はボルトの直径（20mm）＋2mm とし、壁板に設けた孔（1～4 階では直径 40mm、5 階では直径 32mm）で施工誤差の調整を行うこととしている。
- ・ 既存壁板の壁縦筋や壁横筋と干渉しないように、既存躯体や鉄骨枠に設けるボルト孔の位置を決定する必要がある。鉄骨枠に設けたボルト貫通用の孔は、本来は鉄骨枠の材軸に対して線対称に配置することが理想だが、構面 2、4、6、8 の戸境壁ではそのような配置が行えていない。
- ・ せん断伝達に必要なボルト数は、耐震改修設計指針・同解説^[4.1]に基づいて計算すればよいが、同 3.9.5 項の構造規定をできるだけ満足するように、ボルトの配置を決めることが望ましい。

（3.9.5 項の構造規定）

ボルトの軸径：13mm 以上、22mm 以下

ピッチ：7.5da 以上

ゲージ：5.5da 以上

へりあき：5da 以上（鉄骨枠の最外縁フランジからの距離）

埋め込み長さ：4da 以上（本設計例では、壁厚の半分を埋め込み長さとする）

（da はボルトの軸径）

（壁板）

- ・ 打ち直しを行うコンクリートの設計基準強度は $F_c=33\text{N/mm}^2$ とし、既存躯体のコンクリートの設計基準強度（ $F_c=16.2\text{N/mm}^2$ ）の 2 倍近い値とした。

IV-4. 施工マニュアル

- ・ 開口際で切断した壁横筋には、折り曲げもしくは溶接によって 180 度フックを設け、壁板のせん断伝達に寄与するように定着している。溶接を行う場合は、既存の壁横筋（9φ、SR235）を上回る直径、規格降伏点を有する鉄筋を用いる。
- ・ 開口際で切断した壁横筋には、折り曲げもしくは溶接によって 90 度フックを設け、折り曲げた先で十分な定着長（40da 以上）を確保している。これは、壁縦筋が壁脚の危険断面において引張降伏する場合にも、開口新設前と同等な軸耐力や曲げ耐力を確保するためである。溶接を行う場合は、既存の壁横筋（9φ、SR235）を上回る直径、規格降伏点を有する鉄筋を用いる。

表4.3.1 設計例において各構面に設置する鉄骨枠の寸法と接続方法

寸法、配筋				
構面	構面2, 4, 6, 8		構面3, 5, 7	
設置階	1~4F	5F	1~4F	5F
壁板(既存部分)				
壁厚	180mm	150mm	180mm	150mm
壁縦筋	2- ϕ 9@250	1- ϕ 9@250	2- ϕ 9@250	1- ϕ 9@250
壁縦筋	2- ϕ 9@250	1- ϕ 9@250	2- ϕ 9@250	1- ϕ 9@250
コンクリート	Fc=165kgf/cm ²			
鉄筋	SR235			
壁板(打ち直し部分)				
壁厚	180mm	150mm	180mm	150mm
溶接鉄筋	ϕ 9			
コンクリート	普通コンクリート(Fc=33N/mm ²)			
鉄筋	SR295			
鉄骨柱(片側分)				
フランジ幅(外周)	115mm	100mm	115mm	100mm
フランジ幅(内周)	200mm	185mm	225mm	185mm
せい	300mm(+15mm)			
フランジ厚	16mm	12mm	19mm	12mm
ウェブ厚	12mm	12mm	16mm	12mm
材種	SN490			
鉄骨梁(片側分)				
フランジ幅(外周)	115mm	100mm	115mm	100mm
フランジ幅(内周)	200mm	185mm	225mm	185mm
せい	200mm(+15mm)			
フランジ厚	19mm	12mm	25mm	19mm
ウェブ厚	12mm	12mm	16mm	12mm
材種	SN490			
ボルト接合: グラウト材(壁板-鉄骨枠間)				
材種	無収縮性高強度グラウト材 (日本プライススリーブ株式会社 SSモルタル等)			
圧縮強度	80N/mm ² 以上			
ボルト接合: 止め付けボルト				
本数×直径(鉄骨柱)	12-M20	14-M16	14-M20	14-M16
本数×直径(鉄骨梁[接合部含む])	8-M20	8-M16	8-M20	8-M16
材種	強度区分5.6			
接着接合: 接着材(壁板-鉄骨枠間)				
材種	低粘度型高強度エポキシ樹脂 (コニシ株式会社 ボンデE2300S等)			
引張強さ	35N/mm ² 以上			
圧縮降伏強さ	70N/mm ² 以上			
引張せん断強度	14N/mm ² 以上			

IV-4. 施工マニュアル

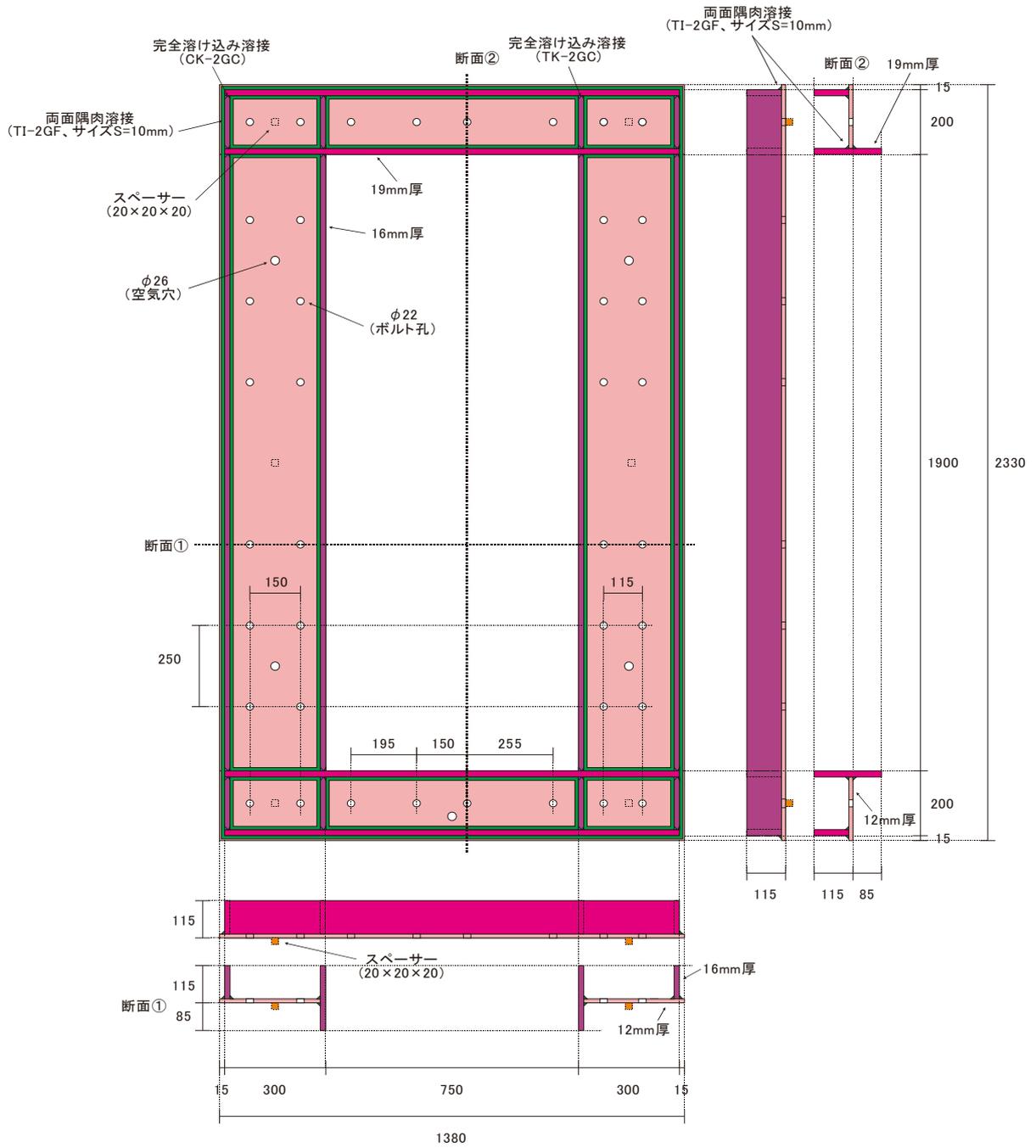


図4.3.1 鉄骨柱の形状（構面2・4・6・8、1～4階、ボルト接合、単位：mm）

IV-4. 施工マニュアル

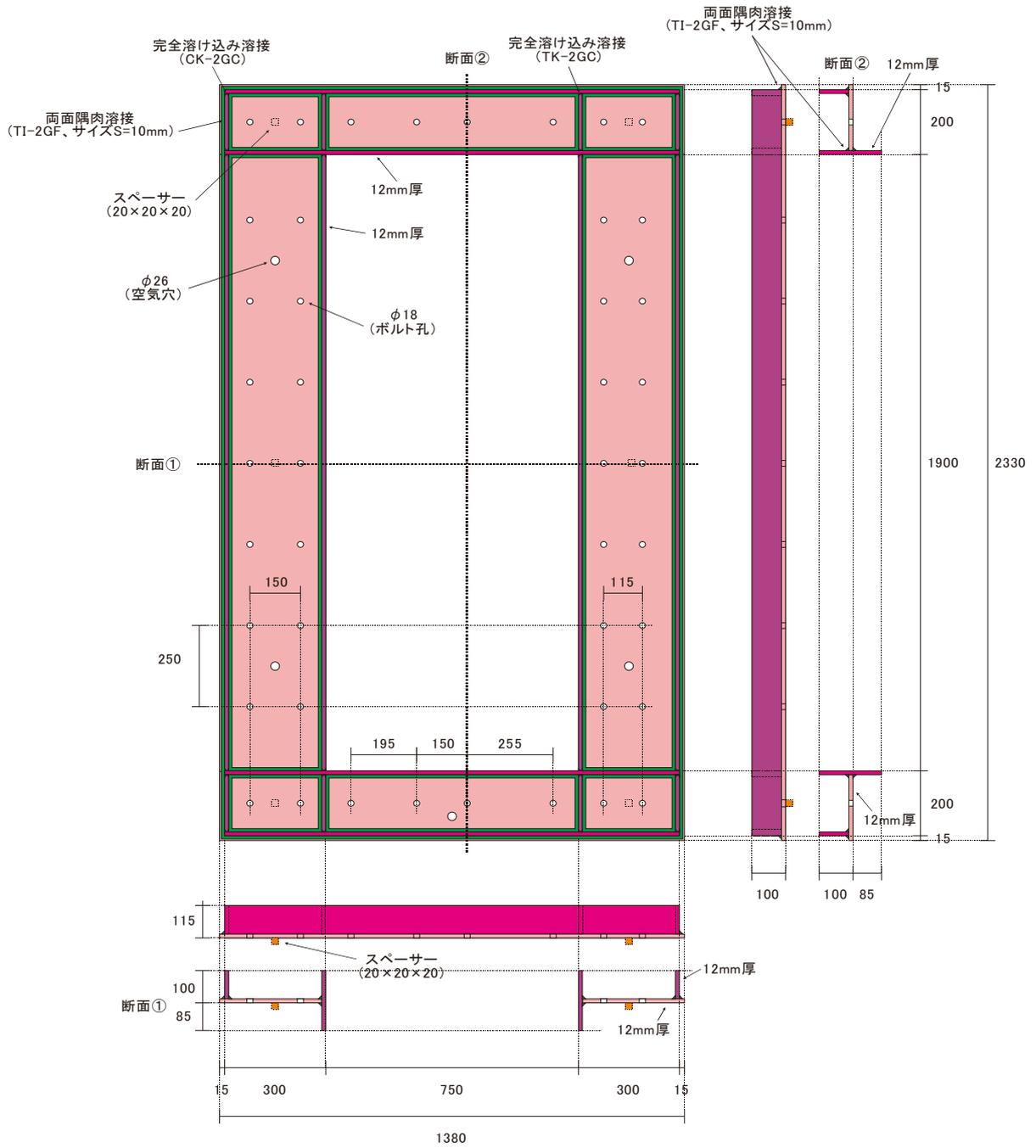


図4.3.2 鉄骨枠の形状 (構面 2・4・6・8、5階、ボルト接合、単位：mm)

IV-4. 施工マニュアル

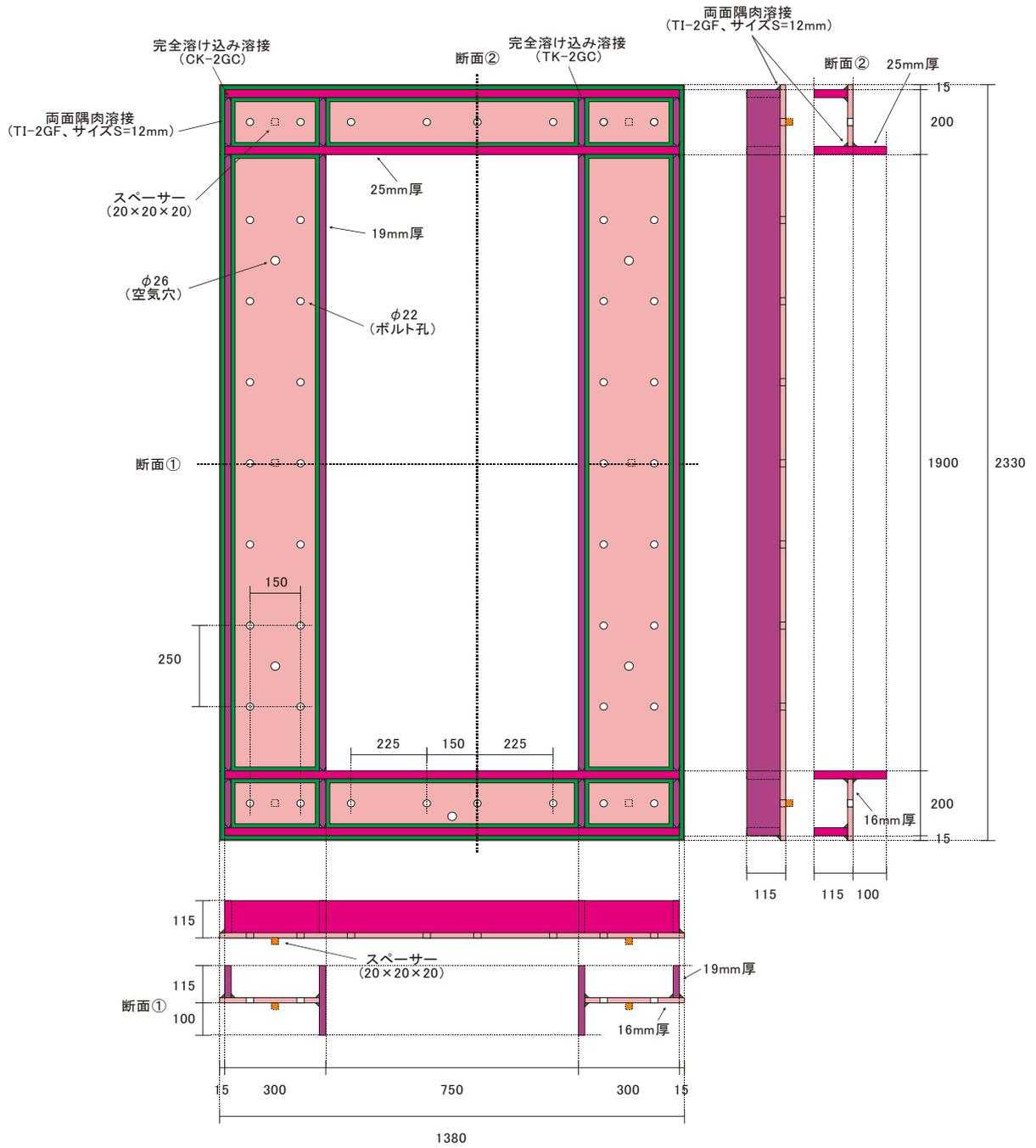


図4. 3. 3 鉄骨枠の形状 (構面 3・5・7、1~4階、ボルト接合、単位 : mm)

IV-4. 施工マニュアル

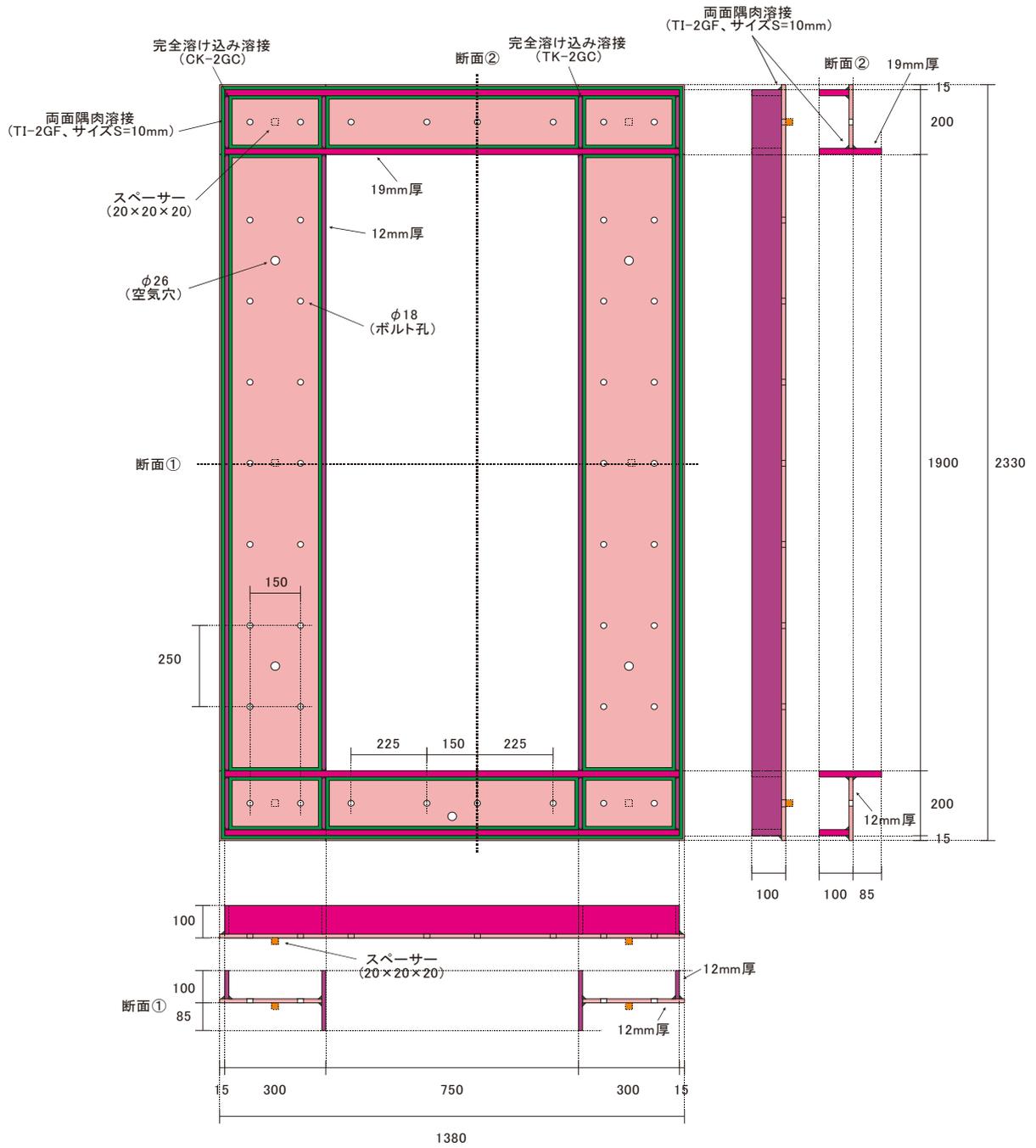


図4.3.4 鉄骨柱の形状 (構面3・5・7、5階、ボルト接合、単位：mm)

IV-4. 施工マニュアル

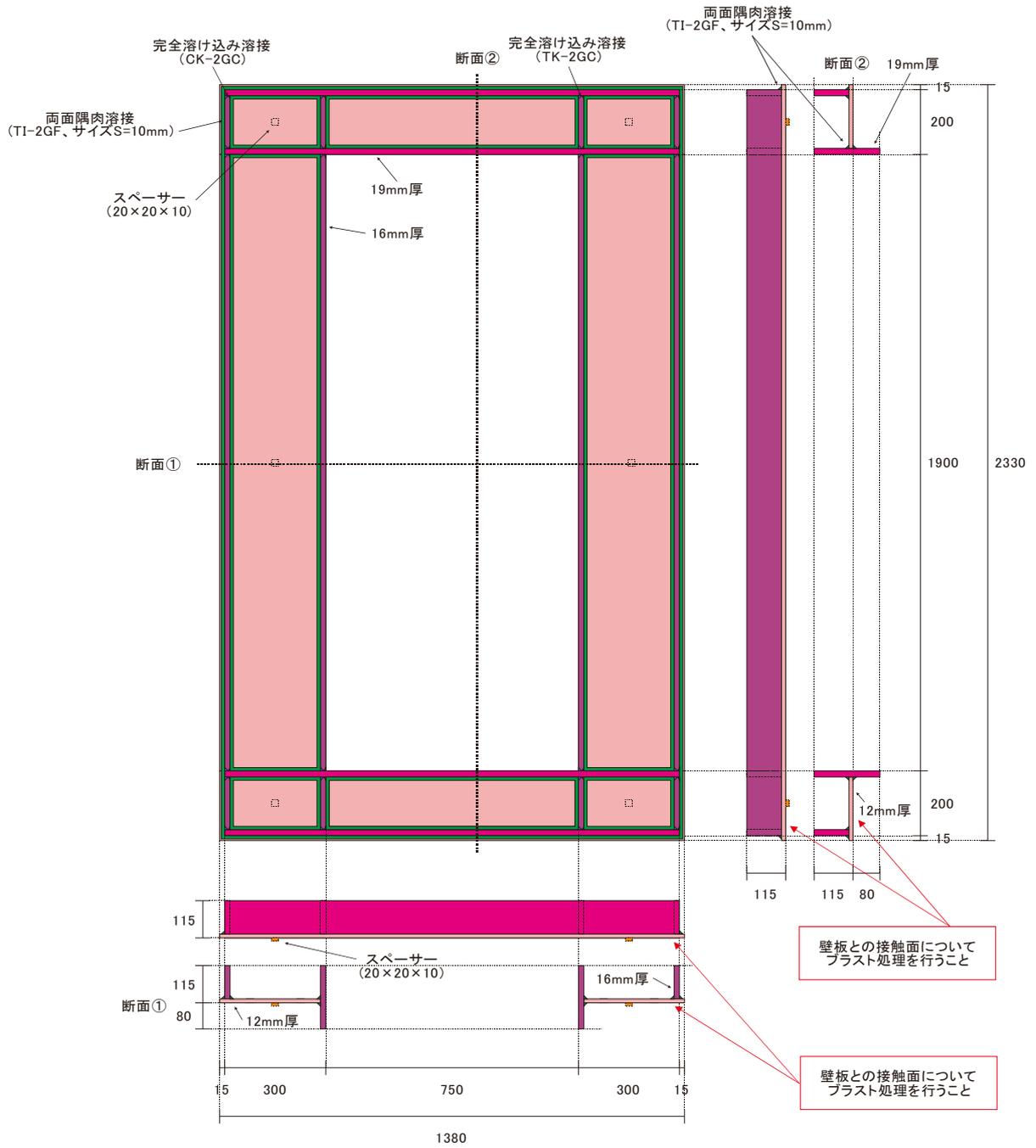


図4.3.5 鉄骨枠の形状 (構面 2・4・6・8、1~4階、接着接合、単位：mm)

IV-4. 施工マニュアル

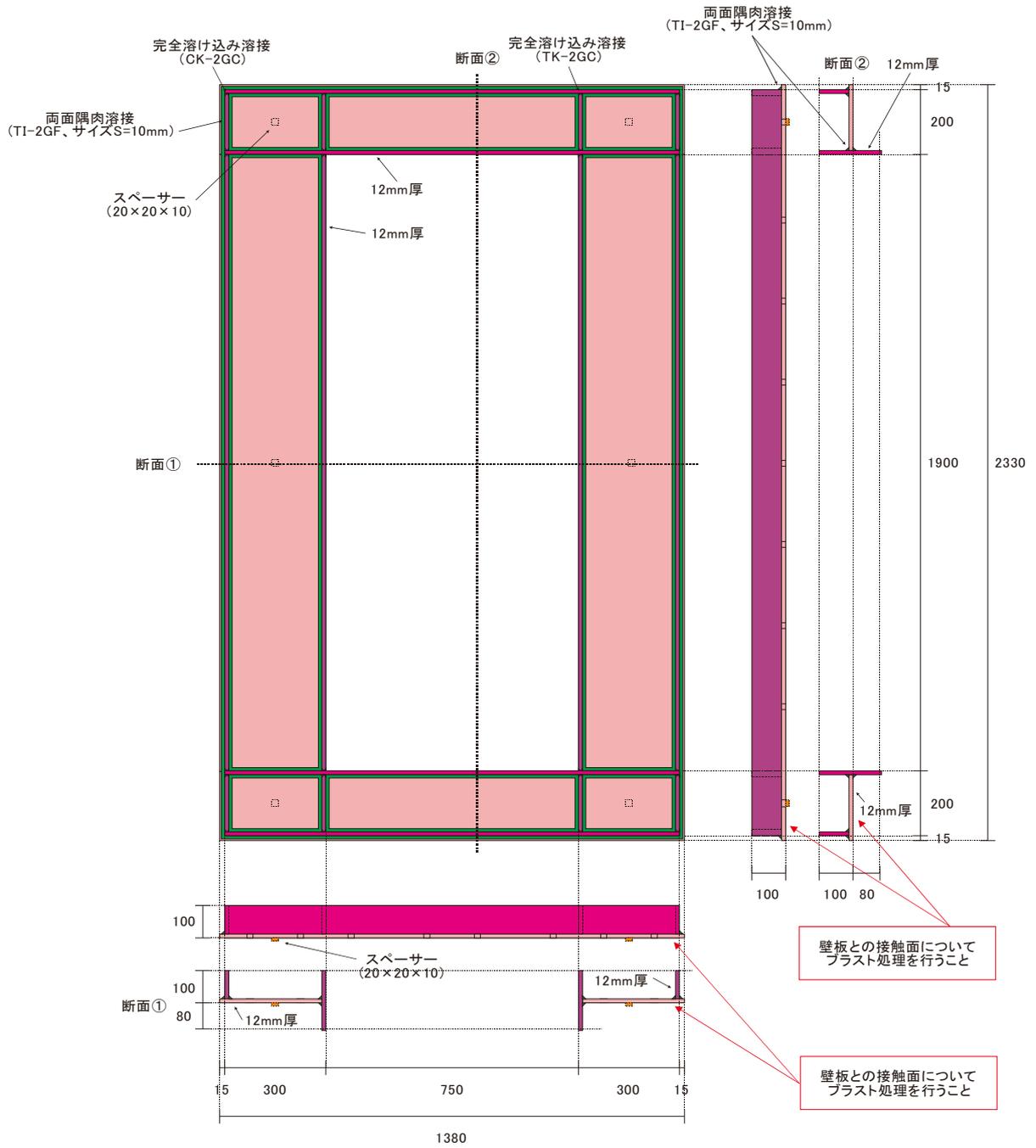


図4.3.6 鉄骨柱の形状 (構面 2・4・6・8、5階、接着接合、単位 : mm)

IV-4. 施工マニュアル

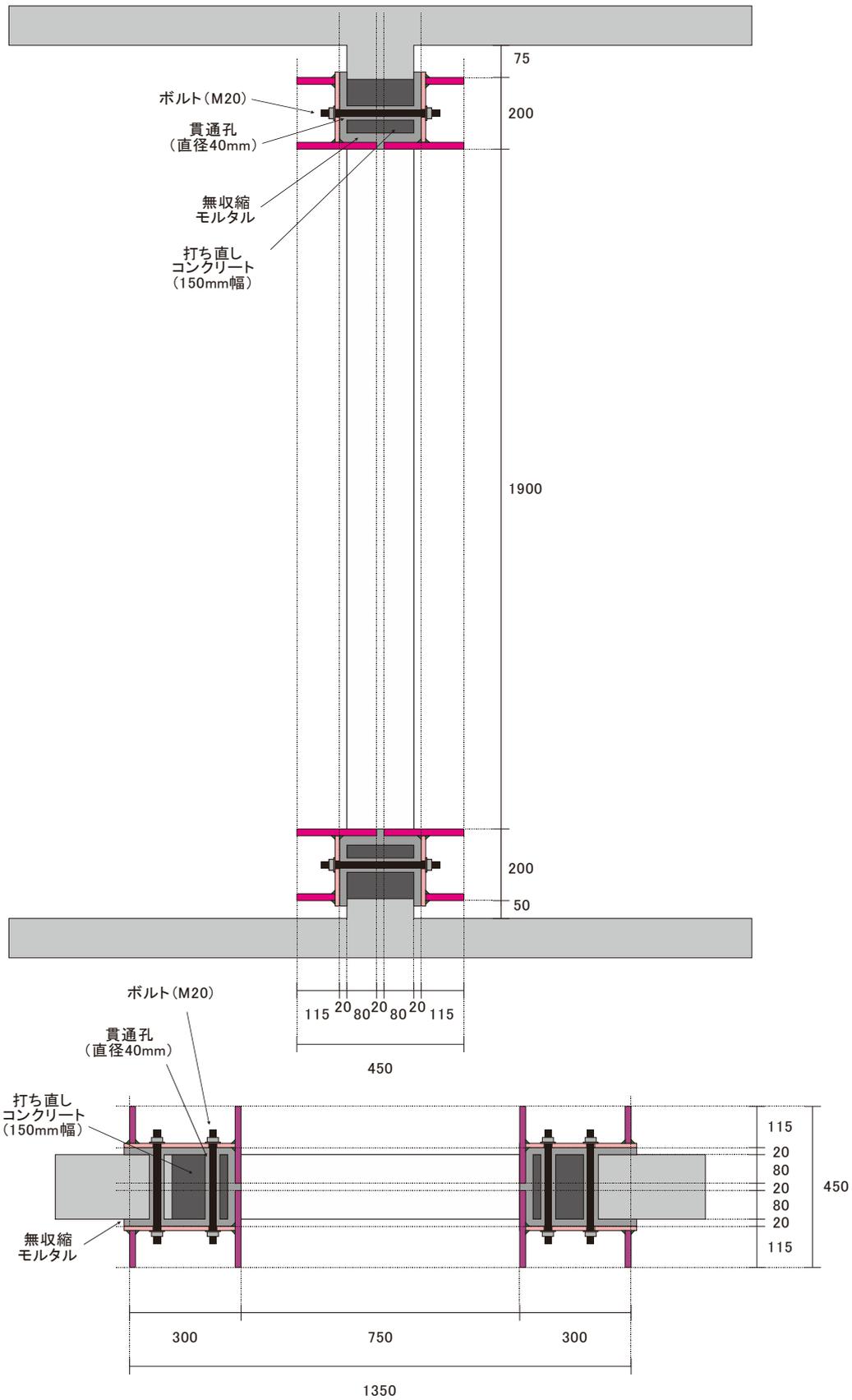


図4.3.7 鉄骨柱の配置状況 1 (構面 2・4・6・8、1~4階、ボルト接合、単位 : mm)

IV-4. 施工マニュアル

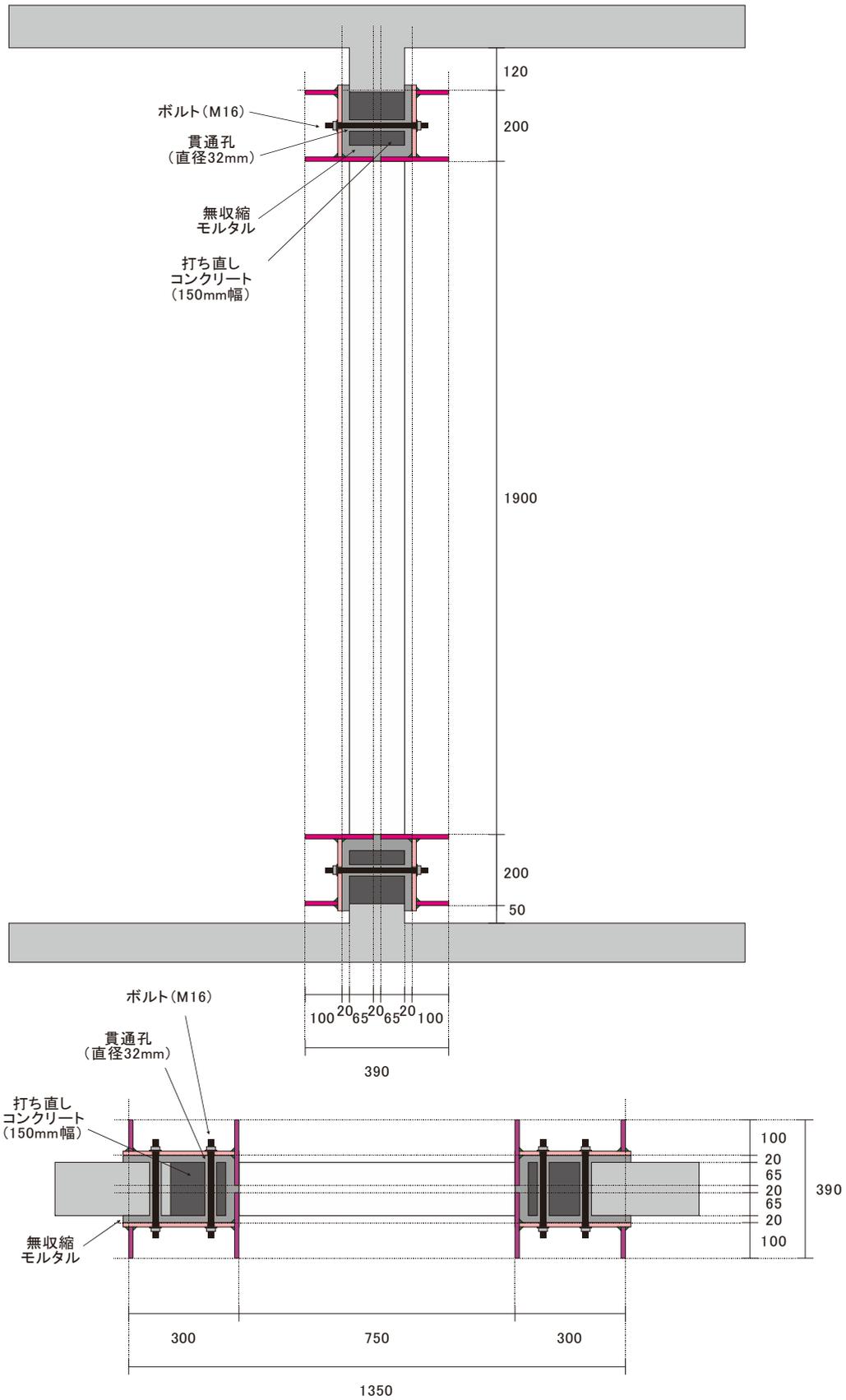


図4.3.8 鉄骨柱の配置状況1 (構面 2・4・6・8、5階、ボルト接合、単位 : mm)

IV-4. 施工マニュアル

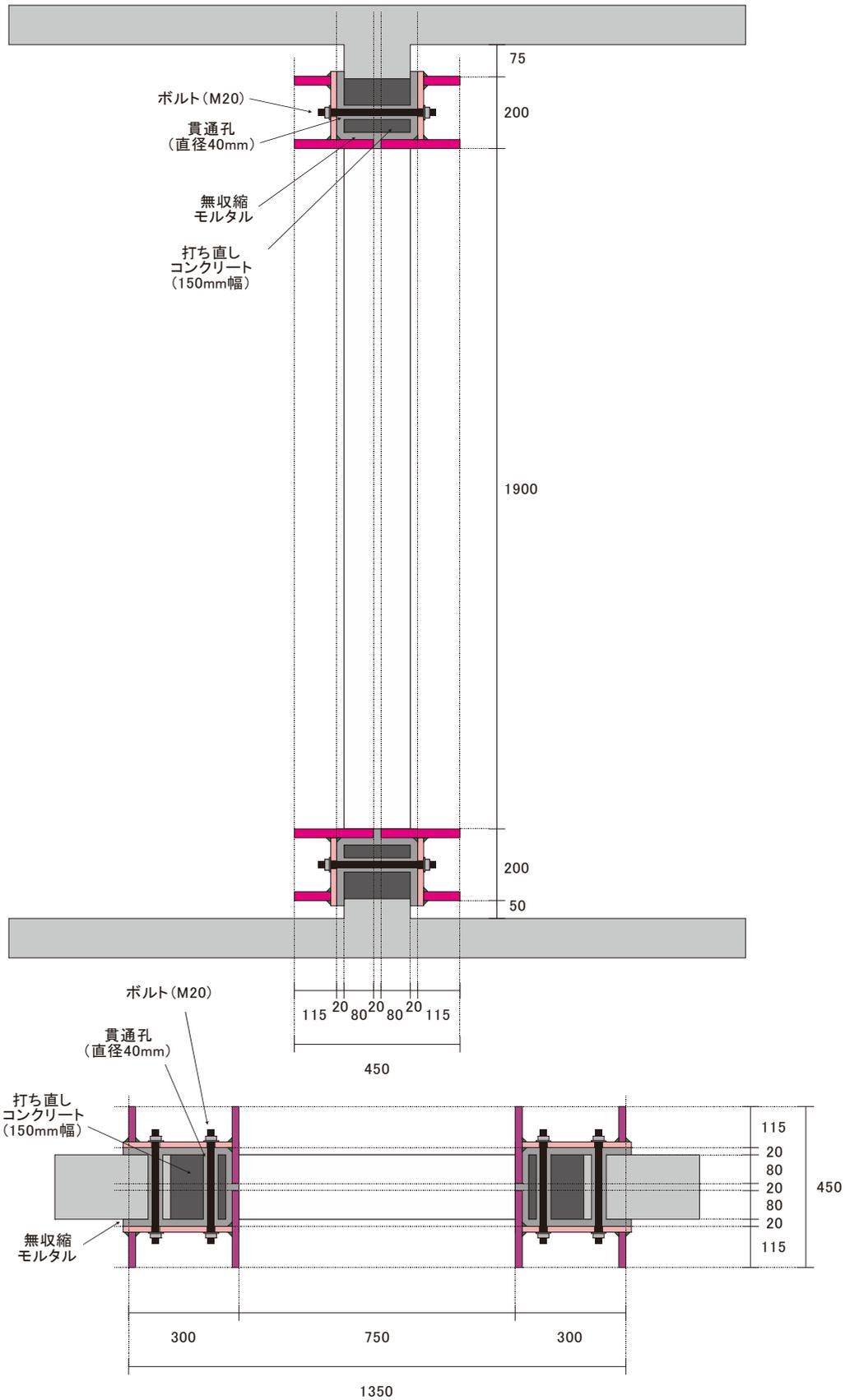


図4.3.9 鉄骨柱の配置状況1 (構面 3・5・7、1~4階、ボルト接合、単位 : mm)

IV-4. 施工マニュアル

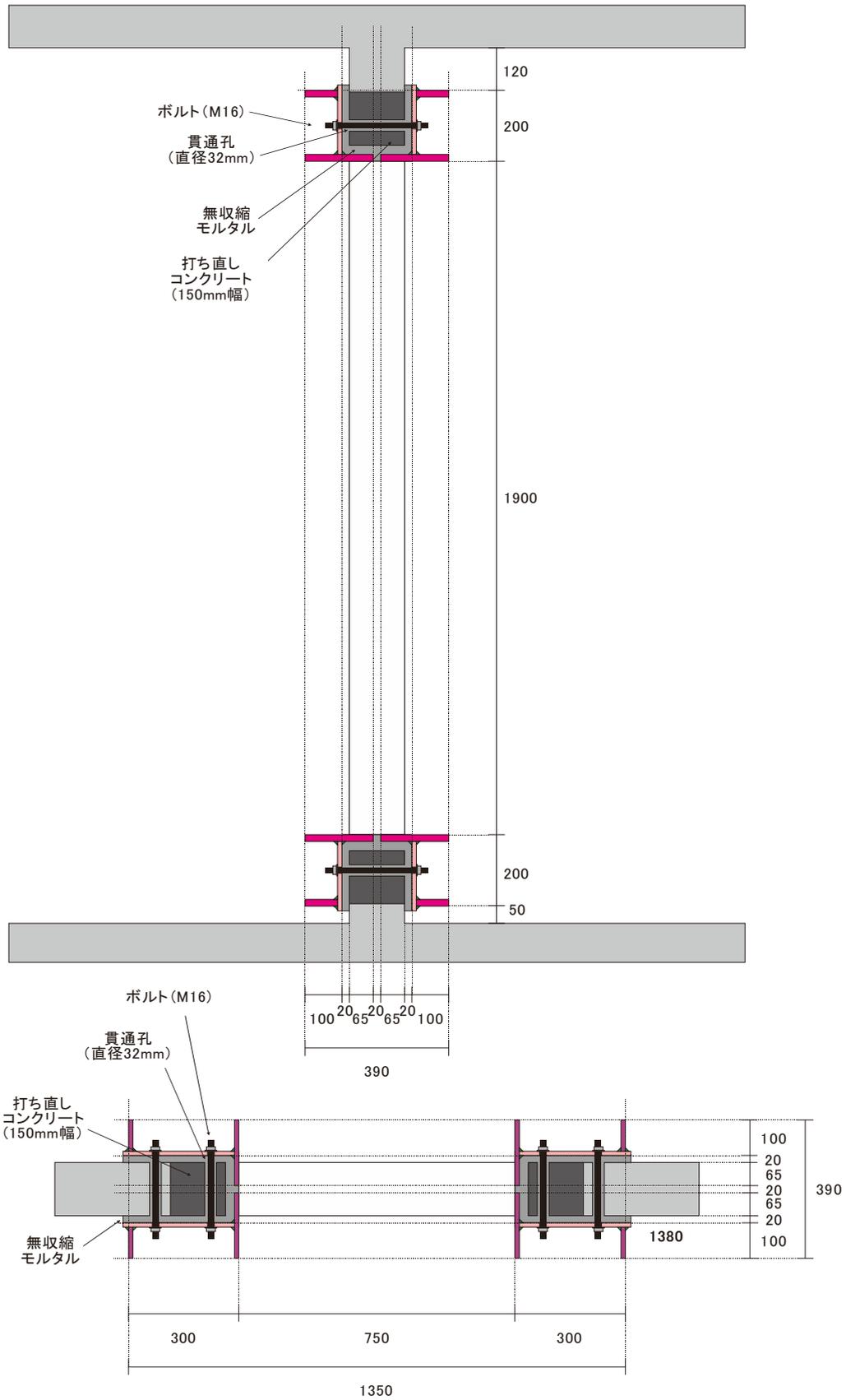


図4.3.10 鉄骨柱の配置状況1 (構面3・5・7、5階、ボルト接合、単位: mm)

IV-4. 施工マニュアル

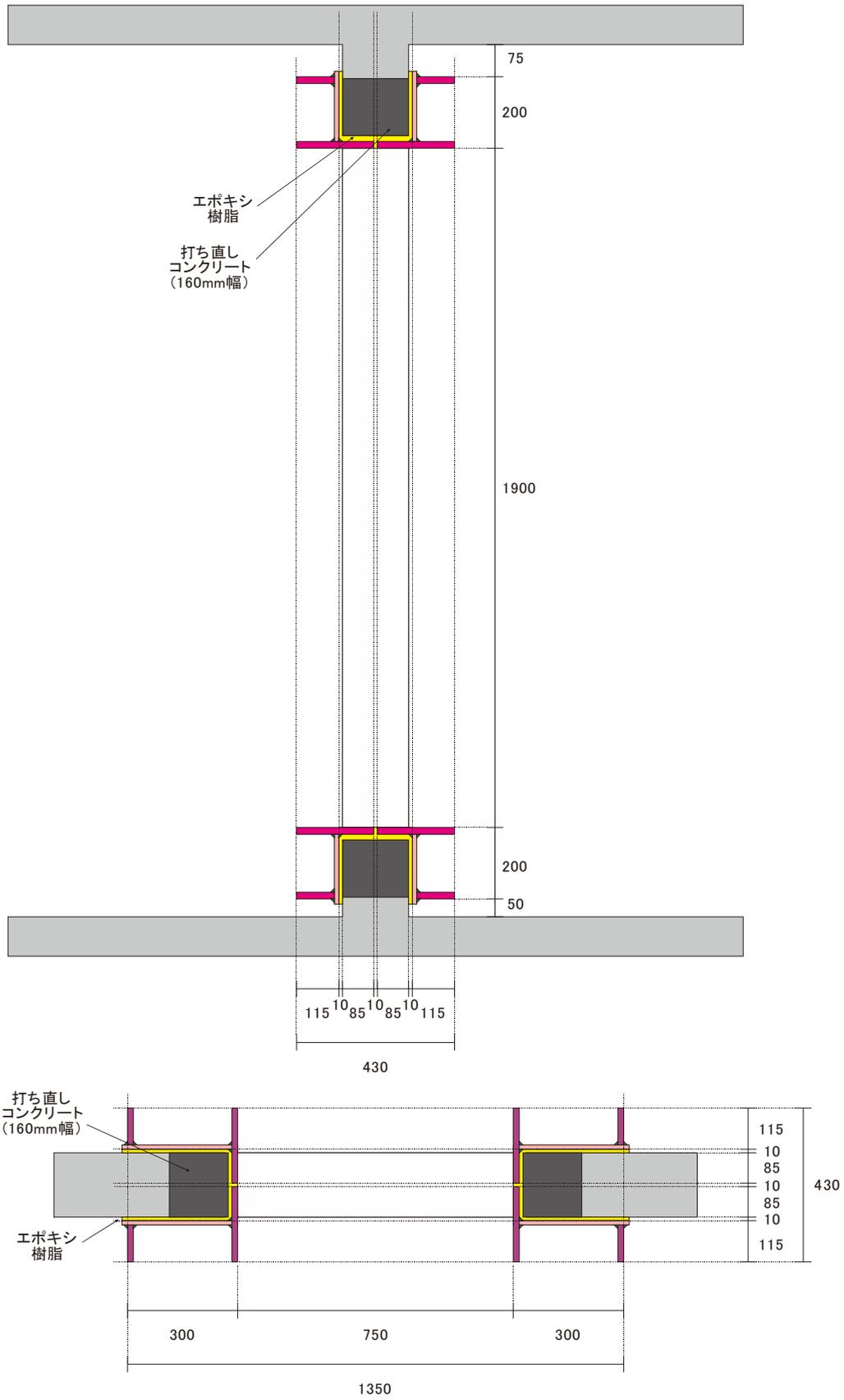


図4.3.11 鉄骨柱の配置状況1 (構面2・4・6・8、1~4階、接着接合、単位: mm)

IV-4. 施工マニュアル

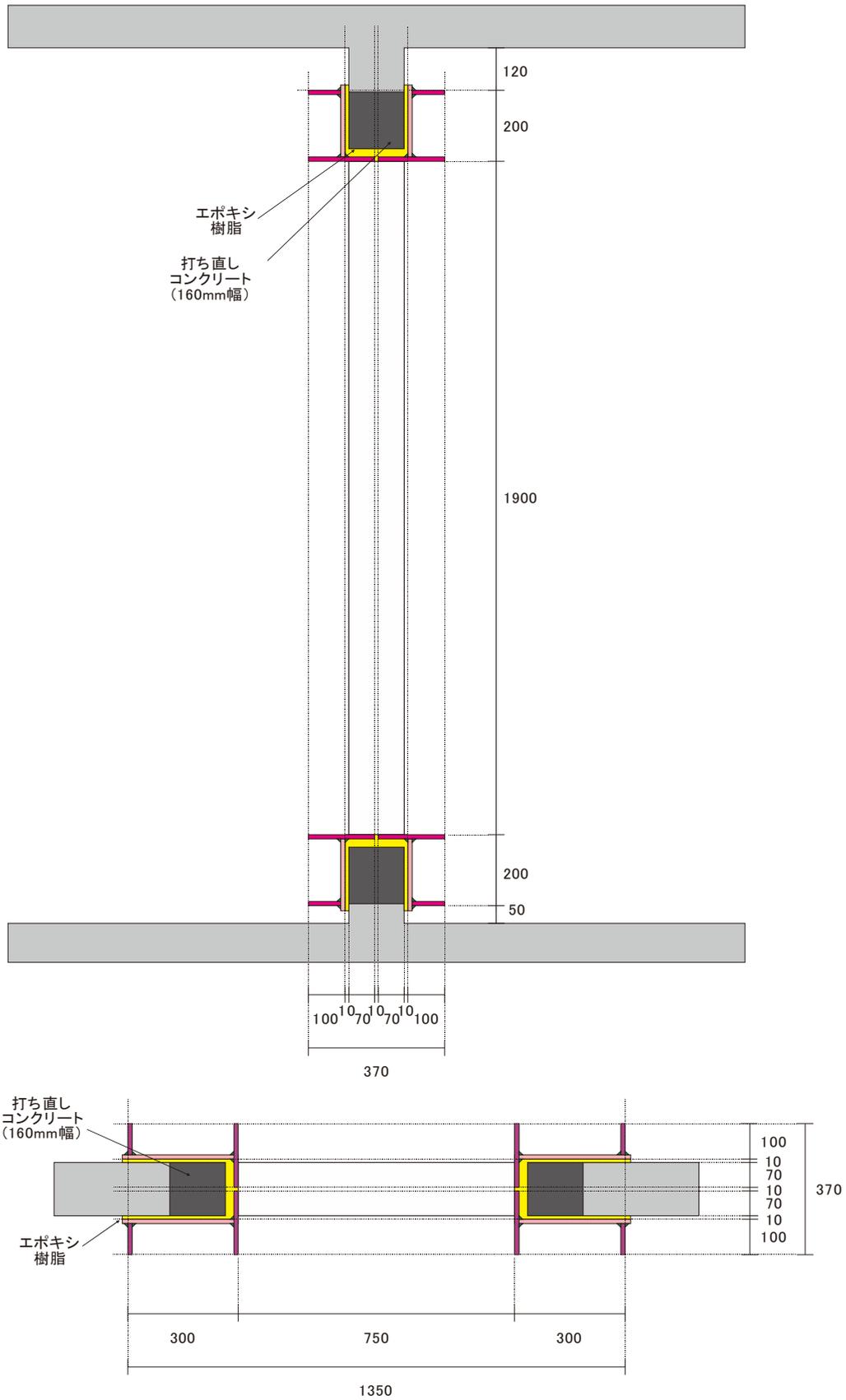


図4.3.12 鉄骨柱の配置状況1 (構面2・4・6・8、5階、接着接合、単位: mm)

IV-4. 施工マニュアル

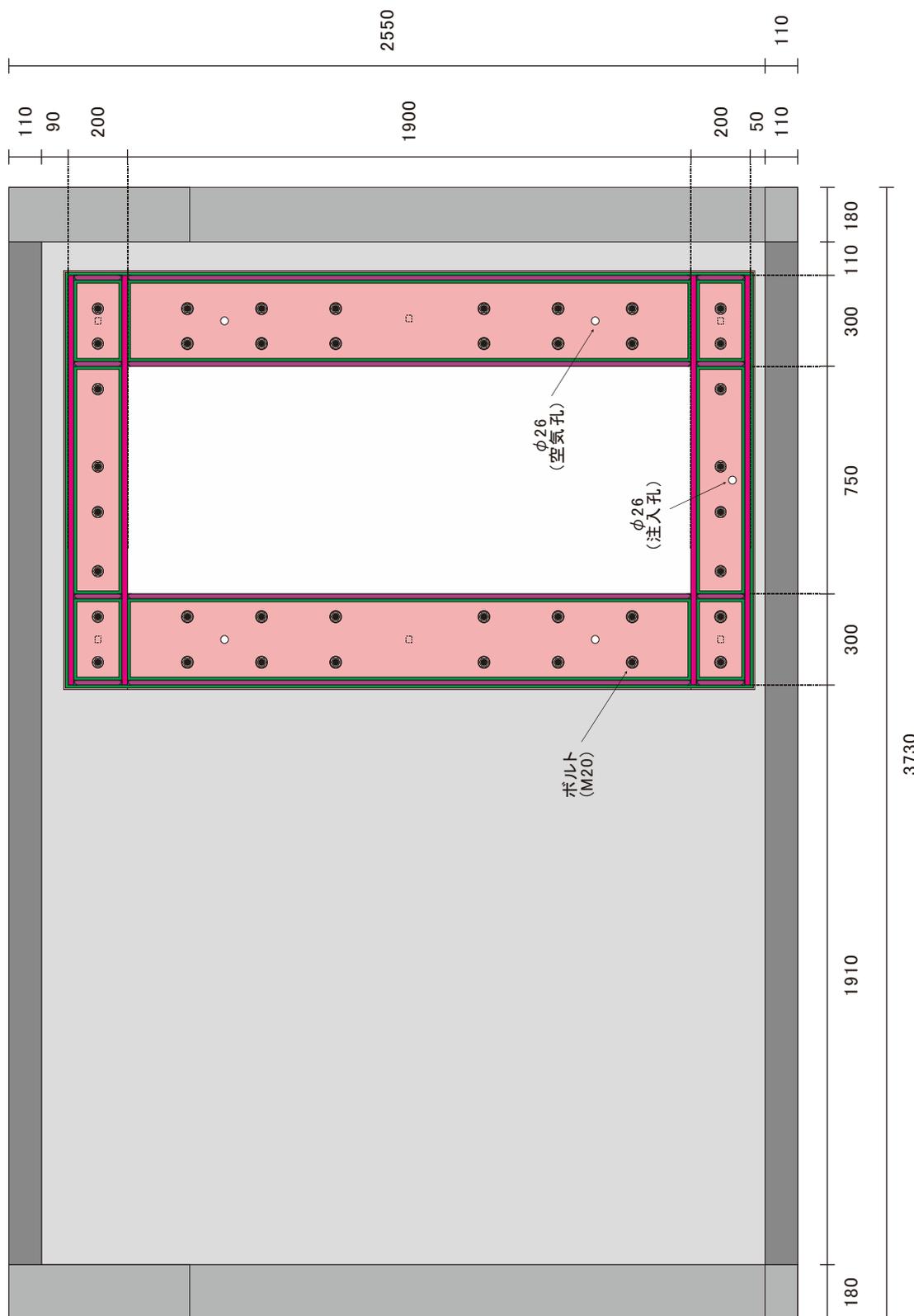


図4.3.13 鉄骨枠の配置状況 2 (構面 2・4・6・8、1~4階、ボルト接合、単位 : mm)

IV-4. 施工マニュアル

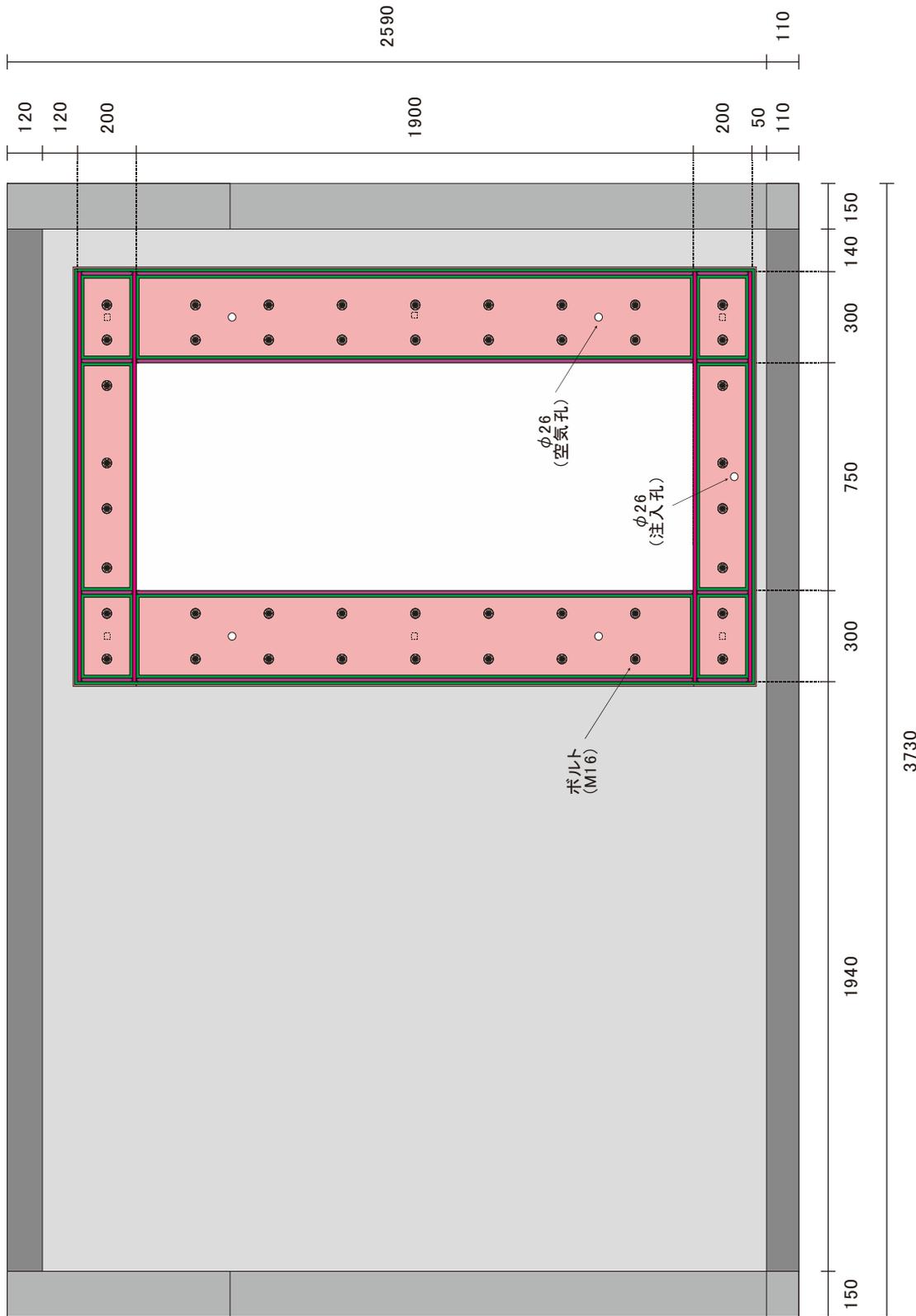


図4.3.14 鉄骨枠の配置状況 2 (構面 2・4・6・8、5階、ボルト接合、単位 : mm)

IV-4. 施工マニュアル

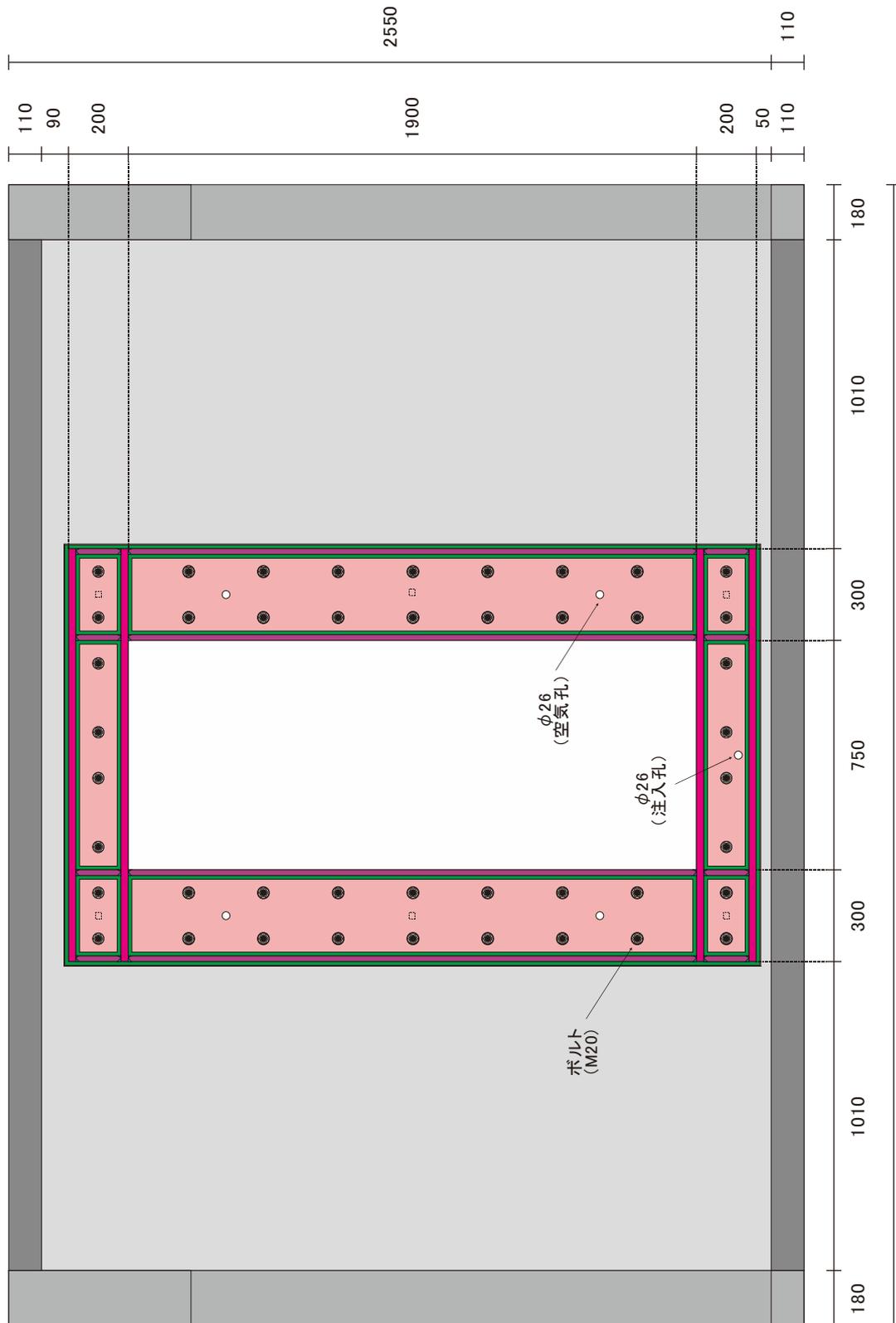


図4. 3. 15 鉄骨枠の配置状況 2 (構面 3・5・7、1・3階、ボルト接合、単位 : mm)

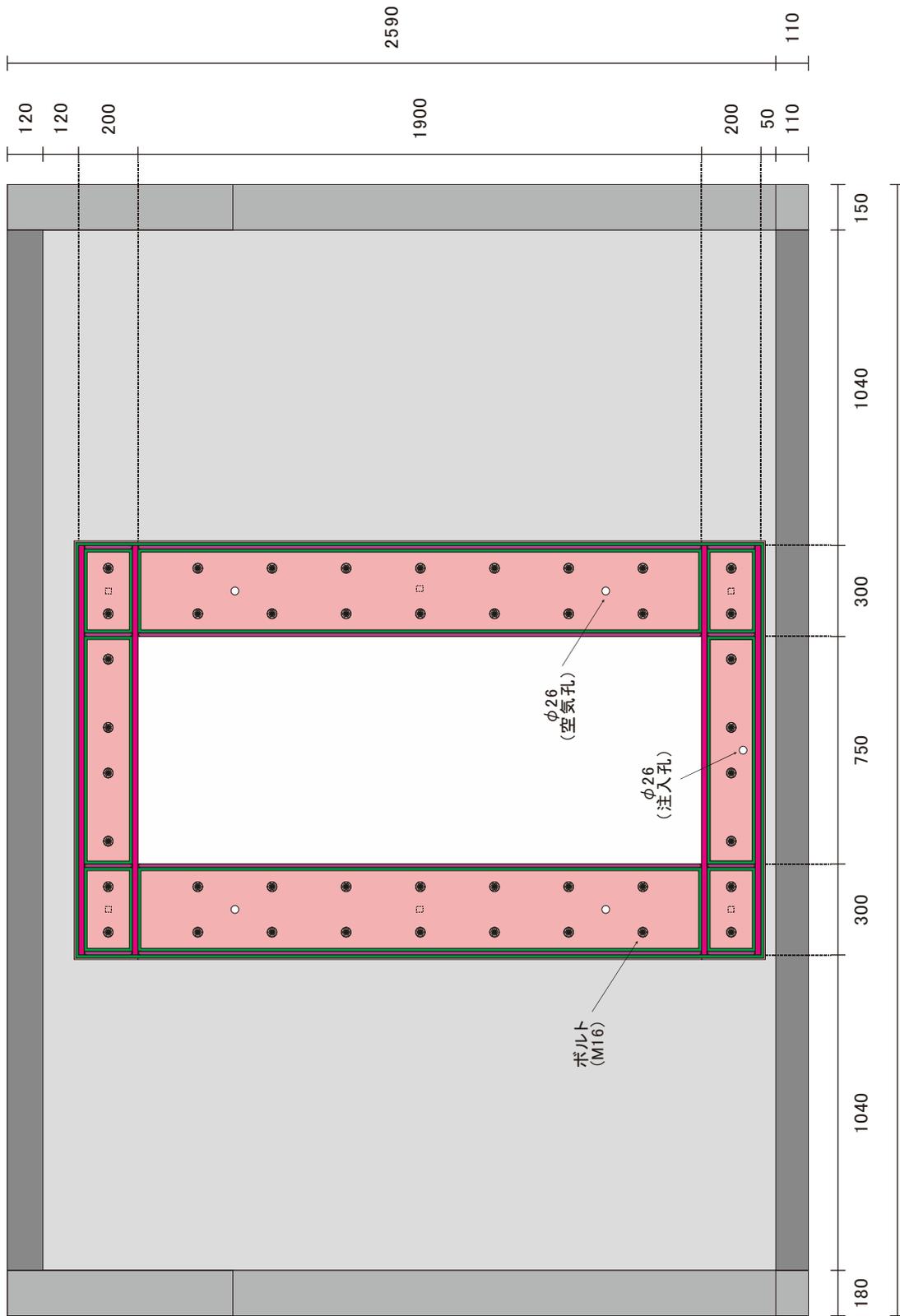


図4.3.16 鉄骨枠の配置状況 2 (構面 3・5・7、5階、ボルト接合、単位：mm)

IV-4. 施工マニュアル

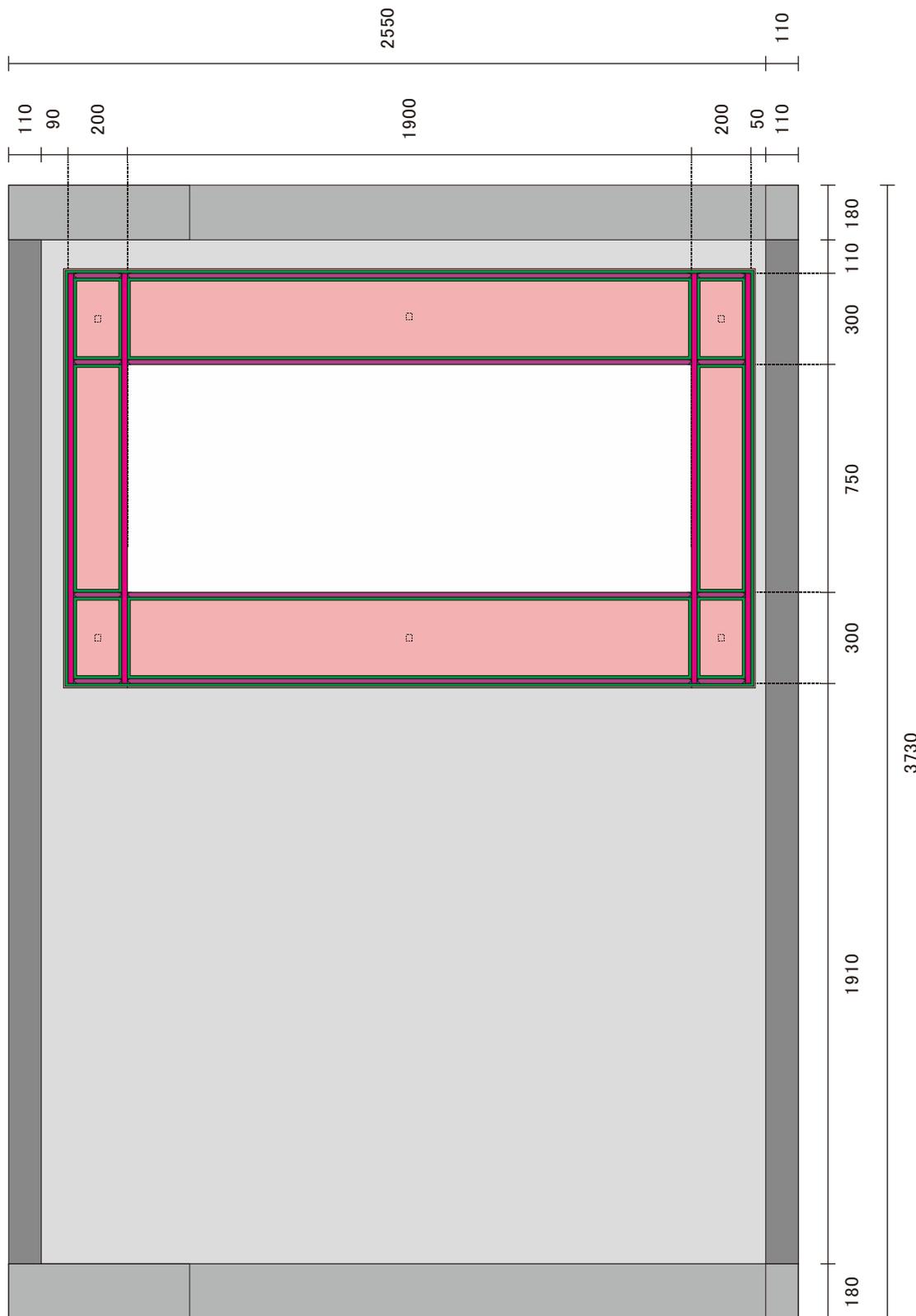


図4.3.17 鉄骨枠の配置状況2 (構面 2・4・6・8、1~4階、接着接合、単位 : mm)

IV-4. 施工マニュアル

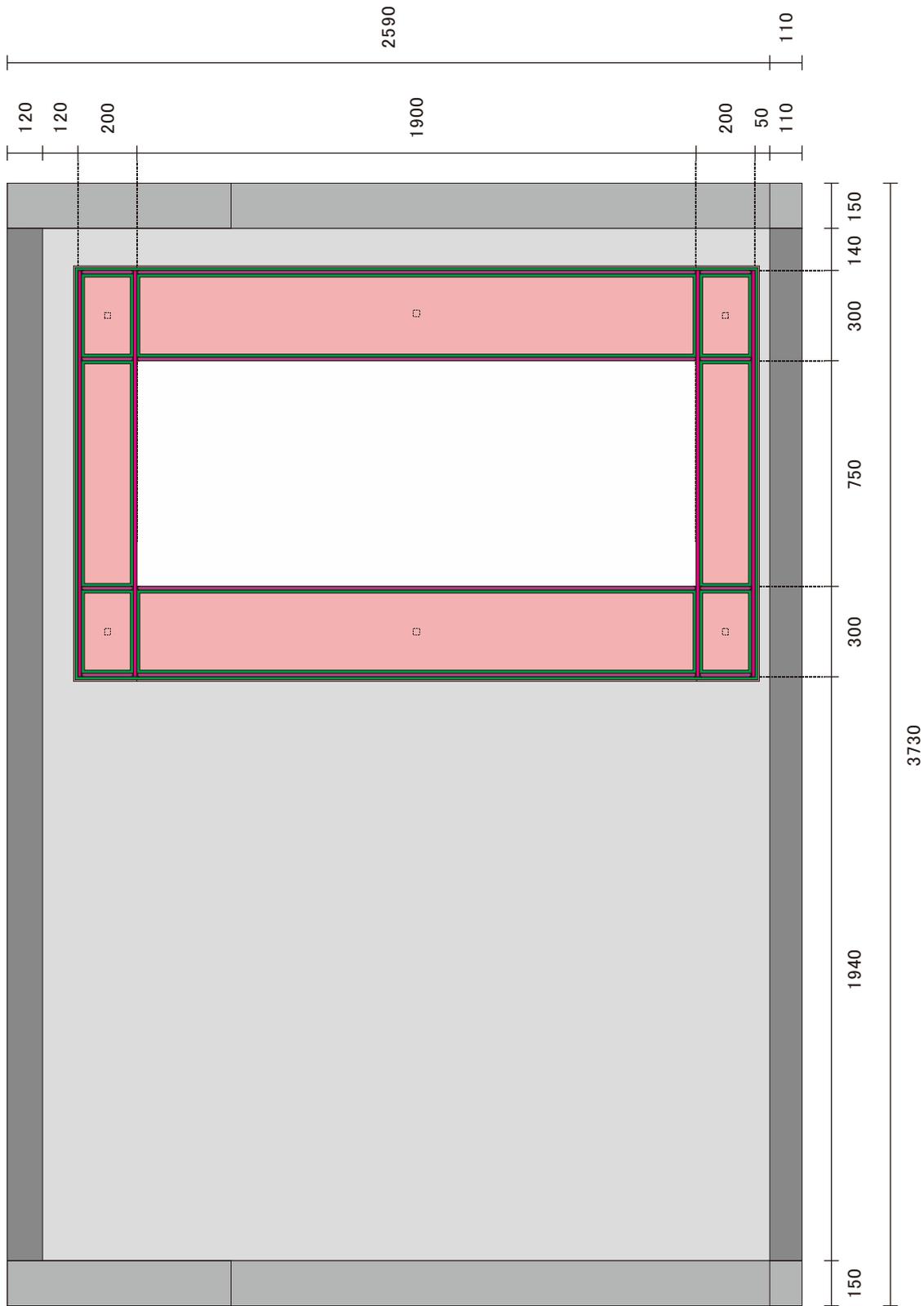


図4.3.18 鉄骨枠の配置状況 2 (構面 2・4・6・8、5階、接着接合、単位：mm)

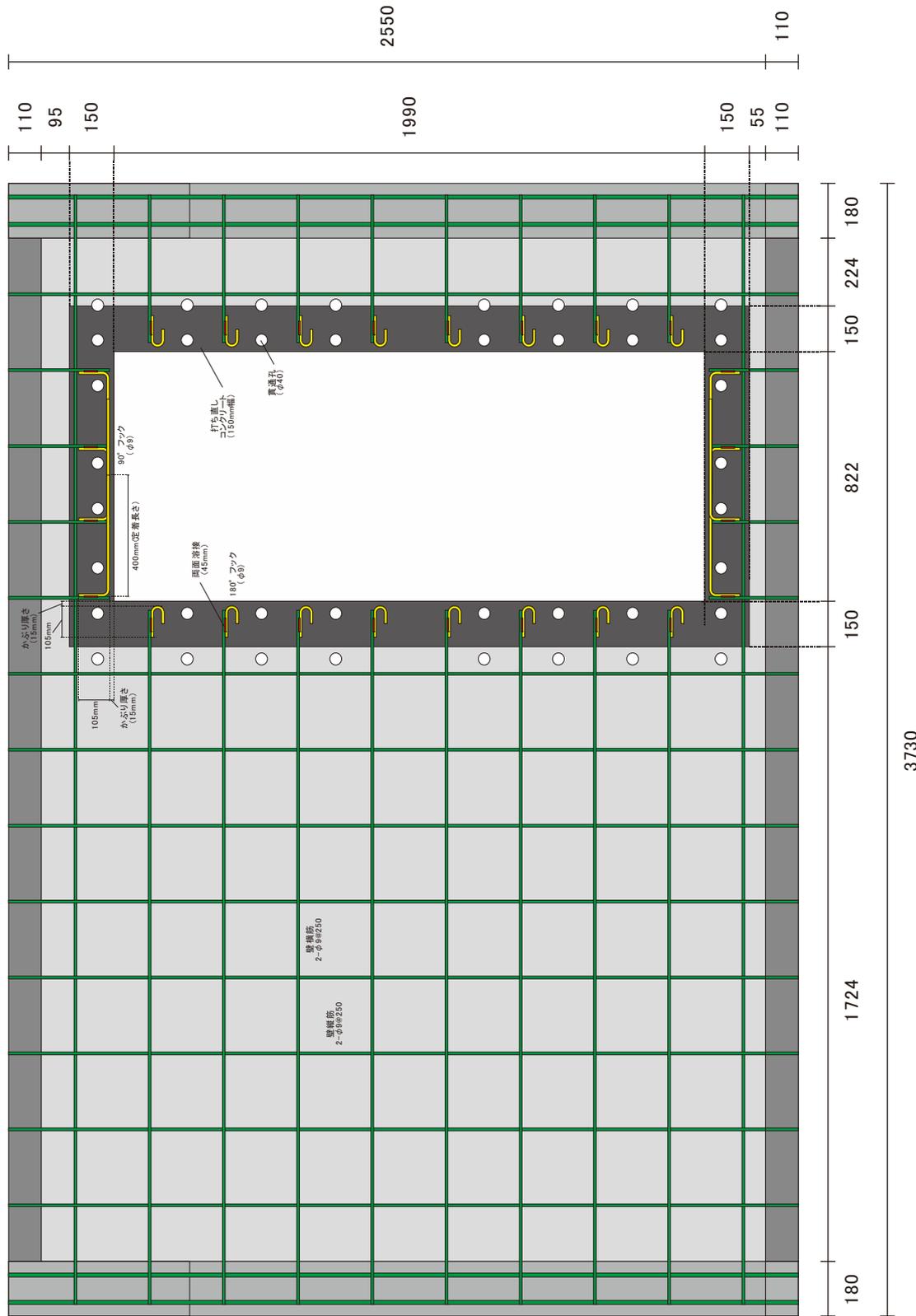


図4.3.19 設計例における開口の新設状況 (構面 2・4・6・8、1~4階、ボルト接合、単位 : mm)

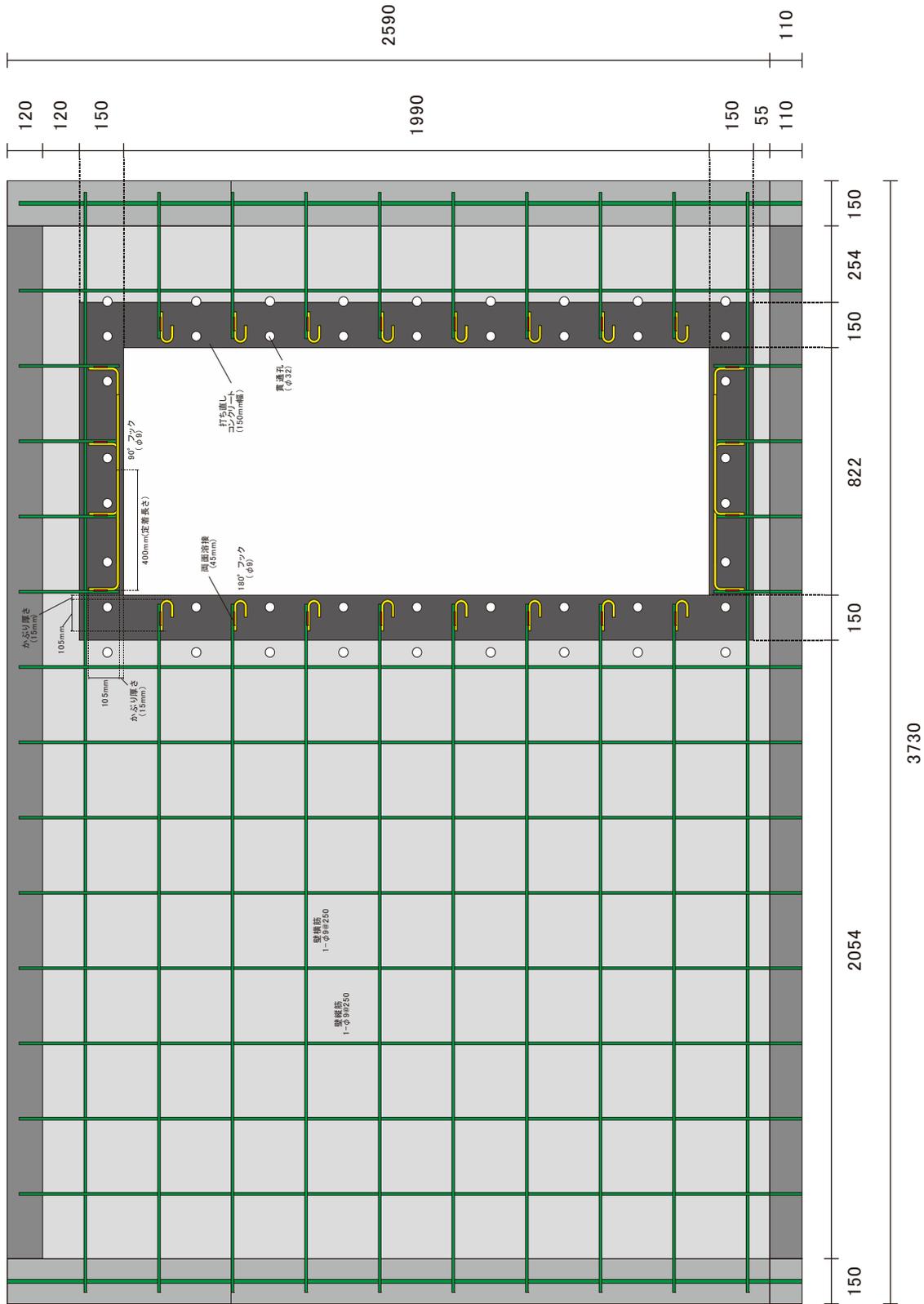


図4.3.20 設計例における開口の新設状況（構面2・4・6・8、5階、ボルト接合、単位：mm）

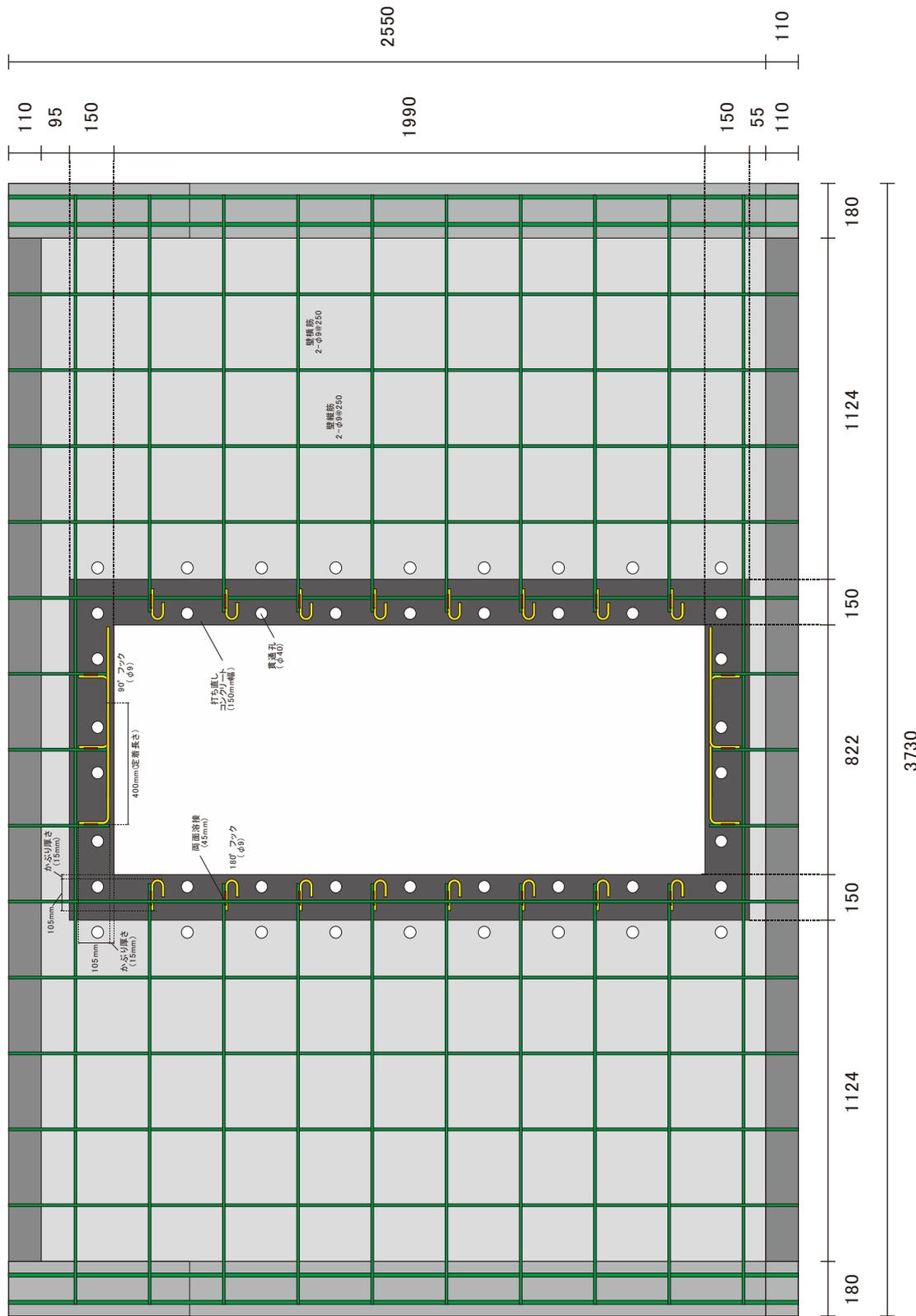


図4.3.21 設計例における開口の新設状況（構面3・5・7、1・3階、ボルト接合、単位：mm）

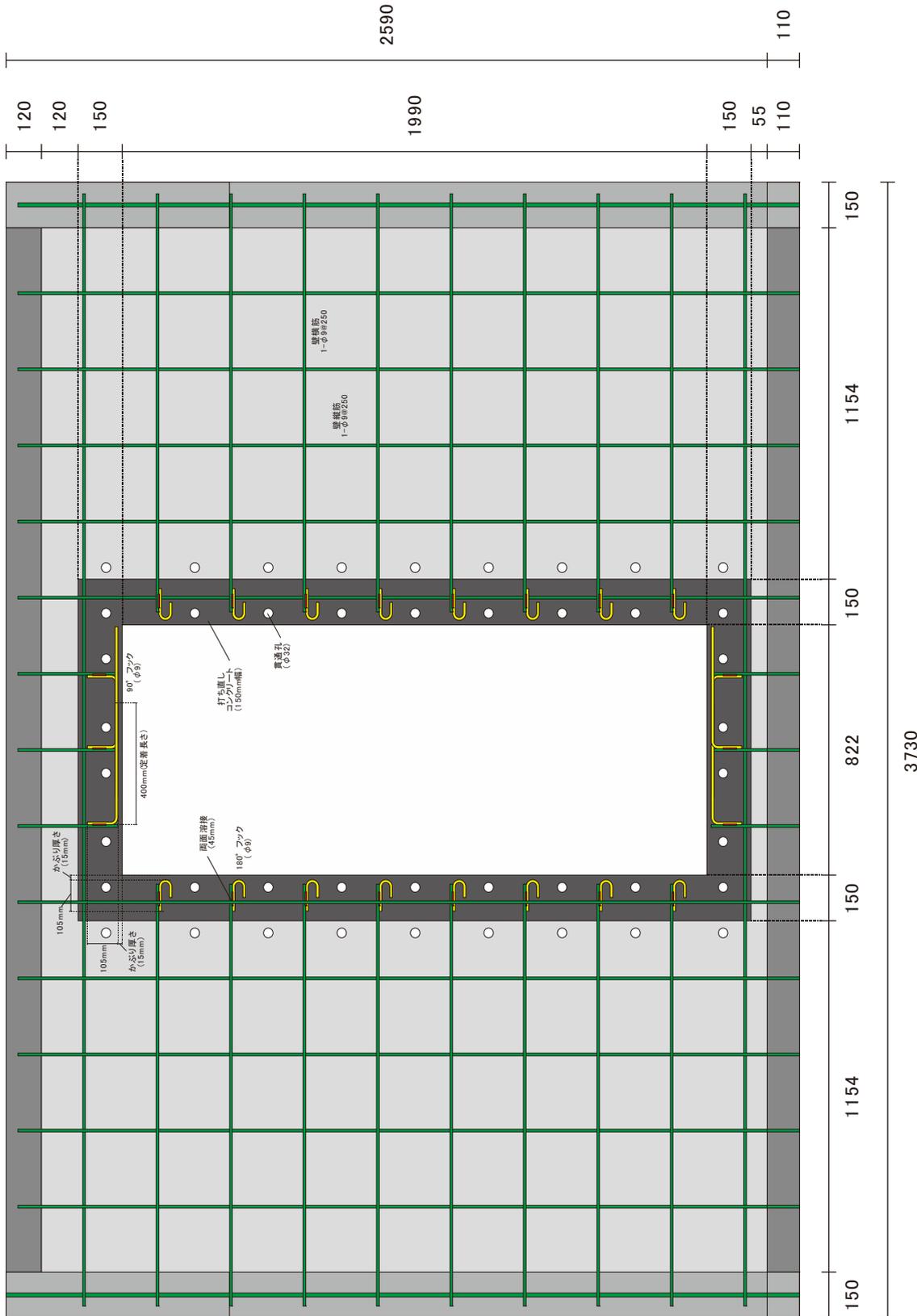


図4.3.22 設計例における開口の新設状況（構面3・5・7、5階、ボルト接合、単位：mm）

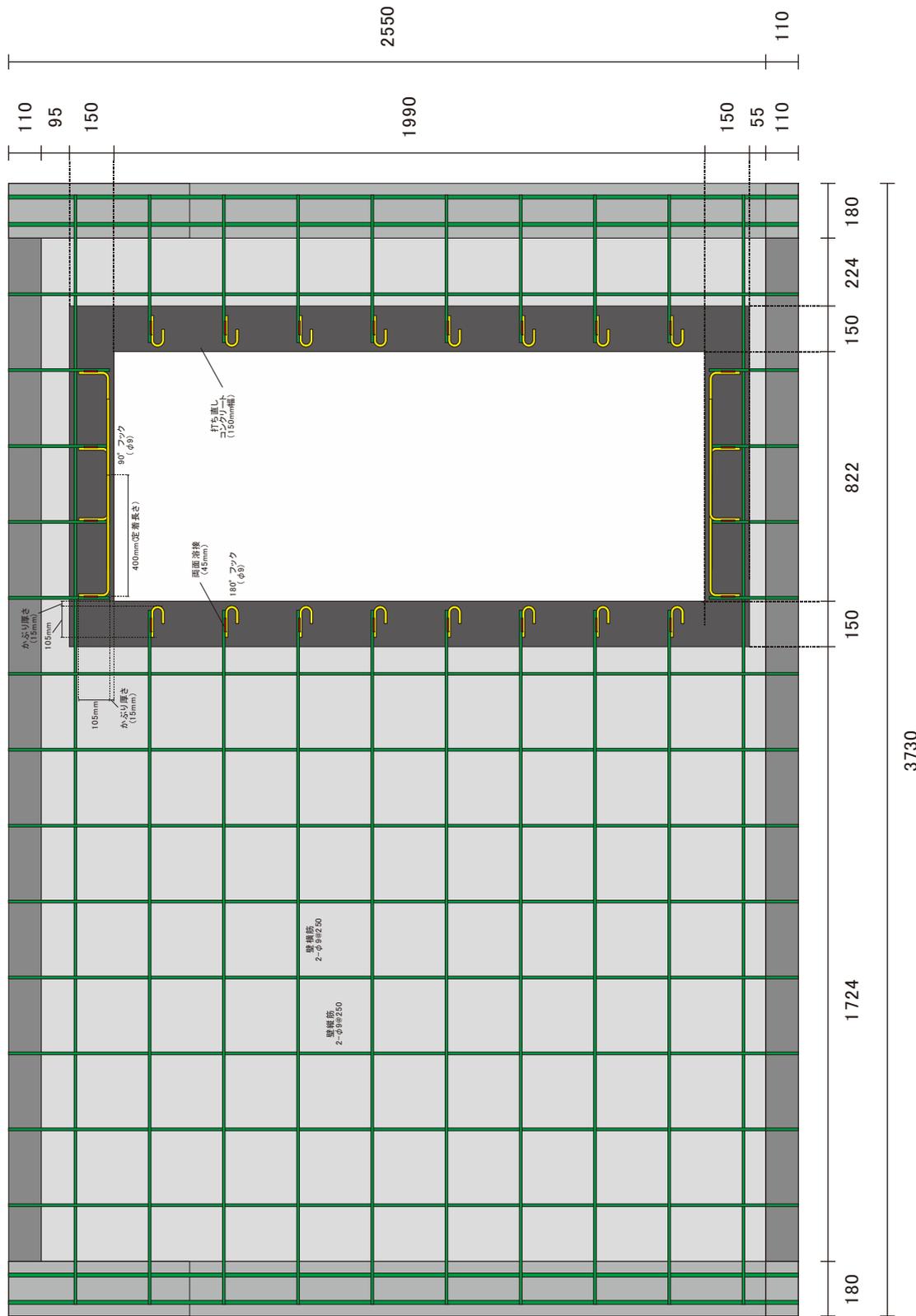


図4.3.23 設計例における開口の新設状況（構面 2・4・6・8、1～4階、接着接合、単位：mm）

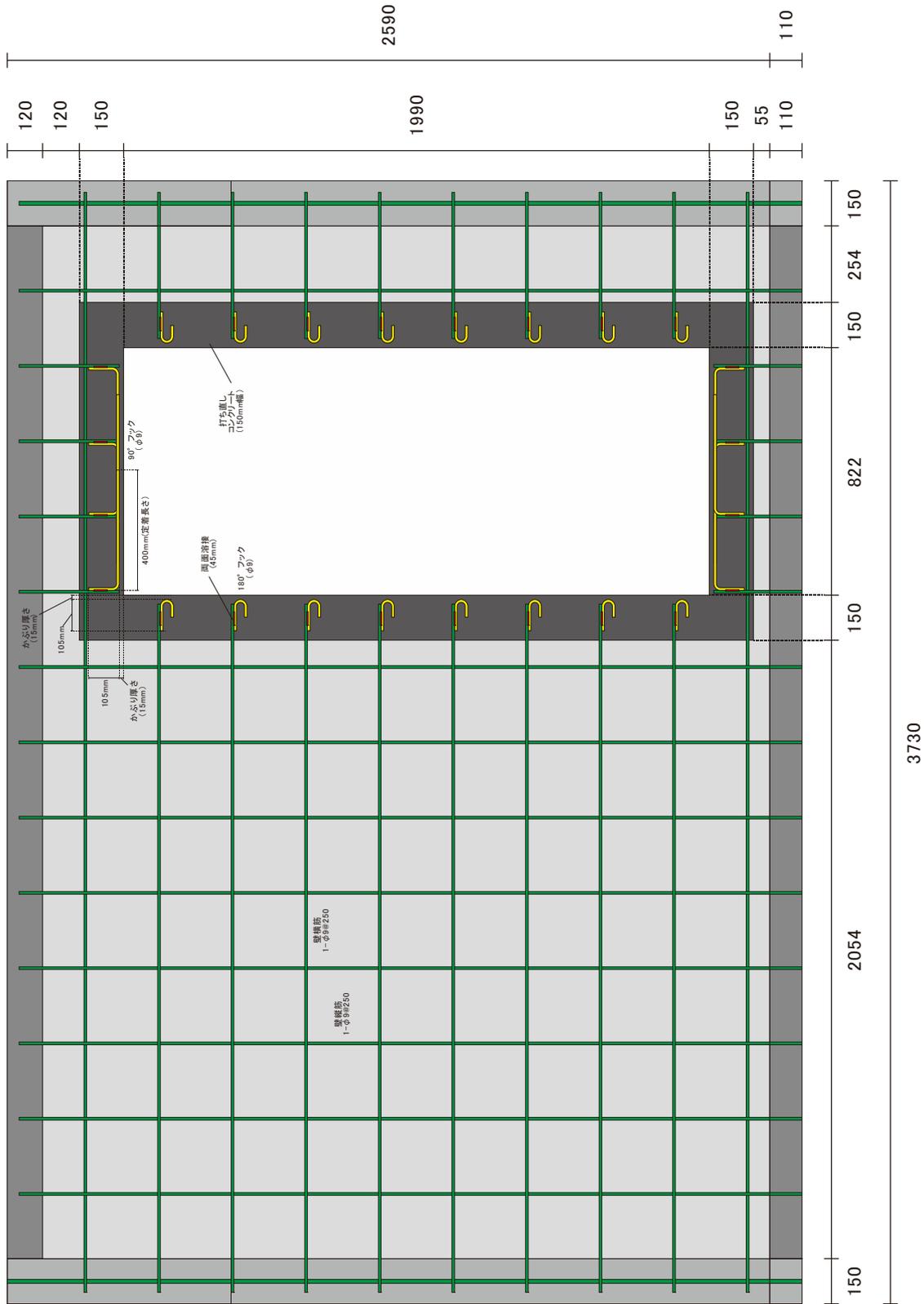


図4.3.24 設計例における開口の新設状況（構面 2・4・6・8、5階、接着接合、単位：mm）

4.4. 工事計画

後述する4.5、4.6節では、4.2節で示した Case2B、Case2E、Case3B、Case6B の4種類の開口新設補強を対象として、施工手順や工程表の例示等を行うが、第IV-2編の技術ガイドラインの1.2節の適用範囲や本マニュアルの3.3節で示したように、技術ガイドラインの1.3節に示す構造安全性の確認方法である手法Ⅱにしたがって、開口の新設補強を行う場合には、対象とする戸境壁からシリンダー試験片を採取し、コンクリートの圧縮強度が構造設計書に記載された設計基準強度を上回ることを確認する必要がある。コンクリートの圧縮強度が条件を満足しない場合には、手法Ⅱに基づく鉄骨枠を用いた戸境壁の開口新設補強を断念する必要があるため、補強に必要となる鉄骨枠等を準備する前の段階で、強度確認を行っておくことが望ましい。そこで、本設計例では、第一期工事としてコンクリートの圧縮強度の確認を、第二期工事として開口新設補強を行うとし、二回に分けて工事を行う方針とした。また、Case6Bにおいて、一つの構面の1～5階の戸境壁に同時に開口新設補強を行うと、開口新設後、鉄骨枠による補強を行うまでの期間における当該住棟の構造性能の低下が大きくなるので、ここでは、1、3、5階と2、4階における開口新設補強工事を別々に実施する（上下に連続する階での同時施工は行わない）方針を立てて、以降の検討を行った。

4.5. 第一期工事の手順および工程

第一期工事では、開口新設補強の対象となる戸境壁について、コンクリートコアを採取し、一軸圧縮強度試験を実施して、コンクリートの圧縮強度が構造設計書に記載された設計基準強度を上回ることを確認する。図4.5.1に第一期工事の作業手順書の例を、表4.5.1に第一期工事の工程表の例を示す。

作業手順書については全ての Case で共通の内容となっており、一般的な壁式 RC 造共同住宅では、壁厚が 180mm もしくは 150mm であることを踏まえ、強度試験用供試体の直径を 100mm としている。これは、強度試験用供試体の直径に対する高さの比率を 1.8 もしくは 1.5 に近い値とし、「JISA1107:2012 コンクリートからのコアの採取方法および圧縮強度試験方法」における補正（1.8 の場合で 0.984 倍、1.5 の場合で 0.960 倍）が必要な範囲に留めることを意図している。なお、戸境壁から採取する強度試験用供試体の数は、設計基準強度を上回る圧縮強度が得られることを確認するための限定的な用途で用いること（コンクリートの圧縮強度自体を構造計算に直接用いる訳ではない）、また、必要な圧縮強度が確保できない場合には、開口新設補強工事の実施を断念し、現状復旧を図る必要があることから、第一期工事では、構造躯体に及ぼす影響を小さく留める必要があることから、耐震改修設計指針・同解説^[4.1]を参考に、ここでは戸境壁ごとに 4 本（3 本+予備 1 本）としている。なお、コンクリートの圧縮強度の平均値 X_{mean} と推定強度 σ_{BD} は以下の算定式で求められる。

$$X_{mean} = (X_1 + X_2 \cdots + X_n) / n \quad (4.1)$$

$$\sigma_{BD} = X_{mean} - \frac{\sigma}{2} = X_{mean} - \frac{\sqrt{\frac{(X_i - X_{mean})^2}{(n-1)}}}{2} \quad (4.2)$$

ここで、 $X_1, X_2 \dots, X_n$: 各コアの圧縮強度、 n : コア個数、 σ : 標準偏差である。

工期については、一住戸を対象とする Case2B、Case2E、Case3B では、現地での作業日数が 6 日、延べ日数（ここでは週休 2 日と考え、作業日数に 7/5 を乗じて、小数点以下を切り上げた）が 9 日となる。また、二住戸（2、4 階）、三住戸（1、3、5 階）を対象とする Case6B では、現場での作業日数が 9、11 日、延べ日数が 13、16 日となり、複数住戸を対象とする場合でも 1～2 週間程度の工期で工事が実施できることが分かる。複数住戸を対象に工事を行う場合には、同じ日に重複してできる作業も多いことから、一住戸あたりの必要日数（一住戸：6 日、二住戸：9 日/2 = 4.5 日、三住戸：11 日/3 = 3.6 日）は、住戸数が増えるにつれ、減少する傾向がある。また、本設計例では、第三者機関における一軸圧縮強度試験の実施に 1 週間程度の期間が必要となるものと仮定している。

1. 工事概要

- (1) 工事名 : 既存集合住宅の戸境壁を対象とした既存コンクリート圧縮強度調査工事
(第一期工事)
- (2) 工事内容 : 戸境壁に新設開口を設けるための事前調査として、既存コンクリートの圧縮強度が設計規準強度を上回ることを確認する。
- (3) 施工場所 : ○○県△△市□□住宅◇◇号室
- (4) 工期 : 令和●年▲月■日～令和●年▲月◆日

2. 内装解体

- (1) 施工範囲の確認
- (2) 開口部付近の壁仕上げ解体
- (3) 解体材の搬出（場内集積場）

3. 調査計画

* 安全措置、資機材、有資格者および発生材処理については別添の帳票類に記載

* 以下に記載のない項目は、「新設開口の鉄骨枠補強に関する施工マニュアル」を参照

- (1) コンクリートコアの採取
 - 1) 既存試験体の設計図書を基に鉄筋探査機による鉄筋の位置出しおよび墨出しを行う。
 - 2) コンクリートコア抜き位置図に基づいてコア位置の墨出しを行う。なお、採取する強度試験用供試体の直径は仕上がりをもとに 100mm とし、予備 1 本を含めた計 4 本を各階ごとに採取する。なお、コアが鉄筋に干渉する場合は担当者と協議の上、位置を決定する。また、採取を行った場所や日時や識別番号等をマジックで記載する。
 - 3) コア抜き工事（湿式）では排水漏れや汚損がないよう養生する。
 - 4) コア抜き終了後は周辺および通し筋用孔内の汚れを清掃し、使用機器を撤収する。
- (2) 一軸圧縮試験および復旧
 - 1) 強度試験用供試体について、指定された第三者機関で一軸圧縮試験を行う。
 - 2) 一軸圧縮試験の結果と第二期工事の実施の可否を担当者に報告する。なお、第二期工事は、強度試験用供試体の圧縮強度が、構造計算書に記載の設計基準強度を上回る場合に実施できる。第二期工事を実施しない場合には、コア抜きした部分が無収縮グラウト材で補修し、内装仕上げ工事をして復旧する。また、第一期工事と第二期工事の間が長期間空く場合や、多数の強度試験用供試体を採取した場合、狭い範囲から集中的に強度試験用供試体を採取した場合等についても、コア抜きした部分が無収縮グラウト材で補修することが望ましい。

4. 帳票類（施工に必要な帳票類）

- (1) 工程表
 - (2) 安全管理体制（ひな形）
 - (3) 作業足場等安全措置
 - (4) 資材・機材の仕様等リスト
 - (5) 産業廃棄物の処理方法
 - (6) 有資格者名簿（ひな形）
- ※（ひな形）施工業者が選定されないため必要な資格を記載

図4.5.1 第一期工事の作業手順書の例（各 Case で共通）

IV-4. 施工マニュアル

表4.5.1 第一期工事の工程表

(a) Case2B(1階)、Case2E(1階)、Case3B(1階)

項目		数量	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
第1期工事																
施工前準備期間	仮設工事		仮設設備設置等													
解体	内装解体	壁クロス材 2部屋														
	搬出															
墨出し・鉄筋探査	基準墨出し															
	鉄筋探査	5.2㎡ 両面														
コア穿孔	コア採取用	100Φ-4本(予備1本)														
	圧縮試験センター															
行事予定	現場作業完了															
	圧縮試験期間結果通知															

(b) Case6B(1、3、5階)

項目		数量	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
第1期工事																					
施工前準備期間	仮設工事		仮設設備設置等																		
解体	内装解体	壁クロス材 6部屋																			
	搬出																				
墨出し・鉄筋探査	基準墨出し																				
	鉄筋探査	15.6㎡ 両面																			
コア穿孔	コア採取用	100Φ-12本(予備3本)																			
	圧縮試験センター																				
行事予定	誘導員配置																				
	現場作業完了																				
	圧縮試験期間結果通知																				

(c) Case6B(2、4階)

項目		数量	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
第1期工事																		
施工前準備期間	仮設工事		仮設設備設置等															
解体	内装解体	壁クロス材 4部屋																
	搬出																	
墨出し・鉄筋探査	基準墨出し																	
	鉄筋探査	10.4㎡ 両面																
コア穿孔	コア採取用	100Φ-8本(予備2本)																
	圧縮試験センター																	
行事予定	誘導員配置																	
	現場作業完了																	
	圧縮試験期間結果通知																	

4.6. 第二期工事の手順および工程

第二期工事では、対象となる戸境壁について、主にコンクリートのはつり、配筋、打設、鉄骨枠の設置、壁板－鉄骨枠間の充填を行う。図4.6.1に第二期工事におけるCase2B、Case3B、Case6Bに対応するボルト接合を採用する場合の作業手順書の例を、図4.6.2に第二期工事におけるCase2Eに対応する接着接合を採用する場合の作業手順書の例を示す。また、表4.6.1にCase2B、Case3B、Case2E、Case6Bにおける第二期工事の工程表の例を示す。なお、Case2BとCase3Bは共通とし、Case6Bは、同一構面における1、3、5階の同時施工を行う場合と2、4階の同時施工を行う場合の2パターンに分類して、工程表を示す。

作業手順書では、補強計画のうち、(1)カッター工事・はつり工事、(2)配筋・型枠工事、(3)コンクリート打設工事までが共通の内容となっている。(1)カッター工事・はつり工事では、周囲の住戸については、居ながら補強を前提とした施工となるため、低騒音・低振動の工法を採用している。また、新設開口の端部において、既存の壁縦横筋の定着を確保する必要があるため、これらの鉄筋に損傷が生じないように十分に注意して工事を行う必要がある。(2)配筋・型枠工事では、壁縦横筋の端部に90°もしくは180°のフックを設けて定着を確保することとしているが、既存鉄筋の折り曲げが難しい場合を想定し、4.3節の図4.3.19～図4.3.24では、片側フック付きの定着用の鉄筋をフレア溶接によって接合する場合の例を示している。また、同図に示すように設計例では、開口周囲を鉄骨枠によって補強することから、開口補強筋の配筋は省略している。(3)コンクリート打設工事では、新たに打ち直すコンクリートについて、既存躯体のコンクリートの設計基準強度($F_c=16.2\text{N/mm}^2$)を大きく上回る呼び強度 $F_c=33\text{N/mm}^2$ のコンクリートを用いることとした。これは、ボルト接合を行う場合、既存壁板にボルト貫通用の孔を設ける必要があるが、早期に強度が発現されることで、施工期間の短縮に繋がること、また、ボルト接合、接着接合のいずれの接合方法を採用する場合でも、新たに打ち直すコンクリートの圧縮強度が高い方が、接合要素の見かけ上のせん断耐力が高くなり、設計上の余裕度が大きくなる(設計マニュアルでは、接合要素のせん断耐力を計算する際のコンクリートの圧縮強度には、既存躯体のコンクリートの設計基準強度を用いており、数値としてその効果が陽に現れる訳ではない)ことから、比較的強度の高いコンクリートを採用している。なお、強度試験用供試体(直径100mm、高さ200mm)は、一軸圧縮試験体や割裂試験の実施を踏まえ、各階ごとに6本の製作を行うこととした。

ボルト接合を行う場合には、(3)コンクリート打設工事後に、(4)ボルト貫通孔工事、(5)鉄骨枠設置工事、(6)無収縮グラウト圧入工事を行う。(4)ボルト貫通孔工事では、鉄筋探査の結果を踏まえて、既存の壁縦横筋を切断することがないように、コア抜き位置を決定する必要があるが、コア抜き位置を変える場合には、図4.3.1～図4.3.6で例を示した鉄骨枠の孔の位置も変更する必要があるため注意が必要である。(5)鉄骨枠設置工事では、以下に示すように、鉄骨枠の重量が数百kgに及ぶことから、バルコニー側からのラフタークレーンによる搬入が前提となり、特に2～5階では、搬入のための足場の設置等が必要となる。また、鉄骨枠を設置する際には、壁板と鉄骨枠の接合に用いる貫通ボルトを用いた仮止めを行うが、本補強工法では貫通ボルトのだばによる接合を想定しているため、締め付けによる損傷を防止する意味でも過度な締め付けは行わないものとする。(6)無収縮グラウト圧入工事では、鉄骨枠周辺の隙間を型枠やシール材でなくした上で、下方から一定の速度で無収縮グラウトを圧入する。無収縮モルタルの圧縮強度は、打ち直しを行うコンクリートの強度($F_c=33\text{N/mm}^2$)を十分に上回る水準を目安とするが、本設

IV-4. 施工マニュアル

計例では部材実験と同じ $80\text{N}/\text{mm}^2$ 以上の圧縮強度を目安とした。また、型枠の脱型は、グラウト材の強度が発現した段階で実施する。本補強工法では貫通ボルトのだぼによる接合に期待しているので、ナットの過度な締め付けは行わず、ゆるみ止めの処置のみを行えばよい。

(鉄骨枠の片側の重量の目安)

構面 2、4、6、8 : 455kg (1~4F)、350kg (5F)

構面 3、5、7 : 585kg (1~4F)、395kg (5F)

また、接着接合を行う場合には、(3)コンクリート打設工事後に、(4)不陸調整工事、(5)鉄骨枠設置工事、(6)エポキシ樹脂充填工事を行う。(4)不陸調整工事では、鉄骨枠との接合面(接着面)や、既存コンクリートと新規コンクリートの間の段差部等について、電動サンダーを用いたケレンを行うと共に、必要に応じて断面の補修等を行うことで、壁板と鉄骨枠の間の接着強度を確保する。(5)鉄骨枠設置工事では、ボルト接合を行う場合と同様に、鉄骨枠の重量が数百 kg に及ぶことから、バルコニー側からのラフタークレーンによる搬入が前提となり、特に 2~5 階では、搬入のための足場の設置等が必要となる。また、接着接合の場合は、仮止め用のボルトがないことに加え、接着面の破壊が生じることで、面外に鉄骨枠が転倒する恐れがあることから、鉄骨枠を設置する際には、壁板に仮止め用のアンカーを打ち込んで固定したり、壁板の両側の鉄骨枠を溶接等によって相互に接合したりして、鉄骨枠が転倒することがないように十分に配慮することが望ましい。(6)エポキシ樹脂充填工事では、鉄骨枠周辺の隙間をシーリング材で充填した上で、下方から一定の速度でエポキシ樹脂を圧入する。接着面の強度は、コンクリートのせん断強度によって決まるため、エポキシ樹脂にはそれ以上のせん断強度を有する充填性に優れた製品を用いる。鉄骨枠の支持材の撤去は、エポキシ樹脂の強度が十分に発現した段階で実施する。

工期については、一住戸を対象とするボルト接合の Case2B、Case3B では、作業日数が 49 日、延べ日数が 69 日(ここでは週休 2 日と考え、作業日数に 7/5 を乗じて、小数点以下を切り上げた)、接着接合の Case2E では、作業日数が 39 日、延べ日数が 55 日となり、接着接合の場合の方がボルト接合の場合よりも、作業日数が 10 日ほど短いことが分かる。これは、ボルト接合の場合は、ボルト孔を貫通するためのコア掘削が必要となること、脱型までの養生期間を約 1 週間と長めに設定していることが起因している。また、二住戸(2、4 階)、三住戸(1、3、5 階)を対象とする Case6B では、現場での作業日数が 62、68 日、延べ日数が 87、96 日となる。ここで、一住戸あたりの必要日数(二住戸: $62/2=31$ 日、三住戸: $68/3=23$ 日)を Case2B と比較すると、複数住戸を対象に工事を行う場合には、同じ日に重複してできる作業も多いことから、一住戸あたりの必要日数は、住戸数が増えるにつれ、減少する傾向がある。

1. 工事概要

- (1) 工事名 : 既存集合住宅の戸境壁を対象とした鉄骨枠による開口新設補強工事
(第二期工事)
- (2) 工事内容 : 戸境壁に新設開口を設け、補強用の鉄骨枠をボルトで固定する。
- (3) 施工場所 : ○○県△△市□□住宅◇◇号室
- (4) 工期 : 令和●年▲月■日～令和●年▲月◆日

2. 内装解体

- (1) 施工範囲の確認
- (2) 開口部付近の床・壁・天井仕上げ解体
- (3) 解体材の搬出（場内集積場）

3. 補強計画

- * 安全措置、資機材、有資格者および発生材処理については別添の帳票類に記載
- * 以下に記載のない項目は、「新設開口の鉄骨枠補強に関する施工マニュアル」を参照

(1) カッター工事・はつり工事

- 1) 対象建物の設計図書を基に鉄筋探査機による鉄筋の位置出しおよび開口部の墨出しを行う。
- 2) 施工周辺の床および壁を養生シート・ビニールシート等で養生する。
- 3) ダイヤモンドカッター工法で、周辺環境へ与える影響に配慮し、極力低騒音・低振動工法で開口周辺部分を切断し、内部撤去部分コンクリートは静的破壊工法を採用する。
- 4) 切断位置を確認し、切断長、切断誤差に注意して切断するとともに、壁部のはつり出し端部鉄筋に損傷が及ばないように注意する。
- 5) 切断残存部分にひび割れ等の損傷の有無を確認する。
- 6) 壁部のはつり出し鉄筋の先端は、保護キャップ等で適切に養生する。
- 7) 作業終了後は周辺を清掃し、発生材を適正に処理する。

(2) 配筋・型枠工事

- 1) 設計図書に基づいて壁寸法の位置出しを行う。
- 2) 配筋図に基づいてはつり出した壁横筋（9mm 筋）を 90° または 180° に折り曲げる。なお、既存鉄筋が折れたり、折り曲げが出来ないときは、片側フック付きφ9（SR235材）をフレア溶接する。この際、溶接長さは、片面10d（90mm）以上、もしくは両面5d（45mm）以上とする。溶接作業は有資格者が行う。
- 3) 配筋および溶接検査を行い、合格後に型枠工事を開始する。
- 4) 壁梁の側枠・木口枠をノロ漏れがないように堅固に設置する。
- 5) 型枠等の発生材を撤収し周辺の清掃を行う。

図4.6.1 第二期工事の作業手順書の例（ボルト接合の場合：Case2B、Case3B、Case6B）

- (3) コンクリート打設工事 (33-18-20N)
- 1) コンクリート打設に先立って、スプレー等で打ち継ぎ面の水湿しを行う。
 - 2) 生コンクリートの受け入れ検査として、スランプ、空気量、温度、塩化物含有量測定などの試験を行い、強度試験用供試体（直径 100mm、高さ 200mm）を各階ごとに 6 本製作し、供試体は現場封緘養生とする。
 - 3) ポンプ車により壁上部のコンクリート打設孔よりコンクリートを投入し、充填状況を確認しながら施工をする。
 - 4) コンクリートの締固めは、棒状バイブレーターおよび外振型バイブレーターにより十分に締め固めを行う。
 - 5) 棒状バイブレーター掛けでは、バイブレーターの先端をできるだけ鉄筋や型枠に当てないように掛けるとともに、コンクリートが分離しないよう注意する。
 - 6) 打設孔のコンクリート表面仕上げでは、打設面より低くならないよう打設面と平滑に仕上げるとともに、仕上げ完了後は急激な乾燥を防ぐため濡れウエス等で湿潤状態を保つ。
 - 7) 型枠の脱型は所要の材齢が経過後で、圧縮強度確認後に行い、コンクリートに損傷が生じないように注意する。
 - 8) 型枠等の発生材を撤収し周辺の清掃を行う。
 - 9) 打設後のコンクリートと、既存コンクリートの欠損部は、無機系補修材にて、平滑になるよう補修する。
- (4) ボルト貫通孔工事
- 1) 開口補強工事の設計図書を基に鉄筋探査機による鉄筋の位置出しおよび墨出しを行う。
 - 2) コンクリートコア抜き位置図に基づいてコア位置の墨出しを行う。なお、コアが鉄筋に干渉する場合は担当者と協議の上、位置を決定する。コアの直径は、ボルト径が 20mm の場合は 40mm、ボルト径が 16mm の場合は 32mm とする。
 - 3) コア抜き工事（湿式）では排水漏れや汚損がないよう養生する。
 - 4) コア抜き終了後は周辺および通し筋用孔内の汚れを清掃し、使用機器を撤収する。
- (5) 鉄骨枠設置工事
- 1) 搬入前に、施工場所の床補強養生、吊り金具設置、搬入経路の確保、仮設足場設置をする。
 - 2) バルコニー側よりラフタークレーンにて室内に搬入をする。
 - 3) 搬入時は、立入防止処置、誘導員の配置をして、第 3 者との接触事故の無いように努める。
 - 4) 室内に搬入後からは、吊り金具治具にて鉄骨枠を正規の位置に設置し、既存躯体と鉄骨枠の隙間を確認しながら、貫通ボルトを使用してナットにて仮止めをする。

図4.6.1 第二期工事の作業手順書の例（ボルト接合の場合：Case2B、Case3B、Case6B）

(6) 無収縮グラウト圧入工事

- 1) グラウト注入に先立ち床面や壁面を養生シートと、ビニールシート等で養生する。
- 2) 既存躯体と鉄骨枠の隙間を清掃し、乾燥が著しい場合は、予めスプレー等で吸水防止剤を塗布し、湿潤にする。
- 3) 既存躯体と鉄骨枠の隙間には、型枠を設置したり、無収縮グラウト（パット材）によるシールを行うことで、圧入時に漏れないように、隙間なくする。
- 4) グラウト材は市販品の無収縮モルタルを使用し、練り混ぜ時間は所定の時間とする。
- 5) グラウト材はグラウト電動ポンプを用いて、毎分2.0～2.4リットルの緩やかな吐出量で注入する。
- 6) 排出口からグラウト材が排出されるのを確認してから、注排出口に栓をする。
- 7) 強度試験用供試体（直径50mm、高さ100mm）を各階ごとに6本製作し、供試体は現場封緘養生とする。
- 8) グラウト注入終了後は周辺の清掃を行う。
- 9) 型枠の解体はグラウト材の強度発現（通常材齢7日）を確認してから行う。
- 10) 注入プラグ・排出口プラグ等の発生材を撤収し、周辺の清掃を行う。また、貫通ボルトのナットが外れることがないように、ゆるみ止めを行う。

4. 帳票類（施工に必要な帳票類）

- (1) 工程表
 - (2) 安全管理体制（ひな形）
 - (3) 作業足場等安全措施
 - (4) 資材・機材の仕様等リスト
 - (5) 産業廃棄物の処理方法
 - (6) 有資格者名簿（ひな形）
- ※（ひな形）施工業者が選定されないため必要な資格を記載

図4.6.1 第二期工事の作業手順書の例（ボルト接合の場合：Case2B、Case3B、Case6B）

1. 工事概要

- (1) 工事名 : 既存集合住宅の戸境壁を対象とした鉄骨枠による開口新設補強工事
(第二期工事)
- (2) 工事内容 : 戸境壁に新設開口を設け、補強用の鉄骨枠をエポキシ樹脂で接着する。
- (3) 施工場所 : ○○県△△市□□住宅◇◇号室
- (4) 工期 : 令和●年▲月■日～令和●年▲月◆日

2. 内装解体

- (1) 施工範囲の確認
- (2) 開口部付近の床・壁・天井仕上げ解体
- (3) 解体材の搬出（場内集積場）

3. 補強計画

- * 安全措置、資機材、有資格者および発生材処理については別添の帳票類に記載
- * 以下に記載のない項目は、「新設開口の鉄骨枠補強に関する施工マニュアル」を参照

- (1) カッター工事・はつり工事
 - 1) 対象建物の設計図書を基に鉄筋探査機による鉄筋の位置出しおよび開口部の墨出しを行う。
 - 2) 施工周辺の床および壁を養生シート・ビニールシート等で養生する。
 - 3) ダイヤモンドカッター工法で、周辺環境へ与える影響に配慮し、極力低騒音・低振動工法で開口周辺部分を切断し、内部撤去部分コンクリートは静的破壊工法を採用する。
 - 4) 切断位置を確認し、切断長、切断誤差に注意して切断するとともに、壁部のはつり出し端部鉄筋に損傷が及ばないように注意する。
 - 5) 切断残存部分にひび割れ等の損傷の有無を確認する。
 - 6) 壁部のはつり出し鉄筋の先端は、保護キャップ等で適切に養生する。
 - 7) 作業終了後は周辺を清掃し、発生材を適正に処理する。
- (2) 配筋・型枠工事
 - 1) 設計図書に基づいて壁寸法の位置出しを行う。
 - 2) 配筋図に基づいてはつり出した壁横筋（9mm 筋）を 90° または 180° に折り曲げる。なお、既存鉄筋が折れたり、折り曲げが出来ないときは、片側フック付きφ9（SR235 材）をフレア溶接する。この際、溶接長さは、片面 10d（90mm）以上、もしくは両面 5d（45mm）以上とする。溶接作業は有資格者が行う。
 - 3) 配筋および溶接検査を行い、合格後に型枠工事を開始する。
 - 4) 壁梁の側枠・木口枠をノロ漏れがないように堅固に設置する。
 - 5) 型枠等の発生材を撤収し周辺の清掃を行う。

図4.6.2 第二期工事の作業手順書の例（接着接合の場合：Case2E）

- (3) コンクリート打設工事 (33-18-20N)
- 1) コンクリート打設に先立って、スプレー等で打ち継ぎ面の水湿しを行う。
 - 2) 生コンクリートの受け入れ検査として、スランプ、空気量、温度、塩化物含有量測定などの試験を行い、強度試験用供試体（直径 100mm、高さ 200mm）を各階ごとに 6 本製作し、供試体は現場封緘養生とする。
 - 3) ポンプ車により壁上部のコンクリート打設孔よりコンクリートを投入し、充填状況を確認しながら施工をする。
 - 4) コンクリートの締固めは、棒状バイブレーターおよび外振型バイブレーターにより十分に締め固めを行う。
 - 5) 棒状バイブレーター掛けでは、バイブレーターの先端をできるだけ鉄筋や型枠に当てないように掛けるとともに、コンクリートが分離しないよう注意する。
 - 6) 打設孔のコンクリート表面仕上げでは、打設面より低くならないよう打設面と平滑に仕上げるとともに、仕上げ完了後は急激な乾燥を防ぐため濡れウエス等で湿潤状態を保つ。
 - 7) 型枠の脱型は所要の材齢が経過後で、圧縮強度確認後に行い、コンクリートに損傷が生じないように注意する。
 - 8) 型枠等の発生材を撤収し周辺の清掃を行う。
 - 9) 打設後のコンクリートと、既存コンクリートの欠損部は、無機系補修材にて、平滑になるよう補修する。
- (4) 不陸調整工事
- 1) 鉄骨枠との接合面（接着面）や、既存コンクリートと新規コンクリートとの段差部等について、電動サンダーを用いたケレンを行う。
- (5) 鉄骨枠設置工事
- 1) 搬入前に、施工場所の床補強養生、吊り金具設置、搬入経路の確保、仮設足場設置をする。
 - 2) バルコニー側よりラフタークレーンにて室内に搬入をする。
 - 3) 搬入時は、立入防止処置、誘導員の配置をして、第 3 者との接触事故の無いように努める。
 - 4) 室内に搬入後からは、吊り金具治具にて鉄骨枠を正規の位置に設置し、既存躯体と鉄骨枠の隙間を確認しながら、鉄骨枠を設置し、面外への転倒等が生じないように十分に固定する。

図4.6.2 第二期工事の作業手順書の例（接着接合の場合：Case2E）

(6) エポキシ樹脂充填工事

- 1) エポキシ樹脂充填に先立ち床面や壁面を養生シートと、ビニールシート等で養生する。
- 2) 既存躯体と鉄骨柱の隙間を清掃する。
- 3) 既存躯体と鉄骨柱の隙間をエポキシ樹脂シール材でシールをし、同時に注入口、排出口を取付けて注入時に漏れないように、隙間なくする。
- 4) エポキシ樹脂は市販品のエポキシ樹脂材を使用し、練り混ぜ時間は所定の時間とする。
- 5) エポキシ樹脂はエポキシ樹脂電動ポンプを用いて、毎分 2.0～2.5 リットルの緩やかな吐出量で注入する。
- 6) 排出口からエポキシ樹脂材が排出されるのを確認してから、注排出口に栓をす
- 7) エポキシ樹脂注入終了後は周辺の清掃を行う。
- 8) 樹脂硬化後に、注入プラグ・排出口プラグ等の発生材を撤収し、周辺の清掃を行う。

4. 帳票類（施工に必要な帳票類）

- (1) 工程表
 - (2) 安全管理体制（ひな形）
 - (3) 作業足場等安全措置
 - (4) 資材・機材の仕様等リスト
 - (5) 産業廃棄物の処理方法
 - (6) 有資格者名簿（ひな形）
- ※（ひな形）施工業者が選定されないため必要な資格を記載

図4.6.2 第二期工事の作業手順書の例（接着接合の場合：Case2E）

IV-4. 施工マニュアル

表4.6.1 第二期工事の工程表

(a) Case2B(1階)

項目		数量	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	
第2期工事			仮設設備設置等																								
施工前準備期間		仮設工事																									
解体	内装解体	床材・天井材 2部屋																									
	搬出																										
量出し・鉄筋探査	基準量出し																										
	鉄筋探査	2290mm×1122mm ×2(両面)=5.2㎡																									
コンクリート新り解体	新り	2290mm×1122mm ×180mm=0.46㎡																									
	搬出																										
鉄筋・型枠・ コンクリート打設	鉄筋組立・溶接																										
	型枠取付	150mm×2290mm×4+150mm×822mm×4 +180mm×(1990mm+822mm)×2=2.88㎡																									
	打設	150mm×(2290mm×2+822mm×2) ×180mm=0.17㎡																									
不陸調整	サンダーケレン																										
量出し・鉄筋探査	コア穿孔用																										
	鉄筋探査	コア部 両面																									
コア穿孔	貫通ボルト用	40Φ×40本																									
貫通ボルト工事	ボルト挿入	M20×40本 S45C材																									
鉄骨枠	製作期間	約2~6か月																									
	搬入現場準備期間																										
	搬入																										
無収縮グラウト打設	現場設置																										
	型枠取付																										
無収縮グラウト打設	無収縮グラウト圧入	(300mm×2330mm×4+200mm×750mm×4 +180mm×(1900mm+750mm)×2)×20mm +(20mm)²×3.14×180mm×40本=0.096㎡																									
行事予定	誘導員配置																										
	プレー溶接確認試験・鉄筋配筋検査																										
	コンクリート現場試験																										
	鉄骨工場鉄骨検査																										
	ラフターケレン25t																										
	無収縮グラウト現場試験																										

項目		数量	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	
第2期工事																												
施工前準備期間		仮設工事																										
解体	内装解体	床材・天井材 2部屋																										
	搬出																											
量出し・鉄筋探査	基準量出し																											
	鉄筋探査	2290mm×1122mm ×2(両面)=5.2㎡																										
コンクリート新り解体	新り	2290mm×1122mm ×180mm=0.46㎡																										
	搬出																											
鉄筋・型枠・ コンクリート打設	鉄筋組立・溶接																											
	型枠取付	150mm×2290mm×4+150mm×822mm×4 +180mm×(1990mm+822mm)×2=2.88㎡																										
	打設	150mm×(2290mm×2+822mm×2) ×180mm=0.17㎡																										
不陸調整	サンダーケレン																											
量出し・鉄筋探査	コア穿孔用																											
	鉄筋探査	コア部 両面																										
コア穿孔	貫通ボルト用	40Φ×40本																										
貫通ボルト工事	ボルト挿入	M20×40本 S45C材																										
鉄骨枠	製作期間	約2~6か月																										
	搬入現場準備期間																											
	搬入																											
無収縮グラウト打設	現場設置																											
	型枠取付																											
無収縮グラウト打設	無収縮グラウト圧入	(300mm×2330mm×4+200mm×750mm×4 +180mm×(1900mm+750mm)×2)×20mm +(20mm)²×3.14×180mm×40本=0.096㎡																										
行事予定	誘導員配置																											
	プレー溶接確認試験・鉄筋配筋検査																											
	コンクリート現場試験																											
	鉄骨工場鉄骨検査																											
	ラフターケレン25t																											
	無収縮グラウト現場試験																											

IV-4. 施工マニュアル

表4.6.1 第二期工事の工程表
(b) Case2E(1階)

項目		数量	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	
第2期工事			仮設設備設置等																					
施工前準備期間		仮設工事																						
解体		内装解体	床材・天井材 2部屋																					
		搬出																						
搬出し・鉄筋探査		基準墨出し																						
		鉄筋探査	2290mm × 1122mm × 2(両面) = 5.2㎡																					
コンクリート研り解体		研り	2290mm × 1122mm × 180mm = 0.46㎡																					
		搬出																						
鉄筋・型枠・コンクリート打設		鉄筋組立・溶接																						
		型枠取付	150mm × 2290mm × 4 + 150mm × 822mm × 4 + 180mm × (1990mm + 822mm) × 2 = 2.88㎡																					
		打設	150mm × (2290mm × 2 + 822mm × 2) × 180mm = 0.17㎡																					
不陸調整		サンダーケレン																						
鉄骨枠		製作期間	約2~6か月																					
		搬入現場準備期間																						
		搬入																						
		現場設置																						
エポキシ樹脂充填		隙間シール																						
		エポキシ樹脂充填	(300mm × 2330mm × 4 + 200mm × 750mm × 4 + 180mm × (1900mm + 750mm) × 2) × 10mm = 0.044㎡																					
行事予定		誘導員配置																						
		プレアール溶接確認試験・鉄筋配筋検査																						
		コンクリート現場試験																						
		鉄骨工場鉄骨検査																						
		ラフタークレーン25t																						
		エポキシ樹脂現場試験																						

項目		数量	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39			
第2期工事																							
施工前準備期間		仮設工事																					
解体		内装解体	床材・天井材 2部屋																				
		搬出																					
搬出し・鉄筋探査		基準墨出し																					
		鉄筋探査	2290mm × 1122mm × 2(両面) = 5.2㎡																				
コンクリート研り解体		研り	2290mm × 1122mm × 180mm = 0.46㎡																				
		搬出																					
鉄筋・型枠・コンクリート打設		鉄筋組立・溶接	型枠取付																				
		型枠取付	150mm × 2290mm × 4 + 150mm × 822mm × 4 + 180mm × (1990mm + 822mm) × 2 = 2.88㎡																				
		打設	150mm × (2290mm × 2 + 822mm × 2) × 180mm = 0.17㎡																				
不陸調整		サンダーケレン																					
鉄骨枠		製作期間	約2~6か月																				
		搬入現場準備期間																					
		搬入																					
		現場設置																					
エポキシ樹脂充填		隙間シール																					
		エポキシ樹脂充填	(300mm × 2330mm × 4 + 200mm × 750mm × 4 + 180mm × (1900mm + 750mm) × 2) × 10mm = 0.044㎡																				
行事予定		誘導員配置																					
		プレアール溶接確認試験・鉄筋配筋検査																					
		コンクリート現場試験																					
		鉄骨工場鉄骨検査																					
		ラフタークレーン25t																					
		エポキシ樹脂現場試験																					

IV-4. 施工マニュアル

表4.6.1 第二期工事の工程表
(c) Case6B(1、3、5階)

項目		数量	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34
第2期工事		3フロア同時施工	仮設設備設置等																																	
施工前準備期間	仮設工事		2.4階バルコニー等養生立入禁止措置																																	
	足場組立・解体		足場組立5階																																	
解体	内装解体	床材・天井材 2部屋×3フロア																																		
	搬出																																			
量出し・鉄筋探査	基準墨出し																																			
	鉄筋探査	2290mm×1122mm ×2(両面)×3(フロア)=15.6㎡																																		
コンクリート新り解体	新り	2290mm×1122mm ×(180mm×2+150mm)=1.31㎡																																		
	搬出																																			
鉄筋・型枠・ コンクリート打設	鉄筋組立・溶接																																			
	型枠取付	(150mm×2290mm×4+150mm×822mm×4)×3 +(180mm×2+150mm)×(1990mm+822mm)×2=8.47㎡																																		
	打設	150mm×(2290mm×2+822mm×2) ×(180mm×2+150mm)=0.48㎡																																		
不陸調整	サンダーケレン																																			
量出し・鉄筋探査	コア穿孔用																																			
	鉄筋探査	コア部 両面																																		
コア穿孔	貫通ボルト用	40Φ×40本×2フロア+32Φ×44本×1フロア																																		
貫通ボルト工事	ボルト挿入	M20×40本×2フロア+M16×44本×1フロア S45C材																																		
鉄骨枠	製作期間	約2~6か月																																		
	搬入現場準備期間																																			
	搬入																																			
	現場設置																																			
無収縮グラウト打設	型枠取付																																			
	無収縮グラウト圧入	(300mm×2330mm×4×3+200mm×750mm×4×3 +(180mm×2+150mm)×(1900mm+750mm)×2)×20mm +(20mm)²×3.14×180mm×80本 +(16mm)²×3.14×150mm×44本=0.281㎡																																		
行事予定		誘導員配置 フレア溶接確認試験・鉄筋配筋検査 型枠材搬入(トラック) コンクリート現場試験 鉄骨工場鉄骨検査 ラフターケレン25t 無収縮グラウト現場試験 足場搬出トラック																																		

項目		数量	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68																																
第2期工事		3フロア同時施工																																																																		
施工前準備期間	仮設工事		仮設足場組替補強																																		5階足場ばらし																															
	足場組立・解体		5階足場ばらし																																		3階足場ばらし																															
解体	内装解体	床材・天井材 2部屋×3フロア																																																																		
	搬出																																																																			
量出し・鉄筋探査	基準墨出し																																																																			
	鉄筋探査	2290mm×1122mm ×2(両面)×3(フロア)=15.6㎡																																																																		
コンクリート新り解体	新り	2290mm×1122mm ×(180mm×2+150mm)=1.31㎡																																																																		
	搬出																																																																			
鉄筋・型枠・ コンクリート打設	鉄筋組立・溶接																																																																			
	型枠取付	(150mm×2290mm×4+150mm×822mm×4)×3 +(180mm×2+150mm)×(1990mm+822mm)×2=8.47㎡																																																																		
	打設	150mm×(2290mm×2+822mm×2) ×(180mm×2+150mm)=0.48㎡																																																																		
不陸調整	サンダーケレン																																																																			
量出し・鉄筋探査	コア穿孔用																																																																			
	鉄筋探査	コア部 両面																																																																		
コア穿孔	貫通ボルト用	40Φ×40本×2フロア+32Φ×44本×1フロア	5F																																		3F																															
貫通ボルト工事	ボルト挿入	M20×40本×2フロア+M16×44本×1フロア S45C材	5F																																		3F																															
鉄骨枠	製作期間	約2~6か月	間仕切り・手摺撤去・床養生(補強)・仮設治具設置																																																																	
	搬入現場準備期間																																																																			
	搬入		5F																																		3F																															
	現場設置		5F																																		3F																															
無収縮グラウト打設	型枠取付																																																																			
	無収縮グラウト圧入	(300mm×2330mm×4×3+200mm×750mm×4×3 +(180mm×2+150mm)×(1900mm+750mm)×2)×20mm +(20mm)²×3.14×180mm×80本 +(16mm)²×3.14×150mm×44本=0.281㎡	5F																																		養生期間																															
行事予定		誘導員配置 フレア溶接確認試験・鉄筋配筋検査 型枠材搬入(トラック) コンクリート現場試験 鉄骨工場鉄骨検査 ラフターケレン25t 無収縮グラウト現場試験 足場搬出トラック																																																																		

IV-4. 施工マニュアル

表4.6.1 第二期工事の工程表
(d) Case6B(2、4階)

項目		数量	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
第2期工事		2フロア同時施工	仮設設備設置等																																
施工前準備期間	仮設工事		1.3階バルコニー等養生立入禁止措置																																
	足場組立・解体		足場組立4階																																
解体	内装解体	床材・天井材 2部屋×2フロア																																	
	搬出																																		
量出し・鉄筋探査	基準量出し																																		
	鉄筋探査	2290mm×1122mm ×2(両面)×2(フロア)=10.4㎡																																	
コンクリート新り解体	新り	2290mm×1122mm ×(180mm×2)=0.92㎡																																	
	搬出																																		
鉄筋・型枠・ コンクリート打設	鉄筋組立・溶接																																		
	型枠取付	(150mm×2290mm×4+150mm×822mm×4)×2 +(180mm×2)×(1990mm+822mm)×2=5.76㎡																																	
	打設	150mm×(2290mm×2+822mm×2) ×180mm×2=0.34㎡																																	
不陸調整	サンダーケレン																																		
量出し・鉄筋探査	コア穿孔用																																		
	鉄筋探査	コア部 両面																																	
コア穿孔	貫通ボルト用	40Φ×40本×2フロア																																	
貫通ボルト工事	ボルト挿入	M20×40本×2フロア S45C材																																	
鉄骨枠	製作期間	約2~6か月																																	
	搬入現場準備期間																																		
	搬入																																		
	現場設置																																		
無収縮グラウト打設	型枠取付																																		
	無収縮グラウト圧入	(300mm×2330mm×4×2+200mm×750mm×4×2+ (180mm×2)×(1900mm+750mm)×2)×20mm +(20mm)²×3.14×180mm×80本=0.192㎡																																	
行事予定	誘導員配置																																		
	フレア溶接確認試験・鉄筋配筋検査																																		
	型枠材搬入(トラック)																																		
	コンクリート現場試験																																		
	鉄骨工場鉄骨検査																																		
	ラフターケレン25t																																		
	無収縮グラウト現場試験																																		
	足場搬出トラック																																		

項目		数量	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62																																	
第2期工事		2フロア同時施工																																																														
施工前準備期間	仮設工事		仮設足場組替補強																																																													
	足場組立・解体		4階足場ばらし 5階足場組立 足場ばらし																																																													
解体	内装解体	床材・天井材 2部屋×2フロア																																																														
	搬出																																																															
量出し・鉄筋探査	基準量出し																																																															
	鉄筋探査	2290mm×1122mm ×2(両面)×2(フロア)=10.4㎡																																																														
コンクリート新り解体	新り	2290mm×1122mm ×(180mm×2)=0.92㎡																																																														
	搬出																																																															
鉄筋・型枠・ コンクリート打設	鉄筋組立・溶接																																																															
	型枠取付	(150mm×2290mm×4+150mm×822mm×4)×2 +(180mm×2)×(1990mm+822mm)×2=5.76㎡																																																														
	打設	150mm×(2290mm×2+822mm×2) ×180mm×2=0.34㎡																																																														
不陸調整	サンダーケレン																																																															
量出し・鉄筋探査	コア穿孔用																																																															
	鉄筋探査	コア部 両面																																																														
コア穿孔	貫通ボルト用	40Φ×40本×2フロア																																																														
貫通ボルト工事	ボルト挿入	M20×40本×2フロア S45C材																																																														
鉄骨枠	製作期間	約2~6か月	間仕切り・手摺撤去・床養生(補強)・仮設治具設置																																																													
	搬入現場準備期間																																																															
	搬入																																																															
	現場設置																																																															
無収縮グラウト打設	型枠取付																																																															
	無収縮グラウト圧入	(300mm×2330mm×4×2+200mm×750mm×4×2+ (180mm×2)×(1900mm+750mm)×2)×20mm +(20mm)²×3.14×180mm×80本=0.192㎡	4F~ 養生期間																																																													
行事予定	誘導員配置																																																															
	フレア溶接確認試験・鉄筋配筋検査																																																															
	型枠材搬入(トラック)																																																															
	コンクリート現場試験																																																															
	鉄骨工場鉄骨検査																																																															
	ラフターケレン25t																																																															
	無収縮グラウト現場試験																																																															
	足場搬出トラック																																																															

IV-4. 施工マニュアル

なお、第二期工事では、共用廊下・階段を工事区画とすると、他の住民の通行が遮られ、接触等の事故が生じる可能性があることから、玄関側ではなく、バルコニー側から搬入を行うことを想定している。そこで、2～5階について、**図4.6.3**に示す工事を実施するための足場設置と、**図4.6.4**に示す鉄骨柱の搬入を行うための足場設置を段階的に実施することを想定している。なお、いずれの場合も床スラブの補強を行うが、ここでは施工場所付近に何らかの配管が埋設されている状況や、サッシ枠等の段差をなくするために角材を置き、鋼製長尺足場板を敷き詰めて、コンパネ板材で平らにして動かないように締め方を行うことを想定している。

また、鉄骨型枠を搬入するには、仮設吊り込み用のアンカーを周囲の腰壁や垂れ壁等で確保する必要がある。作業としては、バルコニーからの引き込み、居室内部への搬入、枠材の立て起こしおよび壁への引き込みが考えられる。

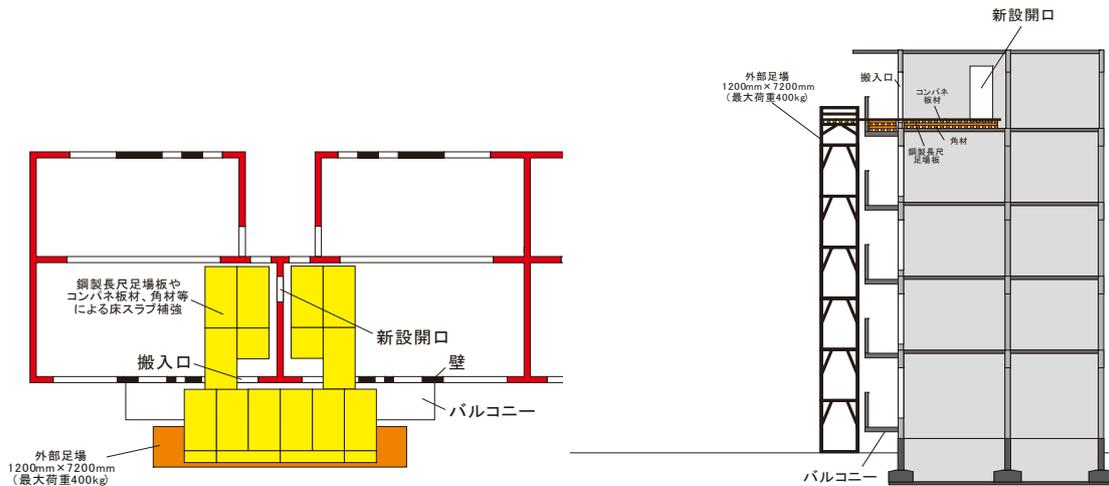


図4.6.3 鉄骨柱搬入前の仮設足場のイメージ

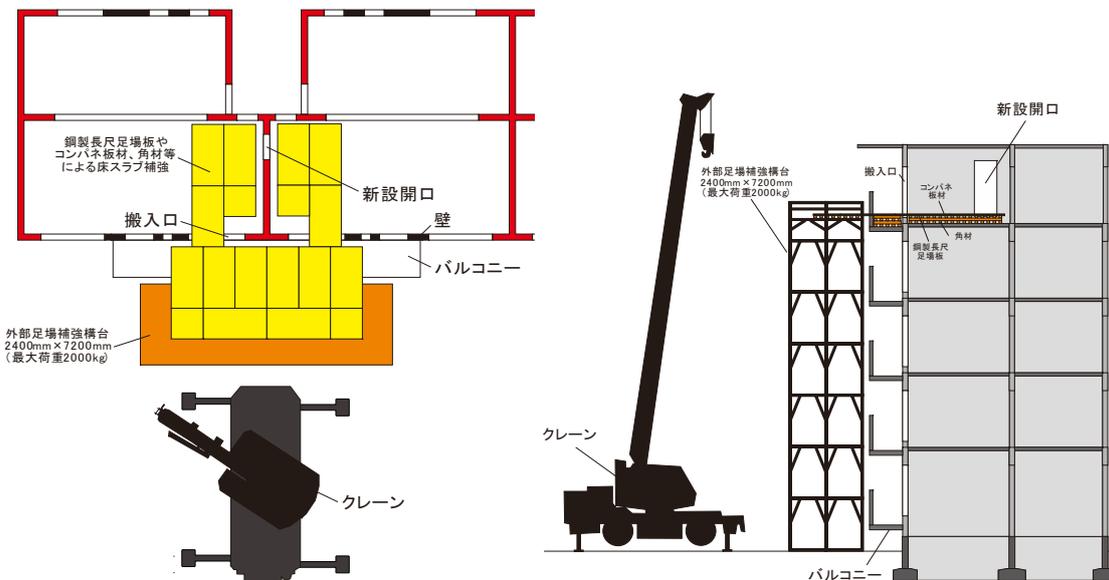


図4.6.4 鉄骨柱搬入用の足場とクレーンの設置位置のイメージ

4.7. 第一期および第二期工事の施工コストの試算

4.2～4.6節で示した Case2B、2E、3B、6B について、施工コストの試算を行った。第一期工事の試算結果を表4.7.1に、第二期工事の試算結果を表4.7.2、表4.7.3に示す。

第一期工事では、図4.5.1で示した作業手順書、表4.5.1で示した工程表に基づく試算を行っており、仮設、内装解体、墨出し、鉄筋探査、ダイヤモンドコア、圧縮試験等の費用に加え、経費が計上されている。一住戸あたりの耐力壁（Case2B、2E、3B）の施工コストは約144万円であるが、二住戸または三住戸の施工を同時に行う場合（Case6B）の施工コストはそれぞれ約208万円（1住戸あたり約104万円）、約280万円（1住戸あたり約93万円）となり、複数住戸の施工を同時に行った方が、施工コストは小さくなるのが分かる。

第二期工事では、図4.6.1、図4.6.2で示した作業手順書、表4.6.1で示した工程表に基づく試算を行っており、仮設、内装解体、墨出し、鉄筋探査、斫り、鉄筋、型枠、コンクリート、鉄骨枠等の費用に加え、経費が計上されている。また、ボルト接合を行う Case2B、3B、6B では、ボルトによる緊結用の孔を設けるためのダイヤモンドコアや鉄骨枠周辺へのグラウト充填の費用が、また、接着接合を行う Case2E では、エポキシ樹脂充填の費用が上記に加算される。本補強では、耐力壁の構造性能の回復を目的とした施工を行うため、鉄骨枠の製作コスト（2Bで約448万円、2Eで約436万円、3Bで約567万円）が高額であることに加え、既存躯体と鉄骨枠の一体性を確保するために多くの工程が必要となることから、一住戸あたりの施工コストは、Case2B、2E、3Bでそれぞれ約1542万円、約1436万円、約1663万円と高額となる。ボルト接合を行う Case2B と接着接合を行う Case2E では約100万円の差が生じているが、ボルト接合の場合はボルト孔を貫通するためのコア掘削が必要となること、脱型までの養生期間を約1週間と長めに設定していることから作業日数が10日ほど長くなり、経費の支出が大きくなっていることが原因である。また、構面2を補強する Case2B と比較し、構面3を補強する Case3B では、補強目標とする戸境壁のせん断耐力が大きいため、鉄骨枠の製作費の差額（約100万円）が施工コストの差額とほぼ等しくなる。また、二住戸または三住戸の施工を同時に行う場合（Case6B）の施工コストは、約2617万円（一住戸あたり約1308万円）、約3456万円（一住戸あたり約1152万円）であり、Case6Bの結果を基に1～5階の五住戸分の施工コストは全体で約6072万円（一住戸あたり約1214万円）となり、第一期工事と同様に、複数の住戸（耐力壁）の施工を同時に行った方が、施工コストは低減される。また、施工コストに占める割合は、鉄骨工事や共通仮設、直接仮設、経費の割合が特に大きい。

今後、より安価なコストで必要な構造性能を満足できる補強工法が開発されることに期待すると共に、開口新設後の戸境壁に求められる構造性能を適切に評価し、必要な補強量を合理的に求められる手法の開発に期待したい。

IV-4. 施工マニュアル

表4.7.1 第一次工事の施工コストの一覧表 (Case2B、2E、3B、6B)

		第一次工事 (Case2B、2E、3B共通) 既存コンクリート圧縮強度調査				第一次工事 (Case6B:2、4階) 既存コンクリート圧縮強度調査				第一次工事 (Case6B:1、3、5階) 既存コンクリート圧縮強度調査				
		単価	数量	小計	合計	単価	数量	小計	合計	単価	数量	小計	合計	
共通仮設 工事	準備費	26,000	1 式	26,000	248,300	26,000	1 式	26,000	248,300	26,000	1 式	26,000	287,300	
	仮設物費	39,000	1 式	39,000		39,000	1 式	39,000		39,000	1 式	39,000		
	機械器具費	45,500	1 式	45,500		45,500	1 式	45,500		45,500	1 式	45,500		
	動力用水光熱費	13,000	1 式	13,000		13,000	1 式	13,000		13,000	1 式	13,000		
	安全管理費	46,800	1 式	46,800		46,800	1 式	46,800		46,800	1 式	46,800		
	現場誘導員	39,000	2 人工	78,000		39,000	2 人工	78,000		39,000	3 人工	117,000		
直接 仮設	通路、階段養生費	39,000	1 式	39,000	247,000	78,000	1 式	78,000	286,000	117,000	1 式	117,000	325,000	
	鉄骨搬入経路													
	外部仮設足場													
	鉄骨搬入用フター・クレーン車													
	産廃費	52,000	4 m ³	208,000		52,000	4 m ³	208,000		52,000	4 m ³	208,000		
内装解体 工事	壁内装解体	28,600	2 ヵ所	57,200	83,200	28,600	4 ヵ所	114,400	166,400	28,600	6 ヵ所	171,600	249,600	
	解体材搬出	13,000	2 ヵ所	26,000		13,000	4 ヵ所	52,000		13,000	6 ヵ所	78,000		
墨出し 工事	墨出し工事	26,000	2 人工	52,000	52,000	26,000	4 人工	104,000	104,000	26,000	6 人工	156,000	156,000	
	基準墨・研り墨													
	コア穿孔位置墨													
鉄筋探査 工事	研り用	65,000	3.3 m ²	214,500	214,500	65,000	6.6 m ²	429,000	429,000	65,000	9.9 m ²	643,500	643,500	
	コア穿孔用													
研り工事	ダイヤモンドカッター工				0				0				0	
	研り工													
	ガラ出し小運搬													
鉄筋工事	材料・加工費				0				0				0	
	フレア溶接													
	運搬費													
型枠工事	型枠				0				0				0	
	場内小運搬													
	運搬費													
コンクリート グラウト 工事	コンクリート材料費				0				0				0	
	ポンプ車													
	打設手間													
	機材費													
	残コン処理費													
	材料試験費													
	鉄骨廻りシール費													
ダイヤモンド コア 工事	コア穿孔	13,000	4 ヵ所	52,000	122,400	13,000	8 ヵ所	104,000	244,700	13,000	12 ヵ所	156,000	367,000	
	石処理産廃費	5,400	1 回	5,400		10,700	1 回	10,700		16,000	1 回	16,000		
	圧縮強度確認試験費	65,000	1 回	65,000		130,000	1 回	130,000		195,000	1 回	195,000		
	鉄骨廻りシール工事													
エポキシ 樹脂工事	エポキシ樹脂注入				0				0				0	
	材料試験費													
鉄骨工事	PL=19				0				0				0	
	PL=16													
	PL=12													
	貫通用ボルト													
	施工図、原寸費													
	現場実測費													
	工場製作費													
	工場検査費													
	錆止め塗装費 2回塗装													
	貫通ボルト用削孔													
経費	一般管理費	65,000	1 式	65,000	469,300	84,500	1 式	84,500	604,500	101,400	1 式	101,400	776,100	
	現場管理費	273,000	1 式	273,000		351,000	1 式	351,000		429,000	1 式	429,000		
	経費・交通費	39,000	1 式	39,000		50,700	1 式	50,700		61,100	1 式	61,100		
	法定福利費	92,300	1 式	92,300		118,300	1 式	118,300		184,600	1 式	184,600		
	計			1,436,700						2,082,900				

IV-4. 施工マニュアル

表4.7.2 第二次工事の施工コストの一覧表 (Case2B、2E、3B)

	第二次工事(Case2B) 鉄骨枠補強工事				第二次工事(Case2E) 鉄骨枠補強工事				第二次工事(Case3B) 鉄骨枠補強工事					
	単価	数量	小計	合計	単価	数量	小計	合計	単価	数量	小計	合計		
共通仮設 工事	準備費	156,000	1 式	156,000	1,820,000	156,000	1 式	156,000	1,820,000	156,000	1 式	156,000	1,820,000	
	仮設物費	195,000	1 式	195,000		195,000	1 式	195,000		195,000	1 式	195,000		
	機械器具費	650,000	1 式	650,000		650,000	1 式	650,000		650,000	1 式	650,000		
	動力用水光熱費	455,000	1 式	455,000		455,000	1 式	455,000		455,000	1 式	455,000		
	安全管理費	130,000	1 式	130,000		130,000	1 式	130,000		130,000	1 式	130,000		
	現場誘導員	39,000	6 人工	234,000	39,000	6 人工	234,000	39,000	6 人工	234,000				
直接 仮設	通路・階段養生費	169,000	1 式	169,000	1,456,000	169,000	1 式	169,000	1,456,000	169,000	1 式	169,000	1,456,000	
	鉄骨搬入経路	273,000	2 カ所	546,000		273,000	2 カ所	546,000		273,000	2 カ所	546,000		
	外部仮設足場	201,500	2 カ所	403,000		201,500	2 カ所	403,000		201,500	2 カ所	403,000		
	鉄骨搬入用ラフター・クレーン車	130,000	1 式	130,000		130,000	1 式	130,000		130,000	1 式	130,000		
	産廃費	52,000	4 m ³	208,000	52,000	4 m ³	208,000	52,000	4 m ³	208,000				
内装解体 工事	壁内装解体	84,500	2 カ所	169,000	221,000	84,500	2 カ所	169,000	221,000	84,500	2 カ所	169,000	221,000	
	解体材搬出	26,000	2 カ所	52,000		26,000	2 カ所	52,000		26,000	2 カ所	52,000		
墨出し 工事	墨出し工事	26,000	2 人工	52,000	104,000	26,000	2 人工	52,000	52,000	26,000	2 人工	52,000	104,000	
	基準墨・研り墨													
	コア穿孔位置墨	26,000	2 人工	52,000						26,000	2 人工	52,000		
鉄筋探査 工事	研り用	65,000	6.3 m ²	409,500	526,500	65,000	6.3 m ²	409,500	409,500	65,000	6.3 m ²	409,500	526,500	
	コア穿孔用	65,000	1.8 m ²	117,000		65,000	1.8 m ²	117,000		65,000	1.8 m ²	117,000		
研り工事	ダイヤモンドカッター工	6,500	13.7 m	89,050	508,170	6,500	13.7 m	89,050	508,170	6,500	13.7 m	89,050	508,170	
	研り工	520,000	0.62 m ²	322,400		520,000	0.62 m ²	322,400		520,000	0.62 m ²	322,400		
	カラ出し小運搬	156,000	0.62 m ²	96,720		156,000	0.62 m ²	96,720		156,000	0.62 m ²	96,720		
鉄筋工事	材料・加工費	23,400	6 kg	140,400	348,400	23,400	6 kg	140,400	348,400	23,400	6 kg	140,400	348,400	
	ルーン溶接	3,900	44 カ所	171,600		3,900	44 カ所	171,600		3,900	44 カ所	171,600		
	運搬費	36,400	1 回	36,400		36,400	1 回	36,400		36,400	1 回	36,400		
型枠工事	型枠	78,000	6.2 m ²	483,600	601,300	78,000	6.2 m ²	483,600	601,300	78,000	6.2 m ²	483,600	601,300	
	場内小運搬	8,500	6.2 m ³	52,700		8,500	6.2 m ³	52,700		8,500	6.2 m ³	52,700		
	運搬費	65,000	1 回	65,000		65,000	1 回	65,000		65,000	1 回	65,000		
コンクリート グラウト 工事	コンクリート材料費	130,000	0.4 m ³	52,000	1,094,960	130,000	0.4 m ³	52,000	557,700	130,000	0.4 m ³	52,000	1,094,960	
	ポンプ車	195,000	1 台	195,000		195,000	1 台	195,000		195,000	1 台	195,000		
	打設手間	104,000	1 回	104,000		104,000	1 回	104,000		104,000	1 回	104,000		
	機材費	15,600	1 セット	15,600		15,600	1 セット	15,600		15,600	1 セット	15,600		
	残処理費	97,500	1 回	97,500		97,500	1 回	97,500		97,500	1 回	97,500		
	材料試験費	93,600	1 回	93,600		93,600	1 回	93,600		93,600	1 回	93,600		
	鉄骨廻りシール費	9,800	13.7 m	134,260							9,800	13.7 m		134,260
	圧入費	3,250,000	0.1 m ³	325,000							3,250,000	0.1 m ³		325,000
	材料試験費	78,000	1 回	78,000							78,000	1 回		78,000
ダイヤモンド コア 工事	ダイヤモンドコア穿孔	4,500	40 カ所	180,000	185,400				0	4,500	44 カ所	198,000	203,400	
	処理産廃費	5,400	1 回	5,400							5,400	1 回		5,400
	圧縮強度確認試験費													
エポキシ 樹脂工事	鉄骨廻りシール工事				0	11,700	13.7 m	160,290	937,790				0	
	エポキシ樹脂注入					6,500,000	0.1 m ³	650,000						
	材料試験費					127,500	1 回	127,500						
鉄骨工事	PL=19	450	244 kg	109,710	4,477,350	450	244 kg	109,710	4,361,350	450	332 kg	149,535	5,668,805	
	PL=16	450	340 kg	152,820		450	340 kg	152,820		450	412 kg	185,265		
	PL=12	450	318 kg	143,055		450	318 kg	143,055		450	419 kg	188,730		
	貫通用ボルト	1,980	40 セット	79,200							1,980	44 セット		87,120
	施工図・原寸費	370	901 kg	333,481		370	901 kg	333,481		370	1164 kg	430,495		
	現場実測費	130	901 kg	117,169		130	901 kg	117,169		130	1164 kg	151,255		
	工場製作費	910	901 kg	820,183		910	901 kg	820,183		910	1164 kg	1,058,785		
	工場検査費	1,150	901 kg	1,036,495		1,150	901 kg	1,036,495		1,150	1164 kg	1,338,025		
	錆止め塗装費 2回塗装	340	901 kg	306,442		340	901 kg	306,442		340	1164 kg	395,590		
	貫通ボルト用削孔	460	80 カ所	36,800							460	88 カ所		40,480
	建方設置費	1,150	901 kg	1,036,495		1,150	901 kg	1,036,495		1,150	1164 kg	1,338,025		
	仮設吊り込み用治具設置	10,400	20 カ所	208,000		10,400	20 カ所	208,000		10,400	20 カ所	208,000		
現場搬入費	97,500	1 車	97,500	97,500	1 車	97,500	97,500	1 車	97,500					
経費	一般管理費	458,900	1 式	458,900	4,075,370	289,900	1 式	289,900	3,088,800	458,900	1 式	458,900	4,075,370	
	現場管理費	2,496,000	1 式	2,496,000		1,937,000	1 式	1,937,000		2,496,000	1 式	2,496,000		
	経費・交通費	318,500	1 式	318,500		318,500	1 式	318,500		318,500	1 式	318,500		
	法定福利費	801,970	1 式	801,970		543,400	1 式	543,400		801,970	1 式	801,970		
計			15,418,450				14,362,010				16,627,905			

IV-4. 施工マニュアル

表4.7.3 第二次工事の施工コストの一覧表 (Case6B)

	第一次工事(Case6B:2, 4階) 鉄骨枠補強工事				第一次工事(Case6B:1, 3, 5階) 鉄骨枠補強工事				
	単価	数量	小計	合計	単価	数量	小計	合計	
共通仮設 工事	準備費	196,560	1 式	196,560	2,778,360	215,800	1 式	215,800	3,172,000
	仮設物費	245,700	1 式	245,700		273,000	1 式	273,000	
	機械器具費	819,000	1 式	819,000		897,000	1 式	897,000	
	動力用水光熱費	573,300	1 式	573,300		630,500	1 式	630,500	
	安全管理費	163,800	1 式	163,800		180,700	1 式	180,700	
	現場誘導員	39,000	20 人工	780,000		39,000	25 人工	975,000	
直接 仮設	通路、階段養生費	219,700	1 式	219,700	2,793,700	234,000	1 式	234,000	3,887,000
	鉄骨搬入経路	273,000	4 カ所	1,092,000		273,000	6 カ所	1,638,000	
	外部仮設足場	201,500	4 カ所	806,000		201,500	6 カ所	1,209,000	
	鉄骨搬入用ラフタークレーン車	130,000	2 回	260,000		130,000	3 回	390,000	
	産廃費	52,000	8 m ³	416,000		52,000	8 m ³	416,000	
内装解体 工事	壁内装解体	84,500	4 カ所	338,000	442,000	84,500	6 カ所	507,000	663,000
	解体材搬出	26,000	4 カ所	104,000		26,000	6 カ所	156,000	
墨出し 工事	墨出し工事	26,000	4 人工	104,000	208,000	26,000	6 人工	156,000	312,000
	基準墨・研り墨								
	コア穿孔位置墨	26,000	4 人工	104,000		26,000	6 人工	156,000	
鉄筋探査 工事	研り用	65,000	12.6 m ²	819,000	1,053,000	65,000	18.9 m ²	1,228,500	1,579,500
	コア穿孔用	65,000	3.6 m ²	234,000		65,000	5.4 m ²	351,000	
研り工事	ダイヤモンドカッター工	6,500	27.4 m	178,100	1,016,340	6,500	41.1 m	267,150	1,456,910
	研り工	520,000	1.24 m ³	644,800		520,000	1.76 m ³	915,200	
	ガラ出し小運搬	156,000	1.24 m ³	193,440		156,000	1.76 m ³	274,560	
鉄筋工事	材料・加工費	23,400	12 kg	280,800	660,400	23,400	18 kg	421,200	972,400
	ルーア溶接	3,900	88 カ所	343,200		3,900	132 カ所	514,800	
	運搬費	36,400	1 回	36,400		36,400	1 回	36,400	
型枠工事	型枠	78,000	12.4 m ²	967,200	1,137,600	78,000	18.6 m ²	1,450,800	1,673,900
	場内小運搬	8,500	12.4 m ³	105,400		8,500	18.6 m ³	158,100	
	運搬費	65,000	1 回	65,000		65,000	1 回	65,000	
コンクリート グラウト 工事	コンクリート材料費	130,000	0.8 m ³	104,000	1,606,220	130,000	1.2 m ³	156,000	2,117,480
	ポンプ車	195,000	1 台	195,000		195,000	1 台	195,000	
	打設手間	104,000	1 回	104,000		104,000	1 回	104,000	
	機材費	15,600	1 セット	15,600		15,600	1 セット	15,600	
	残コン処理費	97,500	1 回	97,500		97,500	1 回	97,500	
	材料試験費	93,600	1 回	93,600		93,600	1 回	93,600	
	鉄骨廻りシール費	9,800	27.4 m	268,520		9,800	41.1 m	402,780	
	圧入費	3,250,000	0.2 m ³	650,000		3,250,000	0.3 m ³	975,000	
材料試験費	78,000	1 回	78,000	78,000	1 回	78,000			
ダイヤモンド コア 工事	ダイヤモンドコア穿孔	4,500	80 カ所	360,000	365,400	4,500	80 カ所	360,000	561,000
	加処理産廃費	5,400	1 回	5,400		4,200	44 カ所	184,800	
	圧縮強度確認試験費					5,400	3 回	16,200	
エポキシ 樹脂工事	鉄骨廻りシール工事				0				0
	エポキシ樹脂注入								
	材料試験費								
鉄骨工事	PL=19	450	488 kg	219,420	8,954,700	450	488 kg	219,420	12,489,680
	PL=16	450	679 kg	305,640		450	679 kg	305,640	
	PL=12	450	636 kg	286,110		450	1330 kg	598,410	
	貫通用ボルト	1,980	80 セット	158,400		1,980	80 セット	158,400	
						1,500	44 セット	66,000	
	施工図、原寸費	370	1803 kg	666,962		370	2497 kg	923,742	
	現場実測費	130	1803 kg	234,338		130	2497 kg	324,558	
	工場製作費	910	1803 kg	1,640,366		910	2497 kg	2,271,906	
	工場検査費	1,150	1803 kg	2,072,990		1,150	2497 kg	2,871,090	
	錆止め塗装費 2回塗装	340	1803 kg	612,884		340	2497 kg	848,844	
	貫通ボルト用削孔	460	160 カ所	73,600		460	160 カ所	73,600	
						460	88 カ所	40,480	
	建方設置費	1,150	1803 kg	2,072,990		1,150	2497 kg	2,871,090	
	仮設吊り込み用治具設置	10,400	40 カ所	416,000		10,400	60 カ所	624,000	
現場搬入費	97,500	2 車	195,000	97,500	3 車	292,500			
経費	一般管理費	577,200	1 式	577,200	5,149,300	735,800	1 式	735,800	5,670,600
	現場管理費	3,172,000	1 式	3,172,000		3,412,500	1 式	3,412,500	
	経費・交通費	390,000	1 式	390,000		442,000	1 式	442,000	
	法定福利費	1,010,100	1 式	1,010,100		1,080,300	1 式	1,080,300	
計			26,165,020				34,555,470		

4.8. 参考文献

[4.1] 日本建築防災協会：2017年改定版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説、2017.7

第IV-5 編

ガイドラインおよびマニュアルに関する技術資料

1. 本技術資料の概要

第IV-5編は、区分所有者の異なる（躯体改造時に合意形成が必要な）現場打ち壁式 RC 造住棟において、住戸間の戸境壁に新設開口を設ける場合の構造安全性の考え方を整理した第IV-2編の技術ガイドラインや、住戸間の戸境壁に、国土技術政策総合研究所が実施した総合技術開発プロジェクト研究「成熟社会に対応した郊外住宅市街地の再生技術の開発」（平成30～令和4年度、以後、国総研総プロと称する）において開発が行われた鉄骨枠を用いた開口新設補強の方法を適用する場合の設計や施工の方法を具体的に示した第IV-3、第IV-4編の鉄骨枠補強の設計マニュアルおよび施工マニュアルにおける構造安全性の確認方法や各種設計手法の根拠となる、開口新設や鉄骨枠補強に関する技術資料を整理したものである。

2章では、国総研総プロで施工実験や加力実験を行った実験試験体を対象に、鉄骨枠による開口新設補強に関する実験結果の概要、有限要素解析による鉄骨枠や接合要素の負担応力の算定結果、鉄骨枠補強の設計マニュアルで採用している鉄骨枠の補強設計法の評価精度等を示している。3章は、5階建てのRC造壁式構造住宅の想定建物を対象とした有限要素解析や骨組解析の結果を整理したものであり、技術ガイドラインにおける構造安全性の確認方法を提案する際の技術資料としたものである。

2. 実験試験体を対象とした鉄骨枠による開口新設補強に関する検証

2.1. はじめに

第IV-2編の技術ガイドラインの1.2節で示した適用条件である「開口の新設を行う戸境壁の軸耐力、せん断耐力、曲げ耐力が回復でき（崩壊機構が改修前後で変化せず）、各住戸内で実施可能な（周囲の住戸内への立ち入りが必要ない）補強方法」の一例として、本章では、国総研総プロにおいて開発、検証が行われた鉄骨枠による開口新設補強を想定している。ここでは、参考資料として、国総研総プロにおける施工実験および加力実験の概要に加え、同試験体を対象とした有限要素解析の結果、鉄骨枠補強の設計マニュアルで採用している鉄骨枠の補強設計法の基本的な考え方とその評価精度を整理した結果を示す。

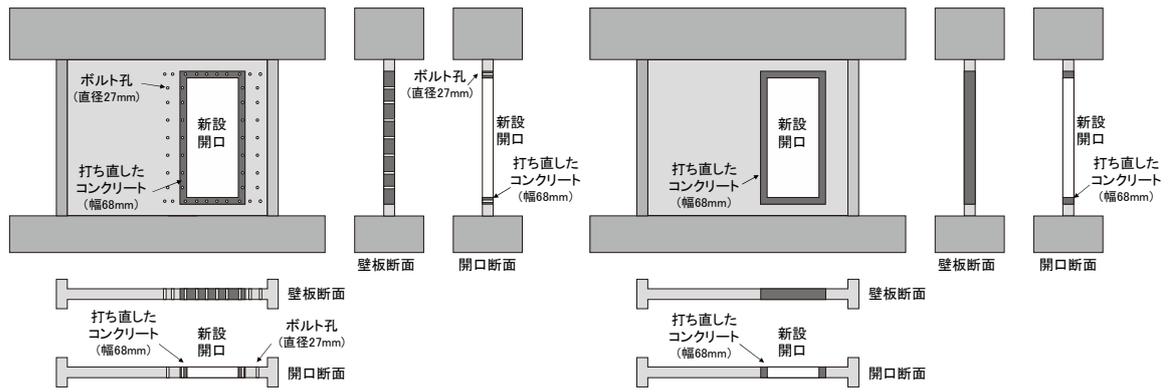
2.2. 鉄骨枠による補強を行った施工実験の概要

2.2.1. 施工概要

本節では、縮尺 0.6 の実験試験体を対象に実施した施工実験の概要を示す。鉄骨枠による開口新設補強は、表2.2.1、図2.2.1、写真2.2.1 に示す手順で行っており、開口部分のコンクリートのはつり出しを行った後、開口周辺の配筋、コンクリートの打ち直しを行っている。既存壁板を挟み込むように鉄骨枠を両側から設置した後、接着接合による一体化を図る試験体ではエポキシ樹脂を、ボルト接合による一体化を図る試験体では無収縮モルタルを充填している。

表2.2.1 開口の新設補強の手順

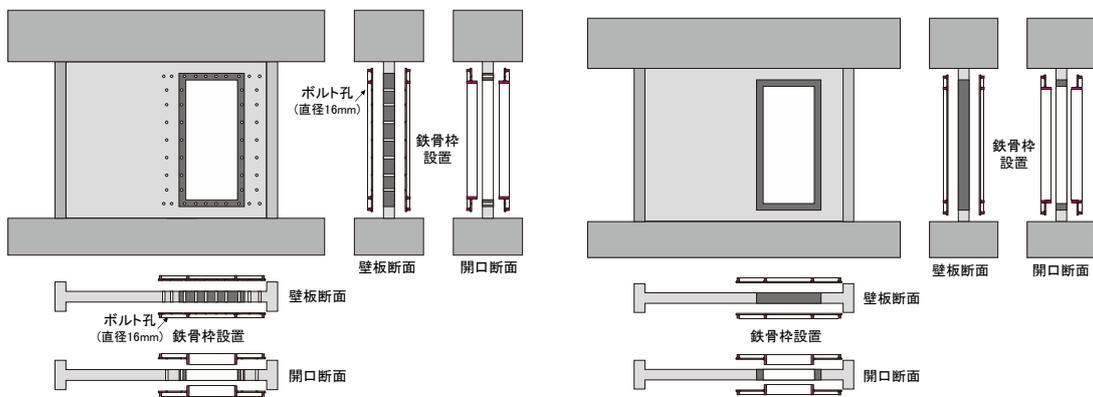
工程	目的	ボルト 接合	接着 接合
1. 鉄筋探査	開口新設を目的としたコンクリートのはつり出しに支障がないか、コンクリートシリンダーの採取や接合ボルト挿入用の開孔設置を目的としたコア抜きを行う箇所に鉄筋がないかを確認する。	◎	◎
2. コンクリートシリンダーの採取	コンクリートの品質が確保されていることを確認し、コンクリートの強度に依存して決まる接合部分のせん断強度が確保されていることを確認するための一軸圧縮試験の実施用にシリンダー試験片を採取する。	◎	◎
3. コンクリートのはつり出し	開口の新設を行うと共に、開口周辺部分に壁縦筋や壁横筋の定着部を設けるためのスペースを確保する。	◎	◎
4. 開口周辺の配筋	開口周辺において、切断した壁縦筋、壁横筋の定着を行う。	◎	◎
5. コンクリート打設	開口周辺で定着した壁縦筋、壁横筋を充填するためのコンクリート打設を行う。	◎	◎
6. ボルト貫通孔の設置	既存躯体と鉄骨枠をボルトで接合するための貫通孔を設ける。	◎	—
7. 壁面における接合面の処理	接着接合を行う試験体において、既存躯体と鉄骨枠の間の接着面のせん断強度を確保する。また、ボルト接合を行う試験体でも、鉄骨枠を設置する際の精度を確保する上で必要な処理を行った方がよい。	◎	◎
8. 鉄骨枠の製作、設置	開口周辺を補強するための鉄骨枠を設置する。	◎	◎
9. 鉄骨枠—既存躯体間へのエポキシ樹脂の充填	既存躯体—鉄骨枠間を接着し、両者の一体性を確保すると共に、鉄骨枠の脱落が生じないようにする。	—	◎
10. 鉄骨枠—既存躯体間への無収縮モルタルの充填	ボルトのだぼ効果が早期に発現するように、既存躯体—鉄骨枠間やボルト—貫通孔間の隙間を充填し、両者の一体性を確保する。	◎	—
11. ボルトの締め付け	ボルトにゆるみが生じ、鉄骨枠の脱落が生じないように、ボルトの締め付けを行う。	◎	—



(a) ボルト接合の場合

(b) 接着接合の場合

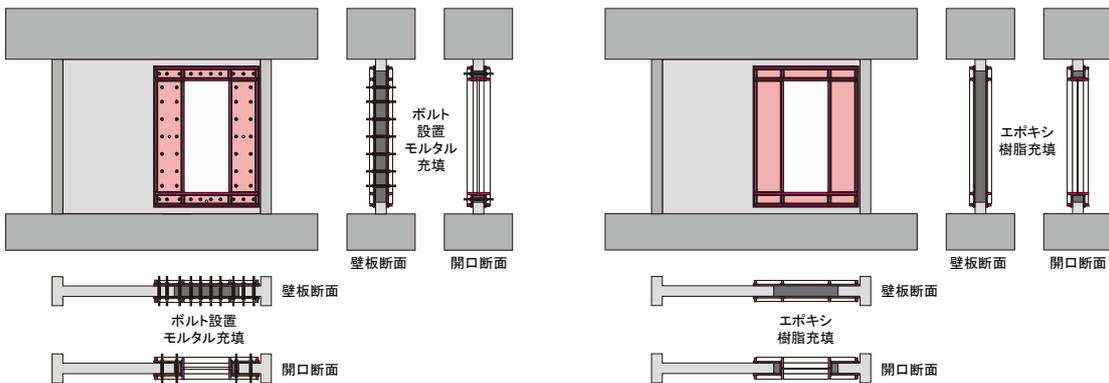
(i) 開口新設、開口周辺のコンクリート打設



(a) ボルト接合の場合

(b) 接着接合の場合

(ii) 鉄骨枠の設置



(a) ボルト接合の場合

(b) 接着接合の場合

(iii) 鉄骨枠の固定

図2.2.1 開口の新設補強の手順

IV-5. 技術資料



(a) 製作した同一形状、同一配筋の試験体



(b) 新設開口部分のコンクリートのはつり出し



(c) 開口周辺のコンクリート打設の様子



(d) 開口補強試験体 WOB のコンクリート打設後



(e) 開口補強試験体 WOE のエポキシ樹脂充填



(f) 開口補強試験体 WOB の無収縮モルタル充填



(g) 開口補強試験体 WOE の完成状況



(h) 開口補強試験体 WOB の完成状況

写真2.2.1 縮尺0.6の模型試験体を用いた施工実験の様子

2.2.2. 工程

耐力壁試験体2体（WOE、WOB）、要素試験体16体（E1、E2、B1、B2を各4体）を対象に、開口の新設および鉄骨枠、鉄骨治具の取り付けを目的とした施工実験を実施した。表2.2.2に施工実験の工程を示す。施工実験は2021年7月9日から9月10日の間に実施され、施工期間は約2か月である。ただし、各作業の間で日程の調整が付き、間が空いてしまった期間もあり、作業の延べ日数は19日程度である。また、今回は異なる二種類の接合方法を採用しており、作業日を意図的にずらした関係で延べ日数が増えた点も勘案する必要があるが、上記の延べ日数に、コンクリートの養生期間（一週間程度）、鉄骨枠接合後の養生期間（エポキシ接合：一週間程度、ボルト接合：数日程度）を加算すれば、1か月強の期間での施工も可能であったものと考えられる。

表2.2.2 施工実験の工程

作業日数	作業日	作業期間	対象	作業内容
1	7/09	1	WOE、WOB	開口位置の墨出し
2	7/10	2	WOE、WOB	鉄筋探査
3	7/21	13	WOE	コア抜き（開口新設予定箇所）
			WOB	コア抜き（開口新設予定箇所＋開口周辺の既存部分）
			B1	コア抜き
4	7/26	18	WOE	コンクリートのはつり出し
5	7/27	19	WOB	コンクリートのはつり出し
			WOE、WOB	切断した鉄筋の折り曲げ、縦筋の配筋、損傷した鉄筋の修復
6	7/30	22	WOE、WOB	型枠設置、切断されたひずみゲージの修復
7	8/06	29	WOE、WOB、E2、B2	コンクリート打設
8	8/16	39	WOE、WOB、E2、B2	脱型
9	8/18	41	WOE	断面の修復
10	8/20	43	WOB	コア抜き（開口周辺のコンクリートの打ち直しを行った新設部分）
			B2	コア抜き
11	8/23	46	WOE、WOB	コンクリート表面のサンダーケレン
			E1、E2、B1、B2	コンクリート表面のサンダーケレン
12	8/27	50	WOE、WOB	鉄骨枠の搬入、設置
			E1、E2、B1、B2	鉄骨治具の搬入
13	8/30	53	WOB	鉄骨枠、ボルト、型枠の設置
14	8/31	54	E1、E2、B1、B2	鉄骨治具の設置
			B1、B2	ボルト、型枠の設置
15	9/03	57	WOE、E1、E2	鉄骨枠、鉄骨治具周辺へのシール材の塗布
16	9/04	58	WOE、E1、E2	鉄骨枠、鉄骨治具内へのエポキシ樹脂の充填
17	9/06	60	WOE、E1、E2	鉄骨枠、鉄骨治具頂部へのシール材の塗布、清掃
			WOB、B1、B2	鉄骨枠、鉄骨治具内へのモルタル充填
18	9/10	64	WOB、B1、B2	脱型、清掃
19	9/13	67	WOE	鉄骨枠の固定に用いていた栈木、万力等の取り外し

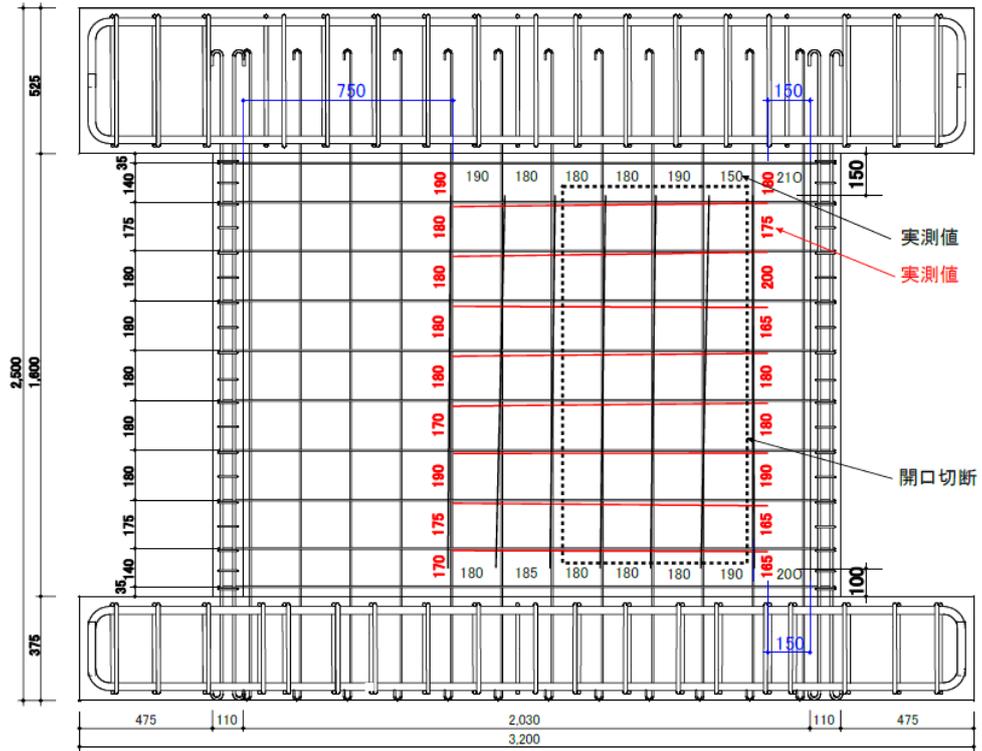
2.2.3. 実施内容

本項では、施工実験における各工程の概要を説明する。なお、施工時の写真や一部の図面については、第IV-4編の施工マニュアルにおける3章「管理項目と留意事項」の記載を参考にされた。

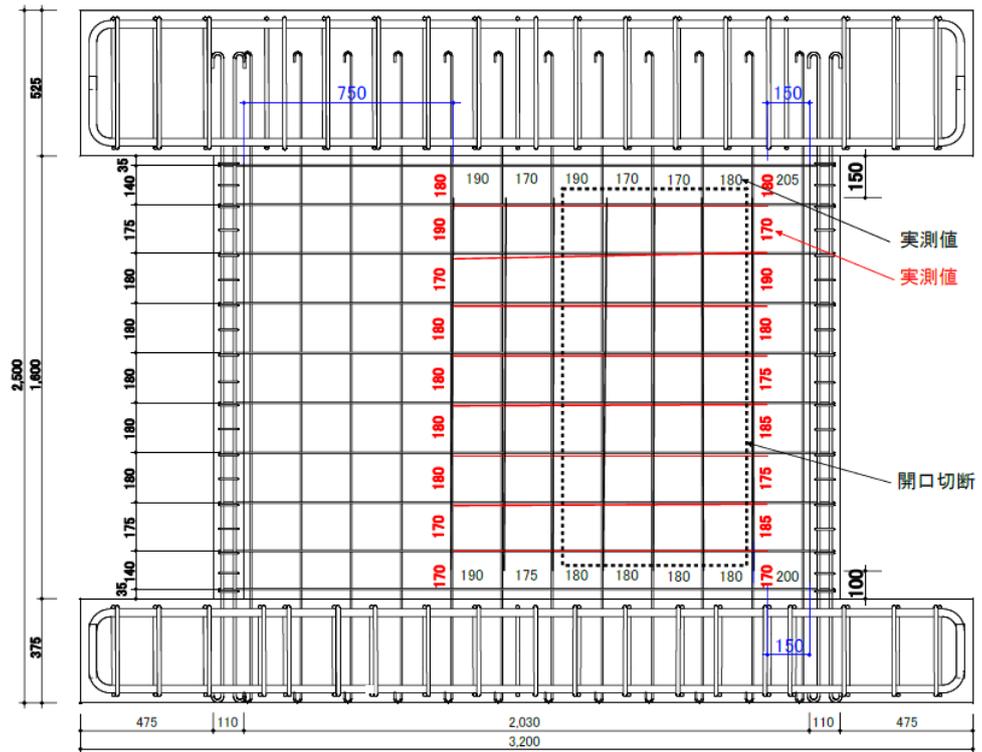
2.2.3.1. 鉄筋探査

施工実験の実施にあたり、開口新設を目的としたコンクリートのはつり出しに支障がないか、コンクリートシリンダーの採取や接合ボルト挿入用の開孔設置を目的としたコア抜きを行う箇所に鉄筋がないかを確認するための鉄筋探査を実施した。対象は試験体 WOE、WOB である。探査には試験体の壁厚（110mm）よりも最大探知深さ（150mm）が大きい Dtect150 professional を使用した。なお、本実験試験体の配筋はダブル配筋であるが、手前に鉄筋があると奥の鉄筋は感知しにくくなるため、壁の両側から探査を実施した。図2.2.2 に試験体 WOE、WOB の試験体製作時の配筋と、鉄筋探査により推定した開口新設予定箇所周辺の壁縦筋、壁横筋の位置を示す。壁縦筋に関して、試験体製作時の図面と探査した位置が比較的良く対応しているが、壁横筋については、最大で 30mm 程度のずれが見られるなど試験体製作時の図面とのずれが大きい。どちらかという壁横筋が下方にずれている箇所が多いため、コンクリート打設時に壁横筋の位置がずれた可能性が高いが、壁縦筋との結束を行っていたものの、丸鋼であったため固定が不十分であったことが原因と考えられる。なお、本実験では、開口や開孔の設置位置を変更するほどの鉄筋位置のずれはなかったが、不備が発生する可能性が高い場合には、設計変更が必要となる可能性もあるため、鉄筋探査は早めに実施し、その結果を補強計画に適切に反映することが望ましい。

IV-5. 技術資料



<西面>

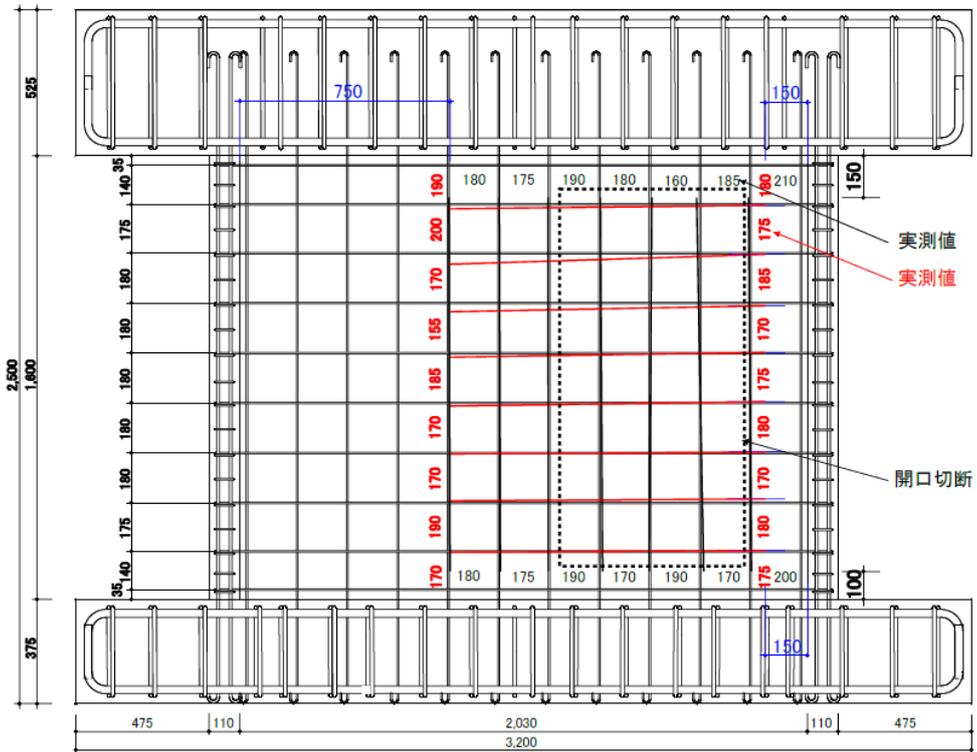
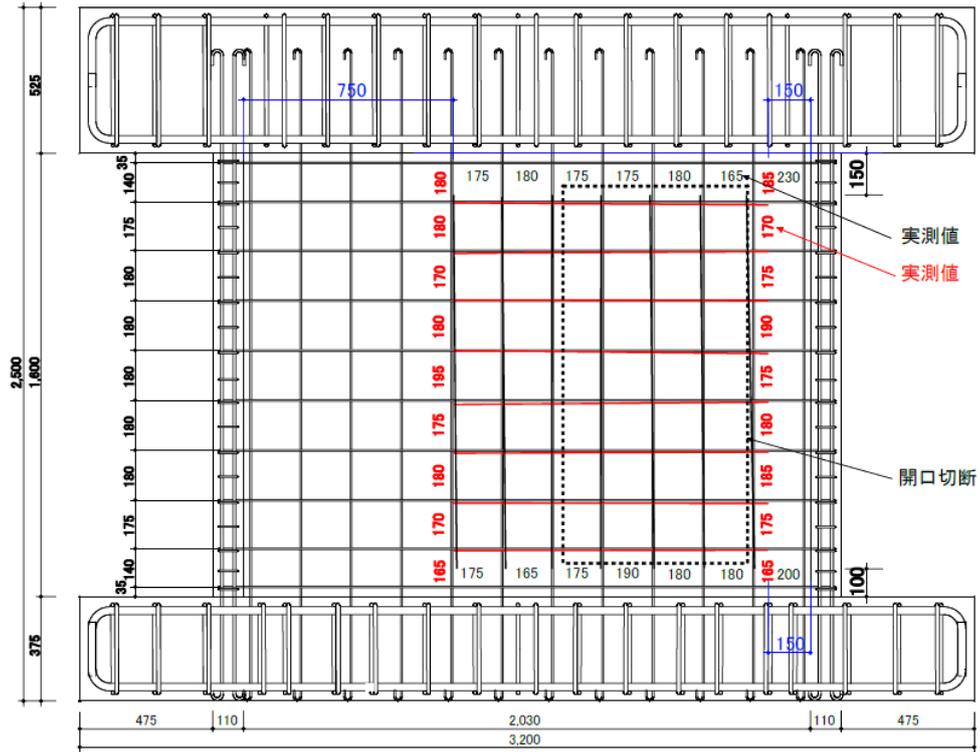


<東面>

(a) 試験体 WOE

図2.2.2 鉄筋探査の結果

IV-5. 技術資料



(b) 試験体 WOB

図2.2.2 鉄筋探査の結果

2.2.3.2. コンクリートシリンダーの採取

開口の新設予定箇所のコンクリートから、圧縮試験用のシリンダー試験片を採取した。シリンダー試験片を対象とした圧縮試験を実施することで、開口新設後に回復するべき目標性能（戸境壁のせん断剛性、せん断耐力）や、既存躯体－鉄骨枠間の接合要素のせん断強度（寸切りボルトのダウエル効果やエポキシ樹脂の接着）が明確になるため、シリンダー試験片の採取や圧縮試験は、補強計画を立案している段階で早めに行うことが望ましい。また、既存躯体に及ぼす影響が最小限となるように、シリンダー試験片の採取箇所やコア抜きを機器を設置するための機械式のあと施工アンカーを埋め込む箇所は、開口の新設予定箇所（コンクリートのはつり出しを行う箇所）に限定しているが、本実験のように開口新設位置に沿って多くのシリンダー試験片を採取した場合、コンクリートのはつり出しを行う前に当該耐力壁のせん断耐力が低下する恐れもあるので、注意が必要である。

施工の手順としては、最初に壁板にハンマードリルで孔を設けて（乾式穿孔）、機械式のあと施工アンカーボルトを埋め込み、アンカーボルトで固定したダイヤモンドコアドリルを用いて、穿孔を行った（湿式穿孔）。図2.2.3にシリンダー試験片を採取した位置の情報を示す。採取した試験片の直径は、サイズ 52mm のコアで 45.5mm（材料試験の実測の平均値とする）、サイズ 75mm のコアで 68.1mm（材料試験の実測の平均値とする）となった。シリンダー試験片の圧縮強度は、シリンダー試験片の形状によって異なるため、「JISA1107:2012 コンクリートからのコアの採取方法および圧縮強度試験方法」では、直径に対する高さの比率が 1.00 以上 1.90 未満の場合は、試験で得られた圧縮強度に補正係数を乗じて直径の 2 倍の高さを持つ試験片の強度に換算するものとしている。本実験試験体における直径に対する高さ（壁厚 110mm）の比率は、直径 45.5mm の場合で 2.42、直径 68.1mm の場合で 1.62 となるため、前者は圧縮強度を過小評価しないようにシリンダー試験片の切断等を行って 2.0 に近い比率に補正する必要がある、後者は補正係数を用いた圧縮強度の低減が必要となる。なお、壁式構造の戸境壁については、150mm もしくは 180mm の壁厚が標準であることから、壁厚が 150mm の場合はサイズ 75mm 程度、壁厚が 180mm の場合はサイズ 100mm 程度のダイヤモンドビットを用いるのが適切と考えられる。

採取したシリンダー試験片の数は、試験体 1 体につき 24 本（直径 45.4mm を 12 本、直径 68.4mm を 12 本）である。図2.2.3に示すように、シリンダー試験片にはナンバリングを行っており、シリンダー試験片を採取した高さの違いが圧縮強度に及ぼす影響を検証できるようにしている。また、鉄筋探査の結果も踏まえ、鉄筋との接触がないことを十分に確認してコア抜きを実施したが、シリンダー試験片には、壁縦筋や壁横筋が含まれていないことも確認している。なお、本実験では、ダイヤモンドコアドリルの固定の際に、機械式のあと施工アンカーを打ちこんでいるが、打ちこみ位置が壁筋の配筋位置と近接していた箇所があった。あと施工アンカーを打ち込んだのはコンクリートのはつり出しを予定していた部分ではあるが、定着用のフックを設けるなどして、補強後も使用する鉄筋が損傷すると問題となるので、あと施工アンカーの打ちこみ位置は、壁筋の配筋位置から少し離れた位置とすることが望ましい。

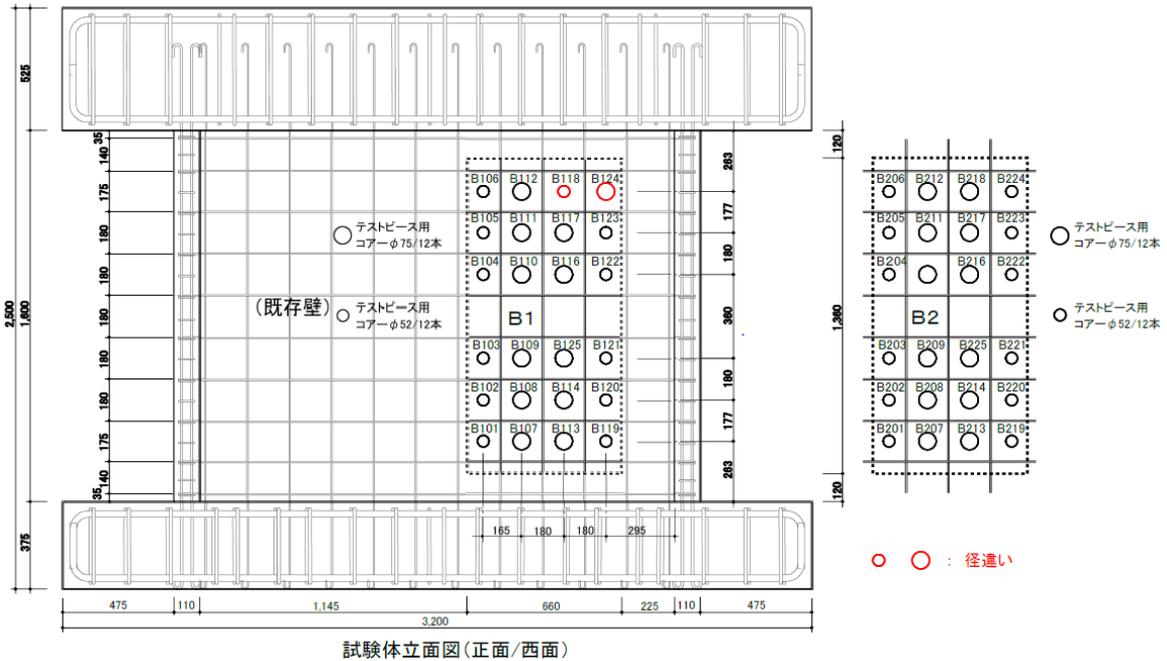


図2.2.3 コンクリート試験片の採取箇所（図中のB1は試験体W0E、B2は試験体W0Bを示す）

2.2.3.3. コンクリートのはつり出し

図2.2.3の点線で示した開口の新設部分およびその周辺部分（壁縦筋や壁横筋の定着を行う部分で、コンクリートの打ち直しを行う部分）を含む660mm×1360mmの範囲について、コンクリートのはつり出しを行った。コンクリートのはつり出しは、壁板の両面から周囲に集塵装置の付いた丸鋸（隅角部周辺は丸鋸が入らないので、ハンドグラインダー）で切り込みを入れてから行い、周辺の残存部分のコンクリートにひび割れ等の損傷を与えないようにした。しかしながら、後述する壁配筋において、開口の新設予定箇所（コンクリートのはつり出しを行う箇所）の壁筋に定着部を設けて利用する計画としていたため、壁筋の切断がないように配慮し、壁筋のかぶり厚さ20mmに対して、深さ15mmの切り込みを設けるに留めたため、壁厚（110mm）に対して、切り込みの深さ（30mm）が十分でなく、電動ハンマーによるはつり出しの際に、周囲のコンクリートの一部が剥落した箇所があった。そこで、壁板の中央付近が少し飛び出るような形で残存することを許容し、開口周辺部では無理なはつり出しを行わないようにしたところ、損傷が生じにくくなった。

また、実験では壁筋の径が6mmと細かった（通常は9mm以上）ため、電動ハンマーによるはつり出しの際に、壁筋の破断や断面欠損が生じた箇所があった。壁筋を残したままはつり作業を行うことは難易度が高く、丁寧に注意深い作業を行ったとしても限界があるため、将来的には壁筋を切断しても問題のない工法が開発されることが望ましい。

なお、新たに打ち直す開口周辺部分のコンクリートでは、既存躯体との一体性を確保する必要があるため、両者の打ち継ぎ面（はつり出しを行った壁厚方向の断面）にはせん断伝達に支障がないように、目荒しによって十分な凸凹を付ける必要がある。施工実験では、電動ハンマーによるはつり出しを行うことで、平均して10mm程度の凸凹が境界部分に形成されたため、打ち継ぎ面に特別な処理は行わなかった。

2.2.3.4. 開口周辺の配筋

開口周辺において、切断した壁縦筋、壁横筋の定着を目的とした配筋工事を行った。既存躯体の壁縦筋、壁横筋について、コンクリートの打ち継ぎ面から十分な長さを確保して切断した後、壁縦筋は 90° に折り曲げて必要な定着長を確保し、壁横筋は端部に 180° フックを設けた。また、別途用意した壁縦筋を、壁横筋の 180° フックの内側に設置した。

壁縦筋は 90° に折り曲げたその先の部分で必要な定着長さを確保する方針とした。コンクリートの圧縮強度を 18N/mm^2 、 6ϕ の壁縦筋の降伏強度を 235N/mm^2 と仮定し、RC 規準^[2.1]により丸鋼の短期付着応力度を 1.08N/mm^2 (上端筋の場合) とすると、必要定着長さは、直線定着の場合で 220mm ($37d$)、フックを付けた (作用応力を $2/3$ 倍した) 場合で 145mm ($24d$) となる。施工実験では、定着長さを可能な範囲でできるだけ長く取ることとし、直線定着の場合で 375mm 、フックを設ける場合で 255mm と、必要定着長さに対して、 1.7 倍程度の余裕度を持たせた (第IV-4編の図3.5.1参照)。なお、壁縦筋の実強度が規格降伏強度よりも高くなると、必要定着長さが長くなるが、当該部分に用いられるコンクリートの圧縮強度が既存躯体よりも高くなると、必要定着長さは短くなるため、定着部に関しては十分な余裕度が確保できるものと思われる。

施工実験では、先端に切り込みを入れた2本の鉄筋 (D13) を用いて、直径 6mm の壁筋を挟み込むようにして、 90° および 180° の折り曲げ加工を行ったが、大きな施工誤差はなかった。また、図2.2.4に示すように、コンクリートのはつり出しの際に、WOB試験体では壁横筋の断面欠損が1箇所、WOB試験体では壁横筋の破断が1箇所、壁横筋の断面欠損が2箇所が生じたため、フック付きの鉄筋や添え筋といった増設鉄筋を用意し、両側溶接で直径の5倍の溶接長 (30mm) を確保することを目標として補修を行った。しかしながら、一部の鉄筋では、損傷した箇所が開口際に近かったため、必要な溶接長が確保できなかった。本来であれば、必要な定着長が確保できるように、周辺のコンクリートのはつり出しをさらに行い、壁横筋を露出する必要があったものと考えられる。

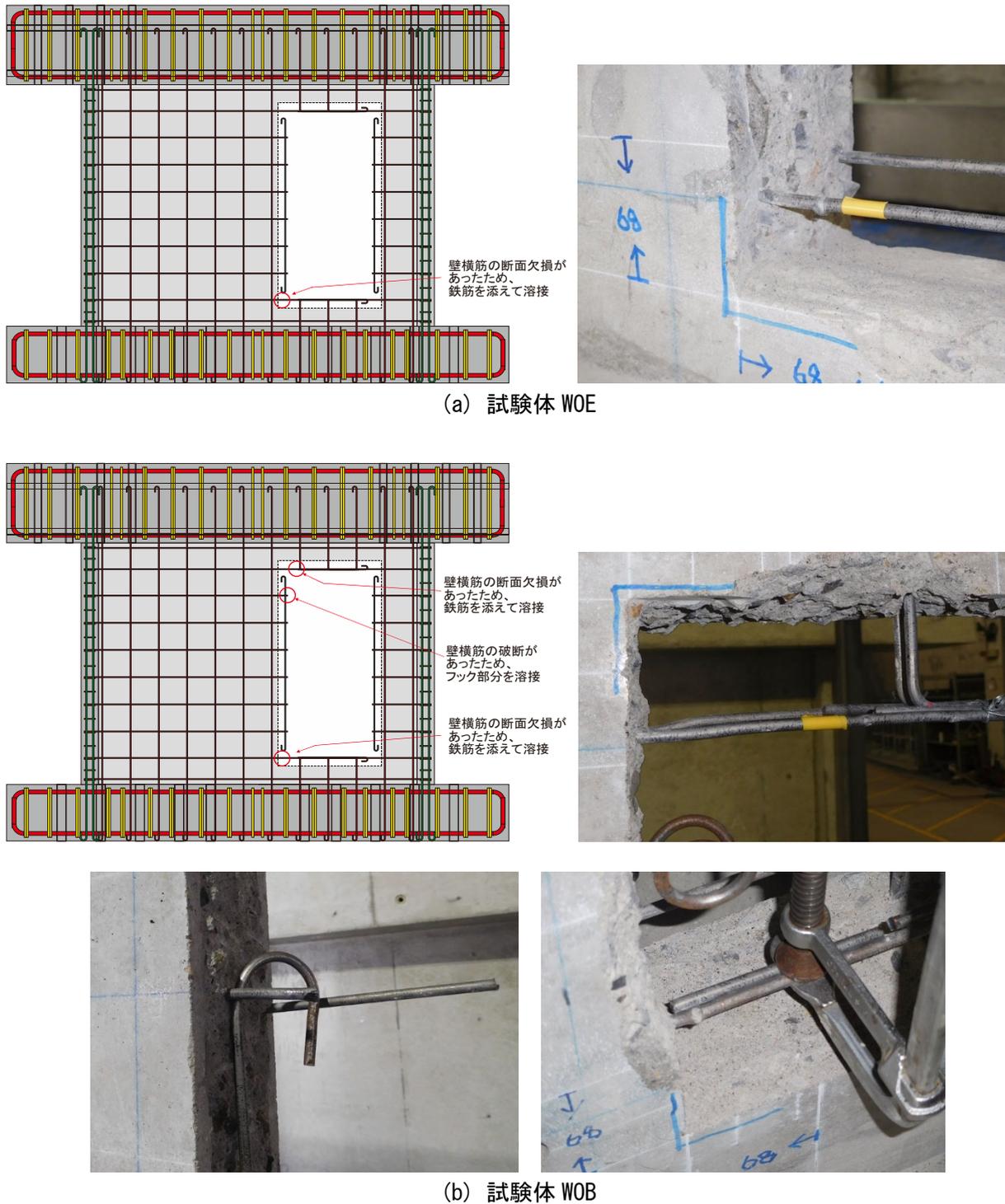


図2.2.4 鉄筋の損傷箇所

2.2.3.5. コンクリート打設

開口周辺で定着した壁縦筋、壁横筋を充填するためのコンクリート打設を行った。施工実験では、開口周辺に型枠を設けた後、コンクリート打設を実施し、10日間の養生期間を経て、脱型を行った。開口周辺に設けた型枠は、コンクリートの打設時に膨らまないように壁板の面外方向に十分に拘束すると共に、充填性に配慮し、開口側面の型枠のふたを高さ方向に4分割できるようにし、充填状況を確認できた箇所から型枠を固定できるように工夫した。霧吹きを用いて型枠内

を十分に湿らせ、スランプ、空気量、温度の確認を行った上で、コンクリートの打設を手作業で行った。試験体 WOB では、コンクリートの打ち直しを行った箇所にボルト貫通用の開孔を設ける必要があるため、当初は早強コンクリートを用いて施工期間を短縮することを検討していたが、施工実験を行った時期が夏季であったため、周辺に早強コンクリートの出荷を行っているプラントがなく、最終的に普通コンクリートを用いることとした。コンクリートは一般に普及している呼び強度 33 のものを用い、既存躯体のコンクリート強度（呼び強度 15）を十分に上回る水準とした。スランプは 18cm、粗骨材の最大寸法は施工性に配慮して 13mm とした。なお、標準養生を行ったシリンダー試験片の材齢 7 日の平均強度は 35.6N/mm^2 、材齢 28 日の平均強度は 49.8N/mm^2 となり、呼び強度を十分に上回る強度が発現していた。また、打ち直しを行ったコンクリートにボルト貫通孔を設ける前に実施した、現場封緘を行った材齢 11 日のシリンダー試験片でも、平均強度は 34.4N/mm^2 となり、施工を行う上で十分な強度が確保されていた。

新設開口の上側はコンクリートの打設が難しいが、施工実験では型枠の一方を斜め 45° 方向に開いたアサガオ型とし、壁板からコンクリートがあふれ出すように打設を行ったが、縮尺 $2/3$ の試験体であり、打設範囲が限られていたため、コンクリートが完全に硬化する前に、あふれ出したコンクリートを除去し、表面をコテで仕上げる形で成形を行った。

対象となる断面が 110mm （壁厚） $\times 68\text{mm}$ と非常に狭いため、コンクリートの打設時には十分な配慮を行ったが、試験体 WOE では、一部にコンクリートの充填が不十分な箇所があったため、脱型後に無収縮モルタルを用いて、断面の修復を行った。また、写真 2.2.2 に示すように、要素試験に用いる試験体 E2、B2（計 8 体）の製作も同時に行っている。



写真 2.2.2 要素試験体（E2、B2）の製作

2.2.3.6. ボルト貫通孔の設置(ボルト接合の場合)

ボルト接合の耐力壁試験体 WOB、要素試験体 B1、B2 について、ボルト貫通孔の設置を行った。使用したダイヤモンドビットのサイズは 27mm であり、貫通孔の直径はボルト径 14mm に対して約 27mm となり、平均的なボルト周辺の間隔は、後述する鉄骨枠—既存躯体間の間隔（目地幅） 10mm に対して、やや狭い 6.5mm となる（写真 2.2.3(g)）。既存壁板に 22 箇所、開口周辺の打ち直しを行った部分に 26 箇所の計 48 箇所に貫通孔を設けたが、このうち既存壁板の大部分、要素試験体 B1 については、2.2.3.2 のコンクリートシリンダーの採取の際に貫通孔を設けている（写真 2.2.3(a)）。ここでは、打ち直した開口周辺のコンクリートの圧縮強度が十分に発現したことを確認した上で、写真 2.2.3(b) に示すように既存壁板の残りの部分と打ち直し部分、また、

写真2.2.3(c)に示すように要素試験片 B2 に貫通孔を設けた。2.2.3.2 のコンクリートシリンダーの採取では、貫通孔を設けるためのダイヤモンドコアドリルの固定にあと施工アンカーの埋め込みが必要となり、あと施工アンカーを埋め込む箇所が壁筋の配筋位置と近いと、内部の壁筋が損傷する恐れがあることについて触れたが、ここでは、**写真2.2.3(d)**に示すように、新設開口を介して、ダイヤモンドコアドリルを固定した鉄板を万力で挟み込むことにより、あと施工アンカーを設けずに施工を行っている。

なお、既存壁板への削孔では、**写真2.2.3(e)**に示すように、鉄筋探査によって確認した壁筋位置と開孔が近接した箇所があり、壁筋の切断や損傷の可能性があったことが施工後に判明した。施工者へのヒアリングとコンクリート片の状況から、壁横筋の切断はなかったものと判断したが、後日実施した打ち直し部分への削孔では、壁筋に接触した場合は削孔をやめ、位置を少しずらして削孔を再開することを申し合わせた。実際に、**写真2.2.3(f)**に示すように、位置をずらして削孔を行った箇所が数か所あったが、内部を確認したところ、壁筋が切断された形跡は見られなかった。

IV-5. 技術資料



(a) 施工前の様子



(b) 施工後の様子



(c) 要素試験体 B1、B2 への開孔



(d) あと施工アンカーを用いない開孔方法



(e) 開孔と鉄筋位置（青線）の近接



(f) 途中で削孔をやり直した開孔の内部の様子



(g) 貫通孔とボルト径の関係

写真2.2.3 ボルト貫通孔の設置

2.2.3.7. 壁板における接合面の処理

エポキシ樹脂による接合を行う耐力壁試験体 WOE、要素試験体 E1、E2 について、目地材（エポキシ樹脂）とコンクリートの間の接着面の強度を確保することを目的として、ディスクグラインダーとダイヤモンドカップを用いた壁板表面のサンダーケレンを行った。壁板における接合面の処理の状況を写真2.2.4 に示す。写真に示すように、表面は手で触った時にざらついている程度で、凸凹はついていない。なお、壁板表面のサンダーケレンにはそれ程手間が掛からないことから、ボルトによる接合を行う耐力壁試験体 WOB、要素試験体 B1、B2 についても、鉄骨枠を設置する際の精度確保と無収縮モルタルー既存壁板間の摩擦抵抗に多少期待して、耐力壁試験体 WOE、要素試験体 E1、E2 と同様の処理を行ったが、これらの試験体については、表面の処理が構造性能に及ぼす影響はあまり大きくないものと考えられる。



(a) 耐力壁試験体 WOE



(b) 要素試験体 E1、E2

写真2.2.4 壁板における接合面の処理

2.2.3.8. 鉄骨枠の製作、設置

耐力壁試験体 WOE、WOB における新設開口の補強に用いた鉄骨枠を図2.2.5、図2.2.6 に示す。鉄骨枠は 2 本の柱材と 2 本の梁材によって構成される骨組であり、2 枚の鉄骨枠を既存躯体の壁板の両側から挟み込むように設置する。新設開口の高さをできるだけ大きくするために、鉄骨枠の梁せい（140mm）は、柱せい（300mm）の半分程度の寸法としている。また、鉄骨枠の柱材と梁材の断面寸法はコ形で、ウェブとフランジの厚さはそれぞれ 12mm、22mm である。鉄骨枠の挙動が大変形時まで弾性域に留まるように、鋼材の材種は SN490B とした。

鉄骨枠の外側におけるフランジ幅は 50mm であるが、鉄骨枠の内側では、既存壁板の仕口面からも鉄骨枠に応力伝達ができるように、フランジ幅を 105mm としている。仕口面において、既存壁板と鉄骨枠の間にエポキシ樹脂や無収縮モルタルが充填されるように、後述する隅肉溶接部が既存壁板と接触しないように、両者の間に 10mm のクリアランスを確保している。

鉄骨枠に既存の既製品は用いず、ウェブ、フランジを構成する鋼材を溶接することによって製作したが、当初は図2.2.7、図2.2.8 に示すように、それぞれの鋼材を完全溶け込み溶接のみで接合する予定であった。しかしながら、施工精度の確保が難しく、コストがかさむこと、また、今回検証するのが強度型の補強方法であり、鉄骨枠に塑性域の変形性能は求めていないことから、ウェブとフランジを構成する一枚の鉄板にフランジの一部を両面隅肉溶接で接合することとした。なお、せいが小さく、応力状況が厳しい梁材のフランジは一枚ものとし、柱材のフランジは当初の予定通り完全溶け込み溶接での接合を行った。また、フランジ材についてサイズ 9mm の両面隅肉溶接を行うため、柱材、梁材は外側に 10mm ずつ延長している。

なお、耐力壁試験体 WOE の鉄骨枠では、既存躯体との接着面となる内側の部分について、ブラスト処理を行い、防錆剤の塗布を行っている。本実験では、防錆剤としてメタラクト H5 を用いたが、同製品は短期バクロ型の防錆剤であるため、本来であれば長期バクロ型でショッププライマーとして用いられるメタラクト H15 を用いるべきであったものと考えられる。

また、耐力壁試験体 WOB の鉄骨枠では、寸切りボルト（M14、S45C 焼き入れ）を設置するために直径 16mm の孔を計 48 箇所、無収縮モルタルを充填するための直径 27mm の孔を計 3 箇所に設けているため、ウェブの断面欠損がある。なお、耐力壁 WOE とは異なり、寸切りボルトによるダウエル効果によってせん断伝達を行うため、既存躯体との接触面について、ブラスト処理や防錆剤の塗布は行っていない。

鉄骨枠一枚あたりの重さは 1 枚で約 193kg あり、人力での運搬が難しいため、鉄骨枠の取り付けにはクレーンを用いた。開口新設によって撤去されたコンクリートの重量（約 141kg）に対し、鉄骨枠の重量は 2 枚で約 386kg に及ぶため、開口新設に伴って、試験体の重量は増大する。なお、鉄骨枠の取り付けの際には、エポキシ樹脂や無収縮モルタルの充填に支障が出ないように、鉄骨枠-既存躯体間のクリアランス（試験体 WOE で 5mm、試験体 WOB で 10mm）を確保する必要があるため、図2.2.5、図2.2.6 に示すように、それぞれの試験体に応じたスペーサーを予め鉄骨枠の内側に設置している。また、試験体 WOE では、鉄骨枠が転倒しないように面外方向から栈木での固定を行った。試験体 WOB では、鉄骨枠の設置後に寸切りボルトの締め付けを行ったため、鉄骨枠が転倒する恐れはない。

IV-5. 技術資料

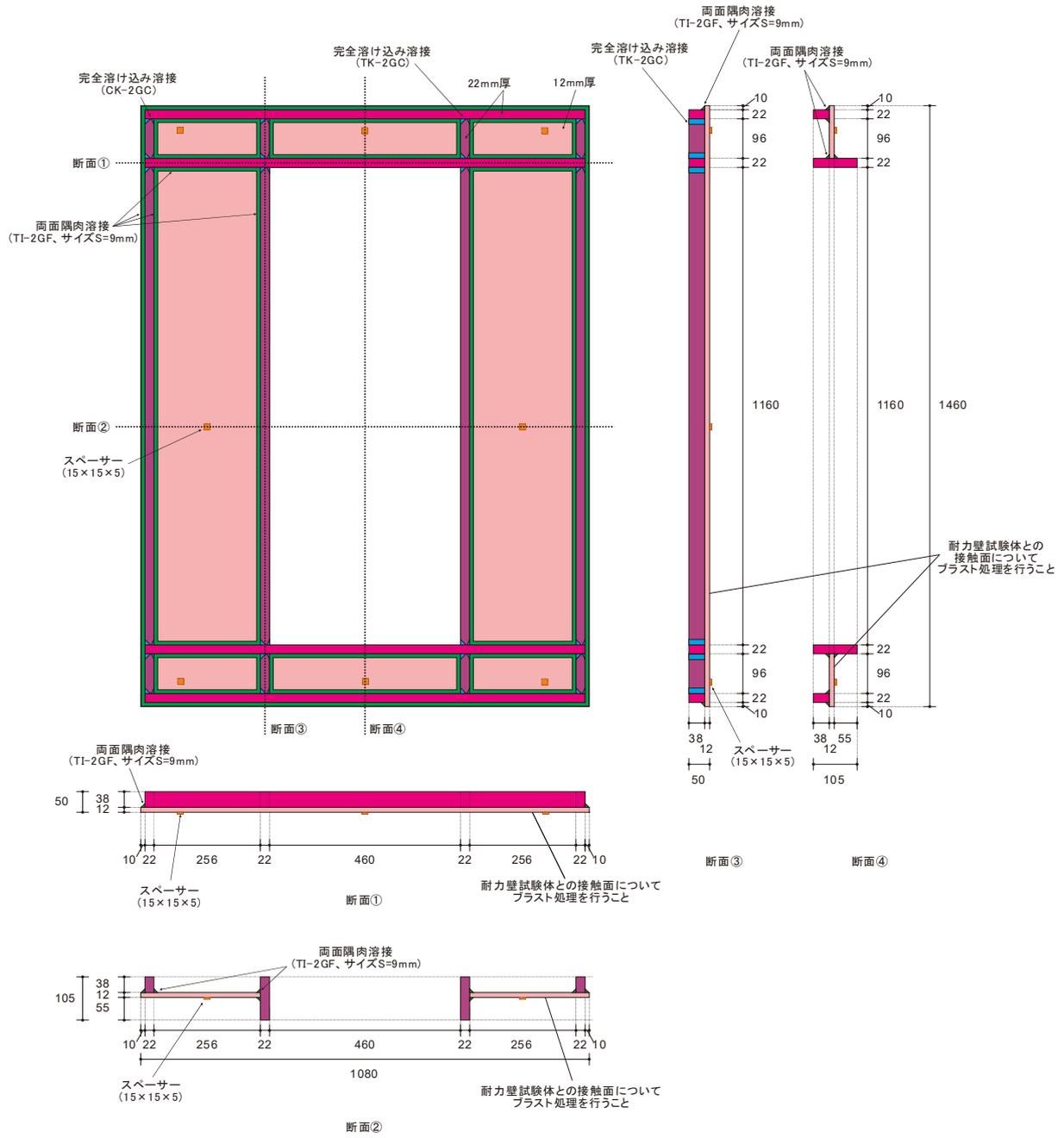


図2.2.5 耐力壁試験体 WOE に用いた鉄骨枠の詳細 (単位 : mm)

IV-5. 技術資料

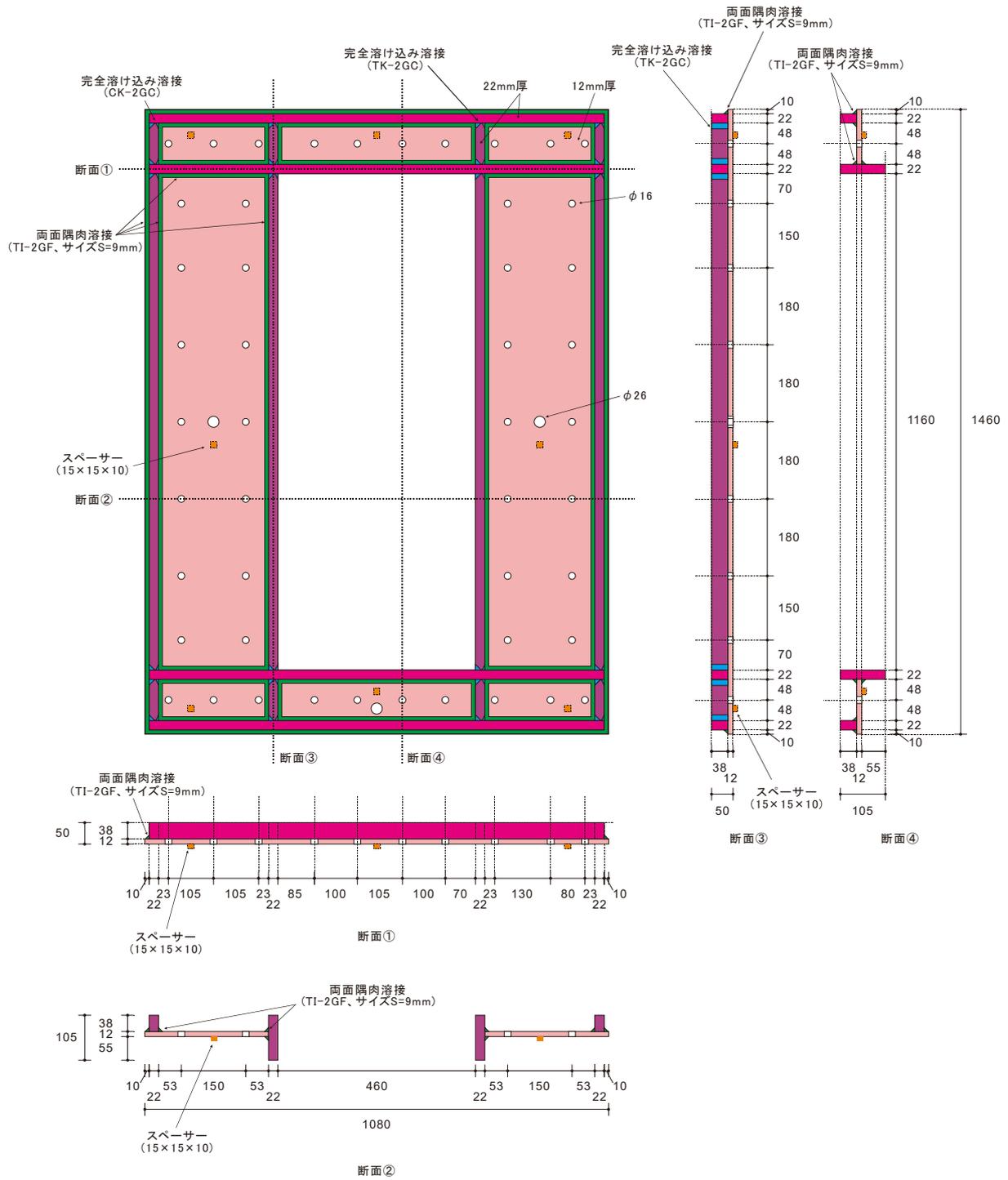


図2.2.6 耐力壁試験体 WOB に用いた鉄骨枠の詳細 (単位 : mm)

IV-5. 技術資料

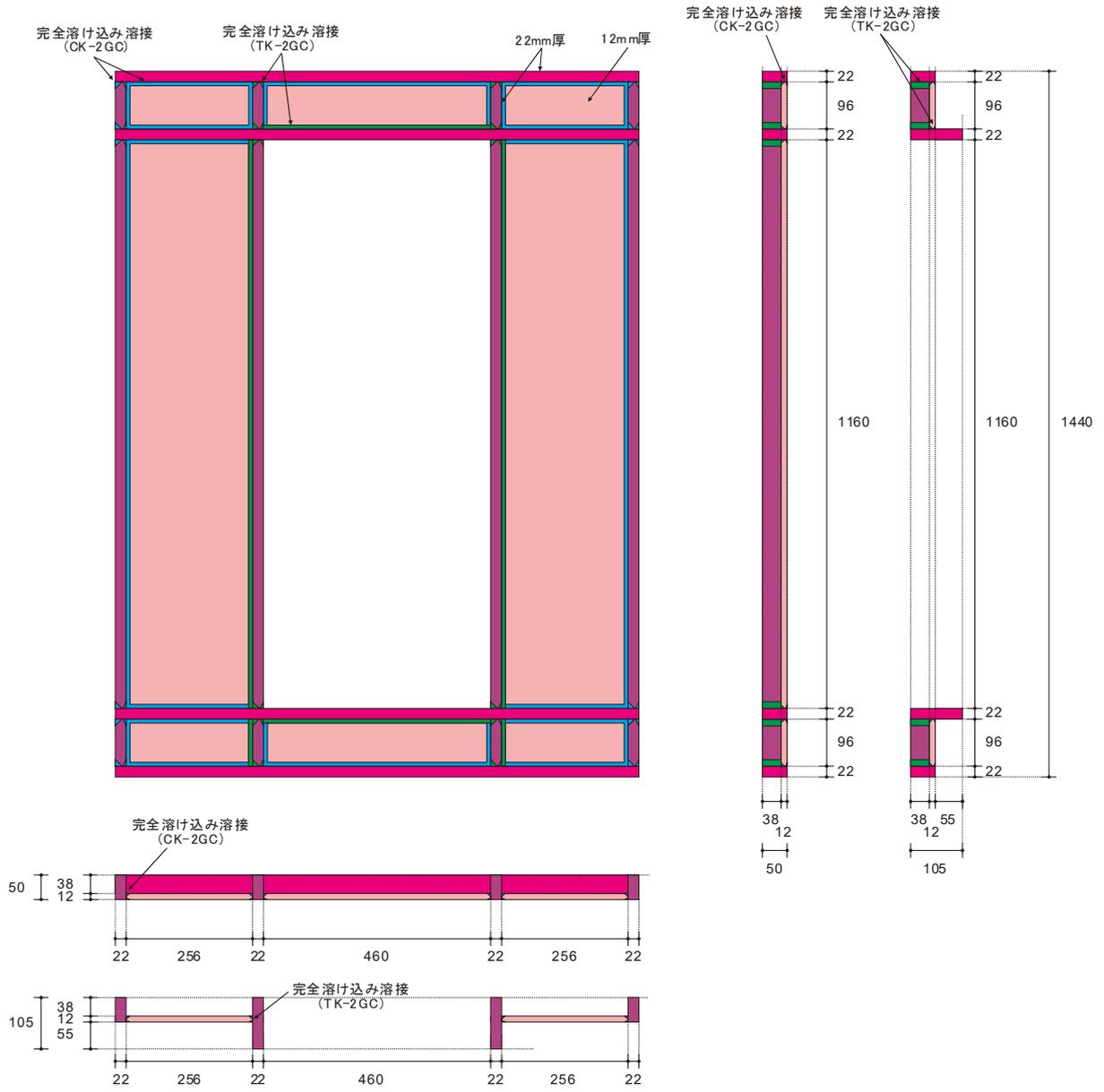


図2.2.7 耐力壁試験体 WOE に用いた鉄骨枠の当初の案 (単位 : mm)

IV-5. 技術資料

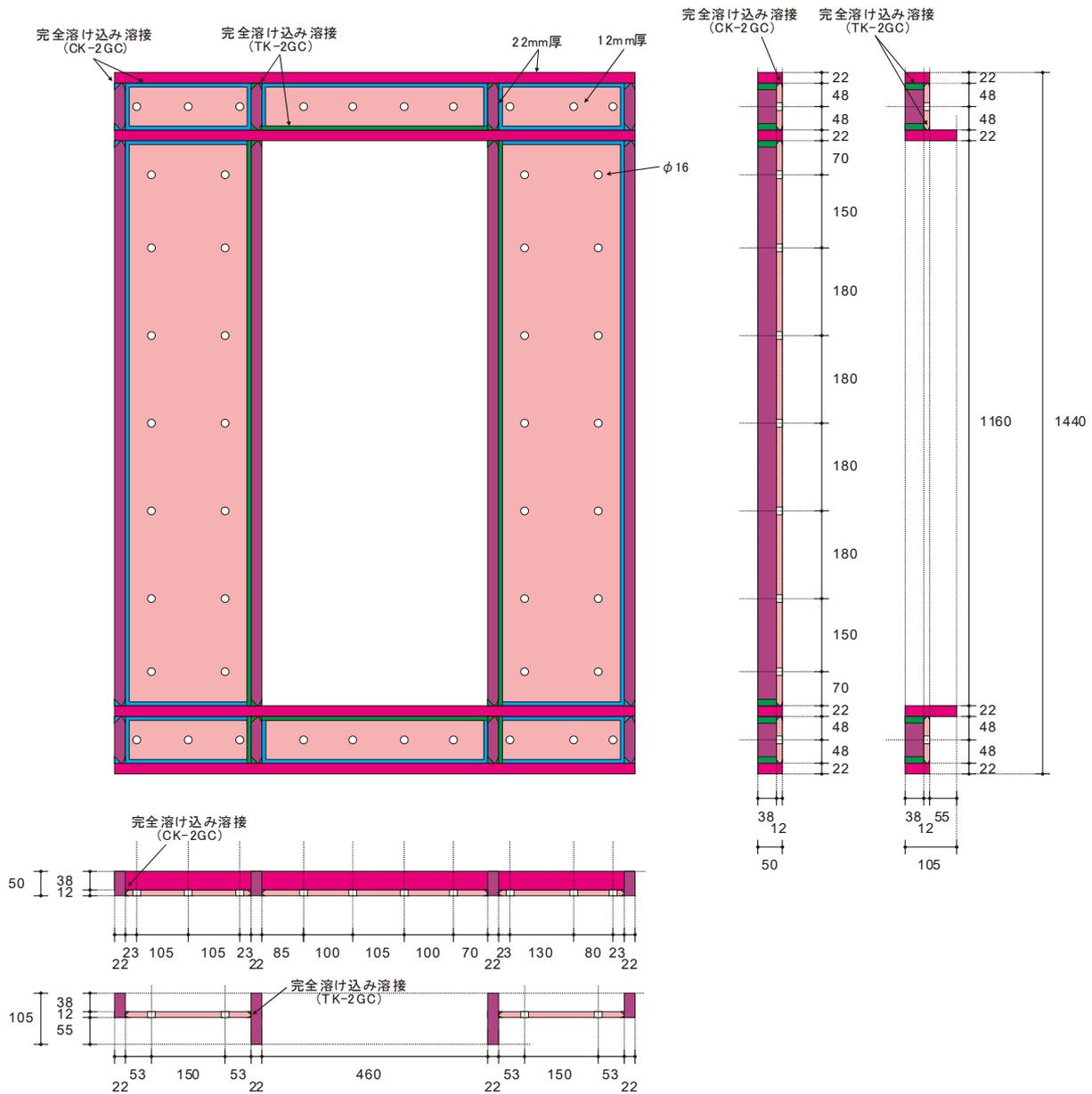


図2.2.8 耐力壁試験体 WOB に用いた鉄骨枠の当初の案 (単位 : mm)

要素試験体 E1、E2、B1、B2 における荷重用の鉄骨治具を図2.2.9 に示す。鉄骨治具は、鉄骨枠のウェブと厚さが同じ 12mm の鋼板に、荷重用の厚さ 40mm の鋼板を溶接したもので、12mm の鋼板を耐力壁試験体の壁板部分を模した厚さ 110mm の RC 部分と接合する。そのため、要素試験体 E1、E2 用の鉄骨治具では、耐力壁試験体 WOE の鉄骨枠と同じように、接着面となる内側にブラスト処理を行い、防錆剤の塗布を行っている (写真2.2.5(a) 参照)。また、要素試験体 B1、B2 用の鉄骨治具では、耐力壁試験体 WOB の鉄骨枠と同じように、ボルト接合用の直径 16mm の孔を 2 個設けると共に、鋼板の一方に無収縮モルタル充填用の直径 26mm の孔を設置している。鋼材の材種は、鉄骨枠と同じ SN490B とした。

要素試験体 E1、E2 では、目地厚 (5mm) を確保するためのスペーサーとして、写真2.2.5(a) に示すように、直径 15mm、厚さ 5mm の円形磁石を 8 個用いたが、間隔が狭い箇所では寸法 10mm×20mm、厚さ 5mm の目止めテープに置き換えた。また、要素試験体 B1、B2 では、写真

IV-5. 技術資料

2.2.5 (b)に示すように、厚さ 10mm の鉄板をスペーサーとして用いた。

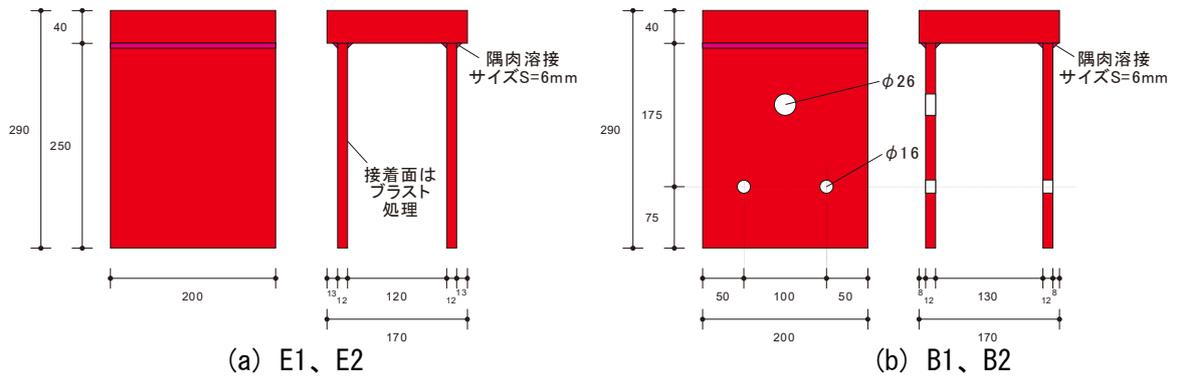
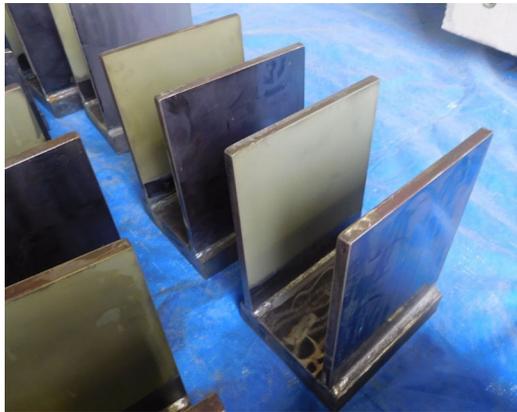


図2.2.9 要素試験体 E1、E2、B1、B2 に用いた鉄骨治具の詳細 (単位: mm)



(a) 要素試験体 E1、E2



(b) 要素試験体 B1、B2

写真2.2.5 鉄骨治具とスペーサー

2.2.3.9. 鉄骨枠－既存躯体間へのエポキシ樹脂の充填(接着接合の場合)

耐力壁試験体 WOE、要素試験体 E1、E2 について、鉄骨枠－壁板間、鉄骨治具－RC 部分間の厚さ 5mm の区間にエポキシ樹脂を充填し、両者の一体化を図った。

耐力壁試験体 WOE に関しては、目地部分の清掃を行った後、鉄骨枠－壁板間の外周部（側面および下端）と鉄骨枠－鉄骨枠間の内周部（側面および上下端）について、シール材の塗布を行った。施工実験で使用したシール材は、鋼板接着工法のシール材として使用される高粘度のエポキシ樹脂（E2370MS）で、充填するエポキシ樹脂（E2300S）と同等の強度が期待できるため、エポキシ樹脂の充填後に取り外す必要はない。なお、シール材は鉄骨枠の外側にはみ出すような形で塗布されているため、接着面の面積は鉄骨枠の面積よりもやや大きくなる。また、外周部のうち片側の側面にエポキシ樹脂の充填や充填状況の確認に用いるアルミパイプ（高さ方向に 3 本、試験体の表と裏で計 6 本）を目地部分に埋め込んでいる。なお、当日は気温がやや低かった（20 度程度）ため、翌日まで待ち、シール材が十分に硬化した後にエポキシ樹脂の充填を行うこととした。

エポキシ樹脂（E2300S）の充填は、側面に設けた一番下側のアルミパイプから、足踏みポンプによる圧入で行った。エポキシ樹脂の充填状況は、外側からの打音やアルミパイプからのエポキシ樹脂の流出状況から確認した。なお、耐力壁試験体 WOE では、開口の周辺部において、壁板と鉄骨枠の間に隙間が設けられているため、一方の面からエポキシ樹脂の充填を行えば、反対側の面にもエポキシ樹脂が充填されるが、表面と裏面では充填高さに差が生じるため、裏面については、最終的にシール材を塗布していない頂部から直接充填を行った。なお、エポキシ樹脂を紙コップに採取し、後日、硬化したことを確認した。また、本実験では、写真 2.2.6 に示すように、材料試験用の試験片の製作も行っている。エポキシ樹脂の充填後、アルミパイプの切断、鉄骨枠－壁板間の外周部（上端）へのシール材の塗布を行った。清掃を行い、1 週間後に鉄骨枠を固定していた栈木を取り外して、取り付け工事を完了した。

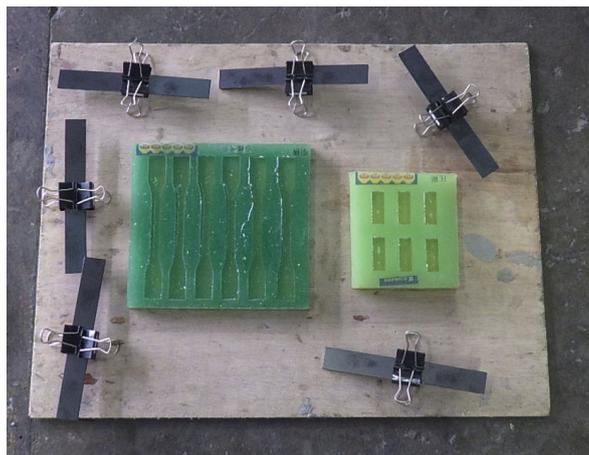


写真 2.2.6 エポキシ樹脂の材料試験片の採取

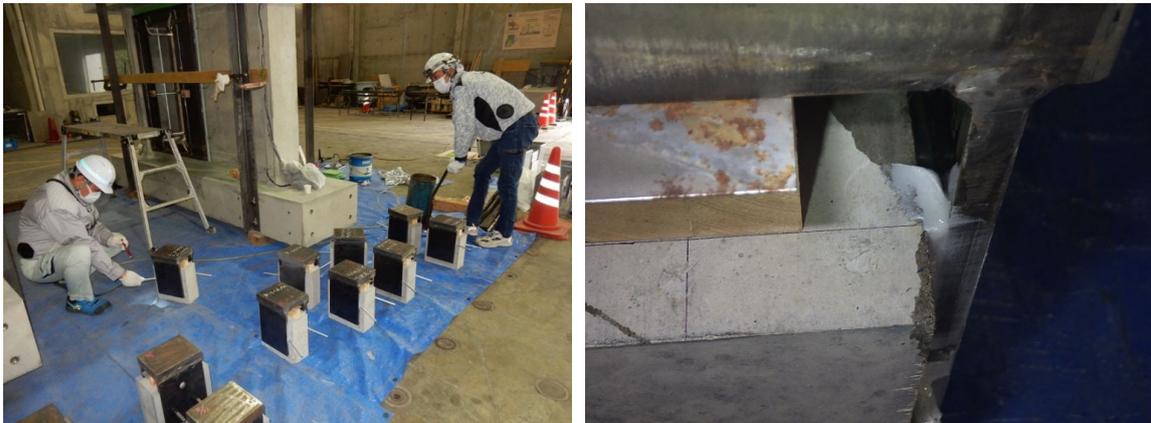
要素試験体 E1、E2 に関しても、目地部分の清掃を行った後、鉄骨治具－RC 部分の間の側面および下端について、写真 2.2.7(a) に示すように、シール材の塗布を行った。シール材は、耐力壁試験体に用いたものと同じ高粘度のエポキシ樹脂（E2370MS）であるが、要素試験では接着面の

IV-5. 技術資料

断面積の管理が重要となるため、耐力壁試験体 WOE とは異なり、シール材が鉄骨治具の外側にはみ出さないように押し込むような形で塗布を行ったため、手間が掛かった。エポキシ樹脂 (E2300S) の充填は、シール材に埋め込んだアルミパイプから行った。写真2.2.7(b)に示すように、充填されたエポキシ樹脂がシール材を塗布していない上端に到達していることを目視で確認して、充填を終了した。また、翌日、要素試験体を確認したところ、充填したエポキシ樹脂の上端面がやや下がっている箇所もあったが、写真2.2.7(c)に示すように、上端にもシール材を塗布して、施工を完了している。



(a) シール材の塗布、アルミパイプの取り付け



(b) 足踏みポンプによるエポキシ樹脂の充填



(c) シール材の塗布による頂部の仕上げ

写真2.2.7 鉄骨治具—RC部分間へのエポキシ樹脂の充填 (要素試験体 E1、E2)

2.2.3.10. 鉄骨枠－既存躯体間への無収縮モルタルの充填(ボルト接合の場合)

耐力壁試験体 WOB、要素試験体 B1、B2 について、鉄骨枠－壁板間、鉄骨治具－RC 部分間の厚さ 10mm の区間、ボルト貫通孔内に無収縮モルタルを充填し、両者の一体化を図った。

耐力壁試験体 WOB に関しては、鉄骨枠－壁板間の外周部および鉄骨枠－鉄骨枠間の内周部について、ノロ止めテープを貼り付けた型枠を設置し、外側から固定した。なお、鉄骨枠自体の重量は、上下の栈木で受けているが、この段階で寸切りボルトの締め付けもある程度行っている。充填にはスリーブ内の隙間の充填に用いられ、充填性に優れたグラウト材である SS モルタルを用いた。なお、同モルタルは、本事例と同じ 10mm の目地厚に対する施工実績がある（通常は目地厚 20mm±10mm に対応）が、流動性を確保するため、許容範囲内で水量を最大とした。また、施工前には施工管理試験を実施し、気温、水温、材温、練り上がり温度、フロー値が所定の範囲内に留まっていることを確認すると共に、**写真2.2.8(a)**に示すように、シリンダー試験片を製作した。

無収縮モルタルの充填は、型枠内にスチームの注入を行った後、電動ポンプを用いて、鉄骨枠に設けた計 6 カ所（鉄骨枠の下方のはりのウェブに 1 カ所、左右の柱のウェブに 2 カ所、試験体の表と裏で計 6 カ所）の貫通孔のうち、下側に設けた 1 カ所から行った。試験体に設けた貫通孔の頂部に隙間ができないように、一定のスピードで中断せずに連続的に打ち切ることとし、充填に使用する無収縮モルタルは最初に全てかき混ぜて準備した。無収縮モルタルの充填状況の確認は、**写真2.2.8(b)**に示すように、外側からの打音や鉄骨枠に設けた貫通孔やボルト孔から確認した。貫通孔には塩ビパイプとゴム栓が挿入されており、内部に無収縮モルタルが充填されるとゴム栓中央のひもが外側に飛び出してくる構造となっている。なお、耐力壁試験体 WOB は、既存躯体に設けたボルト用の貫通孔により、試験体の表面と裏面が繋がっているため、表面から無収縮モルタルの充填を行えば、裏側にも無収縮モルタルが充填される。ただし、開口の周辺部において、壁板と鉄骨枠の間にも隙間が設けられているため、裏面に無収縮モルタルが充填されただけで、ボルト用の貫通孔に無収縮モルタルが充填されたことにはならない。そこで、無収縮モルタルがボルト用の貫通孔に充填されるかどうかの確認は後述する要素実験において行うこととしている。最終的に、頂部の型枠の隙間から無収縮モルタルの水分が染み出てくるまで圧力を掛けたところで充填を終了した。その後、ぬれた布を頂部や注入孔に掛けて乾燥を防止して数日養生した後、型枠の撤去、研磨、清掃等を行って、取り付け工事を完了した。



(a) 無収縮モルタル試験片の採取 (b) 無収縮モルタルの充填状況の確認
写真2.2.8 鉄骨枠－既存躯体間への無収縮モルタルの充填（耐力壁試験体 WOB）

IV-5. 技術資料

要素試験体 B1、B2 に関しても、写真 2.2.9(a) に示すように、型枠、寸切りボルト、塩ビパイプ等の設置を行い、型枠内へのスチームの注入を行った後、写真 2.2.9(b) に示すように、電動ポンプを用いて、貫通孔から無収縮モルタルの充填を行った。無収縮モルタルの充填は一方から行ったが、ボルト用の貫通孔で接続されている反対側に特に問題なく充填されたため、耐力壁試験体 WOB についても、ボルト用の貫通孔への充填は特に問題なく実施できたものと推測される。写真 2.2.9(c) に示すように、無収縮モルタルが RC 部分の上端に達していることを確認して充填を終了し、数日の養生後、研磨や清掃を行って、施工を完了している。



(a) 型枠、寸切りボルト、塩ビパイプの設置



(b) 無収縮モルタルの充填



(c) 無収縮モルタルの充填後の様子

写真 2.2.9 鉄骨治具—RC 部分間への無収縮モルタルの充填（要素試験体 B1、B2）

2.2.3.11. ボルトの締め付け

耐力壁試験体 WOB、要素試験体 B1、B2 では、要素試験、載荷実験の実施前に、40Nm のトルクでボルトの締め付けを行っている。ここで、ボルトの降伏強度を 783N/mm^2 、断面積を 115mm^2 、直径を 0.014m 、トルク係数を 0.2 と仮定すると、ボルトの張力は $40\text{Nm}/0.2/0.014\text{m}=14.3\text{kN}$ 程度、引張応力度は $14.3\text{kN}/115\text{mm}^2=124\text{N/mm}^2$ 程度と想定され、ボルトの降伏強度の 16% に相当する。

2.3. 鉄骨枠による補強を行った加力実験の概要

2.3.1. 試験体概要

本技術ガイドラインで提案した鉄骨枠による開口の新設補強方法について、国総研総プロでは、施工実験および加力実験による検証を行っている。本節では、縮尺 0.6 の実験試験体を対象に実施した加力実験の概要を示す。試験体は、表 2.3.1 に示すように、基準試験体 W (図 2.3.2) と、基準試験体 W と同一断面、同一配筋の試験体に鉄骨枠による開口の新設補強を行った開口補強試験体 WOE (図 2.3.3)、WOB (図 2.3.4) である。開口補強試験体 WOE では、鉄骨枠と既存壁板の一体化が接着接合によって、補強試験体 WOB では、鉄骨枠と既存壁板の一体化がボルト接合によって行われている。

加力実験では、図 2.3.1 に示すように、試験体の上部に設けた鉛直方向の 1 本の油圧ジャッキを用いて、3.5 節に示す骨組解析における元建物モデルのメカニズム時の軸力を参考に、壁板全断面に対する軸力比（軸応力度／コンクリート圧縮強度）として、0.15 の長期軸力（1024kN）を作用させた後、試験体の左右に設けた水平方向の 2 本の油圧ジャッキを用いて、水平荷重を作用させる。水平荷重を作用させる高さ（せん断スパン）は 1825mm であり、各階の階高に概ね相当する。せん断スパンを壁板の全長で除したせん断スパンは 0.81 となる。

表 2.3.1 実験試験体の一覧

基準試験体 W	想定建物の戸境壁を模した構造性能評価の基準となる試験体
開口補強試験体 WOE	基準試験体と同一の試験体に、開口形成後、鉄骨骨組による補強を行ったもので、既存躯体－鉄骨骨組間の接合はエポキシ樹脂によって行う。
開口補強試験体 WOB	基準試験体と同一の試験体に、開口形成後、鉄骨骨組による補強を行ったもので、既存躯体－鉄骨骨組間の接合は寸切りボルトによって行う。

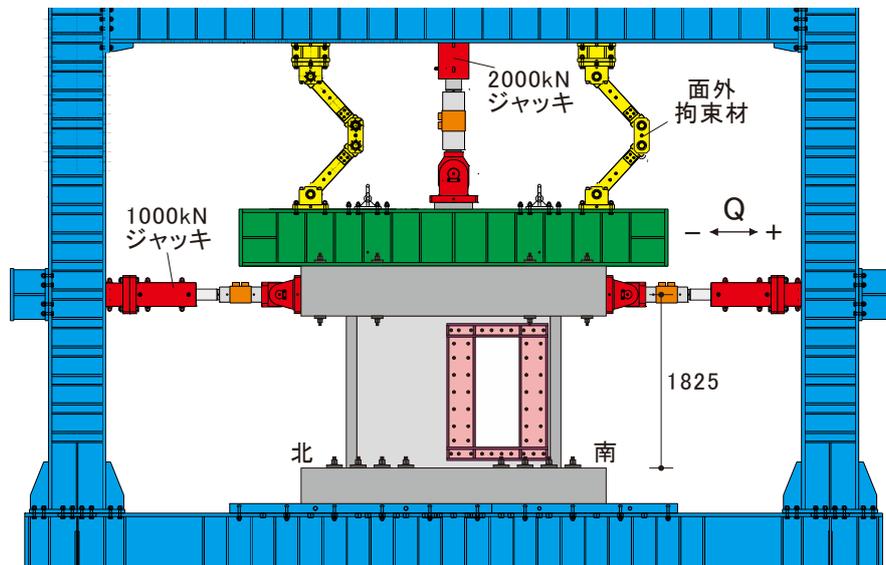


図 2.3.1 加力方法 (単位: mm)

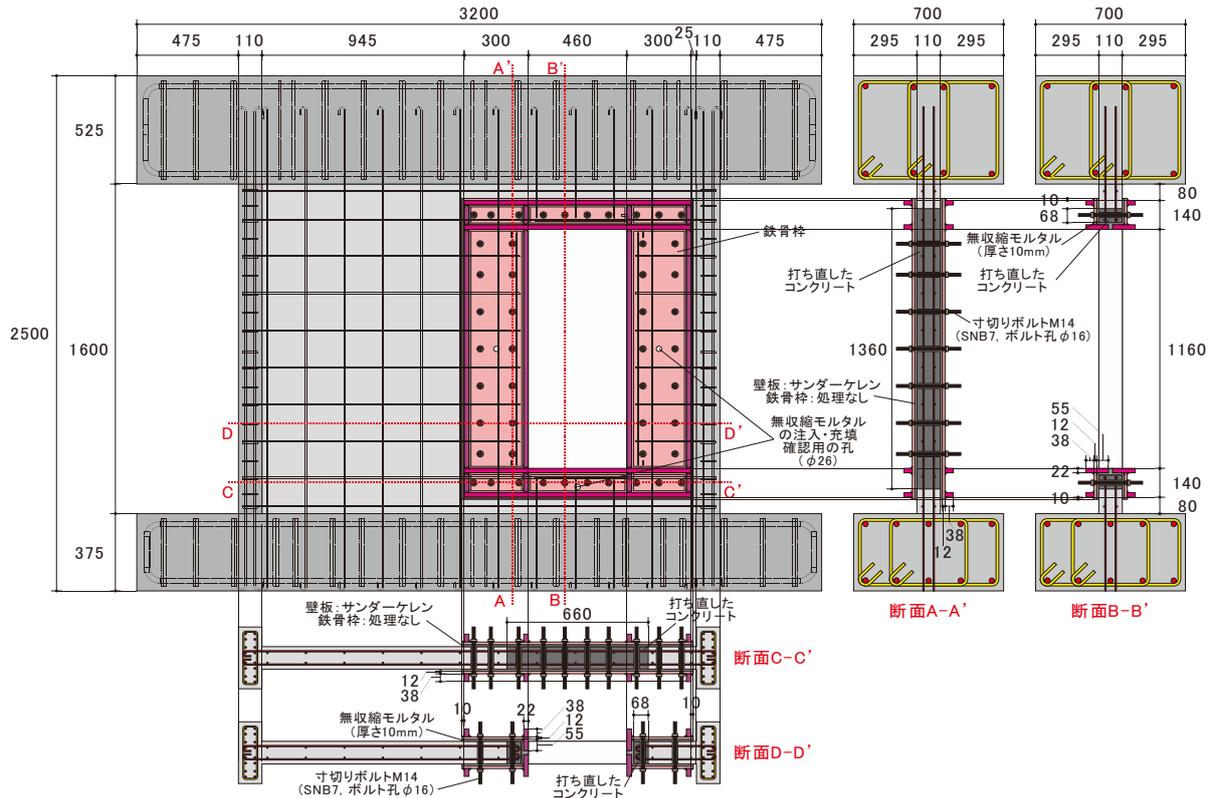


図2.3.4 開口補強試験体 WOB の概要

2.3.2. 材料試験

載荷実験や要素試験で使用した材料の特性を調べるための試験を実施した。写真2.3.1に材料試験の様子を、表2.3.2に材料試験の結果を示す。本実験では、基準試験体、開口補強試験体の全てをせん断で破壊させる計画としていたため、コンクリートの圧縮強度が高いと破壊形式が変化する恐れがあったが、試験区間のコンクリートの圧縮強度は 24N/mm^2 前後に留まっており、想定範囲内に留まった。開口周辺の打ち直しに用いたコンクリートの圧縮強度は 55N/mm^2 程度であり、試験区間のコンクリートの2倍以上の圧縮強度となっている。また、試験体 WOBにおいて、壁板-鉄骨枠間やボルト孔の充填に用いた無収縮モルタルの圧縮強度は 122N/mm^2 とさらに高く、ボルトによるせん断伝達を行う上で、十分な強度が得られている。

コンクリートシリンダーの圧縮試験に関しては、写真2.3.1(b)に示す通常の標準シリンダーを用いた試験の他に、写真2.3.1(c)に示すように、開口補強試験体 WOE、WOBの開口部分のコンクリート(2.2.3.2参照)から抽出したコア試験体の圧縮試験も実施しており、採取した高さによって、圧縮強度が異なることを確認している(表2.3.3参照)。

IV-5. 技術資料



(a) 鋼材の引張試験 (b) コンクリートの圧縮試験 (c) コア試験体の圧縮試験
写真2.3.1 材料試験の様子

表2.3.2 材料試験の結果

(a) コンクリート、無収縮モルタル

試験体名		割線剛性 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	材齢 (日)	
W	コンクリート	下スタブ	20.7	26.6	2.1	282
		試験区間, 上スタブ	20.5	23.6	2.0	263
WOB	コンクリート	下スタブ	21.1	26.1	2.3	301
		試験区間, 上スタブ	20.6	23.8	2.1	282
		開口周辺	29.1	54.4	2.6	117
	モルタル	開口周辺	38.2	121.8	—	81
WOE	コンクリート	下スタブ	20.5	27.0	2.5	336
		試験区間, 上スタブ	21.8	24.9	2.1	317
		開口周辺	28.6	55.1	3.2	152
平均	コンクリート	下スタブ	20.8	26.6	2.3	—
		試験区間, 上スタブ	21.0	24.1	2.0	—
		開口周辺	28.9	54.8	2.9	—

(b) 鉄筋、ボルト、鋼材

	試験体名	部位	材種	ヤング係数 (kN/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)
6Φ	共通	壁縦筋、壁横筋、柱帯筋、開口補強筋*	SR235	204	343	491	1686
9Φ	共通	柱主筋	SR235	196	317	427	1612
D13	共通	スタブせん断補強筋	SD295A	185	335	475	1805
D25	共通	スタブ主筋	SD345	184	385	576	2092
M14	WOB	寸切りボルト*	SNB7	185	783	1000	4230
t12	WOB, WOE	鉄骨枠 (ウェブ)	SN490B	188	381	544	2032
t22	WOB, WOE	鉄骨枠 (フランジ)	SN490B	187	368	517	1966

* 0.2%オフセット法による。

(c) エポキシ樹脂

	引張強さ (N/mm ²)	圧縮降伏強さ (N/mm ²)	引張せん断接着強さ (N/mm ²)
E2300S	61	92	14

IV-5. 技術資料

表2.3.3 開口補強試験体 WOE、WOB から採取したコア試験体の圧縮試験の結果

(a) 直径 45.5mm、平均高さ 90.8mm

	採取高さ (mm)	WOB		WOE		平均		
		割線剛性 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割線剛性 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割線剛性 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	
コア 直径 45.5mm	No.1	262.5	20.4	32.2	23.5	32.3	-	-
	No.2	440.0	21.3	28.3	19.1	33.3	-	-
	No.3	620.0	21.5	27.0	20.2	29.5	-	-
	No.4	980.0	19.3	27.7	18.8	29.1	-	-
	No.5	1160.0	16.0	24.0	20.9	26.8	-	-
	No.6	1337.5	19.6	24.4	18.7	25.7	-	-
	No.19	262.5	23.0	33.3	22.8	31.0	-	-
	No.20	440.0	21.7	32.3	20.3	30.0	-	-
	No.21	620.0	20.5	30.6	20.2	31.9	-	-
	No.22	980.0	25.5	29.1	24.9	31.7	-	-
	No.23	1160.0	21.8	28.6	19.7	28.6	-	-
	No.24*	1337.5	18.1	22.8	18.2	26.9	-	-
	平均	全体	20.7	28.4	20.6	29.7	20.7	29.0
		No.1, 19	21.7	32.7	23.2	31.7	22.4	32.2
No.2, 20		21.5	30.3	19.7	31.7	20.6	31.0	
No.3, 21		21.0	28.8	20.2	30.7	20.6	29.8	
No.4, 22		22.4	28.4	21.9	30.4	22.1	29.4	
No.5, 23		18.9	26.3	20.3	27.7	19.6	27.0	
	No.6, 24*	18.8	23.6	18.4	26.3	18.6	24.9	

* 試験体WOEではNo.18

(b) 直径 68.1mm、平均高さ 105.5mm

(JIS A1107:2012 による圧縮強度の低減係数[4%程度]を考慮している)

	採取高さ (mm)	WOB		WOE		平均		
		割線剛性 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割線剛性 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割線剛性 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	
コア 直径 68.1mm	No.7	262.5	20.9	27.4	22.8	30.8	-	-
	No.8	440.0	19.6	26.5	18.7	28.1	-	-
	No.9	620.0	21.2	26.2	20.8	27.2	-	-
	No.10	980.0	18.8	24.4	20.7	25.4	-	-
	No.11	1160.0	18.4	25.4	20.8	26.8	-	-
	No.12	1337.5	18.8	22.9	19.2	25.3	-	-
	No.13	262.5	19.5	29.6	19.0	31.8	-	-
	No.14	440.0	24.3	27.8	20.7	26.2	-	-
	No.15	620.0	20.5	25.4	20.2	27.6	-	-
	No.16	980.0	22.3	24.8	20.9	26.8	-	-
	No.17	1160.0	17.8	26.1	20.2	26.4	-	-
	No.18*	1337.5	17.7	23.3	19.5	27.4	-	-
	平均	全体	20.0	25.8	20.3	27.5	20.1	26.7
		No.7, 13	20.2	28.5	20.9	31.3	20.6	29.9
No.8, 14		22.0	27.2	19.7	27.1	20.8	27.1	
No.9, 15		20.9	25.8	20.5	27.4	20.7	26.6	
No.10, 16		20.6	24.6	20.8	26.1	20.7	25.4	
No.11, 17		18.1	25.8	20.5	26.6	19.3	26.2	
	No.12, 18*	18.2	23.1	19.4	26.4	18.8	24.7	

* 試験体WOEではNo.24

2.3.3. 要素試験

技術ガイドラインで提案する鉄骨枠補強では、既存躯体と鉄骨枠の間の接合部分の構造特性が補強効果に及ぼす影響が大きいため、図2.3.5 に示す要素試験体 E1、E2（接着接合）、B1、B2（ボルト接合）を用いた試験を実施した。要素試験では、写真2.3.2 に示すように、試験体頂部の鉄骨治具に荷重（圧縮力）を作用させ、試験体底面と鉄骨治具の間のずれを計測することで、接合部のせん断剛性とせん断耐力を評価している。実験変数は、コンクリートの種類（E1、B1：壁板部分のコンクリートで圧縮強度は 24.1N/mm²、E2、B2：開口周辺の打ち直したコンクリートで圧縮強度は 54.8N/mm²）である。また、要素試験体 B1、B2 に使用したボルト（M14）の降伏強度は 783 N/mm²、無収縮モルタルの圧縮強度は 121.8 N/mm²である。



写真2.3.2 要素試験における加力と計測

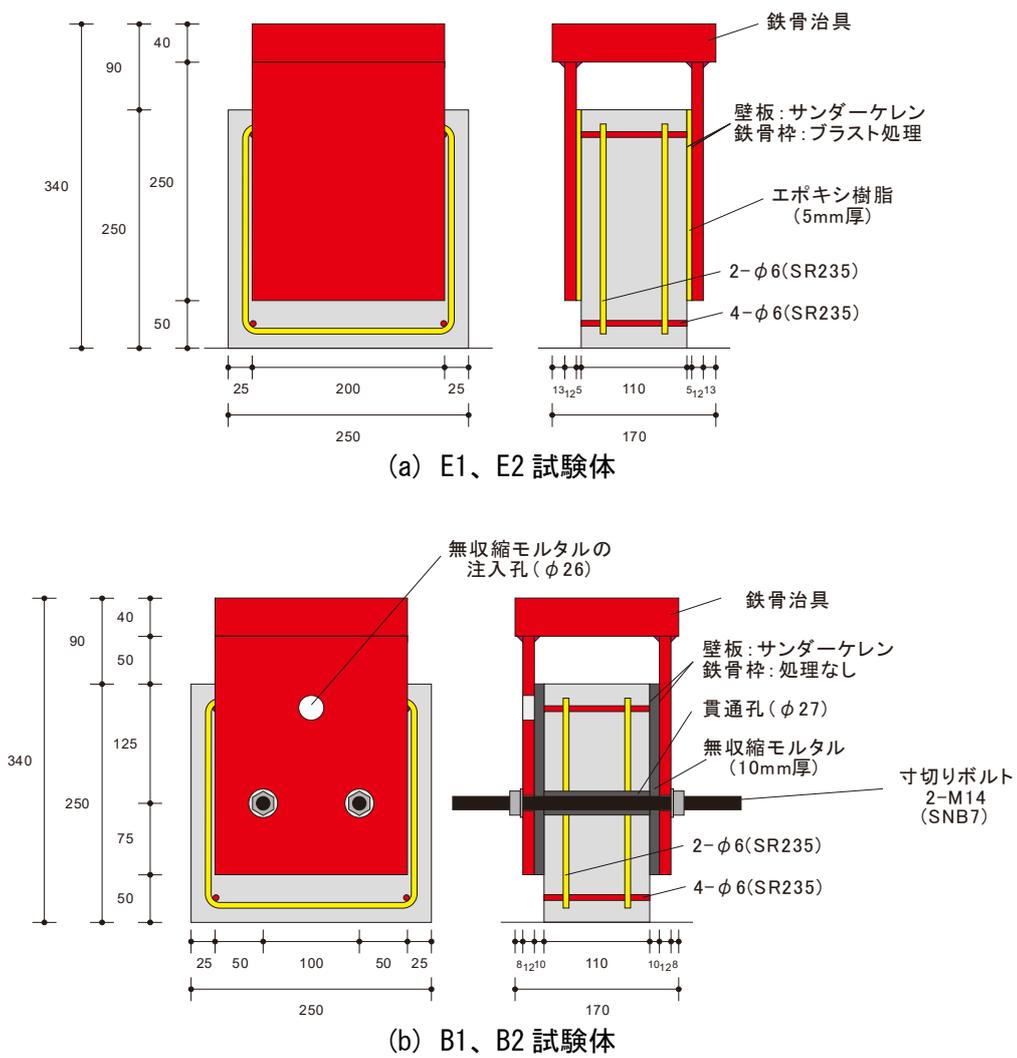


図2.3.5 要素試験体の概要 (単位:mm)

写真2.3.3に要素試験体の損傷状況を示す。接着接合を行った要素試験体 E1、E2 では、RC 部分と鉄骨治具の接着面近傍において、コンクリートがせん断破壊すると急激な耐力低下を示している。ボルト接合を行った要素試験体 B1、B2 では、耐力の発現に大きな変位が必要となるため、コンクリート部分に生じる損傷が大きくなっている。

要素試験の結果を表2.3.4に、また、要素試験体 E1、E2、B1、B2 の荷重変形関係を図2.3.6に示す。接着接合を行った要素試験体 E1、E2 では、試験体に作用させた荷重を接着面の断面積で除すことで、単位面積あたりのせん断力（平均せん断応力）を求めている。要素試験体 E1、E2 では、少し変位が生じた後の方が加力直後よりもせん断剛性が高いが、高い剛性を保ったまま急激な耐力低下が生じ、脆性的な挙動を示している。最大強度（E1：3.0N/mm²、E2：4.3N/mm²）時の変位の平均値は0.5mm以下と小さい。接着面近傍のコンクリート部分がせん断破壊したことから、要素試験体 E1、E2 の最大強度の平均値と、表2.3.2で示した材料試験で得られたコンクリートの割裂強度の平均値（E1：2.0N/mm²、E2：2.9N/mm²）を比較すると、要素試験体 E1、E2 のいずれについても、最大強度／割裂強度の比率は1.5倍程度となり、コンクリートの割裂強度との相関が確認された。また、表2.3.2で示した材料試験で得られたコンクリートの圧縮強度を用いた式(2.1)の引張強度（E1：1.6N/mm²、E2：2.4N/mm²）と比較すると、最大強度／引張強度の比率は1.8程度となり、こちらも実験結果を安全側に評価できることが確認された。

$$\sigma_t = 0.33\sqrt{\sigma_B} \quad (2.1)$$

ここで、 σ_B ：コンクリートの圧縮強度である。

ボルト接合を行った要素試験体 B1、B2 について、図2.3.6では、試験体に作用させた荷重をボルトの本数で除すことで、ボルト1本あたりのせん断力を求めている。一部の試験体では、加力直後に高い剛性を一時的に示すものの、荷重が急激に低下するスリップ挙動が見られる。この直後に、モルタル目地（ボルト高さ）や鉄骨枠－モルタル間のずれが見られることから、鉄骨枠－モルタル間の固着が切れることがスリップ挙動の原因と考えられる。このスリップ挙動を無視すると、概ね変位が1mmに到達した時点までを弾性的な挙動と見なせることから、ボルトの初期剛性は1mm時点の変位から計算することとした。なお、要素試験体 B1 では40kN/mm 前後、要素試験体 B2 では70kN/mm 前後の初期剛性が得られているが、試験体ごとのばらつきも大きい。初期剛性が低い試験体では、計測した変位に大きな偏りが見られ、壁板の両側に取り付いた鉄骨治具のうち、片側の変位のみが増大している。また、変位が1mmを超えると、剛性の回復が見られることから、鉄骨治具の孔において、ボルト周辺へのモルタルの充填が十分でなかったことやボルトの配置に偏りがあったことが原因として考えられる。なお、鉄骨治具の孔の直径は16mmであるのに対し、ボルトの直径は14mmであるため、ボルトが孔の中心に配置されていた場合、平均して1mm程度の隙間が生じる可能性がある。したがって、この隙間を考慮して初期剛性を計算した方が安全側であるが、変位が大きくなるにつれ、初期剛性の差が挙動に及ぼす影響は小さくなる。

図2.3.6に示すように、耐力低下が生じる際の変位は要素試験体 B1（12mm程度）と要素試験

体 B2 (4mm 程度) で異なっている。コンクリートの圧縮強度が高い B2 試験体では、試験体の損傷域がボルト周辺のみに残ったものと考えられるが、コンクリートの圧縮強度が低い B1 試験体では、試験体の損傷域が広範囲に広がったため、最大強度時の変位が大きくなったものと考えられる。なお、試験体の最大強度は、表 2.3.2 で示した材料試験で得られたボルトの降伏強度を 0.7 倍したせん断強度で概ね予測できる。



試験区間のコンクリート ($\sigma_B=24.1\text{N/mm}^2$)

(a) 要素試験体 E1(-2)



開口周辺のコンクリート ($\sigma_B=54.8\text{N/mm}^2$)

(b) 要素試験体 E2(-1)



試験区間のコンクリート ($\sigma_B=24.1\text{N/mm}^2$)

(c) 要素試験体 B1(-3)



開口周辺のコンクリート ($\sigma_B=54.8\text{N/mm}^2$)

(d) 要素試験体 B2(-3)

写真 2.3.3 要素試験体の損傷状況

IV-5. 技術資料

表2.3.4 要素試験の結果

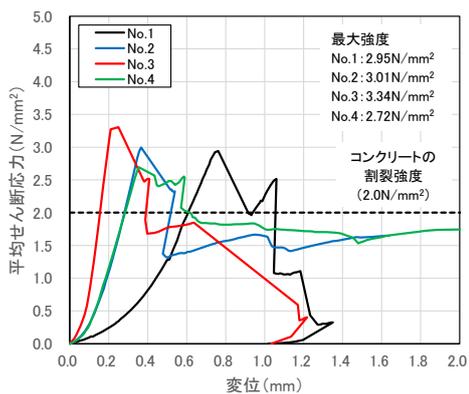
(a) 接着接合

	要素試験体	単位面積あたり			
		最大耐力 (kN)	最大強度時剛性 (N/mm ² /mm)	最大強度時の 変形 (mm)	最大強度 (N/mm ²)
E1	No.1	231.5	3.9	0.76	3.0
	No.2	236.2	8.1	0.37	3.0
	No.3	261.7	13.4	0.25	3.3
	No.4	213.5	5.3	0.51	2.7
	平均	235.7	7.7	0.47	3.0
E2	No.1	333.7	8.9	0.48	4.3
	No.2	312.5	12.4	0.32	4.0
	No.3	339.7	11.6	0.37	4.3
	No.4	378.7	12.4	0.39	4.8
	平均	341.2	11.3	0.39	4.3

(b) ボルト接合

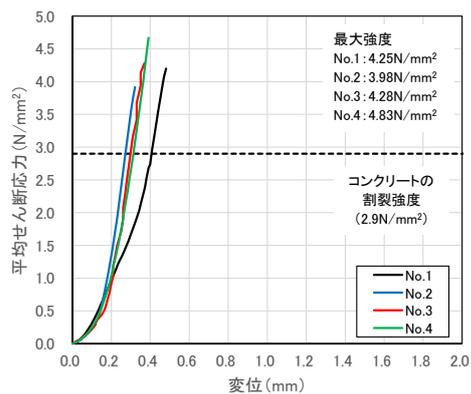
	要素試験体	ボルト1本あたり			
		最大耐力 (kN)	初期剛性 (kN/mm/本)	最大強度時の 変形 (mm)	最大強度 (kN/本)
B1	No.1	264.6	53.4	11.6	132.3
	No.2	258.2	26.3	11.2	129.1
	No.3	263.4	46.6	11.7	131.7
	No.4	251.0	33.4	13.4	125.5
	平均	259.3	39.9	12.0	129.7
B2	No.1	260.0	59.6	4.4	130.0
	No.2	252.6	62.8	4.3	126.3
	No.3	252.8	60.8	5.2	126.4
	No.4	262.4	82.4	3.4	131.2
	平均	256.9	66.4	4.3	128.5

IV-5. 技術資料



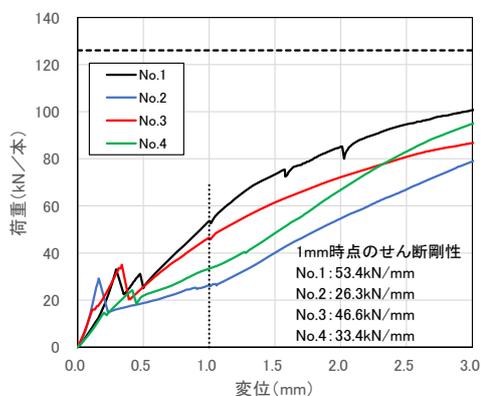
試験区間のコンクリート ($\sigma_B=24.1\text{N/mm}^2$)

(a) 要素試験体 E1



開口周辺のコンクリート ($\sigma_B=54.8\text{N/mm}^2$)

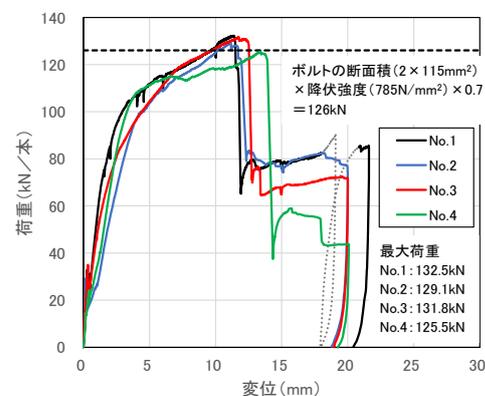
(b) 要素試験体 E2



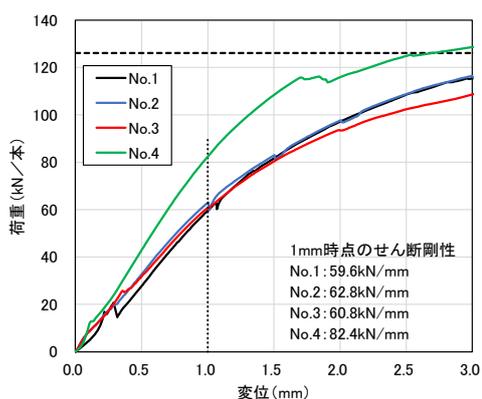
(小変形時)

試験区間のコンクリート ($\sigma_B=24.1\text{N/mm}^2$)

(c) 要素試験体 B1



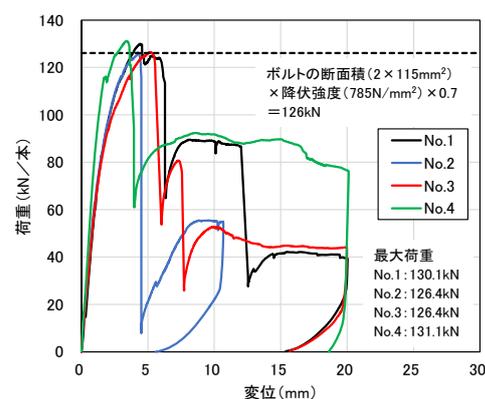
(大変形時)



(小変形時)

開口周辺のコンクリート ($\sigma_B=54.8\text{N/mm}^2$)

(d) 要素試験体 B2



(大変形時)

図2.3.6 要素試験体の単位面積、ボルト1本あたりの荷重変形関係

2.3.4. 加力実験の損傷状況

2.3.4.1. 全体概要

写真2.3.4 に、各試験体の実験終了時の損傷状況を示す。基準試験体Wでは、作用させた長期荷重が大きかったため、壁板内に鉛直方向のひび割れが発生したが、その後は、通常の耐力壁の実験と同じように、壁板のせん断ひび割れ（斜め方向）や直交壁の曲げひび割れ（水平方向）が進展した。層間変形角 $1/400\text{rad}$ 付近で壁縦筋や壁横筋が引張降伏した後、層間変形角 $1/200\text{rad}$ 付近で直交壁の軸方向筋が降伏すると、水平耐力がほぼ頭打ちとなったが、曲げ耐力時せん断力の計算値（ 1057kN ）に到達する前に、壁板のせん断破壊が生じ、急激な耐力低下が見られた。対角方向のせん断ひび割れに沿ったずれが生じており、コンクリートが剥落した部分では、直交壁の軸方向筋や壁縦筋が変形している様子が確認できる。

接着接合を行った開口補強試験体 WOE、ボルト接合を行った開口補強試験体WOBについても、基準試験体 W と同じように、壁板のせん断ひび割れ（斜め方向）や直交壁の曲げひび割れ（水平方向）が進展した。壁板のせん断ひび割れの角度は基準試験体 W と比較的近く、また、壁縦筋や壁横筋（層間変形角 $1/400\text{rad}$ ）、直交壁の軸方向筋（層間変形角 $1/200\text{rad}$ ）が引張降伏する際の層間変形角もほぼ等しいことから、鉄骨枠による開口の補強効果が確認できる。なお、鉄骨枠のうち、開口上下の水平材（はり材）では、端部フランジの降伏が確認されたものの、開口左右の鉛直材（柱材）では、鋼材の降伏は確認されておらず、鉄骨枠としては全体的に弾性に近い挙動を示したものと考えられる。

開口が引張側となる負方向では、基準試験体 W と同じ層間変形角 $1/133\text{rad}$ を超えた付近で、開口補強試験体 WOE、WOB のいずれについても、壁板に発生したせん断ひび割れが直交壁内に進展し、耐力低下を生じたが、鉄骨枠で補強を行ったことで、このせん断ひび割れが試験体の断面全体を貫通することができず、耐力低下が緩やかなものとなった。開口が圧縮側となる正方向でも、鉄骨枠で壁板を補強したことで、直交壁脚部における損傷の進展が遅れたため、試験体 WOB では層間変形角 $1/50\text{rad}$ まで 8 割以上の最大耐力を保持し、靱性に富む挙動を示した。試験体 WOE では層間変形角 $1/77\text{rad}$ (1.3×10^{-2}) 付近で、鉄骨枠の接着面近傍のコンクリートが破壊し、最終的に鉄骨枠の下側が面外方向に飛び出した。その結果、水平荷重を保持できなくなり、直交壁の脚部のずれや沈下が見られたため、実験を終了しているが、基準試験体 W を上回る構造性能を示している。なお、試験体 WOE については、実験終了後に 2 枚の鉄骨枠のうちの 1 枚を取り外したが、写真2.3.4(b)に示すように、鉄骨枠の裏面にはコンクリートは張り付いており、接着面ではなく、接着面近傍のコンクリートにおいて、せん断破壊が生じたものと考えられる。

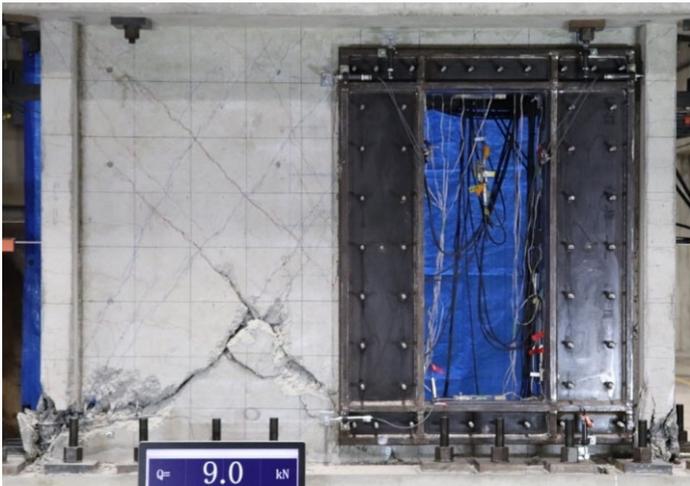
IV-5. 技術資料



(a) 基準試験体 W



(b) 開口補強試験体 WOE



(c) 開口補強試験体 WOB



写真2.3.4 各試験体の実験終了時の損傷状況

2.3.4.2. 試験体 W

図2.3.7 に各サイクルの終了時のひび割れの状況を、写真2.3.5 に層間変形角 $R=1/400\text{rad}$ 、 $1/200\text{rad}$ 、 $1/133\text{rad}$ 、 $1/100\text{rad}$ 時の損傷状況を示す。図中の黒線は初期ひび割れを、赤線は正方向載荷時のひび割れを、青線は負方向載荷時のひび割れを、黒の塗り潰しはコンクリートが剥落した箇所を表している。

試験体 W では、図2.3.7(a)に示すように、載荷前の段階で乾燥収縮によるものと思われるせん断ひび割れが壁板の隅角部のうちの3箇所が生じていた。 $Q=+250\text{kN}$ ($R=0.035\times 10^{-2}\text{rad}$)において、壁板の上端から下方に鉛直ひび割れが発生した。本実験では、想定建物の加力方向に対して圧縮側に位置する耐力壁を想定して加力条件を設定しており、実験開始時に長期荷重に崩壊機構形成時の変動軸力を累加した値を一定軸力として作用させており、一般的な耐力壁の加力実験における平均的な軸力比(0.07)の約2倍(0.15)としている。そのため、実験開始時に一定軸力を作用させた段階で、壁板が面内方向で外側に膨らむような挙動が計測されており、その結果、一般的な耐力壁の加力実験ではあまり見られないような鉛直ひび割れが発生したと思われる。鉛直ひび割れの存在は、一部のせん断ひび割れの進展に影響を及ぼした可能性はあるが、水平荷重の増大に伴って、鉛直ひび割れよりもせん断ひび割れの方がずれや開きが大きくなっており、また、最終の破壊面でも鉛直ひび割れの影響は見られないことから、崩壊機構や最大耐力に及ぼす影響は限定的であったものと思われる。

$R=1/1600\text{rad}$ サイクルでは、図2.3.7(a)に示すように、 $Q=-300\text{kN}$ ($R=-0.033\times 10^{-2}\text{rad}$)において壁板の南側隅角部にせん断ひび割れが発生したものの、乾燥収縮によるものと思われる初期ひび割れの発生位置に近かった。これに加え、上述した鉛直ひび割れが壁板に発生した。

$R=1/800\text{rad}$ サイクルでは、図2.3.7(b)に示すように、正方向載荷時の $Q=+450\text{kN}$ ($R=0.075\times 10^{-2}\text{rad}$)において壁板の北側脚部にせん断ひび割れが発生した。周囲に乾燥収縮による初期ひび割れも見られなかったことから、試験体 W では $Q=+450\text{kN}$ をせん断ひび割れ強度とすることにした。また、負方向載荷時の $Q=-450\text{kN}$ ($R=-0.070\times 10^{-2}\text{rad}$)において直交壁の南側脚部に曲げひび割れが発生し、 $Q=-475\text{kN}$ ($R=-0.080\times 10^{-2}\text{rad}$)では壁板の南側頂部にせん断ひび割れが発生した。

$R=1/400\text{rad}$ サイクルでは、図2.3.7(c)、写真2.3.5(a)に示すように、壁板全体にせん断ひび割れが、直交壁全体に曲げひび割れが進展した。また、 $R=1/200\text{rad}$ サイクルでは、図2.3.7(d)、写真2.3.5(b)に示すように、壁板内のせん断ひび割れ、直交壁内の曲げひび割れの本数がさらに増え、負方向載荷時には、直交壁北側脚部のカバーコンクリートが少し浮き始めた。

$R=1/133\text{rad}$ サイクルでは、壁板と下スタブの境界面の離間が目立つようになり、図2.3.7(e)に示すように、壁板ではひび割れに沿ったずれやひび割れの開閉が繰り返し生じることで、これらのひび割れに沿ってコンクリートの剥落が生じた。また、写真2.3.5(c)、(d)に示すように、負方向載荷時には直交壁の北側脚部にせん断ひび割れが発生し、その近傍の壁板では既に発生していたせん断ひび割れに沿って細かいせん断ひび割れが発生した。なお、損傷の進展は負方向の方が正方向よりも早かった。

$R=1/100\text{rad}$ サイクルでは、写真2.3.5(e)に示すように、正方向載荷時には壁板のせん断ひび割れが直交壁の南側脚部まで進展しなかったため、ほぼ横ばいの耐力を保持したが、図2.3.7(f)、写真2.3.5(f)に示すように、負方向載荷時には直交壁の北側脚部、南側頂部を結ぶ対角方向のせ

ん断ひび割れに沿ったずれが生じ、急激な耐力低下を生じたため、実験を終了した。ずれ面では直交壁の曲げ補強筋や壁縦筋の座屈や変形が生じていた。

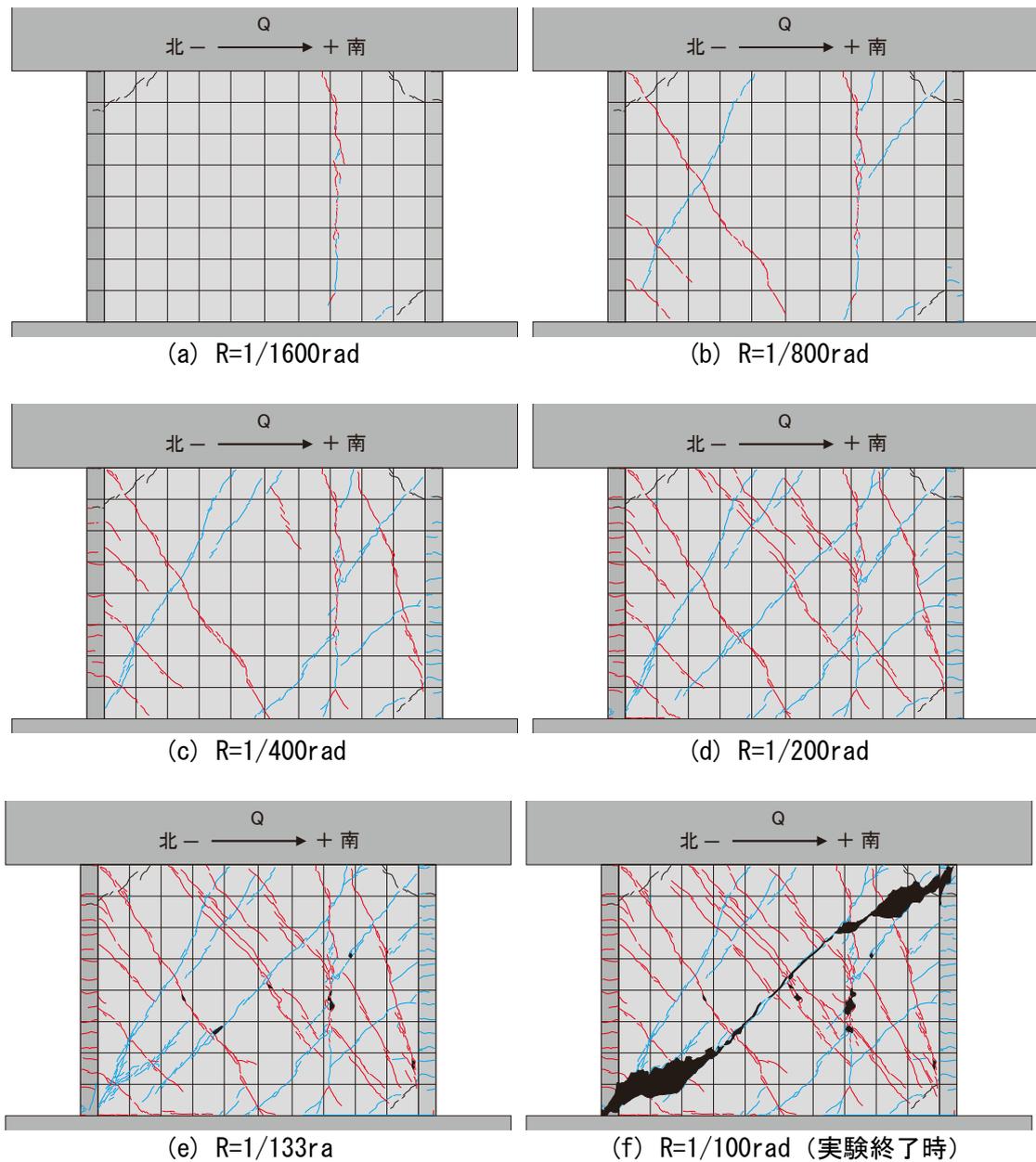


図2.3.7 試験体 W のひび割れ図

IV-5. 技術資料



(a) $R=1/400\text{rad}$



(b) $R=1/200\text{rad}$



(c) $R=1/133\text{rad}$ (正方向載荷時)

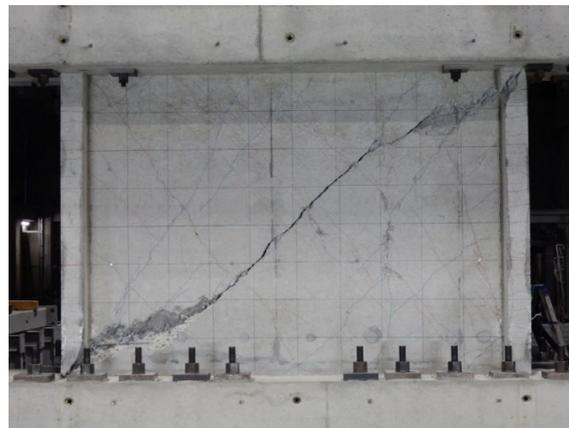


(d) $R=1/133\text{rad}$ (負方向載荷時)
写真2.3.5 試験体 W の損傷状況





(e) $R=1/100\text{rad}$ (正方向載荷時)



(f) $R=1/100\text{rad}$ (実験終了後、負方向載荷時)

写真2.3.5 試験体 W の損傷状況

2.3.4.3. 試験体 WOE

図2.3.8 に各サイクルの終了時のひび割れの状況を、写真2.3.6 に層間変形角 $R=1/400\text{rad}$ 、 $1/200\text{rad}$ 、 $1/133\text{rad}$ 、 $1/100\text{rad}$ 、実験終了時の損傷状況を示す。図中の黒線は初期ひび割れを、赤線は正方向載荷時のひび割れを、青線は負方向載荷時のひび割れを、黒の塗り潰しはコンクリートが剥落した箇所を表している。

試験体 WOE では、図2.3.8(a)に示すように、載荷前の段階で乾燥収縮によるものと思われるせん断ひび割れが壁板の頂部に生じていた。 $R=1/1600\text{rad}$ サイクルでは、正方向載荷時の $Q=+$

320kN ($R=0.041 \times 10^{-2}\text{rad}$) において壁板の頂部にせん断ひび割れが発生した。また、 $R=1/800\text{rad}$ サイクルでは、**図2.3.8(b)**に示すように、負方向載荷時の $Q=-450\text{kN}$ ($R=-0.078 \times 10^{-2}\text{rad}$) において壁板にせん断ひび割れが発生した。また、サイクルピーク時に直交壁の南側脚部に曲げひび割れを確認した。

$R=1/400\text{rad}$ サイクルでは、**図2.3.8(c)**、**写真2.3.6(a)**に示すように、壁板全体にせん断ひび割れが進展し、直交壁にも曲げひび割れが進展したが、鉄骨枠に近接する南側の直交壁では、曲げひび割れの進展がやや遅かった。負方向載荷時には、直交壁北側脚部の端部のカバーコンクリートに微細な縦方向のひび割れが生じた。 $R=1/200\text{rad}$ サイクルでは、**図2.3.8(d)**、**写真2.3.6(b)**に示すように、壁板内のせん断ひび割れ、直交壁内の曲げひび割れの本数がさらに増えた。**写真2.3.6(b)**に示すように、試験体南側の直交壁と鉄骨枠に挟まれた部分では、直交壁と壁板の境界部分に沿った亀裂が発生していた。

$R=1/133\text{rad}$ サイクルでは、**写真2.3.6(c)**、**(d)**に示すように、壁板と下スタブの境界面の離間が目立つようになり、**図2.3.8(e)**に示すように、壁板ではひび割れに沿ったずれやひび割れの開閉が繰り返し生じることで、これらのひび割れに沿ってコンクリートの剥落が生じた。また、**写真2.3.6(d)**に示すように、負方向載荷時には直交壁の北側脚部にせん断ひび割れが発生し、その近傍の壁板では既に発生していたせん断ひび割れに沿って細かいせん断ひび割れが発生した。一方、**写真2.3.6(c)**に示すように、正方向載荷時の直交壁の南側脚部にはこのようなせん断ひび割れは発生していない。

$R=1/100\text{rad}$ サイクルでは、正方向載荷時には、**写真2.3.6(e)**に示すように、直交壁の南側脚部にせん断ひび割れが発生したものの、壁板内に開口と鉄骨枠があることで、壁板内のせん断ひび割れが開口の下側を回り込んで進展する形となり、直交壁の損傷が軽微に抑えられたため、ほぼ横ばいの耐力を保持した。一方、負方向載荷時には、**図2.3.8(f)**、**写真2.3.6(f)**に示すように、試験体 W と同じように、直交壁の北側脚部近傍の壁板のコンクリートが破壊し始めたものの、壁板内に開口と鉄骨枠があることで、壁板内のせん断ひび割れが開口の上側を回り込んで進展する形となったため、せん断ひび割れが直交壁を貫通できず、急激な耐力低下は生じなかった。

$R=1/67\text{rad}$ サイクルでは、正方向載荷時の $R=1.3 \times 10^{-2}\text{rad}$ 付近で、鉄骨枠の接着面近傍のコンクリートが破壊するような音がして、水平荷重を保持できなくなった。最終的に、**写真2.3.6(g)**に示すように、鉄骨枠の下側が面外方向に飛び出すと共に、直交壁の南側脚部でずれ変形が生じ、試験体の南側が大きく沈下したため、実験を終了した。なお、直交壁の曲げ補強筋や壁縦筋には座屈や変形が生じている。**図2.3.8(g)**に示すように、鉄骨枠で補強された部分でどのようにひび割れが進展したかは分からないが、試験体南側の直交壁と壁板の境界部分を除くと、鉄骨枠の縁に沿ってひび割れが進展するような様子が確認されていないことから、鉄骨枠で補強された部分でもひび割れは発生していたものと考えられる。一方で、急激な耐力低下が生じるまでは、壁板の表面と鉄骨枠の間で、目視で確認できるようなずれ変形は確認されていないことから、壁板と鉄骨枠はある程度一体となって水平力に抵抗していたものと考えられる。なお、鉄骨枠自体には、目視で確認できるような目立った損傷は実験終了時まで確認されなかった。

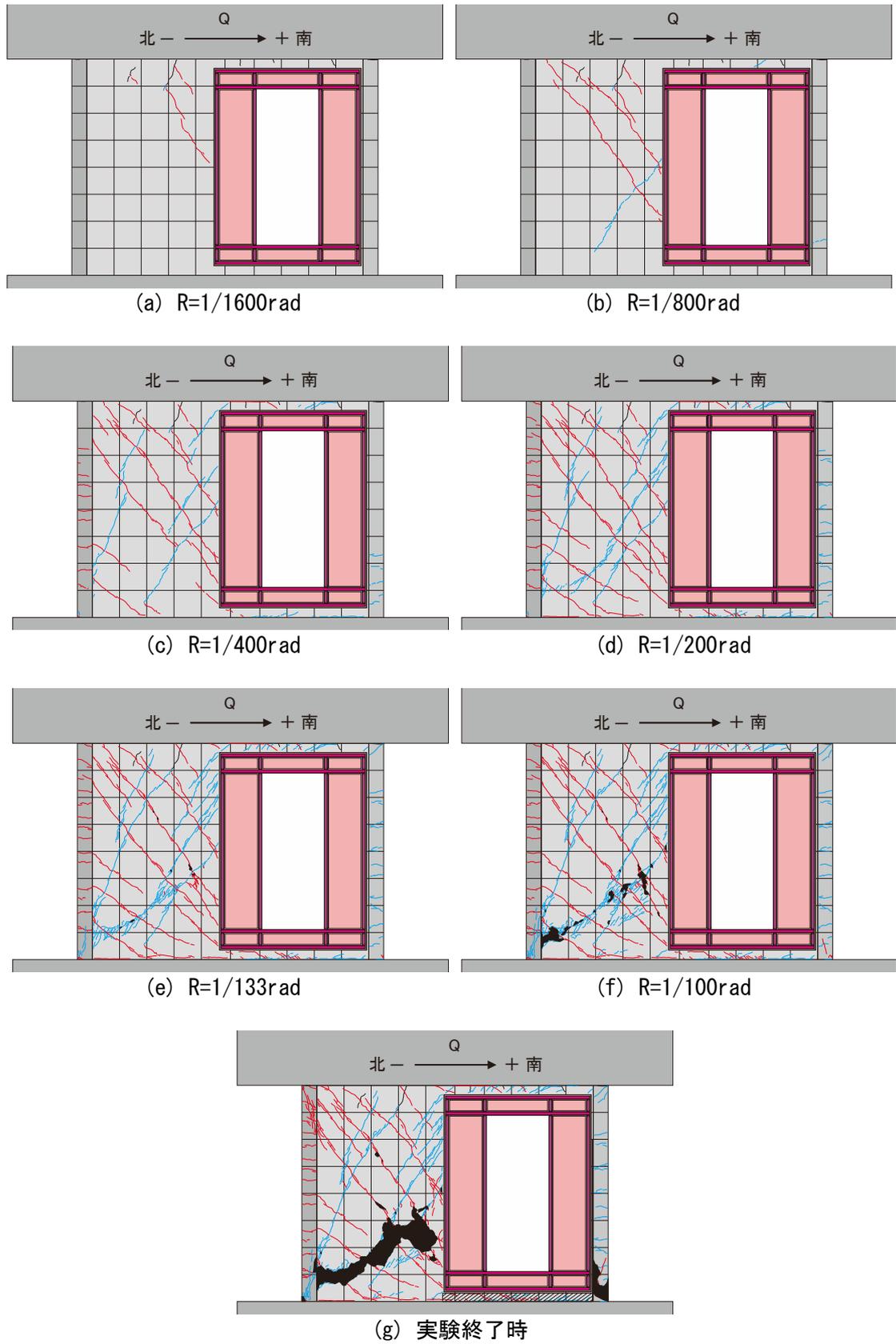
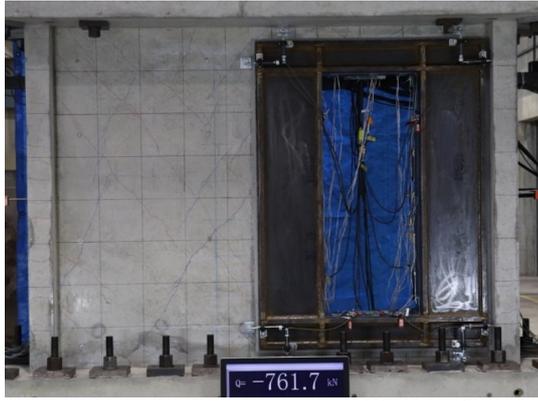


図2.3.8 試験体 WOE のひび割れ図

IV-5. 技術資料

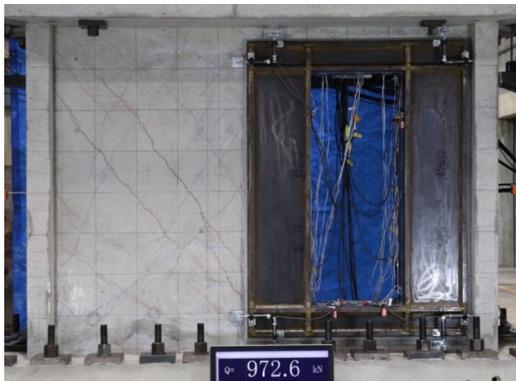


(a) $R=1/400\text{rad}$

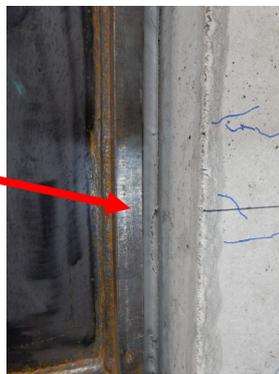
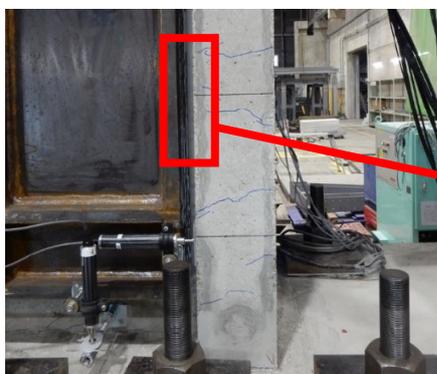


(直交壁—壁板間の損傷)

(b) $R=1/200\text{rad}$



(脚部の離間)



(南側の直交壁、直交壁—壁板間の損傷)

(c) $R=1/133\text{rad}$ (正方向載荷時)

写真2.3.6 試験体 WOE の損傷状況

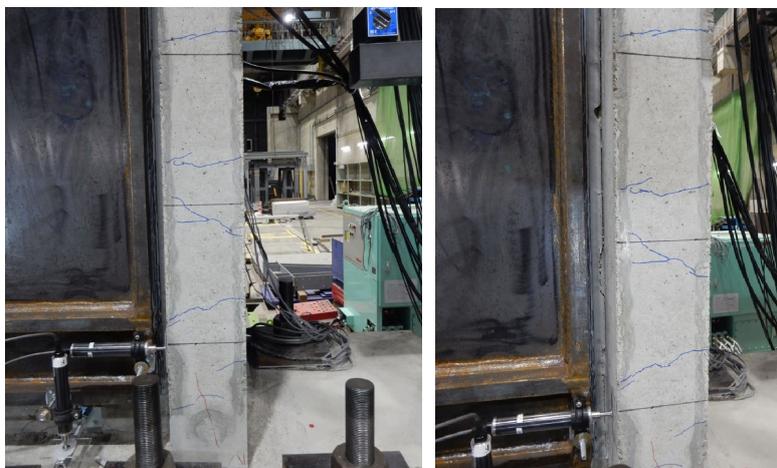
IV-5. 技術資料



(脚部の離間)



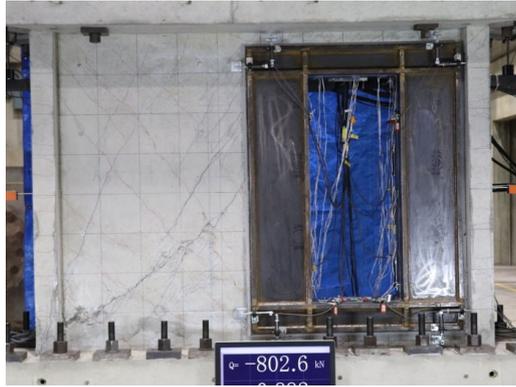
(北側の直交壁、壁板の損傷)
(d) $R=1/133\text{rad}$ (負方向載荷時)



(南側の直交壁、直交壁一壁板間の損傷)
(e) $R=1/100\text{rad}$ (正方向載荷時)

写真2.3.6 試験体 WOE の損傷状況

IV-5. 技術資料

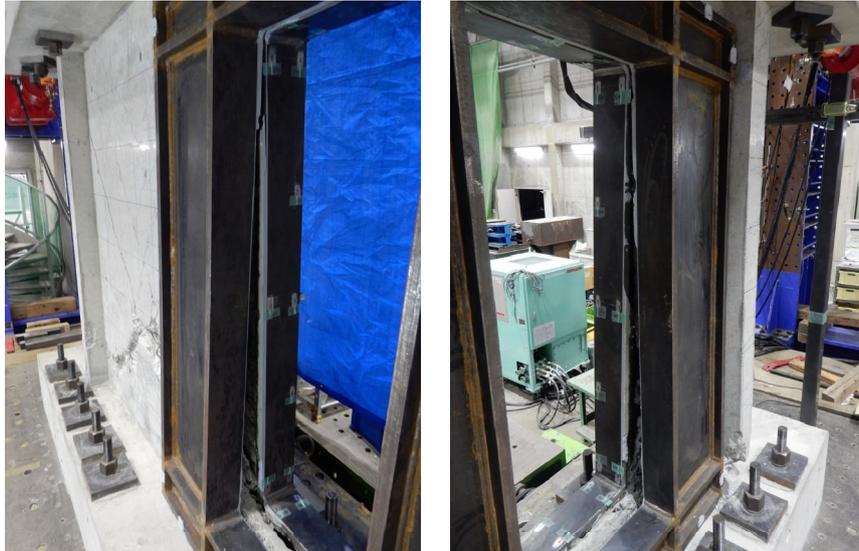


(北側の直交壁、壁板の損傷)
(f) $R=1/100\text{rad}$ (負方向載荷時)



(南側の直交壁、直交壁—壁板間の損傷)
(g) 実験終了後 (正方向載荷時)

写真2.3.6 試験体 WOE の損傷状況



(鉄骨枠の面外方向への飛び出し)



(鉄骨枠間の隙間から確認できる壁板の損傷状況)

(h) 実験終了後(正方向載荷時)

写真2.3.6 試験体 WOE の損傷状況

試験体 WOE では、写真2.3.7 に示すように、実験終了後に鉄骨枠の一方を、壁板からバールで取り外し、開口周辺部の損傷状況を確認している。バールでの取り外し時に周囲のコンクリートが一部壊れていることを考慮する必要があるが、「開口の周囲にエポキシ樹脂が問題なく充填されていること」、「鉄骨枠と壁板の接着が剥がれた段階で開口周辺のコンクリートは大きく損傷していること」、「鉄骨枠の裏面に壁板のコンクリートが張り付いており、鉄骨枠-エポキシ樹脂間の接着面ではなく、接着面近傍の壁板内のコンクリートが破壊していること」、「一方で、鉄骨枠のうち、内側に突出したフランジの裏面では、コンクリートが張り付いておらず、エポキシ樹脂の境界面が露出している箇所もあり、せん断伝達が限定的であった可能性があること」などが確認できる。

IV-5. 技術資料



(a) 鉄骨棒の取り外し



(b) 全景



(c) エポキシ樹脂の充填状況

写真2.3.7 試験体 WOE の損傷状況 (鉄骨棒取り外し後)



(d) 鉄骨枠に張り付いた壁板のコンクリート
写真2.3.7 試験体 WOE の損傷状況（鉄骨枠取り外し後）

2.3.4.4. 試験体 WOB

図2.3.9 に各サイクルの終了時のひび割れの状況を、写真2.3.8 に層間変形角 $R=1/400\text{rad}$ 、 $1/200\text{rad}$ 、 $1/133\text{rad}$ 、 $1/100\text{rad}$ 、 $1/67\text{rad}$ 、 $1/50\text{rad}$ 、実験終了時の損傷状況を示す。図中の黒線は初期ひび割れを、赤線は正方向載荷時のひび割れを、青線は負方向載荷時のひび割れを、黒の塗り潰しはコンクリートが剥落した箇所を表している。

試験体 WOE では、図2.3.9(a)に示すように、載荷前の段階で乾燥収縮によるものと思われるせん断ひび割れが壁板の頂部に生じていた。 $R=1/1600\text{rad}$ サイクルでは、負方向載荷時の $Q=-367\text{kN}$ ($R=-0.049 \times 10^{-2}\text{rad}$) において壁板にせん断ひび割れが発生した。また、 $R=1/800\text{rad}$ サイクルでは、図2.3.9(b)に示すように、正方向載荷時の $Q=450\text{kN}$ ($R=0.066 \times 10^{-2}\text{rad}$) において壁板にせん断ひび割れが発生した。

$R=1/400\text{rad}$ サイクルでは、正方向ではサイクルピーク時 ($Q=743\text{kN}$) に、負方向では $Q=-652\text{kN}$ ($R=-0.170 \times 10^{-2}\text{rad}$) に、直交壁における曲げひび割れの発生を確認した。図2.3.9(c)、写真2.3.8(a)に示すように、壁板全体にせん断ひび割れが進展し、直交壁にも曲げひび割れが進展したが、鉄骨枠に近接する南側の直交壁では、試験体 WOE と同じく、曲げひび割れの進展がやや遅かった。また、試験体南側の直交壁と鉄骨枠に挟まれた部分では、直交壁と壁板の境界部分に沿った亀裂が発生していた。負方向載荷時には、直交壁北側脚部の端部のカバーコンクリー

トに微細な縦方向のひび割れが生じた。

$R=1/200\text{rad}$ サイクルでは、**図2.3.9(d)**、**写真2.3.8(b)**に示すように、壁板内のせん断ひび割れ、直交壁内の曲げひび割れの本数がさらに増えた。また、壁板のせん断ひび割れが上下のスタブと鉄骨枠の間の壁板にも進展した。

$R=1/133\text{rad}$ サイクルでは、**写真2.3.8(c)**、**(d)**に示すように、壁板と下スタブの境界面の離間が目立つようになった。また、**写真2.3.8(d)**に示すように、負方向載荷時には直交壁の北側脚部にせん断ひび割れが発生し、その近傍の壁板では既に発生していたせん断ひび割れに沿って細かいせん断ひび割れが発生し、コンクリートの剥落も生じた。一方、**写真2.3.8(c)**に示すように、正方向載荷時の直交壁の南側脚部にはこのようなせん断ひび割れは発生していない。

$R=1/100\text{rad}$ サイクルでは、正方向載荷時には、**写真2.3.8(e)**に示すように、直交壁の南側脚部にせん断ひび割れが発生したものの、壁板内に開口と鉄骨枠があることで、壁板内のせん断ひび割れが開口の下側を回り込んで進展する形となり、直交壁の損傷が軽微に抑えられたため、試験体 WOE と同じように、ほぼ横ばいの耐力を保持した。一方、負方向載荷時には、**図2.3.9(f)**、**写真2.3.8(f)**に示すように、試験体 W と同じように、直交壁の北側脚部近傍の壁板のコンクリートが破壊し始めたものの、壁板内に開口と鉄骨枠があることで、壁板内のせん断ひび割れが開口の上側を回り込んで進展する形となったため、試験体 WOE と同じく、せん断ひび割れが直交壁を貫通できず、耐力低下は生じたものの、そのまま軸力支持能力を喪失することはなかった。

$R=1/67\text{rad}$ サイクルでは、正方向載荷時には、**図2.3.9(g)**に示すように、 $R=1/100\text{rad}$ サイクルの負方向載荷時に壁板に生じた損傷があるにも関わらず、ほぼ耐力を保持した状態で変形が進み、**写真2.3.8(g)**に示すように、直交壁の南側脚部のせん断ひび割れがさらに進展している。一方、負方向載荷時には、載荷を繰り返す度に、コンクリートが剥落する範囲が拡大し、保持できる水平荷重が小さくなり、2回目のサイクル終了時に保持していた水平荷重は、負方向の最大耐力の3割弱まで低下した。**写真2.3.8(h)**に示すように、コンクリートが剥落する範囲が拡大することで、直交壁の北側脚部の曲げ補強筋が大きく座屈している。

最後に $R=1/50\text{rad}$ まで正方向の押し切り載荷を行った。**写真2.3.8(i)**、**(j)**に示すように、直交壁の南側脚部ではコンクリートが剥落し、曲げ補強筋の座屈も見られたが、実験終了の段階で、正方向の最大耐力の8割以上の水平荷重を保持していた。**図2.3.9(h)**に示すように、鉄骨枠で補強された部分でどのようにひび割れが進展したかは分からないが、試験体南側の直交壁と壁板の境界部分を除くと、鉄骨枠の縁に沿ってひび割れが進展するような様子が確認されていないことから、鉄骨枠で補強された部分でもひび割れは発生していたものと考えられる。一方で、壁板の表面と鉄骨枠の間で、目視で確認できるような大きなずれ変形は確認されていないことから、試験体 WOB では、壁板と鉄骨枠はある程度一体となって水平力に抵抗していたものと考えられる。なお、鉄骨枠自体には、目視で確認できるような目立った損傷は実験終了時まで確認されなかった。

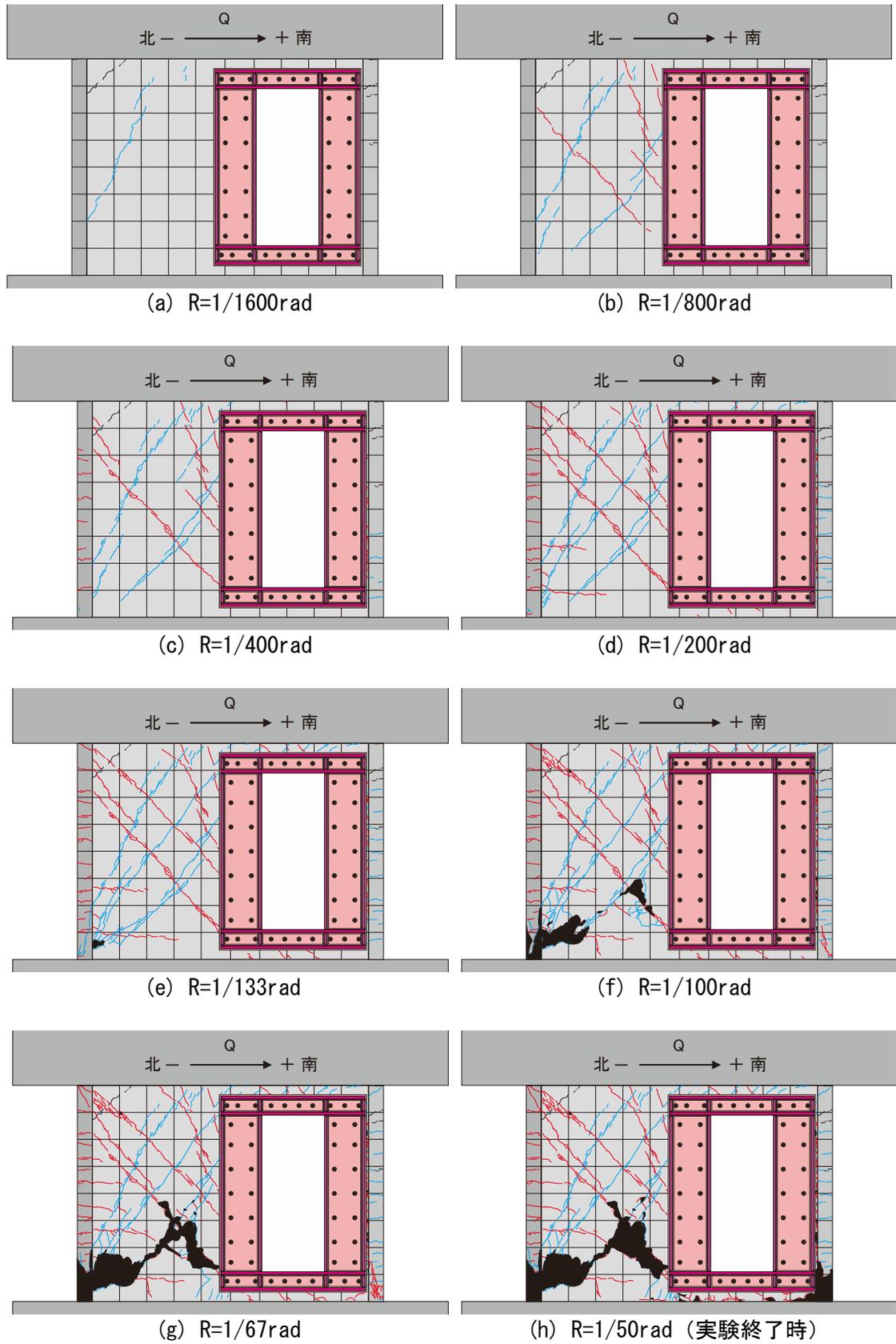
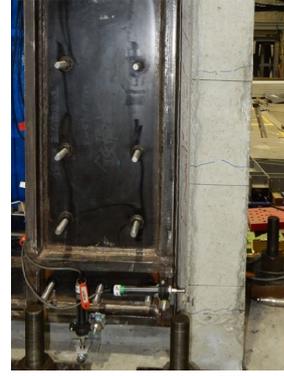


図2.3.9 試験体 WOB のひび割れ図

IV-5. 技術資料



(a) R=1/400rad



(南側の直交壁-壁板間の損傷)



(b) R=1/200rad



(南側の直交壁-壁板間の損傷)



(脚部の離間)

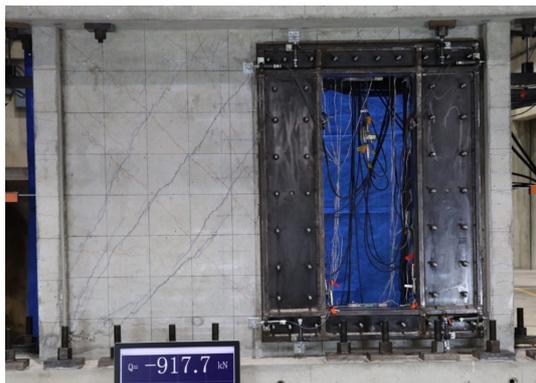


(南側の直交壁-壁板間の損傷)

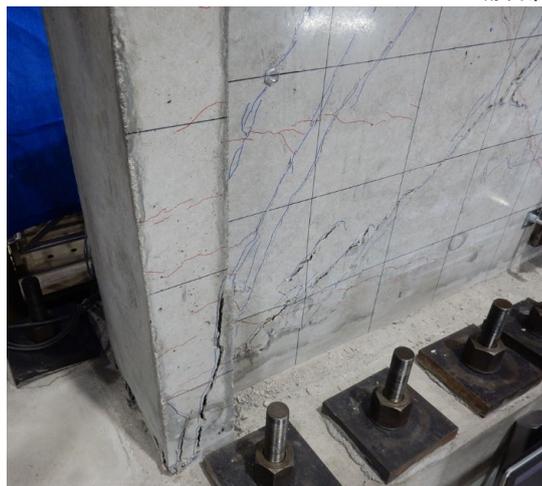


(c) R=1/133rad (正方向載荷時)
写真2.3.8 試験体 WOB の損傷状況

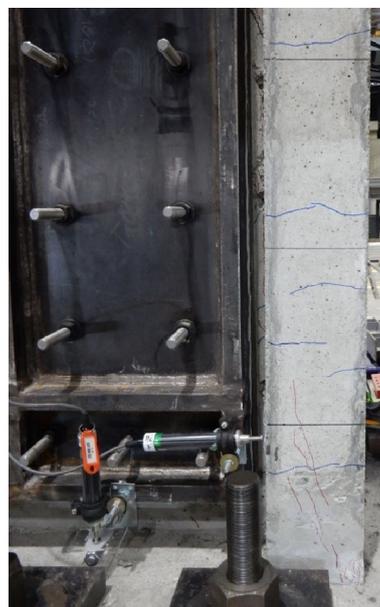
IV-5. 技術資料



(脚部の離間)



(北側の直交壁、壁板の損傷)
(d) $R=1/133\text{rad}$ (負方向載荷時)



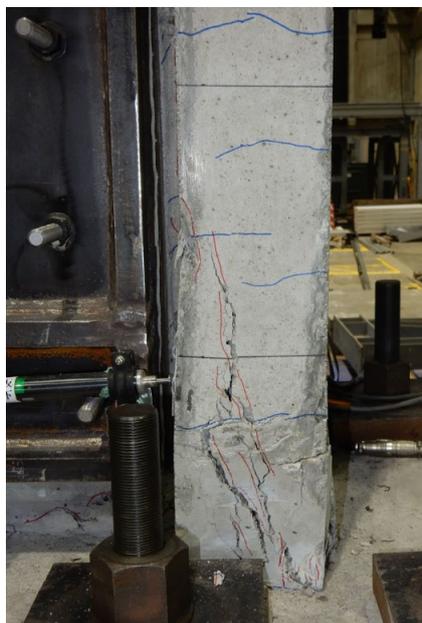
(南側の直交壁、直交壁—壁板間の損傷)
(e) $R=1/100\text{rad}$ (正方向載荷時)
写真2.3.8 試験体 WOB の損傷状況

IV-5. 技術資料



(北側の直交壁、壁板の損傷)

(f) $R=1/100\text{rad}$ (負方向載荷時)

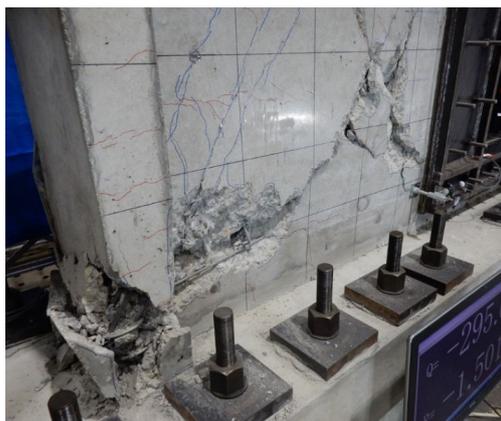
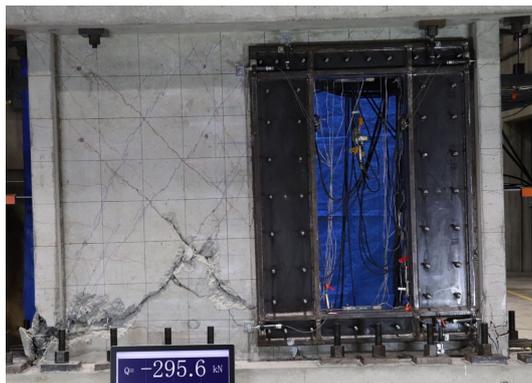


(南側の直交壁、直交壁—壁板の損傷)

(g) $R=1/67\text{rad}$ (正方向載荷時)

写真2.3.8 試験体 WOB の損傷状況

IV-5. 技術資料



(北側の直交壁、壁板の損傷)
(h) $R=1/67\text{rad}$ (負方向載荷時)



(南側の直交壁、直交壁-壁板間の損傷)
(i) $R=1/50\text{rad}$ (正方向載荷時)
写真2.3.8 試験体 WOB の損傷状況

IV-5. 技術資料



(南側の直交壁、直交壁一壁板間の損傷)



(南側の直交壁、壁板間の損傷)

(j) 実験終了後

写真2.3.8 試験体 WOB の損傷状況

2.3.4.5. ひび割れ幅の比較

表2.3.5 に実験で計測した最大ひび割れ幅の推移を示す。ひび割れ幅の計測は、各サイクルの最終サイクルのピーク時と除荷時に行ったが、1/400rad、1/200rad サイクルの1回目については、一部の試験体でサイクルピーク間の変形角（1/400rad サイクルでは 0.1875×10^{-2} rad、1/200rad サイクルでは 0.375×10^{-2} rad）におけるひび割れ幅の計測も行っている（これらのひび割れ幅については、対応する残留ひび割れ幅の計測は行っていない）。また、1/100rad サイクル以降は、いずれの試験体でもコンクリートの剥落が顕著となったため、ここでは 1/133rad サイクルまでの計測結果を示している。

試験体 W では、実験初期に壁板に鉛直ひび割れが発生したが、1/400rad サイクル以降はひび割れ幅の増大は見られず、せん断ひび割れの進展が支配的となっている。したがって、鉛直ひび割れが試験体 W の崩壊機構や最大耐力に及ぼした影響は小さいものと考えられる。本実験では、一定荷重として軸力比 0.15 に相当する鉛直荷重を作用させているため、特に曲げひび割れについては、残留ひび割れ幅が小さく計測される傾向があるものと思われるが、試験体 W では、側柱の曲げひび割れよりも、壁板のせん断ひび割れの方が最大ひび割れ幅の値が全体的に大きく、残留ひび割れ幅が 0.1mm に到達するのが 1/800rad サイクル、0.2mm に到達するのが 1/400rad サイクルであった。一般的に残留ひび割れ幅が 0.2mm を超えるとエポキシ樹脂の充填による補修が必要と判断されることが多いものと思われるが、試験体 W は縮尺が約 2/3 の縮小試験体であり寸法効果を考慮する必要があることを踏まえると、1/800rad サイクルから 1/400rad サイクルの間がエポキシ樹脂による補修を判断する際の層間変形角となるものと思われる。一方、試験体 WOE では、残留ひび割れ幅が 0.1mm に到達するのが 1/400rad サイクルと遅く、試験体 WOB では、残留ひび割れ幅が 0.1mm に到達するのが 1/1600rad サイクル、0.2mm に到達するのが 1/800rad と早かった。壁板と鉄骨枠が接着された試験体 WOE では、鉄骨枠が壁板のせん断ひび割れの進展をある程度抑制したと考えられるのに対し、壁板と鉄骨枠がボルトで接合された試験体 WOB では、そこまでの抑制効果が得られなかったものと考えられる。

表2.3.5 ひび割れ幅の推移 (単位 : mm)

(a) 正方向

サイクル名	層間変形角 ($\times 10^{-2}$ rad)	水平変位 (mm)	ひび割れ の種類	正方向										
				側柱						壁板				
				曲げ			せん断			せん断			鉛直	
				W	WOE	WOB	W	WOE	WOB	W	WOE	WOB	W	
1/1600①	0.050	0.8	最大											
	0.0625	1.0	最大											
			残留									0.05未満		0.10
1/800①	0.100	1.6	最大							0.15	0.25	0.10	0.15	
	0.125	2.0	最大							0.25	0.30	0.20	0.15	
			残留							0.10	0.05	0.05未満	0.10	
1/400①	0.1875	3.0	最大	0.05未満						0.45	0.60	-	0.20	
1/400②	0.250	4.0	最大	0.05	0.05	0.05未満				0.80	0.90	1.00	0.20	
			残留	閉じ	閉じ	閉じ				0.20	0.10	0.20	0.10	
1/200①	0.375	6.0	最大	0.15	0.15	0.20		0.05	0.10	1.30	1.40	1.80	0.15	
1/200②	0.500	8.0	最大	0.15	0.55	0.50			0.30	0.20	1.80	1.40	2.00	0.15
			残留	閉じ	0.05未満	0.05未満		0.05未満	0.05未満	0.30	0.60	0.50	0.15	
1/133②	0.750	12.0	最大	3.50	3.00	4.00			0.70	0.30	3.00	2.00	3.00	0.15
			残留	0.70	0.50	0.25			0.05	0.10	0.50	0.65	1.20	0.15

(b) 負方向

サイクル名	層間変形角 ($\times 10^{-2}$ rad)	水平変位 (mm)	ひび割れ の種類	負方向										
				側柱						壁板				
				曲げ			せん断			せん断			鉛直	
				W	WOE	WOB	W	WOE	WOB	W	WOE	WOB	W	
1/1600①	0.050	0.8	最大							0.05		0.05未満	0.10	
	0.0625	1.0	最大							0.05	0.05未満	0.20	0.10	
			残留								閉じ	閉じ	0.10	0.10
1/800①	0.100	1.6	最大	0.05未満						0.05	0.15	0.25	0.15	
	0.125	2.0	最大	0.05未満	0.05					0.20	0.20	0.35	0.20	
			残留	閉じ	閉じ					0.10	0.05未満	0.25	0.20	
1/400①	0.1875	3.0	最大	0.05	0.10					0.45	0.50	-	0.20	
1/400②	0.250	4.0	最大	0.05	0.20	0.05				0.80	0.60	0.80	0.20	
			残留	閉じ	閉じ	閉じ				0.20	0.10	0.40	0.10	
1/200①	0.375	6.0	最大	0.10	0.50	0.10				1.30	1.00	1.10	0.15	
1/200②	0.500	8.0	最大	0.60	1.00	0.65				2.00	1.20	1.80	0.15	
			残留	0.05	0.20	0.05未満				0.40	0.15	0.60	0.15	
1/133②	0.750	12.0	最大	3.00	1.00	3.00			0.40	1.00	3.00	2.00	2.50	0.15
			残留	0.80	0.35	1.00			0.05	0.80	1.00	0.65	2.00	0.15

2.3.5. 加力実験の荷重変形関係

図2.3.10 に各試験体の荷重変形関係と包絡線の比較を示す。基準試験体 W では、ひび割れが発生し、壁横筋、壁縦筋、直交壁軸方向筋の順に鉄筋の引張降伏が生じることで、水平剛性が徐々に低下し、層間変形角 1/133rad 付近で最大耐力に到達した。その後、壁板内のせん断ひび割れが直交壁脚部まで進展し、層間変形角 1/100rad のサイクルの負方向で、せん断ひび割れに沿ったずれ破壊に伴う急激な耐力低下を生じたため、実験を終了している。開口補強試験体 WOE、WOB では、開口が引張側となる負方向において、基準試験体 W と同じ層間変形角 1/133rad 付近で最大耐力に到達したが、鉄骨枠によって補強されたことで、壁板内のせん断ひび割れに沿ったずれが抑制され、直交壁脚部における損傷の進展による耐力低下は生じるものの、軸力支持能力の喪失には至らなかった。一方、開口が圧縮側となる正方向では、鉄骨枠による補強によって、曲げ圧縮域における直交壁や壁板の損傷が軽減されたため、基準試験体 W よりも大きい層間変形角 1/100rad 付近で最大耐力に到達した。試験体 WOB では層間変形角 1/50rad の押切載荷後も最大耐力の 80%以上の耐力を保持していたが、試験体 WOE では層間変形角 1/77rad (1.3×10^{-2}) 付近で、鉄骨枠の接着面近傍のコンクリートが破壊し、壁板と鉄骨枠の一体性が損なわれたため、直交壁脚部の破壊が進行し、急激な耐力低下を生じたため、実験を終了している。

IV-5. 技術資料

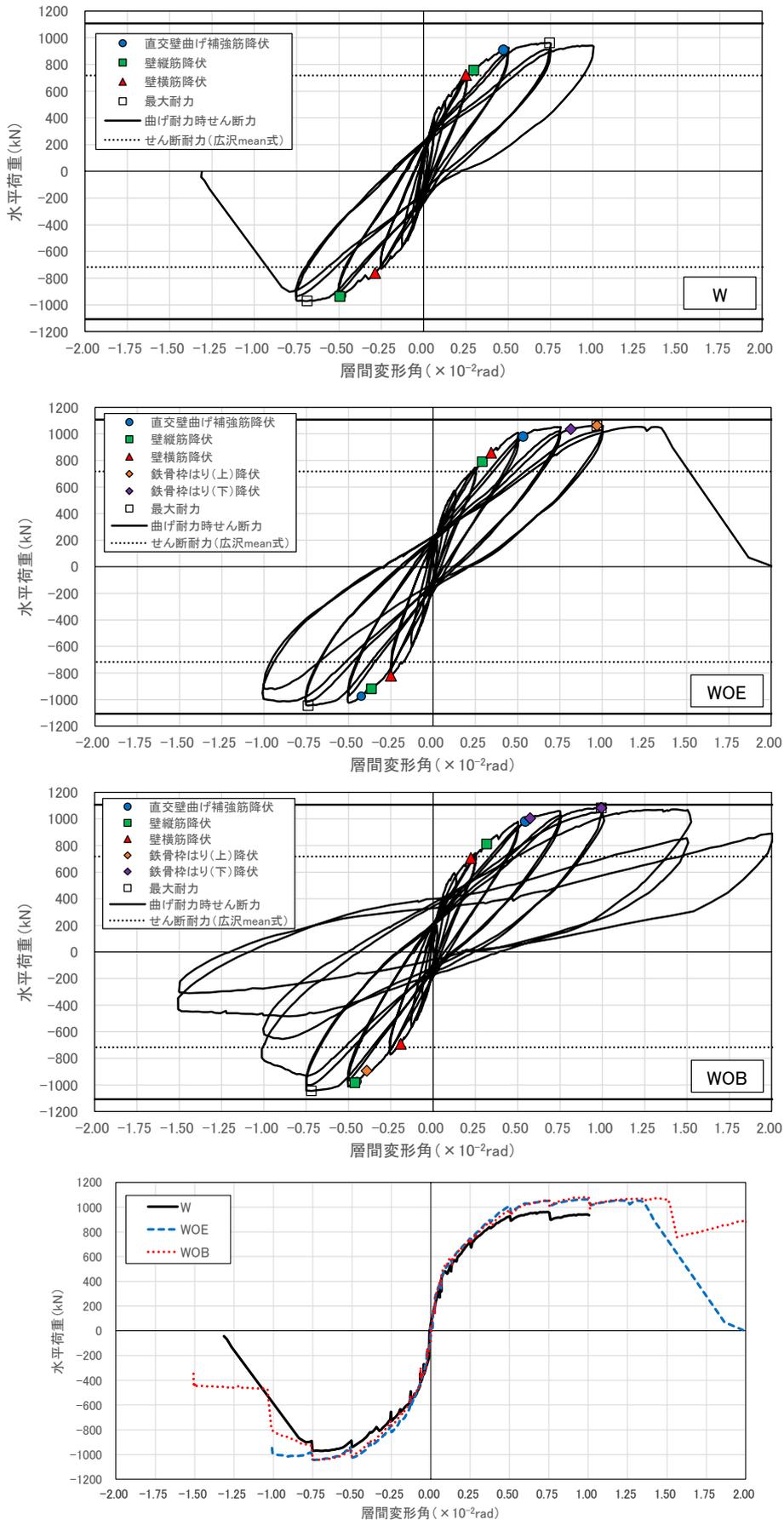


図2.3.10 各試験体の荷重変形関係の比較

2.3.6. 加力実験の初期剛性、最大耐力

表2.3.6、表2.3.7に、各試験体の初期剛性、最大耐力の実験値と計算値の比較を示す。なお、式(2.2)～(2.5)は初期剛性、式(2.6)は開口によるせん断剛性の低減率、式(2.7)は曲げ終局モーメント、式(2.8)はせん断耐力、式(2.9)は開口によるせん断耐力の低減率の計算式である^{[2.3]、[2.4]}。

開口補強試験体 WOE、WOB では、基準試験体 W と比較して、初期剛性がいずれも 2 割程度高い値となった。試験体 W では、初期剛性の計算値に対する実験値の比率が 0.54 となり、耐力壁の実験データベース^[2.2]を用いた既往の検討における平均的な評価精度の範囲 (0.73[平均値]±0.27[標準偏差]) には含まれるものの、その下限に近い値となった。初期剛性が計算値を大幅に下回った理由としては、実験開始時に作用させた圧縮軸力による影響 (壁板の膨張を誘発した可能性) や、乾燥収縮によるものと思われる初期ひび割れの影響が考えられる。

一方、試験体 WOE、WOB では、試験体 W の初期剛性の計算値にせん断剛性の低減率を乗じた値とほぼ等しい初期剛性を示している。実際には、開口による曲げ剛性の低下や、鉄骨枠による曲げ剛性やせん断剛性の増大効果を考慮する必要があるが、ここで示した初期剛性の推定値は、試験体 WOE、WOB の実験値に近い。試験体 WOE、WOB の実験値が計算値に近い値を示した理由としては、開口を壁板に設けたことで、壁板内のコンクリートの収縮が緩和され、試験体 W で見られた壁板における鉛直ひび割れの発生も見られなかったこと、開口周辺を高強度のコンクリートに打ち直しており、これらが剛性の増大に寄与していることなどが考えられる。

試験体 WOE、WOB の最大耐力は、試験体 W の最大耐力を 1 割程度上回っていた。また、いずれの試験体でも加力方向が最大耐力に及ぼす影響は小さく、耐力差が最大となった試験体 WOB でも 4%程度に留まった。したがって、鉄骨枠で補強した試験体では、壁板内における開口位置が最大耐力に及ぼす影響は小さいものと考えられる。開口が加力方向に対して引張側に位置する負方向では、いずれの試験体でも最大耐力に到達したのは R=1/133rad サイクルであったが、開口が加力方向に対して圧縮側に位置する正方向では、試験体 W が最大耐力に到達したのは R=1/133rad サイクルであったのに対し、試験体 WOE、WOB が最大耐力に到達したのは R=1/100rad サイクルであり、変形性能の向上が見られた。

なお、試験体 W の曲げ終局時せん断力、せん断耐力の計算値と比較すると、試験体 W では、せん断耐力の計算値と比較して、1.35 倍の最大耐力を発揮している。耐力壁の実験データベース^[2.2]を用いた既往の検討では、耐力壁のせん断耐力の実験値/計算値の比率の平均値が 1.41、標準偏差が 0.32 となることが報告されているため、試験体 W の結果は、データベースにおける平均的な傾向と概ね一致している。また、試験体 W では、直交壁の軸方向筋が引張降伏しているが、曲げ終局時せん断力の計算値と比較して、0.92 倍の最大耐力を発揮している。耐力壁の実験データベース^[2.2]を用いた既往の検討では、耐力壁の曲げ終局時せん断力の実験値/計算値の比率の平均値が 1.08、標準偏差が 0.16 となることが報告されているため、下限に近いものの標準偏差の範囲内に留まっている。しかしながら、試験体 W と試験体 WOE、WOB の壁脚における断面形状、配筋は共通であるため、曲げ降伏によって最大耐力が決まったのであれば、試験体 W と試験体 WOE、WOB で耐力差が生じないものと考え、各試験体の最大耐力にはせん断破壊の影響が少なからず含まれているものと考えられる。

$$k = \frac{1}{\frac{1}{k_m} + \frac{1}{k_s}} \quad (2.2)$$

$$k_m = \frac{1}{\delta_m} = \frac{E_c I_c}{\left\{ \frac{1}{3} h_m^3 + \frac{1}{2} (h_L - h_m) h_m^2 \right\}} \quad (2.3)$$

$$k_s = \frac{1}{\delta_s} = \frac{G_c \cdot A_{all}}{\kappa_e \cdot h_m} \quad (2.4)$$

$$\kappa_e = \frac{13}{15} \eta + \frac{1}{3} = \frac{13}{15} \min(2.2, \frac{A_{all}}{t_w \cdot l}) + \frac{1}{3} \quad (2.5)$$

$$r_1 = 1 - 1.25 \sqrt{\frac{l_o \cdot h_o}{l_w \cdot h_w}} \quad (2.6)$$

ここで、 E_c ：コンクリートのヤング係数、 I_c ：耐力壁の断面二次モーメント（鉄筋の寄与分は無視した）、 h_m ：試験体の水平変位の計測高さ、 h_L ：試験体の水平加力高さ、 G_c ：コンクリートのせん断弾性係数、 A_{all} ：耐力壁の全断面積、 κ_e ：エネルギー法による形状係数、 t_w ：壁厚、 l ：耐力壁の全長、 l_o ：開口幅、 h_o ：開口高さ、 l_w ：I形断面耐力壁の場合の両側柱中心間距離、 h_w ：耐力壁の高さである。

$$M_{wu} = 0.9 a_t \sigma_y D + 0.4 a_w \sigma_{wy} D + 0.5 N D \left(1 - \frac{N}{B D F_c} \right) \quad (2.7)$$

ここで、 a_t ：引張側柱の主筋全断面積、 σ_y ：引張側柱の主筋の降伏強度、 a_w ：耐力壁の縦筋の断面積、 σ_{wy} ：耐力壁の縦筋の降伏強度、 B ：耐力壁の全せい、 D ：耐力壁の全せい、 F_c ：コンクリートの圧縮強度、 N ：耐力壁の軸方向力である。

$$Q_{wsu} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M / (Q \cdot D) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e \cdot j \quad (2.8)$$

$$r_2 = 1 - \min\left(\frac{l_o}{l_w}, \sqrt{\frac{l_o \cdot h_o}{l_w \cdot h_w}}\right) \quad (2.9)$$

ここで、 p_{te} ：等価引張鉄筋比（%）、 F_c ：コンクリートの圧縮強度（N/mm²）、 $M / (Q \cdot D)$ ：せん断スパン比（ $1 \leq M / (Q \cdot D) \leq 3$ ）、 σ_{wh} ：水平せん断補強筋の降伏強度（N/mm²）、 p_{wh} ： t_e を厚さと考えた場合の水平せん断補強筋比（小数）、 σ_0 ：全断面積に対する平均軸応力度（N/mm²）、 t_e ：I形断面を長さと同断面積が等しい等価長方形断面に置き換えた時の幅（mm、但し t_e は壁厚 t の1.5倍以下とする。）、 j ： $(7/8) \cdot d$ 、 d ：I形断面の場合は $D - D_c / 2$ 、 D ：耐力壁の全長（mm）、 D_c ：引張側柱のせい（mm）、 l_o ：開口幅、 h_o ：開口高さ、 l_w ：I形断面耐力壁の場合の両側柱中心間距離、 h_w ：耐力壁の高さである。

表2.3.6 初期剛性の比較

初期剛性 ($Q=+200\text{kN}$ 時点)	基準試験体 W	開口補強試験体 WOE(接着接合)	開口補強試験体 WOB(ボルト接合)
全体 $1/(1/k_f+1/k_s)$	402kN/mm(実験値) 744kN/mm(設計値) 実験/計算=0.54	480kN/mm(実験値) 465kN/mm(設計値) 実験/計算=1.03	465kN/mm(実験値) 465kN/mm(設計値) 実験/計算=1.00
曲げ k_f	1303kN/mm(実験値) 1935kN/mm(設計値) 実験/計算=0.67	1646kN/mm(実験値) 1935kN/mm(設計値*) 実験/計算=0.85	1667kN/mm(実験値) 1935kN/mm(設計値*) 実験/計算=0.86
せん断 k_s	581kN/mm(実験値) 1209kN/mm(設計値) 実験/計算=0.48	677kN/mm(実験値) 612kN/mm(設計値**) 実験/計算=1.11	644kN/mm(実験値) 612kN/mm(設計値**) 実験/計算=1.05
R=1/1600rad時 のひび割れの 状況 黒線が 初期ひび割れ			

* 開口、鉄骨枠による曲げ剛性の増減はないものと仮定している。

** 開口によるせん断剛性の低下のみを考慮し、鉄骨枠による剛性の増大は無視している。骨組解析で概算した鉄骨枠のせん断剛性は100kN/mm程度であり、全体剛性に及ぼす影響は最大でも1割程度である。

表2.3.7 最大耐力の比較

	基準試験体 W	開口補強試験体 WOE(接着接合)	開口補強試験体 WOB(ボルト接合)
最大耐力	+962kN(実験、正側) -971kN(実験、負側)	+1063kN(実験、正側) -1045kN(実験、負側)	+1083kN(実験、正側) -1044kN(実験、負側)
せん断耐力	717kN(設計値) 実験負/計算=1.35	717kN(設計値) 実験正/計算=1.48	717kN(設計値) 実験正/計算=1.51
曲げ耐力時 せん断力	1057kN(設計値) 実験負/計算=0.92	1057kN(設計値) 実験正/計算=1.01	1057kN(設計値) 実験正/計算=1.02

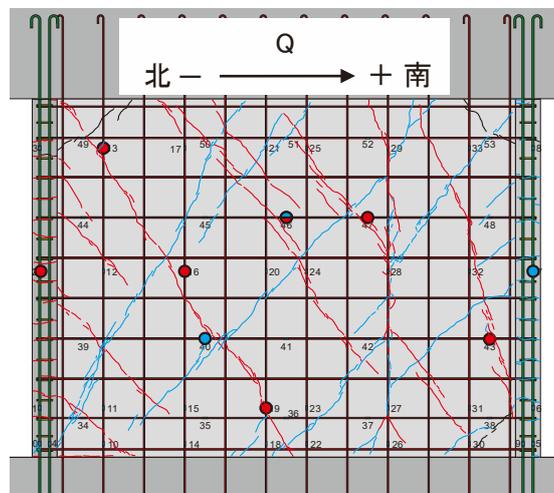
2.3.7. 鉄筋、鉄骨枠の降伏位置

図2.3.11、図2.3.12、図2.3.13に試験体W、WOE、WOBの $R=1/200\text{rad}$ 、 $1/133\text{rad}$ 、 $1/100\text{rad}$ 時の直交壁の軸方向筋、壁縦筋、壁横筋が引張降伏した位置を示す。なお、図中にはそれぞれの層間変形角に対応するひび割れ分布を重ねている。

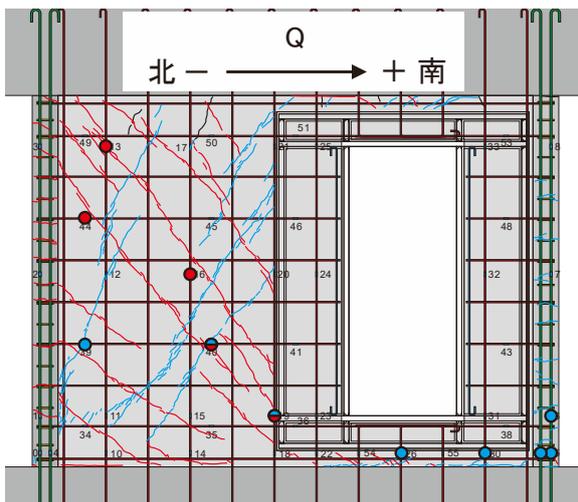
試験体Wでは、 $R=1/200\text{rad}$ サイクルでは、直交壁の軸方向筋、壁縦筋、壁横筋の全てが引張降伏している。但し、直交壁の軸方向筋の引張降伏は、曲げモーメントが最も大きい壁脚ではなく、試験区間の中心高さで生じており、壁板内の壁横筋を介したトラス機構によるせん断伝達の反力や、壁板が面内方向で膨張しようとするのを直交壁が拘束する効果など、曲げモーメント以外の要因によって、引張降伏した可能性がある。 $R=1/133\text{rad}$ サイクルでは、直交壁脚部の軸方向筋や耐力壁脚部の壁縦筋にも引張降伏が見られるようになり、鉄筋の降伏範囲が壁板全体に広がっている。 $R=1/100\text{rad}$ サイクルでは、最終的に壁板内のせん断ひび割れに沿って破壊が生じるが、破壊面近傍の壁縦筋や壁横筋が引張降伏している。

試験体WOE、WOBでは、 $R=1/200\text{rad}$ サイクルにおいて、南側の直交壁脚部の軸方向筋や耐力壁脚部の壁縦筋に引張降伏が見られる。これは、鉄骨枠の設置によって、南側の壁板の引張剛性が増大したため、負方向載荷時の曲げ剛性が増大し、試験体Wよりも壁脚の鉛直方向鉄筋が引

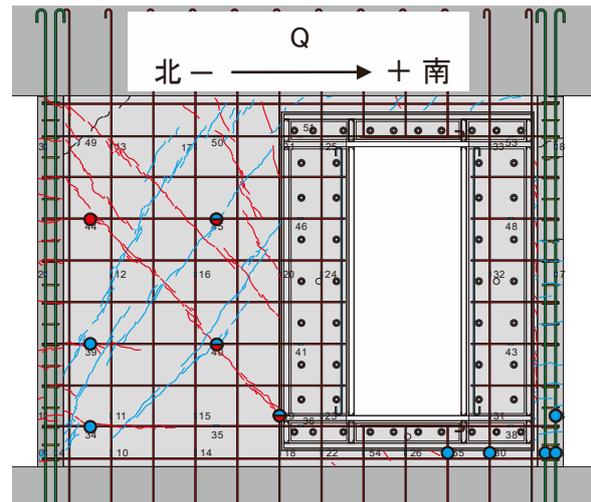
張降伏しやすい状況になったものと考えられ、壁板—鉄骨枠間の接合面のせん断剛性がより高いものと思われる試験体 WOEの方が試験体 WOBと比較して、壁縦筋が引張降伏する範囲も広い。一方、鉄骨枠による拘束のない北側の壁板では、試験体 Wと同様にこれらの鉛直方向鉄筋の引張降伏は $R=1/133\text{rad}$ サイクルで生じている。ここでは $R=1/100\text{rad}$ サイクルまでの降伏位置を示しているが、試験体 WOE、WOBのいずれについても、南側の壁板のうち、鉄骨枠で直接拘束されている部分では、局所的な引張降伏を除けば、壁縦筋や壁横筋の引張降伏はほとんど見られない。局所的な引張降伏が生じた箇所についても、本実験では鉄筋に丸鋼を用いているため、鉄骨枠の周辺に発生したひび割れによって鉄筋が引張降伏すると、付着劣化によって引張降伏が鉄骨枠に拘束された壁板内まで伝播した可能性があることから、試験体 WOE、WOBでは、南側の壁板の変形が鉄骨枠によって、効果的に拘束されていたものと考えられる。



(a) 試験体 W



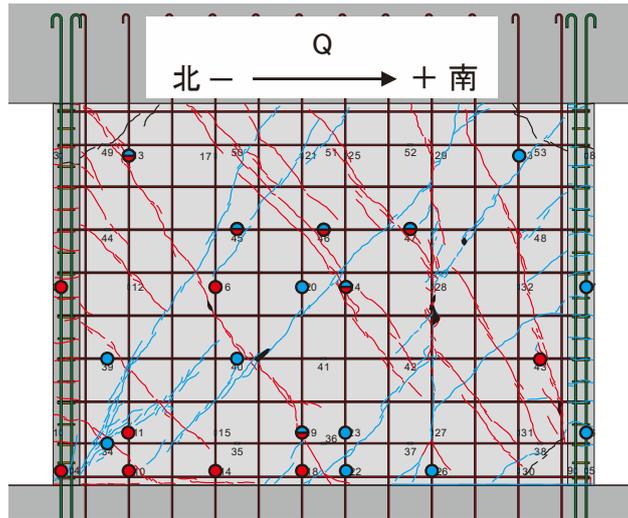
(b) 試験体 WOE



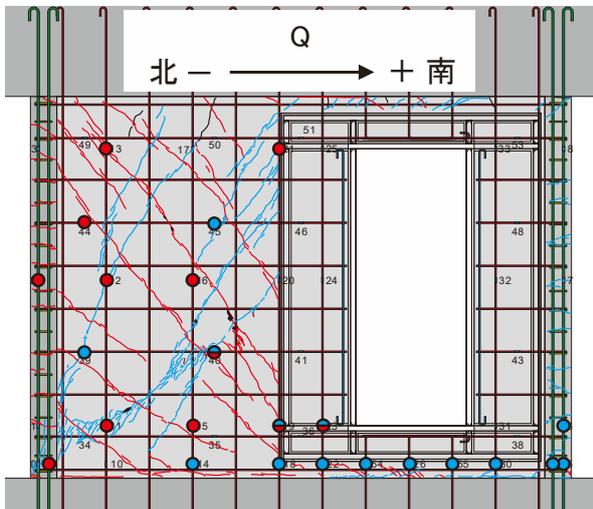
(c) 試験体 WOB

赤丸：正方向載荷時に引張降伏した点、青丸：負方向載荷時に引張降伏した点

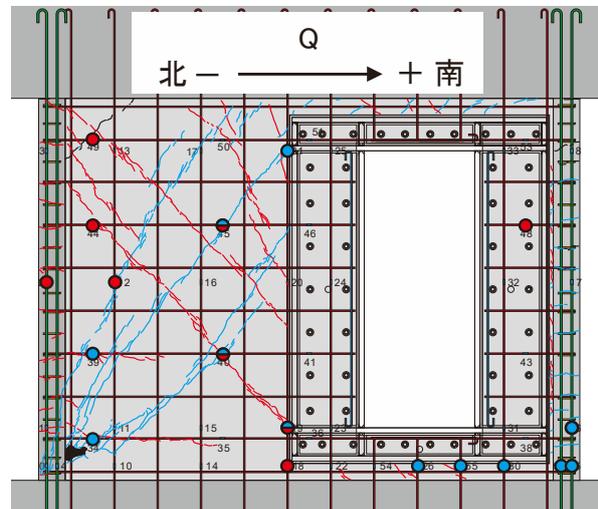
図2.3.11 鉄筋の降伏位置 ($R=1/200\text{rad}$)



(a) 試験体 W



(b) 試験体 WOE



(c) 試験体 WOB

赤丸：正方向載荷時に引張降伏した点、青丸：負方向載荷時に引張降伏した点

図2.3.12 鉄筋の降伏位置 (R=1/133rad)

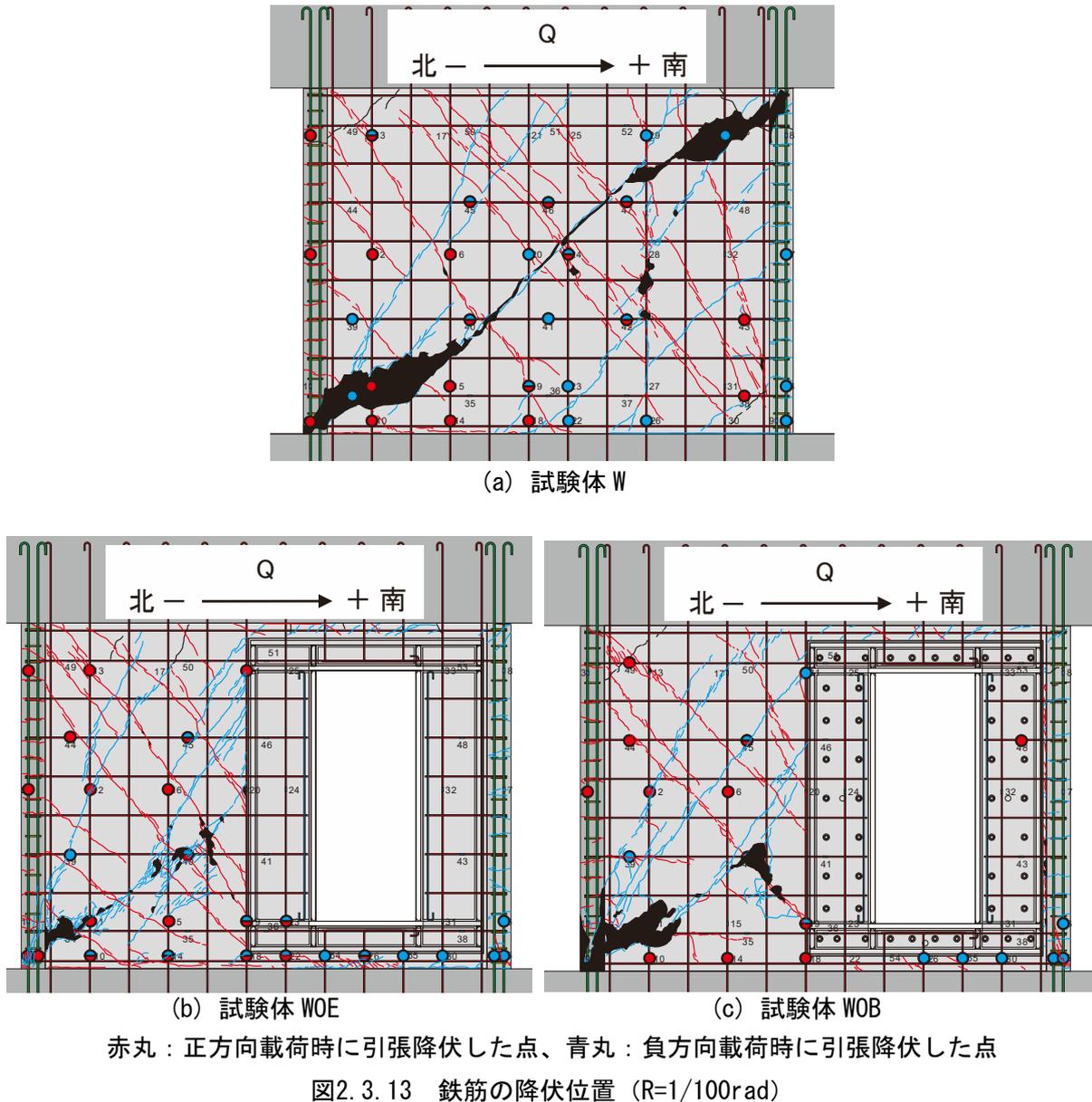


図2.3.14に実験中に鉄骨枠が降伏した箇所のひずみゲージ位置を示す。いずれの試験体でも、鉄骨枠の開口上下のはり材の開口端と接するフランジ材の端部が圧縮降伏したが、圧縮降伏が生じたのは一端のみであり、両端での曲げ降伏は見られなかった。したがって、鉄骨枠の柱材やはり材では、曲げ降伏に伴う崩壊形は形成されず、ほぼ弾性的な挙動を示したものと考えられる。鉄骨枠の圧縮降伏時の層間変形角は、試験体 WOE と比較して試験体 WOB の方が小さいが、この理由としては、鉄骨枠の裏面および側面を接着接合した試験体 WOE の方が、ボルト位置のみで壁板と接合されている試験体 WOB よりも壁板との一体性が高く、鉄骨枠に変形が生じにくくなっていた可能性が考えられる。

なお、図2.3.14に示すように、本実験では、鉄骨枠の柱梁接合部にはひずみゲージを貼付しておらず、その応力状態は不明であるため、はり材の曲げ降伏よりも、柱梁接合部のせん断降伏が先行していた可能性がある点に注意されたい。

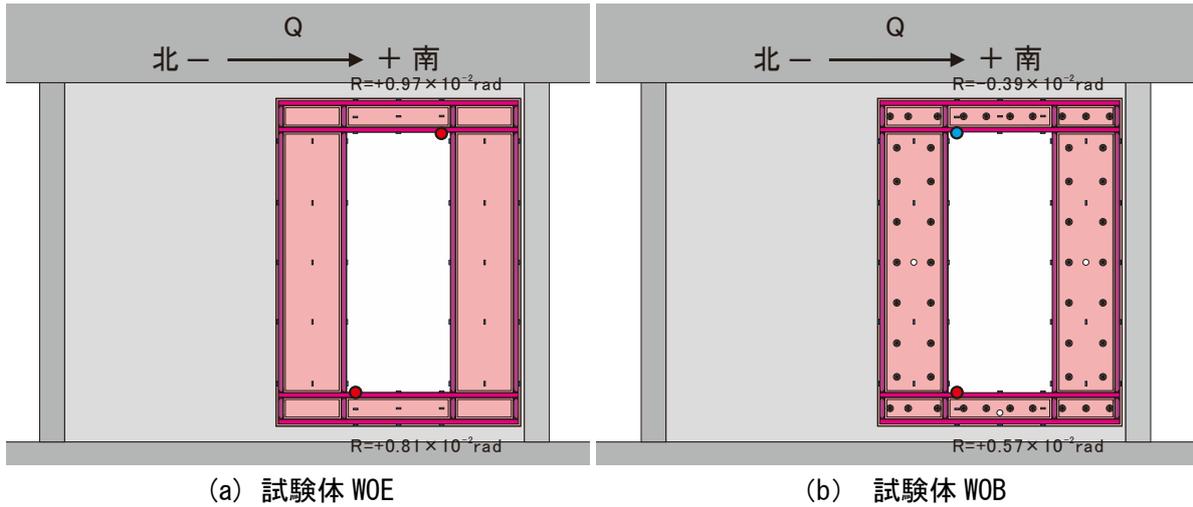


図2.3.14 実験終了時まで鉄骨棒が圧縮降伏した箇所

2.3.8. 壁板—鉄骨棒間のずれ量

図2.3.15に壁板—鉄骨棒間のずれ量の計測に用いた変位計の設置位置を示す。ずれ量の計測は、鉄骨棒の四隅に近い位置で行っており、計測点数は水平変位を4点、鉛直変位を4点の計8点である。なお、図2.3.15、写真2.3.9、写真2.3.10には $R=1/100\text{rad}$ サイクル時のひび割れの状況を示しており、変位計の計測位置とひび割れとの関係を確認できるようにしている。

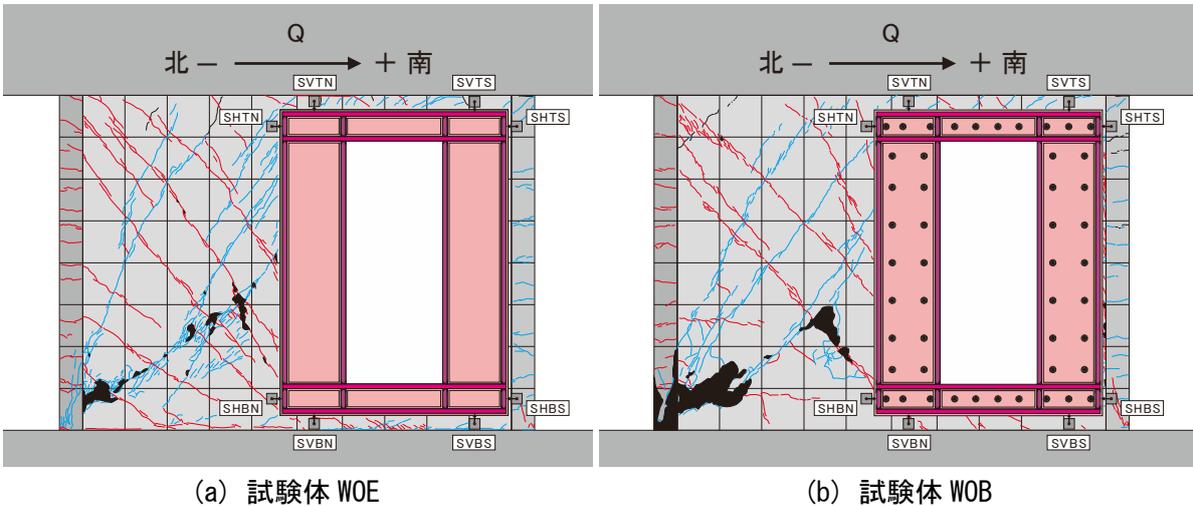


図2.3.15 壁板—鉄骨棒間のずれ量の計測位置と $R=1/100\text{rad}$ 終了時点のひび割れ分布



(SHTN、SVTN)



(SHTS、SVTS)



(SHBN、SVBN)



(SHBS、SVBS)

写真2.3.9 壁板－鉄骨枠のずれ量の計測位置と試験体 WOE の損傷状況 (R=1/100rad)



(SHTN、SVTN)



(SHTS、SVTS)



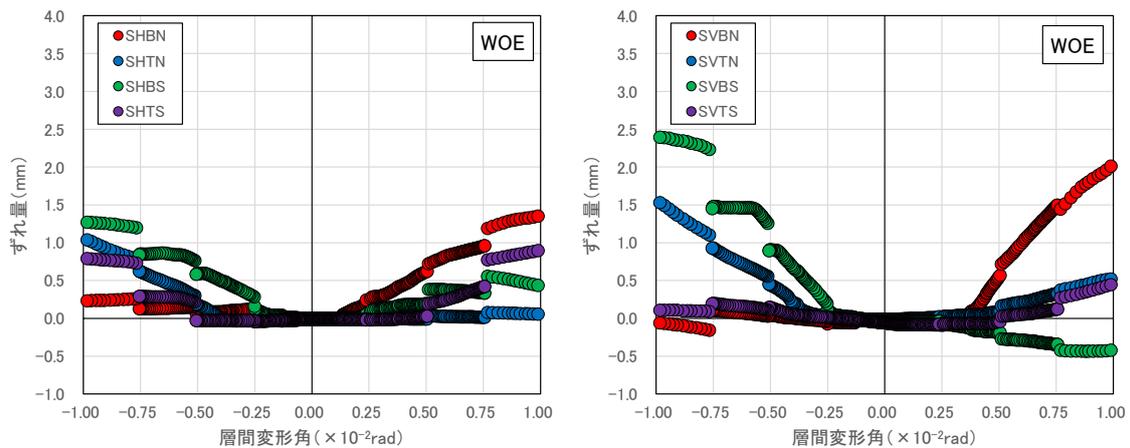
(SHBN、SVBN)



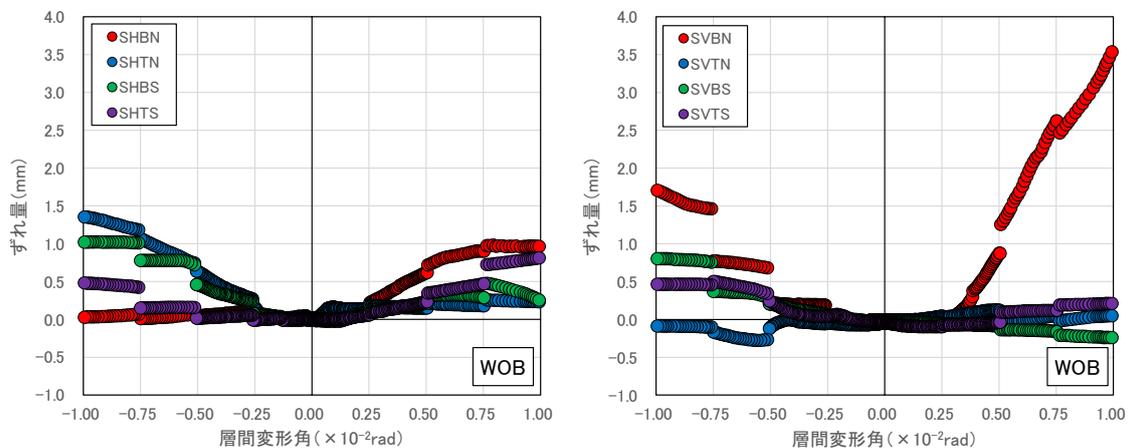
(SHBS、SVBS)

写真2.3.10 壁板－鉄骨枠のずれ量の計測位置と試験体 WOB の損傷状況 (R=1/100rad)

図2.3.16に壁板-鉄骨枠間のずれ量と層間変形角の関係を示す。なお、図2.3.15、写真2.3.9、写真2.3.10に示すように、 $R=1/100\text{rad}$ サイクル以降は、壁板におけるコンクリートの剥落が顕著となり、壁板に接着した計測用のターゲットが十分に固定できない状態になったため、図2.3.16には $R=1/100\text{rad}$ サイクルまでの結果を示している。壁板全体にせん断ひび割れが進展する $R=1/1600\sim 1/800\text{rad}$ 付近までは、壁板-鉄骨枠間のずれ量は非常に小さく、壁板と鉄骨枠がほぼ一体となって挙動しているものと考えられる。これ以降のサイクルでは、壁板-鉄骨枠間のずれ量が増加し始める箇所があるが、図2.3.15、写真2.3.9、写真2.3.10に示すように、変位計と壁板に設置したターゲットの間にひび割れが発生した場合、ひび割れ幅に相当する変形がずれ量に含まれてしまうことになる。例えば、正方向では北側脚部 (SHBN、SVBN)、負方向では北側頂部 (SHTN、SVTN) において、計測位置の近傍で壁板にせん断ひび割れが発生している。また、南側脚部 (SHBS、SVBS) でも、下スタブ近傍の水平方向のひび割れや直交壁-壁板間の鉛直方向のひび割れの発生が確認されており、これらのひび割れが壁板-鉄骨枠間のずれ量の増大に繋がった可能性がある。南側頂部 (SHTS、SVTS) では、計測位置の近傍におけるひび割れの発生が見られないが、これらの計測位置におけるずれ量は $0.5\sim 1.0\text{mm}$ 程度に留まっている。また、ひび割れの発生が見られた計測位置でも、反対方向の加力時のずれ量を確認すると、ひび割れが閉じたためか、南側頂部 (SHTS、SVTS) と同程度のずれ量に留まっている。



(a) 試験体 WOE



(b) 試験体 WOB

図2.3.16 壁板-鉄骨枠間のずれ量と層間変形角の関係

なお、2.3.3 項で示した要素実験では、接着接合した要素試験体 E1、E2 の最大強度時の変位の平均値が 0.4mm 程度、ボルト接合の要素試験体 E1、E2 の最大耐力時の変位の平均値がそれぞれ 12.0mm、4.3mm となることを報告した。したがって、試験体 WOE に関しては、壁板－鉄骨枠間のずれ量の最大値は、最大強度時の変位の平均値と概ね一致する程度であり、 $R=1/67\text{rad}$ サイクルで壁板－鉄骨枠間の接合面が破壊したことも概ね説明が付く。また、試験体 WOB に関しては、壁板－鉄骨枠間のずれ量の最大値は、図2.3.6 で示したボルト 1 本あたりの荷重－変位関係における初期の弾性域における変位に相当し、ボルト 1 本あたりの負担せん断力も最大強度の 1/4 程度の 30kN 程度に留まっている。実験終了時まで、試験体 WOB では目視で確認できるようなボルトの変形も確認されていないため、壁板－鉄骨枠間のずれ量が $R=1/100\text{rad}$ サイクルの時点で十分に小さい値に収まっていたとしても違和感はない。

2.3.9. 等価粘性減衰定数の推移

図2.3.17 に等価粘性減衰定数の推移を示す。ここでは実験の荷重変形関係から、式(2.10)を用いて等価粘性減衰定数を算定した。いずれの試験体でも、 $R=1/200\text{rad}$ 以降のサイクルから等価粘性減衰定数の値が増加に転じるが、これは直交壁の軸方向鉄筋が引張降伏した時の層間変形角と概ね一致している。本実験では、せん断破壊を想定した強度型の設計を行っているため、実験で求められた等価粘性減衰定数を参照することはあまりないものと思われるが、基準試験体 W と開口補強試験体 WOE、WOB の等価粘性減衰定数の値は概ね等しく、開口の新設補強を行っても、耐力壁の基本的な減衰性能はほとんど変化していないものと推測される。

$$\exp h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W}$$

(2.10)

ここで、 ΔW ：履歴吸収エネルギー、 W ：ポテンシャルエネルギーとする。

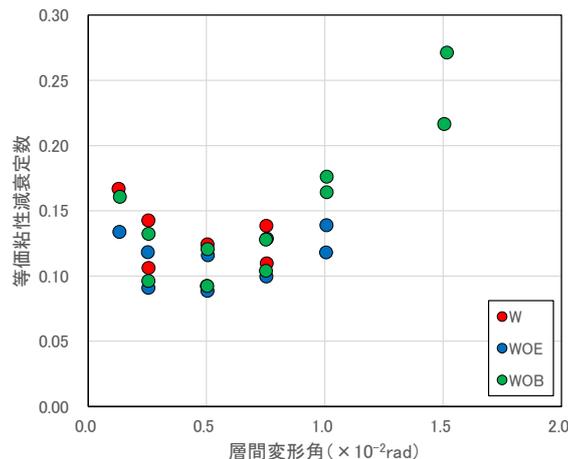


図2.3.17 等価粘性減衰定数の推移

2.4. 鉄骨枠による補強を行った加力実験を対象とした有限要素解析の概要

2.4.1. モデル概要

本節では、載荷実験によって、せん断耐力の回復が確認された補強試験体 WOE、WOB において、補強用の鉄骨枠の応力や、既存壁板との接合要素となる接着面やボルトの負担せん断力を把握するため、二次元有限要素解析を実施した。解析ソフトには FINAL/v11^[2.5]を用いた。図2.4.1～図2.4.3に基準試験体 W、開口補強試験体 WOE、WOB の解析モデルを示す。試験体のコンクリート部分（上下スタブ、壁板（既存、打ち直し）、直交壁）は四辺形要素でモデル化している。なお、内部の鉄筋は全て埋め込み要素としてモデル化している。

図2.4.4、図2.4.5に開口補強試験体 WOE、WOB の開口周辺のモデル化の概要を示す。これらの試験体では、基準試験体 W の解析モデルの開口部分の四辺形要素を削除し、コンクリートのはつり後に打ち直したコンクリートのモデル化を行っている。また、壁板に併設する形で新たな節点（ここでは、曲げモーメントの影響が小さくなるように、両者の距離を 0.001mm としている）を設け、補強用の鉄骨枠も四辺形要素でモデル化した。なお、鉄骨枠は壁板の両側に取り付く形状をしているため、本検討では、鉄骨枠のフランジおよびウェブの厚みを 2 倍することで対応した。また、鉄骨枠は、図2.2.5、図2.2.6 で示したように、製作の関係上、外側のフランジからウェブの一部が飛び出した形状となっているが、ここでは飛び出した部分を無視してモデル化を行っている。

壁板－鉄骨枠間に接合要素を設けており、開口周辺には支圧ばねとして節点間を繋ぐリンク要素を、開口補強試験体 WOE の接着面には四辺形要素間を繋ぐフィルム要素を、開口補強試験体 WOB の接着面には節点間を繋ぐリンク要素を設けている。

コンクリートや鉄筋の材料モデルには、2.3.2 節で示した材料試験、2.3.3 節で示した要素試験の結果を用いた。コンクリートの圧縮側の応力－ひずみ関係には、圧縮強度点までは修正 Ahmad モデル^[2.6]、圧縮軟化域は中村・松貝モデル^[2.7]を、テンションスティフニング特性は出雲モデル ($c=1.0$)^[2.8]を、圧縮破壊条件は Kupfer-Gerstle の提案^[2.9]を、ひび割れ後のせん断伝達特性は Al-Mahaidi モデル^[2.10]を使用した。鉄筋、鋼材は、降伏点を折れ点とするバイリニア型のモデルとし、履歴形状は修正 Menegotto-Pinto モデル^[2.11]を使用した。鉄筋の降伏後剛性は $0.001E_s$ とした。

リンク要素でモデル化した開口周辺の支圧ばねは、開口際のコンクリートと鉄骨枠のフランジ部分を接続する軸ばねでモデル化し、圧縮側の軸剛性は剛と見なせるような大きな値とし、引張側の軸剛性は 0 とした。

開口補強試験体 WOE では、2.3.3 節で示した要素実験において、鉄骨枠と既存コンクリート部分もしくは打ち直しコンクリート部分の接着要素の最大強度時の変形とせん断強度として、それぞれ 0.47mm、3.0N/mm²、0.39mm、4.3N/mm² が得られている。フィルム要素でモデル化した接着部分では、壁板の両側に鉄骨枠が取り付いていることを考慮して、単位面積あたりのせん断強度を 2 倍し、せん断強度で耐力を頭打ちとするバイリニアモデルでモデル化した。

開口補強試験体 WOB では、2.3.3 節で示した要素試験において、ボルト 1 本あたり（壁板の両側にボルトが突き出る形となっているため、実際には 2 本分の断面積でせん断力に抵抗する）のせん断剛性として、変位 1mm 時点の負担荷重から求めたせん断力から、既存壁板では 39.9kN/mm、開口周辺の打ち直し部分では 66.4kN/mm を得ている。要素試験では、鋼材のせん断

強度に相当する最大耐力が得られているが、部材実験では、既存壁板－鉄骨枠間でのずれがほとんど計測されていないことから、リンク要素でモデル化したボルトのせん断ばねの復元力特性は、変位 2mm 時点で耐力が頭打ちとなるバイリニアモデルでモデル化することとした。

なお、FINAL では、接着要素（フィルム要素）やボルト要素（リンク要素）のせん断剛性を水平、鉛直方向ごとに決める必要があり、斜め方向のせん断力が作用する状態を適切に評価することができない。そこで、接着要素やボルト要素のうち、鉄骨枠の梁部分および柱梁接合部部分に接続するものは水平せん断力のみを、鉄骨枠の柱部分に接続するものは鉛直せん断力のみを負担するものと仮定し、応力伝達機構を簡略化することとした。このことにより、後述する鉄骨枠の設計用応力の評価方法も単純化することが可能となる。

図2.4.1～図2.4.3 に示すように、加力は、載荷実験と同じく、試験体の頂部に軸力比 0.20 に相当する 1024kN を作用させた上で、水平荷重を下スタブ頂部から 1825mm の高さに作用させている。なお、試験体とは別に載荷装置の一部である載荷梁も四辺形要素でモデル化を行っており、試験体に長期荷重が分散して作用する状態を再現している。層間変形角は下スタブ頂部から 1600mm の高さで計測した水平変位を用いて求めた。

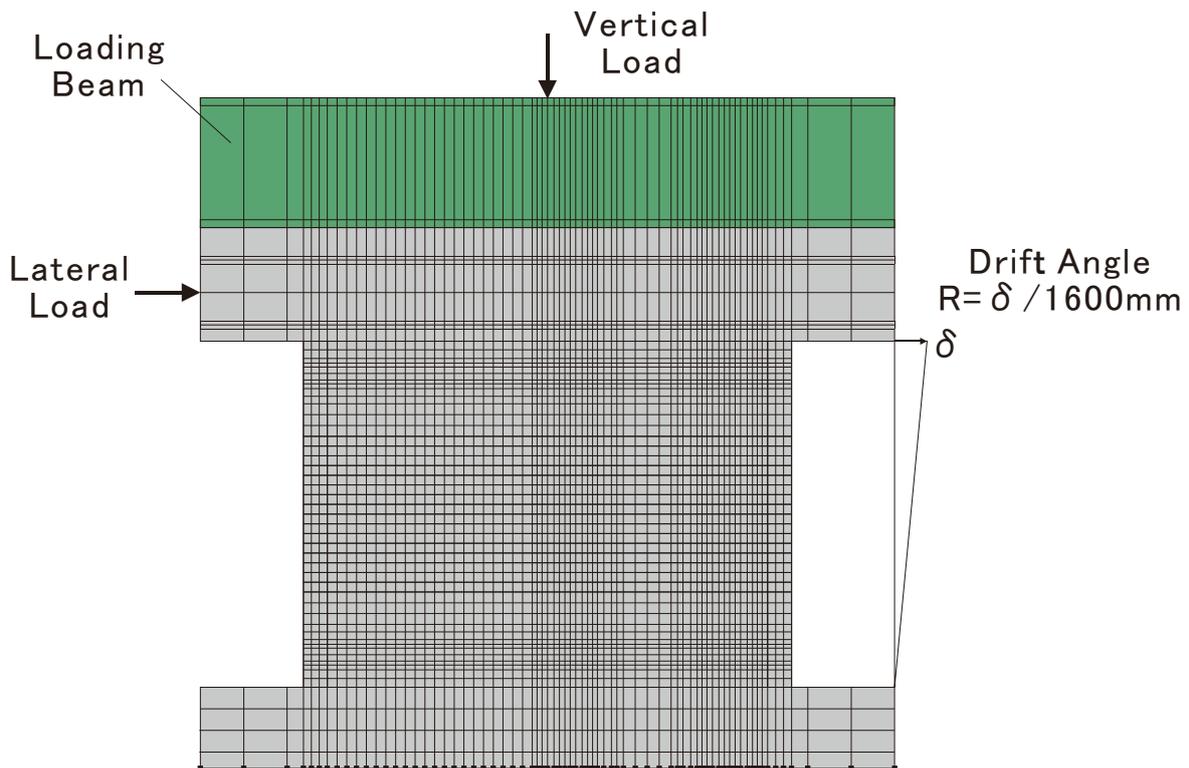


図2.4.1 基準試験体 W のモデル概要

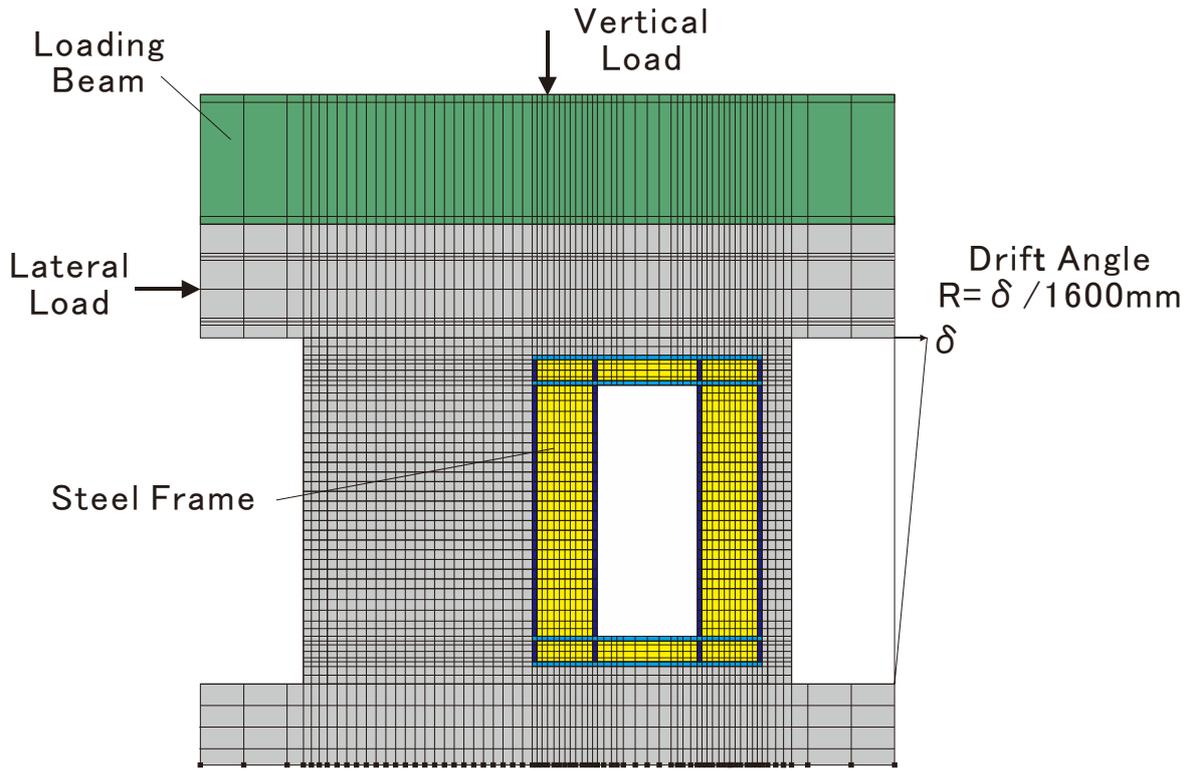


図2.4.2 開口補強試験体 WOE のモデル概要

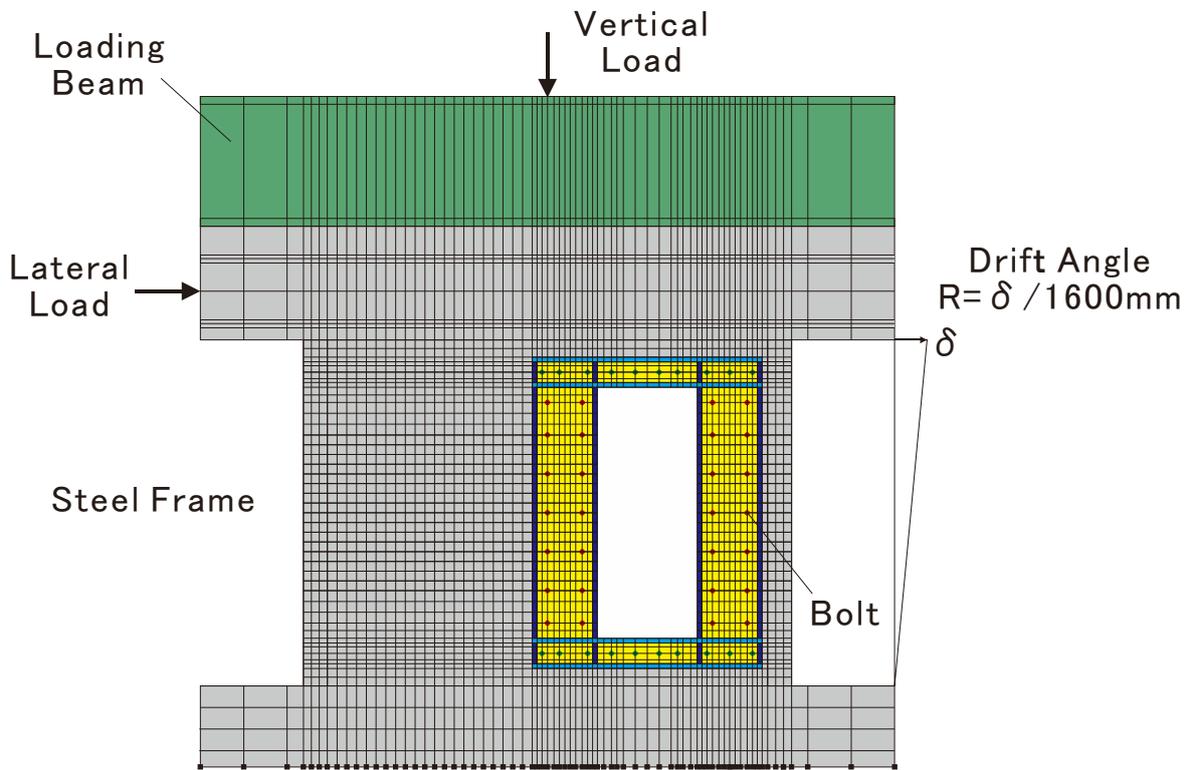


図2.4.3 開口補強試験体 WOB のモデル概要

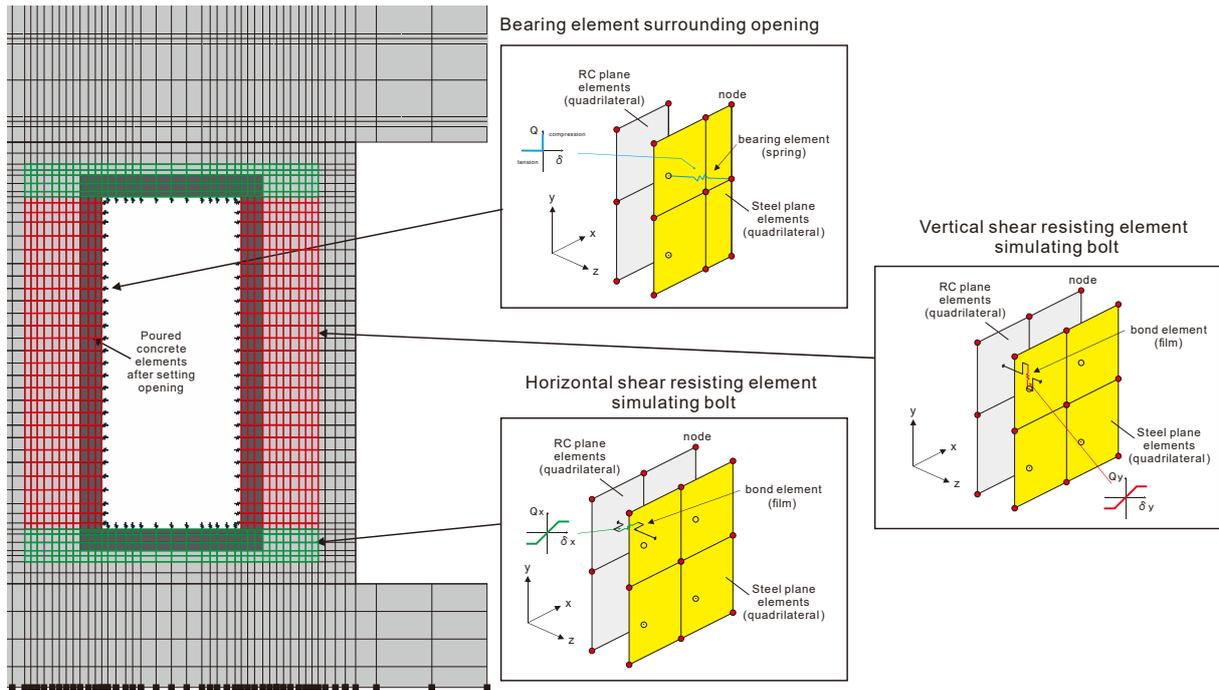


図2.4.4 開口補強試験体 WOE のモデル概要（開口周辺）

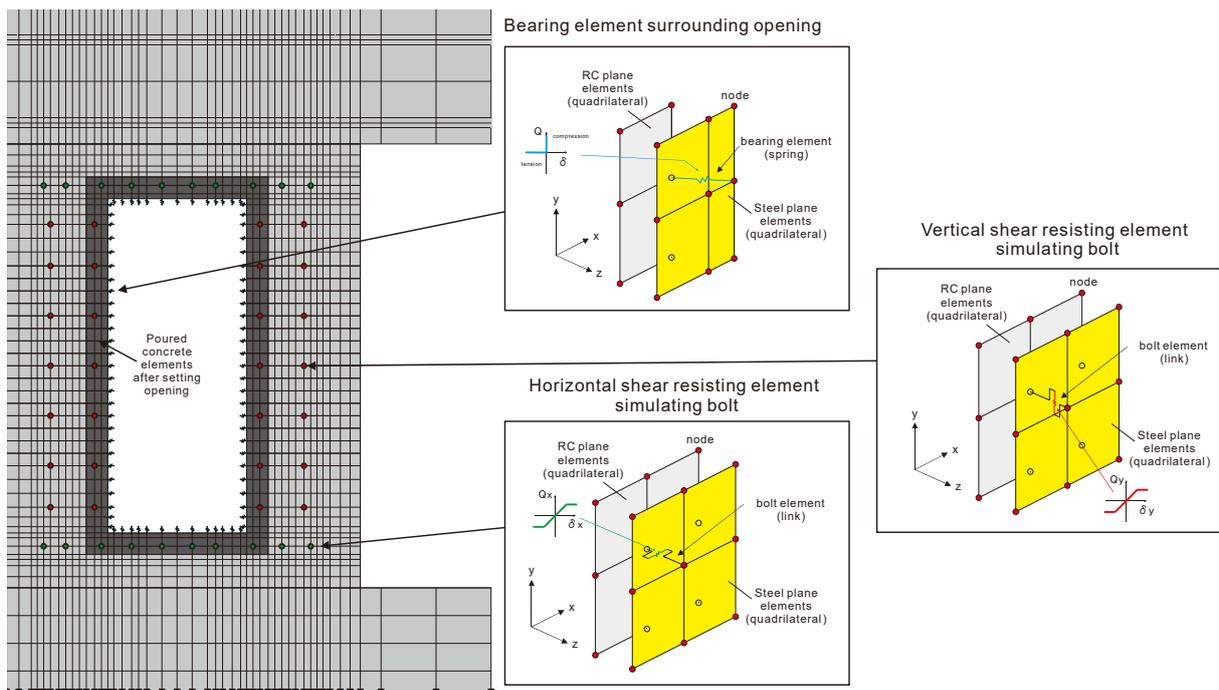
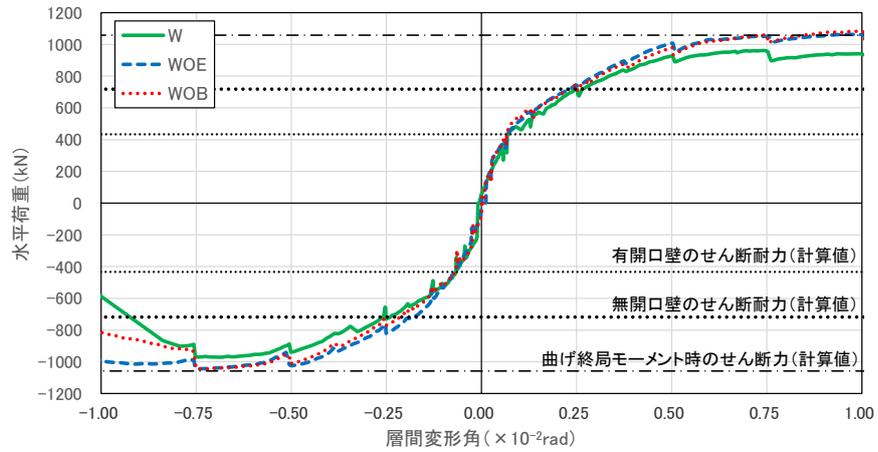


図2.4.5 開口補強試験体 WOB のモデル概要（開口周辺）

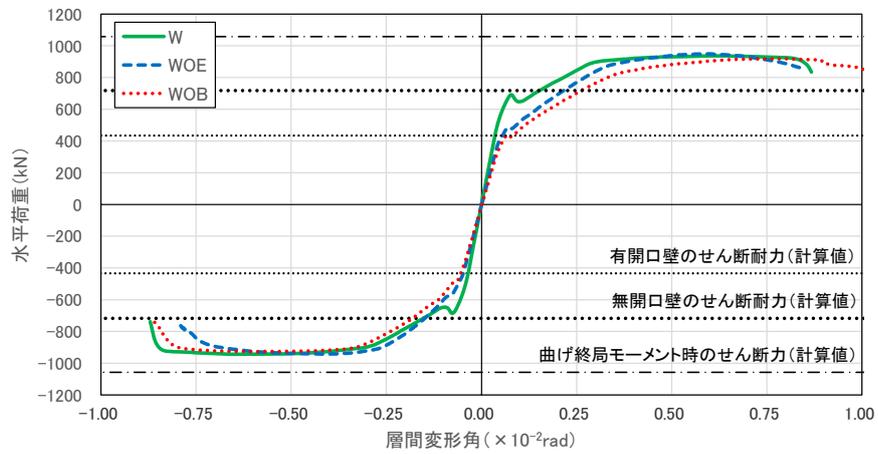
2.4.2. 荷重変形関係と特性値

実験と有限要素解析の荷重変形関係について、図2.4.6 に試験体ごとの比較を、図2.4.7 に実験と解析の比較を示す。なお、実験結果は荷重変形関係の包絡線で示している。有限要素解析では、基準試験体 W の初期剛性を高く評価している点、開口補強試験体 WOE、WOB の最大耐力をやや低めに評価している点、開口補強試験体 WOE、WOB の変形性能をやや過小に評価している点が実験結果と異なるが、鉄骨枠を用いた補強によって、新設開口を設けた場合でも、無開口

の試験体（基準試験体 W）とほぼ同等の最大耐力が発揮できることが確認できる。



(a) 実験結果



(b) 有限要素解析結果

図2.4.6 有限要素解析による実験試験体の荷重変形関係

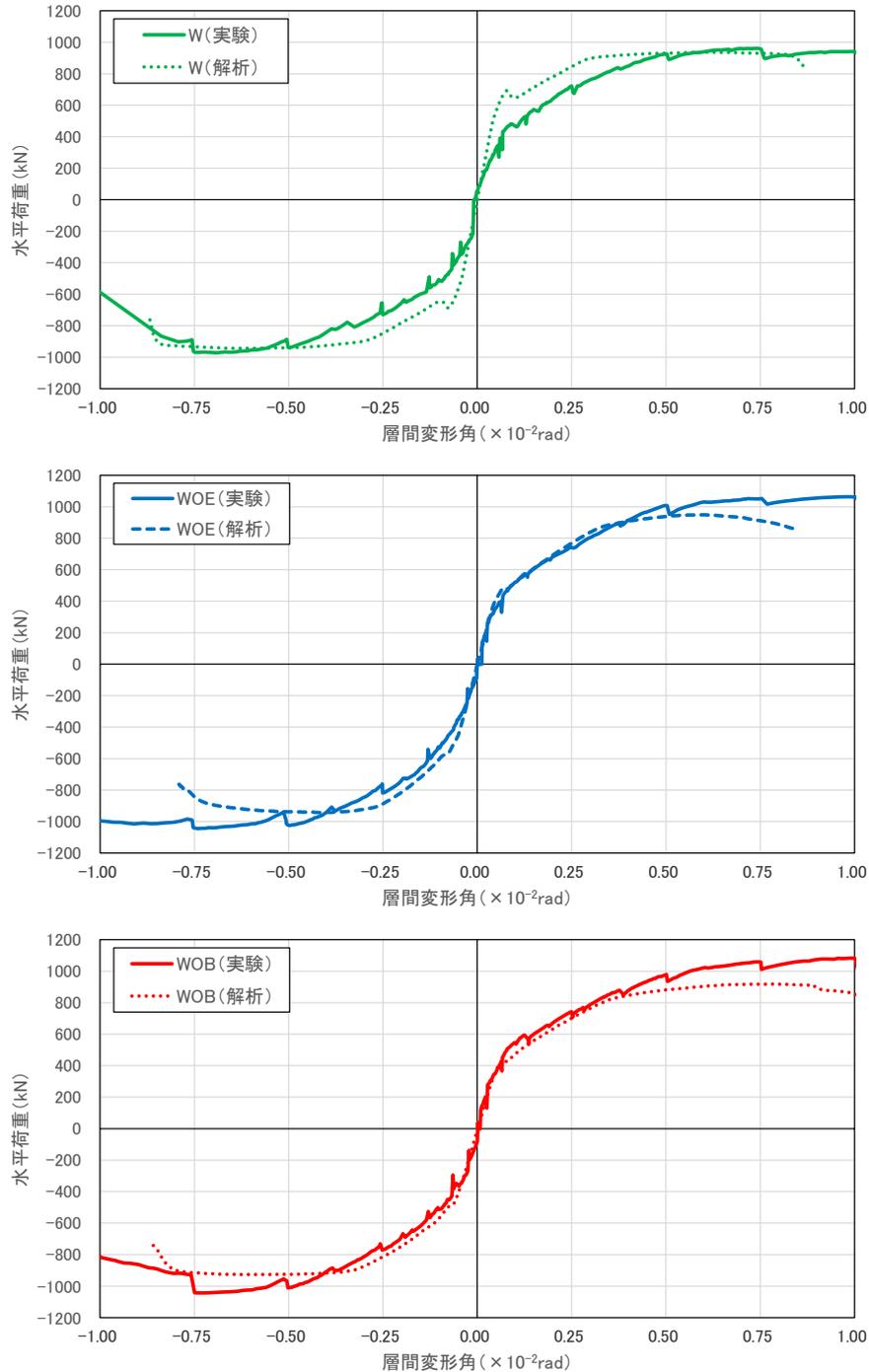


図2.4.7 実験と有限要素解析による実験試験体の荷重変形関係の比較

表2.4.1 に各試験体の初期剛性、最大荷重の実験値と解析値の比較を示す。初期剛性に関しては、実験値／解析値の比率が、基準試験体 W で 0.52 程度、開口補強試験体 WOE、WOB で 0.83～0.89 程度となり、開口補強試験体については、有限要素解析によって、実験結果を概ね再現できた。基準試験体 W の初期剛性については、2.3.6 項で示した計算値との比較でも、計算値が実験値を過大評価する傾向が確認されており、解析モデルではなく、実験試験体において初期ひび割れの発生等の何らかの問題が生じていたことが示唆される。最大耐力については、実験値／解析値の比率が、基準試験体 W で 1.03 程度、開口補強試験体 WOE、WOB で 1.11～1.18 程度とな

IV-5. 技術資料

り、有限要素解析では、開口を新設補強した試験体の最大耐力を 1~2 割程度安全側に評価した。

表2.4.2 に各試験体の壁横筋、壁縦筋、直交壁曲げ補強筋、鉄骨枠の降伏時の荷重と変形角の関係を示す。基準試験体 W では、実験の初期剛性を過大評価しているため、鉄筋降伏時の変形角については整合が悪いが、鉄筋降伏時の荷重については、やや安全側ではあるものの、比較的精度良く評価する傾向が見られ、特に直交壁曲げ補強筋については、両者の差が 1 割程度の差に留まり、評価精度が特に高い。

開口補強試験体 WOE、WOB については、鉄筋のうち、直交壁曲げ補強筋については、基準試験体 W と同じく比較的评价精度が高いが、壁横筋や壁縦筋については、実験結果をかなり安全側に評価する傾向が見られる。本検討では、四辺形要素内の埋め込み鉄筋として、壁横筋、壁縦筋、直交壁曲げ補強筋をモデル化しているが、開口補強試験体 WOE、WOB では、開口隅角部近傍の微小な四辺形要素において、壁横筋が早期に降伏しており、モデル化の方法に依存する部分も大きいものと考えられる。

また、開口補強試験体 WOE、WOB では、実験では鉄骨枠の降伏が生じたが、解析では解析終了時まで鉄骨枠の降伏は生じなかった。実験ではフランジ部分の最外縁にひずみゲージを添付したが、解析では四辺形要素ごとの一つのひずみしか与えられず、フランジ内のひずみが平均化されるため、鉄骨枠の降伏状況を十分に再現できなかったものと考えられる。

表2.4.1 初期剛性、最大耐力の比較

試験体名	実験値			解析値						実験値/解析値			
	初期剛性			最大荷重		初期剛性			最大荷重		初期剛性		最大荷重
	全体剛性 (kN/mm)	曲げ剛性 (kN/mm)	せん断剛性 (kN/mm)	R ($\times 10^{-2}$ rad)	Q (kN)	全体剛性 (kN/mm)	曲げ剛性 (kN/mm)	せん断剛性 (kN/mm)	R ($\times 10^{-2}$ rad)	Q (kN)	全体剛性	R	Q
W	402	1303	581	0.74	962	771	2887	1001	0.62	937	0.52	1.20	1.03
				-0.69	-971	771	2886	1001	-0.60	-944	0.52	1.15	1.03
WOE	480	1646	677	0.97	1063	578	3152	688	0.60	948	0.83	1.61	1.12
				-0.74	-1045	570	3106	684	-0.41	-943	0.84	1.80	1.11
WOB	465	1667	644	0.99	1083	523	3062	615	0.79	918	0.89	1.26	1.18
				-0.72	-1044	533	3014	636	-0.58	-927	0.87	1.24	1.13

表2.4.2 鋼材の降伏点の比較

(a) 実験結果

試験体名	壁横筋		壁縦筋		直交壁曲げ補強筋		鉄骨枠 (上)		鉄骨枠 (下)	
	R ($\times 10^{-2}$ rad)	Q (kN)								
W	0.25	722	0.30	758	0.47	909	—	—	—	—
	-0.29	-761	-0.50	-937	-0.49	-930	—	—	—	—
WOE	0.34	858	0.29	792	0.53	981	0.97	1063	0.81	1035
	-0.25	-820	-0.37	-918	-0.43	-974	—	—	—	—
WOB	0.22	707	0.32	812	0.55	981	—	—	0.57	1006
	-0.19	-690	-0.46	-984	-0.45	-973	-0.39	-893	—	—

(b) 解析結果

試験体名	壁横筋		壁縦筋		直交壁曲げ補強筋		鉄骨枠 (上)		鉄骨枠 (下)	
	R ($\times 10^{-2}$ rad)	Q (kN)								
W	0.09	675	0.06	623	0.24	837	—	—	—	—
	-0.15	-715	-0.06	-624	-0.24	-835	—	—	—	—
WOE	0.02	208	0.16	618	0.29	818	降伏なし	降伏なし	降伏なし	降伏なし
	-0.05	-428	-0.07	-531	-0.22	-848	降伏なし	降伏なし	降伏なし	降伏なし
WOB	0.02	118	0.06	403	0.30	765	降伏なし	降伏なし	降伏なし	降伏なし
	-0.05	-389	-0.06	-477	-0.28	-849	降伏なし	降伏なし	降伏なし	降伏なし

2.4.3. 最大耐力時のひび割れ分布と損傷状況

図2.4.8 に各試験体の最大耐力時のひび割れ分布、変形状況および損傷した要素の位置を示す。いずれの試験体でも、曲げ圧縮領域となる壁板、直交壁脚部が損傷を受けて、最大耐力に至っている。開口補強試験体 WOE、WOB では、新設開口を鉄骨枠で補強することにより、開口周辺におけるコンクリート要素の損傷が軽微に抑制されており、基準試験体 W とほぼ同様な損傷状況を実現できることが分かる。

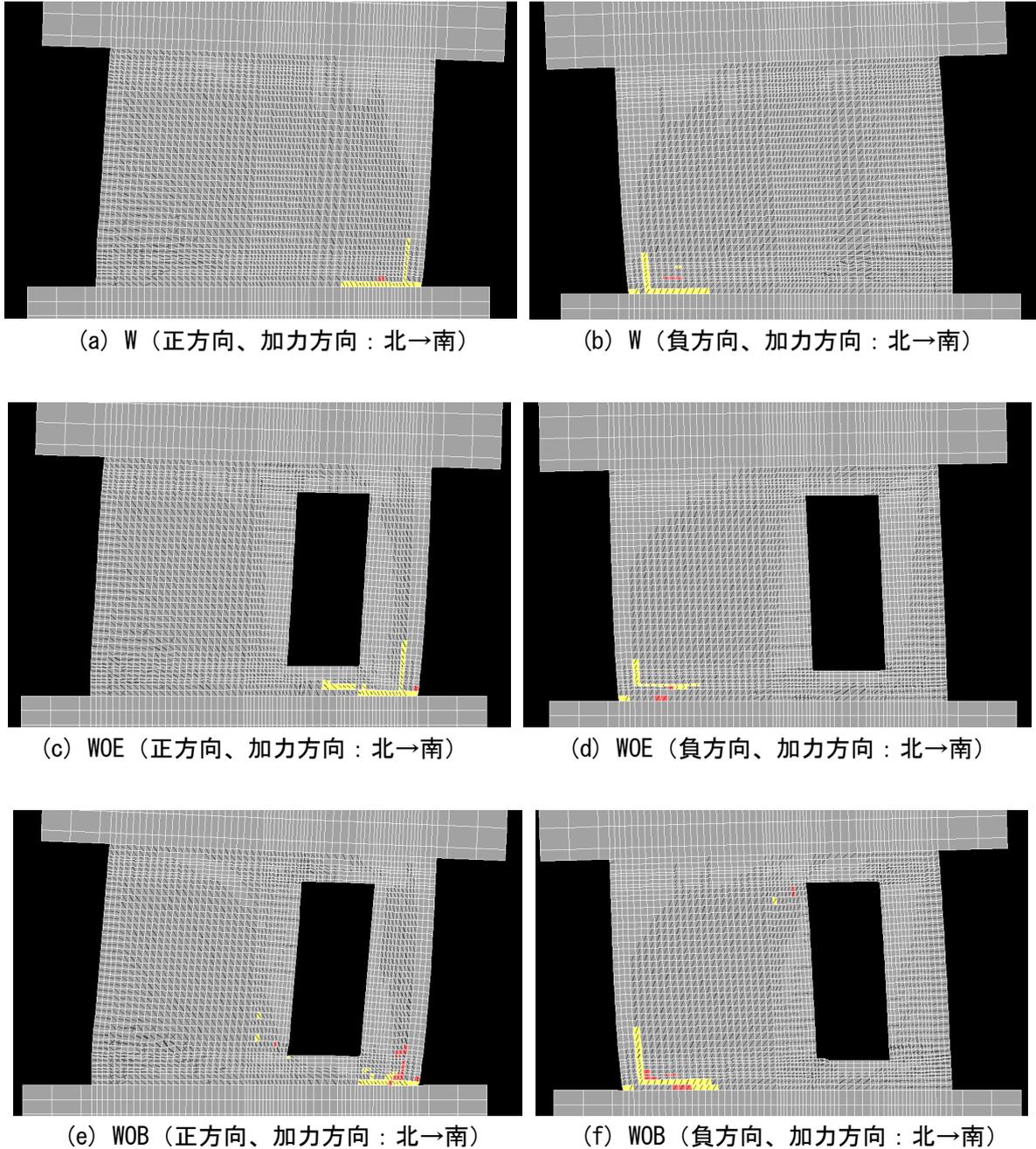


図2.4.8 有限要素解析における最大耐力時のRC部材のひび割れ分布

(変形倍率×10倍、図中の黄色は強度低下が生じた要素を、赤色は強度低下を経験した要素を示す)

2.4.4. 最大耐力時の鉄筋の降伏状況

図2.4.9、図2.4.10に各試験体の最大耐力時のX方向（壁横筋）、Y方向（壁縦筋、直交壁曲げ補強筋）の埋め込み鉄筋の降伏状況を示す。いずれの試験体でも、最大耐力時には壁板の広範囲で壁横筋が引張降伏するが、開口補強試験体 WOE、WOB では、鉄骨枠による面外からの拘束がない壁板と直交壁の境界付近で引張降伏が生じる特徴がある。また、最大耐力時に壁縦筋や直交壁曲げ補強筋が引張降伏する範囲は、基準試験体 W と開口補強試験体 WOE、WOB でほぼ一致しており、鉄骨枠による補強は、曲げ耐力の確保にも寄与しているものと推測できる。

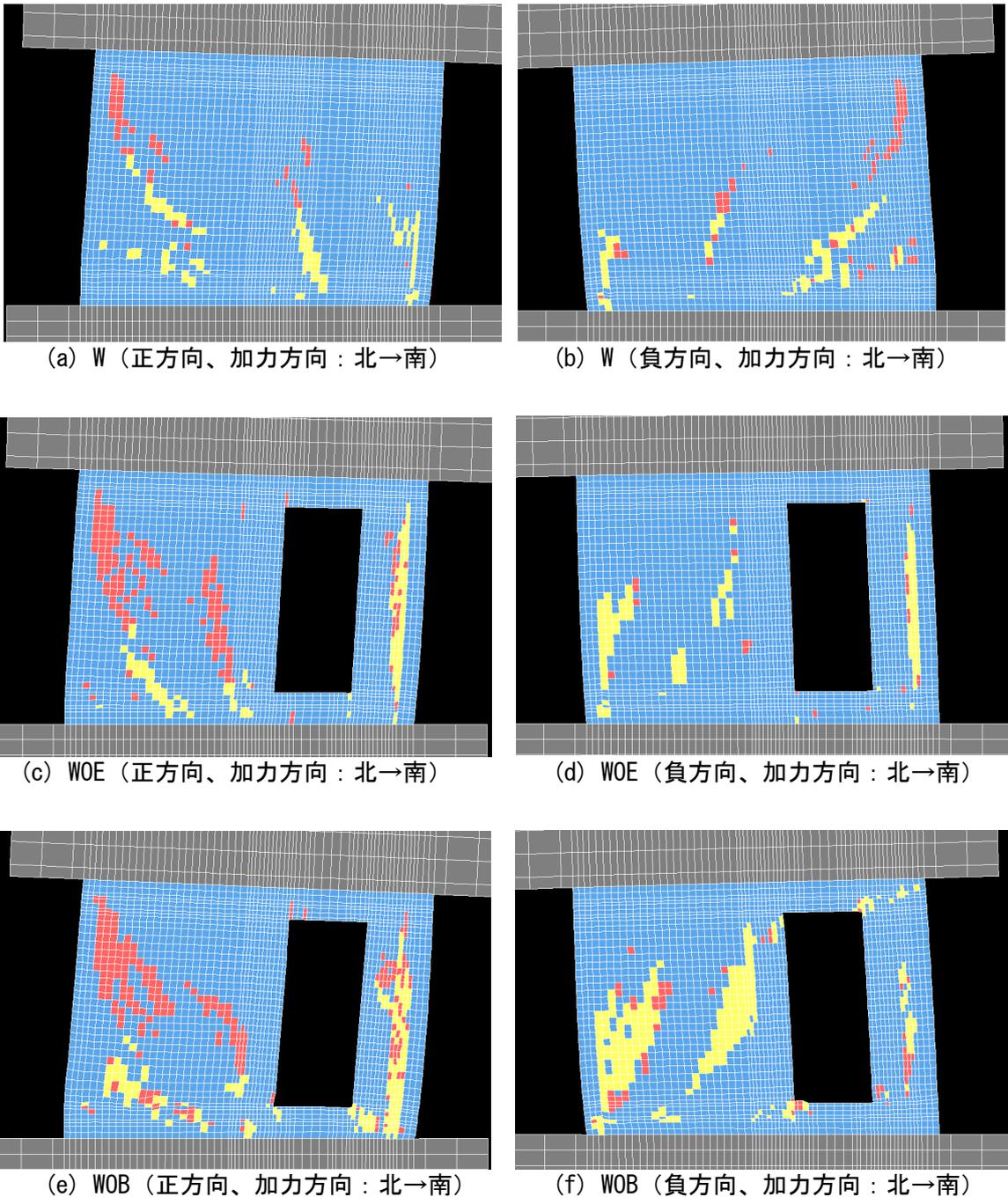
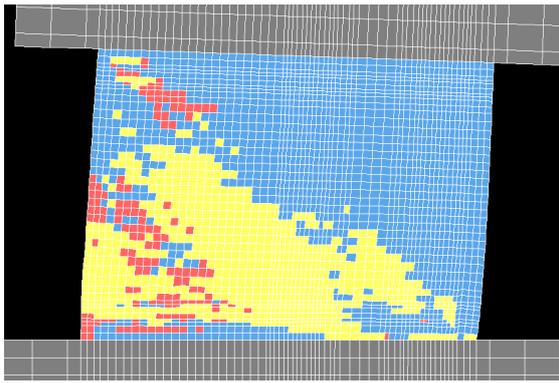
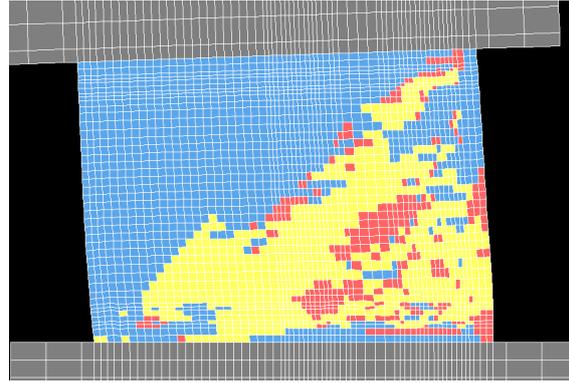


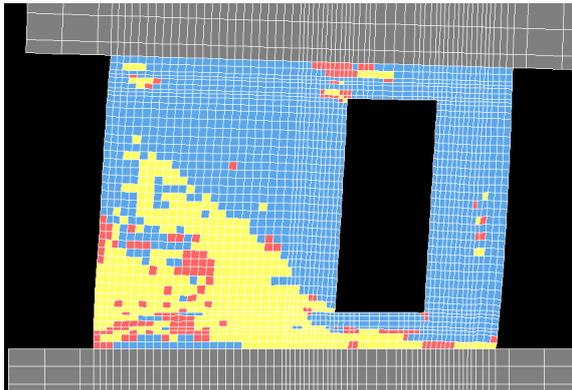
図2.4.9 有限要素解析における最大耐力時の埋め込み鉄筋の降伏状況（X方向）
（変形倍率×10倍、図中の黄色は鉄筋が降伏している要素を、赤色は鉄筋が降伏を経験した要素を示す）



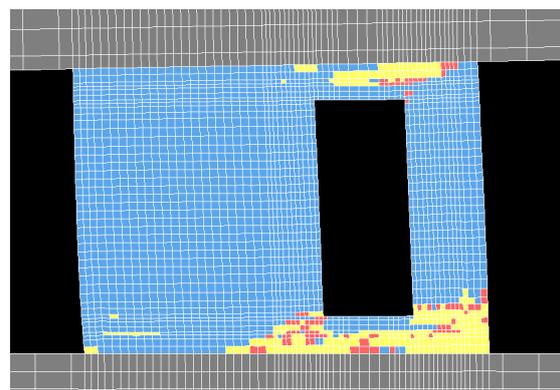
(a) W (正方向、加力方向：北→南)



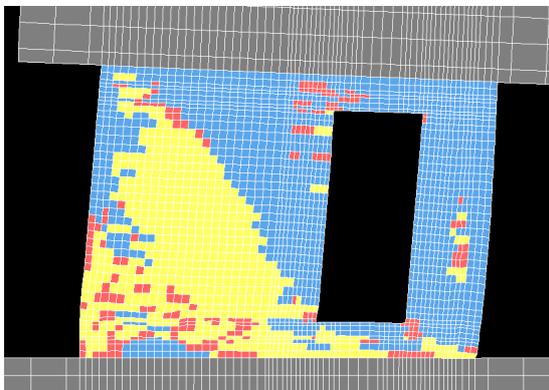
(b) W (負方向、加力方向：北→南)



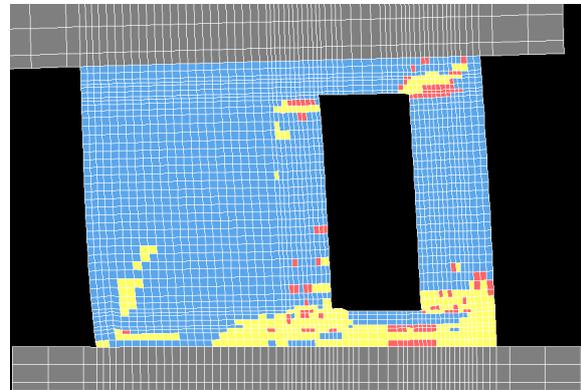
(c) WOE (正方向、加力方向：北→南)



(d) WOE (負方向、加力方向：北→南)



(e) WOB (正方向、加力方向：北→南)



(f) WOB (負方向、加力方向：北→南)

図2.4.10 有限要素解析における最大耐力時の埋め込み鉄筋の降伏状況 (Y方向)
 (変形倍率×10倍、図中の黄色は鉄筋が降伏している要素を、赤色は鉄筋が降伏を経験した要素を示す)

2.4.5. 最大耐力時の壁板の最小主応力分布

図2.4.11 に最大耐力時における壁板の最小主応力分布を示す。WOB、WOE 試験体では、開口周囲で壁板の主応力が引張側に転じている箇所があるものの、壁脚における最小主応力の分布は基準試験体 W とほぼ等しく、鉄骨枠による補強により、開口新設による影響が小さくなっていることが確認できる。また、最小主応力の分布から壁板内に形成される圧縮束の範囲を推定することができるが、壁脚では壁板の全せいほぼ半分と仮定することができる。

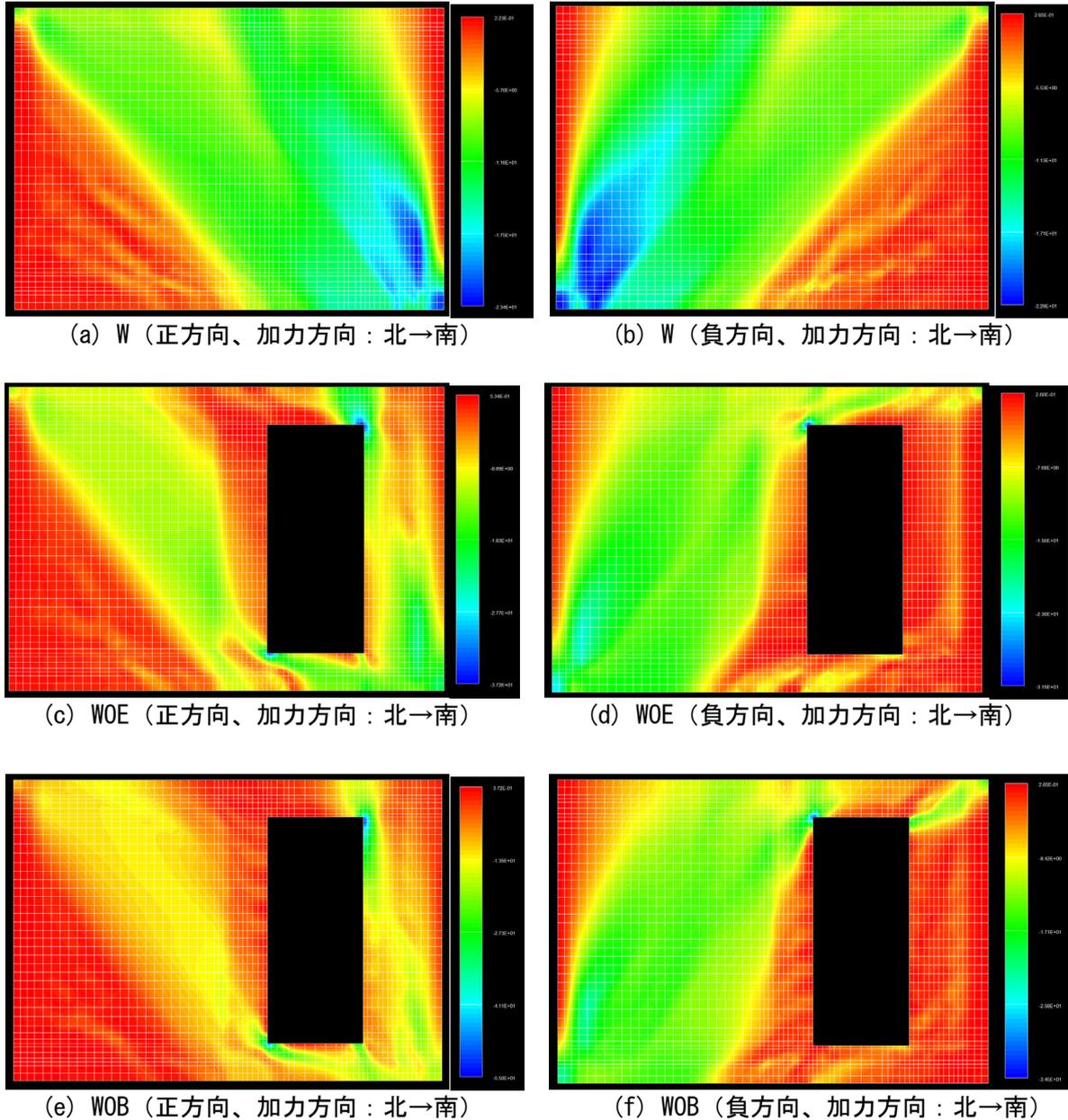


図2.4.11 有限要素解析における最大耐力時の壁板の最小主応力分布

2.4.6. 最大耐力時の壁板のせん断応力分布

図2.4.12 に最大耐力時における壁板のせん断応力分布を示す。図2.4.11 で示した最小主応力分布と同様に、WOB、WOE 試験体では、壁脚におけるせん断応力の分布は基準試験体 W とほぼ等しく、壁脚におけるせん断伝達の範囲は、壁板の全せいほぼ半分と仮定することができる。

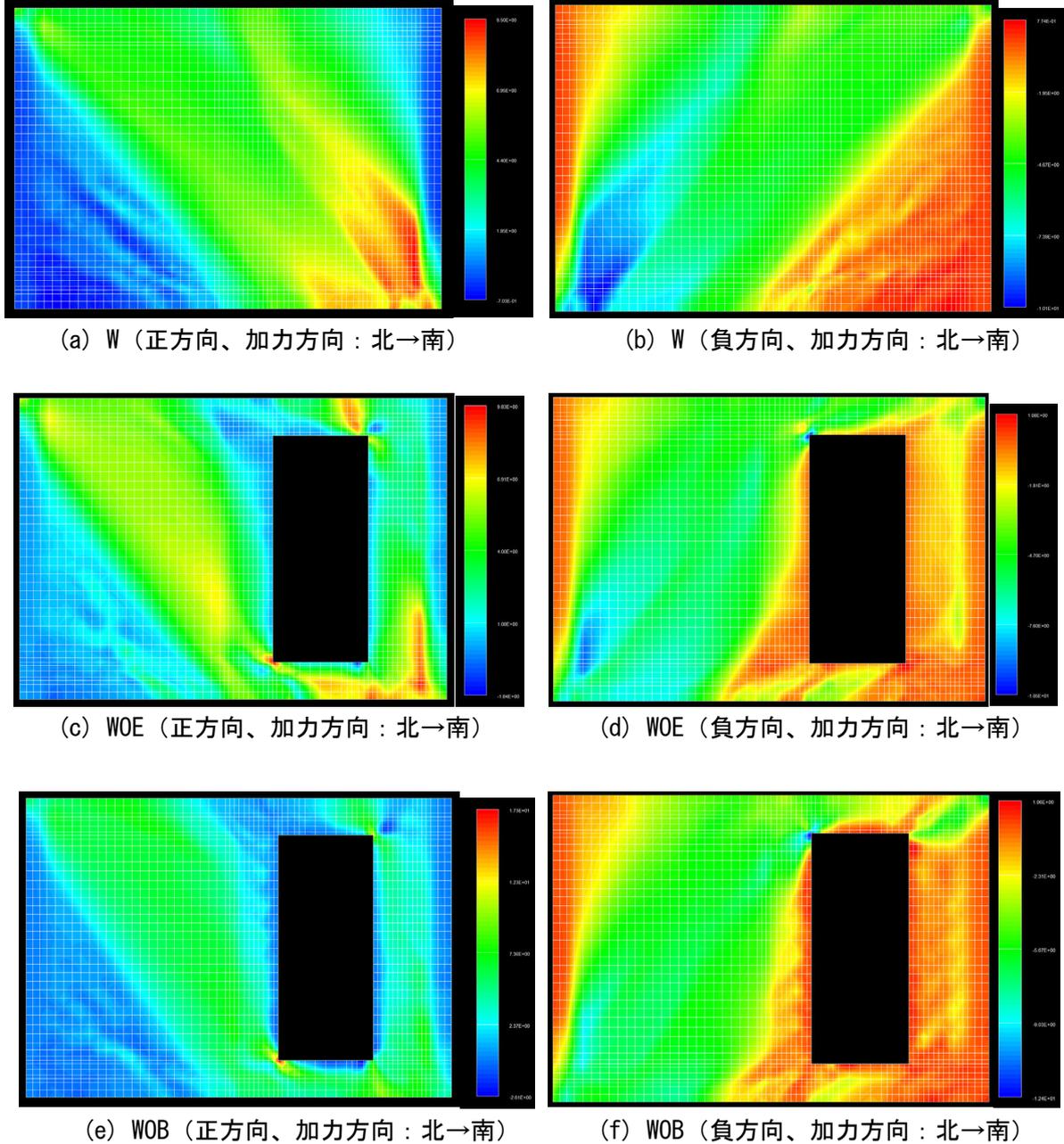


図2.4.12 有限要素解析における最大耐力時の壁板のせん断応力分布

2.4.7. 最大耐力時の鉄骨枠の応力負担

図2.4.13に最大耐力時における開口補強試験体 WOE、WOB の Mises 応力の分布を示す。Mises 応力の最大値は、鋼材の降伏強度（ウェブ：381N/mm²、フランジ：368N/mm²）を下回っており、有限要素解析では鋼材の降伏は見られていない。これは、解析では四辺形要素ごとに一つのひずみしか与えられず、フランジ内のひずみが平均化されるため、実験ではひずみゲージにより降伏を確認したフランジ最外縁のひずみを再現できなかったものと考えられる。

鉄骨枠の Mises 応力は、開口が加力方向に対して圧縮側にある正方向の方が、開口が加力方向に対して引張側にある負方向の方と比較して大きい。鉄骨柱よりも断面せいが短い鉄骨はりにおいて、ウェブの応力が大きくなる傾向が確認できる。

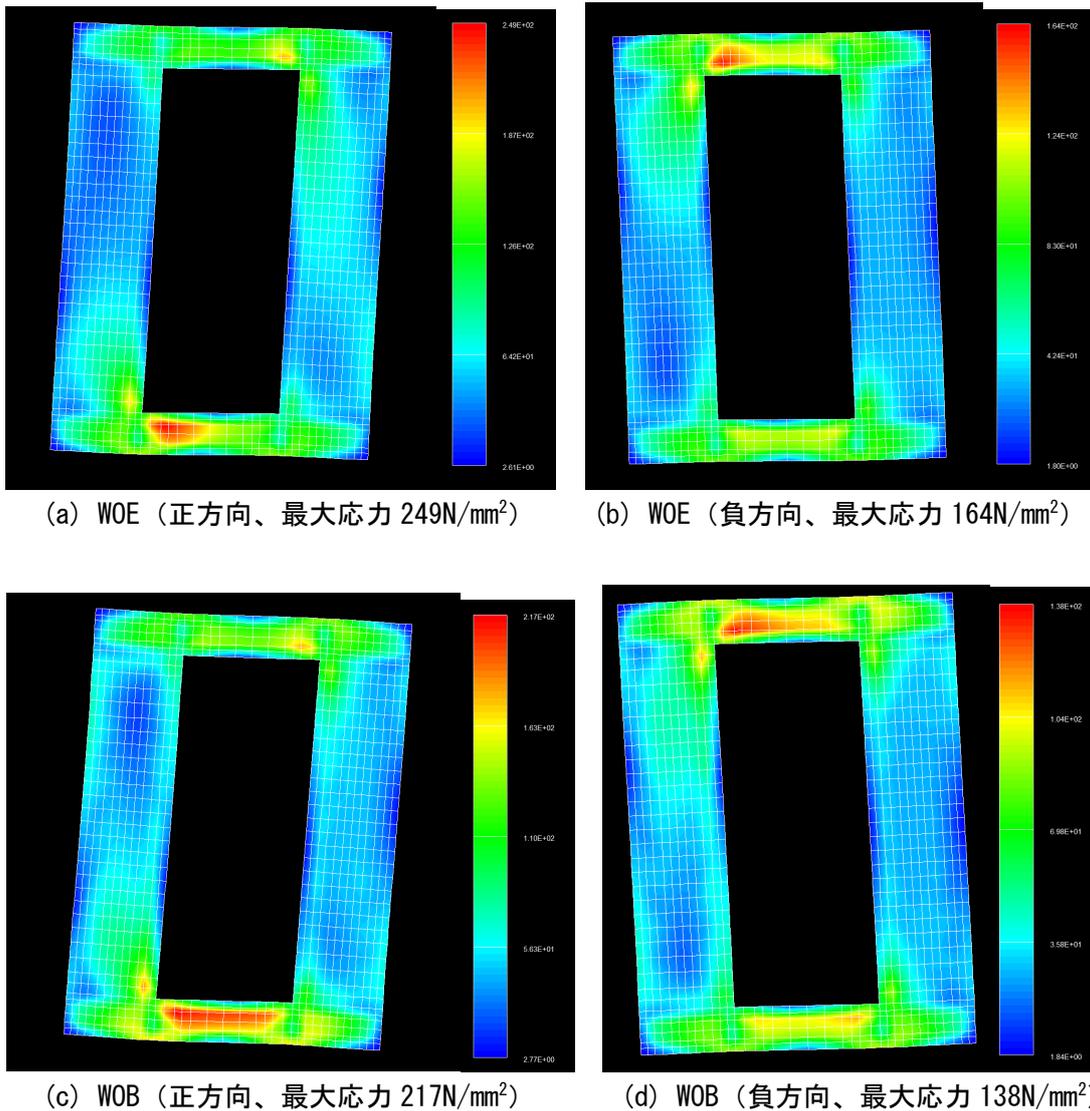


図2.4.13 有限要素解析における最大耐力時の鉄骨枠の Mises 応力の分布（変形倍率×10）

2.4.8. 最大耐力時の鉄骨柱の軸ひずみ分布

図2.4.14～図2.4.17に、鉄骨柱の軸ひずみの分布を示す。実験結果は各サイクルの値を、解析結果は最大耐力時の値を示している。前述したように、解析ではフランジ内のひずみが平均化されるため、解析結果は全体的にフランジのひずみを過小評価する傾向が見られるが、鉄骨柱の各断面におけるひずみ分布の形状やウェブの軸ひずみを比較的精度良く予測していることが分かる。なお、有限要素解析において、断面内の軸ひずみの分布が必ずしも線形となっていないことから、例えば、図2.4.14～図2.4.17で示した実験のひずみ分布を用いて、平面保持を仮定した断面解析等により、鉄骨柱の作用応力を推測するのは難しいものと考えられる。

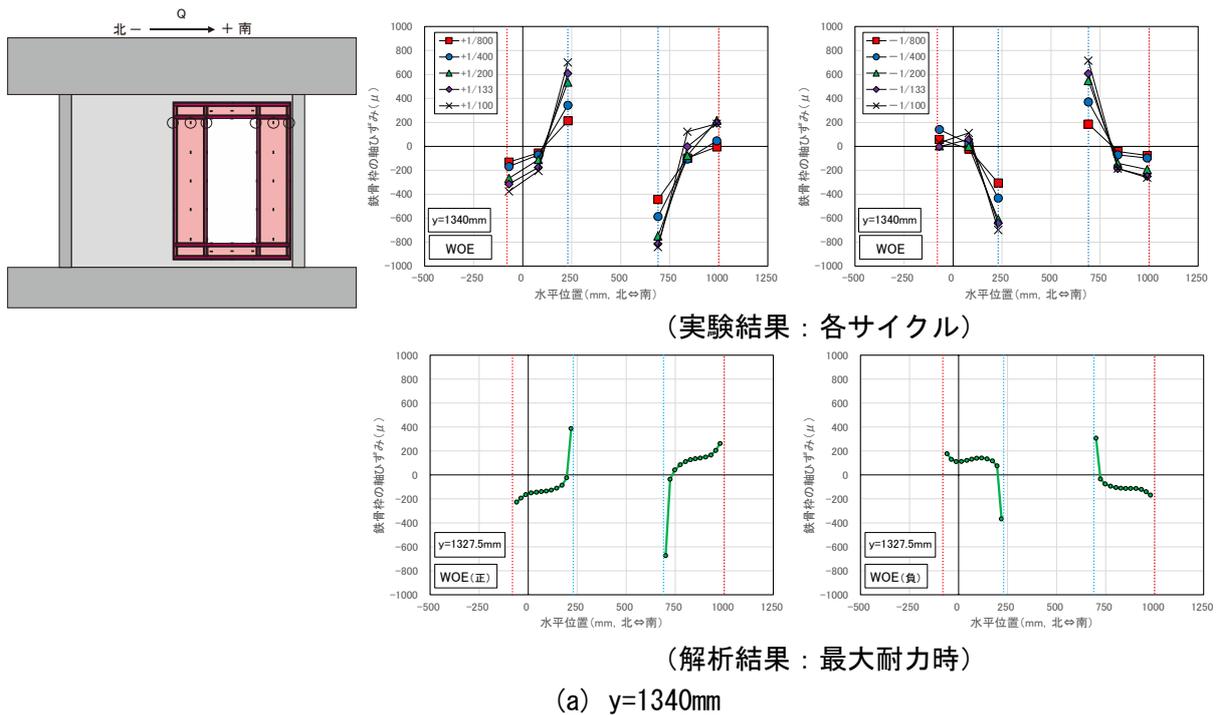
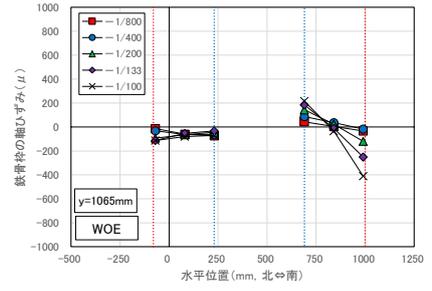
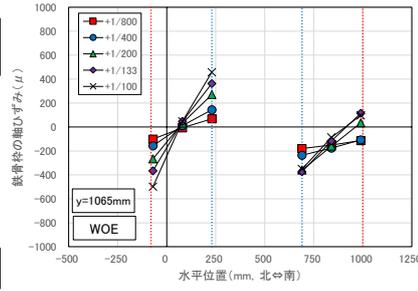
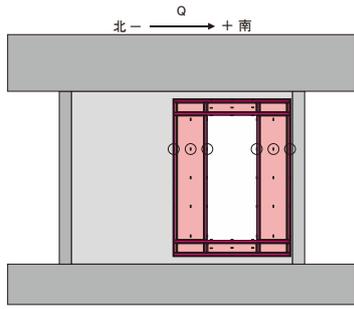
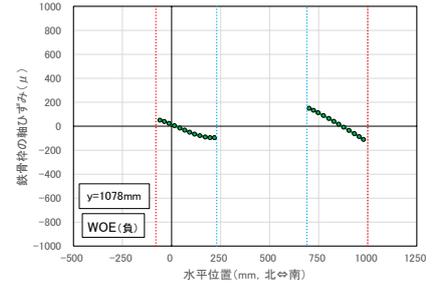
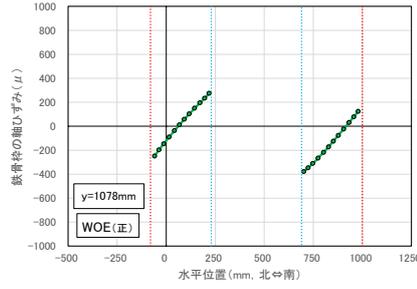


図2.4.14 試験体 WOE の鉄骨材（柱）の軸ひずみ

IV-5. 技術資料

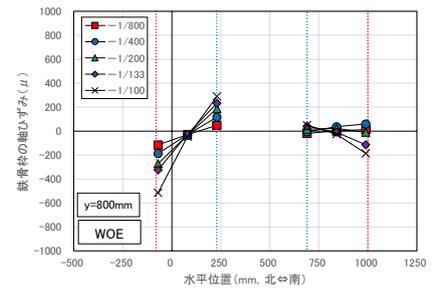
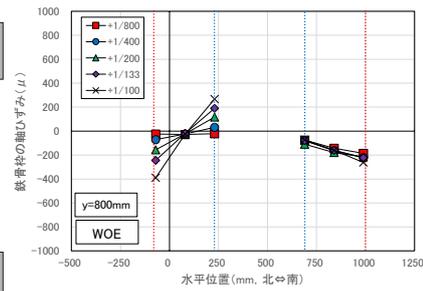
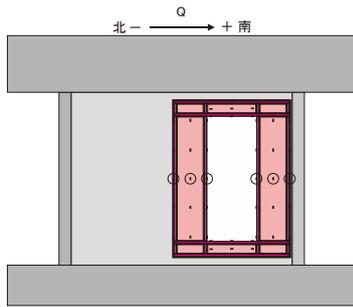


(実験結果：各サイクル)

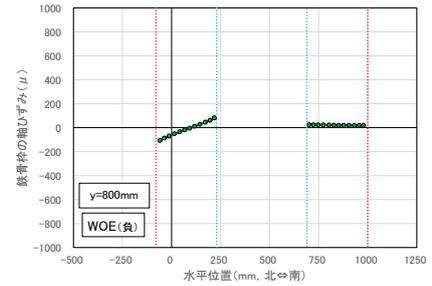
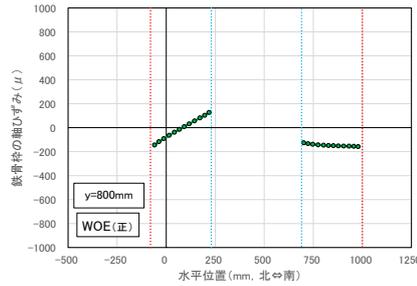


(解析結果：最大耐力時)

(b) y=1065mm



(実験結果：各サイクル)

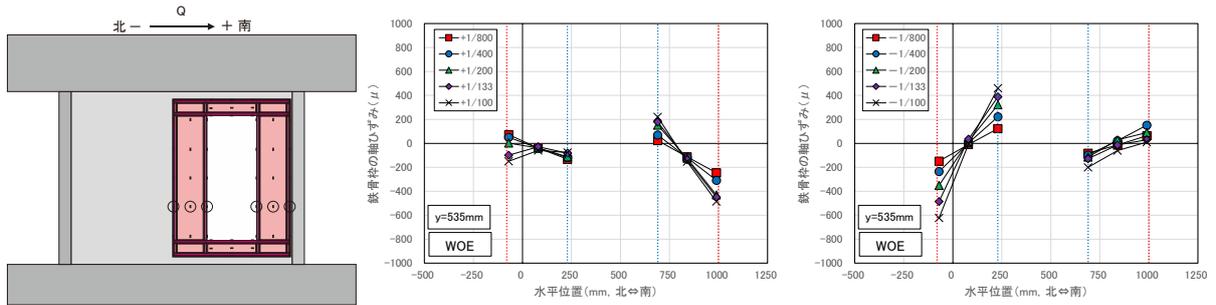


(解析結果：最大耐力時)

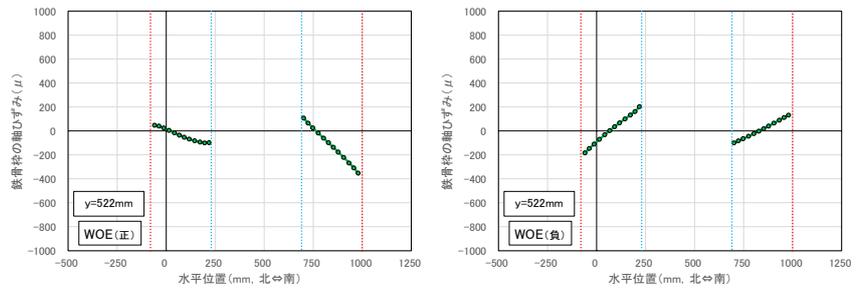
(c) y=800mm

図2.4.14 試験体 WOE の鉄骨材（柱）の軸ひずみ

IV-5. 技術資料

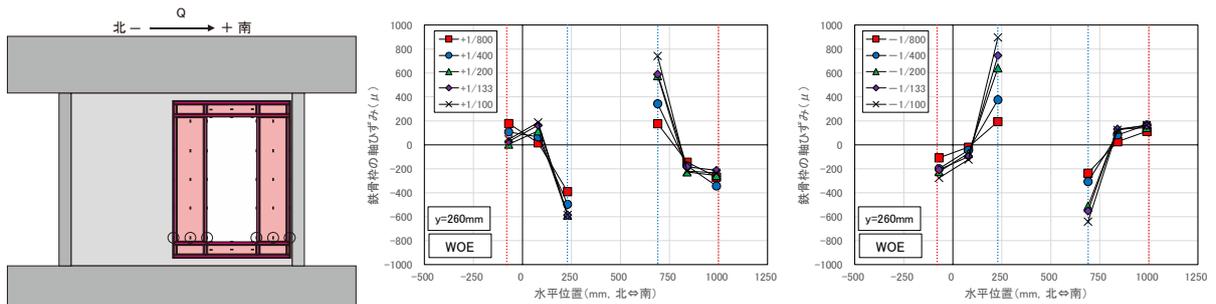


(実験結果：各サイクル)

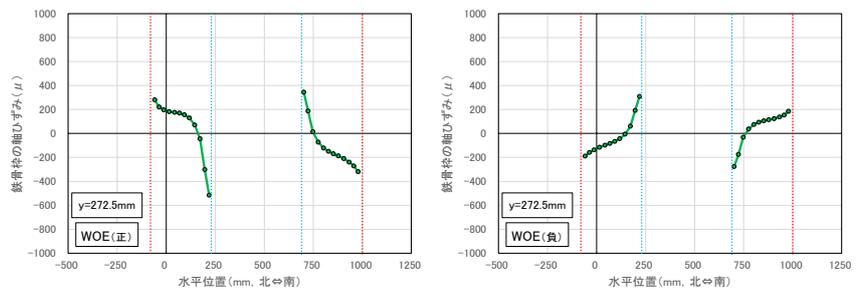


(解析結果：最大耐力時)

(d) y=535mm



(実験結果：各サイクル)

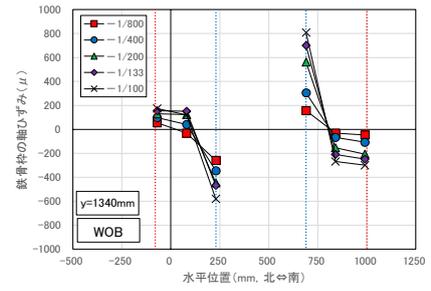
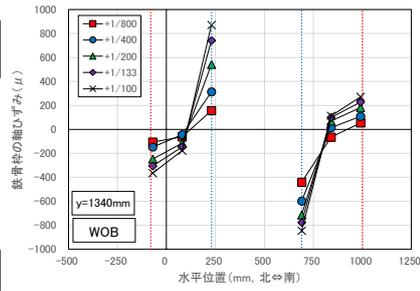
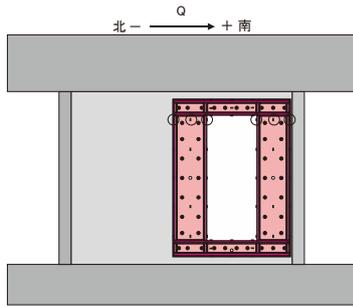


(解析結果：最大耐力時)

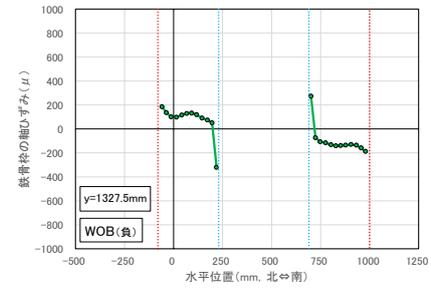
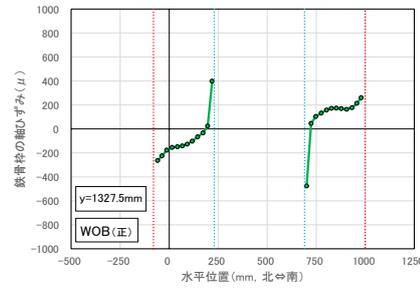
(e) y=260mm

図2.4.14 試験体 WOE の鉄骨材（柱）の軸ひずみ分布

IV-5. 技術資料

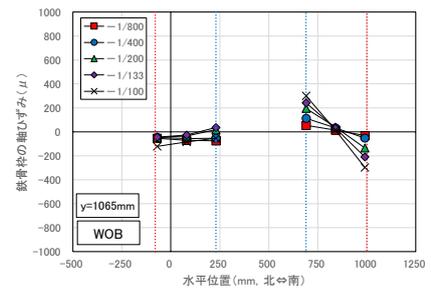
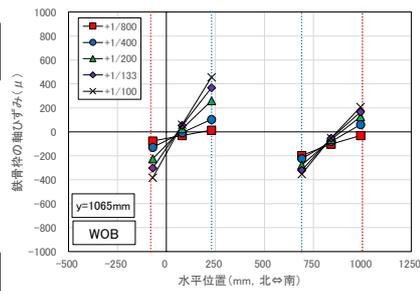
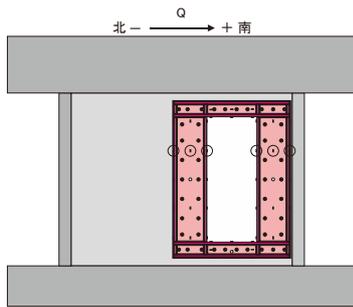


(実験結果：各サイクル)

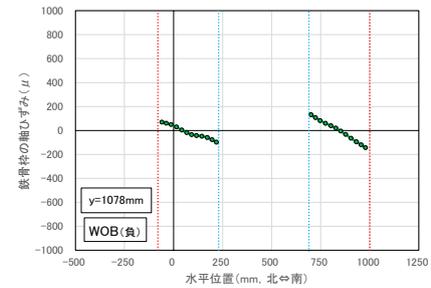
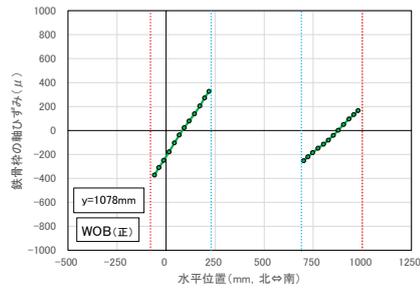


(解析結果：最大耐力時)

(a) y=1340mm



(実験結果：各サイクル)

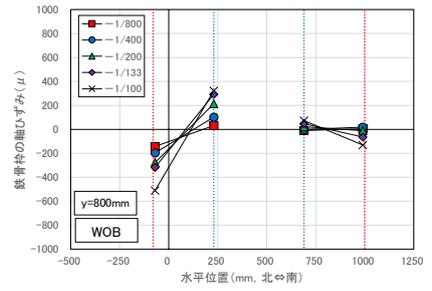
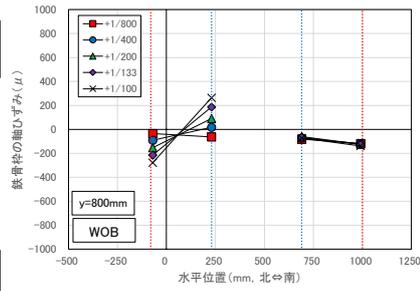
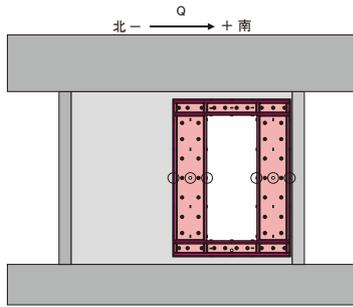


(解析結果：最大耐力時)

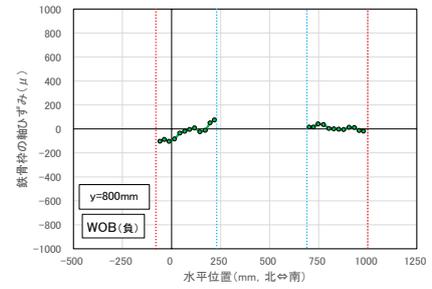
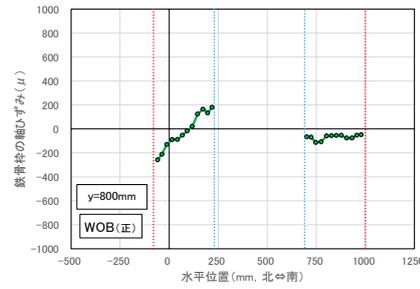
(b) y=1065mm

図2.4.15 試験体 WOB の鉄骨材（柱）の軸ひずみ

IV-5. 技術資料

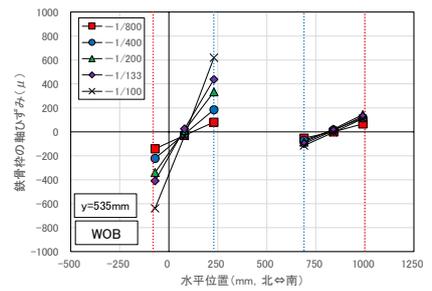
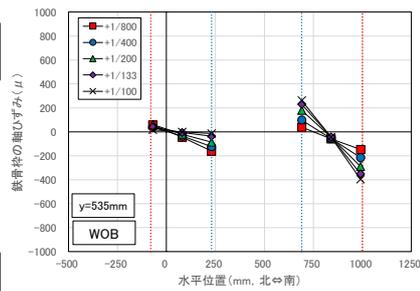
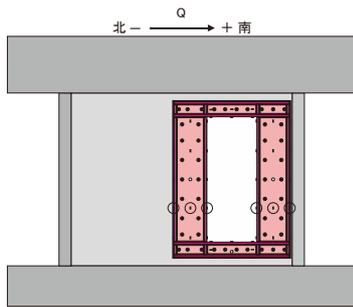


(実験結果：各サイクル)

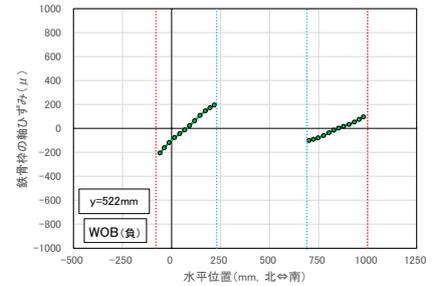
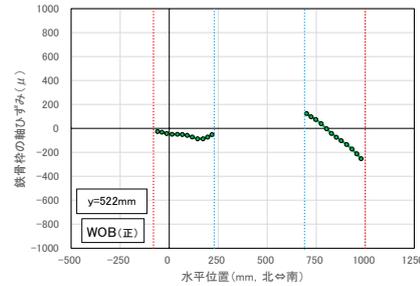


(解析結果：最大耐力時)

(c) y=800mm



(実験結果：各サイクル)



(解析結果：最大耐力時)

(d) y=535mm

図2.4.15 試験体 WOB の鉄骨材（柱）の軸ひずみ

IV-5. 技術資料

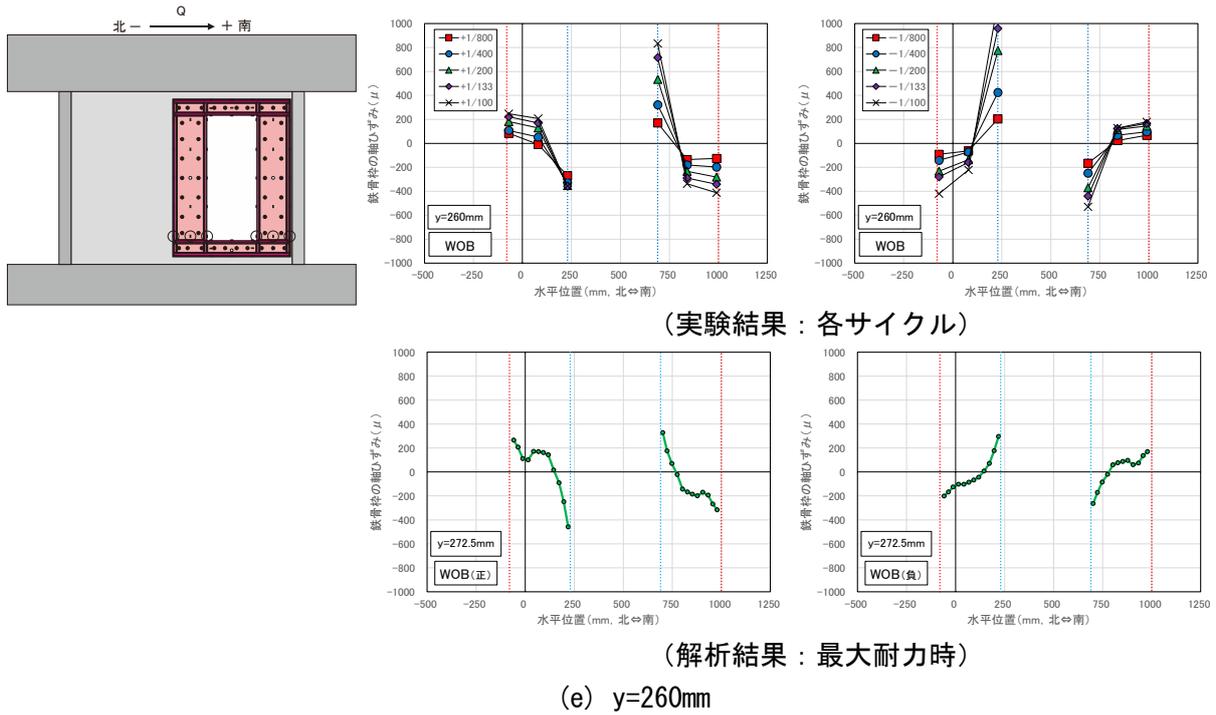


図2.4.15 試験体 WOB の鉄骨材（柱）の軸ひずみ分布

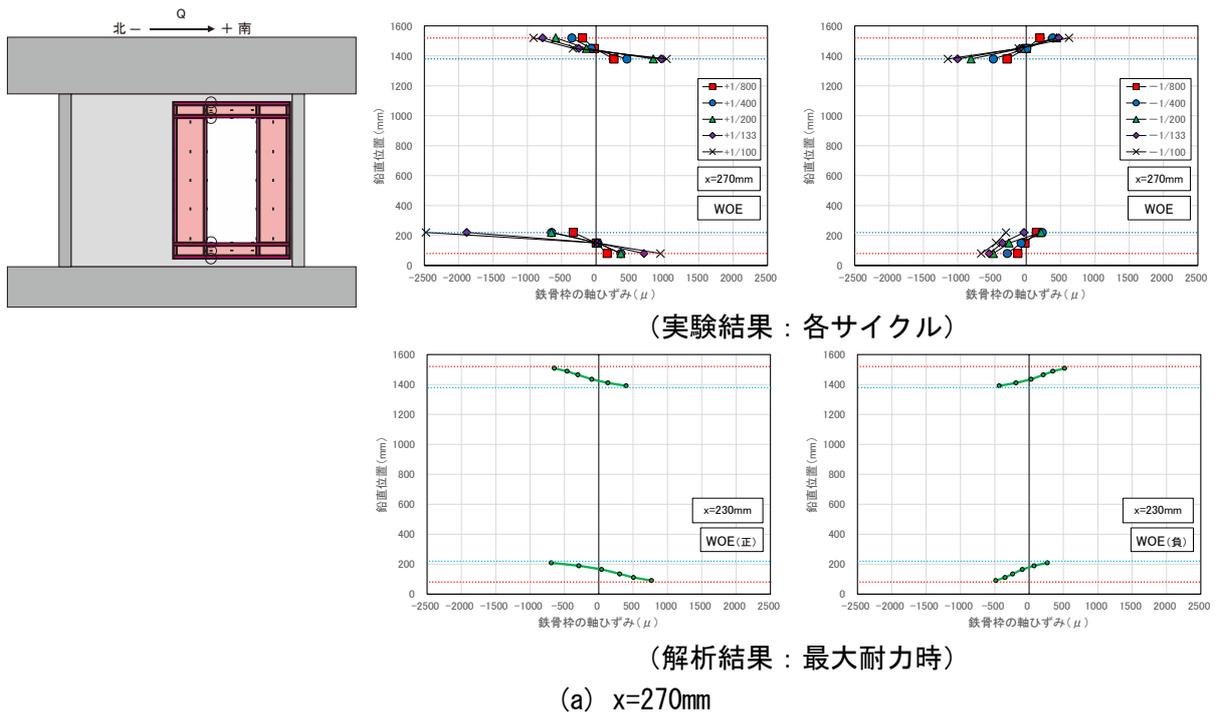
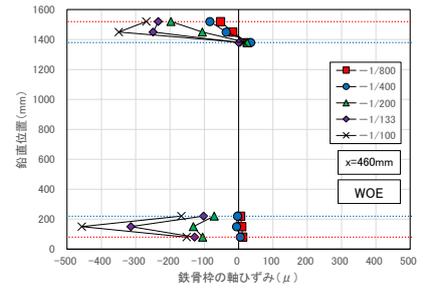
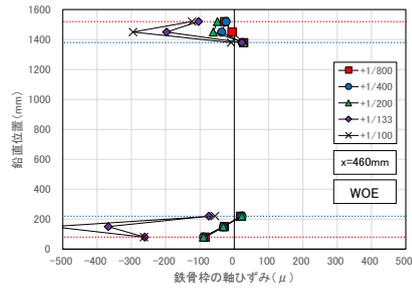
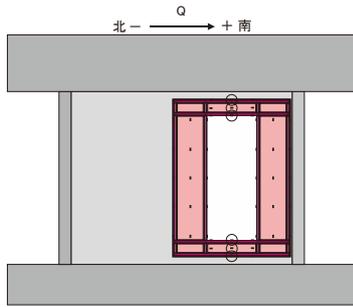
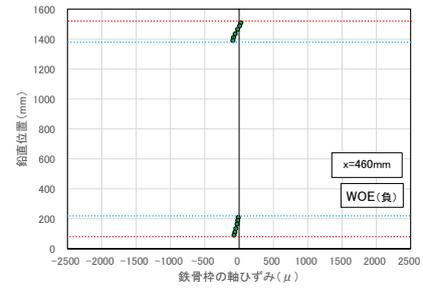
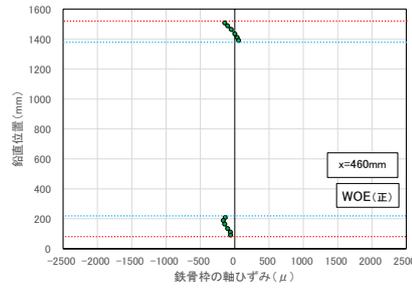


図2.4.16 試験体 WOE の鉄骨材（はり）の軸ひずみ

IV-5. 技術資料

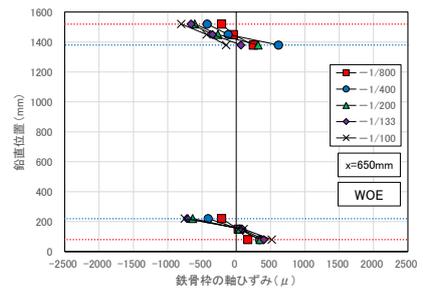
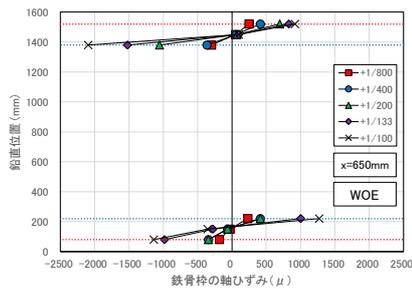
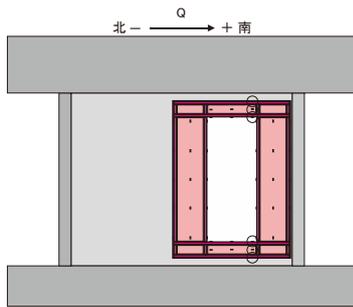


(実験結果：各サイクル)

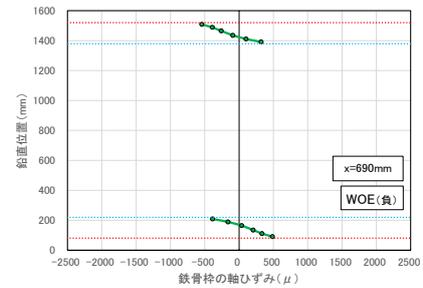
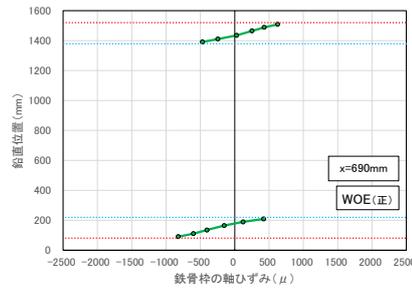


(解析結果：最大耐力時)

(b) x=460mm



(実験結果：各サイクル)

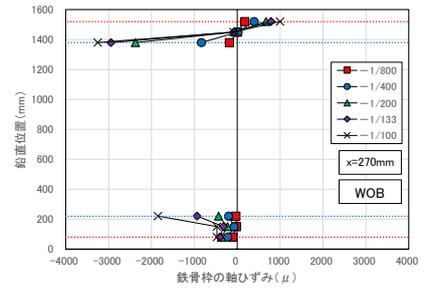
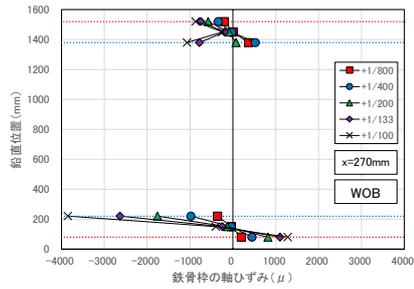
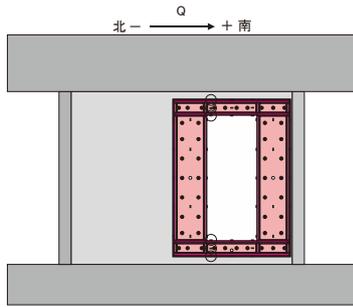


(解析結果：最大耐力時)

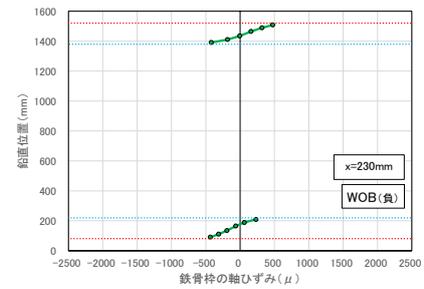
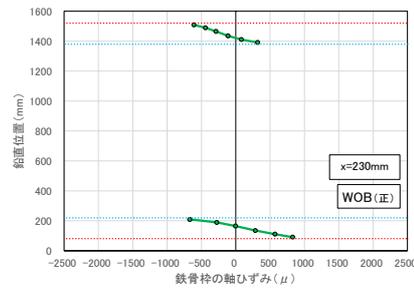
(c) x=650mm

図2.4.16 試験体 WOE の鉄骨材 (はり) の軸ひずみ分布

IV-5. 技術資料

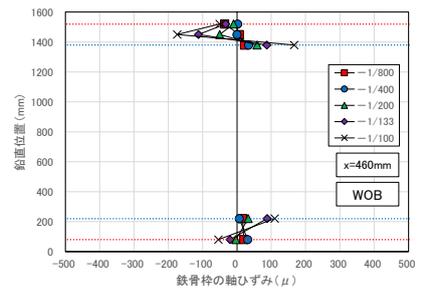
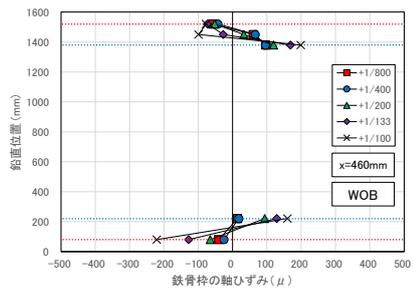
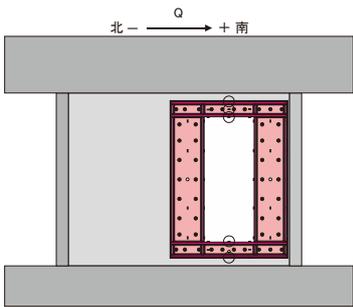


(実験結果：各サイクル)

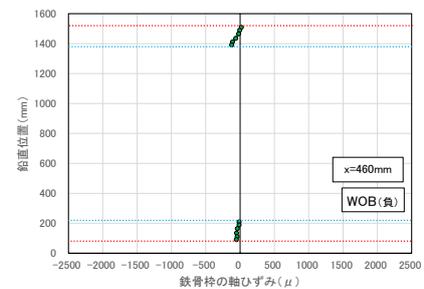
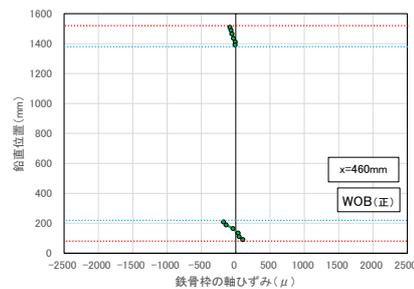


(解析結果：最大耐力時)

(a) x=270mm



(実験結果：各サイクル)

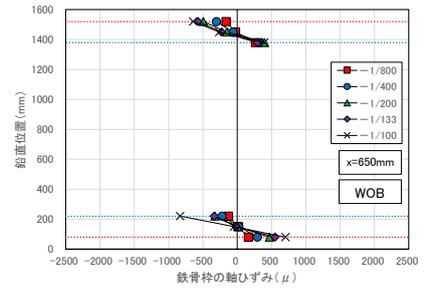
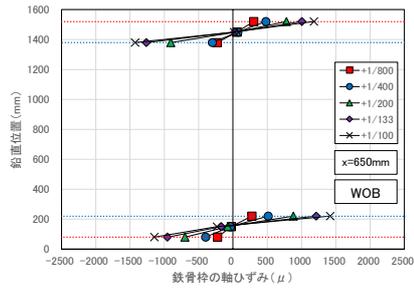
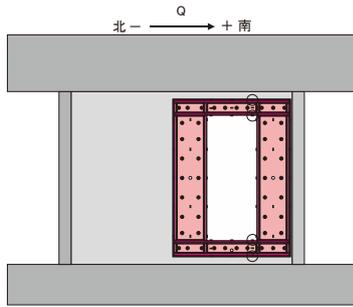


(解析結果：最大耐力時)

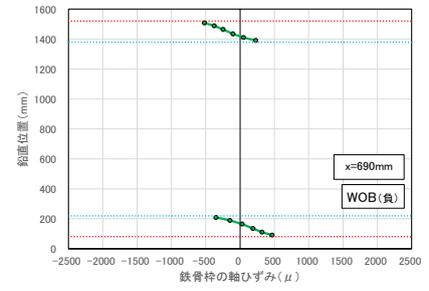
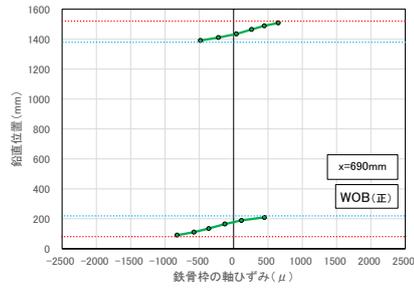
(b) x=460mm

図2.4.17 試験体 WOB の鉄骨材 (はり) の軸ひずみ

IV-5. 技術資料



(実験結果 : 各サイクル)



(解析結果 : 最大耐力時)

(c) x=650mm

図2.4.17 試験体 WOB の鉄骨材 (はり) の軸ひずみ分布

2.4.9. 最大耐力時の鉄骨枠の作用応力

図2.4.19～図2.4.22 に、有限要素解析で求めた最大耐力時に図2.4.18 に示す鉄骨枠の断面に作用する軸力、せん断力、曲げモーメントの分布を示す。また、表2.4.3 に、図2.4.19～図2.4.22 で示した軸力、せん断力、曲げモーメントの最大値を示す。鉄骨柱や鉄骨はりに作用する軸力やせん断力は、同じ部材でも断面位置によって異なっている。

表2.4.3 試験体 WOE、WOB の鉄骨枠の最大軸力、せん断力、曲げモーメント

解析値			単位	WOE		WOB	
				正	負	正	負
鉄骨梁	軸力	圧縮	kN	-262	-146	-206	-155
		引張	kN	26	13	-17	-17
	せん断力		kN	406	258	321	203
	曲げモーメント		kNm	66	43	65	40
鉄骨柱	軸力	圧縮	kN	-519	-244	-292	-206
		引張	kN	216	181	217	165
	せん断力		kN	348	223	296	160
	曲げモーメント		kNm	117	67	90	62

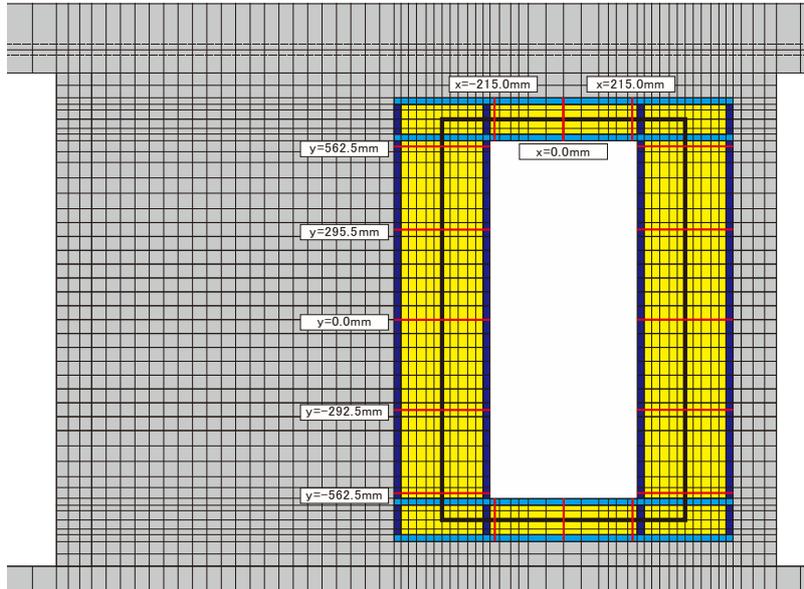


図2.4.18 有限要素解析による鉄骨枠の応力分布を確認した断面位置

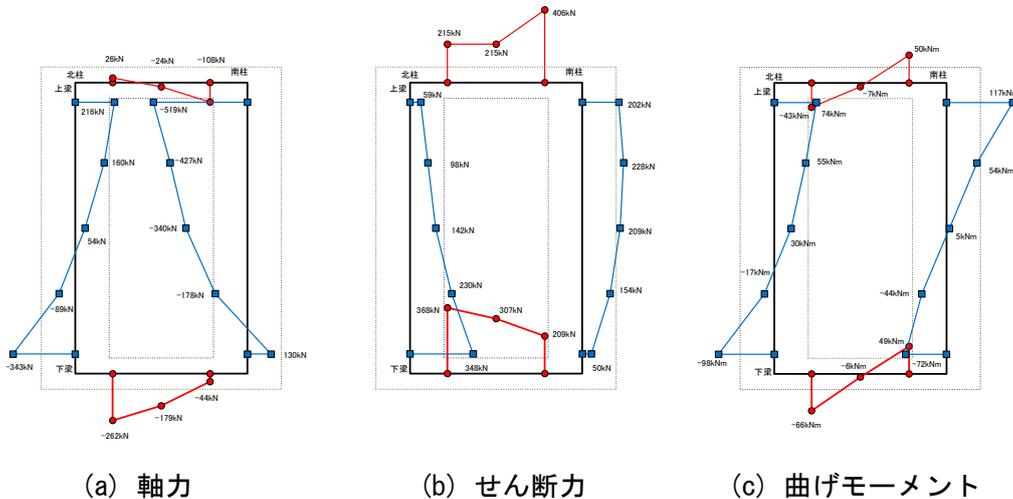


図2.4.19 有限要素解析による試験体 WOE の鉄骨枠の応力分布 (正方向：加力方向、北→南)

IV-5. 技術資料

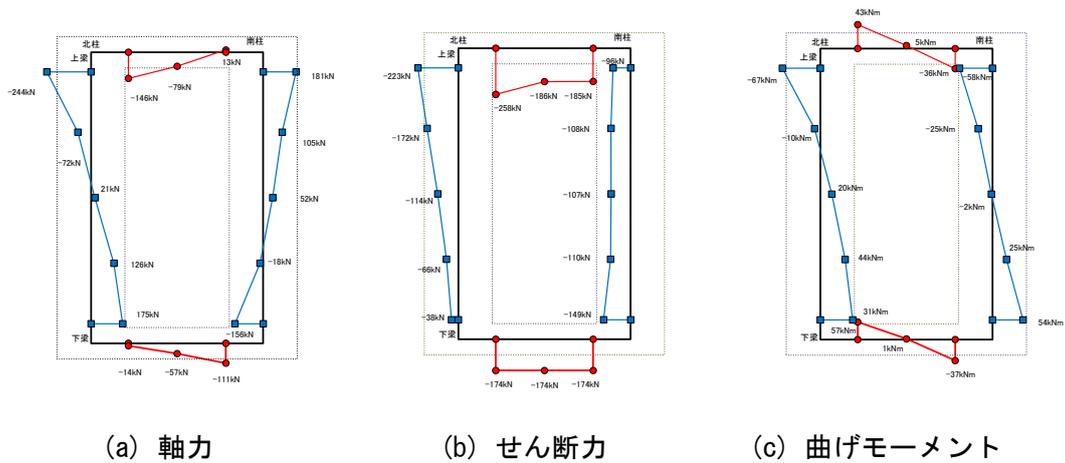


図2.4.20 有限要素解析による試験体 WOE の鉄骨枠の応力分布 (負方向: 加力方向、北←南)

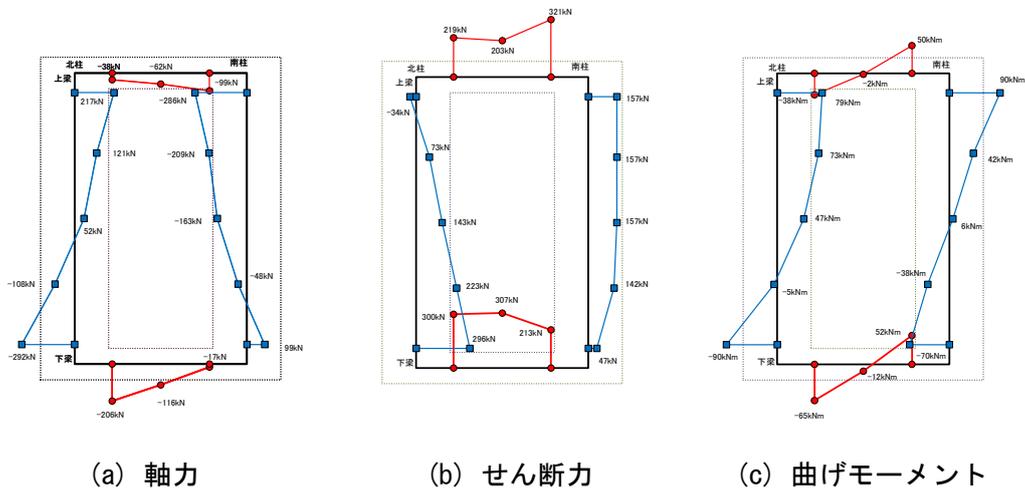


図2.4.21 有限要素解析による試験体 WOB の鉄骨枠の応力分布 (正方向: 加力方向、北→南)

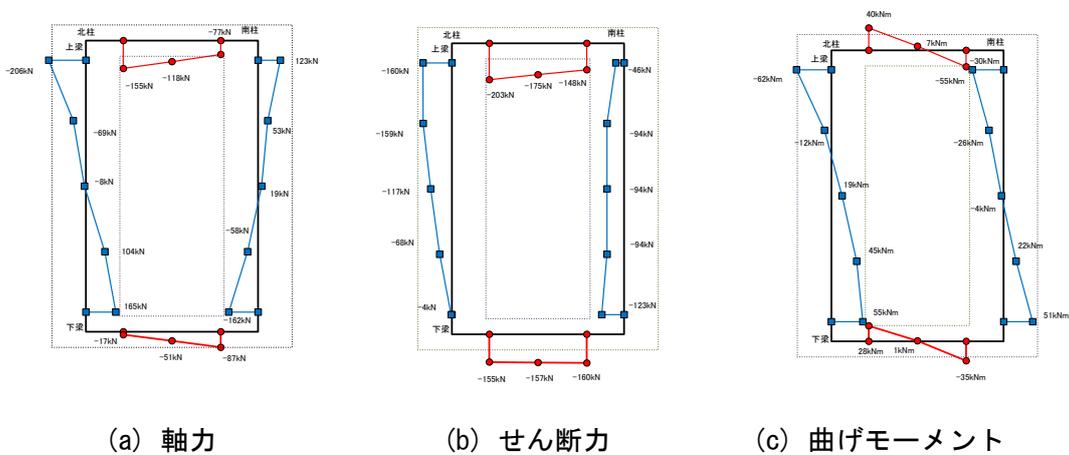


図2.4.22 有限要素解析による試験体 WOB の鉄骨枠の応力分布 (負方向: 加力方向、北←南)

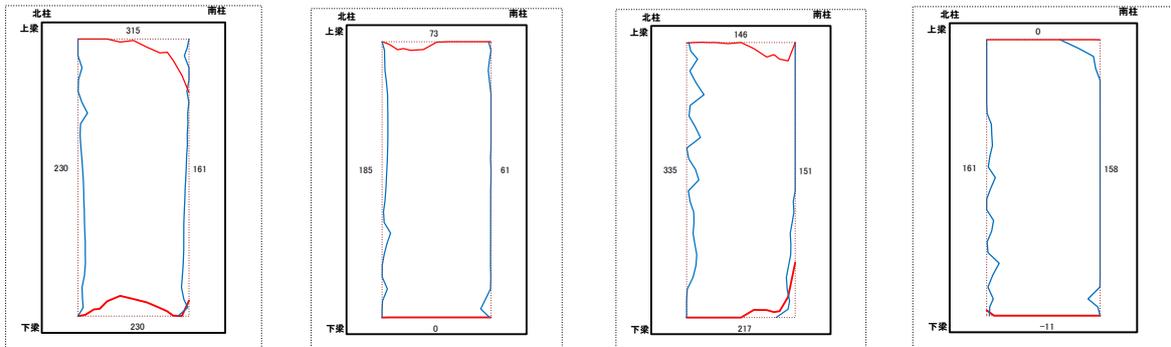
2.4.10. 最大耐力時に鉄骨枠に作用する支圧力

表2.4.4 に有限要素解析で求めた最大耐力時に鉄骨枠に作用する支圧力の合計値を示す。支圧力は、鉄骨梁に対しては鉛直せん断力として、鉄骨柱に対しては水平せん断力として作用する。いずれの試験体でも最大で 200~300kN 程度のせん断力が、支圧力として鉄骨枠に作用していることが分かる。

図2.4.23 に鉄骨枠に作用する支圧力の分布を示す。支圧力は、加力方向に対して開口が圧縮側にある正方向において大きくなり、鉄骨柱には比較的均一な水平せん断力が作用している。

表2.4.4 最大耐力時に試験体 WOE、WOB の鉄骨枠に作用する支圧力

	単位	WOE			WOB		
		正	負	最大	正	負	最大
鉄骨梁 (鉛直せん断力)	合計(kN)	315	73	315	217	0	217
鉄骨柱 (水平せん断力)	合計(kN)	230	185	230	335	161	335



(a) WOE (正 : 北→南) (b) WOE (負 : 北←南) (c) WOB (正 : 北→南) (d) WOB (負 : 北←南)

図2.4.23 最大耐力時に各試験体の鉄骨枠に作用する支圧力の分布

2.4.11. 最大耐力時に接着面に作用するせん断力

表2.4.5 に、有限要素解析で求めた WOE 試験体の最大耐力時に接着面に作用するせん断力の合計およびせん断力を接着面の断面積で除した平均せん断応力度を示す。鉄骨梁には 300~400kN 程度の水平せん断力が、鉄骨柱には 400~700kN 程度の鉛直せん断力が作用している。鉄骨梁では平均せん断応力度が 2.6N/mm^2 に到達するが、要素実験で得られたせん断強度（既存コンクリート部分： 3.0N/mm^2 、打ち直しコンクリート部分： 4.3N/mm^2 ）よりも小さいものの比較的近い値を示している。実験では、WOE 試験体は基準試験体 W と比較して高い最大耐力を示したものの、最終的に接着面の破壊により急激な耐力低下を起こしていることから、有限要素解析では実験結果に近い応力状態が再現されているものと推測される。

表2.4.5 最大耐力時に試験体 WOE の接着面に作用するせん断力の合計および平均せん断応力度

	単位	WOE		
		正	負	最大
鉄骨梁 (水平せん断力)	合計(kN)	386	314	386
	平均(N/mm^2)	2.60	2.29	2.60
鉄骨柱 (鉛直せん断力)	合計(kN)	673	432	673
	平均(N/mm^2)	1.09	0.70	1.09

2.4.12. 最大耐力時にボルトに作用するせん断力

表2.4.6 に、有限要素解析で求めた WOB 試験体の最大耐力時にボルトに作用するせん断力の合計および 1 本あたりのせん断力の最大値を示す。鉄骨梁には 150～300kN 程度の水平せん断力が、鉄骨柱には 400～500kN 程度の鉛直せん断力が作用しており、WOB 試験体と比較するとせん断力の大きさはやや小さい。

鉄骨柱、鉄骨梁のいずれについても、ボルトに作用するせん断力は最大で 50kN 程度となるが、これは、要素実験で得られた変位 1mm 時のせん断力（既存コンクリート部分：39.9kN/mm、打ち直しコンクリート部分：66.4kN/mm）とほぼ等しい値に留まっている。WOB 試験体では、実験終了時まで、壁板と鉄骨枠の間のずれはほとんど計測されていないことから、WOB 試験体と同じく、有限要素解析では実験結果に近い応力状態が再現されているものと推測される。

表2.4.6 最大耐力時に試験体 WOB のボルトに作用するせん断力の合計
および 1 本あたりの最大せん断力

	単位	WOB		
		正	負	最大
鉄骨梁 (水平せん断力)	合計(kN)	303	150	303
	最大(kN/本)	50.4	24.6	50.4
鉄骨柱 (鉛直せん断力)	合計(kN)	509	370	509
	最大(kN/本)	50.8	38.6	50.8

2.4.13. 最大耐力時の応力を用いた鉄骨枠の断面余裕度

表2.4.7 に最大耐力時の鉄骨枠のせん断力、曲げモーメントに対する余裕度を示す。ここでは、梁、柱部材のせん断耐力、曲げ耐力（全塑性モーメント）は、式(2.11)、(2.12)を用いて算定し、断面に作用する最大軸力の影響を考慮した。また、柱梁接合部の検討には、式(2.13)による全塑性モーメントを用いた。柱梁接合部のパネルモーメントは、式(2.14)に示す L 字型接合部の場合の評価式から求めた。参考として、式(2.15)に十字型接合部の場合の評価式を示す。各耐力の算定には鋼材の材料強度を用いたが、試験体 WOB、WOB で設けた開口周辺の支圧力を受けるために延長したフランジは無視した。また、試験体 WOB でボルト接合に設けた孔によるウェブの断面欠損による影響もここでは考慮していない。

表2.4.7 に示すように、鉄骨梁、鉄骨柱のいずれについても、せん断力よりも曲げモーメントに対する余裕度が小さいが、梁では 1.5 倍程度、柱では 2.7 倍程度の余裕度が確保されており、試験体 WOB、WOB では、入力に対して十分な余裕度が設定されていたことが分かる。また、柱梁接合部に関しても、パネルモーメントに対して、2.9 倍程度の余裕度が確保されていた。

(梁、柱部材のせん断耐力)

$$Q_{su} = t_w \cdot D \cdot \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma_0}{\sigma_y}\right)^2} \quad (2.11)$$

(梁、柱部材の曲げ耐力)

$$M_u = \left\{ B t_f (D - t_f) + \frac{1}{4} (D - 2 t_f)^2 \cdot t_w \right\} \cdot (\sigma_y - \sigma_0) \quad (2.12)$$

(梁柱接合部の全塑性モーメント)

$${}_pM_p = t_p \cdot d_c \cdot d_b \cdot \frac{F}{\sqrt{3}} \quad (2.13)$$

ここで、 B 、 D ：補強用の鋼材の幅、せい、 t_f 、 t_w ：補強用の鋼材のフランジ厚、ウェブ厚、 F ：補強用の鋼材の基準強度、 t_p ：補強用の接合部パネルの厚さ、 d_c ：補強用の柱材のフランジ中心間距離、 d_b ：補強用の梁材のフランジ中心間距離である。

(梁柱接合部のパネルモーメント：L字型接合部の場合)

$$M_p = {}_bM_1 - 0.5d_b \cdot {}_cQ_1 = {}_cM_1 - 0.5d_c \cdot {}_bQ_1 \quad (2.14)$$

(梁柱接合部のパネルモーメント：十字型接合部の場合)

$$M_p = {}_bM_1 + {}_bM_2 - 0.5d_b({}_cQ_1 + {}_cQ_2) = {}_cM_1 + {}_cM_2 - 0.5d_c({}_bQ_1 + {}_bQ_2) \quad (2.15)$$

ここで、 ${}_bQ_1$ 、 ${}_bQ_2$ 、 ${}_bM_1$ 、 ${}_bM_2$ ：左右の梁端に作用するせん断力、曲げモーメント、 ${}_cQ_1$ 、 ${}_cQ_2$ 、 ${}_cM_1$ 、 ${}_cM_2$ ：上下の柱端に作用するせん断力、曲げモーメント、 d_c ：補強用の柱材のフランジ中心間距離、 d_b ：補強用の梁材のフランジ中心間距離である。

表2.4.7 最大耐力時の鉄骨枠のせん断力、曲げモーメントに対する余裕度（有限要素解析）

解析値	単位	WOB		WOB		
		正	負	正	負	
鉄骨梁	最大軸力	kN	262	146	206	155
	最大軸応力	N/mm ²	58	32	46	34
	最大せん断力	kN	406	258	321	203
	最大曲げモーメント	kNm	66	43	65	40
	せん断耐力	kN	730	736	734	736
	曲げ耐力	kNm	98	106	102	106
	耐力/入力(せん断)	—	1.80	2.86	2.29	3.63
耐力/入力(曲げ)	—	1.49	2.49	1.58	2.66	
鉄骨柱	最大軸力	kN	519	244	292	206
	最大軸応力	N/mm ²	62	29	35	25
	最大せん断力	kN	348	223	296	160
	最大曲げモーメント	kNm	117	67	90	62
	せん断耐力	kN	1563	1579	1577	1580
	曲げ耐力	kNm	316	342	329	340
	耐力/入力(せん断)	—	4.49	7.08	5.32	9.91
耐力/入力(曲げ)	—	2.71	5.12	3.67	5.53	
鉄骨接合部	パネルモーメント	kNm	60	31	47	33
	全塑性モーメント	kNm	173	173	173	173
	耐力/入力(曲げ)	—	2.87	5.58	3.68	5.19

2.4.14. 最大耐力時の壁板と鉄骨柱の負担せん断力と平均せん断応力

表2.4.8 に、最大耐力時に壁板と鉄骨柱が負担するせん断力の比率を示す。なお、図2.4.19～図2.4.22 で示したように、鉄骨柱に作用するせん断力の大きさは、高さ位置によって異なるため、ここでは、図2.4.18 に示す 5 つの断面（ $y = -562.5\text{mm}$ 、 -292.5mm 、 0.0mm 、 292.5mm 、 562.5mm ）に作用するせん断力の平均値を用いた。鉄骨柱が負担する水平せん断力は全体の 20～36%に相当し、この水平せん断力を新設開口の断面積（ $110\text{mm} \times 460\text{mm}$ ）で除した見かけ上の平均せん断応力は、 $3.8 \sim 6.8\text{N/mm}^2$ に相当する。これは、壁板に作用する平均せん断応力（ $3.1 \sim 3.9\text{N/mm}^2$ ）と同等かそれを上回る大きさであり、平均的に慣らした場合、既存壁板の負担は軽減される傾向にあるものと考えられる。

表2.4.8 最大耐力時の壁板と鉄骨柱の負担せん断力の比率（有限要素解析）

		壁板		鉄骨柱(5つの断面における平均)		全体	
		荷重 (kN)	平均せん断力 [開口部以外] (N/mm ²)	荷重 (kN)	平均せん断力 [開口部] (N/mm ²)	荷重 (kN)	平均せん断力 (N/mm ²)
W	正	937	3.78	—	—	937	3.78
	負	944	3.81	—	—	944	3.81
WOB	正	604	3.07	344	6.80	948	3.83
	負	706	3.59	237	4.68	943	3.81
WOB	正	645	3.28	272	5.38	918	3.71
	負	758	3.85	192	3.79	950	3.84

2.5. 参考文献

- [2.1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、2018
- [2.2] 向井智久ほか：実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証（2020年版）、国立研究開発法人建築研究所 建築研究資料 No.197、2020.3
- [2.3] 建築行政情報センター、日本建築防災協会：2020年度版建築物の構造関係技術基準解説書、2020
- [2.4] 日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説、2015
- [2.5] 伊藤忠テクノソリューションズ（株）：FINAL/V11.2、2018.3
- [2.6] 長沼一洋：三軸応力下のコンクリートの応力～ひずみ関係、日本建築学会構造系論文集、第474号、pp.163-170、1995.8
- [2.7] H. Nakamura, T. Higai：Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Load, JCI-C51E, Vol.2, pp.259-272, 1999.10
- [2.8] 出雲淳一ほか：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル、コンクリート工学論文、Vol.25、No.9、pp.107-120、1987.9
- [2.9] Kupfer H.B, Gerstle K.H.：Behavior of Concrete under Biaxial Stress, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.99, No.EM4, pp.853-866, 1973.8
- [2.10] Al-Mahaidi, R.S.H.：Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members Report 79-1, Dep. of Structural Engineering, Cornell Univ., 1979.1
- [2.11] Ciampi, V. et al.：Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/23, Univ. of California, Berkeley, Nov., 1982

3. 想定建物を対象とした開口新設に関する検証

技術ガイドラインで示した戸境壁の開口新設補強（手法Ⅱ）では、第Ⅳ-2 編の1.2、1.3 節で示した適用条件や制限の範囲内で改修を行う場合には、当時の設計図書に基づいた建築物全体の構造安全性の確認を行うことを前提として、改修後の住棟に対する許容応力度計算や保有水平耐力計算等による詳細な検討を省略してよいこととしているが、その根拠として以下に検討 1～6 を示す。なお、本検討で対象としたのは、1.4 節の設計例で取り上げた 5 階建ての RC 造壁式構造住宅（1965 年建設、各階の住戸の数は 8）のみであるため、形状や建設年代、余裕度等が大きく異なる住棟を対象に手法Ⅱを適用する場合には、別途、詳細な検討を行う等の対応が必要となる点に留意されたい。

3.1. 検討 1：新設開口の配置が構造性能に及ぼす影響

第Ⅳ-2 編の表1.3.1 で示した構造性能の検証法である手法Ⅱでは、一つの構面（連層耐力壁）の上下階に連続して開口を新設する場合、開口の水平方向の位置をずらした千鳥配置を原則とし、上下階の開口端の距離を 1050mm（開口幅の 1.4 倍）以上確保することで、各階で独立した崩壊機構が形成されるように配慮している。これは、各階の同じ位置で開口新設を行う場合、各階で独立した崩壊機構が形成されず（連層にまたがるような崩壊機構が形成され）、対象建物の構造性能が大きく低下する可能性があるためである。本節では、新設開口の配置が構造性能に及ぼす影響を検証した有限要素解析の結果を紹介する。

第Ⅳ-2 編の1.4 節の設計例で示した元建物のうち、構面 2、3 の戸境壁の解析モデルの概略図を図3.1.1、図3.1.3 に、実際の解析モデルを図3.1.2、図3.1.4 示す。数値解析には、株式会社フォーラムエイトの Engineer's Studio (Ver.7.2.2) ^[3.1] を用いた。戸境壁、直交壁、床版のモデル化は、9 つのガウス点を持つ四角形 4 節点平面要素で行った。基礎梁のみを弾性要素とし、その他の要素については RC 要素でモデル化した。RC 要素には分散ひび割れモデルが採用されており、想定建物の各部位の配筋を参考に鉄筋比を各方向で設定した。今回のモデル化では、平面要素を立体的に組み合わせることで、戸境壁、直交壁、床版からなる部分架構を立体的に再現しており、平面要素は、面外方向のせん断力、曲げモーメントに対しても、弾性変形が生じるようにモデル化がなされている。

戸境壁と直交壁の交差部分に関しては、それぞれの部材を平面要素でそのままモデル化すると、重複分の断面積を過大に評価することになるため、工夫が必要となる。そこで、図3.1.1、図3.1.3 に示すように、直交壁に関しては、交差部分の長さを差し引いてモデル化を行うこととした。その結果、直交壁の長さが、交差する戸境壁の枚数が 1 枚（2 通りの A、C、3 通りの A、B、C）の場合は 180mm（壁厚の 1 倍）、交差する戸境壁の枚数が 3 枚（2 通りの B）の場合は 540mm（壁厚の 3 倍）短くなっている。

今回のモデル化では、直交壁に加え、床版のモデル化を行っている。これは、地震力を模擬した水平荷重を行う際に、水平荷重を戸境壁の長さ方向に分散して入力することを意図したものである。建物に作用する地震力は、各部位の重量に加速度を乗じることで求められる。そのため、実構造物の地震時の状況を再現するためには、建物に占める重量の割合が大きい床スラブの高さにおいて、戸境壁に水平荷重を分散して入力することが望ましい。水平荷重を分散して入力すると、荷重制御に基づいた水平加力となり、最大耐力付近の性状の把握が難しくなる。そこで、本

解析では、変位制御に基づいた水平加力を行うために、床スラブを介して、水平荷重を入力する方法を採用することとした。また、戸境壁が2枚あるA-B通りに関しては、戸境壁の間のスペースには、階段室が設けられているため、本来であれば、床スラブに開口を設け、半階ずつ上下にずらした配置とするべきであるが、ここでは解析条件を簡略化するために、このような詳細の再現は行っていない。

図3.1.5 に解析変数を示す。解析変数は、各戸境壁に設ける新設開口の位置である。ここでは、新設開口の大きさについては、第IV-2編の表1.3.1や3.2節で後述する検討2（幅750mm、高さ1900mm）よりもやや大きい寸法（幅850mm、高さ1940mm）としている点に注意されたい。

No.1は開口を設けない元建物を対象としている。No.2は、第IV-2編の図1.3.2で示した各構面に形成可能な新設開口の位置に近い技術ガイドラインの標準的な配置としており、以下のような配慮を行っている。

- ・新設開口が戸境壁の構造性能に及ぼす影響が小さくなるように、開口の水平位置を各階で変更する。
- ・開口によって隔てられた左右の壁についても、壁率および壁量算定で算入できるように、450mm且つ高さの30%（ $1940\text{mm} \times 0.3 = 582\text{mm}$ ）以上確保する。
- ・水平加力時に曲げ圧縮領域となる1階耐力壁の外側に近い範囲には、極力開口を設けない。

No.3～No.6については、No.2で示した新設開口の配置方針の妥当性を検証するために、No.2とは異なる方針で新設開口の位置を決めた。2通りのNo.3、3通りのNo.3、No.4は、新設開口の水平位置を各階で同じにしたものであり、開口上下の壁梁の剛性、耐力が不足するため、No.2と比較すると、水平剛性や水平耐力の低下が大きいものと考えられる。2通りのNo.4、No.5、No.6は、上下階の開口間の水平位置を短くしたもので、開口間の要素が局部的に破壊する可能性があるかどうかを検証することを目的としている。また、3通りのNo.5、No.6は、開口を外寄り、内寄りに設けたもので、水平加力時の曲げ圧縮領域と新設開口の位置の関係が、構造性能に及ぼす影響を検証することを意図している。なお、開口を新設した場合にも、開口補強筋の配置は行っていない（開口形成により、最も構造性能が低下した状況を把握する）。

数値解析は、図3.1.1、図3.1.3に示すように、解析モデルの基礎下の節点を全て固定した状態で数値解析を行った。長期荷重は、各階の床スラブ高さにおいて、表3.1.1に示す長期荷重を、節点間の距離に応じて各節点に分配した等分布荷重として与えた。

また、水平荷重は、表3.1.1に示す想定建物の各階の重量から算出したAi分布に基づいた外力分布として与えた。ここでは、各階における水平荷重の比率を一定に確保した状況で、変位制御による増分解析を行うために、剛ばりと剛ばねを組み合わせた加力方法を採用した。剛ばりは、剛ばねを介して相互にもしくは各階の床スラブと接続されており、地表面からの高さが10645mmとなる剛ばりの節点の変位を制御して水平加力を行うことで、水平荷重の比率を一定に保ったまま、各階の床スラブに水平荷重を与えた。なお、剛ばねによる接続を行ったのは、2、3通りのいずれについても、B通りの直交壁と床スラブが交差する部分の節点のみであり、各解析モデルの加力方向の変形を拘束しないように配慮すると共に、床スラブを介した応力伝達を行うことで、開口上下の壁梁が過度に圧縮軸力を負担することがないように工夫した。

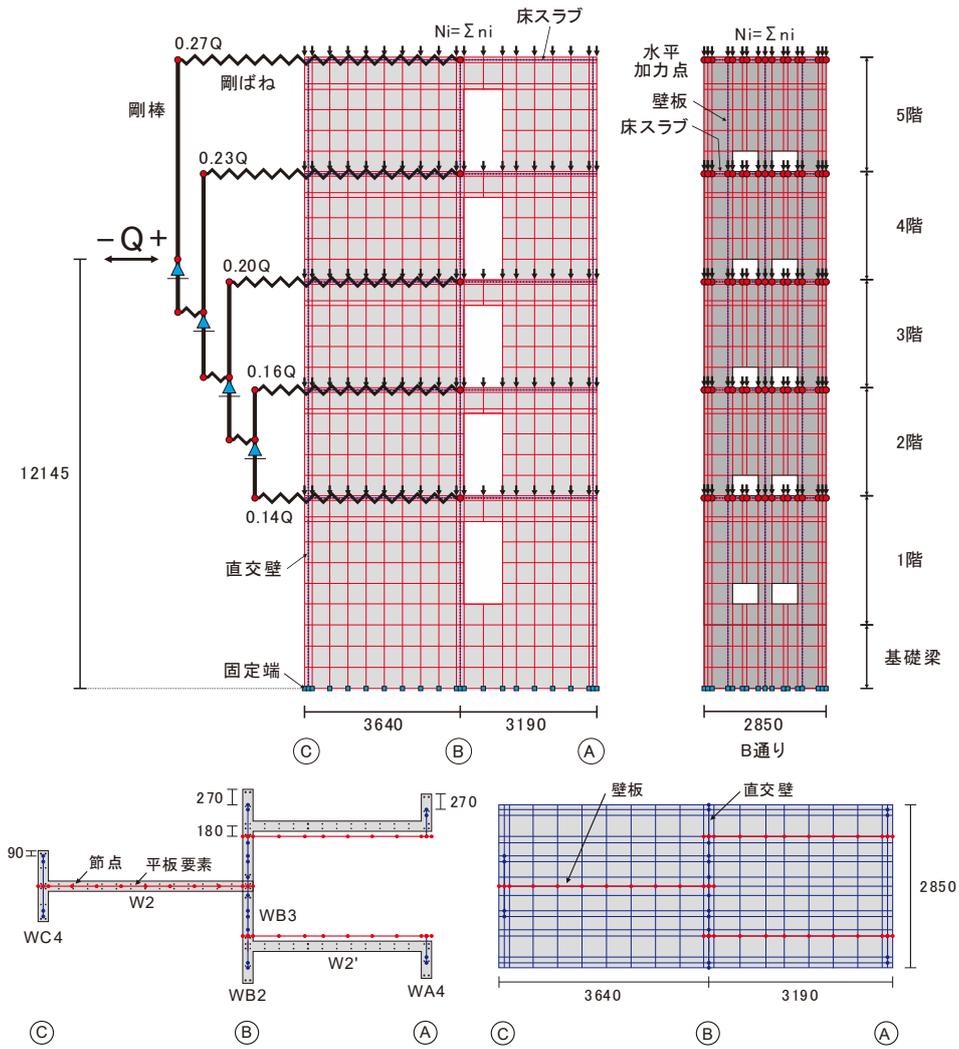


図3.1.1 構面2のモデル化と境界条件 (単位: mm)

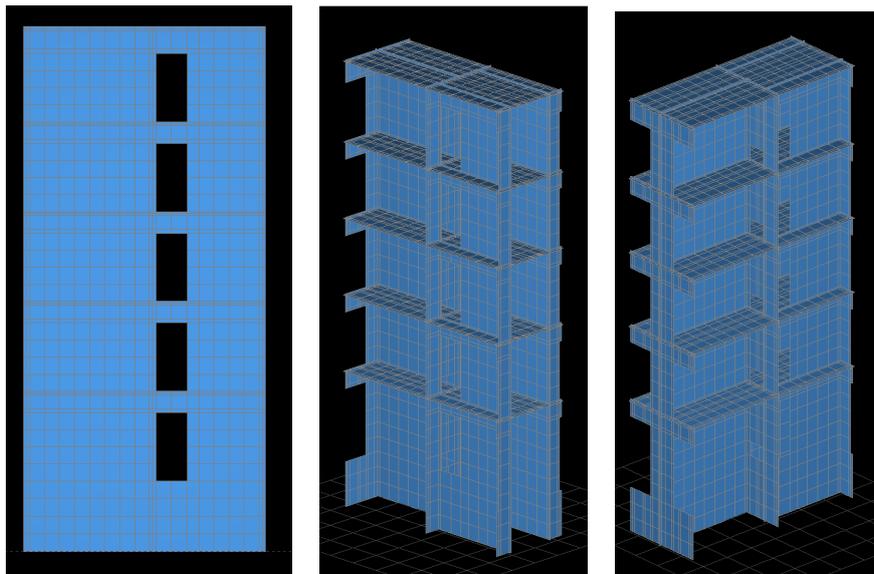


図3.1.2 解析モデルの概要 (構面2)

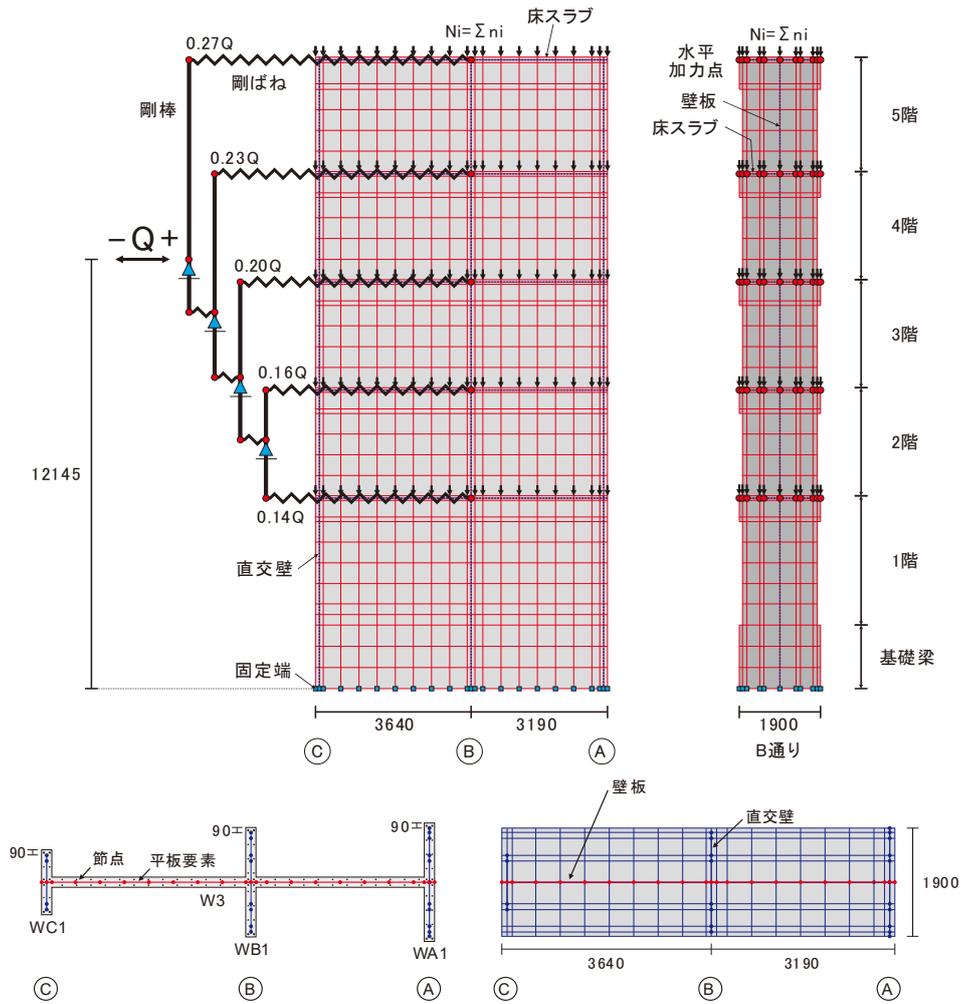


図3.1.3 構面3のモデル化と境界条件 (単位: mm)

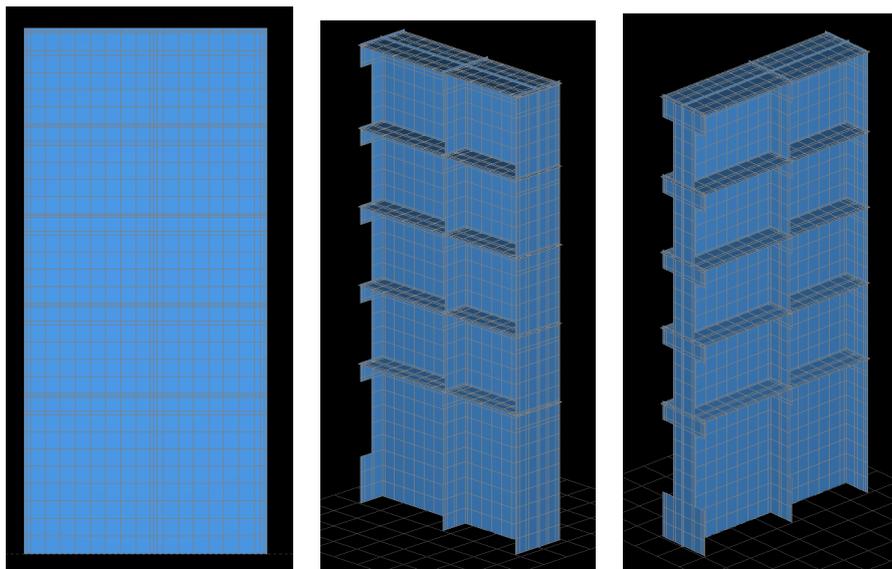


図3.1.4 解析モデルの概要 (構面3)

	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6
構面 2						
	元建物	基本	縦連続	開口間なし	外寄り	内寄り
構面 3						
	元建物	基本	縦連続 1	縦連続 2	外寄り	内寄り

図3. 1. 5 解析変数（負方向⇔正方向）

表3. 1. 1 想定建物の各階の重量と外力分布、各構面に作用する長期荷重
 （検討 2 で用いた表3. 2. 1 や、検討 3 で用いた表3. 3. 2 の重量とは数値が若干異なる）

	h (m)	wi (kN)	Σ wi (kN)	α i	Ai	Ci	Qi (kN)	Δ Qi (kN)	荷重の 割合	長期荷重	
										2通り (kN)	3通り (kN)
5階	2.70	3092	3092	0.157	1.717	0.343	1062	1062	0.27	368	301
4階	2.55	4009	7101	0.361	1.395	0.279	1981	919	0.23	415	303
3階	2.55	4097	11198	0.569	1.229	0.246	2753	771	0.20	425	306
2階	2.55	4102	15300	0.778	1.108	0.222	3390	637	0.16	429	309
1階	3.55	4364	19664	1.000	1.000	0.200	3933	543	0.14	479	348
合計										2117	1566

表3. 1. 2 に解析で仮定したコンクリートと鉄筋の材料特性を示す。コンクリートの引張強度は式(3.1)で、ヤング係数は式(3.2)で求めた。また、鉄筋に関しては、SR235 の規格降伏点を 1.1 倍した値を降伏強度として採用している。

$$\sigma_t = 0.23F_c^{2/3} \tag{3.1}$$

$$E_c = 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{\sigma_B}{60}\right)^{1/3} \tag{3.2}$$

ここで、σ_B：コンクリートの圧縮強度（MPa）、γ：コンクリートの気乾単位体積重量（kN/m³）

である。

表3.1.2 材料特性

コンクリート	圧縮強度 (MPa)	16.2
	引張強度 (MPa)	1.47
	ヤング係数 (GPa)	19878
鉄筋 (SR235)	降伏強度 (MPa)	258.9
	ヤング係数 (GPa)	205

コンクリート応力-ひずみ関係は、前川・岡村モデル^{[3.2], [3.3]}とした。図3.1.6 にコンクリートの複合圧縮引張応力伝達モデルを示す。圧縮側の履歴は弾塑性破壊構成則に従い、ひび割れたコンクリートでは、圧縮剛性を直交方向の引張ひずみの関数で低減させている。圧縮塑性進行のモデルは直交方向のひずみの影響を受けず、ひずみ履歴のみで圧縮塑性ひずみは確定する。ひび割れ以後の引張側構成則は **tension-stiffness** 則に従い、コンクリートが引張力の一部を負担する。ここで、式(3.3)で表されるコンクリートの引張軟化時の応力-ひずみ関係において、付着性状を表す係数 c については、一般的な鉄筋コンクリート造の値である 0.4 を用いた。

$$\sigma_{cb} = \omega f_t \left(\frac{\varepsilon_{tu}}{\varepsilon} \right)^c \tag{3.3}$$

ここで、 σ_{cb} : コンクリートの平均引張応力 (MPa)、 ω : ひび割れ直交方向の引張ひずみによる破壊パラメータ K_0 の低減係数、 f_t : 1 軸引張強度、 ε_{tu} : クラック発生限界ひずみ、 ε : コンクリートの平均引張ひずみ、 c : 付着性状を表す係数である。

また、ひび割れ面におけるせん断伝達構成則には、接触面密度関数に基づく応力伝達モデル^[3.2]が採用されており、ひび割れ面において伝達されるせん断応力の大きさは、ひび割れ面に沿った平均せん断ひずみとひび割れ直交方向の平均引張ひずみによって決まる。

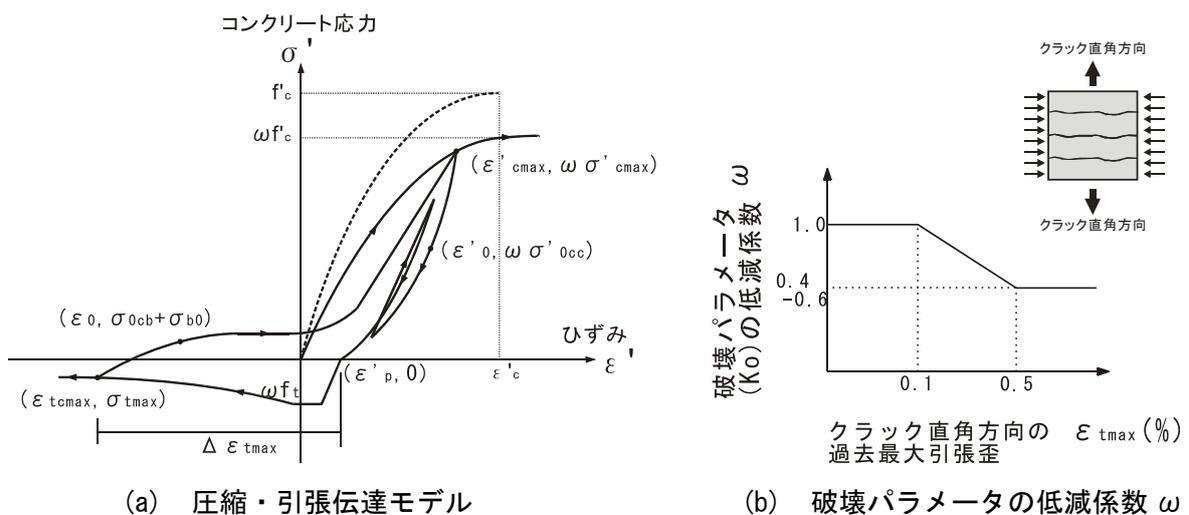


図3.1.6 コンクリートの圧縮・引張伝達モデル

鉄筋のモデルは、コンクリートに埋め込まれた鉄筋とコンクリートの引張応力負担を考慮した

トリリニアモデル^{[3.2], [3.3]}である。鉄筋の構成則を図3.1.7に示す。ひび割れ発生後のひび割れ間の鉄筋応力を三角関数に仮定し、コンクリートの Tension-stiffening と組み合わせることにより、鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係を導いている。

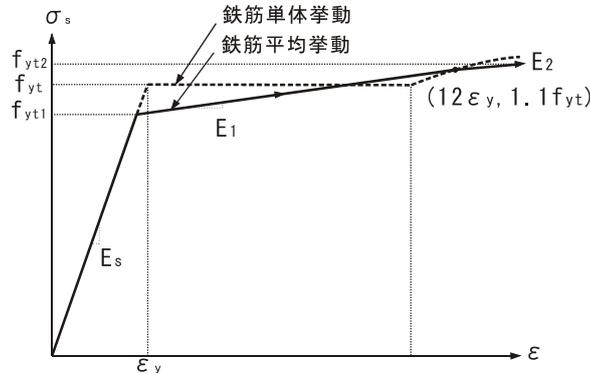


図3.1.7 鉄筋モデル

図3.1.8 から図3.1.11 に各解析モデルの層せん断力-層間変形角関係を示す。層間変形角は、各階の床スラブ高さでの水平変位の差分を、各階の床スラブ間距離（1F : 2995mm、2~4F : 2550mm、5F : 2700mm）で除した値である。

加力方向に対して新設開口が引張側の戸境壁に設けられる構面 2 の正方向では、元建物のモデルとなる No.1 と比較して、荷重変形関係の形状や最大耐力時の層間変形角に大きな差はなく、新設開口の影響が小さく抑えられている。最大耐力時の各階の層間変形角はほぼ等しく、全体崩壊機構が形成されているものと考えられる。

一方、加力方向に対して新設開口が圧縮側の戸境壁に設けられる構面 2 の負方向では、新設開口の影響が大きく、No.1 と比較すると、最大耐力の低下に加え、最大耐力時の層間変形角が小さくなっており、開口の新設に伴う局所的な損傷の進展によって、変形性能が低下しており、新設開口の影響に配慮して、各階で開口を千鳥配置し、開口間の距離を確保した No.2 でも、その影響が大きいことが分かる。一方で、最大耐力時の各階の層間変形角はほぼ等しく、損傷が特定の階に集中している訳ではない。

加力方向に対して新設開口が引張側となる 1 階の戸境壁に設けられる構面 3 の No.2、No.3、No.5、No.6 の正方向、No.4 の負方向では、構面 2 の正方向と同様に、元建物となる No.1 と比較して、荷重変形関係の形状や最大耐力時の層間変形角に大きな差はなく、新設開口の影響が小さく抑えられている。最大耐力時の各階の層間変形角はほぼ等しく、全体崩壊機構が形成されているものと考えられる。

一方、新設開口が加力方向に対して圧縮側となる 1 階の戸境壁に設けられる構面 3 の No.4 の正方向、No.2、No.3、No.5 の負方向でも、開口の新設に伴う局所的な損傷の進展によって、最大耐力に加え、最大耐力時の層間変形角が小さくなっており、変形性能の低下が見られる。なお、構面 3 の No.6 の負方向に関しては、新設開口を加力方向に対して圧縮側となる 1 階の戸境壁に設けていたものの、設置位置が曲げ圧縮領域からやや離れた B 通りの近傍であったため、中間的な挙動となっている。最大耐力時の各階の層間変形角に関しては、全体的に下層階の層間変形角がやや大きくなる傾向が見られる。

IV-5. 技術資料

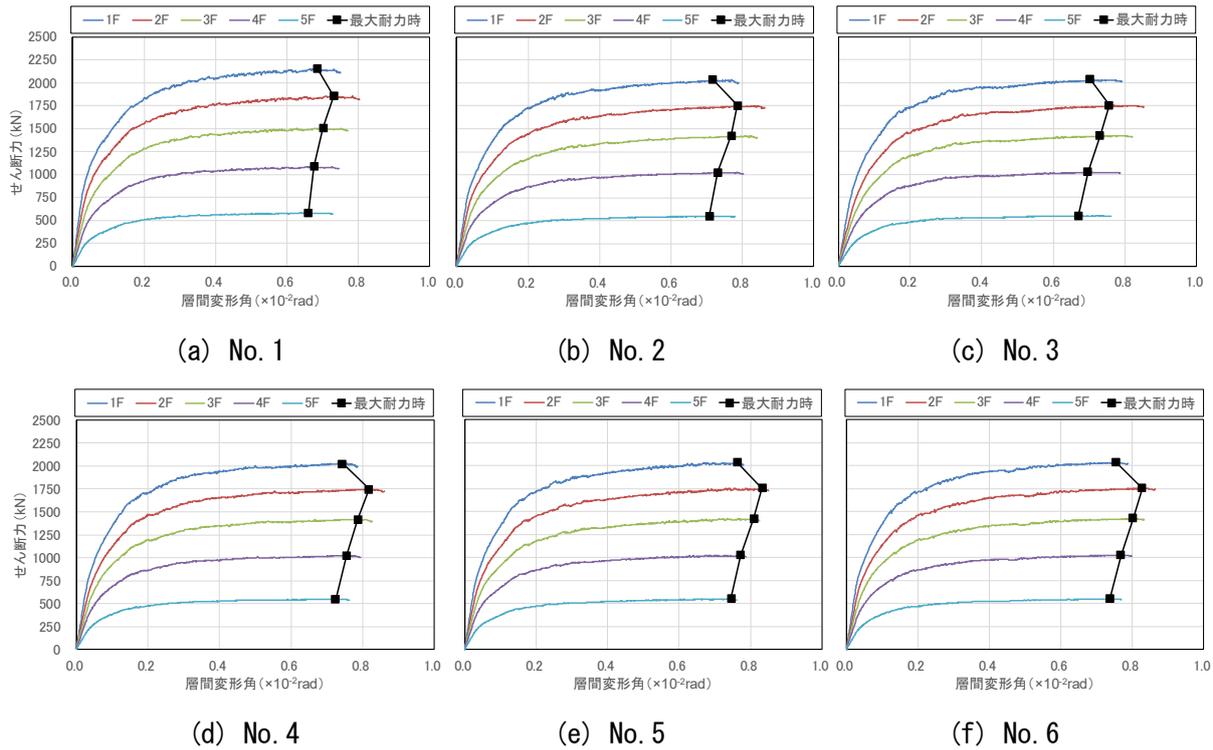


図3.1.8 層せん断力—層間変形角関係 (構面 2、正方向)

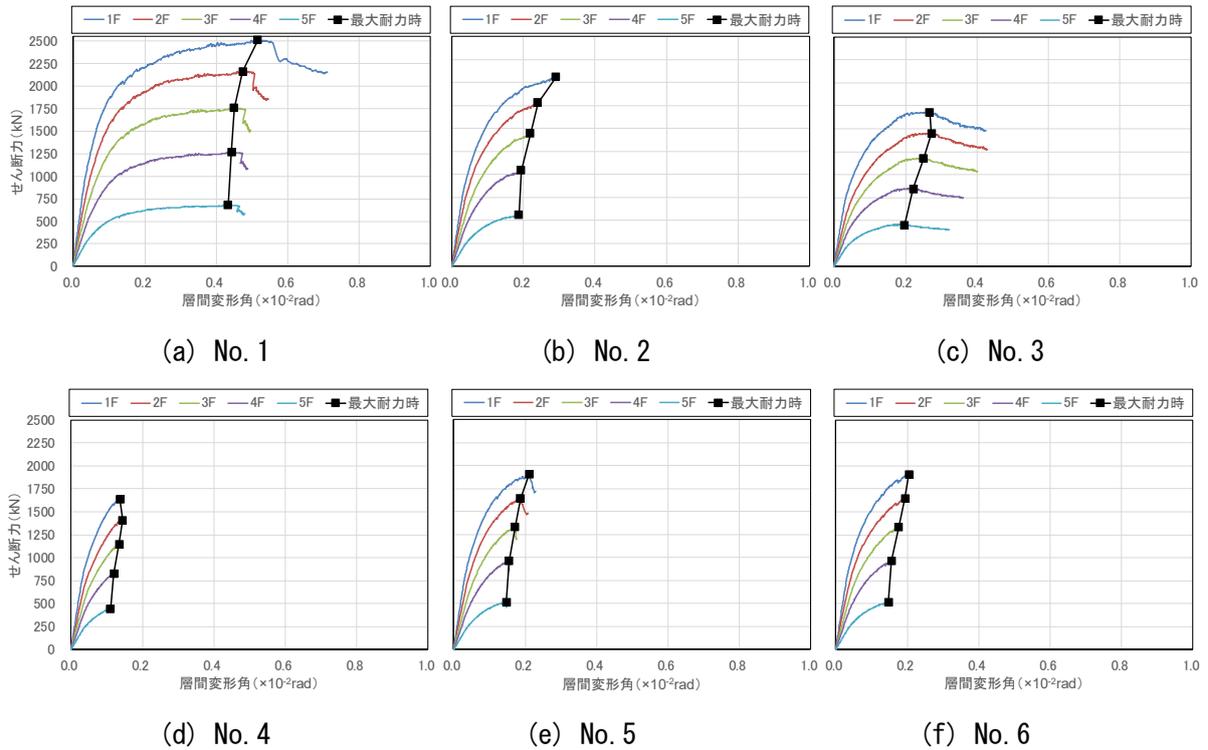


図3.1.9 層せん断力—層間変形角関係 (構面 2、負方向)

IV-5. 技術資料

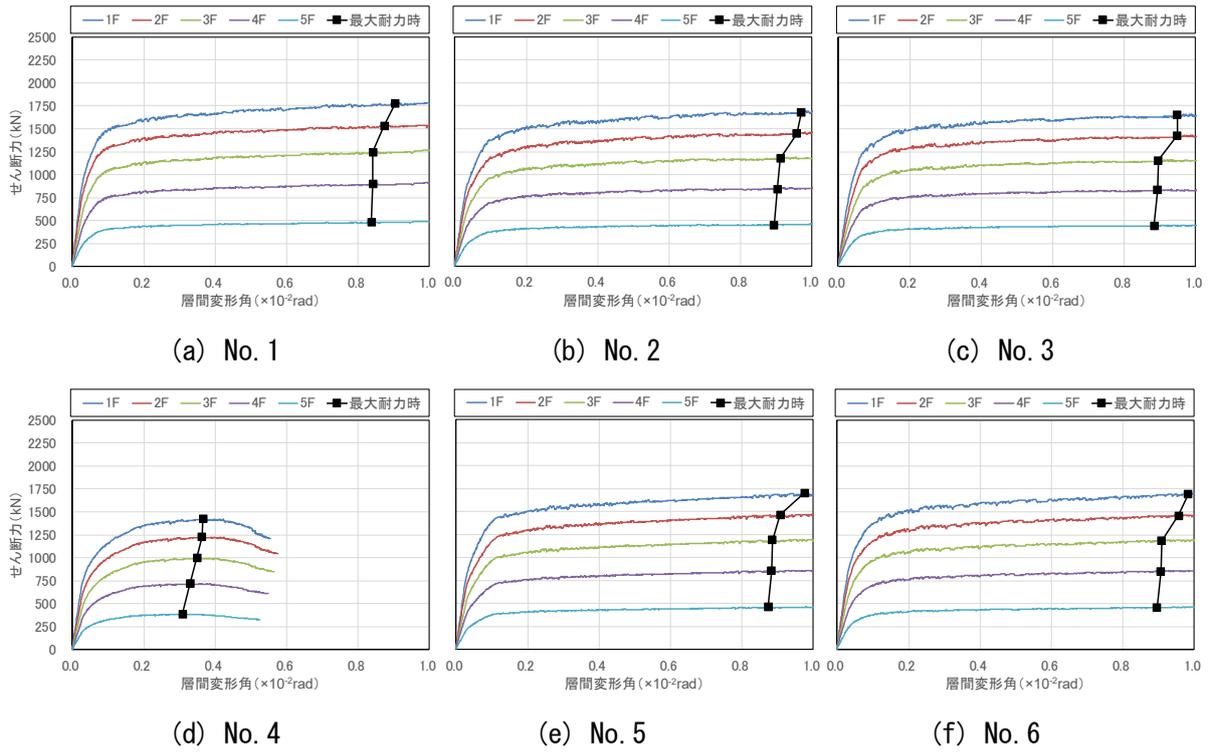


図3.1.10 層せん断力—層間変形角関係 (構面3、正方向)

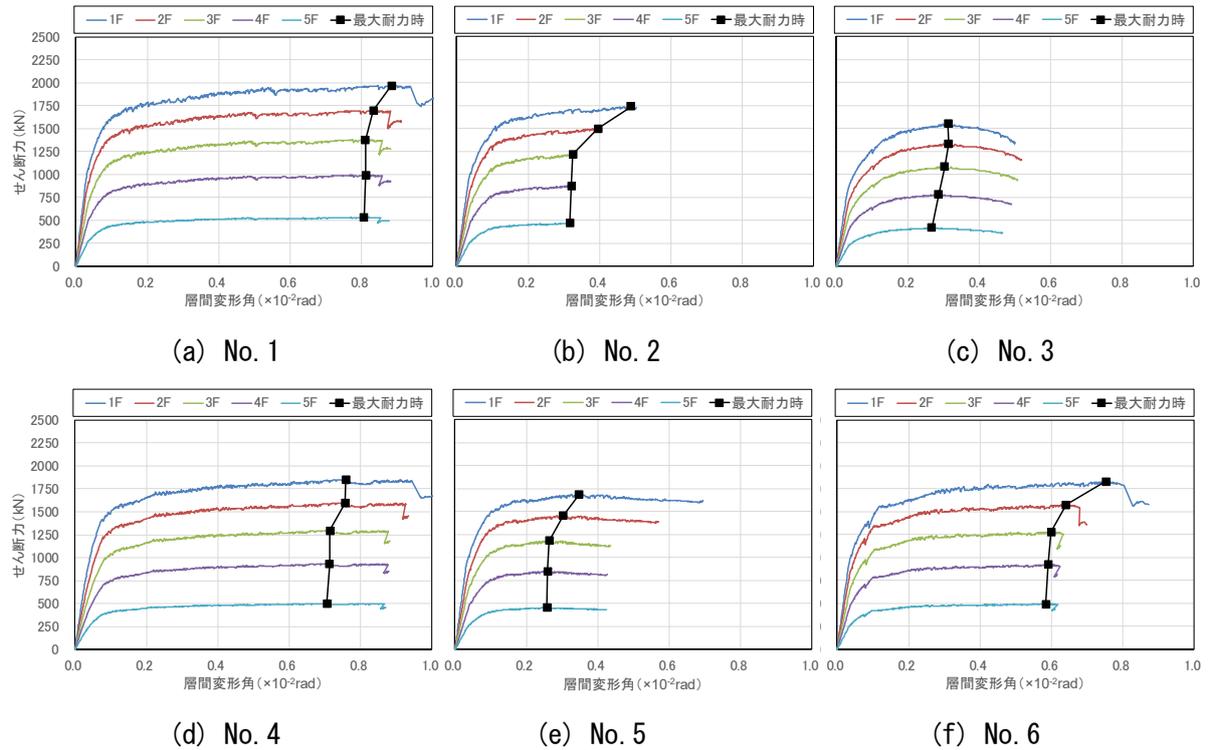


図3.1.11 層せん断力—層間変形角関係 (構面3、負方向)

図3.1.12に1階層せん断力-全体変形角関係を示す。ここで、全体変形角は、最上階の床スラブ高さ（13345mm）における水平変位を、その高さで除した値である。1階層せん断力-全体変形角関係についても、層せん断力-層間変形角関係と同様の傾向が読み取れる。

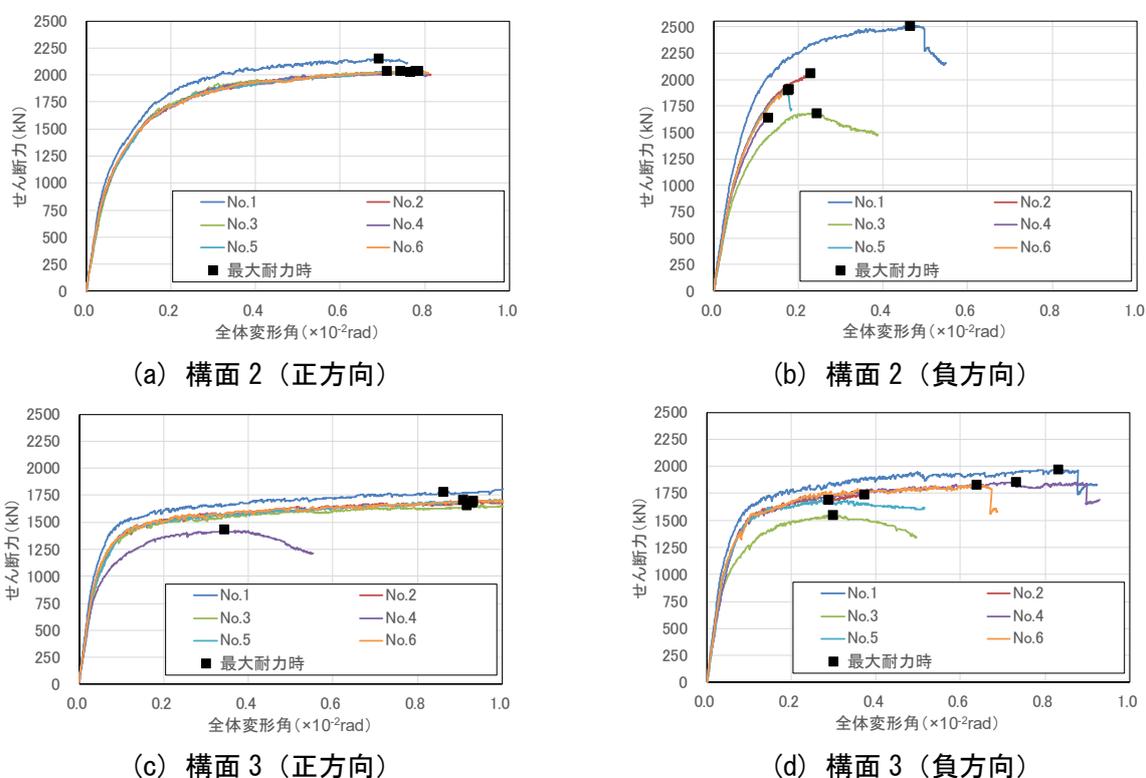
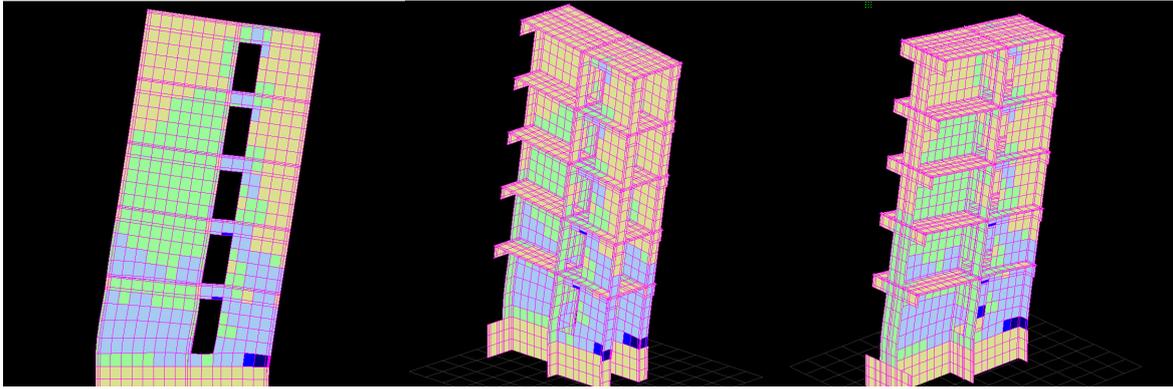


図3.1.12 1階層せん断力-全体変形角関係

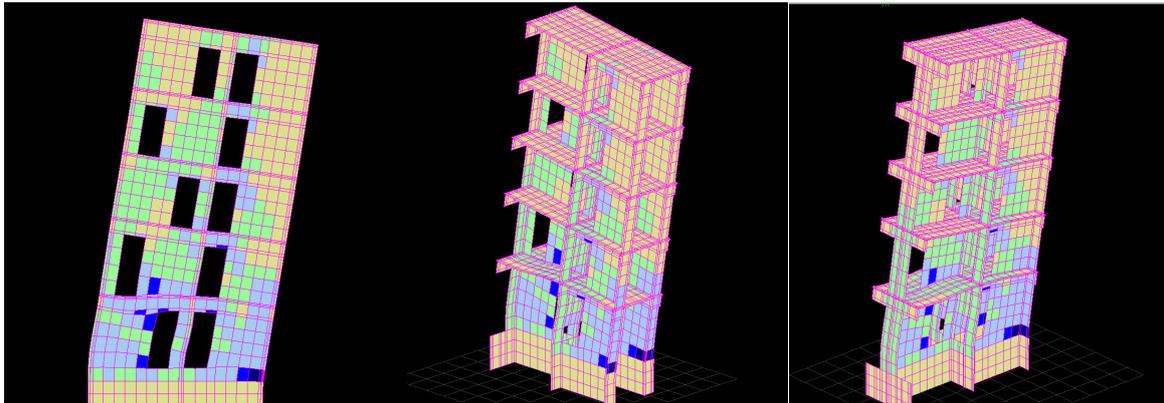
図3.1.13 から図3.1.16 に各解析モデルの最終ステップにおける損傷状況を示す。各メッシュは、主軸方向で経験した最大、最小ひずみの大きさによって、色分けされている。

元建物となる No.1 では、いずれの構面、いずれの载荷方向についても、崩壊機構は1階柱脚の曲げ降伏であった。新設開口が加力方向に対して引張側の戸境壁に設けられる構面 2 の正方向に関しては、新設開口による崩壊機構の変化はなかった。一方で、新設開口が加力方向に対して圧縮側の戸境壁に設けられる構面 2 の負方向に関しては、いずれの場合についても、新設開口によって崩壊機構が変化した。開口を各階で千鳥配置した場合には、1階と2階の開口間の壁板の破壊や1階開口横の壁板の破壊が見られた。また、開口を各階で連続して配置した場合には、新設開口上下の壁板に損傷が集中した。

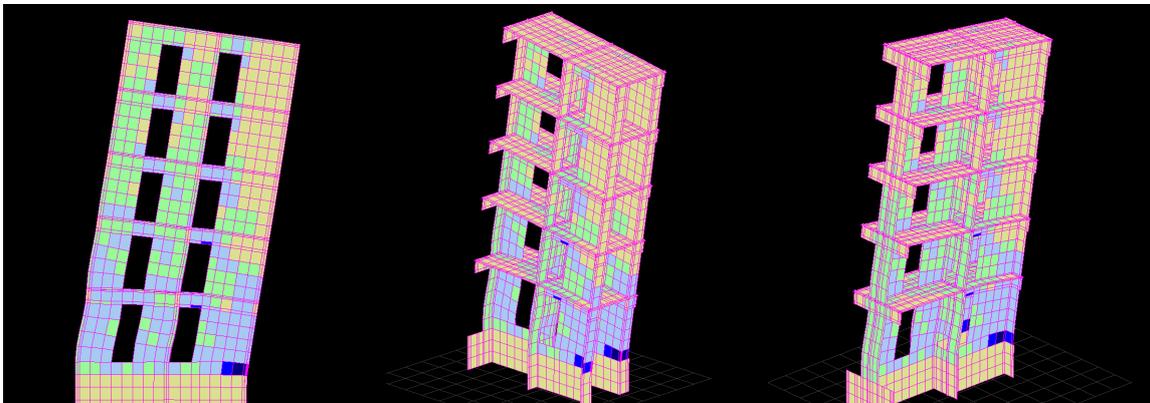
新設開口が加力方向に対して引張側となる1階の戸境壁に設けられる構面 3 の No.2、No.3、No.5、No.6 の正方向、No.4 の負方向では、一部の解析モデルで1階開口横壁の損傷が見られるものの、元建物となる No.1 に近い1階壁脚の曲げ圧壊が支配的な崩壊機構であった。一方、新設開口が加力方向に対して圧縮側となる1階の戸境壁に設けられる構面 3 の No.4 の正方向、No.2、No.3、No.5 の負方向では、1階壁脚よりも1階開口横壁の損傷が大きくなり、元建物となる No.1 とは異なる崩壊機構となった。なお、構面 3 の No.6 の負方向に関しては、新設開口を加力方向に対して圧縮側となる1階の戸境壁に設けていたものの、設置位置が曲げ圧縮領域からやや離れたB通りの近傍であったため、1階壁脚の曲げ圧壊が支配的な崩壊機構となっている。



(a) No. 1



(b) No. 2



(c) No. 3

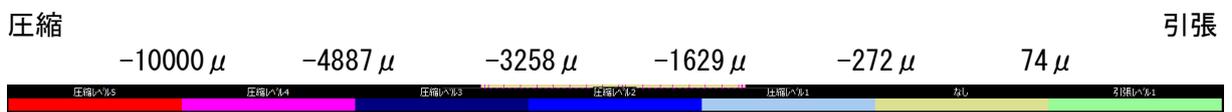
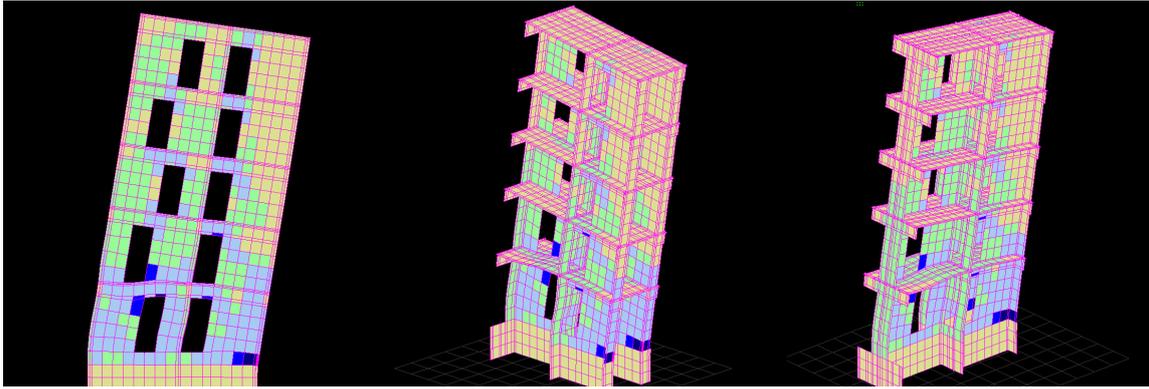
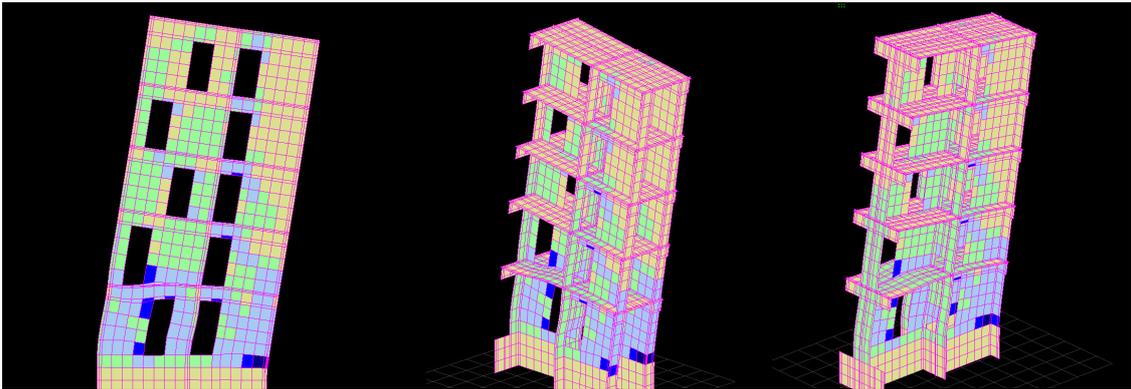


図3.1.13 最終 step の変形状況 (×20 倍) とコンクリートの損傷状況 (構面 2、正方向)

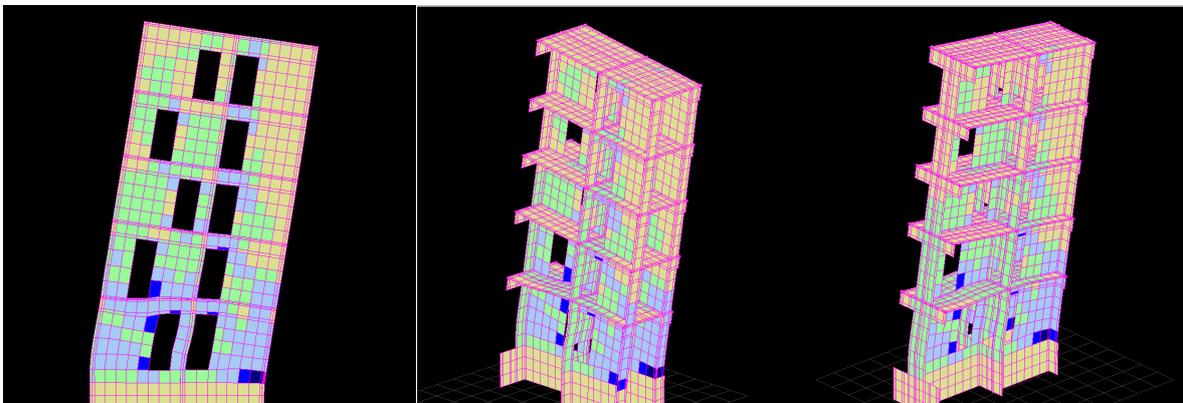
IV-5. 技術資料



(d) No. 4



(e) No. 5



(f) No. 6

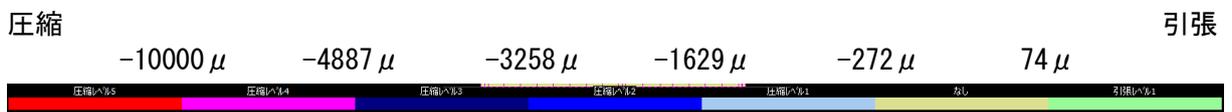
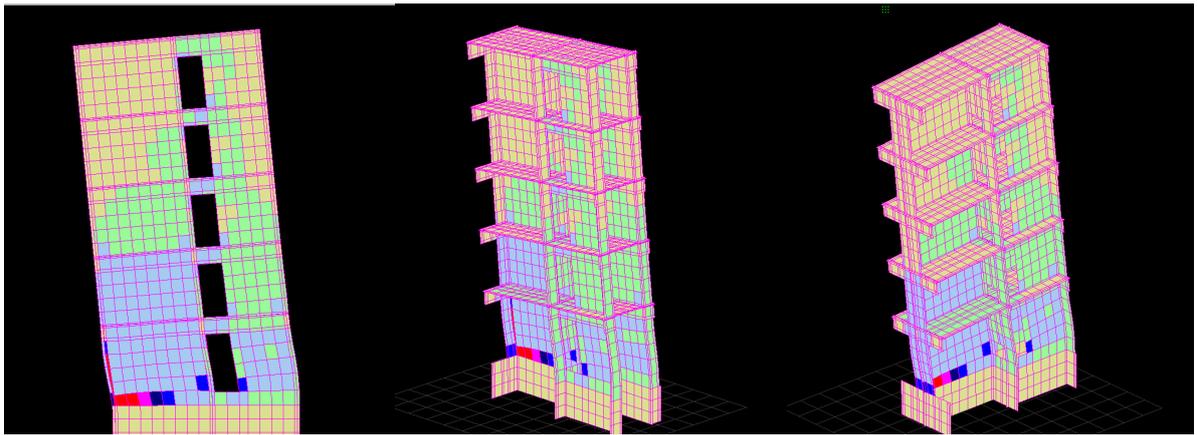
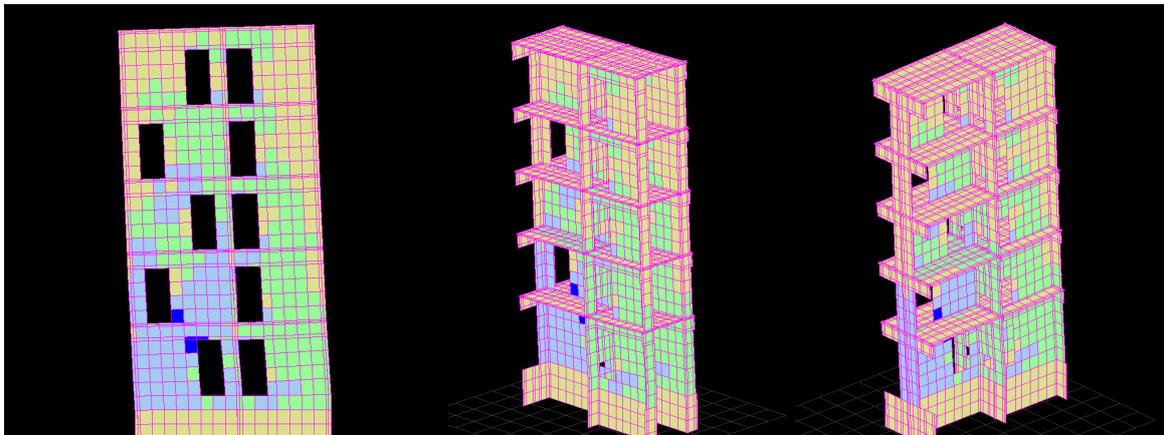


図3.1.13 最終 step の変形状況 ($\times 20$ 倍) とコンクリートの損傷状況 (構面 2、正方向)

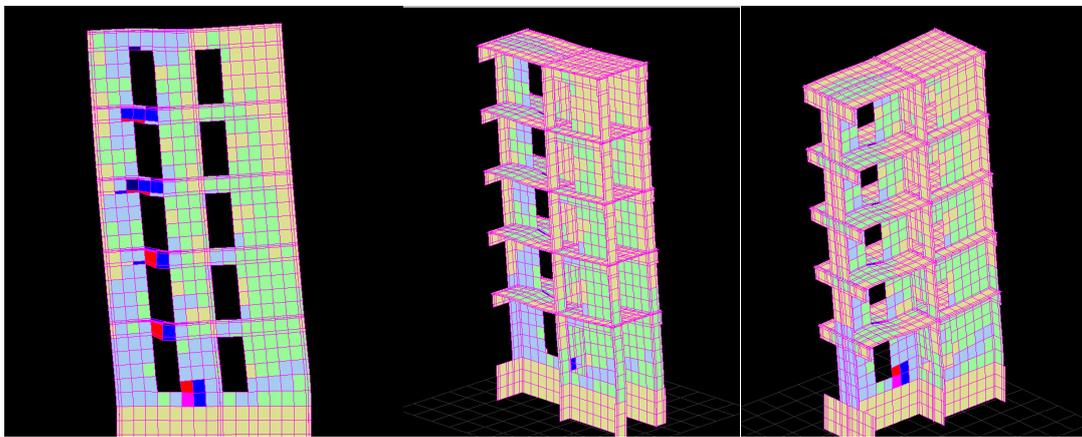
IV-5. 技術資料



(a) No. 1



(b) No. 2



(c) No. 3

圧縮

-10000 μ

-4887 μ

-3258 μ

-1629 μ

-272 μ

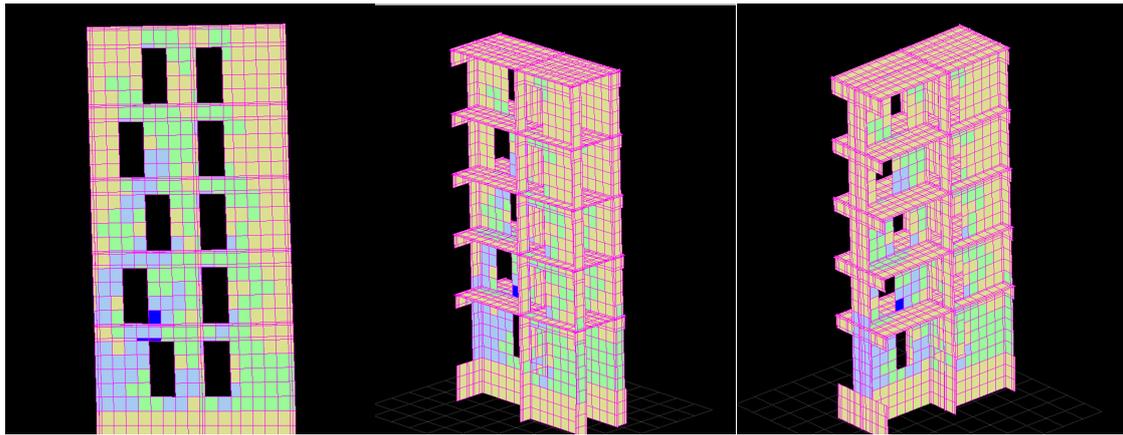
74 μ

引張

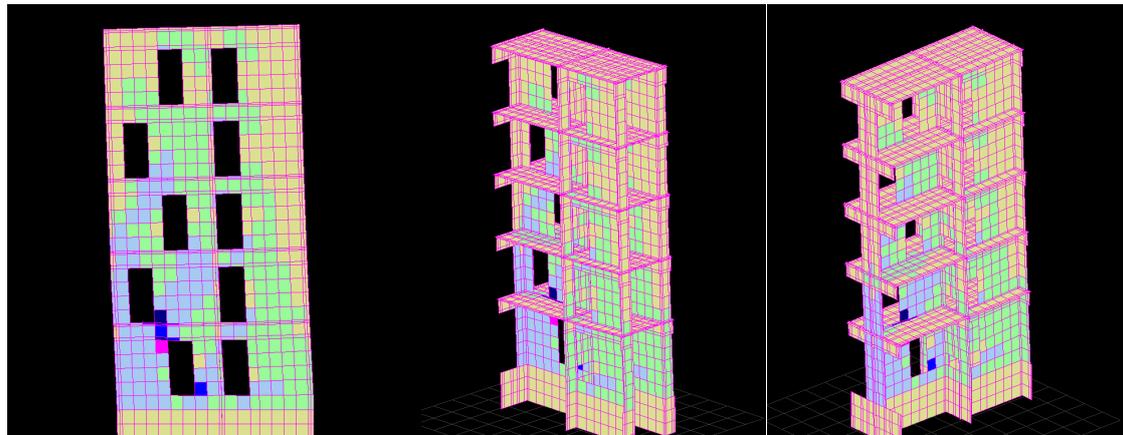


図3.1.14 最終 step の変形状況 (×20倍) とコンクリートの損傷状況 (構面2、負方向)

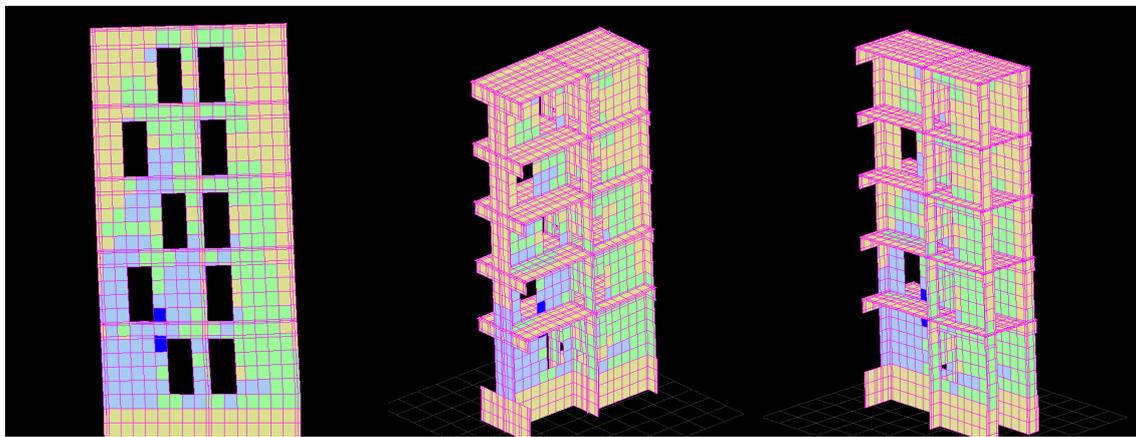
IV-5. 技術資料



(d) No. 4



(e) No. 5



(f) No. 6

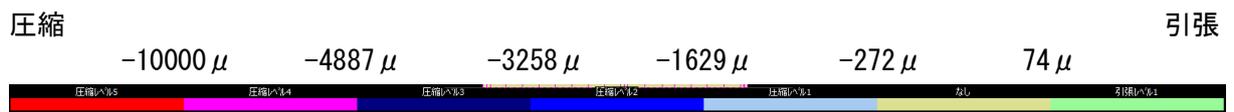
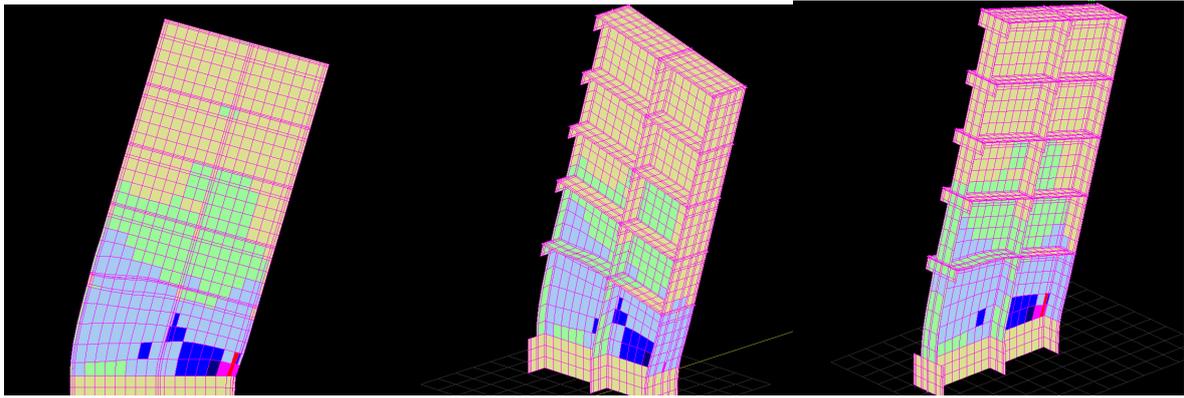
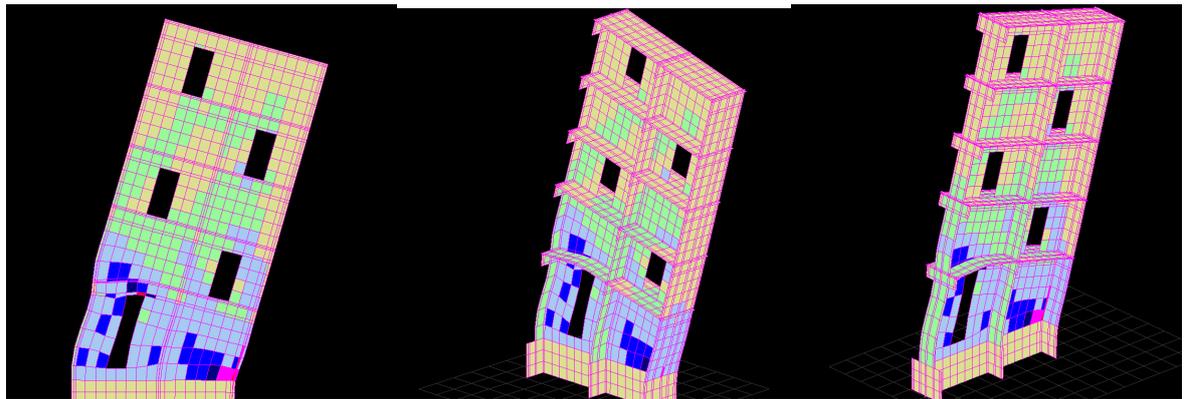


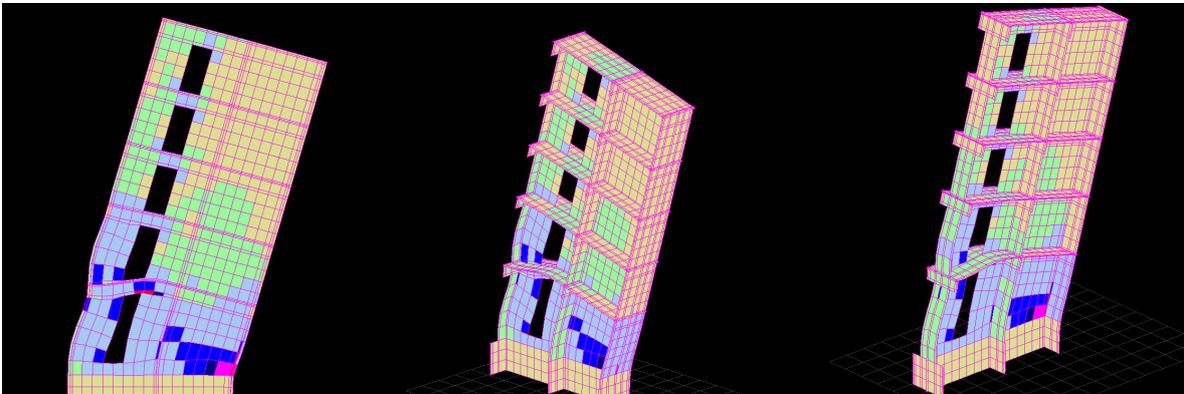
図3.1.14 最終 step の変形状況 ($\times 20$ 倍) とコンクリートの損傷状況 (構面 2、負方向)



(a) No. 1



(b) No. 2



(c) No. 3

圧縮

-10000 μ

-4887 μ

-3258 μ

-1629 μ

-272 μ

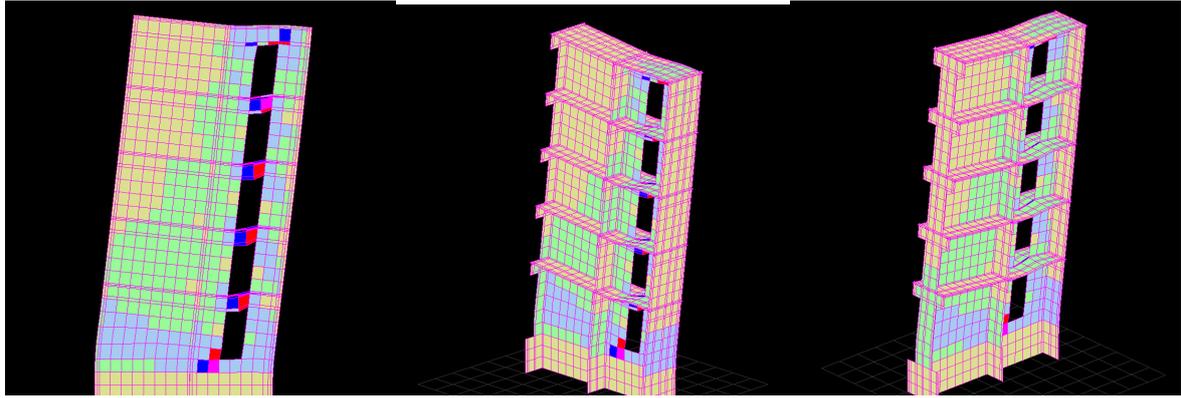
74 μ

引張

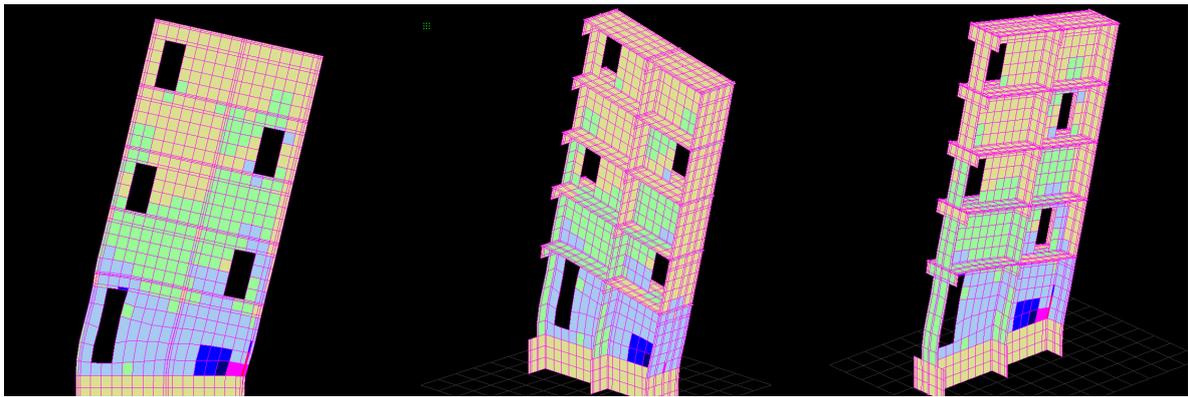


図3.1.15 最終 step の変形状況 ($\times 20$ 倍) とコンクリートの損傷状況 (構面 3、正方向)

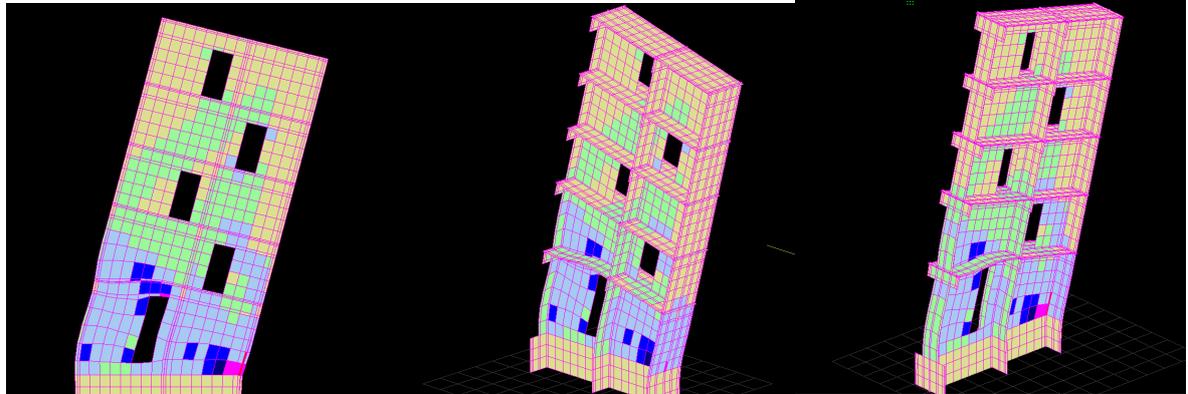
IV-5. 技術資料



(d) No. 4



(e) No. 5



(f) No. 6

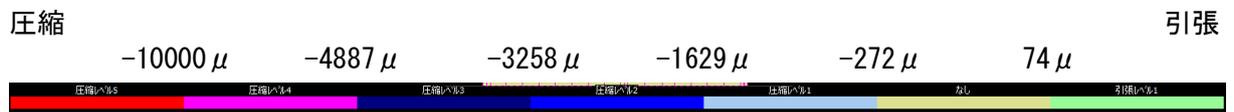
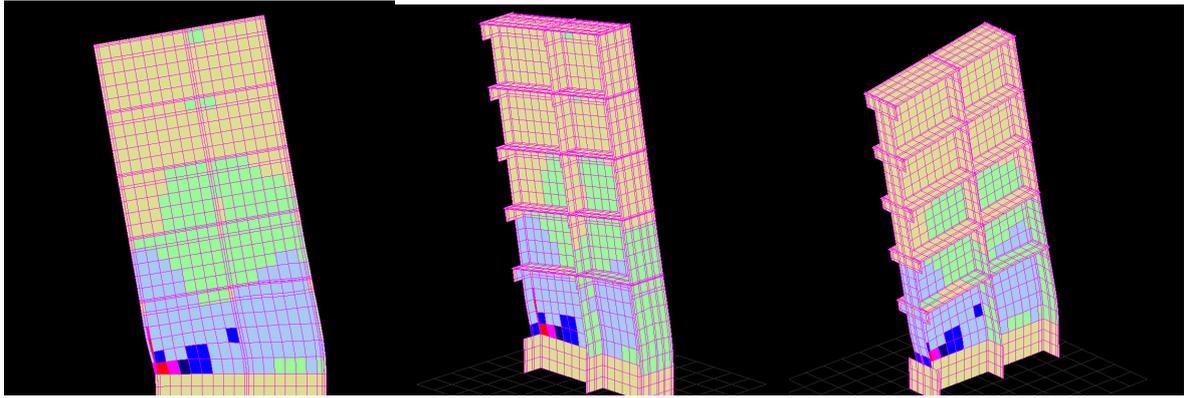
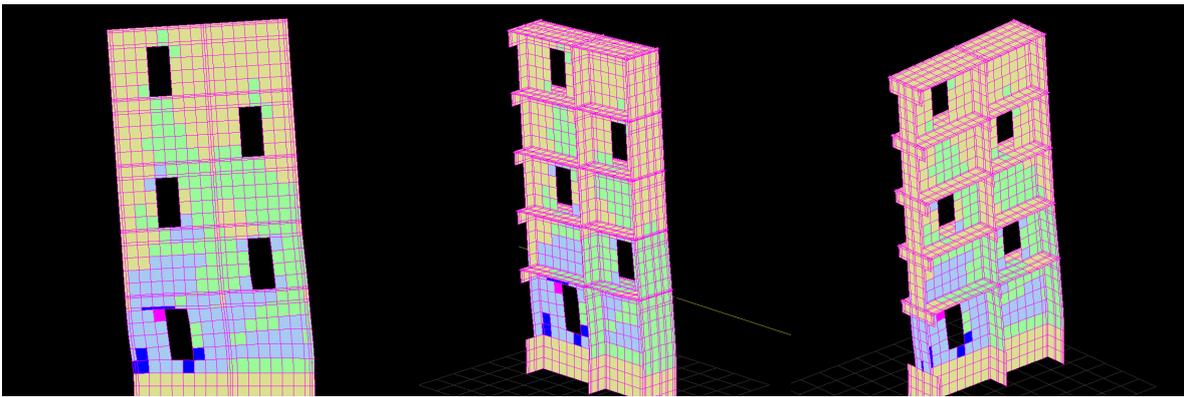


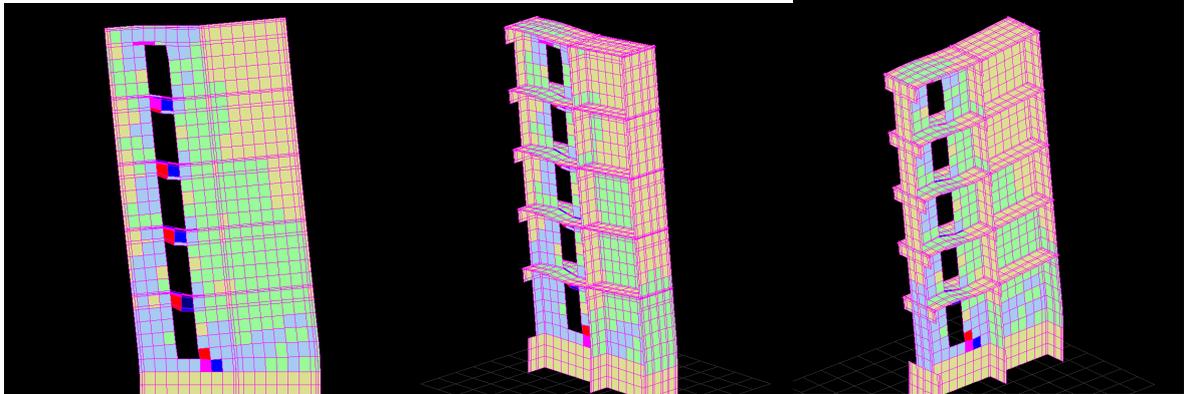
図3.1.15 最終 step の変形状況 (×20倍) とコンクリートの損傷状況 (構面3、正方向)



(a) No. 1



(b) No. 2



(c) No. 3

圧縮

-10000 μ

-4887 μ

-3258 μ

-1629 μ

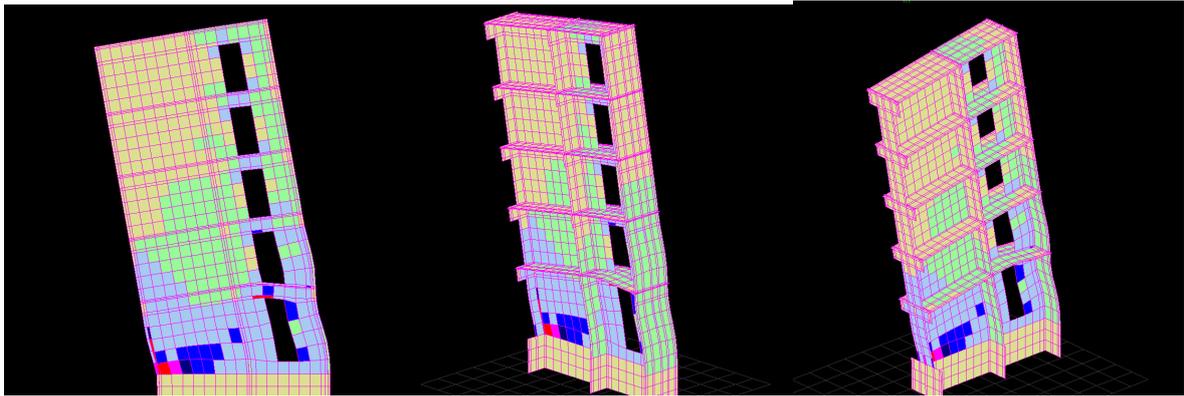
-272 μ

74 μ

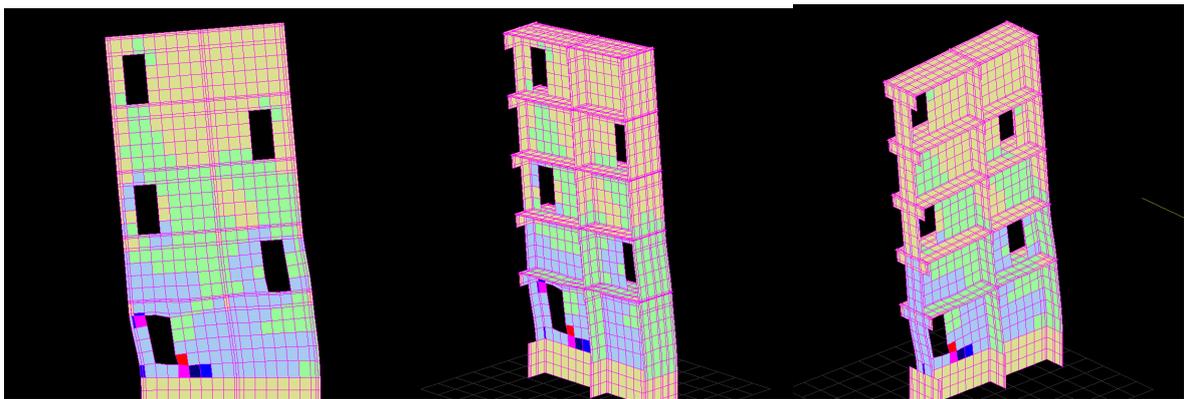
引張



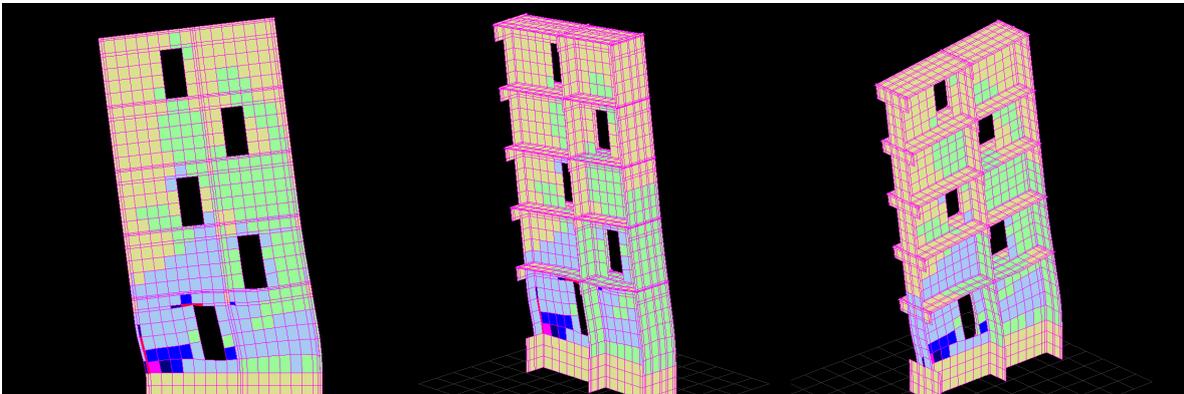
図3.1.16 最終 step の変形状況 (×20 倍) とコンクリートの損傷状況 (構面 3、負方向)



(d) No. 4



(e) No. 5



(f) No. 6

圧縮

-10000 μ

-4887 μ

-3258 μ

-1629 μ

-272 μ

74 μ

引張



図3.1.16 最終 step の変形状況 (×20 倍) とコンクリートの損傷状況 (構面 3、負方向)

表3.1.3 に各解析モデルの初期剛性と最大耐力の比較を示す。初期剛性は、1階層せん断力-代表変形角関係において、代表変形角が $0.007 \times 10^{-2} \text{rad}$ ($=1\text{mm}/13345\text{mm}$) に達した時の値とした。初期剛性の残存率は、構面2では開口を各階で千鳥配置した No.2、No.5、No.6 では、0.87～0.88 とほぼ一定の値を示したのに対し、開口を各階で千鳥配置したものの上下階の開口間の距離がない No.4 では、0.85～0.86 とやや低い値を示している。さらに、開口を各階で連続配置した No.3 では、0.79～0.80 と残存率がさらに小さくなっている。構面3でも同様の傾向が見られ、開口を各階で千鳥配置した No.2、No.5、No.6 では、0.86～0.88 とほぼ一定の値を示したのに対し、開口を各階で連続配置した No.3、No.4 では、0.79～0.80 と残存率が小さくなっている。したがって、開口を各階で千鳥配置し、上下階の開口間の距離を十分に確保すれば、初期剛性の低減は開口位置によらずほぼ一定に抑えられるものと考えられる。

最大耐力の残存率に関しては、加力方向と開口位置で大きく異なる結果となった。新設開口が加力方向に対して引張側の戸境壁に設けられる構面2の正方向に関しては、最大耐力の残存率はいずれも 0.94～0.95 となり、耐力低下は1割以下に抑えられている。一方、新設開口が加力方向に対して圧縮側の戸境壁に設けられる構面2の負方向に関しては、開口を各階で千鳥配置し、開口間の距離を開口幅と同じ分だけ確保した場合でも、残存率が 0.82 となり、2割近い耐力低下となった。開口間の距離が近づくにつれ、最大耐力の残存率が小さくなり、No.5、No.6 では 0.76、No.4 では 0.65 となった。また、開口を各階で連続配置した No.3 も 0.67 と残存率が小さくなった。新設開口が加力方向に対して引張側となる1階の戸境壁に設けられる構面3の No.2、No.3、No.5、No.6 の正方向、No.4 の負方向では、構面2の正方向の場合と同じく、最大耐力の残存率は 0.93～0.95 となり、耐力低下は1割以下に抑えられていた。一方、新設開口が加力方向に対して圧縮側となる1階の戸境壁に設けられるものの、各階で開口が千鳥配置される構面3の No.2、No.5、No.6 の負方向に関しても、0.86～0.93 と1割強の耐力低下に抑えられ、1階開口の設置位置が1階の圧縮縁から離れた位置に移動するほど (No.5→No.2→No.6)、最大耐力の残存率が大きくなる傾向が見られた。なお、新設開口が加力方向に対して圧縮側となる1階の戸境壁に設けられ、且つ、各階で開口が連続配置される構面3の No.4 の正方向、No.3 の負方向では、最大耐力の残存率が 0.79～0.80 となり、2割近い最大耐力の低下が確認された。

IV-5. 技術資料

表3. 1. 3 各解析モデルの初期剛性と水平耐力の比較

		元建物	基本	縦連続	開口間なし	外寄り	内寄り	
		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	
構面 2	初期剛性(kN/mm) $\delta_{top}=1.0\text{mm}(R=0.007 \times 10^{-2}\text{rad})$	正	205	181 (0.88)	164 (0.80)	176 (0.86)	180 (0.88)	180 (0.88)
		負	204	179 (0.88)	162 (0.79)	173 (0.85)	178 (0.87)	178 (0.87)
	最大耐力(kN)	正	2152	2038 (0.95)	2036 (0.95)	2028 (0.94)	2035 (0.95)	2037 (0.95)
		負	2510	2063 (0.82)	1681 (0.67)	1640 (0.65)	1904 (0.76)	1914 (0.76)
	最大耐力の低下(kN)	正		114	116	124	116	115
		負		447	829	870	607	597
最大値			447	829	870	607	597	

		元建物	基本	縦連続1	縦連続2	外寄り	内寄り	
		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	
構面 3	初期剛性(kN/mm) $\delta_{top}=1.0\text{mm}(R=0.007 \times 10^{-2}\text{rad})$	正	236	207 (0.87)	190 (0.80)	188 (0.79)	204 (0.86)	209 (0.88)
		負	235	205 (0.87)	188 (0.80)	187 (0.80)	202 (0.86)	208 (0.88)
	最大耐力(kN)	正	1782	1681 (0.94)	1655 (0.93)	1430 (0.80)	1700 (0.95)	1697 (0.95)
		負	1968	1737 (0.88)	1548 (0.79)	1851 (0.94)	1687 (0.86)	1825 (0.93)
	最大耐力の低下(kN)	正		100	126	352	82	85
		負		231	420	117	281	143
最大値			231	420	352	281	143	

3.2. 検討2：新設開口の数が構造的な性能に及ぼす影響

第IV-2編の表1.3.1で示した構造的な性能の検証法である手法IIについて、2.3節で示したように、鉄骨柱による補強効果を確認するための加力実験が実施されているが、連層ではなく単層の試験体を用いた検証が行われたため、提案した補強工法が複数層に渡って崩壊機構が形成されるケースにも有効であるかどうかは確認されていない。そこで、第IV-2編の表1.3.1では、以降に示す弾塑性有限要素解析の結果を基に、上下階に連続して開口を新設することを想定し、開口の水平方向の位置をずらした千鳥配置を原則とし、上下階の開口端の距離を1050mm（開口幅の1.4倍）以上確保することで、各階で独立した崩壊機構が形成されるように配慮している。本節では、連層耐力壁において、複数の新設開口を設ける場合の千鳥配置の有効性について検証した有限要素解析の結果を紹介する。

図3.2.1に第IV-2編の1.4節の設計例で示した元建物のうち、構面2の戸境壁の解析モデルの概略図を、図3.2.2に実際の解析モデルを示す。数値解析には、株式会社フォーラムエイトのEngineer's Studio (Ver.7.2.2)^[3.1]を用いた。構面のモデル化の方法は、3.1節で示した検討1と同様であるが、新設開口の寸法や位置、メッシュの分割等が異なっている。

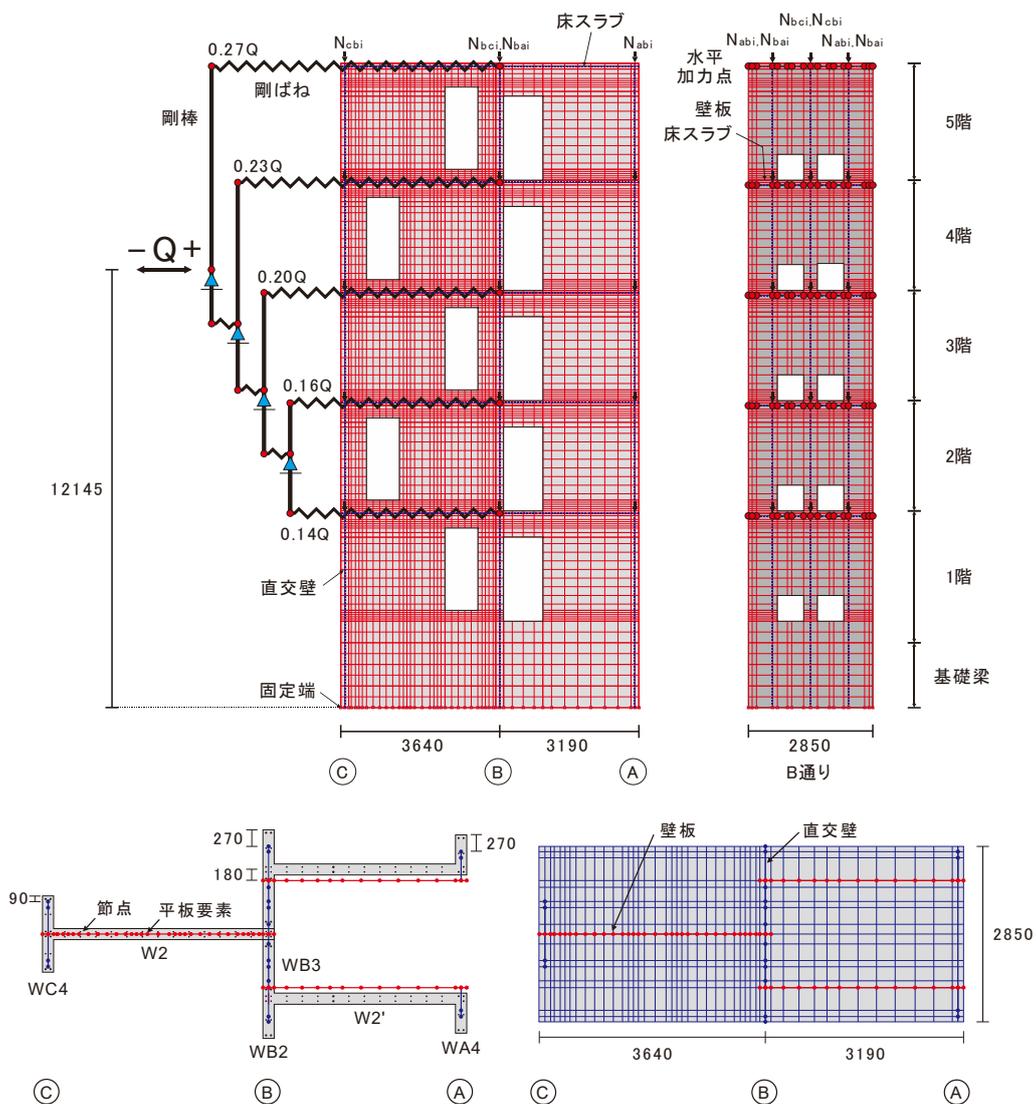


図3.2.1 構面2の戸境壁を対象としたモデル（012345）と境界条件（単位：mm）

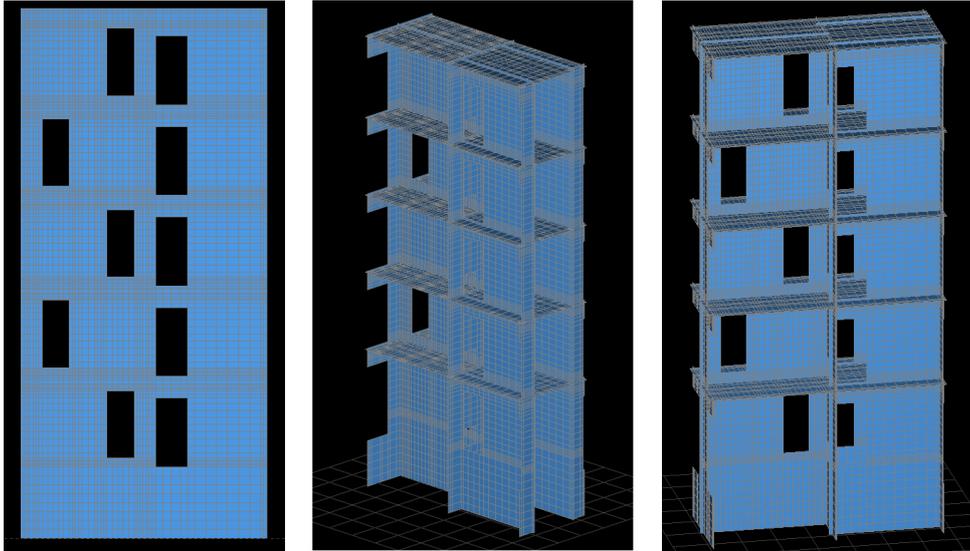


図3.2.2 解析モデルの概要（構面2）

図3.2.3 に解析変数を示す。解析変数は、新設開口（幅 750mm、高さ 1900mm）を設ける階数の組み合わせであり、鉄骨枠による新設開口の補強は行っていない。なお、開口を新設する位置については、以下のような配慮に基づいて決定している。また、新設開口の周辺には、開口補強筋を想定した鉄筋の配置は行っていない（開口形成により、最も構造性能が低下した状況を把握する）。NO は元建物を対象としたモデルである。O12345 は、1～5 階の全ての戸境壁に開口を新設したモデルであり、1 階のみに開口を新設したモデル O1 の結果と比較することで、開口を連層で設けることの影響を検証する。同様の意図で、O2 と O2345、O3 と O345、O4 と O45 をそれぞれ比較する。

- ・新設開口が戸境壁の構造性能に及ぼす影響が小さくなるように、開口の水平位置を各階で変更する。
- ・開口によって隔てられた左右の壁についても、壁率および壁量算定で算入できるように、450mm 且つ高さの 30%（ $1900\text{mm} \times 0.3 = 570\text{mm}$ ）以上確保している。その結果、上下階の開口端の距離は 1050mm（開口幅の 1.4 倍）となっている。
- ・水平加力時に曲げ圧縮領域となる 1 階耐力壁の外側に近い範囲には、開口を設けない。

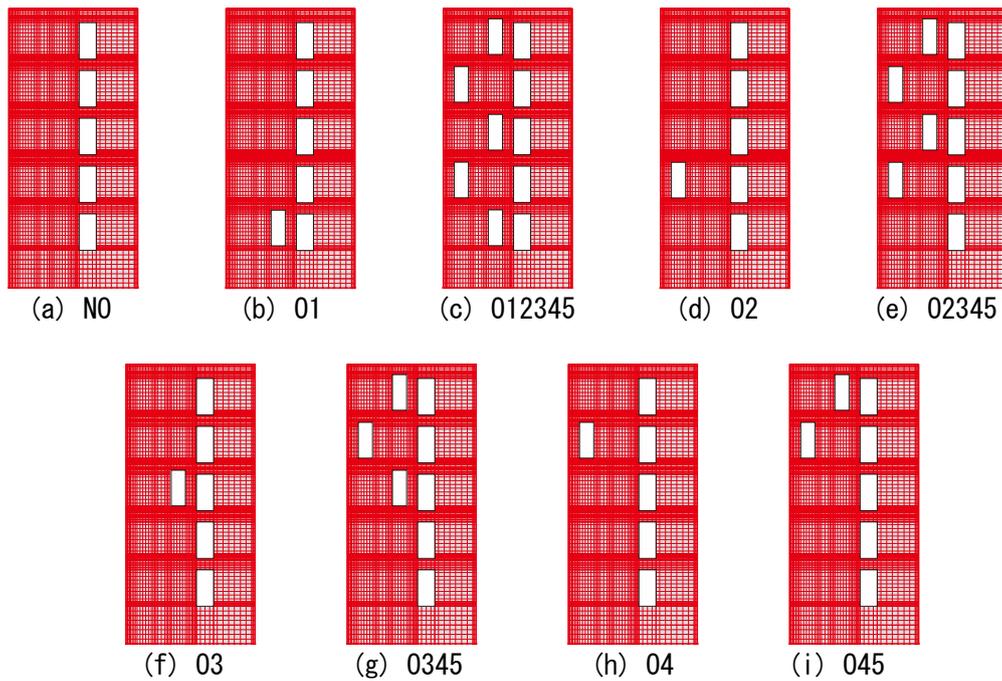


図3.2.3 解析変数（負方向↔正方向）

数値解析は、図3.2.1 に示すように、解析モデルの基礎下の節点を全て固定した状態で数値解析を行った。長期荷重は、各階の床スラブ高さにおいて、表3.2.1 に示す長期荷重を、複数の節点に振り分けて集中荷重として与えた。

また、水平荷重は、表3.2.1 に示す想定建物の各階の重量から算出した A_i 分布に基づいた外力分布として与えた。ここでは、各階における水平荷重の比率を一定に確保した状況で、変位制御による増分解析を行うために、剛ばりと剛ばねを組み合わせた加力方法を採用した。剛ばりは、剛ばねを介して相互にもしくは各階の床スラブと接続されており、地表面からの高さが10645mmとなる剛ばりの節点の変位を制御して水平加力を行うことで、水平荷重の比率を一定に保ったまま、各階の床スラブに水平荷重を与えた。

なお、解析に用いた材料の特性や構成則は、3.1節で示した検討1と同様である。

表3.2.2 に有限要素法で求めた各モデルの最大耐力を示す。正負いずれの方向についても、1階に開口を新設することで最大耐力の低下が生じており、2階以上に開口を新設した場合の最大耐力の低下は非常に小さい。モデルNO、O1、O12345について、各階の水平荷重一層間変形角関係を図3.2.4 に、最大耐力時の損傷状況と変形状況を図3.2.5 に示す。なお、図中に示す数値は最大耐力と1階層せん断力-全体変形角（最上階における水平変位を地上からの高さで除した値）関係の初期剛性を示している。正方向では、開口を新設する戸境壁が加力方向に対して引張側となるため、開口を新設した戸境壁はせん断破壊しない。一方、負側では、開口を新設する戸境壁が加力方向に対して圧縮側となるため、戸境壁の損傷が大きくなる。本提案では、水平加力時に曲げ圧縮領域となる1階耐力壁の外側に近い範囲には開口を新設しない方針としており、モデルNOとモデルO1の損傷状況は近いが、O12345では、1階の新設開口の隅角部に発生した損傷が、2階の新設開口の隅角部に向かって進展する様子が伺える。

一方で、2階の新設開口の隅角部が損傷した箇所は、鉄骨柱による補強が行われる箇所と概ね

IV-5. 技術資料

一致しており、実際には損傷が軽減されること、また、表3.2.2 で示した最大耐力を比較すると、モデル O1 と O12345 の最大耐力の差は 3%程度に留まっており、崩壊機構の大きな変化がないことから、開口間の距離 (1050mm) を、開口幅 (750mm) の 1.4 倍以上確保するものとした。

表3.2.1 想定建物の各階の重量と外力分布、各構面に作用する長期荷重

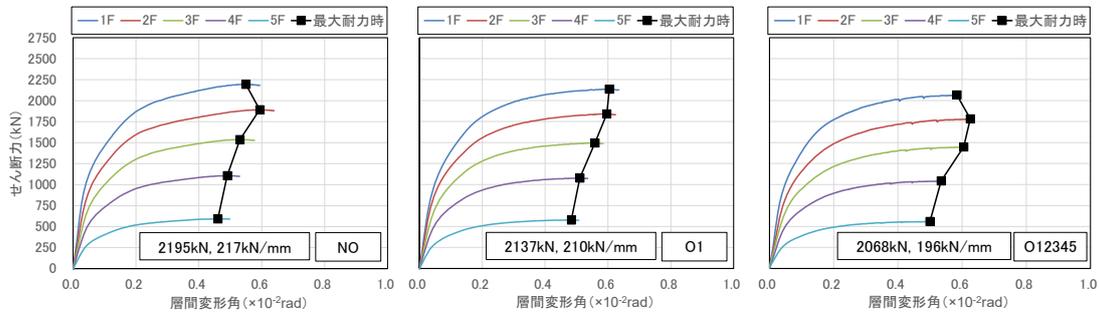
	h (m)	wi (kN)	Σ wi (kN)	α i	Ai	Ci	Qi (kN)	Δ Qi (kN)	荷重の 割合	長期荷重	
										2通り (kN)	
R階	2.70	3191	3191	0.158	1.716	0.343	1095	1095	0.27	R階	415
5階	2.55	4038	7229	0.357	1.399	0.280	2023	928	0.23	5階	473
4階	2.55	4252	11482	0.567	1.231	0.246	2826	803	0.20	4階	476
3階	2.55	4252	15734	0.777	1.108	0.222	3488	662	0.16	3階	476
2階	3.55	4514	20248	1.000	1.000	0.200	4050	562	0.14	2階	525
										合計	2365

表3.2.2 有限要素法で求めた各モデルの最大耐力
(a) 正方向

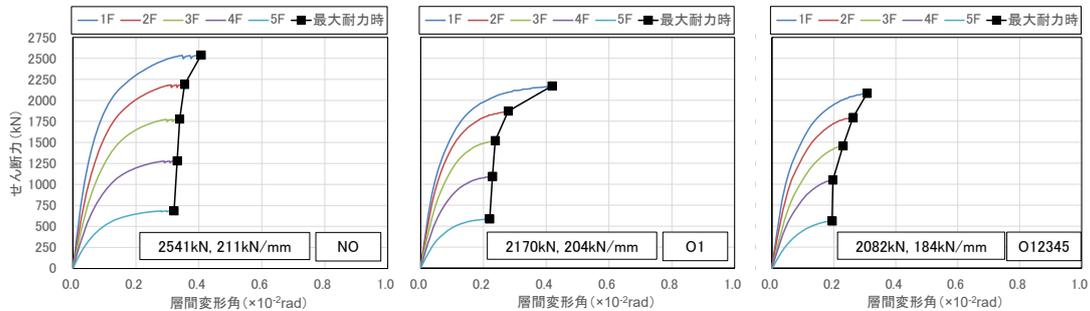
モデル	NO	O1	O12345	O2	O2345	O3	O345	O4	O45
最大耐力(kN)	2195	2137	2068	2172	2149	2184	2141	2195	2180
NOに対する比率		(0.97)	(0.94)	(0.99)	(0.98)	(0.99)	(0.98)	(1.00)	(0.99)

(b) 負方向

モデル	NO	O1	O12345	O2	O2345	O3	O345	O4	O45
最大耐力(kN)	2541	2170	2082	2427	2399	2545	2533	2575	2552
NOに対する比率		(0.85)	(0.82)	(0.96)	(0.94)	(1.00)	(1.00)	(1.01)	(1.00)



(a) 正方向



(b) 負方向

図3.2.4 荷重変形関係の比較

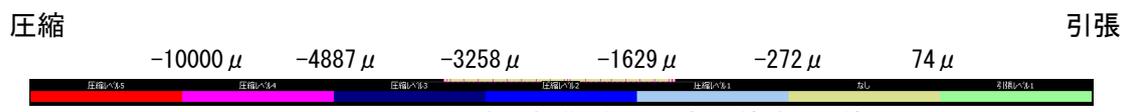
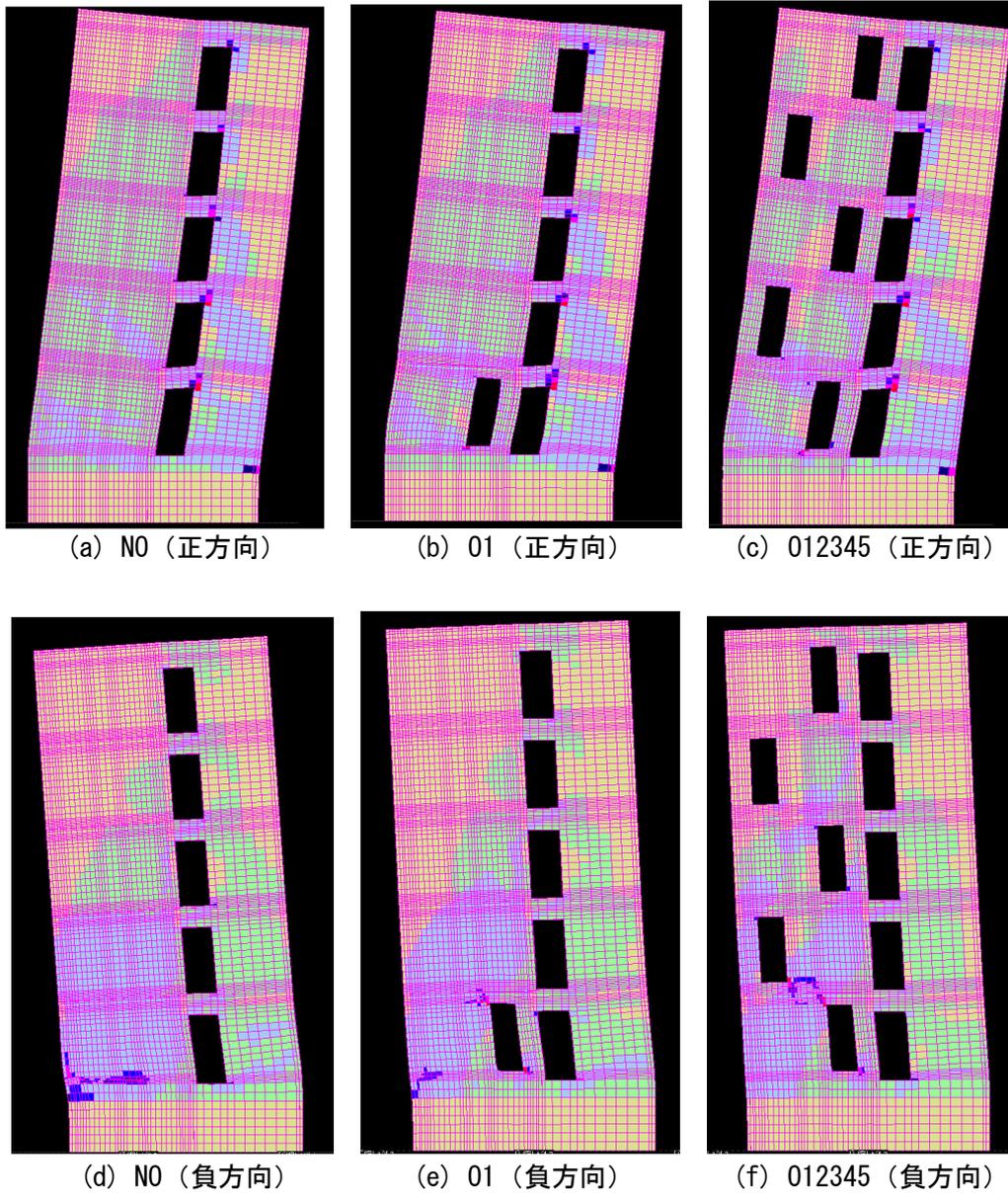


図3.2.5 最大耐力時の損傷状況 (変形倍率 20 倍)

3.3. 検討3：開口新設後の短期許容応力度の確認

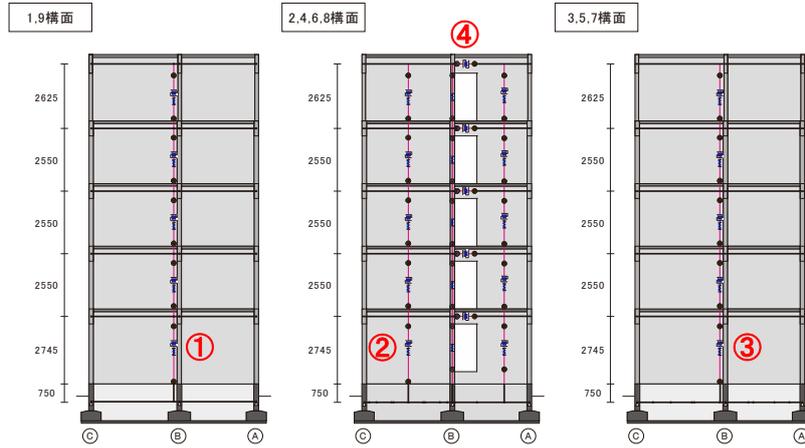
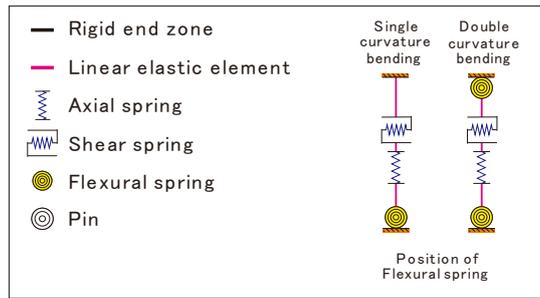
第IV-2編の表1.3.1で示した構造性能の検証法である手法Ⅱを用いる場合、以下に示す弾性骨組解析の結果から、限られた条件下で開口新設を行う場合には、短期許容応力度設計による検討を省略できるものとしている。ここでは、第IV-2編の1.4節の設計例を対象に、平面骨組モデルとして、図3.3.1に示す元建物モデル、構面2、4、6、8の各階の戸境壁全てを開口新設補強したモデル（開口補強モデルA、第IV-2編の1.4節のCase4）、構面3、5、7の各階の戸境壁全てを開口新設補強したモデル（開口補強モデルB、第IV-2編の1.4節のCase5）を対象としている。新設開口の大きさは750mm×1900mm（等価開口周比0.4）で統一している。

各構面は、鉛直方向の壁柱、水平方向の壁梁、これらを接合するために設けた剛梁に、非線形挙動を再現するための軸ばね、せん断ばね、曲げばねを組み合わせモデル化しているが、ここでは短期許容応力度設計を対象としているため、いずれのばねについても剛としている。また、逆対称の曲げモーメントを受けるようなせん断スパン比が比較的短い部材の挙動の解析精度を高めること、日本建築学会発刊の壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説^[3,4]に示されたモデル化の方法をできるだけ忠実に再現することを想定し、壁柱を1本の鉛直材で置換する線材置換法を採用している。なお、置換した線材は、各部材の壁板の図心位置（直交壁は考慮しない）に設置した。この際、壁柱の短期許容曲げモーメントは、図心のずれによって生じる偏心モーメントを用いて補正した値を用いた。各部材の可撓長さ、剛域については、壁柱では、基礎梁内を除く全ての領域で、弾性変形を考慮した。壁梁では、今回の解析では簡略化のため、開口際までの弾性変形を考慮し、壁柱内は全て剛域とした。

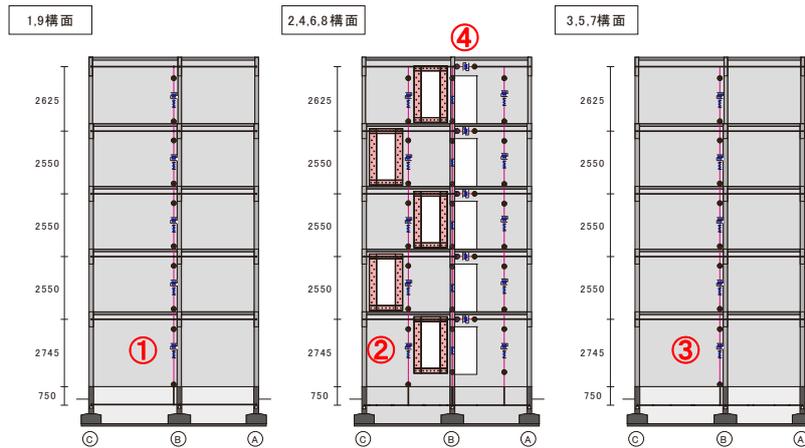
図3.3.1に示すように、構面内に開口がない構面1、3、5、7、9では、スパン内の直交壁を含める形で各階1本の鉛直材により、構面内に開口がある構面2、4、6、8では、各階3本の鉛直材（図中のA-B間は2本の鉛直材、B-C間は1本の鉛直材）によって、壁柱のモデル化を行った。なお、構面Bに設けた鉛直材は、A-B構面内の壁柱をモデル化したものであるが、壁長が直交壁の厚さと等しく、曲げモーメントやせん断力が負担できないものと考えられるため、両端の境界条件をピンとした。また、同壁柱に取り付いている開口上下の壁梁についても、曲げモーメントの伝達が困難と考えられたため、一端の境界条件をピンとしている。なお、A-B構面には、階段を挟み込むように奥行方向に2枚の壁柱が設置されているが、簡略化のため、奥行方向の厚さを2倍した1枚の壁柱、壁梁とした取り扱いこととした。

開口新設補強を行った戸境壁の軸剛性、曲げ剛性は元の部材のままとしたが、せん断剛性は、開口周比に応じて、開口補強モデルAでは0.47～0.51倍（開口周比0.36～0.40）、開口補強モデルBでは0.61～0.64倍（開口周比0.27～0.29）とした。また、加力実験の結果を踏まえ、新設開口を設けた部材の許容軸力、許容せん断力、許容曲げモーメントについても、元の部材のままとした。

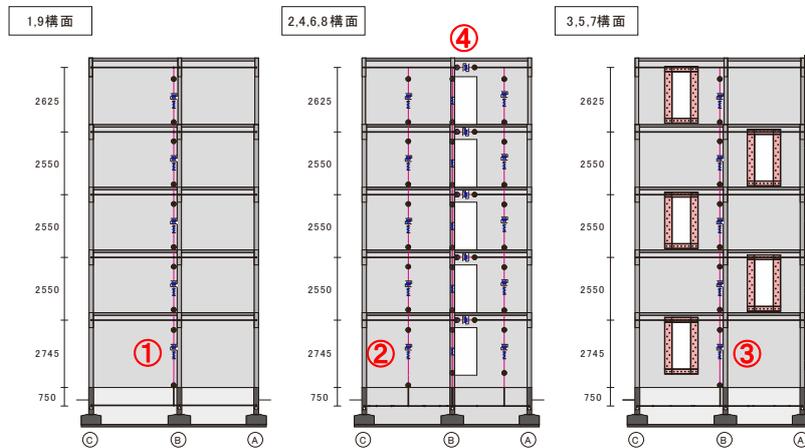
IV-5. 技術資料



(a) 元建物モデル



(b) 開口補強モデル A



(c) 開口補強モデル B

図3.3.1 解析モデルの一覧

図3.3.2 に平面骨組解析における載荷方法を、表3.3.1 に地震用の建物重量と開口補強モデル A、B における開口新設に伴う増加重量を示す。ここでは、第IV-2 編で示した設計マニュアルにおける鉄骨枠の試設計例を参照して、1 箇所の開口新設補強によって、建物重量が 2.30～5.94kN (≒230～594kg) 増加するものと仮定している。開口新設に伴う増加重量の割合は、各階で 4 箇所の開口新設補強を行うことを仮定した開口補強モデル A では最大で 0.35%程度、各階で 3 箇所の開口新設補強を行うことを仮定した開口補強モデル B では最大で 0.44%程度に留まっており、開口新設に伴う増加重量の影響は非常に小さい。そこで、ここでは開口新設補強による地震荷重の増加の影響は無視することとした。

表3.3.2 に各構面に作用させた鉛直荷重を示す。構面内の鉛直荷重は各階の枠梁に分布荷重として、構面外（直交壁）の鉛直荷重は各階の節点に集中荷重として与えた。なお、壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説^[3,4]の曲げ強度の算定方法を参考に、桁行方向の壁梁が負担する長期荷重の 0.25 倍も長期荷重に累加した（モデル化は行っていないが、桁行方向の壁柱が残りの半分の軸力を負担するものと考えた）。

図3.3.2 に示すように、水平荷重には、表3.3.1 に示す想定建物の各階の重量から算出した $C_0=0.2$ 時の等分布荷重を用いた。これは、当該建物の建設時には A_i 分布が用いられておらず、当時の設計方針との整合性を図ったものである。なお、構面間の各階の床スラブには、両端ピンで鉛直せん断力を負担しない剛ばねを設置し、各構面の各階の水平変位が一致するようにした。

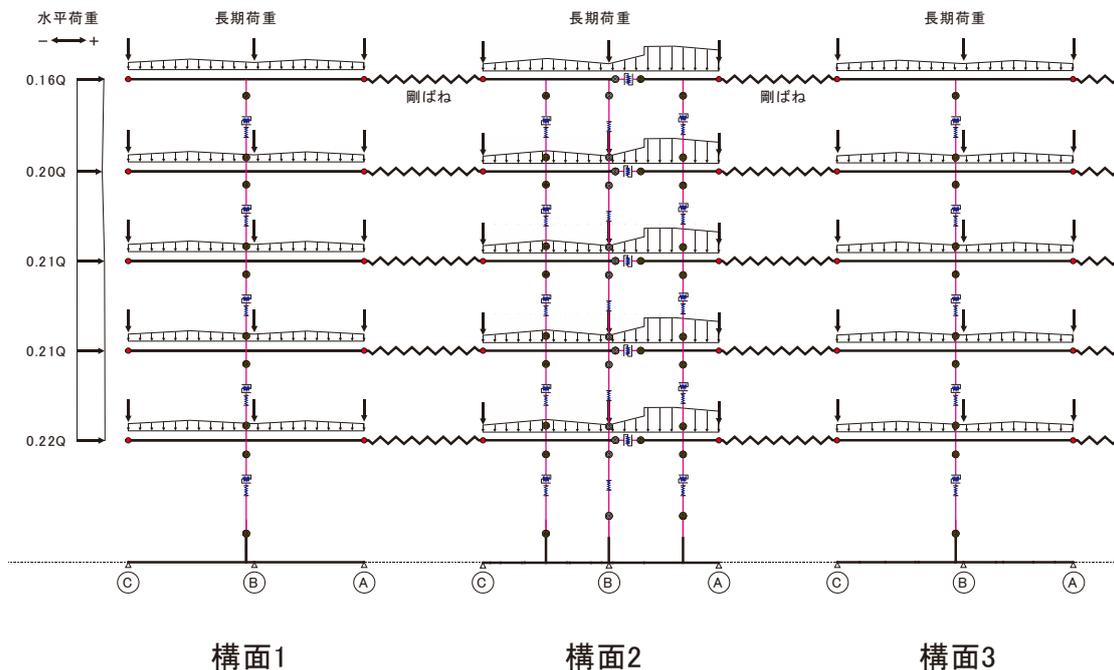


図3.3.2 解析モデル

IV-5. 技術資料

表3.3.1 地震用重量と開口新設に伴う増加重量（等分布）

(a) 元建物（想定建物）

張間 方向	各階の荷重						
	h	w _i	Σ w _i	α _i	A _i	C _i	Q _i
	(m)	(kN)	(kN)				(kN)
5階	2.70	3191	3191	0.158	1.000	0.200	638
4階	2.55	4038	7229	0.357	1.000	0.200	1446
3階	2.55	4252	11482	0.567	1.000	0.200	2296
2階	2.55	4252	15734	0.777	1.000	0.200	3147
1階	3.55	4514	20248	1.000	1.000	0.200	4050

(b) 開口補強モデル A（構面 2、4、6、8 の 1～5 階に新設開口を設けた場合）

張間 方向	改修後の重量増			張間 方向	各階の荷重						
	開口数	1箇所の重量増	Δ w _i		h	w _i	Σ w _i	α _i	A _i	C _i	Q _i
		(kN)	(kN)		(m)	(kN)	(kN)				(kN)
5階	4	2.30	9.2	5階	2.70	3200	3200	0.158	1.000	0.200	640
4階	4	3.53	14.1	4階	2.55	4052	7253	0.357	1.000	0.200	1451
3階	4	3.53	14.1	3階	2.55	4266	11519	0.567	1.000	0.200	2304
2階	4	3.53	14.1	2階	2.55	4266	15785	0.777	1.000	0.200	3157
1階	4	3.53	14.1	1階	3.55	4528	20313	1.000	1.000	0.200	4063

(c) 開口補強モデル B（構面 3、5、7 の 1～5 階に新設開口を設けた場合）

張間 方向	改修後の重量増			張間 方向	各階の荷重						
	開口数	1箇所の重量増	Δ w _i		h	w _i	Σ w _i	α _i	A _i	C _i	Q _i
		(kN)	(kN)		(m)	(kN)	(kN)				(kN)
5階	3	3.01	9.0	5階	2.70	3200	3200	0.157	1.000	0.200	640
4階	3	5.94	17.8	4階	2.55	4056	7256	0.357	1.000	0.200	1451
3階	3	5.94	17.8	3階	2.55	4270	11526	0.567	1.000	0.200	2305
2階	3	5.94	17.8	2階	2.55	4270	15796	0.777	1.000	0.200	3159
1階	3	5.94	17.8	1階	3.55	4532	20328	1.000	1.000	0.200	4066

ここで、 h ：階高、 w_i ：各階の重量、 α_i ： A_i ：建築物の振動特性に応じて地震層せん断力係数の建築物の高さ方向の分布を表すもの（ここでは当時の構造計算書にしたがい、等分布荷重としている）、 C_i ：建築物の地上部分の一定の高さにおける地震層せん断力係数、 Q_i ：各階の層せん断力である。

表3.3.2 各構面に作用させた長期荷重

	長期荷重			
	1,9通り	2, 4, 6, 8通り	3, 5, 7通り	合計
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
R階	227	415	339	3130
5階	229	473	376	3476
4階	230	476	379	3501
3階	230	476	379	3501
2階	257	525	417	3864
合計	1173	2365	1889	17472

図3.3.3 に元建物モデル、開口補強モデル A、B の $C_0=0.2$ 時の等分布荷重が作用した時の短期許容応力度の検定結果を示す。ここでは、軸力、せん断力、曲げモーメントの検定比を式(3.4)～(3.9)で求めた。元建物の建設年が 1965 年（昭和 40 年）であることを踏まえ、壁および壁梁用の設計用せん断力の割り増し係数 n_b 、 n_w は 1.0 とした。また、図中に示す①～④の番号は、図3.3.1 の解析モデルの一覧に示す各部材の位置と対応している。

IV-5. 技術資料

元建物モデルでは、正負いずれの加力方向にもよらず、いずれの構面でも、1階（①～③）の検定比が大きく、せん断と曲げによる検定比が同程度の値を示している。但し、検定比は最大でも70%程度であり、30%程度の余裕がある。負方向では、5階の玄関上の壁梁（④）の曲げ検定比がやや大きい。これは今回の解析ではB通り側の壁梁端の一端をピンとしたモデル化を行っていることが原因として考えられる。

一方、開口補強モデルA、Bでは、開口新設補強を行った構面のせん断剛性が低下することで、開口補強モデルAでは構面1、3の、開口補強モデルBでは構面1、2の検定比が大きくなっているが、検定比の増加は少なく、開口新設補強を対象となる全ての戸境壁に実施した場合でも、当時の規準において、使用性・機能性および損傷制御性を満足していることが確認できる。

軸力の検定比

$$(N_L + N_E) / (A_w \cdot f_c) \quad (\text{壁で圧縮軸力の場合、検定比：正}) \quad (3.4)$$

$$(N_L + N_E) / (\sum a_s \cdot f_s) \quad (\text{壁で引張軸力の場合、検定比：負}) \quad (3.5)$$

せん断力の検定比

$$(Q_L + n_w \cdot Q_E) / (t \cdot j \{f_s + 0.5_w f_t (p_w - 0.002)\}) \quad (\text{壁の場合}) \quad (3.6)$$

$$(Q_L + n_b \cdot Q_E) / (b \cdot j \{\alpha f_s + 0.5_w f_t (p_w - 0.002)\}) \quad (\text{壁梁の場合}) \quad (3.7)$$

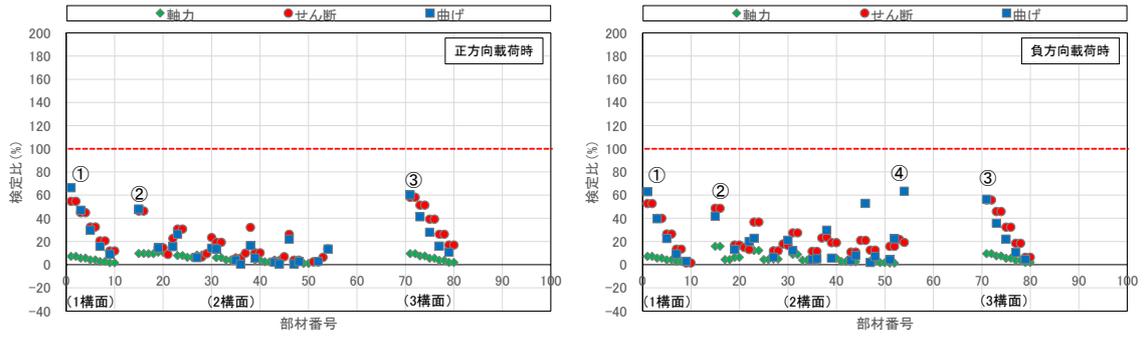
曲げモーメントの検定比

$$(M_L + M_E) / (C \cdot t \cdot {}_s d_1^2 + \sum (N_i \cdot N d_i)) \quad (\text{壁の場合}) \quad (3.8)$$

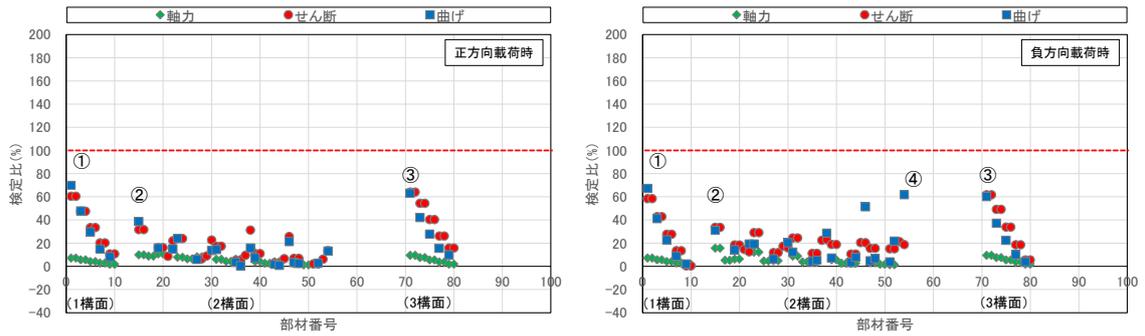
$$(M_L + M_E) / (a_t \cdot f_t \cdot j) \quad (\text{壁梁の場合}) \quad (3.9)$$

ここで、 N_L 、 Q_L 、 M_L ：長期荷重による軸力、せん断力、モーメント、 N_E 、 Q_E 、 M_E ：水平荷重（ $C_0=0.2$ ）による軸力、せん断力、モーメント、 A_w ：壁板の断面積（曲げ剛性に寄与する直交壁を含む）、 f_c ：コンクリートの短期許容圧縮応力度、 a_s ：壁板の軸方向鉄筋の断面積（曲げ剛性に寄与する直交壁内の鉄筋を含む）、 f_s ：軸方向鉄筋の短期許容引張応力度、 n_b 、 n_w ：壁、壁梁用の設計用せん断力の割り増し係数、 t ：壁厚、 b ：壁梁の幅、 j ：応力中心間距離、 α ：せん断スパン比による割増係数、 ${}_w f_t$ ：せん断補強筋の短期許容引張応力度、 p_w ：せん断補強筋比、 C ：曲げモーメント係数、 t ：許容曲げモーメント算定用の耐力壁の厚さ、 ${}_s d_1$ ：圧縮縁から引張側端部曲げ補強筋位置までの距離、 N_i 、 $N d_i$ ：耐力壁および直交壁に作用する軸方向力および圧縮縁から軸方向力作用位置までの距離、 a_t ：壁梁の端部曲げ補強筋の断面積、 f_t ：壁梁の端部曲げ補強筋の許容引張応力度、 j ：壁梁の応力中心間距離である。

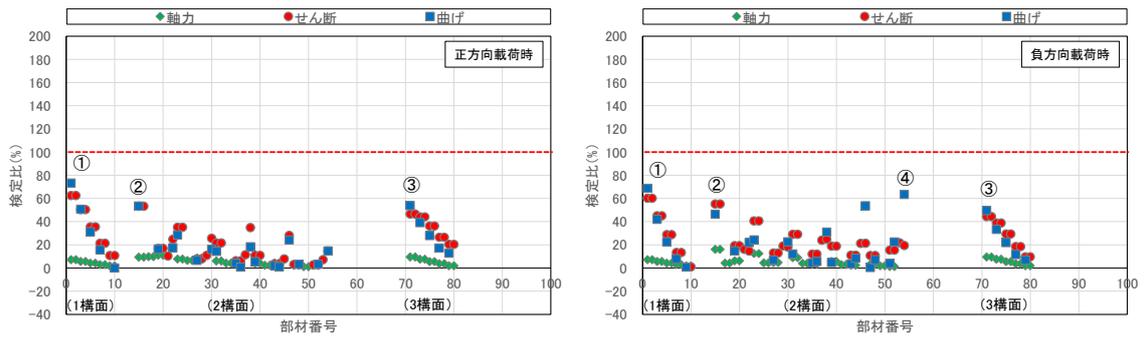
IV-5. 技術資料



(a) 元建物モデル



(b) 開口補強モデル A



(c) 開口補強モデル B

図3.3.3 短期許容応力度の検定比

3.4. 検討4：開口新設後に増加する周辺構面の負担応力の確認

第IV-2編の表1.3.1で示した構造性能の検証法である手法Ⅱを用いる場合、開口を新設補強した戸境壁のせん断剛性と周辺架構のせん断剛性の差が大きくなると、周辺架構が負担するせん断力が過度に大きくなり、中小地震時の損傷が過大となる可能性がある。検討4では、検討3で実施した平面骨組モデルによる弾性解析（ $C_0=0.2$ の等分布荷重を用いた弾性解析）の結果を用いて、開口を新設した場合に周辺架構が負担する水平せん断力がどの程度増加するか確認した。対象は、元建物モデル、構面2、4、6、8の各階の戸境壁全てを開口新設補強したモデル（開口補強モデルA）、構面3、5、7の各階の戸境壁全てを開口新設補強したモデル（開口補強モデルB）である。

表3.4.1に各構面に作用するせん断力と開口補強モデルA、Bにおける各構面に作用するせん断力の増加割合を示す。開口補強モデルA、Bでは、構面2、4、6、8もしくは構面3、5、7に開口新設を行うことで、周辺構面に作用するせん断力がそれぞれ11%、14%程度増大しているが、図3.3.3で示した元建物モデルの短期許容応力度の検定比に3~4割程度の余裕度があることから、手法Ⅱに基づいて、せん断耐力の回復を図る場合には、周辺架構においても短期許容応力度を十分満足するものと考えられる。

次に、表3.4.1に示した各階の住戸数が8（構面数が9）となる場合の各構面の水平剛性を用いて、各階の住戸数（構面数）を2（3）、4（5）、6（7）、8（9）、10（11）、開口を新設可能な戸境壁の枚数を1、2、3、4、5と推移させた場合に、各構面の負担応力の割合がどの程度推移するかを確認した。表3.4.2~表3.4.6に推定結果を示す。いずれの住戸数（構面数）の場合でも、階段室がある構面（構面2等）に開口新設を行う予測モデルAでは最大で10%程度、階段室がない構面（構面3等）に開口新設を行う予測モデルBでは最大で15%程度の負担せん断力の増加に留まり、表3.4.1に示した各階の住戸数が8（構面数が9）の場合と相違ない結果となった。したがって、構面数を変更した場合にも、短期許容応力度設計を満足できるものと推定される。以上の結果を踏まえ、第IV-2編の表1.3.1は、各階の住戸数（2、4、6、8、10）に応じた各階で新設可能な戸境壁の枚数を示している。

IV-5. 技術資料

表3.4.1 骨組解析 (C₀=0.2 の等分布荷重を用いた弾性解析) における各構面の負担せん断力の増大率 (各階の住戸数が8、構面数が9の場合)

(a) 元建物モデル

元建物 モデル	構面数						水平剛性 (kN/mm)					
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし			新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし	
1F	2	0	4	0	3	9	2294	0	1519	0	2433	17962
2F	2	0	4	0	3	9	1255	0	711	0	1441	9678
3F	2	0	4	0	3	9	787	0	477	0	955	6348
4F	2	0	4	0	3	9	453	0	328	0	597	4009
5F	2	0	4	0	3	9	139	0	212	0	246	1866

元建物 モデル	負担せん断力 (kN)					
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし	
1F	517	0	342	0	548	4050
2F	408	0	231	0	468	3147
3F	285	0	173	0	346	2296
4F	163	0	118	0	215	1446
5F	48	0	73	0	84	638

(b) 開口補強モデルA

開口補強 モデルA	構面数						水平剛性 (kN/mm)					
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし			新設開口あり	新設開口なし			
1F	2	4	0	0	3	9	2338	1118	0	0	2473	16565
2F	2	4	0	0	3	9	1326	585	0	0	1521	9554
3F	2	4	0	0	3	9	820	435	0	0	996	6366
4F	2	4	0	0	3	9	460	329	0	0	609	4062
5F	2	4	0	0	3	9	120	240	0	0	228	1882

開口補強 モデルA	負担せん断力 (kN)						せん断力の増加割合 (%)		
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)	階段室なし (構面3)
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし			新設開口なし	
1F	572	273	0	0	604	4050	10.5	—	10.2
2F	437	193	0	0	501	3147	7.0	—	6.9
3F	296	157	0	0	359	2296	3.9	—	4.0
4F	164	117	0	0	217	1446	0.1	—	0.7
5F	41	81	0	0	77	638	—	—	—

(c) 開口補強モデルB

開口補強 モデルB	構面数						水平剛性 (kN/mm)					
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし			新設開口あり	新設開口なし			
1F	2	0	4	3	0	9	2352	0	1556	1745	0	16165
2F	2	0	4	3	0	9	1362	0	764	1183	0	9326
3F	2	0	4	3	0	9	848	0	504	867	0	6314
4F	2	0	4	3	0	9	471	0	335	612	0	4116
5F	2	0	4	3	0	9	108	0	195	322	0	1962

開口補強 モデルB	負担せん断力 (kN)						せん断力の増加割合 (%)		
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)	階段室なし (構面3)
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし			新設開口なし	
1F	589	0	390	437	0	4050	13.9	13.9	—
2F	459	0	258	399	0	3147	12.6	11.4	—
3F	308	0	183	315	0	2296	8.3	6.3	—
4F	166	0	118	215	0	1446	1.3	—	—
5F	35	0	63	105	0	638	—	—	—

IV-5. 技術資料

表3.4.2 骨組解析 ($C_0=0.2$ の等分布荷重を用いた弾性解析) の結果を用いて推測した各構面の負担せん断力の増大率 (各階の住戸数が2、構面数が3の場合)

(a) 元建物

元建物 モデル	構面数						水平剛性 (kN/mm)					
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし			新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし	
1F	2	0	1	0	0	3	2352	1118	1556	1745	2473	6260
2F	2	0	1	0	0	3	1362	585	764	1183	1521	3487
3F	2	0	1	0	0	3	848	435	504	867	996	2201
4F	2	0	1	0	0	3	471	329	335	612	609	1277
5F	2	0	1	0	0	3	139	240	212	322	246	491

元建物 モデル	せん断力の負担割合 (%)					
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし	
1F	37.6	0.0	24.9	0.0	0.0	100
2F	39.0	0.0	21.9	0.0	0.0	100
3F	38.5	0.0	22.9	0.0	0.0	100
4F	36.9	0.0	26.2	0.0	0.0	100
5F	28.4	0.0	43.2	0.0	0.0	100

(b) 構面2に開口を設ける場合

予測モデル A	構面数						水平剛性 (kN/mm)					
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし			新設開口あり	新設開口なし			
1F	2	1	0	0	0	3	2352	1118	0	0	0	5821
2F	2	1	0	0	0	3	1362	585	0	0	0	3309
3F	2	1	0	0	0	3	848	435	0	0	0	2131
4F	2	1	0	0	0	3	471	329	0	0	0	1271
5F	2	1	0	0	0	3	139	240	0	0	0	518

予測モデル A	せん断力の負担割合 (%)						せん断力の増加割合 (%)		
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)	階段室なし (構面3)
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし			新設開口なし	新設開口なし
1F	40.4	19.2	0.0	0.0	0.0	100	7.5	-	-
2F	41.2	17.7	0.0	0.0	0.0	100	5.4	-	-
3F	39.8	20.4	0.0	0.0	0.0	100	3.3	-	-
4F	37.1	25.9	0.0	0.0	0.0	100	0.4	-	-
5F	26.9	46.2	0.0	0.0	0.0	100	-	-	-

IV-5. 技術資料

表3.4.3 骨組解析 (C₀=0.2 の等分布荷重を用いた弾性解析) の結果を用いて推測した各構面の負担せん断力の増大率 (各階の住戸数が4、構面数が5の場合)

(a) 元建物

元建物 モデル	構面数						水平剛性 (kN/mm)					
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし			新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし	
1F	2	0	2	0	1	5	2352	1118	1556	1745	2473	10288
2F	2	0	2	0	1	5	1362	585	764	1183	1521	5771
3F	2	0	2	0	1	5	848	435	504	867	996	3701
4F	2	0	2	0	1	5	471	329	335	612	609	2221
5F	2	0	2	0	1	5	139	240	212	322	246	949

元建物 モデル	せん断力の負担割合 (%)					
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし	
1F	22.9	0.0	15.1	0.0	24.0	100
2F	23.6	0.0	13.2	0.0	26.3	100
3F	22.9	0.0	13.6	0.0	26.9	100
4F	21.2	0.0	15.1	0.0	27.4	100
5F	14.7	0.0	22.4	0.0	25.9	100

(b) 構面2、4に開口を設ける場合

予測モデル A	構面数						水平剛性 (kN/mm)					
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし			新設開口あり	新設開口なし			
1F	2	2	0	0	1	5	2352	1118	1556	1745	2473	9412
2F	2	2	0	0	1	5	1362	585	764	1183	1521	5415
3F	2	2	0	0	1	5	848	435	504	867	996	3561
4F	2	2	0	0	1	5	471	329	335	612	609	2210
5F	2	2	0	0	1	5	139	240	212	322	246	1004

予測モデル A	せん断力の負担割合 (%)						せん断力の増加割合 (%)		
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)	階段室なし (構面3)
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし			新設開口なし	
1F	25.0	11.9	0.0	0.0	26.3	100	9.3	-	9.3
2F	25.1	10.8	0.0	0.0	28.1	100	6.6	-	6.6
3F	23.8	12.2	0.0	0.0	28.0	100	3.9	-	3.9
4F	21.3	14.9	0.0	0.0	27.6	100	0.5	-	0.5
5F	13.9	23.9	0.0	0.0	24.5	100	-	-	-

(c) 構面3に開口を設ける場合

予測モデル B	構面数						水平剛性 (kN/mm)					
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし			新設開口あり	新設開口なし			
1F	2	0	2	1	0	5	2352	1118	1556	1745	2473	9561
2F	2	0	2	1	0	5	1362	585	764	1183	1521	5433
3F	2	0	2	1	0	5	848	435	504	867	996	3572
4F	2	0	2	1	0	5	471	329	335	612	609	2224
5F	2	0	2	1	0	5	139	240	212	322	246	1026

予測モデル B	負担せん断力 (kN)						せん断力の増加割合 (%)		
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)	階段室なし (構面3)
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし			新設開口なし	
1F	24.6	0.0	16.3	18.3	0.0	100	7.6	7.6	-
2F	25.1	0.0	14.1	21.8	0.0	100	6.2	6.2	-
3F	23.7	0.0	14.1	24.3	0.0	100	3.6	3.6	-
4F	21.2	0.0	15.1	27.5	0.0	100	-	-	-
5F	13.6	0.0	20.7	31.4	0.0	100	-	-	-

IV-5. 技術資料

表3.4.4 骨組解析 (C₀=0.2 の等分布荷重を用いた弾性解析) の結果を用いて推測した各構面の負担せん断力の増大率 (各階の住戸数が6、構面数が7の場合)

(a) 元建物

元建物 モデル	構面数						水平剛性 (kN/mm)					
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし			新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし	
1F	2	0	3	0	2	7	2352	1118	1556	1745	2473	14317
2F	2	0	3	0	2	7	1362	585	764	1183	1521	8055
3F	2	0	3	0	2	7	848	435	504	867	996	5201
4F	2	0	3	0	2	7	471	329	335	612	609	3164
5F	2	0	3	0	2	7	139	240	212	322	246	1407

元建物 モデル	せん断力の負担割合 (%)					
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし	
1F	16.4	0.0	10.9	0.0	17.3	100
2F	16.9	0.0	9.5	0.0	18.9	100
3F	16.3	0.0	9.7	0.0	19.1	100
4F	14.9	0.0	10.6	0.0	19.2	100
5F	9.9	0.0	15.1	0.0	17.4	100

(b) 構面2、4、6に開口を設ける場合

予測モデル A	構面数						水平剛性 (kN/mm)					
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし			新設開口あり	新設開口なし			
1F	2	3	0	0	2	7	2352	1118	1556	1745	2473	13002
2F	2	3	0	0	2	7	1362	585	764	1183	1521	7520
3F	2	3	0	0	2	7	848	435	504	867	996	4992
4F	2	3	0	0	2	7	471	329	335	612	609	3148
5F	2	3	0	0	2	7	139	240	212	322	246	1489

予測モデル A	せん断力の負担割合 (%)						せん断力の増加割合 (%)		
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)	階段室なし (構面3)
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし			新設開口なし	
1F	18.1	8.6	0.0	0.0	19.0	100	10.1	-	10.1
2F	18.1	7.8	0.0	0.0	20.2	100	7.1	-	7.1
3F	17.0	8.7	0.0	0.0	20.0	100	4.2	-	4.2
4F	15.0	10.5	0.0	0.0	19.3	100	0.5	-	0.5
5F	9.4	16.1	0.0	0.0	16.5	100	-	-	-

(c) 構面3、5に開口を設ける場合

予測モデル B	構面数						水平剛性 (kN/mm)					
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし			新設開口あり	新設開口なし			
1F	2	0	3	2	0	7	2352	1118	1556	1745	2473	12863
2F	2	0	3	2	0	7	1362	585	764	1183	1521	7380
3F	2	0	3	2	0	7	848	435	504	867	996	4943
4F	2	0	3	2	0	7	471	329	335	612	609	3170
5F	2	0	3	2	0	7	139	240	212	322	246	1560

予測モデル B	負担せん断力 (kN)						せん断力の増加割合 (%)		
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)	階段室なし (構面3)
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし			新設開口なし	
1F	18.3	0.0	12.1	13.6	0.0	100	11.3	11.3	-
2F	18.5	0.0	10.3	16.0	0.0	100	9.2	9.2	-
3F	17.2	0.0	10.2	17.5	0.0	100	5.2	5.2	-
4F	14.9	0.0	10.6	19.3	0.0	100	-	-	-
5F	8.9	0.0	13.6	20.6	0.0	100	-	-	-

IV-5. 技術資料

表3.4.5 骨組解析 (C₀=0.2 の等分布荷重を用いた弾性解析) の結果を用いて推測した各構面の負担せん断力の増大率 (各階の住戸数が8、構面数が9の場合)

(a) 元建物

元建物 モデル	構面数						水平剛性 (kN/mm)					
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし			新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし	
1F	2	0	4	0	3	9	2352	1118	1556	1745	2473	18346
2F	2	0	4	0	3	9	1362	585	764	1183	1521	10340
3F	2	0	4	0	3	9	848	435	504	867	996	6702
4F	2	0	4	0	3	9	471	329	335	612	609	4108
5F	2	0	4	0	3	9	139	240	212	322	246	1866

元建物 モデル	せん断力の負担割合 (%)					
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし	
1F	12.8	0.0	8.5	0.0	13.5	100
2F	13.2	0.0	7.4	0.0	14.7	100
3F	12.7	0.0	7.5	0.0	14.9	100
4F	11.5	0.0	8.1	0.0	14.8	100
5F	7.5	0.0	11.4	0.0	13.2	100

(b) 構面 2、4、6、8 に開口を設ける場合

予測モデル A	構面数						水平剛性 (kN/mm)					
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし			新設開口あり	新設開口なし			
1F	2	4	0	0	3	9	2352	1118	1556	1745	2473	16593
2F	2	4	0	0	3	9	1362	585	764	1183	1521	9626
3F	2	4	0	0	3	9	848	435	504	867	996	6423
4F	2	4	0	0	3	9	471	329	335	612	609	4086
5F	2	4	0	0	3	9	139	240	212	322	246	1974

予測モデル A	せん断力の負担割合 (%)						せん断力の増加割合 (%)		
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)	階段室なし (構面3)
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし			新設開口なし	
1F	14.2	6.7	0.0	0.0	14.9	100	10.6	-	10.6
2F	14.1	6.1	0.0	0.0	15.8	100	7.4	-	7.4
3F	13.2	6.8	0.0	0.0	15.5	100	4.3	-	4.3
4F	11.5	8.1	0.0	0.0	14.9	100	0.5	-	0.5
5F	7.1	12.1	0.0	0.0	12.4	100	-	-	-

(c) 構面 3、5、9 に開口を設ける場合

予測モデル B	構面数						水平剛性 (kN/mm)					
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし			新設開口あり	新設開口なし			
1F	2	0	4	3	0	9	2352	1118	1556	1745	2473	16165
2F	2	0	4	3	0	9	1362	585	764	1183	1521	9326
3F	2	0	4	3	0	9	848	435	504	867	996	6314
4F	2	0	4	3	0	9	471	329	335	612	609	4116
5F	2	0	4	3	0	9	139	240	212	322	246	2094

予測モデル B	負担せん断力 (kN)						せん断力の増加割合 (%)		
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)	階段室なし (構面3)
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし			新設開口なし	
1F	14.5	0.0	9.6	10.8	0.0	100	13.5	13.5	-
2F	14.6	0.0	8.2	12.7	0.0	100	10.9	10.9	-
3F	13.4	0.0	8.0	13.7	0.0	100	6.1	6.1	-
4F	11.4	0.0	8.1	14.9	0.0	100	-	-	-
5F	6.7	0.0	10.1	15.4	0.0	100	-	-	-

IV-5. 技術資料

表3.4.6 骨組解析 (C₀=0.2 の等分布荷重を用いた弾性解析) の結果を用いて推測した各構面の負担せん断力の増大率 (各階の住戸数が10、構面数が11の場合)

(a) 元建物

元建物 モデル	構面数						水平剛性 (kN/mm)					
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし			新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし	
1F	2	0	5	0	4	11	2352	1118	1556	1745	2473	22375
2F	2	0	5	0	4	11	1362	585	764	1183	1521	12624
3F	2	0	5	0	4	11	848	435	504	867	996	8202
4F	2	0	5	0	4	11	471	329	335	612	609	5052
5F	2	0	5	0	4	11	139	240	212	322	246	2324

元建物 モデル	せん断力の負担割合 (%)					
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし	
1F	10.5	0.0	7.0	0.0	11.1	100
2F	10.8	0.0	6.0	0.0	12.0	100
3F	10.3	0.0	6.2	0.0	12.1	100
4F	9.3	0.0	6.6	0.0	12.1	100
5F	6.0	0.0	9.1	0.0	10.6	100

(b) 構面2、4、6、8、10に開口を設ける場合

予測モデル A	構面数						水平剛性 (kN/mm)					
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし			新設開口あり	新設開口なし			
1F	2	5	0	0	4	11	2352	1118	1556	1745	2473	20183
2F	2	5	0	0	4	11	1362	585	764	1183	1521	11732
3F	2	5	0	0	4	11	848	435	504	867	996	7853
4F	2	5	0	0	4	11	471	329	335	612	609	5024
5F	2	5	0	0	4	11	139	240	212	322	246	2459

予測モデル A	せん断力の負担割合 (%)						せん断力の増加割合 (%)		
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)	階段室なし (構面3)
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし			新設開口なし	
1F	11.7	5.5	0.0	0.0	12.3	100	10.9	—	10.9
2F	11.6	5.0	0.0	0.0	13.0	100	7.6	—	7.6
3F	10.8	5.5	0.0	0.0	12.7	100	4.4	—	4.4
4F	9.4	6.6	0.0	0.0	12.1	100	0.6	—	0.6
5F	5.7	9.7	0.0	0.0	10.0	100	—	—	—

(c) 構面3、5、7、9に開口を設ける場合

予測モデル B	構面数						水平剛性 (kN/mm)					
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし			新設開口あり	新設開口なし			
1F	2	0	5	4	0	11	2352	1118	1556	1745	2473	19466
2F	2	0	5	4	0	11	1362	585	764	1183	1521	11272
3F	2	0	5	4	0	11	848	435	504	867	996	7685
4F	2	0	5	4	0	11	471	329	335	612	609	5063
5F	2	0	5	4	0	11	139	240	212	322	246	2628

予測モデル B	負担せん断力 (kN)						せん断力の増加割合 (%)		
	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)		階段室なし (構面3)		合計	妻壁 (構面1)	階段室あり (構面2)	階段室なし (構面3)
		新設開口あり	新設開口なし	新設開口あり	新設開口なし			新設開口なし	
1F	12.1	0.0	8.0	9.0	0.0	100	14.9	14.9	—
2F	12.1	0.0	6.8	10.5	0.0	100	12.0	12.0	—
3F	11.0	0.0	6.6	11.3	0.0	100	6.7	6.7	—
4F	9.3	0.0	6.6	12.1	0.0	100	—	—	—
5F	5.3	0.0	8.1	12.2	0.0	100	—	—	—

3.5. 検討5：開口の新設補強後の保有水平耐力の比較

第IV-2編の表1.3.1で示した構造性能の検証法である手法Ⅱを用いる場合、以下に示す弾塑性骨組解析の結果から、限られた条件下で開口新設を行う場合には、保有水平耐力計算による検討を省略できるものとしている。ここでは、第IV-2編の1.4節の設計例を対象に、平面骨組モデルとして、検討3で用いた図3.3.1に示す元建物モデル、構面2、4、6、8の各階の戸境壁全てを開口新設補強したモデル（開口補強モデルA、第IV-2編の1.4節のCase4）、構面3、5、7の各階の戸境壁全てを開口新設補強したモデル（開口補強モデルB、第IV-2編の1.4節のCase5）を対象としている。新設開口の大きさは750mm×1900mm（等価開口周比0.4）で統一している。

各構面は、鉛直方向の壁柱、水平方向の壁梁、これらを接合するために設けた剛梁に、非線形挙動を再現するための軸ばね、せん断ばね、曲げばねを組み合わせでモデル化している。また、逆対称の曲げモーメントを受けるようなせん断スパン比が比較的短い部材の挙動の解析精度を高めること、日本建築学会発刊の壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説^[3,4]に示されたモデル化の方法をできるだけ忠実に再現することを想定し、壁柱を1本の鉛直材で置換する線材置換法を採用している。なお、置換した線材は、各部材の壁板の図心位置（直交壁は考慮しない）に設置した。この際、壁柱の曲げ終局モーメントは、図心のずれによって生じる偏心モーメントを用いて補正した値を用いた。各部材の可撓長さ、剛域については、壁柱では、基礎梁内を除く全ての領域で、弾性変形を考慮した。壁梁では、今回の解析では簡略化のため、開口際までの弾性変形を考慮し、壁柱内は全て剛域とした。

図3.3.1に示すように、構面内に開口がない構面1、3、5、7、9では、スパン内の直交壁を含める形で各階1本の鉛直材により、構面内に開口がある構面2、4、6、8では、各階3本の鉛直材（図中のA-B間は2本の鉛直材、B-C間は1本の鉛直材）によって、壁柱のモデル化を行った。なお、構面Bに設けた鉛直材は、A-B構面内の壁柱をモデル化したものであるが、壁長が直交壁の厚さと等しく、曲げモーメントやせん断力が負担できないものと考えられるため、両端の境界条件をピンとした。また、同壁柱に取り付いている開口上下の壁梁についても、曲げモーメントの伝達が困難と考えられたため、一端の境界条件をピンとしている。なお、A-B構面には、階段を挟み込むように奥行方向に2枚の壁柱が設置されているが、簡略化のため、奥行方向の厚さを2倍した1枚の壁柱、壁梁とした取り扱うこととした。

図3.5.1、図3.5.2に壁柱、壁梁の各ばねの復元力特性を示す。壁柱、壁梁のせん断耐力の計算には、広沢 mean 式を用いている。また、開口の新設補強を行った戸境壁については、開口寸法に応じたせん断剛性の低減のみを行い、その他のパラメータ（軸剛性、曲げ剛性、曲げひび割れ耐力、曲げ終局耐力、せん断ひび割れ耐力、せん断耐力）は、開口新設前と同じ値とした。せん断剛性の低下の割合は、開口補強モデルAでは0.47～0.51倍（開口周比0.36～0.40）、開口補強モデルBでは0.61～0.64倍（開口周比0.27～0.29）である。

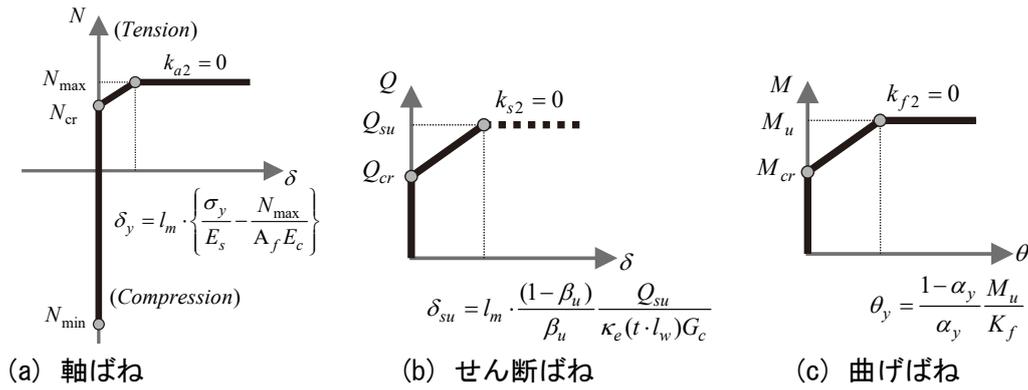


図3.5.1 壁柱の軸ばねの復元力特性

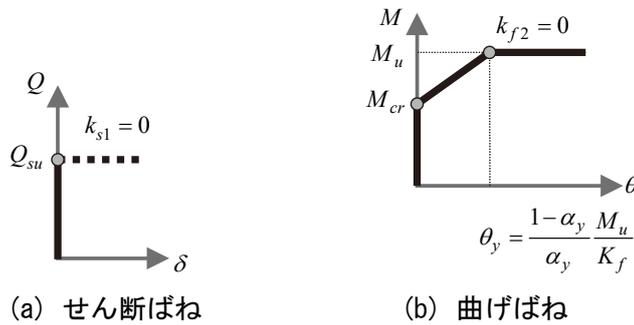


図3.5.2 壁梁の軸ばねの復元力特性

図3.5.3 に平面骨組解析における載荷方法を示す。なお、構面間の各階の床スラブには、両端ピンで鉛直せん断力を負担しない剛ばねを設置し、各構面の各階の水平変位が一致するようにした。水平荷重には、表3.5.1(a)で示した元建物の各階の重量から算出した A_i 分布に基づく外力分布を用いた。ここでは、設計マニュアルにおける鉄骨枠の試設計例を参照して、1 箇所の開口新設補強によって、建物重量が 2.30~5.94kN (≒230~594kg) 増加するものと仮定している。開口新設に伴う増加重量の割合は、各階で 4 箇所の開口新設補強を行うことを仮定した開口補強モデル A では最大で 0.35%程度、各階で 3 箇所の開口新設補強を行うことを仮定した開口補強モデル B では最大で 0.44%程度に留まっており、開口新設に伴う増加重量の影響は非常に小さい。そこで、ここでは開口新設補強による地震荷重の増加の影響は無視することとした。

表3.3.2 で示した構面内の鉛直荷重は各階の枠梁に分布荷重として、構面外（直交壁）の鉛直荷重は各階の節点に集中荷重として与えた。なお、壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説^[3,4]の曲げ強度の算定方法を参考に、桁行方向の壁梁が負担する長期荷重の 0.25 倍も長期荷重に累加した（モデル化は行っていないが、桁行方向の壁柱が残りの半分の軸力を負担するものと考えた）。

IV-5. 技術資料

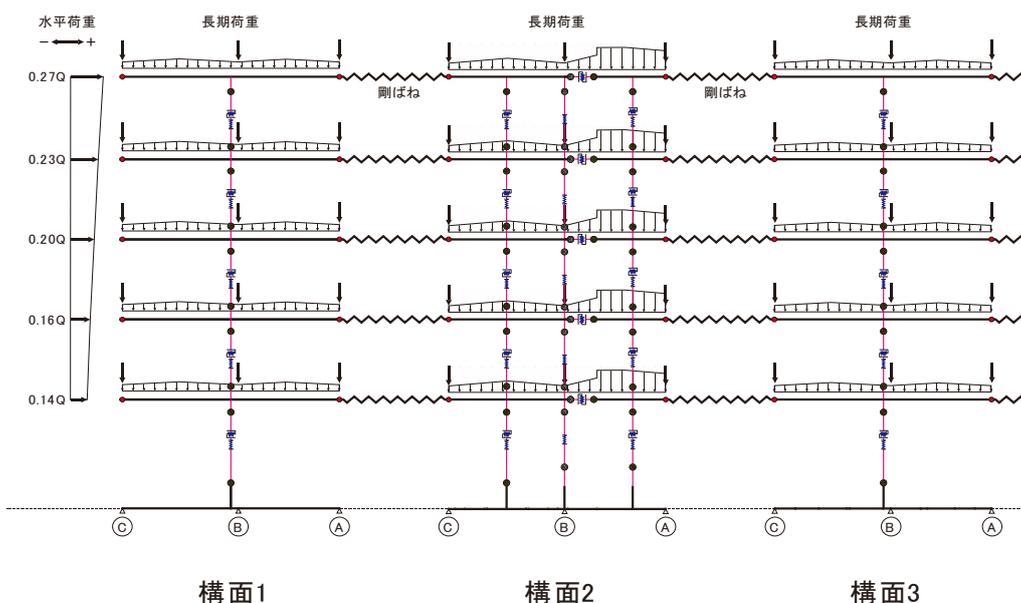


図3.5.3 解析モデル

表3.5.1 地震用重量と開口新設に伴う増加重量 (Ai 分布)

(a) 元建物 (想定建物)

張間 方向	各階の荷重						
	h	w _i	Σ w _i	α _i	A _i	C _i	Q _i
	(m)	(kN)	(kN)				(kN)
5階	2.70	3191	3191	0.158	1.716	0.343	1095
4階	2.55	4038	7229	0.357	1.399	0.280	2023
3階	2.55	4252	11482	0.567	1.231	0.246	2826
2階	2.55	4252	15734	0.777	1.108	0.222	3488
1階	3.55	4514	20248	1.000	1.000	0.200	4050

(b) 開口補強モデル A (構面 2、4、6、8 の 1~5 階に新設開口を設けた場合)

張間 方向	改修後の重量増			張間 方向	各階の荷重						
	開口数	1箇所の重量増	Δ w _i		h	w _i	Σ w _i	α _i	A _i	C _i	Q _i
		(kN)	(kN)		(m)	(kN)	(kN)				(kN)
5階	4	2.30	9.2	5階	2.70	3200	3200	0.158	1.716	0.343	1098
4階	4	3.53	14.1	4階	2.55	4052	7253	0.357	1.399	0.280	2029
3階	4	3.53	14.1	3階	2.55	4266	11519	0.567	1.231	0.246	2835
2階	4	3.53	14.1	2階	2.55	4266	15785	0.777	1.108	0.222	3499
1階	4	3.53	14.1	1階	3.55	4528	20313	1.000	1.000	0.200	4063

(c) 開口補強モデル B (構面 3、5、7 の 1~5 階に新設開口を設けた場合)

張間 方向	改修後の重量増			張間 方向	各階の荷重						
	開口数	1箇所の重量増	Δ w _i		h	w _i	Σ w _i	α _i	A _i	C _i	Q _i
		(kN)	(kN)		(m)	(kN)	(kN)				(kN)
5階	3	3.01	9.0	5階	2.70	3200	3200	0.157	1.716	0.343	1099
4階	3	5.94	17.8	4階	2.55	4056	7256	0.357	1.399	0.280	2031
3階	3	5.94	17.8	3階	2.55	4270	11526	0.567	1.231	0.246	2837
2階	3	5.94	17.8	2階	2.55	4270	15796	0.777	1.108	0.222	3502
1階	3	5.94	17.8	1階	3.55	4532	20328	1.000	1.000	0.200	4066

ここで、 h : 階高、 w_i : 各階の重量、 α_i : A_i : 建築物の振動特性に応じて地震層せん断力係数の建築物の高さ方向の分布を表すもの (ここでは当時の構造計算書にしたがい、等分布荷重としている)、 C_i : 建築物の地上部分の一定の高さにおける地震層せん断力係数、 Q_i : 各階の層せん断力である。

IV-5. 技術資料

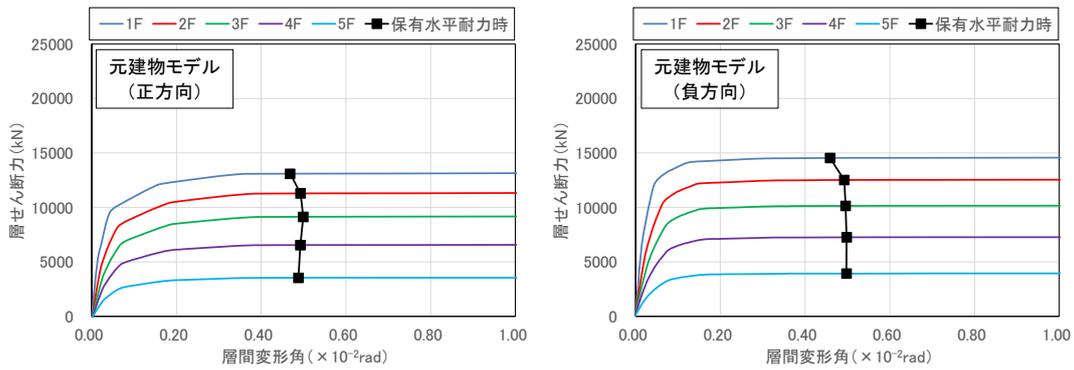
各モデルの層せん断力-層間変形関係を図3.5.4に、保有水平耐力と保有水平耐力時の最大層間変形角を表3.5.2に示す。本検討では、いずれかの階の最大層間変形角が1/200radに到達した時点か、壁柱がせん断破壊した時点を保有水平耐力時としているが、全てのケースにおいて2階もしくは3階の最大層間変形角が1/200radに到達した時点の荷重を保有水平耐力とした。開口補強モデルA、Bでは、開口を新設補強した戸境壁のせん断剛性を低減しているが、壁柱や壁梁の曲げ降伏による崩壊機構が形成されたため、表3.5.2に示すように、元建物モデルと開口補強モデルA、Bの保有水平耐力の差はいずれの加力方向でも1%未満に留まっている。また、保有水平耐力を $D_s=0.55$ 、 $F_{cs}=1.0$ とした場合の必要保有水平耐力と比較すると、正方向では2割弱、負方向では3割程度の余裕があるため、いずれのモデルでも大地震時の安全性は十分に確保されているものと考えられる。

図3.5.5、図3.5.6に保有水平耐力時の構面1~3の曲げモーメント分布を示す。構面4~9については、構面1~3のいずれかと同じ結果となるため、ここでは図の掲載を省略している。いずれのモデルについても、保有水平耐力時の曲げモーメント分布に大きな差はない。各構面の層間変形角が一致するように加力しているため、構面1、3の連層耐力壁の曲げモーメント分布は不連続であるが、反曲点の高さは4~5階付近にある。また、構面2では、加力方向に対して、圧縮側と引張側の耐力壁では、反曲点の高さが大きく異なっていることが分かる。

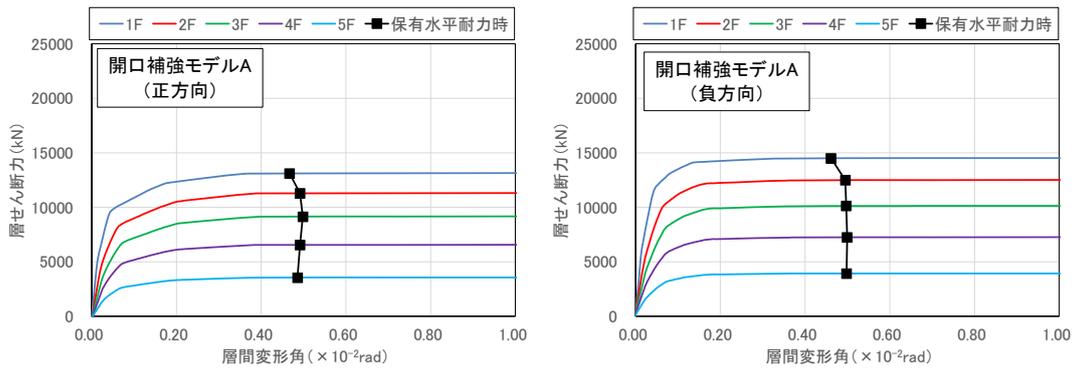
表3.5.2 保有水平耐力と必要保有水平耐力の比較

	正方向			負方向		
	最大層間変形角 (%)	保有水平耐力 Q_u (kN) (元建物/補強)	必要保有水平耐力 Q_{un} (kN) (Q_u/Q_{un})	最大層間変形角 (%)	保有水平耐力 Q_u (kN) (元建物/補強)	必要保有水平耐力 Q_{un} (kN) (Q_u/Q_{un})
元建物モデル	0.50 (3F)	13103 -	11136 (1.18)	0.50 (2F)	14540 -	11136 (1.31)
開口補強モデルA	0.50 (3F)	13103 (1.00)	11136 (1.18)	0.50 (2F)	14498 (1.00)	11136 (1.30)
開口補強モデルB	0.50 (3F)	13074 (1.00)	11136 (1.17)	0.50 (2F)	14537 (1.00)	11136 (1.31)

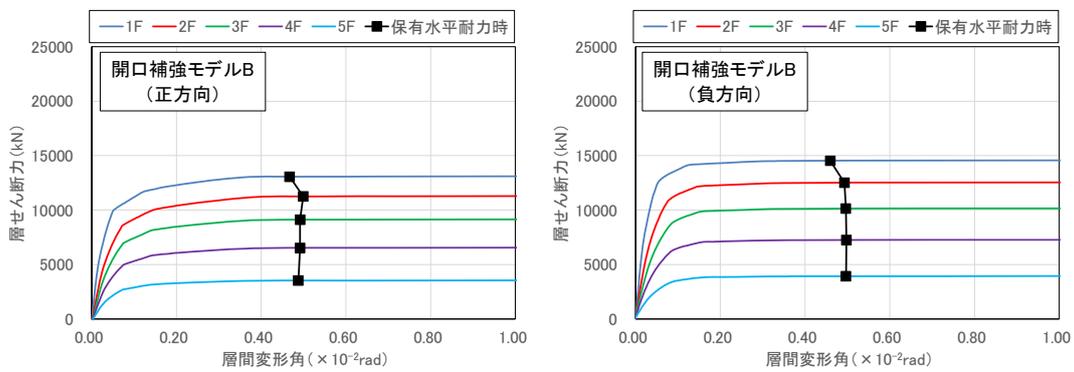
IV-5. 技術資料



(a) 元建物モデル



(b) 開口補強モデル A



(c) 開口補強モデル B

図3.5.4 層せん断力-層間変形角の関係

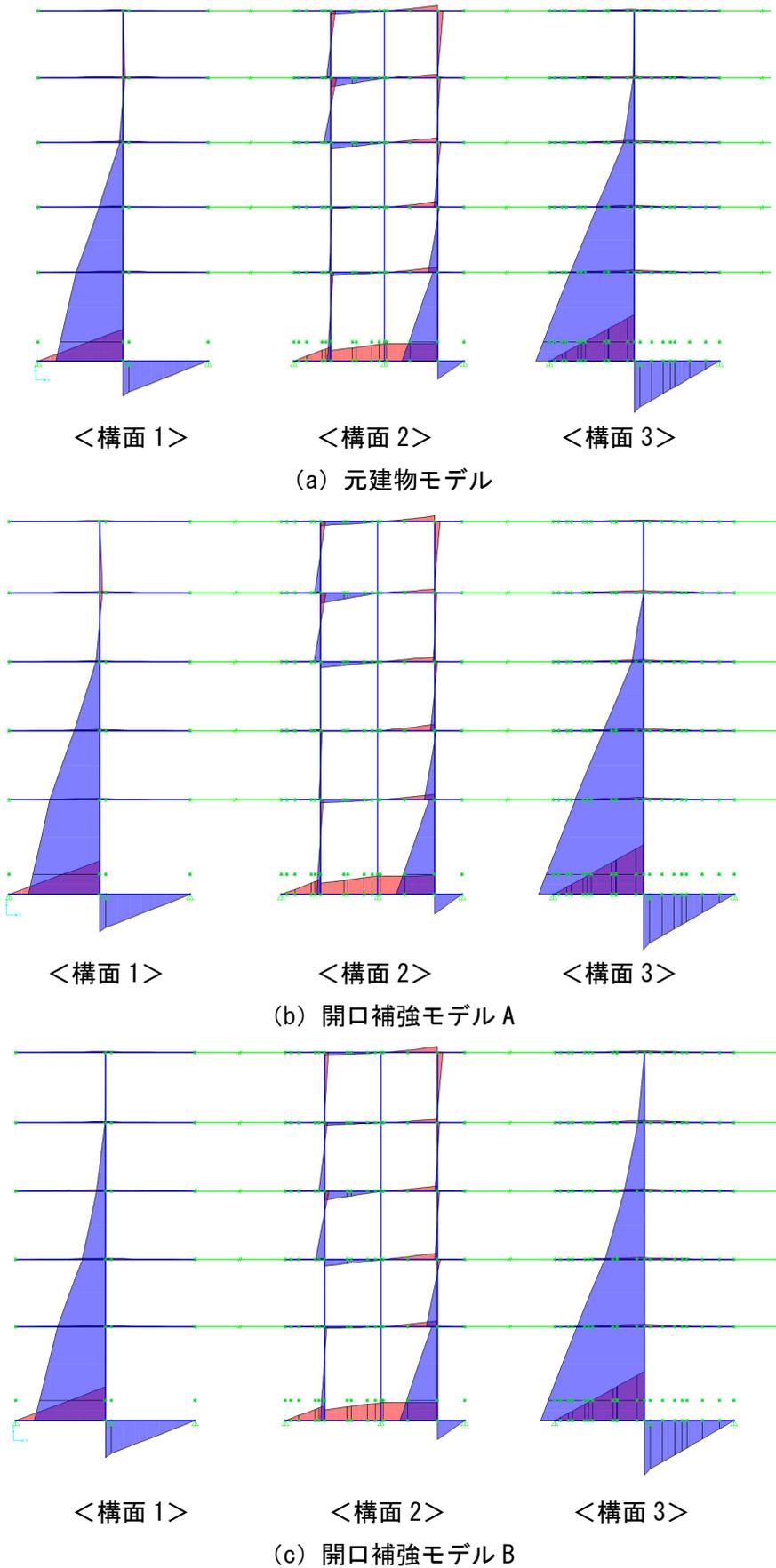
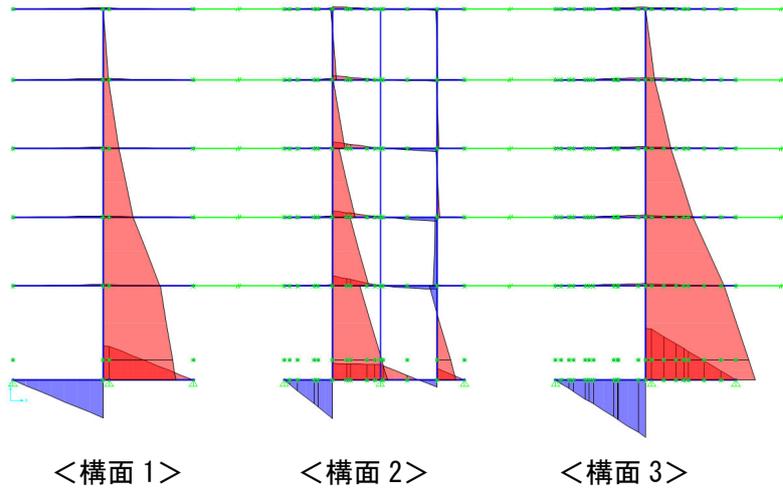
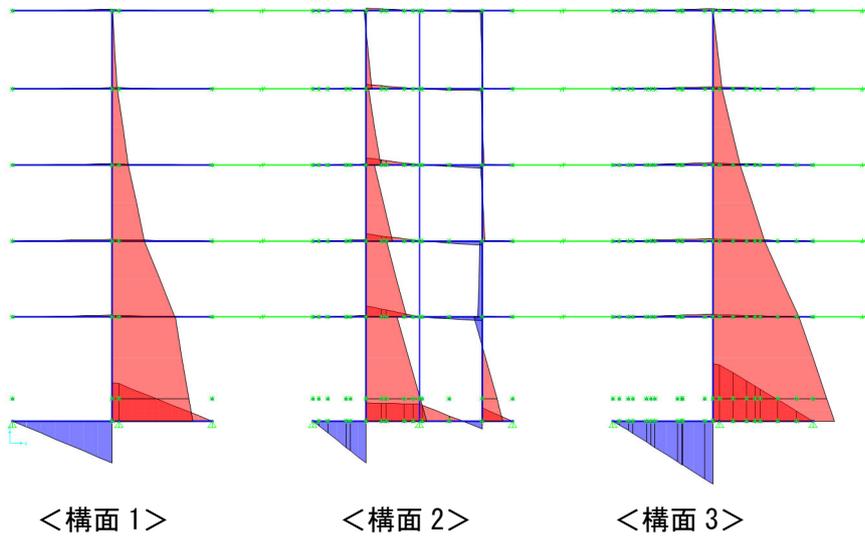


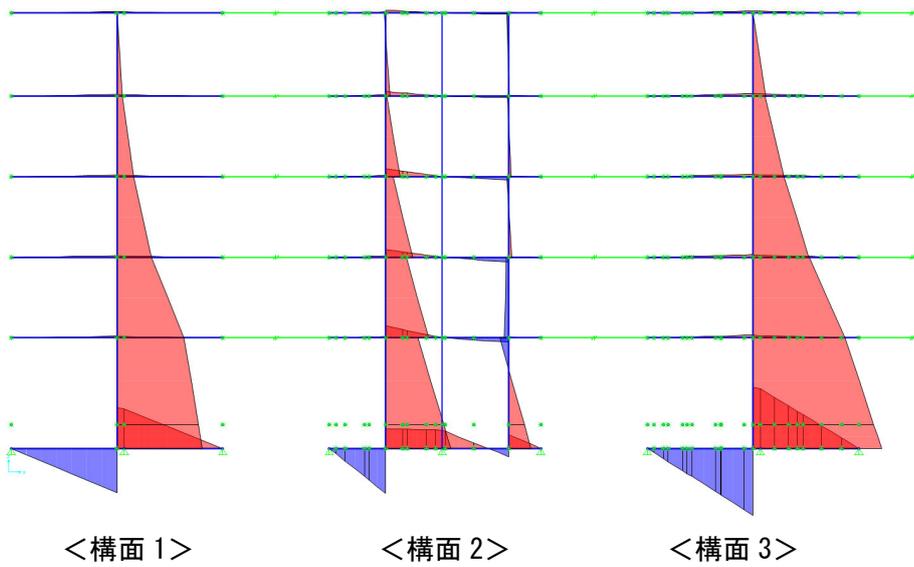
図3.5.5 各モデルの保有水平耐力時の曲げモーメント分布（正方向）



(a) 元建物モデル



(b) 開口補強モデル A



(c) 開口補強モデル B

図3.5.6 各モデルの保有水平耐力時の曲げモーメント分布（負方向）

3.6. 検討6：開口新設が剛性率、偏心率に及ぼす影響

第IV-2編の表1.3.1で示した構造的な検証法である手法Ⅱを用いる場合、改修後の住棟においても、剛性率や偏心率による必要保有水平耐力の割り増しが必要ないことを前提として、保有水平耐力計算による検証が省略できるものとしている。その根拠となった立体骨組モデルを用いた弾性解析の結果を以下に示す。ここでは、第IV-2編の1.4節の設計例を対象に、5階建ての現場打ち壁式RC造住棟について、図3.6.1、図3.6.2に示すように、張間方向だけでなく、桁行方向を含めたモデル化を行っている。

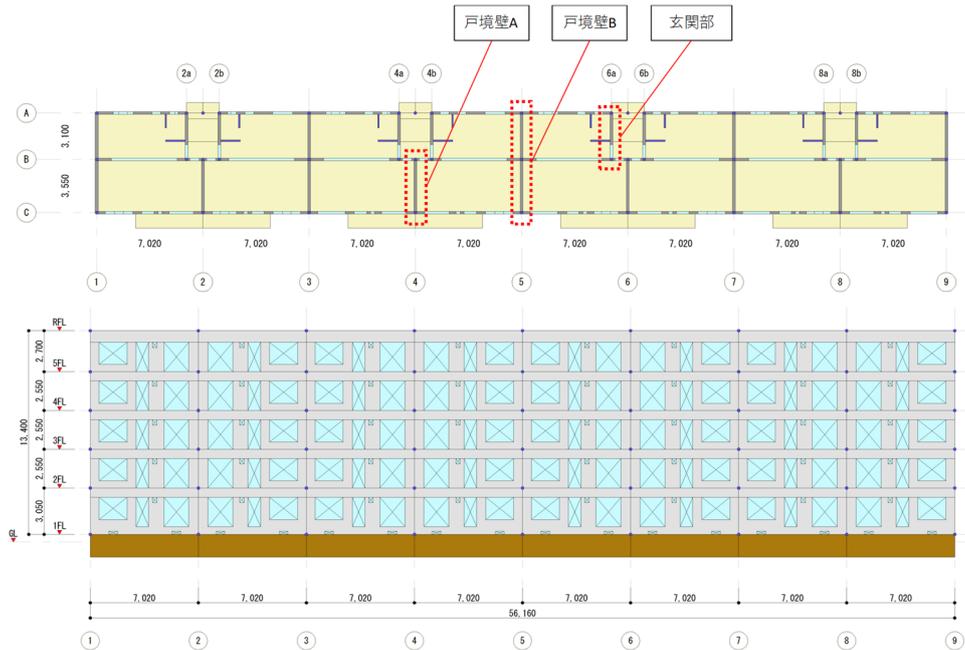


図3.6.1 想定建物の平面図と桁行方向の立面図（単位：mm）

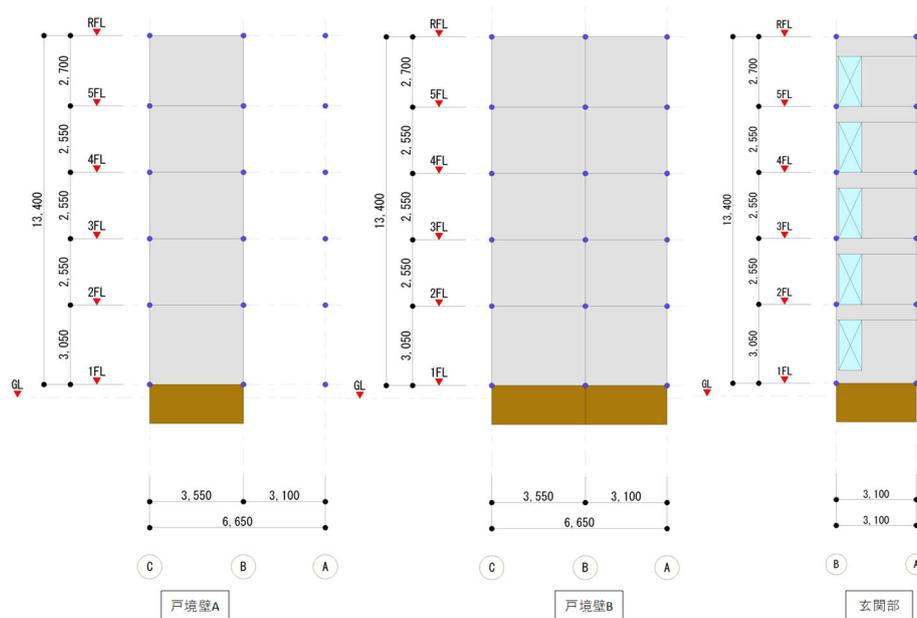


図3.6.2 想定建物の張間方向の立面図（単位：mm）

IV-5. 技術資料

表3.6.1、図3.6.3に解析変数を示す。解析変数は張間方向の戸境壁に設ける新設開口の位置とする。元建物モデルに対して、構面 2、4、6、8 の戸境壁に新設開口を設けるモデルを A、構面 3、5、7 の戸境壁に新設開口を設けるモデルを B とした。なお、現実的には、戸境壁 A、戸境壁 B の両方に開口を新設するケースも考えられるが、ここでは開口形成する戸境壁の組み合わせのパターンをできるだけ簡略化するため、このようなケースは検討対象に含めていない。モデル A-0、B-0 は、開口形成が想定される全ての戸境壁に開口を設けたケースである。モデル A-1、B-1 は、新設開口を設ける戸境壁に偏りを持たせ、偏心率の算定が不利になるようにしたモデルである。モデル A-2、B-2 は新設開口を設ける階を 1 階のみとし、剛性率の算定が不利になるようにしたモデルである。なお、一部の解析では、新設開口を 1 階ではなく、2 階に設けた方が剛性率の算定が不利になる場合があったため、A-2'、B-2' としてモデル化を行っている。また、モデル A-3、B-3 は、各階において新設開口を設ける戸境壁の位置が線対称となるように入れ替え、床スラブを介した層せん断力の伝達が大きくなる場合を模擬したモデルである。

各構面は、鉛直方向の壁柱（エレメント置換）、水平方向の壁梁（線材置換）でモデル化されており、軸変形、曲げ変形、せん断変形が考慮されている。壁柱、壁梁では、剛域が考慮されており、部材せいの 1/4 入った位置を剛域端としている。また、耐力壁の剛性には直交壁を考慮しており、その割増率は略算法（両側直交部材付：1.8 倍、片側直交部材付：1.5 倍）で決定している。新設開口の寸法は、第IV-2編の1.4節や本章の検討2～5で用いられてきた開口（幅 750mm、高さ 1900mm）よりも一回り大きい、幅 850mm、高さ 1940mm としている。また、鉄骨枠補強が行われていない開口を新設した直後のより不利な条件を想定して、他の検討とは異なり、せん断剛性を低減した一枚の耐力壁ではなく、開口を隔てた二つの部材として壁部材をモデル化している。また、外力分布には、必要保有水平耐力の計算に用いる剛性率、偏心率の計算を目的としているため、Ai 分布に基づいた外力分布を用いている。

表3.6.1 解析変数

モデル名	特徴	
元建物	新設開口のないモデル	
A-0	戸境壁 A に新設開口	全開口
A-1		偏心率不利
A-2		1F剛性率不利
A-2'		2F剛性率不利
A-3		床スラブ不利
B-0	戸境壁 B に新設開口	全開口
B-1		偏心率不利
B-2		1F剛性率不利
B-2'		2F剛性率不利
B-3		床スラブ不利

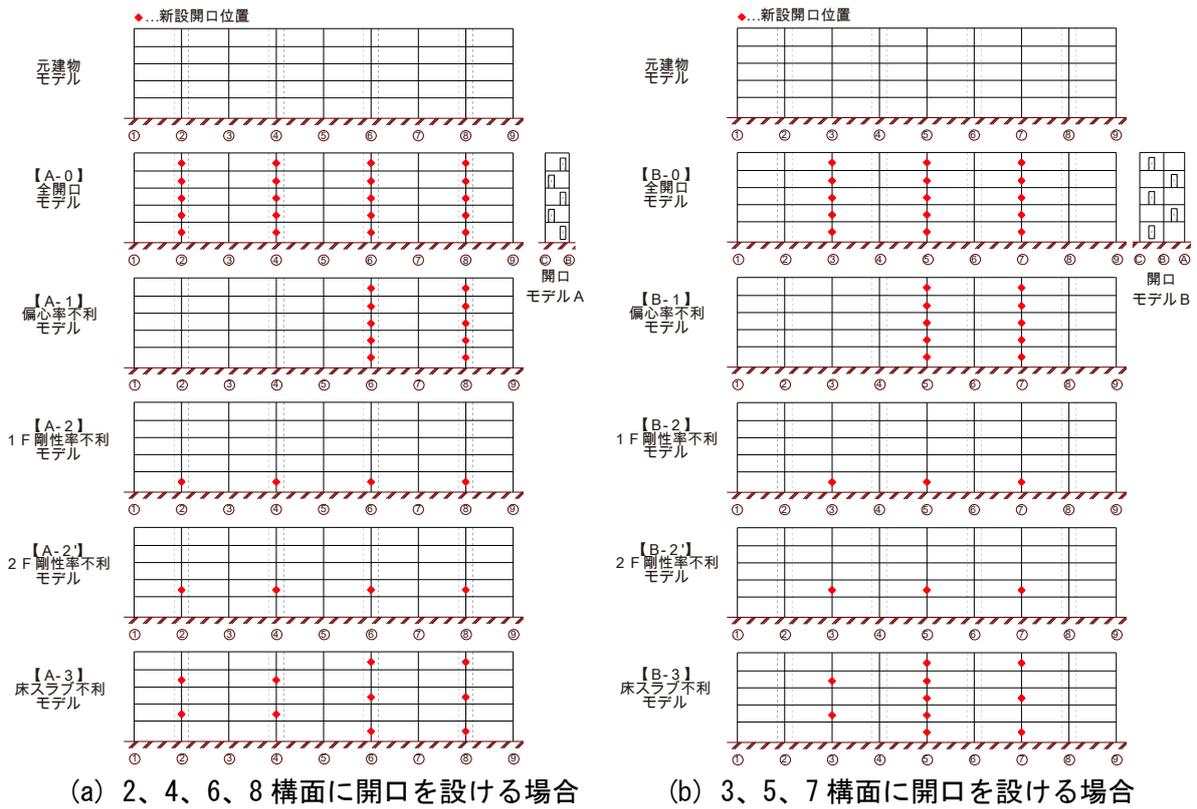


図3.6.3 解析変数

表3.6.2 に初期剛性の比較を、表3.6.3 に剛性率、偏心率の比較を示す。新設開口を設けることで、1階層せん断カー全体変形各関係の初期剛性は、元建物モデルと比較して 0.91~0.98 倍に低下するが、表3.6.3 に示すように、住棟内で極端な開口配置を行った場合にも、剛性率の下限値は 0.859 (>0.6 、B-2')、偏心率の上限値は 0.052 (<0.15 、A-3) に留まっている。これは、元建物モデルの結果からも明らかなように、壁式 RC 造住棟がバランスの取れた整形な形状をしていることに起因しており、開口の新設後も必要保有水平耐力の割り増しが必要となるようなケースはなかった。

また、本結果は、開口を新設した直後のより不利な条件を想定して、開口を隔てた二つの部材として壁部材をモデル化しているが、手法Ⅱのうち、鉄骨枠補強を行う場合については、壁部材を一枚の壁としてモデル化し、せん断剛性のみを低減するため、新設開口の影響はより小さくなるものと考えられる。以上を踏まえ、手法Ⅱによる開口の新設補強を行う場合には、剛性率、偏心率による必要保有水平耐力の割り増しは不要である。

表3.6.2 初期剛性の比較

(a) 正方向

正方向	元建物	A-0	A-1	A-2'	A-3	B-0	B-1	B-2	B-3
初期剛性 (kN/mm)	3395	3153	3216	3332	3216	3159	3164	3335	3216
割合	-	0.93	0.95	0.98	0.95	0.93	0.93	0.98	0.95

(b) 負方向

負方向	元建物	A-0	A-1	A-2	A-3	B-0	B-1	B-2'	B-3
初期剛性 (kN/mm)	3395	3103	3216	3279	3216	3159	3164	3278	3164
割合	-	0.91	0.95	0.97	0.95	0.93	0.93	0.97	0.93

表3.6.3 偏心率、剛性率の比較

(a) Aモデル

【正負加力】

階	Re						Rs					
	【元建物】	【A-0】	【A-1】	【A-2】	【A-2'】	【A-3】	【元建物】	【A-0】	【A-1】	【A-2】	【A-2'】	【A-3】
5	0.000	0.000	0.019	0.000	0.000	0.051	1.203	1.200	1.201	1.212	1.213	1.203
4	0.000	0.000	0.014	0.000	0.000	0.052	0.996	0.997	0.996	1.003	1.005	0.997
3	0.001	0.001	0.021	0.001	0.001	0.041	0.904	0.899	0.902	0.911	0.912	0.902
2	0.001	0.001	0.024	0.001	0.001	0.046	0.906	0.896	0.901	0.913	0.864	0.901
1	0.000	0.000	0.009	0.000	0.000	0.019	0.991	1.007	0.999	0.961	1.007	0.997

(b) Bモデル

【正負加力】

階	Re						Rs					
	【元建物】	【B-0】	【B-1】	【B-2】	【B-2'】	【B-3】	【元建物】	【B-0】	【B-1】	【B-2】	【B-2'】	【B-3】
5	0.000	0.000	0.008	0.000	0.000	0.036	1.203	1.209	1.206	1.212	1.218	1.207
4	0.000	0.000	0.013	0.000	0.000	0.035	0.996	0.995	0.995	1.003	1.008	0.996
3	0.001	0.001	0.018	0.001	0.001	0.031	0.904	0.896	0.899	0.911	0.913	0.899
2	0.001	0.001	0.020	0.001	0.001	0.032	0.906	0.892	0.897	0.911	0.859	0.897
1	0.000	0.000	0.008	0.000	0.000	0.012	0.991	1.009	1.003	0.962	1.003	1.002

3.7. 参考文献

[3.1] 株式会社フォーラムエイト：Engineer's Studio (Ver.7.2.2)

[3.2] 前川宏一、福浦尚之：擬似直交2方向ひび割れを有する平面RC要素の空間平均化構成モデルの再構築、土木学会論文集 No.634/V-45、pp.157-176、1999.11

[3.3] 岡村甫、前川宏一：「鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則」技報堂出版、1991.5

[3.4] 日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説、2015