

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	鉄骨工場建屋における筋違接合部の無火気耐震補強構法の研究
Title(English)	
著者(和文)	前澤将男
Author(English)	Masao Maezawa
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:甲第11522号, 授与年月日:2020年3月26日, 学位の種別:課程博士, 審査員:元結 正次郎,山田 哲,吉敷 祥一,西村 康志郎,佐藤 大樹
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:甲第11522号, Conferred date:2020/3/26, Degree Type:Course doctor, Examiner:,,,,
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

鉄骨工場建屋における筋違接合部 の無火気耐震補強構法の研究

2020年2月27日

東京工業大学

環境・社会理工学院 建築学系 都市・環境学コース

山田研究室

前澤 将男

【目次】

1.序論	p	1-1
1.1 背景	p	1-1
1.1.1 工場建屋の特徴	p	1-1
1.1.2 工場建屋の耐震補強における課題	p	1-3
1.2 筋違の無火気耐震補強構法の既往研究	p	1-10
1.3 目的	p	1-11
1.4 本論の構成	p	1-11
2. 新たな無火気耐震補強構法の提案	p	2-1
2.1 はじめに	p	2-1
2.2 検討対象の絞り込み	p	2-1
2.3 提案の方針	p	2-4
2.4 筋違接合部の種類と筋違接合部が必要な力学性能	p	2-5
2.5 筋違中間剛接合部の無火気耐震補強構法	p	2-7
2.5.1 構法の概要	p	2-8
2.5.2 現場施工手順	p	2-8
2.5.3 荷重伝達機構	p	2-9
2.6 筋違端部ピン接合部の無火気耐震補強構法	p	2-10
2.6.1 構法の概要	p	2-10
2.6.2 現場製作手順	p	2-11
2.6.3 荷重伝達機構	p	2-11
2.7 まとめ	p	2-12
3. 筋違中間部の剛接合部の無火気耐震補強構法 に関する実験・解析を用いた性能確認	p	3-1
3.1 はじめに	p	3-1
3.2 耐力評価・各部設計の方針	p	3-1
3.3 検討目的	p	3-3
3.4 載荷実験	p	3-3
3.4.1 実験概要	p	3-3
3.4.2 試験体	p	3-3
3.4.3 実験結果	p	3-9
3.4.4FEM 解析を用いた考察	p	3-14
3.5 製作実験	p	3-19
3.5.1 実験概要	p	3-19

3.5.2 試験体	p	3-19
3.5.3 実験結果	p	3-22
3.6 適用範囲の検討	p	3-24
3.6.1 検討対象	p	3-24
3.6.2 圧縮座屈に対する補強部健全性	p	3-24
3.6.3 長期応力に対する健全性	p	3-25
3.8 まとめ	p	3-27
4. 筋違端部のピン接合部の無火気耐震補強構法 に関する実験・解析を用いた性能確認	p	4-1
4.1 はじめに	p	4-1
4.2 耐力評価の方針	p	4-1
4.3 検討目的	p	4-2
4.4 載荷実験	p	4-3
4.4.1 実験概要	p	4-3
4.4.2 試験体	p	4-3
4.4.3 実験結果	p	4-8
4.5 解析モデルを用いた実験結果の考察	p	4-10
4.5.1 解析モデル	p	4-10
4.5.2 各部材の剛性	p	4-12
4.5.3 実験結果の考察	p	4-18
4.6 解析モデルを用いた検討	p	4-22
4.6.1 検討の方針	p	4-22
4.6.2 試験体モデルを用いた耐力分担率の確認	p	4-22
4.6.3 実在モデルを用いた層間変形角の耐力分担率への 影響確認	p	4-23
4.6.4 実在モデルを用いた適用範囲の検討	p	4-26
4.7 まとめ	p	4-28
5. 結論	p	5-1
付録 1.1 筋違接合部の調査結果	p	付-1
付録 1.2 筋違端部ピン接合部の無火気耐震補強構法における 並列バネモデルによる耐力分担率の評価	p	付-4
付録 1.3 Marc ver2005r3 Friction Modeling のマニュアル	p	付-6

第1章 序論

1.1 背景

1.1.1 工場建屋の特徴

(1) 建設年代

我が国の工場建屋は高度経済成長期に大量に建設され、それら建屋は旧耐震基準で設計(以下、旧耐震建屋と記す)されているため、1981年に施行された新耐震基準を満足しない既存不適格建築が多数存在するのが現状である。今後、南海トラフ地震や首都圏直下型地震といった巨大地震の発生が懸念される状況下では、旧耐震建屋の耐震補強の促進が喫緊の課題となっている。

図1-1に某製造所における工場建屋の建築面積の推移例を示す。旧耐震建屋が全体の約8割を占めており、耐震補強による既存不適格の解消を効率的かつ効果的に推進する必要があることが分かる。

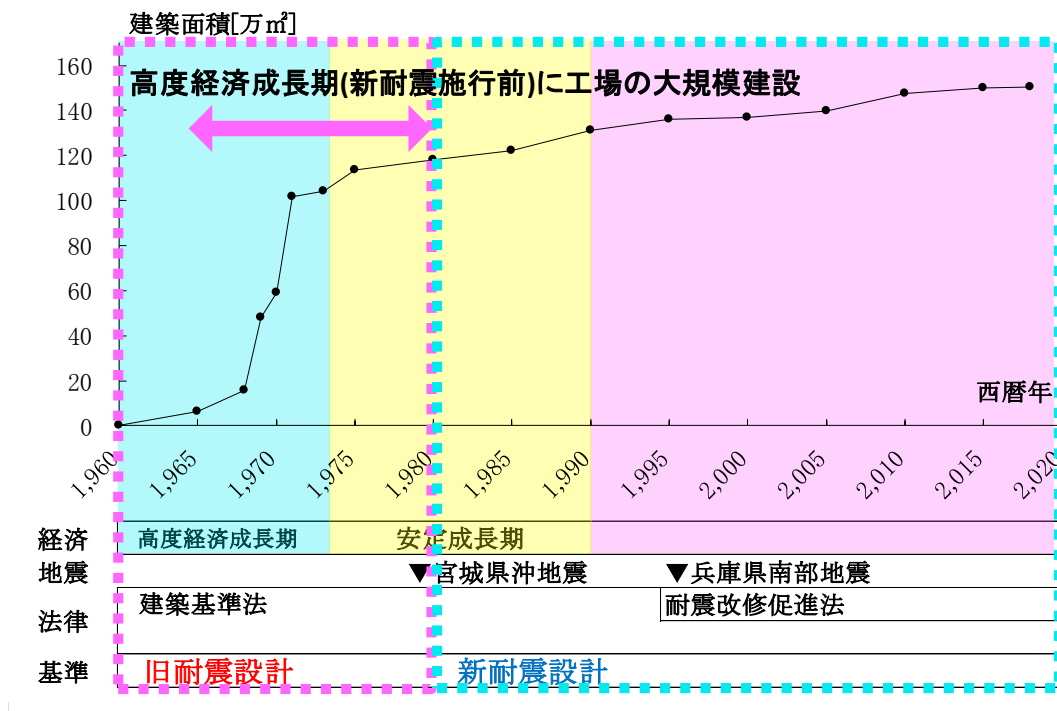


図 1-1 工場建屋建築面積の推移例

(2) レイアウト

工場建屋には屋外・屋内共にレイアウト上の制約があるため、耐震補強を生産と並行して推進していくためには、それらの制約を加味して検討する必要がある。

図1-2は工場建屋の屋外レイアウト例である。生産効率を上げるために狭隘なスペースに建屋・生産設備が密集しており、耐震補強にあたり建屋の屋外に耐震部材を追加することはレイアウト変更等の困難を伴うため、省スペースな補強構法が求められる。

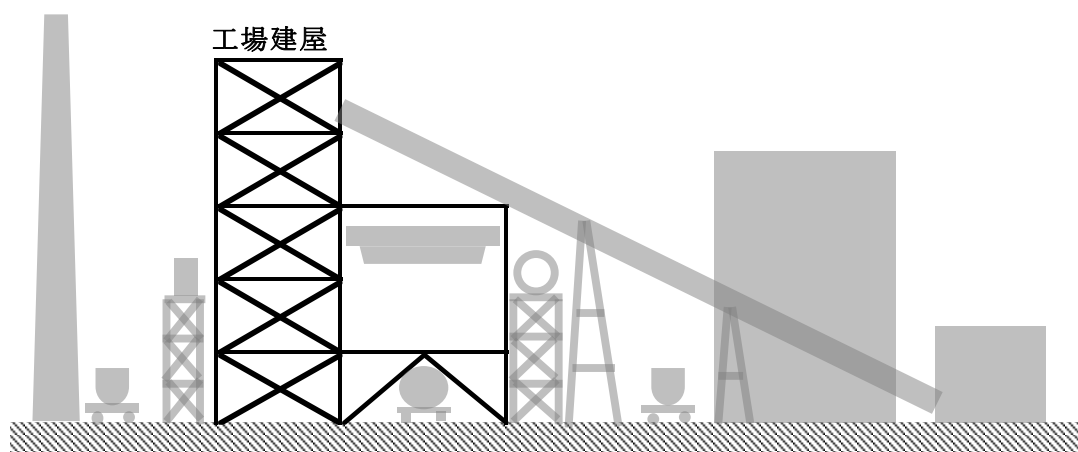


図 1-2 工場建屋の屋外レイアウト例

図 1-3 は工場建屋の屋内レイアウト例である。屋外同様に屋内も生産効率を上げるために狭隘なスペースに建屋鉄骨、生産設備および配管・配線などのユーティリティーが密集している。そのため、耐震補強する際の屋内の施工スペースは限られ、省スペースな補強構法が求められる。また、建屋鉄骨の近傍には潤滑油・ガス配管・電気配線といった引火物・可燃物が存在するため、施工のために溶接やガス切断などの火気を使用するためには厳重な火気養生が必要となる。また、近年は建屋の建設工事中に発生した火災事例^{1.1)~1.2)}も報告されており、工場建屋の耐震補強においても火災リスクが付きまとうため、火気を用いない補強構法のニーズが極めて高い。

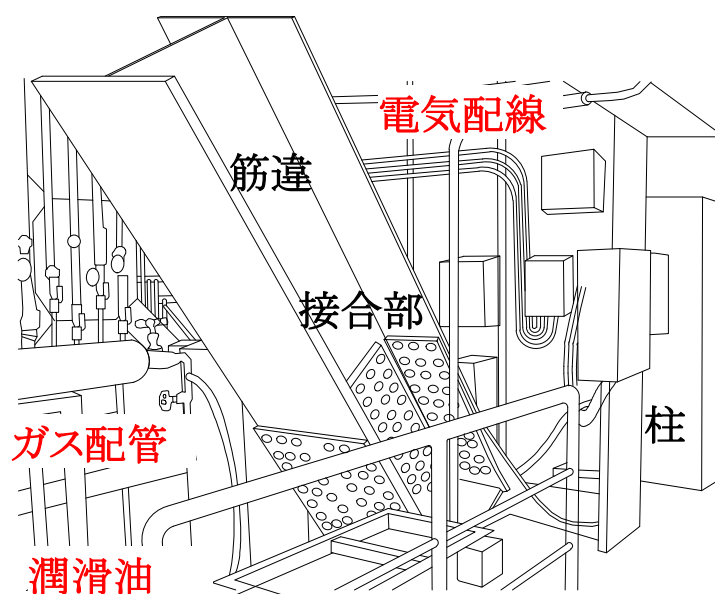


図 1-3 工場建屋の屋内レイアウト例

(3) 構造

比較的大空間を必要とする工場では鉄骨造が多く採用される。図 1-4 に工場建屋の架構の例を示す。構造形式は、張間はラーメンに筋違を加えた構造およびラーメン構造、桁行には筋違構造が多用される。筋違構造における筋違は地震力に対する架構の耐力・靱性(粘り強さ)を支配する主要素であり、耐震上の重要部材である。

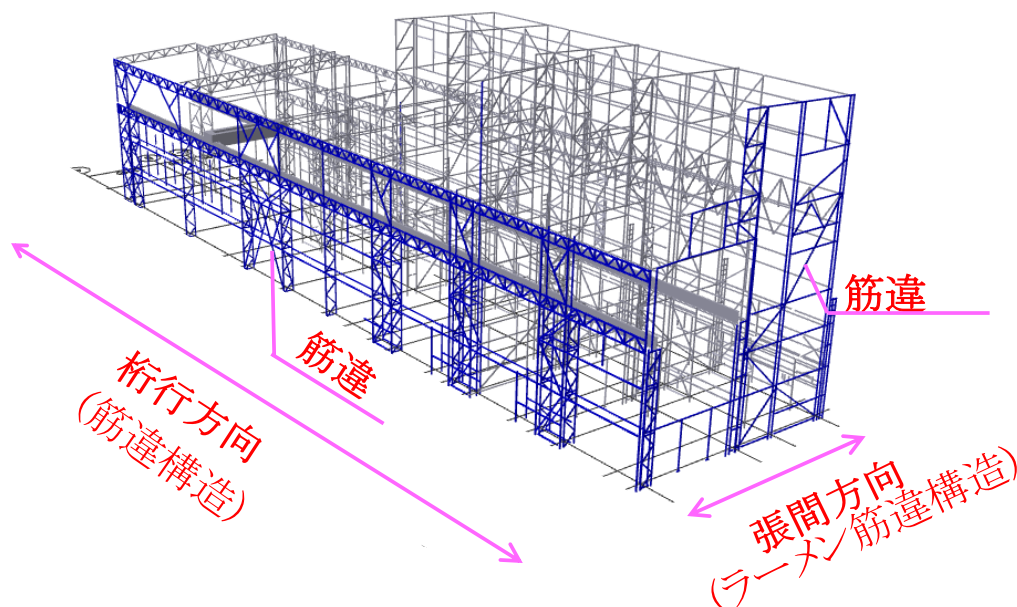


図 1-4 工場建屋の構造形式例

本研究の対象は、上述の特徴を踏まえた工場建屋の耐震補強とする。

1.1.2 工場建屋の耐震補強における課題

(1) 旧耐震建屋の地震被害

新耐震基準で設計された建屋(以下、新耐震建屋)では 2 段階の耐震性検討がなされており、ベースシア 0.2 のレベル 1 地震(稀に発生する地震)に対しては建屋を弾性範囲に留め、ベースシア 1.0 のレベル 2 地震(極めて稀に発生する地震)に対しては建屋の倒壊防止が検討されている。しかし、旧耐震建屋ではベースシア 0.3 相当の震度 0.3 に対して建屋を弾性範囲に留める検討のみとなっており、レベル 2 地震に対する倒壊防止の検討がなされていない。そのため、1995 年兵庫県南部地震^{1.3)}および 2011 年東北地方太平洋沖地震^{1.4)~1.6)}等の被害調査結果では、多くの被害が報告されている。

図 1-5 に耐震基準によるレベル 2 地震に対する応力・被害例の違いを示す。旧耐震建屋の代表的な被害例は図 1-5(a)に示す柱脚アンカーボルト破断、柱頭・柱脚の降伏による層崩壊、梁端部の破断および筋違接合部の破断である。特に筋違接合部の破断については表 1-1 に示すように複数の破断モードが確認されており、これらの部材の破断により建屋が倒壊するリスクがある。

一方で図 1-5(b)に示す新耐震建屋ではレベル 2 地震に対して建屋倒壊防止の検討が法的

に義務付けられ、柱・梁・筋違といった部材が塑性変形して地震エネルギー吸収することを担保している。特に筋違については、筋違の母材鉄骨の軸部が十分に塑性化するまで接合部を破断させない検討(保有耐力接合)が法的に義務付けられており、過去の地震被害調査結果でも検討の有効性が証明されている。

写真 1-1 に兵庫県南部地震における旧耐震建屋の被害事例 1.3)~1.4)を示す。事例は事務所・集合住宅などが多いが、工場建屋も同様の弱点があり、リスクを抱えている。

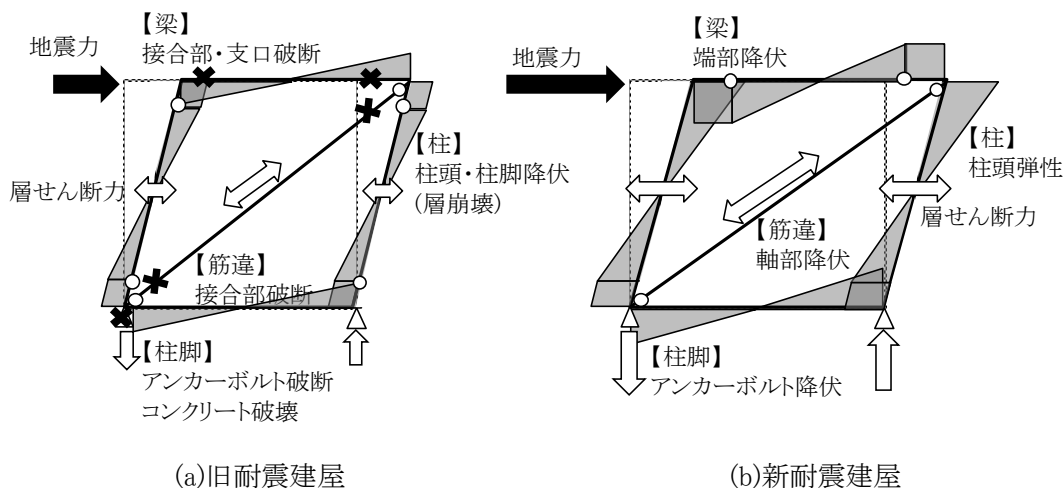


図 1-5 耐震基準によるレベル2地震に対する応力・被害例の違い

表 1-1 筋違接合部の破断モード

	母材 有効断面破断	ファスナー 破断	母材・G.PL はしあき破断	G.PL 破断	G.PL溶接部 破断
正面図					
a-a 断面					

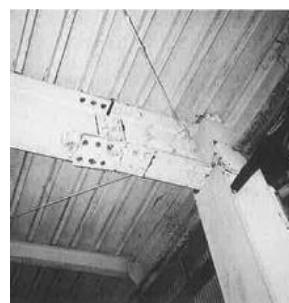


a-1)柱頭降伏による層崩壊

(a) 柱



b-1)スカラップ底からの梁下フランジの破断



b-2)梁継手ボルトの破断

(b) 梁端部

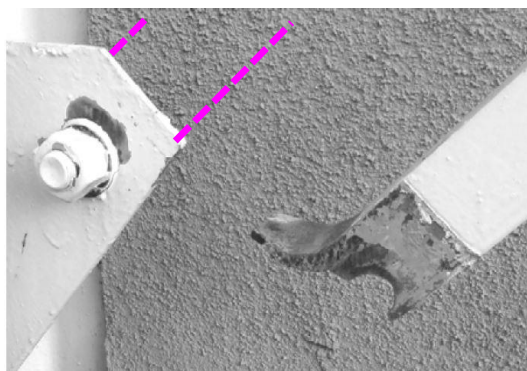


c-1)アンカーボルトの破断



c-2)アンカーボルトの引抜

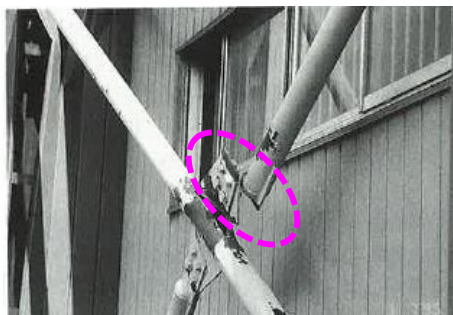
(c) 柱脚



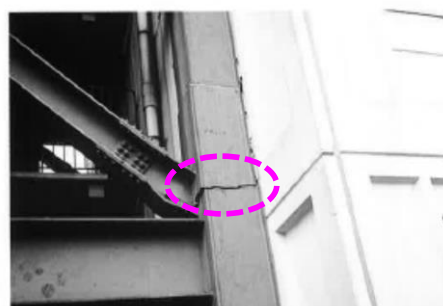
d-1) 筋違母材鉄骨の破断



d-2) ファスナーの破断



d-3) ガセットプレートの破断



d-4) 柱・梁との溶接部の破断

(d) 筋違接合部

写真 1-1 旧耐震建屋の地震被害例

(2) 旧耐震建屋の耐震性評価と補強部位

鋼構造の旧耐震建屋の耐震性能は耐震診断指針^{1.7)}の耐震性指標を用いて評価される。具体的には建屋の実態調査を行い、既存の部材・接合部の減肉量・劣化・改造有無を把握した上で、応力解析等を用いて建屋各層の構造耐震指標 I_{si} および保有水平耐力に係る指標 q_i を下式により算出し、耐震性能を評価する。

$$I_{si} = (Q_{ui} F_i) / (W_i A_i F_{esi} Z R_i) \quad \dots (1-1)$$

$$q_i = Q_{ui} / (0.25 A_i F_{esi} Z R_i) \quad \dots (1-2)$$

Q_{ui} : i 層の保有水平耐力

F_i : i 層の靱性指標

W_i : i 層が支える重量

A_i : 総せん断力の高さ方向分布

F_{esi} : i 層の剛性率 F_{si} および偏心率 F_{ei} によって決まる係数 $F_{esi} = F_{si} F_{ei}$

Z : 地震地域係数

R_i : 振動特性係数

靱性指標 F_i は接合部の形式・耐力、部材の幅厚比などにより決まり、建屋の塑性変形能力を示す値であり、新耐震基準における構造特性係数 D_s 値の逆数に近い意味を持つ。

I_{si} は概念的には建屋のレベル 2 地震に対する地震エネルギー吸収能力を示しており、 q_i はレベル 1 地震に対する保有水平耐力を示している。耐震性能は求めた I_{si}, q_i に応じて、以下のような評価を行う。

(a) $I_{si} < 0.3$ または $q_i < 0.5$ の場合

→ 地震の震動および衝撃に対して倒壊し、または崩壊する危険性が高い。

(b) $0.3 \leq I_{si} < 0.6$ または $0.5 \leq q_i < 1.0$ の場合

→ 地震の震動および衝撃に対して倒壊し、または崩壊する危険性がある。

(c) $0.6 \leq I_{si}$ かつ $1.0 \leq q_i$ の場合

→ 地震の震動および衝撃に対して倒壊し、または崩壊する危険性が低い。

なお、 I_{si} の判定指標値に用いられている 0.6 という値は、1968 年の十勝沖地震および 1978 年の宮城県沖地震において、この値以上の I_{si} を有する建物の中で中破以上の被害を受けたものが比較的少なかったという事実に基づいて定められている。

評価結果が(a)または(b)の場合は、耐震補強を検討し、評価が(c)となる事を狙う。耐震性能を向上させる方法は大きく分けて以下の 3 種類ある。

1) 部材の増設、柱・梁・筋違の交換・補強により建屋の耐力を向上させる (Q_{ui} の向上)

2) 接合部の形式変更・補強により建屋の塑性変形能力を向上させる (F_i の向上)

3) 屋根・床等の自重や積載荷重を低減し、地震時の応答を低減させる (W_i の低減)

1) および 2) の方法として、参考文献^{1.8)}に既往の研究成果や従来補強工法の適用上の留意点がまとめられている。

このような知見を活かして,某製造所の旧耐震建屋の工場群について,補強を検討した結果の構造別・部位別の補強費用割合を図 1-6 に示す.図 1-6 より,構造別では鉄骨造の補強が多く,鉄骨造の部位別に見ると筋違の補強が 6 割以上を占めていることが分かる.なお,図 1-6(b)では筋違補強や増設により耐力を向上させるために,周辺の柱・梁の補強が伴う場合は柱または梁の補強として集計しているが,筋違補強に起因していると言える.よって実際は筋違補強の割合は図 1-6(b)より多くなると考えられる.

本研究では工場建屋の耐震性能(耐力・靱性)の支配的要素である筋違の補強を対象とする.

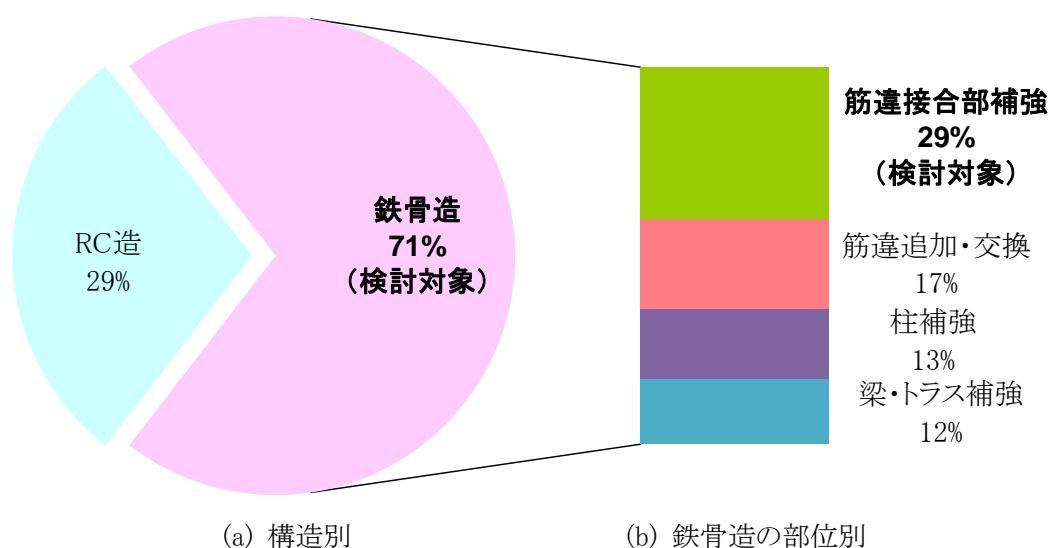


図 1-6 旧耐震建屋の工場群の耐震補強費用割合例

(3)筋違の耐震補強に関する既存構法と課題抽出

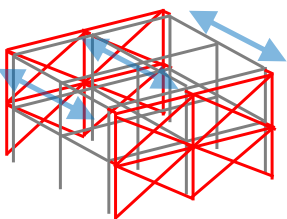
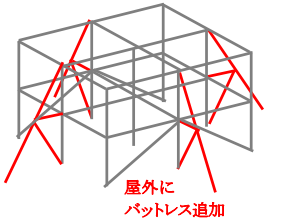
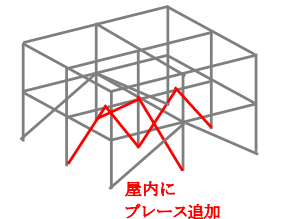
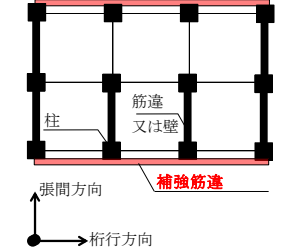
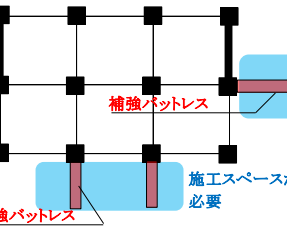
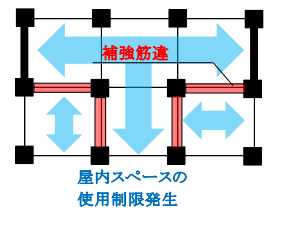
筋違の耐震補強に関する既存構法としては以下の3つのタイプがある。

- ① 新たな耐震部材の増設
- ② 筋違の交換
- ③ 筋違接合部の補強

なお、既存筋違の断面補強による耐力向上もあるが、その場合には接合部も合わせて耐力向上が必要となるため③に含めている。1.1.1 で述べたように工場建屋にはスペースと火気の制約がある。以下では既存構法について整理し、工場建屋に適用する上での課題を抽出する。

表 1-2 にタイプ①新たな耐震部材の増設に関して既存構法を整理した結果を示す。タイプ①-1～①-3 について、スペース制約について考察すると、タイプ①-1 は桁行の外側構面にブレースを増設する構法であり、補強前に中側構面の負担していた地震力を床面の水平剛性を高めて外側構面に流す必要があるが工場建屋のように床開口や吹き抜け部が多い場合には、床面の剛性を高める補強に大変な困難が伴う。タイプ①-2 は屋外にバットレスを増設して地震力に抵抗する構法であり、屋外にバットレスを設置するための広いスペースを確保する必要があるが、工場建屋のように屋外に空スペースが少ない場合には、バットレス設置スペースの確保に大変な困難が伴う。タイプ①-3 は屋内にブレースを追加する構法であり、屋内にブレースを設置するスペースを確保する必要があるが、工場建屋のように生産設備が屋内に多数存在し、平面的・立体的な生産動線が構成されている場合には、ブレース設置スペースの確保に大変な困難が伴う。

表 1-2 新たな耐震部材の増設

タイプ	①-1	①-2	①-3
設置場所	桁行	屋外	屋内
方向	桁行	張間・桁行	張間・桁行
概要			
平面図 (イメージ)			
工場適用への課題	・外側桁行構面に限定 ※中間桁行構面の負担荷重を外側構面に流すには床面水平剛性の大幅向上が必要	・屋外に広い補強スペースが必要	・屋内スペースの利用制限が大

タイプ②の筋違の交換については高所の筋違撤去・筋違設置に伴い屋内に大がかりな仮設足場設置や大型揚重機使用の場合には屋内スペースの使用制限が必要となり,工場建屋のように屋内スペースの使用制限が生産停止に繋がる場合には大変な困難を伴う。

タイプ③の筋違の接合部補強については,生産設備との干渉は比較的少ないため,接合部近傍に施工スペースを確保できれば補強工事が可能となる。

以上の考察についてまとめると,タイプ①の新たな耐震部材の増設は,工場建屋に適用するには限られたケースでは有効な手段であるが,広く適用していくには現実的な手段では無いと言える。タイプ②の筋違の交換は,工場建屋内では低所の筋違や屋外から交換可能な筋違に適用が可能だと言える。タイプ③の筋違接合部の補強は,工場建屋においてスペース制約が回避可能で広く適用することが可能と考えられる。よって,タイプ③について,火気制約について考察する。

表1-3にタイプ③筋違接合部の補強に関して既存構法を整理した結果を示す。③-1は形鋼を用いた筋違の中間部の剛接合部を溶接補強するタイプであり,③-2は形鋼を用いた筋違の端部のピン接合部を溶接補強するタイプである。なお,テンションロッドの中間部ターンバックで接合し,端部をピン接合するタイプ^{1.9)}も存在するが,工場建屋では振動によるターンバックルの緩みやテンションロッドの撓みによる設備干渉などの問題があり,適用が少ないため,検討の対象外とした。

表 1-3 筋違接合部の補強

タイプ	③-1 剛接合	③-2 ピン接合
補強前		
補強後 (全モード* 破断防止)		
工場適用 への課題	・溶接などの火気使用に伴う火災リスク	・溶接などの火気使用に伴う火災リスク

火気制約について考察すると,タイプ③-1,2ともに溶接を用いるために,工場建屋に適用するには1.1.1で述べた理由により嚴重な火気養生が必要であり,火災リスクの解消は困難である。

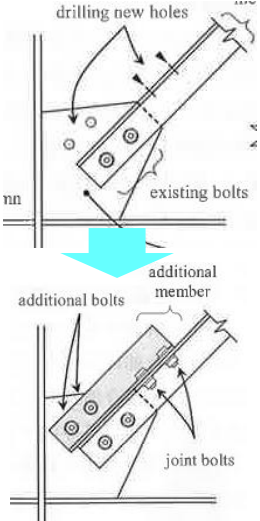
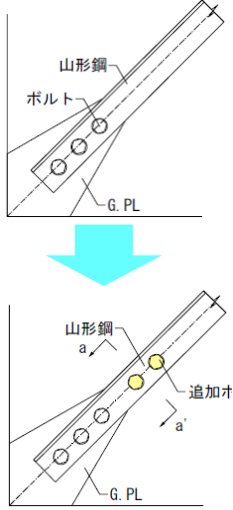
以上より,工場建屋の耐震補強による既存不適格解消を効率的かつ効果的に推進していくための課題は,筋違接合部の火気を用いない耐震補強構法(以下,無火気補強構法と記す)の開発である。

1.2 筋違の無火気補強構法の既往研究

鋼構造建屋の無火気補強構法に関する研究としては、柱、梁、トラスおよび筋違といった既存部材の耐力向上や新たな耐震部材の増設を狙い、炭素繊維シート、エポキシ系接着剤、ビスおよび、摩擦接合金物などを用いて接合する研究^{1.10~1.14}が行われている。

鋼構造の旧耐震建屋における筋違接合部の耐震性評価に関する研究^{1.15~1.20}は、体育館等の公共建築に多用されている山形鋼筋違の接合部を対象に精力的に行われ、その成果は広く耐震補強設計に活用されているが、筋違接合部の無火気補強構法に関する研究は少ない。表1-4に既往の研究例を示す。例えば、石井ら^{1.21}は山形鋼筋違の接合部を対象にファスナー破断防止および筋違母材の有効断面破断防止を狙い、ファスナーを増設することでファスナーの破断耐力向上および有効断面領域拡張する構法を提案している。また、吉敷ら^{1.22}は山形鋼筋違の接合部を対象に筋違母材の有効断面破断防止を狙い、山形鋼の突出脚に並列材を付加することで有効断面領域を拡張する構法を提案している。これらの研究成果はファスナーや母材有効断面の破断防止には有効であるが、母材はしあき・ガセットプレート・溶接部の破断には検討が必要となる。

表 1-4 筋違の無火気補強構法の既往研究

破断モード	母材有効断面	ファスナー
概要		
出典	吉敷祥一, 梶間夏美, 薩川恵一: 山形鋼高力ボルト接合部の突出脚への並列材付加による乾式補強. 日本建築学会構造系論文集 第84巻 第757号, pp.447-457, 2019.3	石井大吾, 津畑慎也, 田中初太郎: 引張ブレース接合部の火無し耐震補強構法の提案. 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp.734-744, 2016.7

1.3 目的

本研究の目的は、旧耐震基準で設計された鋼構造の工場建屋を対象に、筋違接合部の無火気補強構法を提案すると共にその力学性能を実験的・解析的に明らかにし、設計に必要な基礎データを蓄積することで耐震補強の効率的・効果的な推進に資することである。

1.4 本論の構成

本論文は本章第1章を含め全5章より成る。

第2章では新たな無火気補強構法の視点と検討対象とする筋違接合部の種類について説明し、筋違および筋違接合部の必要性能を踏まえて筋違中間部の剛接合部の無火気補強構法および筋違端部のピン接合部の無火気補強構法を提案する。そして、提案する二つの補強構法の概要、現場施工手順および荷重伝達機構を示す。

第3章では筋違中間部の剛接合部の無火気補強構法について、補強部を対象とした載荷実験、解析および製作実験を行い、その有効性を確認すると共に耐力評価手法を検討する。

第4章では筋違端部のピン接合部の無火気補強構法について、補強部を対象とした載荷実験および解析を行い、その有効性を確認すると共に耐力評価手法および適用範囲を検討する。

第5章では各章で得られた研究成果を要約し、本論の結論として示す。

参考文献

- 1.1) 産経ニュース <https://www.sankei.com/photo/story/news/190111/sty1901110009-n1.html>
- 1.2) Newsweek 日本版 <https://www.47news.jp/3161618.html>
- 1.3) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会: 阪神・淡路大震災調査報告,丸善,2000
- 1.4) 日本建築学会: 2011年東北地方太平洋沖地震災害調査速報,丸善,2011
- 1.5) 山田哲, 松本由香, 伊山潤, 五十子幸樹, 吉敷祥一, 池永昌容, 島田侑子, 小山毅, 見波進, 浅田勇人.: 東北地方太平洋沖地震等で被災した鉄骨造文教施設の調査-調査の概要-. 日本建築学会技術報告集 第18巻 第40号, pp.935-940, 2012.10
- 1.6) 脇山善夫, 長谷川隆, 石原直, 山口秀樹: 平成28年(2016年)熊本地震による建築物等被害第三次調査報告(鉄骨造建築物並びに非構造部材及び設備を中心とした調査). ビルディングレター 第609号, pp.1-24, 2016.9
- 1.7) 日本建築防災協会: 2011年改訂版 耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説, 日本建築防災協会, 2011
- 1.8) 日本鋼構造協会, 日本建築防災協会: 2013年改訂版 既存鉄骨造建築物の耐震改修施工マニュアル, 日本鋼構造協会, 2013
- 1.9) 日本鋼構造協会: 建築用ターンパクル筋かい設計施工指針・同解説, 日本鋼構造協会, 2005,
- 1.10) 原伸幸, 玉井宏章, 高松隆夫, 灰谷徳治, 服部明生, 小畑寛行: 炭素繊維プレートによる鋼構造建物の長寿命化に関する研究その1. 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造, pp.601-602, 2005.9
- 1.11) 秋山茂雄, 浅野孝, 佐々木聡, 佐々木康人, 桂大輔: ドリルタッピングねじ接合を用いた鋼構造部材の耐震補強工法に関する研究その1. 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 構造, pp.929-930, 2007.8

- 1.12) 曾田五月也, 花井勉, 皆川隆之, 宮津裕次, 丸野悟司: 低層鉄骨造の損傷制御用 DIY 制震補強に関する技術開発その1. 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III, pp.1003-1004, 2012.9
- 1.13) 駒込亮一, 宇野哲生, 松浦恒久, 清井宗孝, 久保田啓仁, 山田丈富: 接着剤により鉄骨ブレースを取り付ける無溶接補強工法に関する基礎的研究その1. 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1367-1378, 構造 III, 2013.8
- 1.14) 植木理枝子, 都祭弘幸, 平井敬二: 無溶接接合工法による鋼構造物の耐震補強に関する実験研究. 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III, pp.723-724, 2013.8
- 1.15) 藤本盛久, 難波恒夫, 中込忠男, 西山隆志, 下川弘海, 久保田一男: 鋼構造筋かい接合部の耐震安全性に関する実験的研究. 日本建築学会構造系論文報告集 第445号, pp.127-137, 1993.3.
- 1.16) 小幡昭彦, 西田 哲也, 寺本 尚史, 小林淳: 耐震診断および耐震補強時における単一山形鋼筋連接合部の保有・非保有耐力接合の判定に関する考察. 日本建築学会構造系論文集 第72巻 第645号, pp.2095-2102, 2009.11
- 1.17) 浅田勇人, 山田哲, 吉敷祥一, 箕輪田翔: 既存屋内運動場における引張ブレース接合部の調査とそれに基づいたガセットプレート隅肉溶接部の破断耐力評価. 日本建築学会構造系論文集 第76巻 第659号, pp.185-193, 2011.1
- 1.18) 吉敷祥一, 近藤直弥, 山田哲, 長谷川隆: 接合部詳細の違いに着目した引張ブレース付き柱梁部分架構の実験. 日本建築学会構造系論文集 第80巻 第711号, pp.779-789, 2015.5
- 1.19) 巽信彦, 吉敷祥一: 接合形式の異なる山形鋼ブレースの接合部耐力と繰り返し変形性能. 日本建築学会構造系論文集 第82巻 第736号, pp.909-919, 2017.6
- 1.20) 吉敷祥一, 河野 由佳: 山形鋼高力ボルト接合部に対する隅肉溶接の付加による補強. 日本建築学会構造系論文集 第81巻 第719号, pp.111-121, 2016.1
- 1.21) 石井大吾, 津畑慎也, 田中初太郎: 引張ブレース接合部の火無し耐震補強構法の提案. 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III, pp.734-744, 2016.7
- 1.22) 吉敷祥一, 梶間夏美, 薩川恵一: 山形鋼高力ボルト接合部の突出脚への並列材付加による乾式補強. 日本建築学会構造系論文集 第84巻 第757号, pp.447-457, 2019.3

第2章 新たな無火気耐震補強構法の提案

2.1 はじめに

本章では、まず、多数ある筋違接合部タイプの中から検討対象を絞り込む。次に、新たな構法の荷重伝達における視点について述べる。最後に、新たな無火気補強構法について提案する。

2.2 検討対象の絞り込み

表 2-1 に代表的な筋違接合部のタイプを示す。タイプ 1 は柱・梁接合部に取り付けられた H 形鋼のブラケットと H 形鋼筋違を剛接合するものであり、以下では筋違中間剛接合部と記す。タイプ 2 は柱梁接合部に取り付けられたガセットプレートと山形鋼等の形鋼の端部をピン接合するピン接合部とするものであり、以下では筋違端部ピン接合部と記す。タイプ 3 は棒鋼どうしをターンバックルで接合するものであり、以下ではターンバックル接合部と記す。

表 2-1 対象とする筋違接合部タイプ

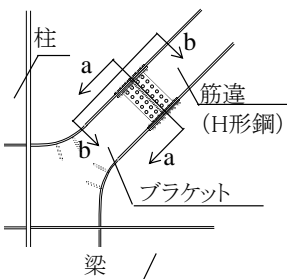
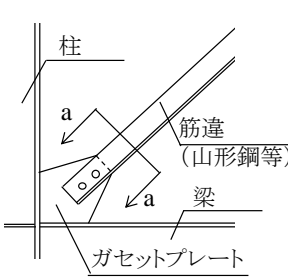
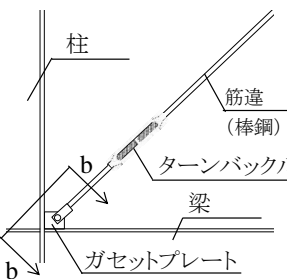
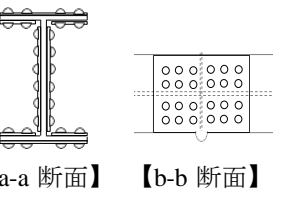
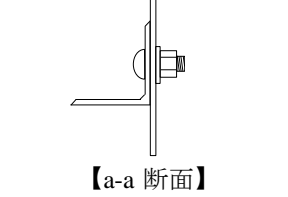
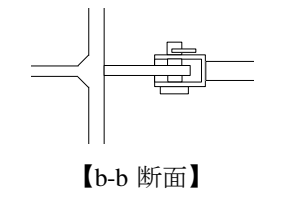
	タイプ1	タイプ2	タイプ3
	1)筋違中間剛接合部	2)筋違端部ピン接合部	3)ターンバックル接合部
概要			
断面			
耐力	引張・圧縮	引張(組立筋違は引張・圧縮)	引張

図 2-1 にタイプ 1~3 の筋違接合部の既存不適格の旧耐震工場建屋における存在状況を調査した結果を示す。調査対象の工場建屋は耐震診断の結果、補強が必要と評価された 26 工場であり、それら 26 工場内に存在する筋違接合部 7,888 箇所について、タイプを調査した。結果より、タイプ 1 筋違中間剛接合部およびタイプ 2 筋違端部ピン接合部が工場建屋では大部分を占めることが分かる。また、タイプ 3 ターンバックル接合部は工場では撓みによる設備干渉や振動による緩みの懸念により適用数が少ないことが分かる。

以上より、本研究の検討対象はタイプ 1 筋違中間部剛接合部およびタイプ 2 筋違端部ピン接合部の二つとした。なお、筋違端部ピン接合部は筋違のパターンが複数あるため、以下では更に検討対象の絞り込みについて論ずる

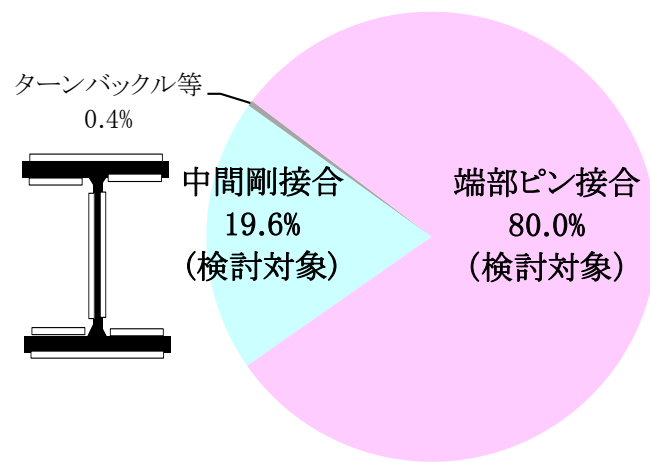
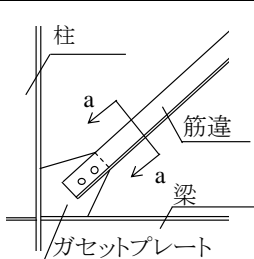
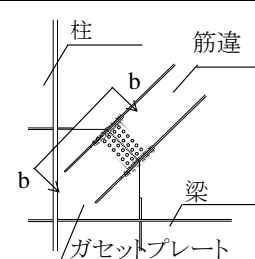
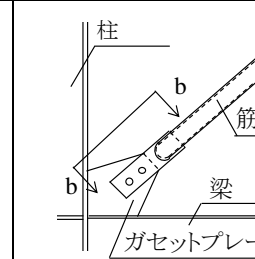
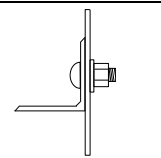
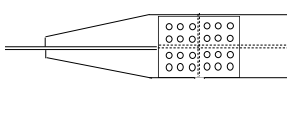
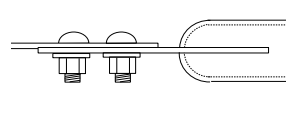


図 2-1 筋違接合部タイプの調査結果(既存不適格 26 工場/7,888)

表 2-2 に筋違端部ピン接合部に用いられる筋違のパターンを示す。パターン1は山形鋼・CT型鋼・溝形鋼を用いるものである。パターン2はH形鋼を用いるものである。パターン3は円形鋼管や角形鋼管を用いるものである。このように筋違端部ピン接合部には多数のパターンがあり、本研究では工場建屋に比較的多く用いられるパターンを検討対象とする。

図 2-2 に筋違端部ピン接合部の既存不適格の旧耐震工場建屋における存在状況を調査した結果を示す。調査対象の工場建屋は耐震診断の結果、補強が必要と評価された 19 工場であり、それら 19 工場内に存在する筋違接合部 6,362 箇所について、パターンを調査した。なお、筋違には 30ton 吊程度の小規模な天井クレーンを有する工場建屋に多く用いられる形鋼単材形式と 100ton 吊程度の大規模な天井クレーンを有する工場建屋に多く用いられる形鋼組立形式の 2 種類があるが、その 2 種類について端部ピン接合部のガセットプレートに対して形鋼が片面または両面で接合されているかでパターン分けを行った。結果より、山形鋼をガセットプレート片面に接合するパターンが 27%と最も多いことが分かった。

表 2-2 筋違端部ピン接合部のパターン

	検討対象	検討対象外	
	パターン1	パターン2	パターン3
(a) 筋違	山形鋼, CT鋼,溝形鋼など	H形鋼	鋼管
(b) 全体図			
(c) 断面図	 【a-a 断面】	 【b-b 断面】	 【b-b 断面】

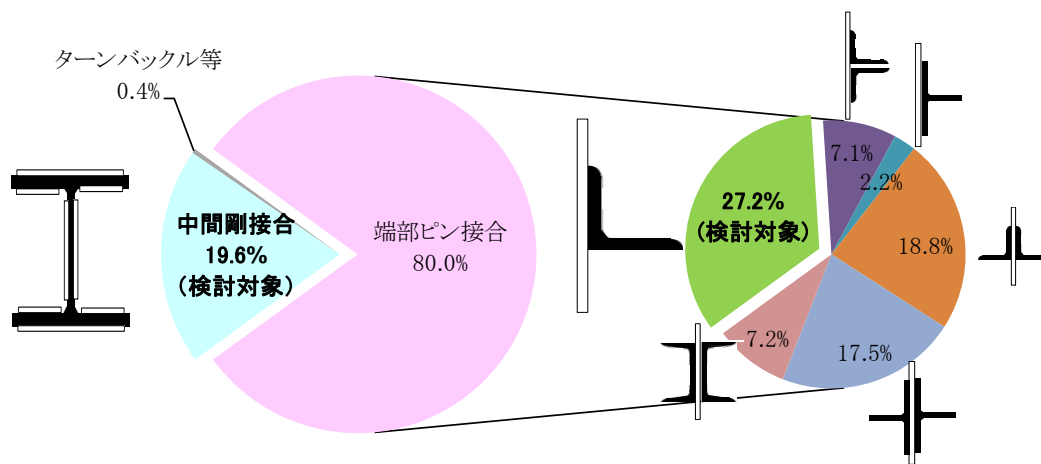


図 2-2 筋違端部ピン接合部の調査結果(既存不適格 19 工場/6,362 接合部)

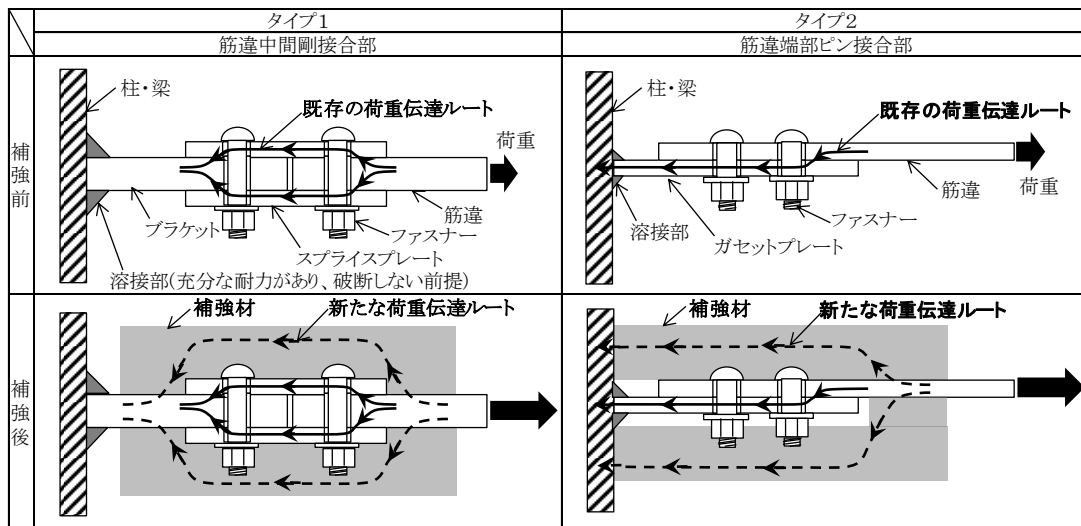
以上の調査結果より,本研究では検討対象とする筋違端部ピン接合部は山形鋼をガセットプレート片側に接合したパターンとするが,新たな構法の提案ではその他のパターンにも適用可能な形状を念頭に置くこととした。

2.3 提案の方針

筋違接合部の破断には1.1.2で述べたように複数の破断モードが存在する.表2-3に筋違接合部における荷重伝達ルートを示す.筋違中間剛接合部であれば筋違母材断面欠損部～ファスナー～スプライスプレート～ファスナー～ブラケット断面欠損部～溶接部～柱・梁へと伝達され,筋違端部ピン接合部であれば筋違母材有効断面～ファスナー～ガセットプレート～溶接部～柱・梁へと伝達され,伝達ルートにある各々の部位が荷重に対して破断耐力に達することにより破断が生じる.そのため,筋違接合部の荷重伝達ルートに沿った補強検討は,例えば有効断面破断が防止できても次はファスナー破断がネックとなるといった様に大変複雑になる.その結果,補強部材の最終形状も個々の接合部により異なり一般化が困難となる.本研究ではこのような困難を回避するために,既存の筋違接合部の荷重伝達ルートとは異なる新たな荷重伝達ルートを無火気で付加し,補強部形状の一般化および補強検討の簡素化を狙う。

なお,タイプ1筋違中間剛接合部では,既存接合部がファスナー接合されているブラケットの柱・梁との溶接部は十分耐力を有しており,筋違軸部の降伏荷重に対して破断しない前提とした。

表 2-3 新たな補強構法の荷重伝達



2.4 筋違接合部の種類と筋違接合部が必要な力学性能

表2-4に筋違中間剛接合部および筋違端部ピン接合部の地震時挙動を示す。表2-4(b)・(c)にタイプ1・2の正負荷荷時の変形図および荷重変形関係を示す。タイプ1では引張荷時に降伏し、圧縮荷時は筋違の細長比 λ_1 が小さく(座屈抵抗が大きい)ため比較的大きな荷重で座屈する。そのため、設計では引張・圧縮共に耐力を見込むことが多い。一方で、タイプ2は引張荷時にタイプ1と同様に降伏するが、圧縮荷時は筋違の細長比 λ_2 が大きい(座屈抵抗が小さい)ため極めて小さい荷重で座屈する。そのため、設計では引張のみ耐力を見込み、圧縮は耐力を期待しないことが一般的である。

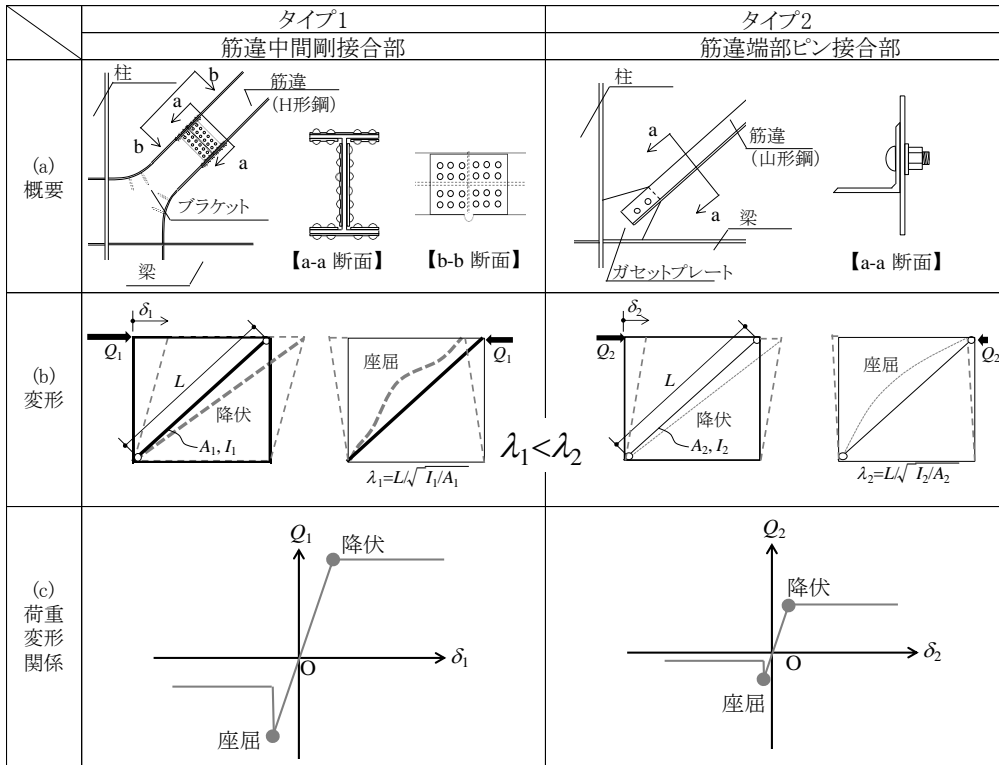
上述のタイプ1・2の正負荷荷時の荷重変形関係より、筋違接合部に求められる力学性能は、引張ではタイプ1・2ともに筋違軸部の降伏前に筋違接合部が破断しないことである。本研究では文献^{2,1)}において筋違軸部の降伏前に接合部が破断しない条件として示されている下式を、筋違接合部の破断耐力 $N_{j,u}$ が満足することを目標とする。

$$N_{j,u} \geq 1.1AF \quad \dots (2-1)$$

- 1.1:鋼材の降伏応力度のバラつきを考慮した係数
- A:筋違軸部の断面積
- F:鋼材の基準強度

圧縮ではタイプ1は筋違の座屈耐力を伝達可能な事と、筋違中間に接合部があるため筋違の座屈に伴い曲げが生じて健全であることが求められる。一方、タイプ2は筋違の座屈耐力が極めて小さく、接合部は筋違端部のピンと見做せるため、座屈に伴い生じる曲げも考慮しなくてよい。

表2-4 筋違の地震時挙動



旧耐震設計の筋違接合部の場合、引張は設計用の応力解析などでレベル1地震に対する筋違の存在応力を伝達できるように接合部の部材が選定されていることが多い。そのため、実際の地震荷重により、架構が塑性化すると、応力解析で設定した存在応力より大きな応力が筋違に生じて筋違接合部に破断が生じることが多い。一方、圧縮は筋違の計算上の座屈耐力を伝達できるように筋違接合部の部材が選定されている事が多く、計算上の座屈耐力が引張側の応力解析で求めた存在応力より大きくなることは極めて稀であるため、圧縮で筋違接合部が破断することは現実的には殆ど無いと考えられる。

以上の筋違接合部に求められる力学性能および旧耐震設計の筋違接合部の考察より、補強構法に求められる力学性能を以下にまとめる。

1)タイプ1の筋違中間剛接合部の補強構法

【引張】

筋違軸部の降伏前に補強した筋違接合部が破断しない

【圧縮】

筋違の座屈に伴う曲げに対して補強した筋違接合部が健全

2)タイプ2の筋違端部ピン接合部の補強構法

【引張】

筋違軸部の降伏前に補強した筋違接合部が破断しない

【圧縮】

検討不要

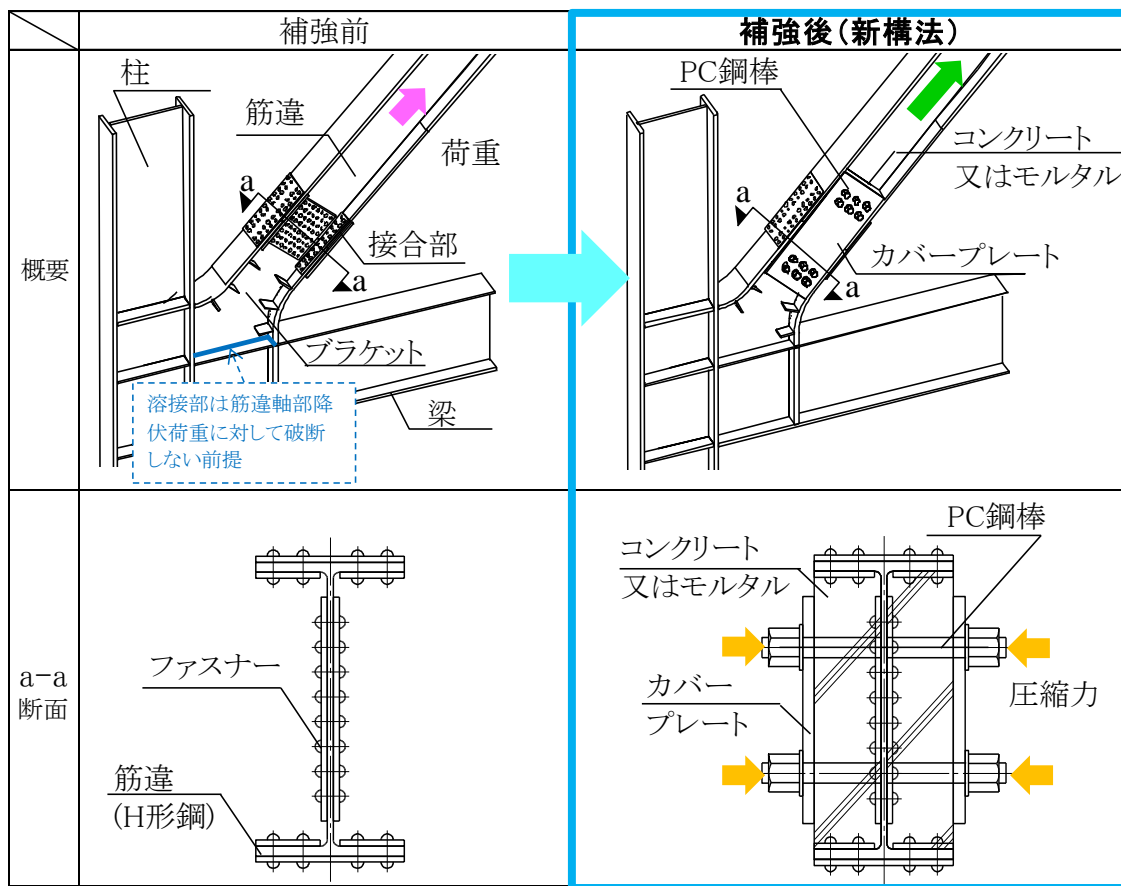
以上の筋違接合部の補強構法に求められる力学性能を踏まえて、次節以降で新たな補強構法について提案する。

2.5 筋違中間剛接合部の無火気耐震補強構法

2.5.1 構法の概要

表 2-5 に筋違中間剛接合部の無火気耐震補強構法(以下,構法 1 と記す)の概要を示す.既存の旧耐震建屋の H 形鋼筋違中間の剛接合部を対象に,コンパクトかつ無火気の補強を狙い,H 形鋼断面内に設置したコンクリート(またはモルタル),カバープレートおよび PC 鋼棒を用いた構法について提案する.なお,充填材はコンクリート,モルタルのどちらでも可能である.なお,構法1では,既存接合部がファスナー接合されているブラケットの柱・梁との溶接部は十分な耐力を有しており,筋違軸部の降伏荷重に対して破断しない前提とした.

表 2-5 筋違中間剛接合部の無火気耐震補強構法の提案



2.5.2 現場施工手順

図2-3に構法1の現場における施工手順を示す。構法1は、既存H形鋼のフランジとウェブに囲まれるコ字形スペースを活用して補強部をコンパクトに納めることを狙った。まず、鋼製のカバープレートのコ字形スペースの外側に設置する。カバープレートにはスタッドボルトを溶接してあり、後述するコンクリート充填時にはフランジとカバープレートの隙間およびコ字形スペース下部を施工用プレート等で塞ぐことで型枠の役割も持たせる。また、コ字形スペース上部からのコンクリートまたはモルタルの充填が可能となるようにカバープレートと上部にある既設柱・梁とのクリアランスは100mm以上確保できるように留意する。次に、PC鋼棒をカバープレートおよびH形鋼ウェブを貫通するように設置する。更に、充填材のコンクリートまたはモルタルをコ字形スペース上部より充填する。なお、後述する載荷実験・製作実験では流動性が高い高強度コンクリートを用いることで筋違接合部ファスナーの凹凸部分にも密実に充填できるようにした。最後に、コンクリート硬化後にPC鋼棒を引張り、カバープレートによって充填材のコンクリートまたはモルタルおよびH形鋼を挟み込む圧縮力を導入することで(以下、PC鋼棒圧縮力と記す)、無火気での現場施工を可能とした。

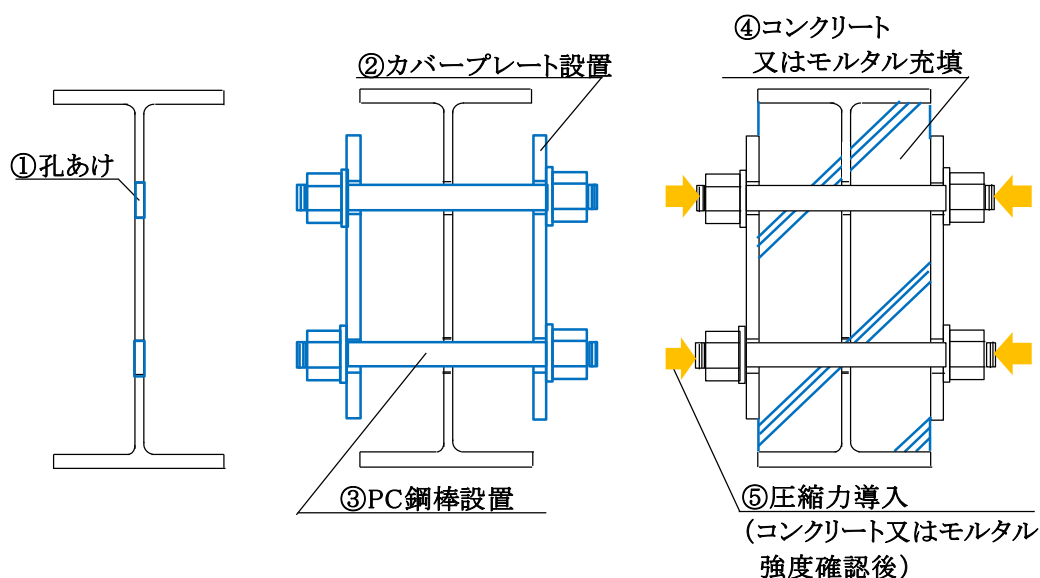


図2-3 筋違中間剛接合部の無火気補強構法の現場施工手順

2.5.3 荷重伝達機構

図 2-4 に補強部への荷重伝達機構を示す。図 2-4(b)(c)(d)に示すように、筋違の引張荷重の一部は補強部へ充填材のコンクリートまたはモルタルと筋違(鋼)界面での摩擦による荷重伝達 P_F (以下、摩擦耐力と記す)および PC 鋼棒のダボ効果による荷重伝達 P_D (以下、ダボ効果耐力と記す)の二つの機構により伝達される。その結果、筋違接合部の耐力が筋違のファスナー孔欠損部破断、ファスナー破断およびファスナーはしあき破断により決まる場合には、筋違接合部と補強部からなる補強後接合部(以下、補強後接合部と記す)の耐力は筋違接合部の耐力より増加し、筋違が軸部降伏耐力に達する前の補強後接合部の破断防止が可能となる。

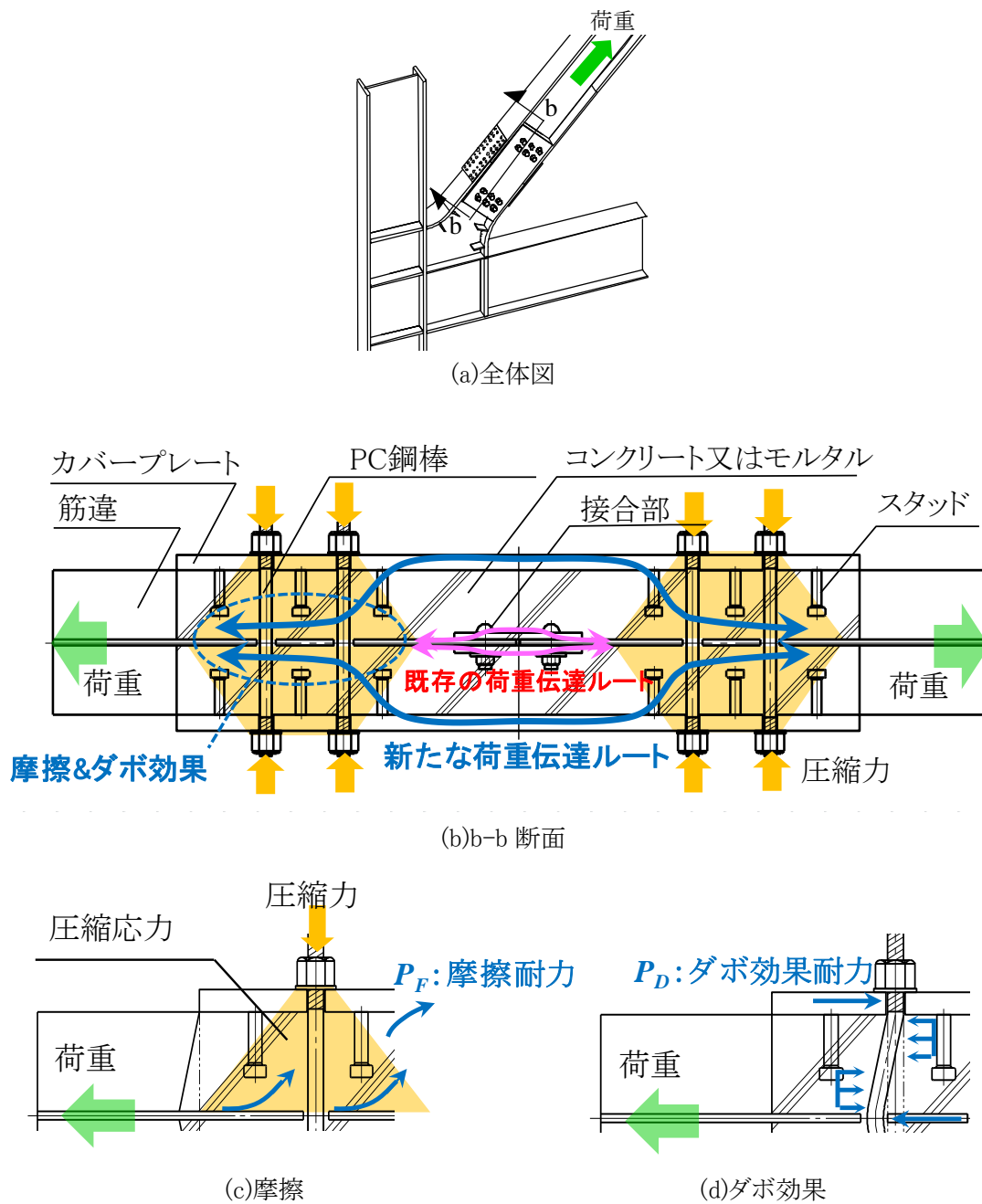


図 2-4 筋違中間剛接合部の無火気補強構法の荷重伝達機構

2.6 筋違端部ピン接合部の無火気耐震補強構法

2.6.1 構法の概要

表 2-6 に筋違端部ピン接合部の無火気耐震補強構法(以下,構法 2 と記す)の概要を示す.構法 2 の対象は,H 形鋼柱のフランジにガセットプレート(ガセットプレート)を溶接し,その片側に山形鋼筋違がファスナーで接合された接合部であり,柱・梁接合部は剛接合である.

構法 2 では,柱・梁および筋違端部の接合部が集中する範囲の補強を回避して施工を簡易化することを狙った.

表 2-6 筋違端部ピン接合部の無火気補強構法の提案

	補強前	補強後(新構法)
概要		
a-a 断面		

2.6.2 現場施工手順

図 2-5 に構法 2 の施工手順を示す。まず, (a)に示すように筋違、柱および梁にファスナー孔を設ける。次に, (b)に示すように柱側・梁側の方杖の位置決めをする。なお,鋼板を用いた方杖の中間部には2箇所の高力ボルト接合部を設けて方杖の位置調整を可能とした。最後に, (c)に示すように方杖と筋違、柱および梁を高力ボルトで接合することで無火気での現場施工を可能とした。

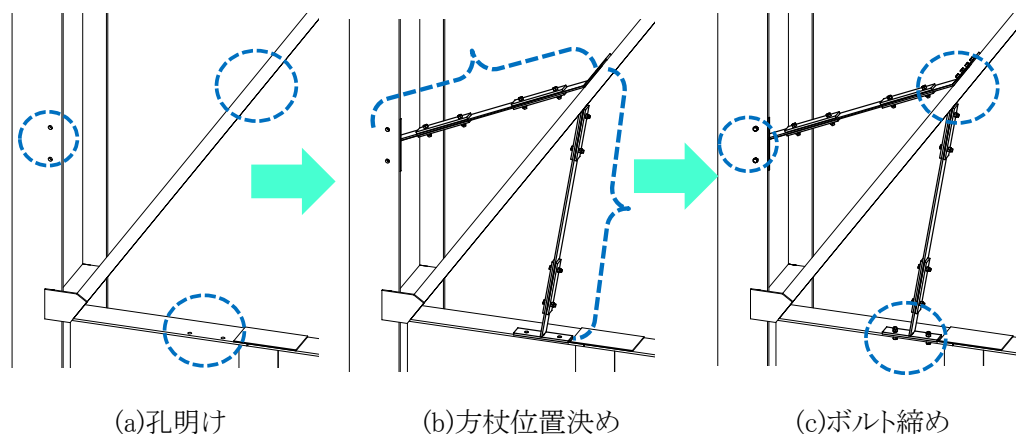


図 2-5 筋違端部ピン接合部の無火気補強構法の現場施工手順

図 2-6 に構法 2 の施工における利点である柱・梁側の方杖の取付パターンを示す。まず, 図 2-6 (a)は方杖設置に伴う障害物が無く,柱・梁側の方杖の取付角度(β_0, γ_0)を同じ角度で設置する場合である。次に, 図 2-6 (b)は柱・梁側の方杖と柱・梁の接合部近傍に障害物があり,柱・梁側の方杖の取付角度を別々にした場合である。最後に, 図 2-6 (c)は方杖と筋違の接合部近傍に障害物があり,方杖の取付高さ r を上に移動した場合である。構法 2 では方杖の取付角度や取付位置の設定により,障害物の回避できる施工を可能とする。

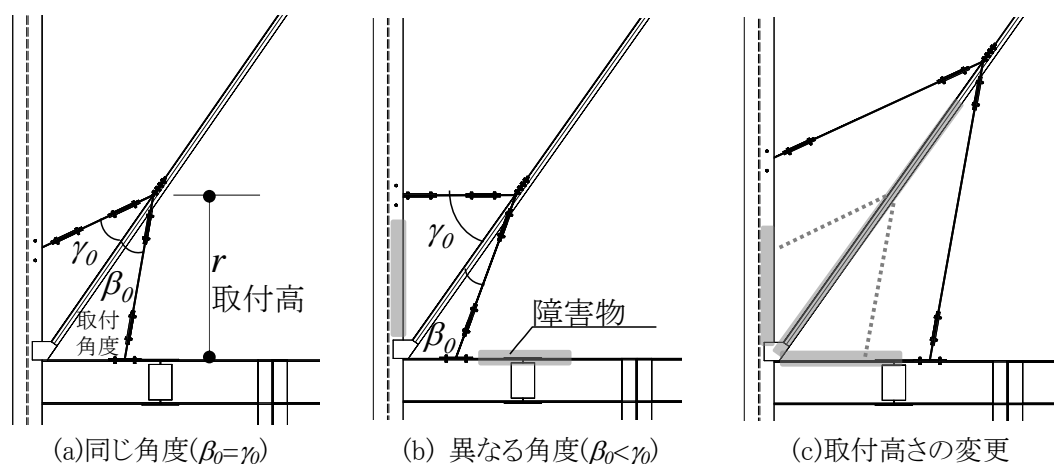
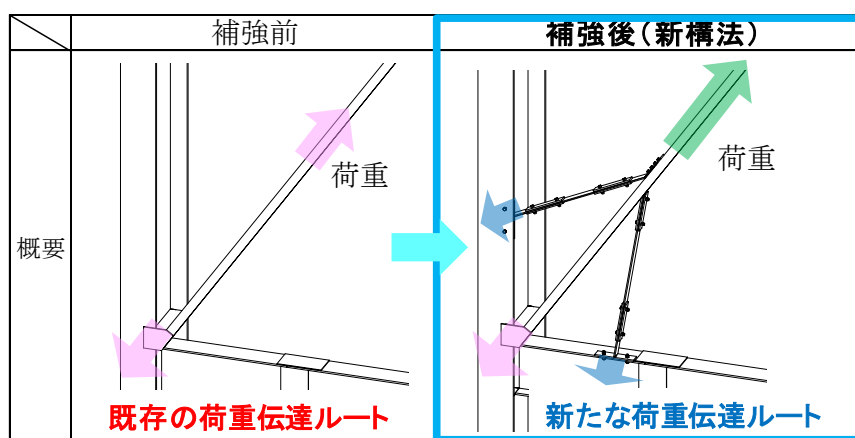


図 2-6 方杖の取付パターン

2.6.3 荷重伝達機構

2.6.2 で示した補強部の構成により、表 2-7 に示すよう補強後には筋違の引張荷重の一部は、筋違の突出脚から高力ボルト摩擦接合部、方杖を介して、柱および梁に伝達される。その結果、方杖を設置する前の筋違接合部の破断耐力が、筋違のファスナー孔欠損部の破断、ファスナーの破断、筋違のはしあき破断、ガセットプレートの破断およびガセットプレート溶接部破断のいずれかで決まる場合においても、方杖を設置した後は筋違と方杖からなる部分(以下、補強部と記す)の耐力は、方杖を設置する前の筋違接合部の破断耐力より増加する。従って、筋違が軸部降伏耐力に達する前の補強部内部にある筋違接合部の破断防止が可能となる。(以下、筋違について、補強部内部を補強筋違、補強部外部を既存筋違と記し、両者を合わせて筋違と記す)。なお、構法 2 では補強筋違は軸部降伏させないものとする。

表 2-7 筋違端部ピン接合部の無火気補強構法の荷重伝達機構



2.7 まとめ

本章では、まず、多数ある筋違接合部タイプの中から既存不適格の旧耐震工場建屋で用いられることが多い筋違中間部剛接合部および筋違端部ピン接合部の 2 タイプに検討対象を絞り込んだ。更に筋違端部ピン接合部については既存不適格の旧耐震工場建屋で用いられることが比較的多い山形鋼をガセットプレート片面に接合するパターンを検討対象に絞り込んだ。次に、新たな構法の荷重伝達における視点は、既存の荷重伝達ルートとは異なる新たな荷重伝達ルートを補強により付加することで補強検討を簡素化する事とした。最後に、筋違中間剛接合部および筋違端部ピン接合部について、新たな無火気補強構法を提案した。

参考文献

- 2.1) 日本建築防災協会: 2011年改訂版 耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説, 日本建築防災協会, 2011

第3章 筋違中間剛接合部の無火気耐震補強構法に関する実験・解析を用いた性能確認

3.1 はじめに

本章では旧耐震建築物のH形鋼筋違中間部の剛接合部を対象として、提案する無火気耐震補強構法1に関して、まず補強効果、耐力評価手法の妥当性を検討するために、補強部を構成するPC鋼棒の数量・導入圧縮力、コンクリート強度および既存部・補強部の組合せを実験因子とした載荷実験およびFEM解析について論ずる。次に、PC鋼棒の圧縮力の有効率を把握するための製作実験について論ずる。

3.2 耐力評価・各部設計の方針

本節では、構法1の設計における方針を論ずる。

図3-1に補強部への荷重伝達機構を示す。補強部の耐力評価において、補強部耐力 P_R は摩擦耐力 P_F で決まり、ダボ効果耐力 P_D は見込まないものとする、下式で表される。

$$P_R = P_F + P_D = P_F + 0 = P_F \quad \dots (3-1)$$

摩擦耐力 P_F はPC鋼棒圧縮力に比例するクーロン摩擦を仮定し、下式で評価した。

$$P_F = 2\mu Cn/2 \quad \dots (3-2)$$

μ : 鋼とコンクリートの摩擦係数 0.5

C (kN) : PC鋼棒一本当たり導入する圧縮力

$n/2$: 補強部片側に設置するPC鋼棒の本数

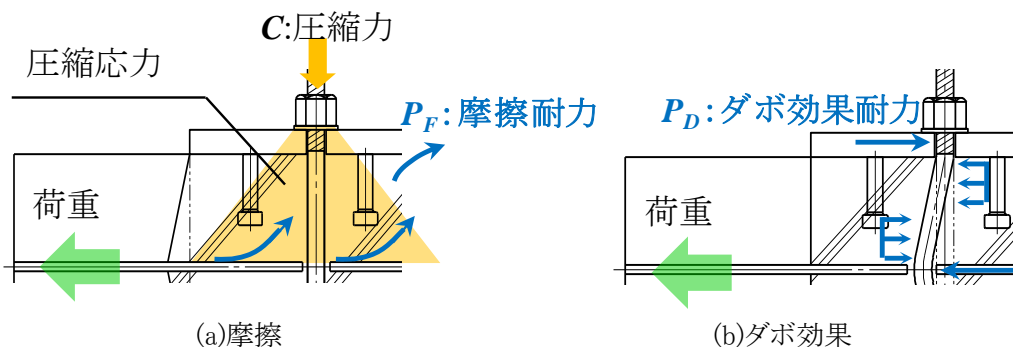


図 3-1 補強部への荷重伝達機構

図.3-2 に補強部の各部設計の概要を示す。PC鋼棒の配置は文献^{3.1)}を参考にPC鋼棒の径を d として、図.3-2 (a)・(b)に示すようにPC鋼棒相互の間隔 $>3d$ 、PC鋼棒のコンクリートかぶり厚 $>50\text{mm}$ 、PC鋼棒の圧縮力により頂角 45° の円錐状に応力が広がると仮定し、この応力が筋違接合部に掛からないように決定する。コンクリートについては、図.3-2 (c)・(d)に示すようにコンクリートに伝達された P_R は全てカバープレートへと伝達されるものとして、コンクリートの材料強度をPC鋼棒の圧縮力による圧縮応力 $c\sigma_c$ および P_R によるせん断応力 $c\tau$ の複合によって生じる斜張応力 $c\sigma_{cs}$ に対して許容応力度内となるように決定する。カ

カバープレートは図.3-2 (c)に示すように、 P_R を材軸方向の引張・圧縮で伝達できるように材質・断面形状を決定する。コンクリートからカバープレートへの荷重伝達は筋違からコンクリートへの荷重伝達と同様に摩擦で可能であると考えられ、構法1におけるスタッドボルトの省略は今後の検討課題であるが、スタッドボルトはコンクリートとカバープレートの摩擦が切れた後のズレ止めとして期待し、文献^{3.2)}を参考にスタッドボルトのせん断力でコンクリートからカバープレートへ P_R を全て伝達できるように径と本数を決定する。また、スタッドボルトの根元(カバープレートとの溶接部)には圧縮力を直接的に加えないこと、PC鋼棒の圧縮力が加わるカバープレートの面外剛性は高くないことより、スタッドボルトの支圧によるコンクリート局部破壊の懸念は低いと判断した。なお、コンクリート、カバープレートおよびスタッドボルトは P_R が筋違の表面状態により摩擦係数が0.5より高くなることに配慮して応力度比に余裕を持たせて P_R が摩擦で決まるように留意する。

補強後接合部耐力 P_{RJ} は図.3-2(e)に示すように補強部耐力 P_R と筋違接合部耐力 P_J の単純累加として、下式で表される。

$$P_{RJ} = P_R + P_J \quad \dots (3-3)$$

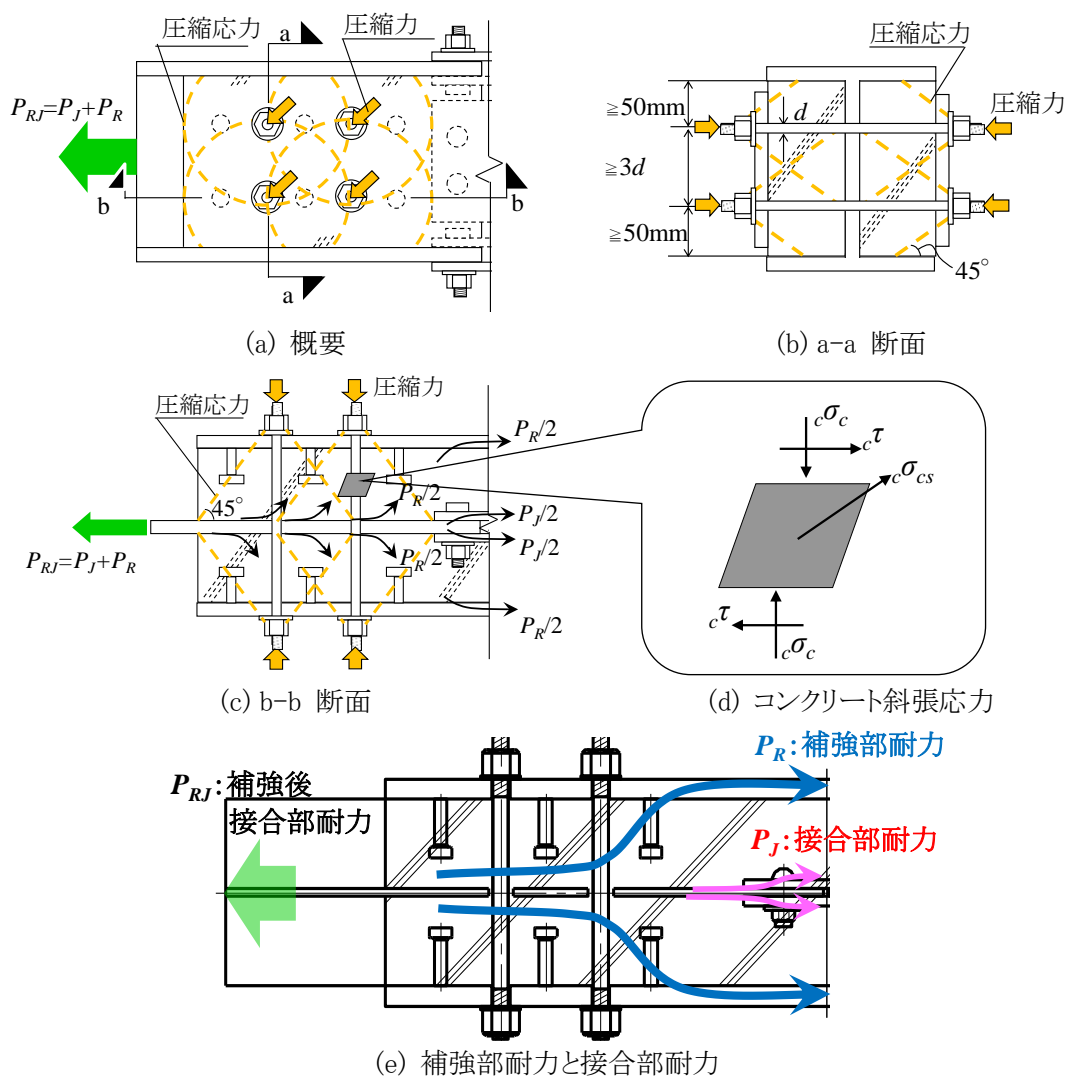


図 3-2 各部設計手法

3.3 検討目的

本章では、前節で示した、耐力評価方針および補強部を構成する各部の設計方針の妥当性検証を目的とする。まず、補強部耐力の決定要因((3-1)式)、補強部と筋違接合部の耐力累加可否((3-3)式)を載荷実験により確認する。次に、補強部内部の応力を FEM 解析により確認する。最後に、構法1における摩擦力の起因となる PC 鋼棒に導入した圧縮力の経時変化を製作実験により確認する。

3.4 載荷実験

3.4.1 実験概要

図3-3に試験体のセットアップを示す。構法1の目標は引張荷重に対して接合部を補強することであるため、実験は両端ピン支持の試験体に対して2,000kN油圧ジャッキを用いて単調引張載荷を実施した。

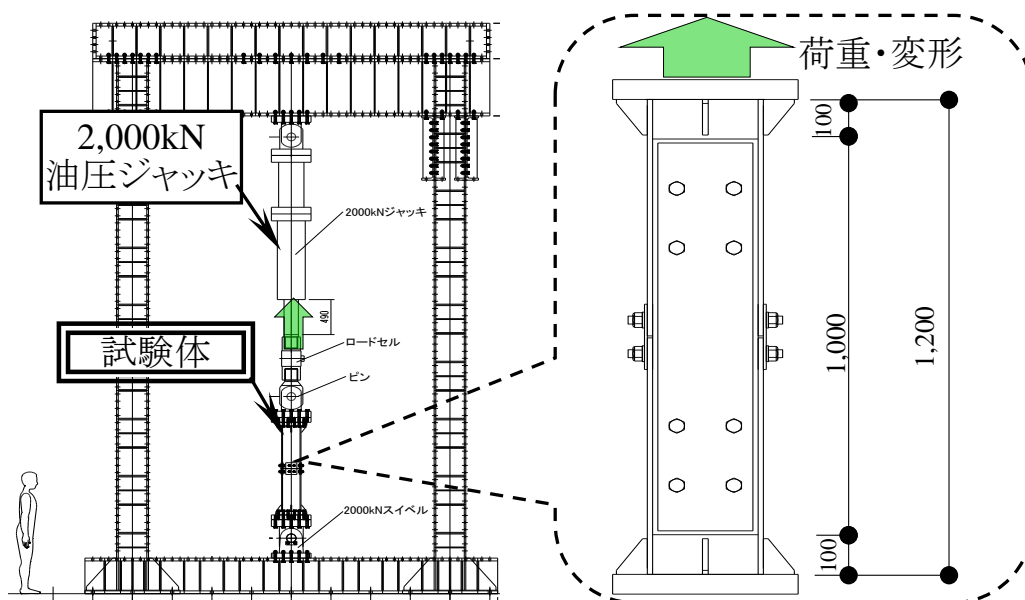


図 3-3 試験体セットアップ

3.4.2 試験体

図3-4に標準試験体図(後述する表3-4のNo.6試験体)を、試験体の使用部材を表3-1に示す。筋違を模擬した鉄骨には実大相当の H-244×175×7×11(SS400・SM490)を用いた。なお、今回実験では補強後接合部の挙動に着目したため、引張荷重に対して筋違は補強後接合部より早期に塑性化しないよう選定し、治具の扱いとした。接合部ファスナーには高力ボルトを用いてボルト滑り耐力は筋違の降伏耐力より低くなるように設定した。コンクリートには高強度コンクリート(Fc100・Fc60)を用い、収縮低減剤を混和した。なお、コンクリート充填は試験体材軸方向を鉛直にして、上部の H 形鋼とカバープレートに囲まれる隙間から行い、充填後はバイブレーターでカバープレートの外側から加振し、密実なコンクリートが得られるようにした。カバープレート(t-19,SS400)にはスタッドボルト(D13)を溶接した。PC 鋼棒(φ

15・C種1号)にはアスファルト系絶縁材を塗布してコンクリートと縁を切り,圧縮力は1本当たり100kNを導入した.なお,圧縮力を導入する前にコンクリートが所定の強度を発現していることを確認している.

表3-2に筋違の引張試験結果を,表3-3にコンクリートの材料試験結果を示す.試験で採用した高強度コンクリートはスランプフローがFc100で620mm×610mm, Fc60で480mm×455mmであり,流動性が高いことが分かる.

図3-5に計測計画を示す.荷重は油圧ジャッキの先端に取り付けたロードセルによって計測した.変位計は全体材軸変形計測用にD1・D2,カバープレート材軸変形計測用にD3・D5・D7・D9,カバープレート面外変形計測用にD4・D6・D8・D10の計10箇所を設置した.なお,載荷実験結果の材軸方向変形はD1・D2の平均値とした.歪は図3-4中の■位置(筋違,筋違接合部およびカバープレート)に取付けた一軸ゲージで計測した.

写真3-1に試験体の製作の流れを示す.

表3-1 試験体の使用部材

既存部	筋違	H-244×175×7×11(SM490・SS400)	
	接合部	フランジ	4HTB-M20(S10T),PL-6(SS400),2PL-9(SS400)
		ウェブ	4HTB-M12(S10T),2PL-9(SS400)
補強部	カバープレート	t19(SS400),スタッド(D13,h=55)	
	PC鋼棒	φ15mm(C種1号),アスファルト系絶縁材塗布	
		圧縮力	100kN/本
	コンクリート	Fc=100N/mm ² & 60N/mm ² ,収縮低減剤混和	

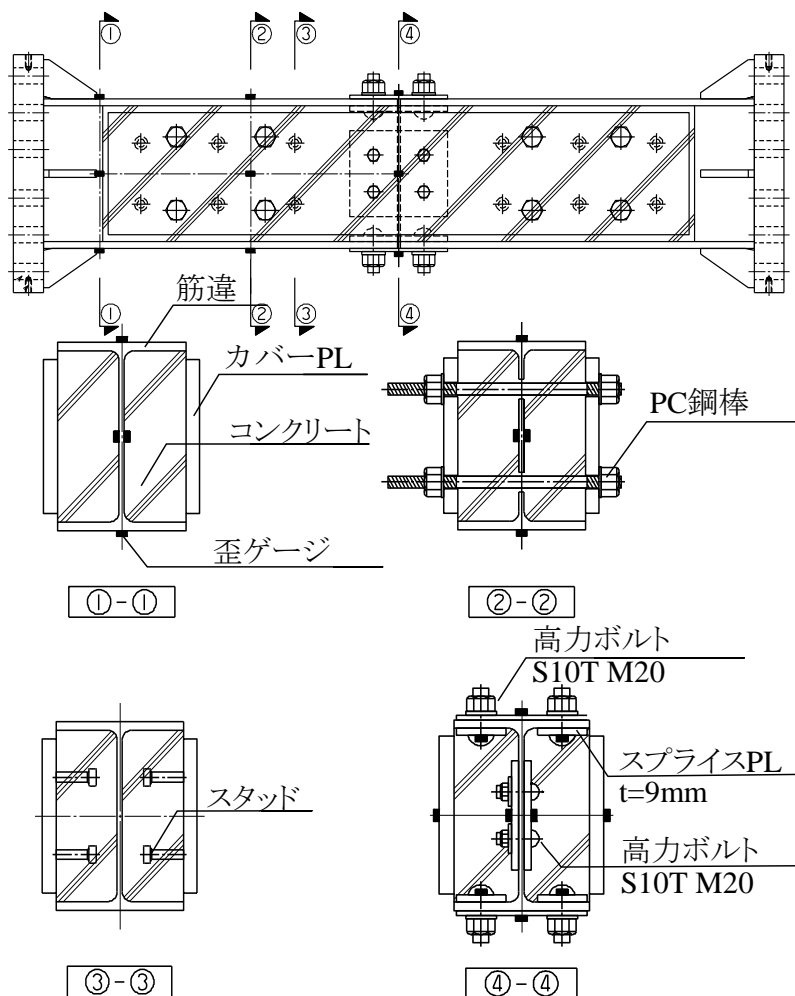


図 3-4 標準試験体(No.6 試験体)

表 3-2 筋違の引張試験結果

鋼種	降伏強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	伸び [%]
SM490	433	543	25
SS400	311	465	29

表 3-3 コンクリートの材料試験結果(材齢 21 日圧縮強度)

材質	圧縮強度 [N/mm ²]	スランプフロー [mmxmm]
Fc100	125	620×610
Fc60	63	480×455

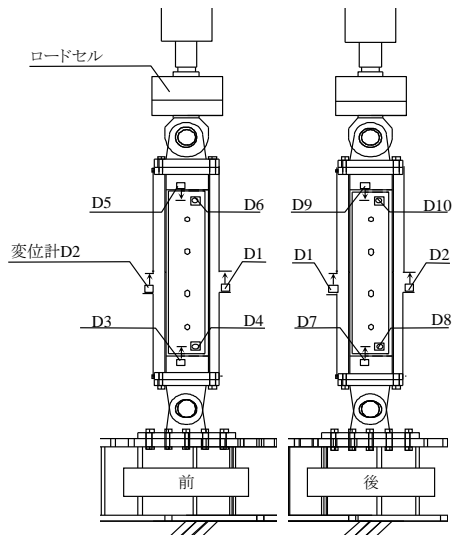


図 3-5 計測計画

1)鉄骨組立	2)PC鋼棒組込	3)スタッド溶着	4)カバープレート組込 PC鋼棒仮締
			
5)コンクリートフロー試験	6)コンクリート充填	7)コンクリート養生 (バイブレーター)	8)PC鋼棒本締 (圧縮力導入)
			

写真 3-1 試験体製作手順

表 3-4 に試験体リストを示す。表 3-4 には試験体を構成する部品の有無と耐力評価結果を示した。

No.1～4 試験体は筋違接合部を省いて筋違および補強部を模擬しており筋違から補強部への荷重伝達機構を確認するための試験体であり、それぞれの確認項目を記す。No.1 試験体はダボ効果による荷重伝達を確認するための試験体であり、PC 鋼棒の設置本数と配置は後述する No.4 試験体と等しくしたが、PC 鋼棒に圧縮力を導入していないため摩擦は生じず、ダボ効果のみによって筋違から補強部に荷重伝達がなされる。No.2～4 試験体はダボ効果および摩擦による荷重伝達を確認するための試験体であり、PC 鋼棒の本数は No.2 試験体は 4 本、No.3 試験体は 6 本、No.4 試験体は 8 本と段階的に増やしており、圧縮力を導入したため摩擦が発生し、ダボ効果に加えて摩擦によって筋違から補強部に荷重伝達がなされる。そのため、No.2～4 試験体と No.1 試験体の耐力の差が(ダボ効果+摩擦)・ダボ効果=摩擦のみによる耐力となる。

No.5 試験体は補強部を省いて筋違および筋違接合部を模擬しており、筋違接合部の耐力を確認するための試験体である。

No.6 試験体は筋違、筋違接合部および補強部を組み合わせて構法 1 の補強後接合部を模擬しており補強部と筋違接合部の耐力累加の可否を確認するための試験体である。補強部は No.4 試験体と同等で筋違接合部は No.5 試験体と同等としており、No.6 試験体の耐力と No.4 試験体および No.5 試験体の耐力の和を比較することにより筋違接合部と補強部の耐力累加の可否を確認できるようにした。

No.7 試験体はコンクリートの強度のみ No.6 試験体からを変化させており、コンクリート強度の違いによる挙動の違いを確認するための試験体とした。

各試験体の耐力評価結果について、筋違は前述の通り試験治具であるため軸部降伏耐力 P_{yield} は補強部、筋違接合部および補強後接合部が耐力に達するより先に塑性化しないように設定した。具体的には No.1～5 試験体の P_{yield} は材質 SS400 の基準強度 F による計算値 1,330kN であり、No.6・7 試験体の P_{yield} は材質 SM490 を用いて更に F を上げて P_{yield} の計算値 1,830kN とした。筋違接合部の耐力 P_J は No.1～5 試験体の P_{yield} の 50%程度となるように摩擦係数 0.45 を前提として 700k N で高力ボルトが滑る設定とした。補強部耐力 P_R は(3-1)・(3-2)式より算定した。

表 3-4 試験体リスト

No.	概要	a-a 断面	構成					耐力設計値[kN]				確認 事項	
			既存部		補強部			既存部		補強部	補強後 接合部 $P_{RJ} = P_J + P_R$		
			筋違	接合部	コンク リート	カバ ー プレ ート	PC鋼 棒 圧縮力	筋違 P_{yield}	接合部 P_J				
補強部 のみ	1		○ SS400	×	○ Fc100	○	○	×	1,330	—	0	0	ダボ
	2		○ SS400	×	○ Fc100	○	○	○ 400kN	1,330	—	200	200	ダボ + 摩擦
	3		○ SS400	×	○ Fc100	○	○	○ 600kN	1,330	—	300	300	ダボ + 摩擦
	4		○ SS400	×	○ Fc100	○	○	○ 800kN	1,330	—	400	400	ダボ + 摩擦
無補強	5		○ SS400	○	×	×	×	×	1,330	700	—	700	接合部
補強後	6		○ SM490	○	○ Fc100	○	○	○ 800kN	1,830	700	400	1,100	補強後 接合部
	7		○ SM490	○	○ Fc60	○	○	○ 800kN	1,830	700	400	1,100	コンク リート 強度

3.4.3 実験結果

(1) 補強部

図3-6にNo.1~4試験体の荷重-軸変形関係を示す。No.1試験体は、変形0.1mm程度から剛性が低下し、その後は荷重が僅かに増加する挙動を示したが、5mmの時点で載荷を終了した。No.2試験体では、変形0.6mm程度まで弾性的に荷重が上昇し、その後、明確な剛性低下が生じ、変形3.7mm付近で筋違とコンクリートの摩擦が切れて滑りが発生したが4.5mm付近でPC鋼棒と筋違の接触により再び荷重が上昇し、5mmの時点で載荷を終了した。No.3試験体は、変形1mm程度まで弾性的に荷重が上昇し、筋違とコンクリートの摩擦が切れて滑りが発生するが2mm付近でPC鋼棒と筋違の接触により再び荷重が上昇し、5mmの時点で載荷を終了した。No.4試験体は、変形1mm程度まで弾性的に荷重が上昇し、その後、明確な剛性低下が生じ、変形1.7mm付近で筋違とコンクリートの摩擦が切れて滑りが発生したが3mm付近でPC鋼棒と筋違の接触により再び荷重が上昇し、5mmの時点で載荷を終了した。

No.2~4試験体はPC鋼棒に圧縮力を導入してコンクリートの摩擦を発生させた試験体であり、その耐力設計値を図3-6中に点線で示した。No.2~4試験体は摩擦によって決まる設計値付近を超えてから剛性が次第に低下し、摩擦が切れて滑り耐力(図3-6中、No.2~4試験体の●で示した点)に達した。この結果は、設計値を超えた付近から摩擦が徐々に切れ始めたもののダボ効果で耐力が向上し、図3-6の●点で摩擦が全て切れて大きな滑りが発生したと考えられる。また、No.2~4試験体で●点が生じる変形量の差異は摩擦が全て切れる変形量のバラつきと考えられる。

この現象によるNo.2~4試験体の耐力を分析した。分析に際してNo.1試験体のダボ効果による耐力はNo.4試験体が滑り耐力に達する変形1.7mmでの荷重とした。

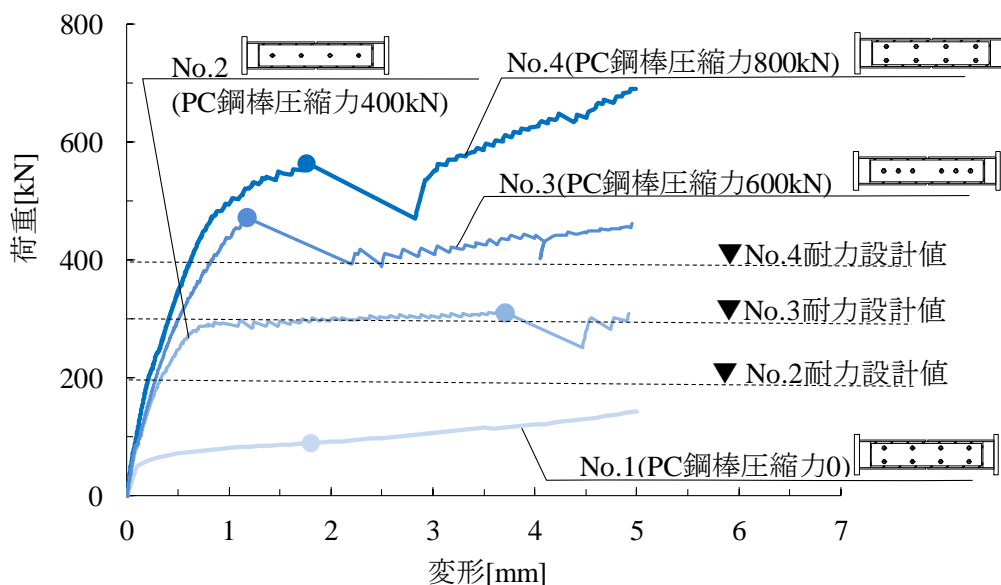


図3-6 No1-4試験体の荷重-変形関係

図3-7にNo.1~4試験体のPC鋼棒圧縮力と滑り耐力の関係を示す。この結果は、滑り耐力はPC鋼棒圧縮力と比例関係にあり、PC鋼棒圧縮力を増加させることで滑り耐力を増加させることが可能であり、仮定したクーロン摩擦の法則が成立することを示している。なお、実験結果の見かけの摩擦係数は $474\text{kN}/(100\text{kN}/\text{本} \times 4 \text{本} \times 2 \text{面}) = 0.58$ となり、(3-2)式で仮定した摩擦係数0.5は安全側の評価となることを確認した。また、ダボ効果にも耐力を期待できることを確認した。

以上の結果より、補強部耐力を摩擦のみで評価した(3-1)式は安全側となること、摩擦耐力を摩擦係数0.5のクーロン摩擦で評価した(3-2)式は安全側となることを確認した。

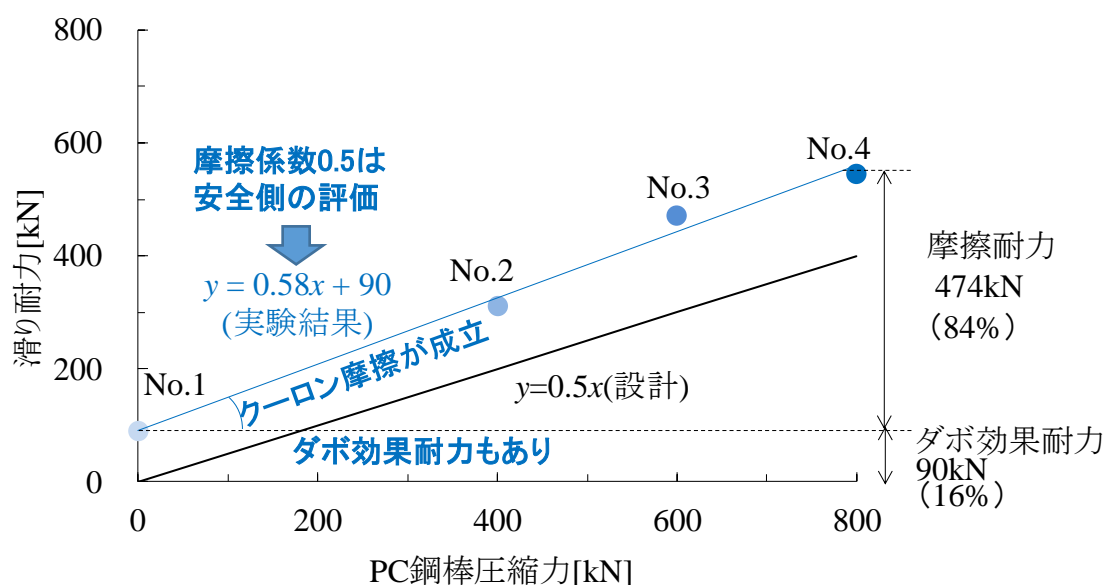


図3-7 No1-4試験体の滑り耐力-PC鋼棒圧縮力関係

(2) 補強後接合部

図3-8にNo.5~7試験体の荷重-変形関係を示す.No.5試験体は変形1mm付近で接合部高力ボルトの摩擦が切れて大きな滑り(図3-8中●に示した点)が発生し,その後,ボルトの支圧による耐力上昇とボルトの摩擦が切れることによる滑りを繰り返したため,3mmを超えた時点で載荷を終了した.No.6試験体は,変形1.7mm付近まで弾性的に荷重が上昇し,摩擦が切れて滑り(図3-8中●に示した点)が発生し,5mmの時点で載荷を終了した.図3-8中に細点線で示したのはNo.5試験体の耐力設計値 P_J ,No.6試験体の耐力設計値 P_{RJ} および筋違の耐力設計値 P_{yield} である.太点線で示したのはNo.5試験体とNo.4試験体の荷重を単純累加した仮想の荷重-変形関係(以下,単純累加と記す)である.

No.5試験体の滑り耐力は耐力設計値 P_J を上回った.その要因は高力ボルト接合部添板と筋違の摩擦係数が耐力評価で仮定した0.45を上回ったためと考えられる.No.6試験体の滑り耐力は筋違接合部のみのNo.5試験体の耐力を上回り,構法1の補強効果が表れた.また,No.6試験体の耐力設計値 P_{RJ} を上回った.その要因は耐力評価で見込まなかったダボ効果と高力ボルト接合部の摩擦係数のバラつきによるものと考えられる.そして, No.6試験体の滑り耐力は単純累加の耐力を若干ではあるが上回った.その要因はNo.6試験体では筋違接合部と補強部とを組み合わせることにより,接合部高力ボルトの凹凸とコンクリートで支圧による荷重伝達が生じたためと推測される.この結果より,構法1は筋違接合部の補強効果があり,補強後接合部耐力の評価において補強部耐力と筋違接合部耐力の単純累加とした(3-3)式は安全側の評価となることを確認した.

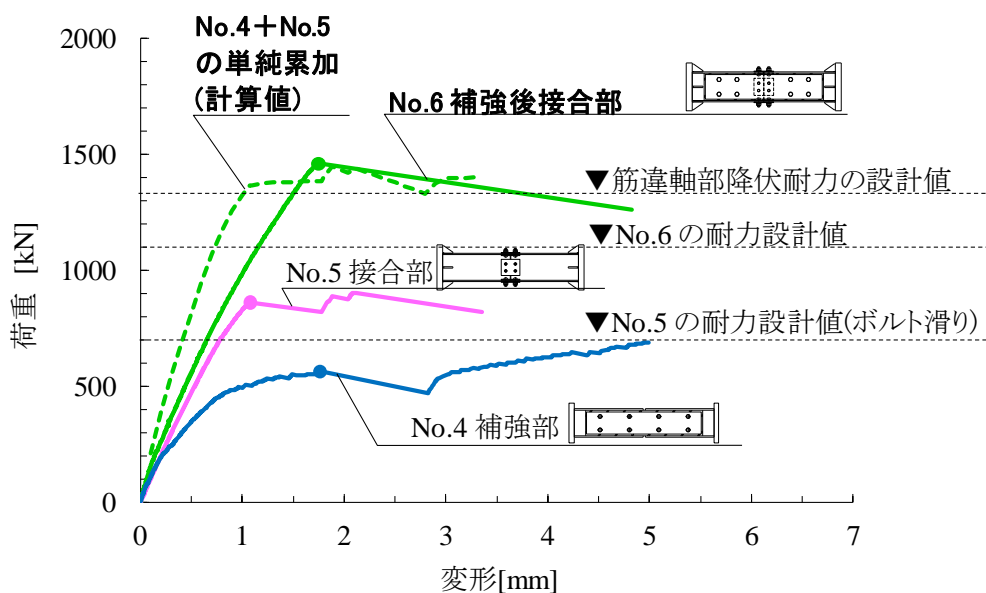


図3-8 No4-6試験体の荷重-変形関係

図3-9にNo.6試験体の滑り耐力決定要因と耐力累加の可否を分析するためにNo.6試験体の筋違接合部ならびにカバープレート部分の荷重ならびに歪を分解した結果を示す。図3-9(a)の各部分の荷重について、筋違はロードセルでの計測値、接合部は歪計測値から算出した値、カバープレートは筋違の荷重から接合部の荷重を除いた値とした。図3-9(b)の各部分の歪は歪ゲージの計測値とした。図3-9(a)荷重-変形関係より、No.6試験体は高力ボルト接合部の滑り(図3-9(a)中に塗潰し記号●に示した点)により試験体全体すなわち補強後接合部の耐力が決定されていたことが分かった。カバープレートは高力ボルトの滑り発生後に剛性は低下するが荷重は低下せず、高力ボルトの滑り発生後も補強部では摩擦・ダボ効果による荷重伝達量が低下しなかったことが分かった。カバープレートの剛性低下は高力ボルトの滑り発生による応力再配分と試験機の荷重制御ができなくなったためと推測される。図3-9(b)荷重-歪関係より各部分は弾性範囲であったことが確認された。この結果より、限られた条件下ではあるが、補強後接合部においては筋違接合部の滑り耐力まで補強部は荷重低下することなく、提案した各部設計手法により補強部応力は弾性範囲に留められることを確認した。

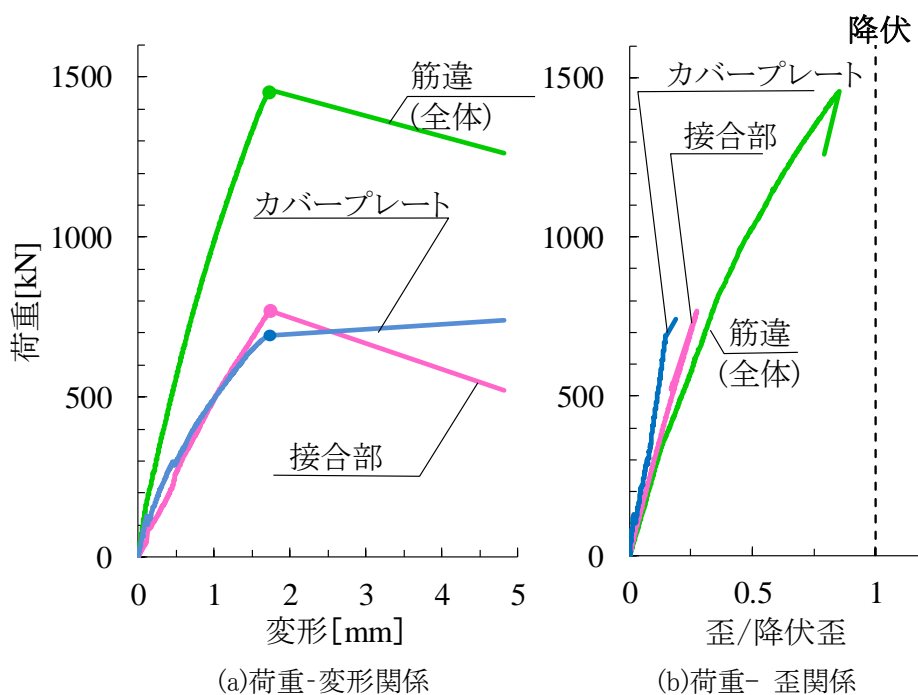


図3-9 No.6試験体の試験結果分析

(3) 補強部コンクリートの検討

構法 1 の荷重伝達すなわち補強効果を担保するのはコンクリートの健全性である。図 3-10 に No6・7 試験体の荷重-変形関係を示す。両試験体の差異はコンクリート強度のみであり、No.6 試験体には Fc100, No.7 試験体には Fc60 を用いた。No6・7 試験体共に 2mm 付近まで弾性的に荷重が上昇した後に滑りが発生し、5mm の時点で載荷を終了した。

No6・7 試験体の滑り耐力は接合部高力ボルトの摩擦が切れて滑りが発生した際の荷重であり、図 3-10 中に塗潰し記号●で示した。両試験体共に、滑り耐力の差異は筋違接合部の高力ボルトの滑り耐力のバラつきで決定されており、今回試験の範囲内ではコンクリート強度の差異による補強効果の差異は無かったと判断した。No.6 試験体の載荷後のコンクリート損傷状況を写真 3-2 に示す。コンクリートの PC 鋼棒貫通部には亀裂が集中しているが、圧壊は生じていない。また、コンクリートの接合部には微細な亀裂が発生しているが圧壊は生じておらず、斜張応力に対して破壊した形跡は見られず、コンクリートは高力ボルト摩擦接合部における添板の機能を果たしていた事を確認した。

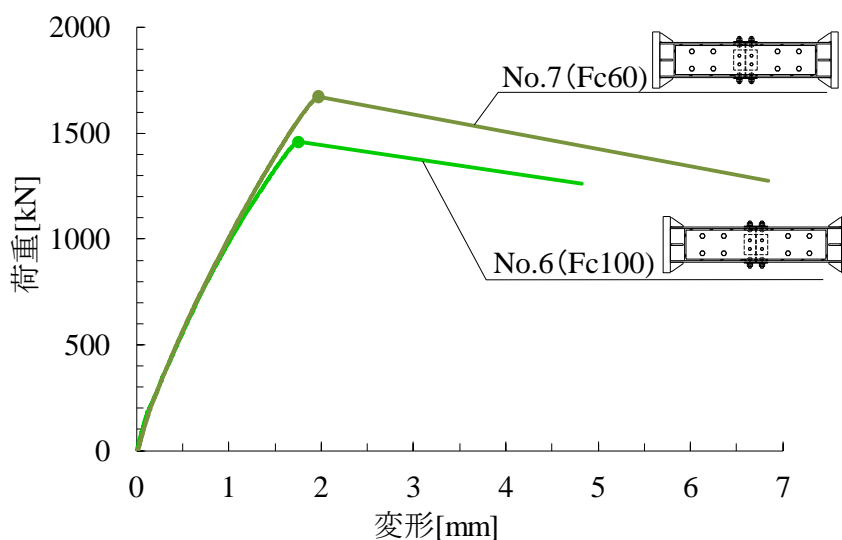


図 3-10 No6-7 試験体の荷重-変形関係

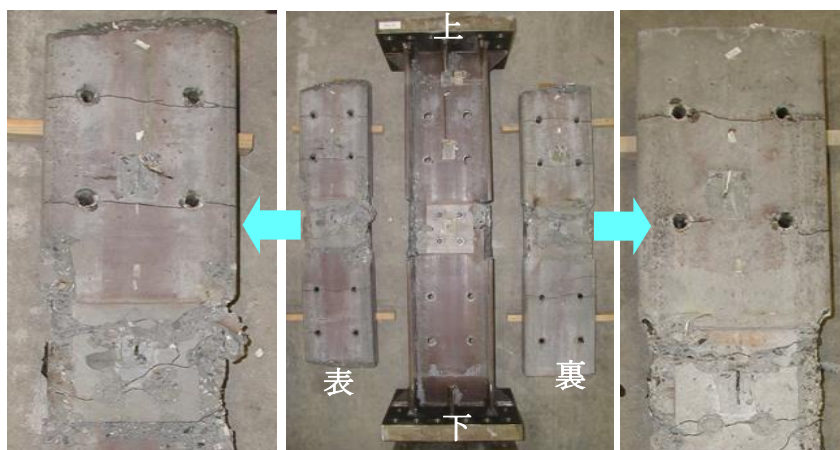


写真 3-2 No6 試験体の載荷後の損傷状況

3.4.4 FEM 解析を用いた考察

(1) 解析概要

載荷実験の No.6 試験体を対象に補強部内部の応力確認を目的に FEM 解析を実施した。解析プログラムには汎用プログラムの Marc ver2005r3 を用いた。図 3-11 に解析モデルを示す。No.6 試験体の対象性を考慮して 1/2 モデル化し、各部材はソリッド要素でモデル化した。

表 3-5 に解析における各部材の物性値ならびに摩擦係数および復元力特性ならびに摩擦モデル構成則を示す。鋼材の降伏応力度は引張試験結果を用い、Mises 降伏条件を採用した。コンクリートの圧縮強度は $F_c/100$ の公称強度とし、初期剛性は文献 3.3) を参考に設定して、Mises 降伏条件を採用した。コンクリートの引張強度は文献 3.4) を参考に 7.5N/mm^2 を用いて、引張側のクラック発生・閉鎖を Crack-Date オプションで模擬した。筋違(鋼)とコンクリートの摩擦は Coulomb Friction Bilinear Model^{3.5)} を使用した。このモデルの構成則は筋違とコンクリート界面の圧縮応力 σ_c に摩擦係数 μ を乗じた摩擦応力 $\sigma_{Friction}$ が生じるものであり、摩擦係数 μ には載荷実験結果の見かけの摩擦係数 0.58 を用い、摩擦が切れて滑り出す変形量 δ_s はコンクリート要素長 L の 0.0025 倍とした。

載荷は載荷実験と同様の単調引張として、3次元弾塑性解析を行った。

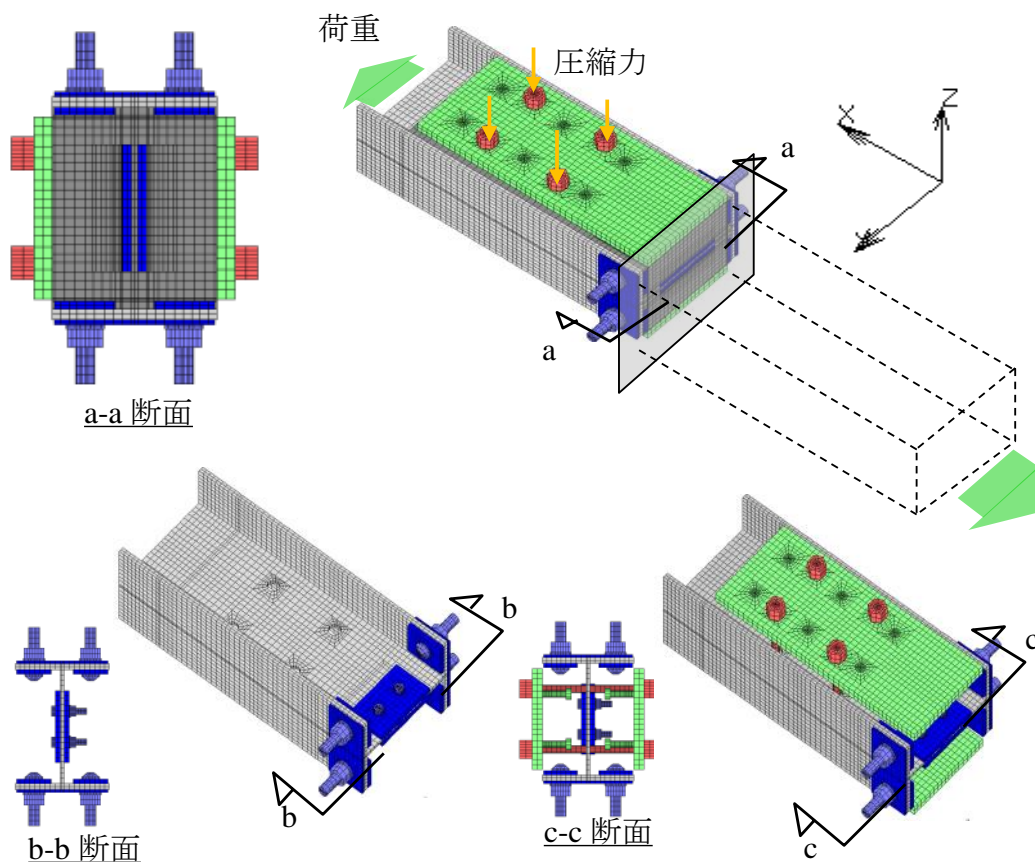


図 3-11 FEM 解析モデル

表 3-5 FEM 解析における各部モデル化

	鋼材						コンクリート
	筋違	接合部		PC 鋼棒	カバープレート		
		PL6	PL9		スタッド		
E [$\times 10^3 \text{N/mm}^2$]	205	205	205	205	205	205	37
σ_y [N/mm^2]	433	290	290	1,080	275	405	7.5
σ_c [N/mm^2]	433	290	290	1,080	275	405	100
ν	—	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.2
μ	—	0.45		—	0.58		

【凡例】

図 3-12 に載荷実験の No.6 試験体についての実験結果と解析結果の比較を示す。カバープレート(補強部)、筋違接合部および筋違(補強後接合部)の荷重-変形関係は概ね対応しており、本解析モデルで載荷実験結果の分析が可能であると判断した。

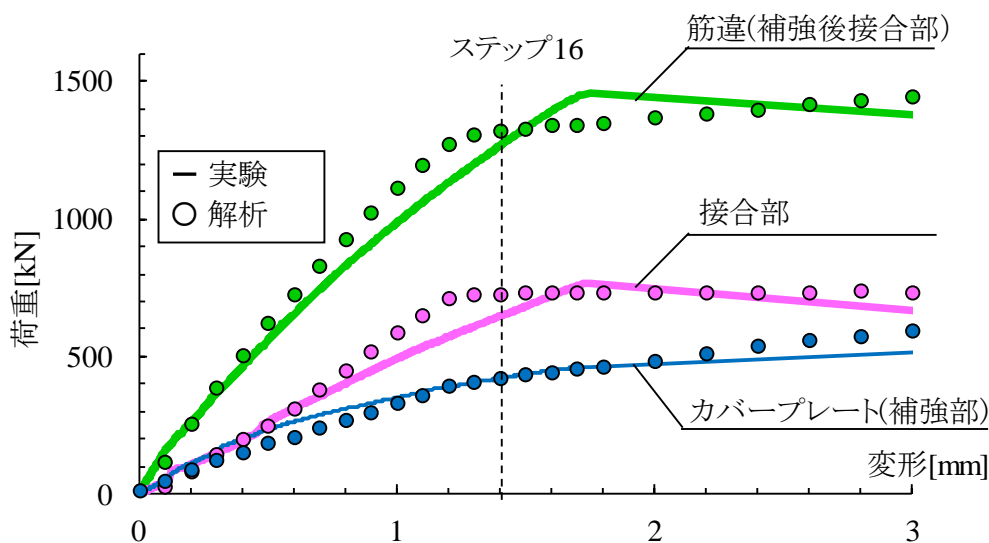


図 3-12 No6 試験体の載荷実験結果と FEM 解析結果の比較

(2) 解析結果

図 3-12 において補強後接合部の剛性低下が生じているステップ 16 における補強部内部の応力コンターを図 3-13 に示す。なお,図 3-13(b)および(c)には応力の設計上の仮定とコンター図を合わせて示す。

図 3-13(b)より,PC 鋼棒圧縮力は仮定したとおり, 補強部内部を概ね 45° で広がり,H 形鋼筋違のウェブ・フランジに応力が伝達されていることを確認した。

図 3-13(c)より,PC 鋼棒のダボ効果は仮定した通り発生しており,PC 鋼棒,コンクリートおよびカバープレートに応力が生じていることを確認した。また,筋違,PC 鋼棒およびカバープレートなどの鋼部材は弾性範囲であり,健全な状態であることが確認された。コンクリートは PC 鋼棒と筋違のクリアランスに充填された微小部分が圧壊しているが,大部分は弾性範囲であることが確認された。

以上より,仮定した各部設計手法が概ね妥当であったことを確認した。

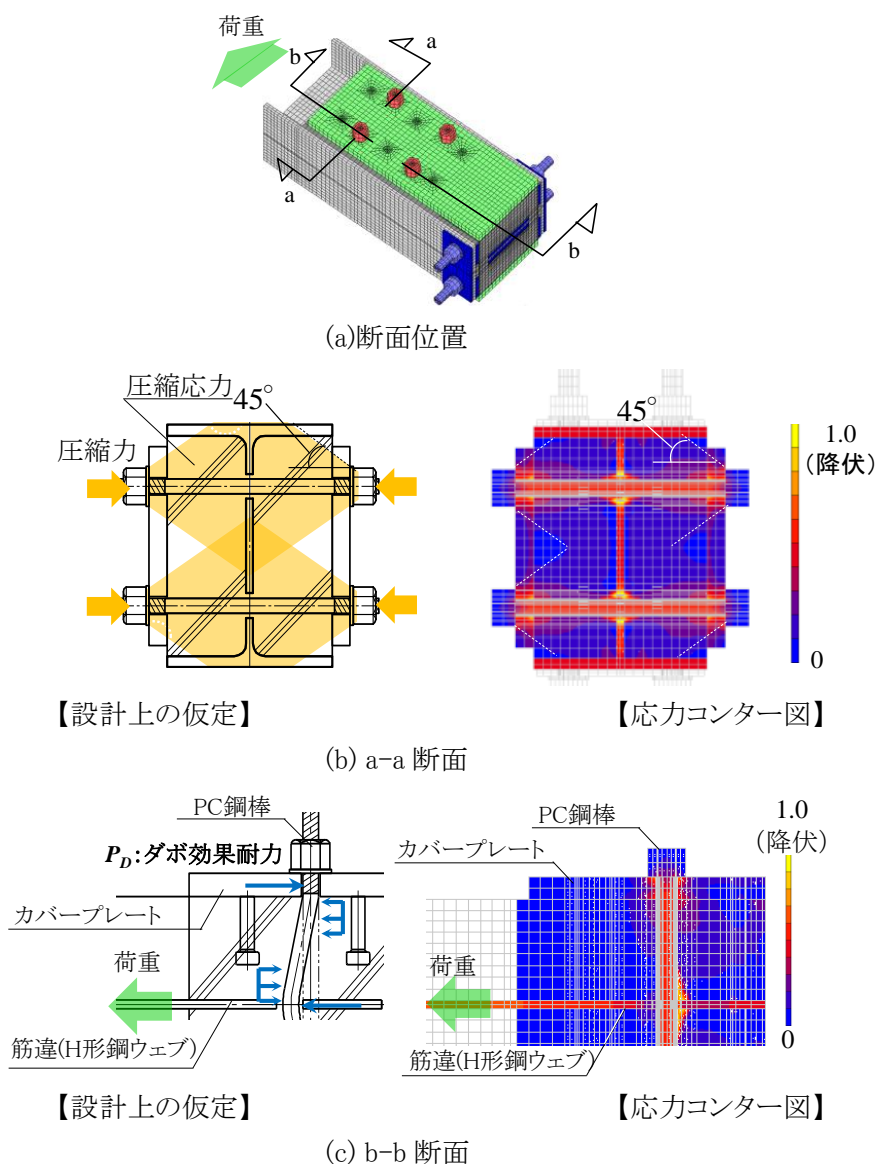


図 3-13 補強部の応力(ステップ 16)

図 3-14 に同様にステップ 16 における筋違とコンクリート界面の摩擦力を示す。PC 鋼棒圧縮力は上述のように、補強部内部を 45° で広がり、H 形鋼筋違のウェブ・フランジに圧縮応力が伝達され、その結果、摩擦応力がウェブ・フランジに発生したことを確認した。ウェブ・フランジに伝達された圧縮応力(以下、圧縮応力と記す)の大きさは、PC 鋼棒圧縮力が H 形鋼筋違とコンクリート界面に伝達される面積(以下、圧縮面積と記す)で PC 鋼棒圧縮力を除した値となり、この圧縮応力に摩擦係数を乗じた大きさの摩擦応力が生じてクーロン摩擦の法則が成立していることを確認した。即ち、構法 1 においては、コンクリートの厚みの変化に伴い、H 形鋼筋違とコンクリート界面の圧縮面積および圧縮応力が変化し、摩擦応力の発生範囲と大きさが変化すると言える。

図 3-15(a)に載荷実験の No.6 試験体の長期の応力状態を示す。3.6.3 項で後述するが、PC 鋼棒圧縮力により H 形鋼筋違フランジに伝達される圧縮応力はフランジの面外曲げを大きくさせるため、フランジの長期の安全性に留意する必要がある。

図 3-15(b)にフランジ面外曲げを低減させるためにコンクリートを薄くして PC 鋼棒圧縮力を H 形鋼筋違フランジに伝達させない場合の長期の応力状態を示す。この場合についても 3.6.3 項で後述するが、PC 鋼棒圧縮力により H 形鋼筋違ウェブとコンクリート界面の圧縮面積が小さくなり、コンクリートの圧壊の懸念が高まるため、コンクリートの長期の安全性に留意する必要がある。また、この場合は筋違からコンクリートへの荷重伝達がウェブの摩擦のみとなり、ウェブの応力が高まり、荷重伝達のバランスが不均一となる。そのため、耐力評価について今後の検討が必要である。

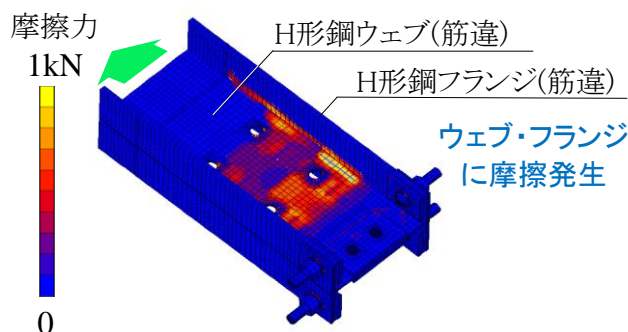
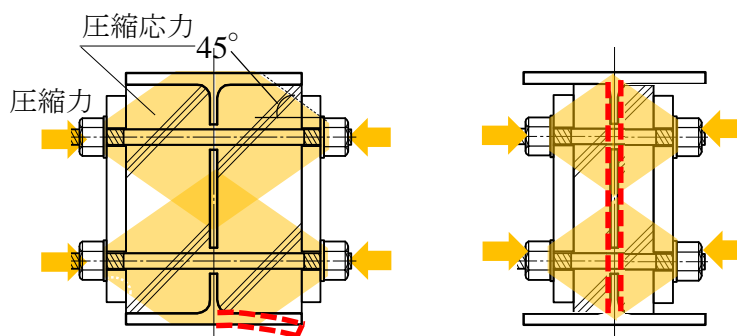


図 3-14 筋違とコンクリート界面の摩擦力(ステップ 16)



(a)フランジの面外曲げが大きくなる場合

(b)ウェブへの応力伝達面積が小さくなる場合

図 3-15 コンクリートの厚みと H 形鋼筋違の応力

図 3-16 にステップ 16 における筋違接合部とコンクリート界面の支圧力を示す。接合部はコンクリートと接触して支圧力が発生してことが分かり、この結果は No.6 試験体の滑り耐力が No.4 試験体と No.5 試験体の単純累加を上回った結果を裏付けている。

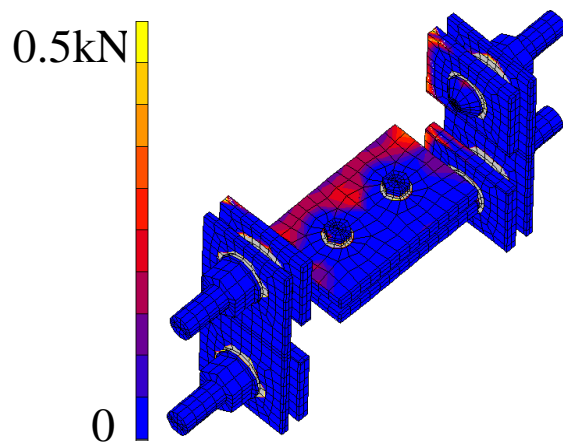


図 3-16 接合部とコンクリートの支圧力(ステップ 16)

3.5 製作実験

3.5.1 実験概要

図 3-17 に既存と補強後の試験体を示す。実在の既存筋違に対して構法 1 の補強部を製作し、PC 鋼棒に導入した圧縮力の経時変化を計測した。

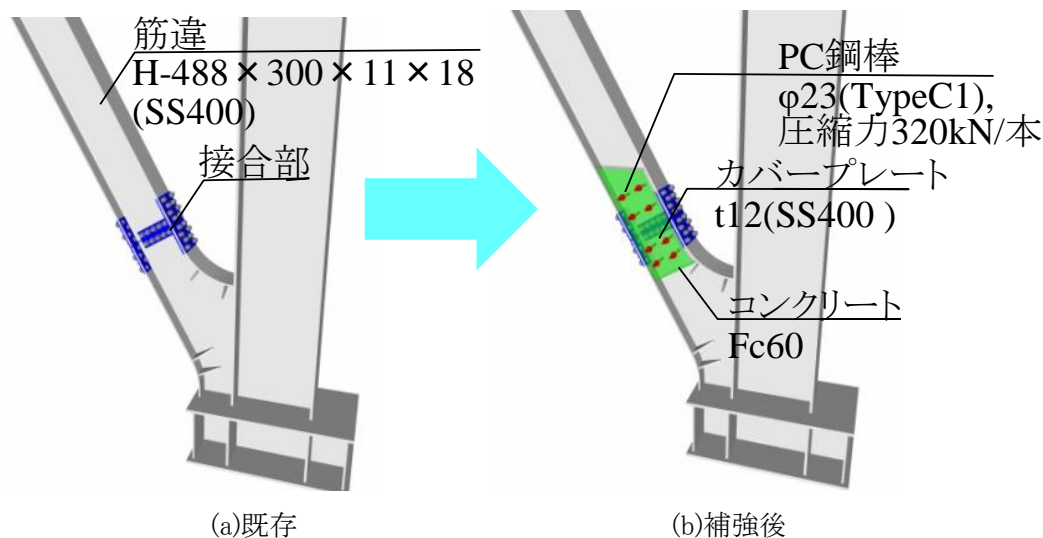


図 3-17 製作実験の概要

3.5.2 試験体

図 3-18 に試験体図を、表 3-6 に試験体の使用部材を示す。筋違は H-488×300×11×18(SS400)を用いた。筋違接合部は高力ボルト摩擦接合であり、その破断耐力は 263kN であり、筋違軸部降伏耐力の 70%程度となっている。コンクリートには高強度コンクリート (Fc60)を用い、収縮低減剤を混和した。カバープレートは t-19,SS400 であり、PC 鋼棒(φ23・C種1号)にはアスファルト系絶縁材を塗布してコンクリートと縁を切り、圧縮力はコンクリートが所定の強度を発現していることを確認した上で 1 本あたり 320kN を導入した。なお、試験体のコンクリート剥離を容易にするために筋違接合部のフランジボルト部分にはウレタンフォームを充填して凹凸を無くし、ウェブボルト部にはエポキシ系絶縁材を塗布して付着力を低下させた。

表 3-6 試験体の使用部材

既存部	筋違	H-488×300×11×18(SS400)	
	接合部	フランジ	16HTB-M22(F11T),PL-12(SS400),2PL-12(SS400)
		ウェブ	8HTB-M22(F11T),2PL-9(SS400)
補強部	カバープレート	t12(SS400)	
	PC 鋼棒	Φ23mm(C種1号),アスファルト系絶縁材塗布	
		圧縮力	320kN/本
	コンクリート	Fc=60N/mm ² ,収縮低減剤混和	

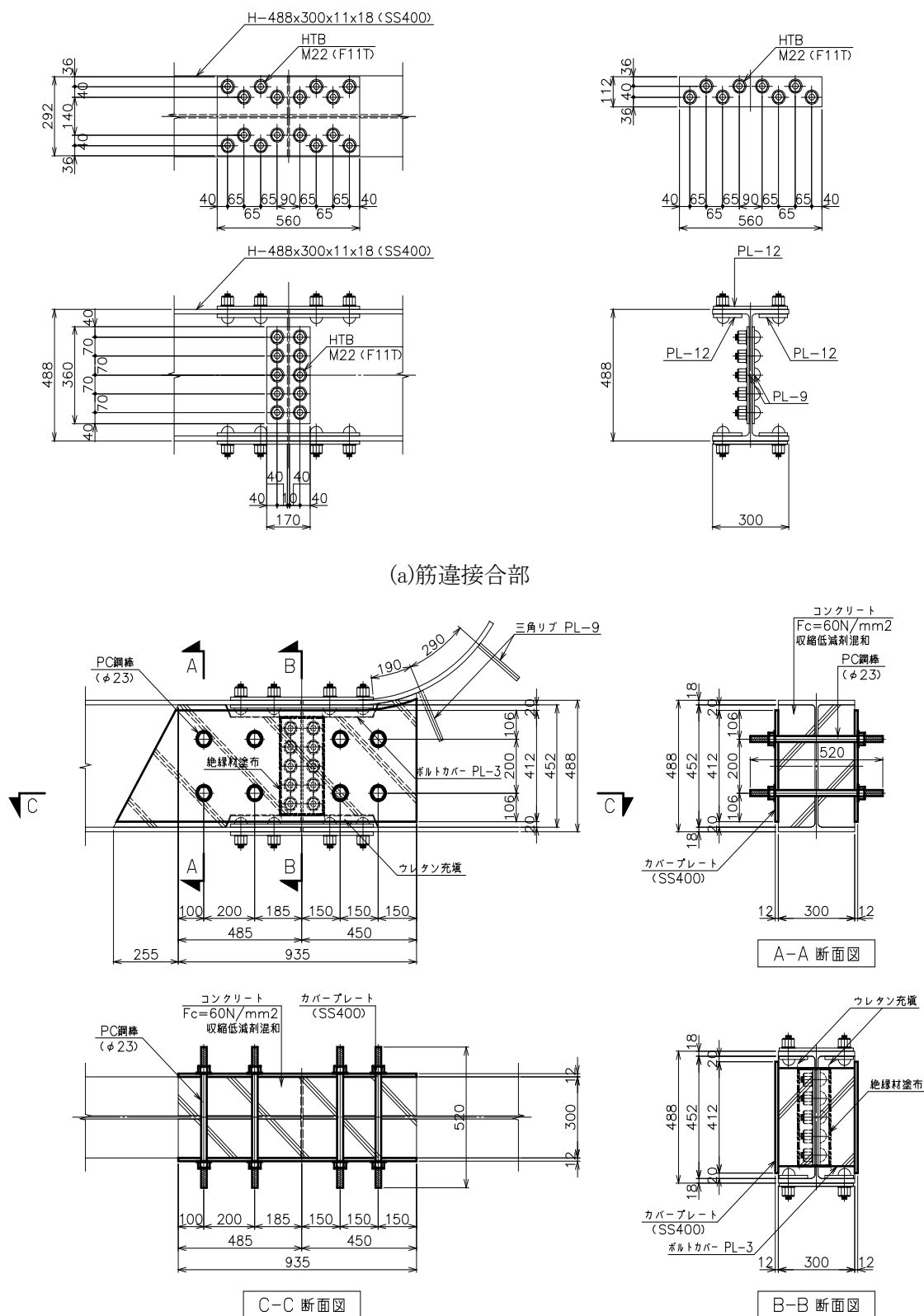


図 3-19 に計測計画を示す。PC 鋼棒の圧縮力を歪より算出するために、図 3-19 中の PC 鋼棒の■位置のアンボンド材を切り欠いて 2 軸ゲージを取り付けて歪を計測した。PC 鋼棒の圧縮力は歪計測値に PC 鋼棒断面積およびヤング率を乗じて算出した。

写真 3-3 に試験体の製作の流れを示す。

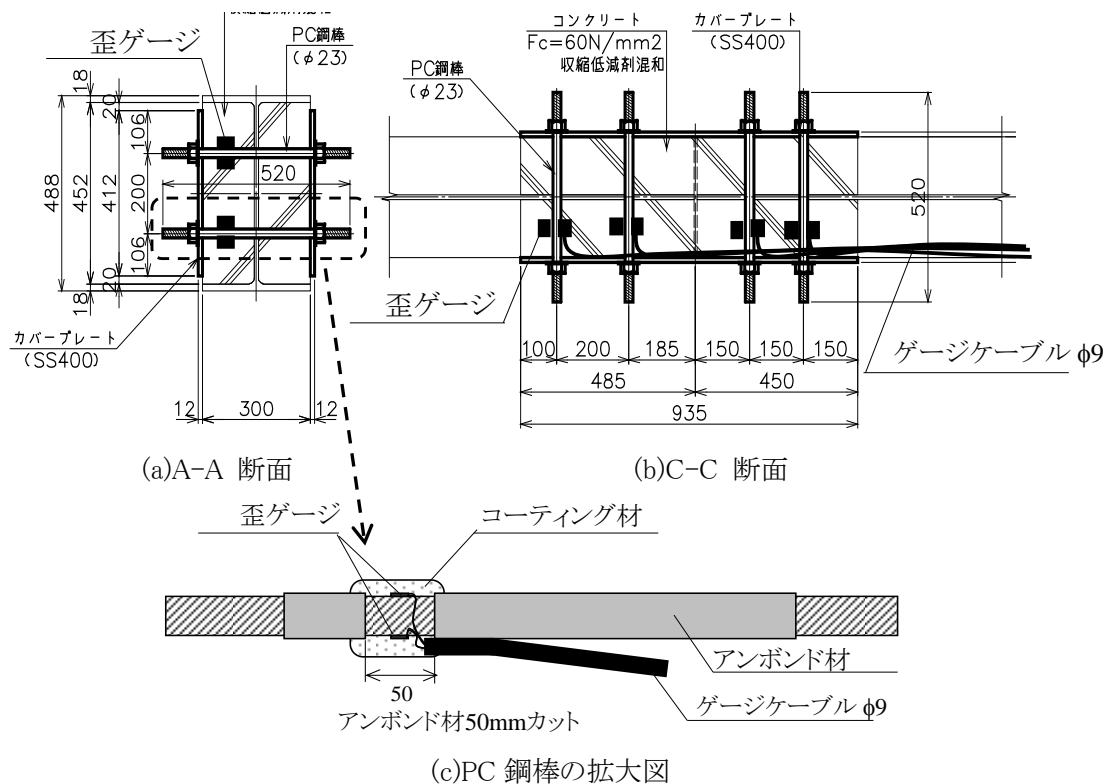


図 3-19 計測計画

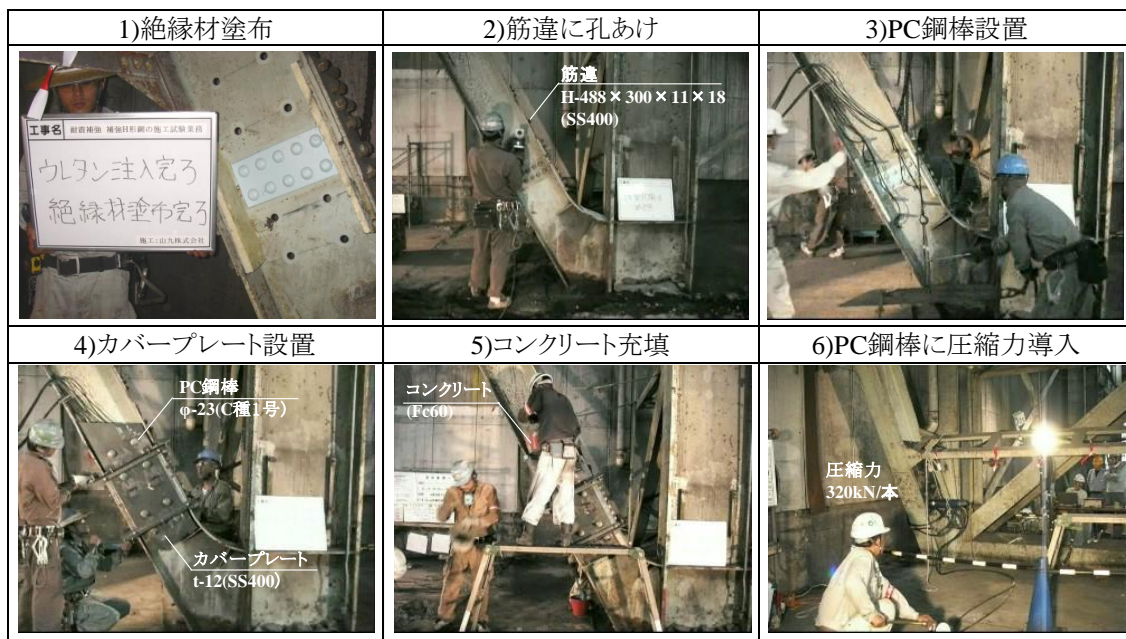


写真 3-3 試験体製作手順

3.5.3 実験結果

写真3-4に計測時の状況を示す。試験体は2体あり、各々の試験体の8本のPC鋼棒について、圧縮力の変化を6週間(42日間)計測し、計測期間中の気温は2つの試験体の中間の位置で測定した。なお、本研究ではPC鋼棒の圧縮力の有効率を初期圧縮力に対する経時変化後の圧縮力と定義した。

図3-20にPC鋼棒の圧縮力の有効率と経過日数の関係を示す。PC鋼棒の圧縮力の有効率は各々試験体の8本のPC鋼棒の平均値とし、計測期間中の平均気温は26.7°Cであった。有効率は圧縮力導入～10日経過で90%程度まで急激に減少するが、10日～42日経過までは有効率は緩やかに減少し概ね85%に収束した。この有効率の減少の原因はコンクリートのクリープ・乾燥収縮およびPC鋼棒のリラクゼーションと考えられ、文献^{3.1)}の有効率の概略予測値85%と良い対応を示しており、有効率を80%とすれば安全側の評価となることを確認した。

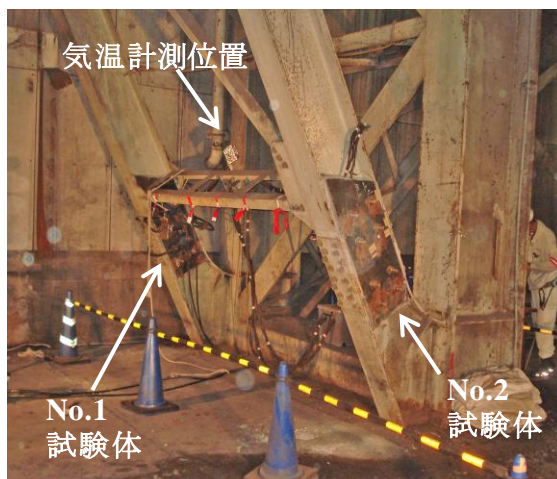


写真3-4 製作実験状況

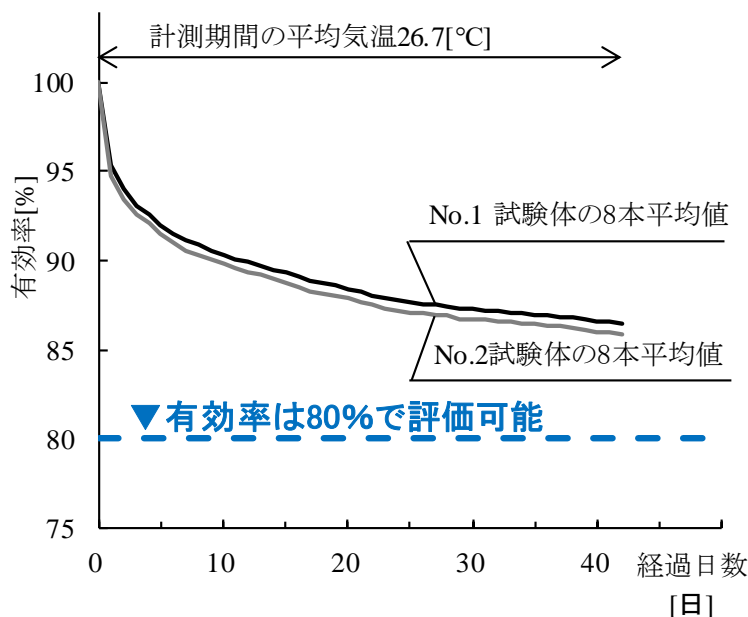


図3-20 PC鋼棒圧縮力の有効率-経過日数関係

写真 3-5 に実験後のコンクリートの解体手順を,写真 3-6 に解体したコンクリートによる充填状況の確認結果を示す. 実験で用いた高強度コンクリートは流動性が高く接合部のボルトナット部およびボルト頭部ともに密実に充填できたことを確認した.



写真 3-5 コンクリート解体手順

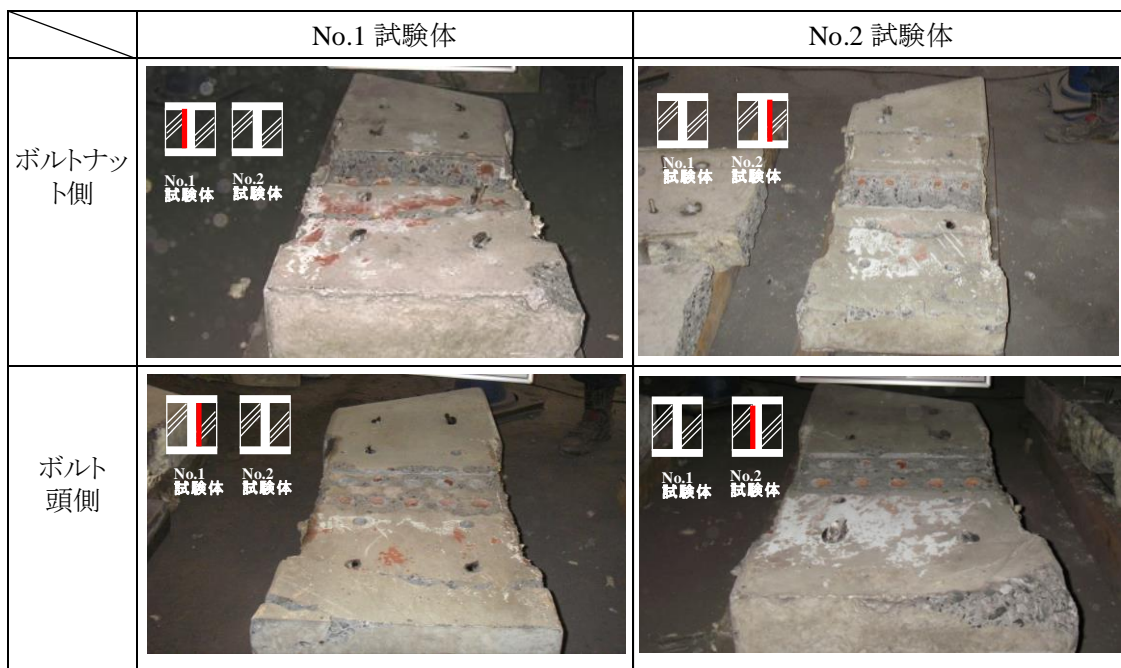


写真 3-6 コンクリート充填状況

3.6 適用範囲の検討

3.6.1 検討対象

構法1における補強効果を確実に発揮するためには、筋違が圧縮座屈した場合における補強部の健全性確保および補強により筋違に付加される長期応力に対する筋違の健全性確保が必要となる。以下では、各々の安全性確認について述べる。

3.6.2 圧縮座屈に対する補強部健全性

図3-21に構法1が対象とする筋違の圧縮座屈時の変形、応力および応力度を示す。筋違に圧縮力が掛かると両端部剛のモードで座屈し、筋違全長を L とした場合、筋違中間の $0.65L$ の範囲には座屈による曲げが生じる。その結果、曲げが生じる $0.65L$ の範囲に補強部を設置するとコンクリートには引張応力によりひび割れが発生して健全性が損なわれる。また、引張側コンクリートとカバープレートの界面では摩擦応力を打ち消す方向に引張応力が生じるため摩擦が切れる可能性がある。よって構法1が適用可能な設置範囲は座屈により曲げが生じない筋違両端部から $0.35L/2$ とした。

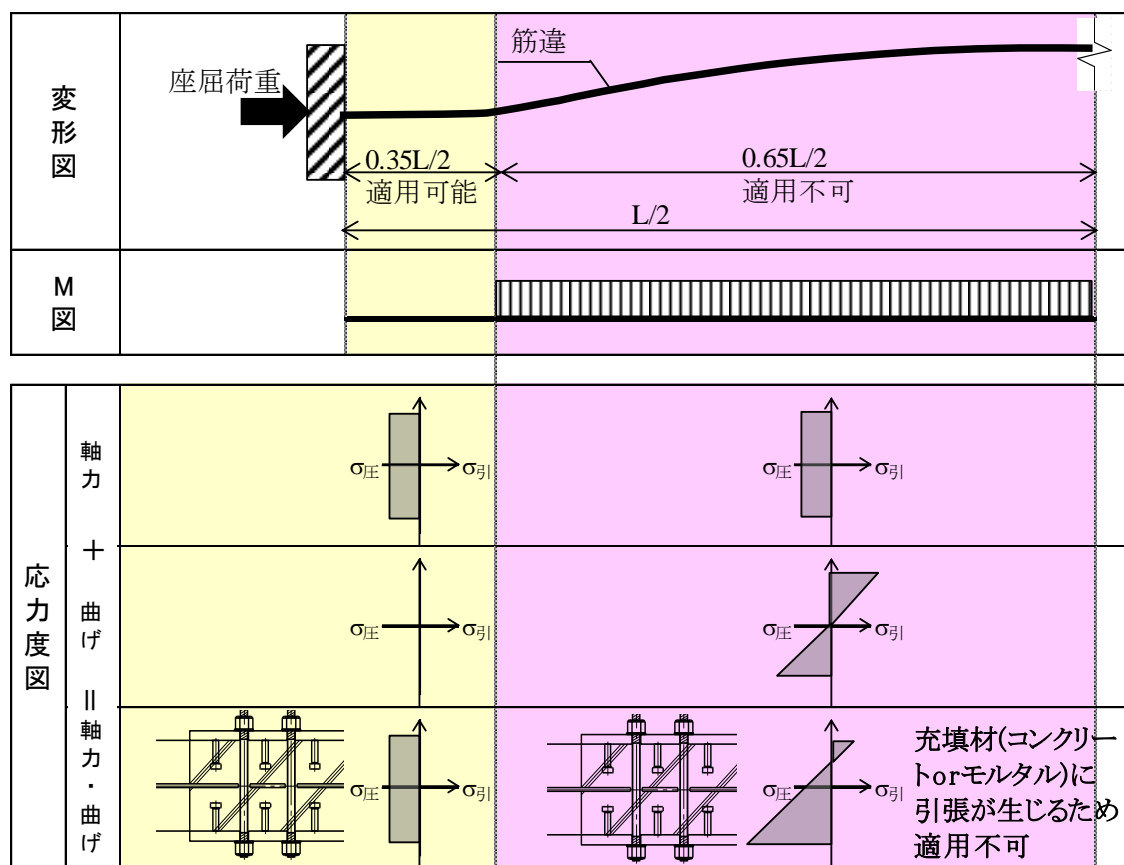


図3-21 補強部の圧縮応力時に対する安全性確認

3.6.3 長期応力に対する健全性

図3-22に構法1における長期の安全性確認項目を示す。PC鋼棒圧縮力により、補強後接合部にはカバープレーットの局部圧縮、コンクリートの局部圧縮、H形鋼筋違ウェブの局部圧縮およびH形鋼筋違フランジの面外曲げが長期応力として生じる。これらの長期応力を長期許容応力以下とする必要がある。以下では各応力に対する検討方法を論ずる。

(1) 局部圧縮

図3-23にカバープレーット、コンクリートおよびH形鋼筋違ウェブがPC鋼棒圧縮力により局部圧縮応力を受ける面積(以下、圧縮面積と記す) A_P, A_C, A_W を示す。PC鋼棒圧縮力により生じる圧縮応力はPC鋼棒のナット部を頂点とする 45° の円錐状に広がり、圧縮面積は圧縮応力がカバープレーット、コンクリートおよびH形鋼筋違ウェブと交わる位置での断面積とした。この圧縮面積でPC鋼棒圧縮を除いた値を各部材の局部圧縮応力度とし、各部材の長期支圧応力度以下とすることを構法1の適用条件とした。

なお、コンクリートの長期許容支圧応力度についてはPC規準^{3.1)}を参考に下式により算定するものとする。

$$f_c = f_{na}(A_w/A_c)^{1/2} \quad \dots (3-4)$$

f_c : コンクリートの許容支圧応力度

f_{na} : F_{ct} と $0.6F_c$ のうち小さいほうの値

F_{ct} : PC鋼棒に圧縮力を導入する時のコンクリート圧縮強度

※サンプル試験により圧縮強度を確認する。特に定めない場合は 20N/mm^2

F_c : コンクリートの設計基準強度

A_w : H形鋼筋違ウェブの圧縮面積

A_c : コンクリートの圧縮面積

(3-4)式はコンクリートの厚みが薄くなるにつれて、ウェブの圧縮面積が小さくなり、コンクリートの圧壊の危険性が高まることを示している。

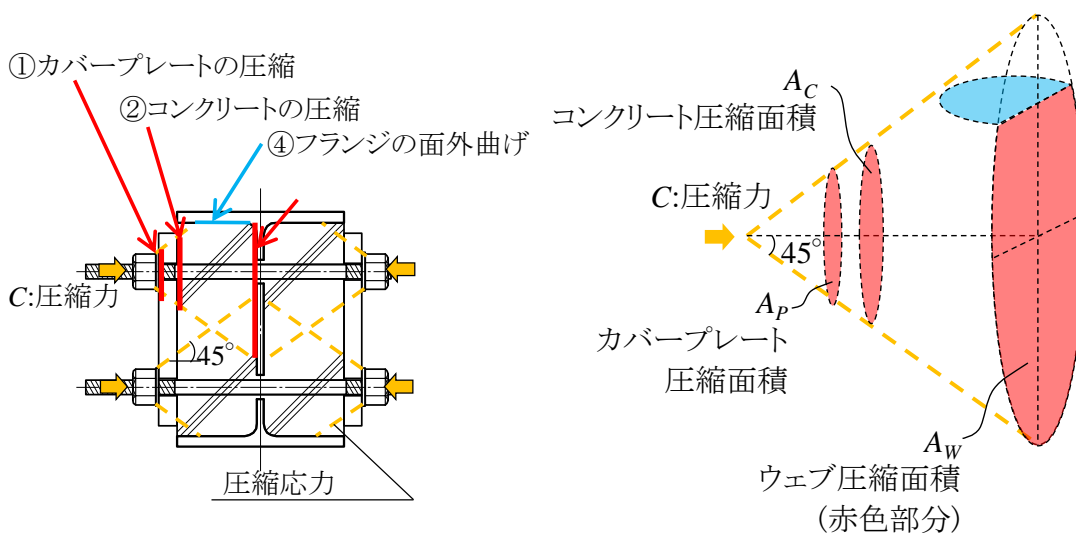


図3-22 長期応力に対する安全性確認項目

図3-23 各部材が局部圧縮を受ける面積

(2) 面外曲げ

図 3-24 に構法 1 の設置に伴い H 形鋼筋違フランジに付加される長期応力を示す. 図 3-24(a)は PC 鋼棒の圧縮力により,コンクリート中を伝達し筋違フランジに生じる応力 σ_1 を示している. 図 3-24(b)は PC 鋼棒の圧縮力により,コンクリートが PC 鋼棒の材軸方向に圧縮されることに伴い,コンクリートがポアソン比に応じて PC 鋼棒の材軸直行方向に膨張するために筋違フランジに生じる応力 σ_2 を示している. 図 3-24(c)は σ_1 および σ_2 が合成された結果,筋違フランジには板曲げが生じる状況を示している.この板曲げに対して生じるフランジの応力を長期許容曲げ応力度以下とすることを構法 1 の適用条件とした.

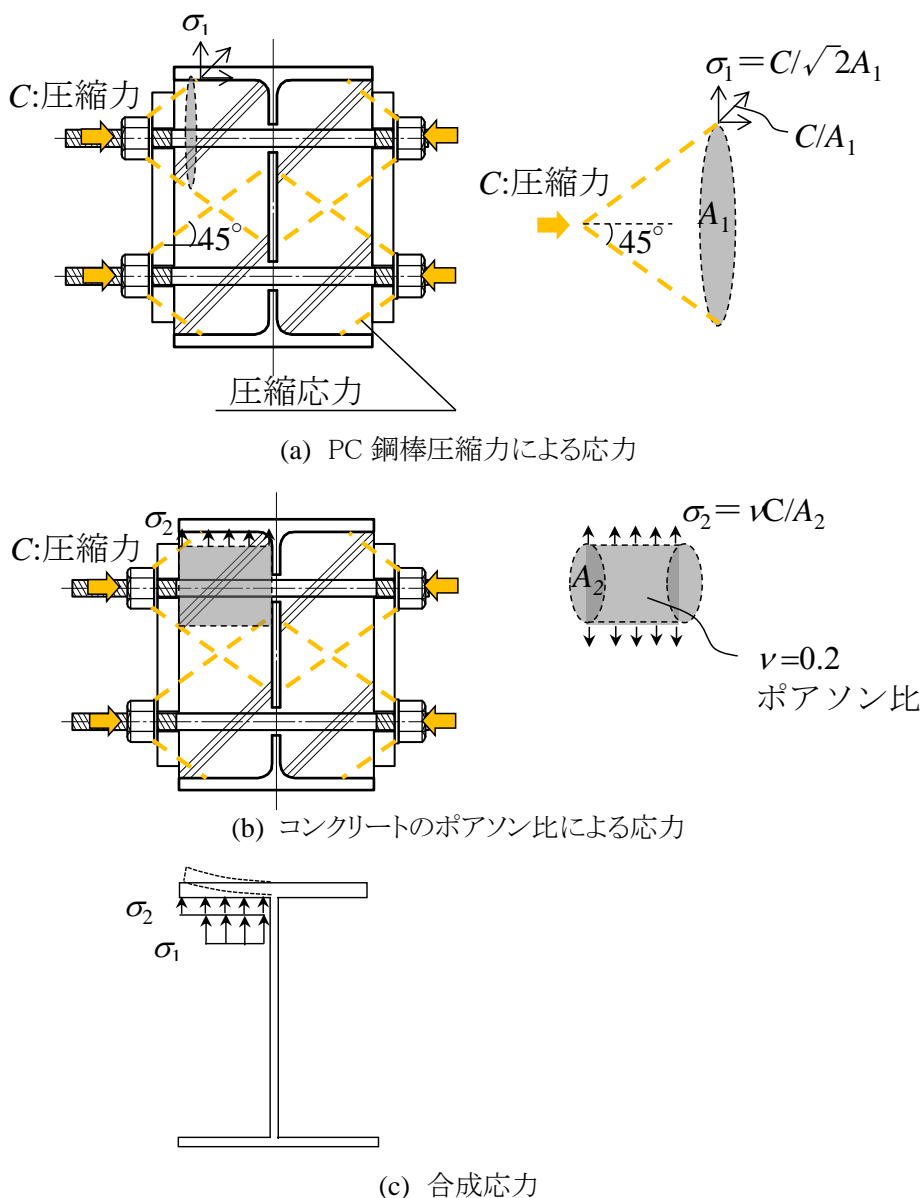


図 3-24 H 形鋼筋違フランジの板曲げに対する安全性確認

本節で示した長期の健全性が確保できていることを前提として,クーロン摩擦などの設計上の仮定が成立する.

3.7 まとめ

本章では旧耐震建築物のH形鋼筋違中間部の剛接合部を対象に、無火気耐震補強構法に関して検討を行った。筋違接合部のファスナーや筋違ボルト孔断面欠損部で不足する荷重伝達量を補強部により付加される新たな荷重伝達経路により補い、筋違接合部の早期破断を防止する構法の有効性と耐力評価手法および各部設計手法の妥当性を検討するために、補強部を構成するPC鋼棒の数量・導入圧縮力、コンクリート強度および既存部・補強部の組合せを実験因子とした載荷実験とFEM解析を行った。また、PC鋼棒の圧縮力の有効率を把握するために製作実験を行った。以下に得られた知見をまとめて記す。

- [1] 補強部耐力について、PC鋼棒に導入した圧縮力と既存筋違(鋼)とコンクリート界面で生じる摩擦力は比例関係にあり、クーロン摩擦の法則が構法1の補強部においても成立し、摩擦係数は0.5で評価できる。そして、PC鋼棒のダボ効果の耐力も期待することが可能であるが、補強部耐力は摩擦が支配的となる。
- [2] 補強部と筋違接合部を組み合わせた補強後接合部の耐力は、筋違接合部のみの耐力と補強部のみの耐力の単純累加より向上する。
- [3] PC鋼棒の圧縮力は補強部内部を頂角45°の円錐状の圧縮応力として伝達され、その圧縮応力がH形鋼筋違とコンクリート界面に到達した範囲に摩擦力が生じる。
- [4] PC鋼棒の圧縮力はコンクリートのクリープ・乾燥収縮およびPC鋼棒のリラクゼーションにより時間経過と共に減少し、圧縮力の有効率は0.8として評価できる。

参考文献

- 3.1) 日本建築学会: プレストレストコンクリート設計施工規準, 丸善, 1998
- 3.2) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, 丸善, 2010
- 3.3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準, 丸善, 2010
- 3.4) 鈴木基行, 石川哲哉, 長谷川央, 藤原稔: ケーソン基礎のRC頂版のせん断耐力評価に関する. コンクリート工学論文集 第9巻1号, pp. 47-61. 1998.1
- 3.5) MSC Software Corporation: MSC.Marc 2005r3 Volume A: Theory and User Information, 2006

第 4 章 筋違端部ピン接合部の無火気耐震補強構法

に関する実験・解析を用いた性能確認

4.1 はじめに

本章では旧耐震建築物の筋違端部のピン接合部を対象として,提案する無火気耐震補強構法 2 に関して,まず,補強効果を検討するために補強材の取付角度を実験因子とした載荷実験と解析を用いた耐力評価手法の検討について論ずる.次に解析を用いた適用範囲の検討について論ずる.

4.2 耐力評価の方針

図 4-1 に構法 2 における力の釣り合いを示す.本章における座標の定義は,柱・梁に平行な方向を X-Y 座標と記し,筋違材軸方向は y 方向,筋違材軸直交方向を x 方向と記す.そして,筋違の軸部降伏耐力 N_{yield} に対する筋違接合部の耐力 $N_{A,y}$,梁側の方杖の耐力 N_B の y 方向分力 $N_{B,y}$ および柱側の方杖の耐力 N_C の y 方向分力 $N_{C,y}$ の割合 $N_{A,y}/N_{yield}$, $N_{B,y}/N_{yield}$, $N_{C,y}/N_{yield}$ を各部材の耐力分担率(Load sharing ratio)と定義した. 各部材の耐力分担率への影響因子としては方杖の取付角度 β_0, γ_0 ,方杖の剛性,筋違の取付角度 θ ,方杖の取付高さ r および柱梁架構の層間変形などが存在すると考えられるが,構法 2 における補強目標は柱・梁側の方杖を取り付けることにより,筋違軸部の降伏前における接合部破断を防止することである.具体的には柱・梁側の方杖の耐力分担率 $(N_{B,y}+N_{C,y})/N_{yield}$ を目標値以上とする事である.なお,構法 2 では方杖を取り付けることで補強された区間内にある筋違を補強筋違と定義し,補強筋違は軸部降伏させないものとする.また,柱・梁側の方杖を取り付けることで補強された区間を補強後接合部と定義する.

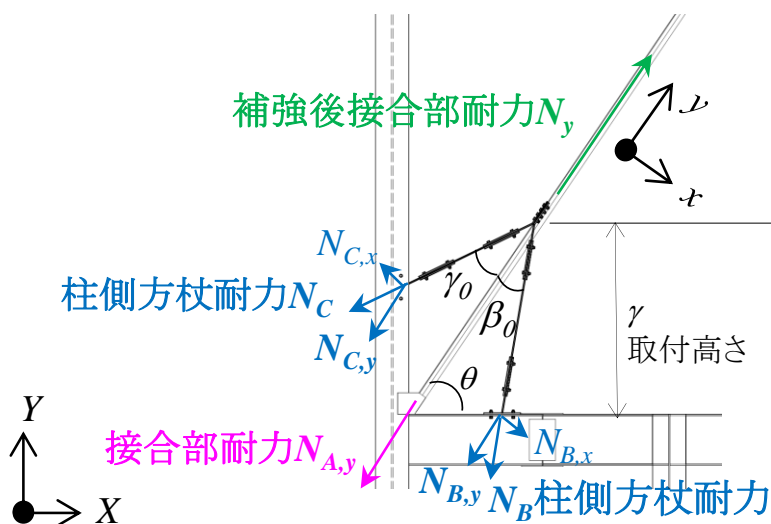


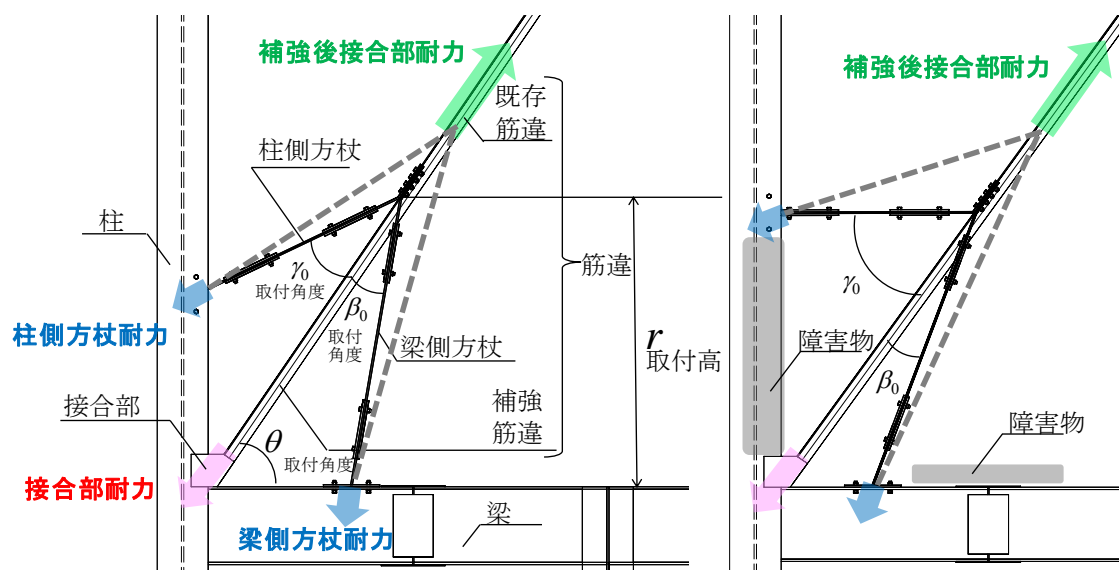
図 4-1 力の釣り合い

4.3 検討目的

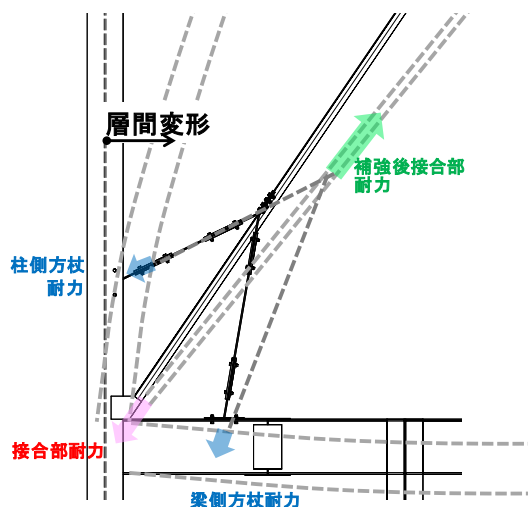
本章における検討の目的は 4.2 節で述べた方針の妥当性の検証である。図 4-2 に検討目的の概念図を示す。

まず、柱・梁側の方杖の取付角度と耐力分担率の関係を明らかにするために、図 4-2(a)に示すように筋違軸方向載荷における、図 4-2(a)-(1)の柱・梁側の方杖の取付角度が同じ場合と図 4-2(a)-(2)の柱・梁側の方杖の取付角度が異なる場合についての耐力分担率を載荷実験・解析により確認する。

次に、地震荷重により柱梁架構に層間変形角が生じた場合における柱・梁側の方杖の耐力分担率への影響因子を明らかにし、図 4-2(b)に示す架構の地震時挙動である層間変形が生じた場合における、柱・梁側の方杖の耐力分担率を解析により確認する。



(1) 柱・梁側方杖の取付角度が同じ (2) 柱・梁側方杖の取付角度が異なる
(a) 筋違軸方向載荷における耐力分担率の確認



(b) 層間変形時における耐力分担率の確認

図 4-2 検討目的

4.4 載荷実験

4.4.1 実験概要

図 4-3(a) に試験体のモデル化範囲を、図 4-3(b)に試験体のセットアップを示す。試験体は実在の旧耐震建築物の筋違と柱梁接合部周辺を実大サイズでモデル化した。筋違の取付角度 $\theta=55^\circ$ 、補強筋違の接合部①および既存筋違の接合部②の第 1 ファスナー孔の中心間距離 $L_1=4,200$ mm、方杖の取付高さ $r=970$ mm であり、2,000kN アクチュエーターを用いて正負交番漸増繰返載荷を行った。

4.4.2 試験体

図 4-4(a)に標準試験体(後述する表 4-2 の No.3 試験体)の全体図を示す。筋違には L-75×75×6(SS400)を用いた。接合部①は実在の非保有耐力接合を再現しており、高力ボルトの径、本数、配置およびガセットプレート形状の組み合わせにより、補強筋違のファスナー孔欠損部の有効断面破断にて耐力が決定している。なお、既存のガセットプレートと柱の接合について、実際は溶接であるが、実験では試験体の取替を考慮して高力ボルト摩擦接合とし、高力ボルトのすべり耐力を筋違の基準強度 F に基づく軸部降伏耐力の 1.2 倍より大きくした。接合部②は実在の接合部とは異なり、試験用に保有耐力接合の高力ボルト摩擦接合とし、耐力決定要因となる既存筋違のファスナー孔欠損部の破断耐力は筋違の基準強度 F に基づく軸部降伏耐力の 1.2 倍の値より大きくした。

図 4-4(b)に柱・梁接合部の詳細を示す。梁は実在同様の H-450×200×9×14(SS400)とし、柱との接合部は実在同様に剛接合とした。柱は試験体設置の都合上、実在(H形鋼)の 1/2 断面を CT-396×300×14×22(SS400)により再現した。なお、図 4-4(a)に示すように実在の梁・柱に取付く床板、間柱、胴縁などによる変形抑制効果を模擬するため、柱・梁端部と試験治具の H 形鋼 H-300×300×10×15(SS400) の端部に試験治具の山形鋼 L-75×75×6(SS400)を架け渡し、高力ボルト 1 本で接合して、ピン接合と仮定した。

図 4-4(c)に柱・梁側の方杖の詳細を示す。方杖は PL-12×60(SS400)を用いて、中間に 2 箇所の高力ボルト摩擦接合部を設けて現場施工における位置調整を、ボルト孔のクリアランスでできるようにした。方杖と筋違の接合は高力ボルト摩擦接合として、接合部①、②の突出脚側に設け、接合部①側の高力ボルト 1 本は方杖と補強筋違の離間防止用と考え、残る接合部②側の高力ボルトのすべり耐力は、筋違の基準強度 F に基づく軸部降伏耐力の 1.2 倍となる前提で算出した方杖の存在応力(以下、設計応力と記す)を上回るように設計した。梁側方杖と梁フランジの接合部は図 4-4(c)の【C 要素】に示すスプリットティー形式として、スプリットティーの弾性限耐力は、梁側の方杖の設計応力を上回るように設計した。柱側方杖と柱フランジとの接合は図 4-4(c)の【D 要素】に示す接合部プレート(PL-9)の面内曲げによる荷重伝達の形式として、接合部プレートの弾性限耐力は、柱側の方杖の設計応力を上回るように設計した。方杖と筋違、柱、梁との接合は高力ボルト摩擦接合とし、実施工と同様に筋違、柱、梁の摩擦処理(赤錆処理等)は省略し、すべり係数は鋼構造接合部設計指針 4.1)の黒皮同士のすべり係数 0.23 を用いた。

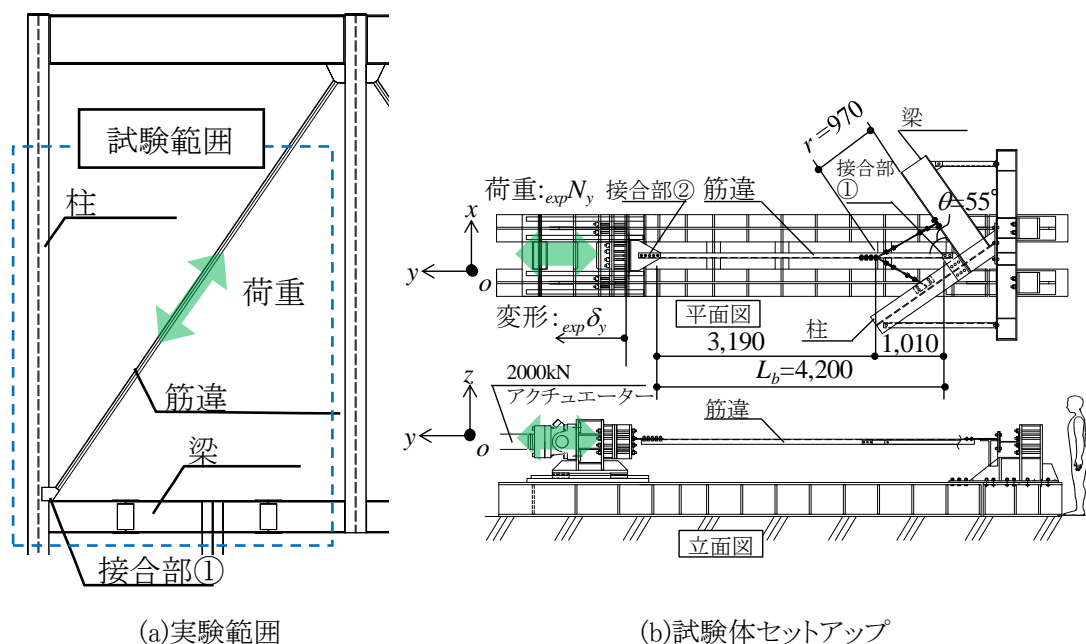
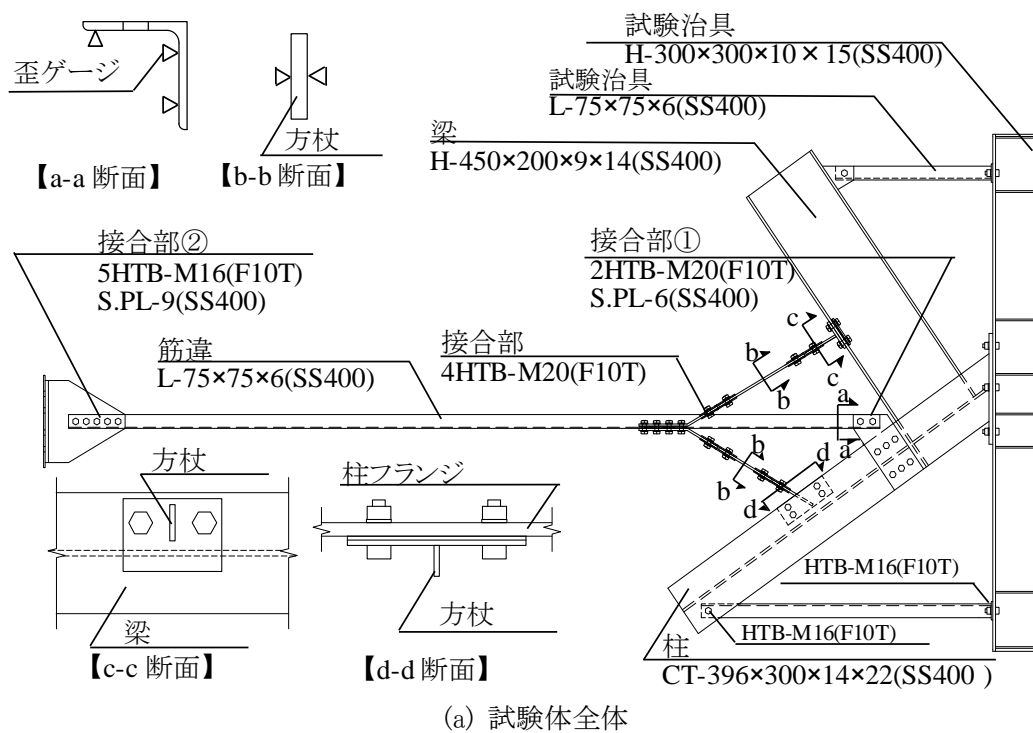
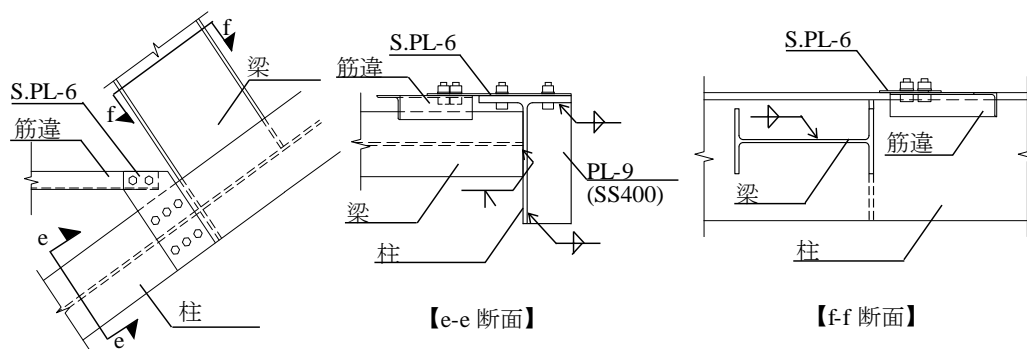


図 4-3 載荷実験概要



(a) 試験体全体



(b) 接合部①詳細

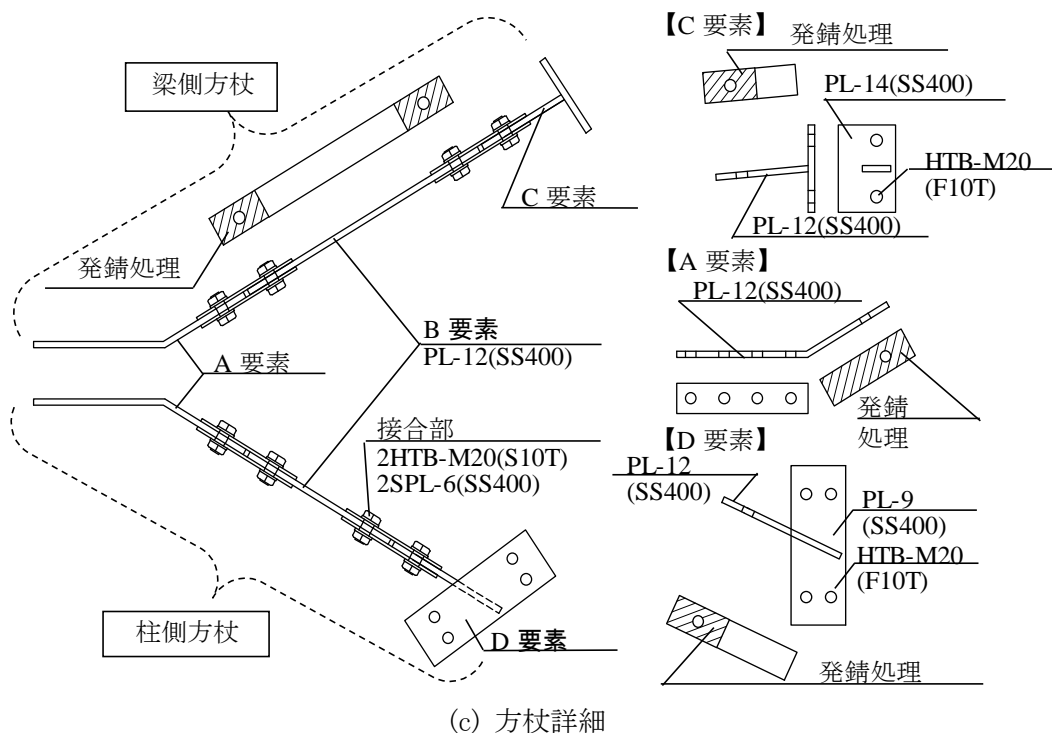


図 4-4 標準試験体(No.3 試験体)

表 4-1 に試験体の筋違および方杖に用いた鋼材から切り出した JIS5 号試験片の引張試験結果を示す。

図 4-5 に計測計画を示す。荷重 N_y はアクチュエーターに取り付けたロードセルによって計測した。変位計は筋違の材軸変形の計測用に加力側には δ_1, δ_2 , 反力側には δ_3 の計 3 箇所を設置した。なお、後述の载荷実験結果の筋違の材軸方向変形 $_{exp}\delta_y$ は $(\delta_1 + \delta_2) / 2 - \delta_3$ とした。歪は図 4-4(a) の筋違の【a-a 断面】および方杖の【b-b 断面】に示した▽位置に取付けた一軸ゲージで計測した。

図 4-6 に载荷履歴を示す。载荷は筋違の材軸方向変形 $_{exp}\delta_y$ を前述の L_b で除した平均歪 ϵ (図 4-5 の y 軸正方向が引張側) で制御し、歪 2.0% で破断に至らない場合は、破断に至るまで引張側に歪を増加させた。

表 4-1 鋼材の引張試験結果

部位		材質	降伏強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	伸び [%]
筋違	No.2~5 試験体	SS400	319	460	36
	No.1 試験体	SS400	307	445	35
方杖	No.2~5 試験体	SS400	307	452	45

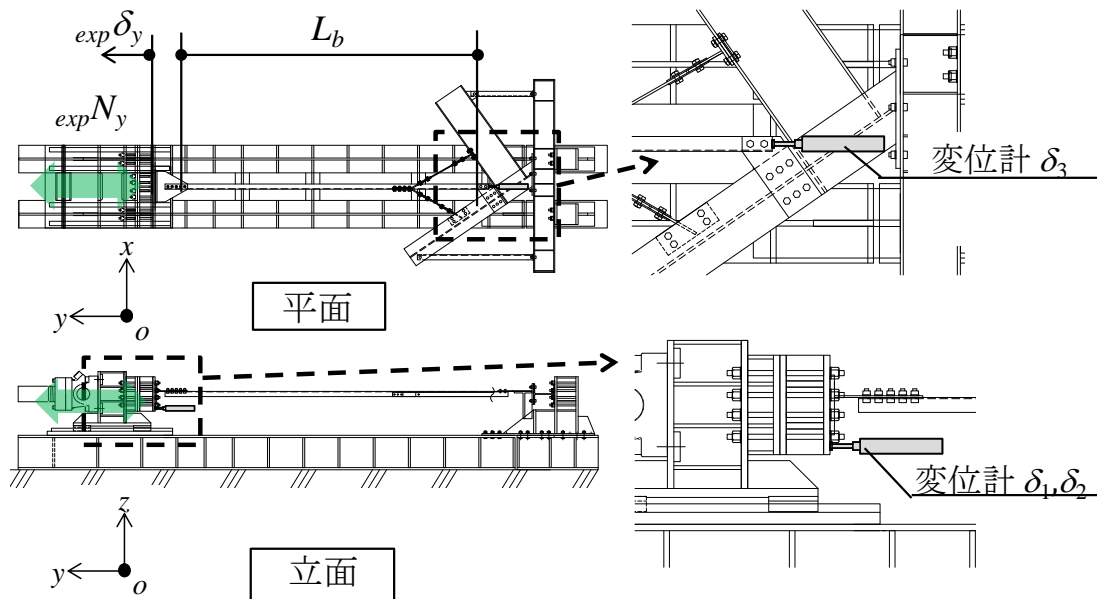


図 4-5 計測計画

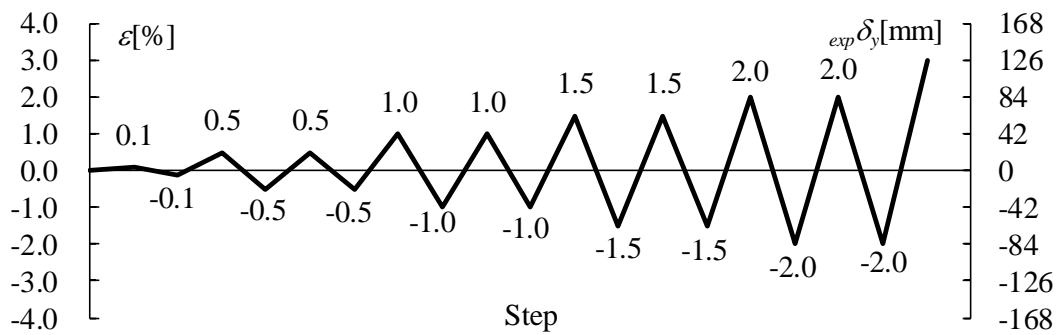


図 4-6 载荷履歴

表4-2に試験体リストを示す。本実験におけるパラメーターは方杖の取付角度である。各試験体の確認項目は以下の通りである。






No.1 試験体は既存の無補強試験体であり、筋違の耐力および変形性能を確認するための試験体とした。No.2～5 試験体は柱・梁両側に方杖を設置し、補強後接合部を模擬した試験体である。このうち、No.2～4 試験体は柱・梁側の方杖の取付角度は等しくし、その取付角度を15°～45°に変化させて、取付角度による影響を確認するための試験体である。一方、No.5 試験体は柱・梁側の方杖の取付角度が異なる場合の影響を確認するための試験体である。

表4-2には試験体の降伏点、引張強さに基づく計算値の筋違の軸部降伏耐力 $calN_{yield}$ 、接合部①の破断耐力 $calN_{J①,u}$ 、接合部②の破断耐力 $calN_{J②,u}$ および補強後接合部の耐力の予測値 $calN_R$ も示した。なお、各々の耐力は以下の通り算出した。

接合部の破断耐力の算定において、山形鋼の突出脚の無効長さは鋼構造接合部設計指針4.1)を参考に、接合部①は0.7×75mm、接合部②は0.25×75mmとする。ファスナー孔による筋違の断面欠損は(高力ボルト径+2mm)×板厚であり、接合部①は22×6mm²、接合部②は18×6mm²である。その結果、突出脚の無効部分とファスナー孔による断面欠損を除いた筋違の有効断面積は接合部①は425mm²、接合部②は650mm²となり、No.1 試験体は接合部①の筋違のファスナー孔欠損部の破断、No.2～5 試験体は接合部②の既存筋違のファスナー孔欠損部の破断で耐力が決まることになる。また、筋違と方杖の接合部のファスナー孔による筋違の断面欠損は22×6mm²であり、有効断面積は740mm²となった。

No.2～5 試験体の補強後接合部の耐力は簡易的に既存筋違と柱・梁側の方杖の3本の並列バネと仮定し、4.5.2項で後述する補強筋違母材の軸方向剛性 $K_{A,M}$ 、柱・梁側の方杖母材の軸方向剛性 $K_{B,M}$ 、 $K_{C,M}$ に柱・梁側の方杖の取付角度 β_0, γ_0 の余弦の2乗を乗じて筋違の材軸方向に置換した剛性の比より求めた柱・梁側の方杖の荷重分担量のy方向分力を用いて、接合部①が破断する際の、接合部①の破断耐力および柱・梁側の方杖の荷重分担量のy方向分力を合算した。その結果、補強後接合部の耐力は筋違の軸部降伏耐力を上回る予測となった。

表4-2 試験体リスト

タイプ	無補強	補強後接合部				
No.	1【N】	2【BS15】	3【BS30】	4【BS45】	5【BS30/45】	
概要						
確認事項	無補強の接合部耐力	柱・梁方杖が同角度の耐力分担率			柱・梁方杖が異角度の耐力分担率	
耐力計算値 [kN]	終局	189 ($calN_{J①,u}$)	299 ($calN_{J②,u}$)			
	モード	接合部① 母材破断	接合部② 母材破断			
	筋違	268	278			
	軸部降伏		$(calN_{yield})$			
	補強後接合部	—	528	494	401	445
		$(calN_R)$				

4.4.3 実験結果

図4-7に全試験体の荷重-変形関係を示す。縦軸は筋違に作用する軸力 $expN_y$ 、横軸は筋違の材軸方向変形 $exp\delta_y$ である。図中には、接合部①の破断耐力の計算値 $calNJ_{①,u}$ および接合部②の破断耐力の計算値 $calNJ_{②,u}$ を破線で示し、筋違の軸部降伏耐力の実験値 $expN_{yield}$ を▽、接合部①、②の破断耐力の実験値 $expNJ_{①,u}$ 、 $expNJ_{②,u}$ を▼で示した。なお、本実験では明確な降伏点が見られなかったため、筋違の軸部降伏耐力の実験値は全体の実験データを確認した上で、降伏棚が現れ始める時点と概ね対応する、接線剛性が初期剛性の1/10まで低下した時点での荷重と定義した。また、No.2~5試験体の結果には比較のためにNo.1試験体の荷重-変形関係を赤色線で示した。

無補強のNo.1試験体は筋違の降伏前の200kN付近で写真4-1に示すように接合部①の筋違のファスナー孔より破断に至った。方杖を取り付けたNo.2~5試験体は既存筋違の軸部降伏後も耐力を保持し、载荷プログラムにおける全サイクルを経て、単調引張载荷時に歪硬化に伴い引張耐力が上昇し、最終的に写真4-2に示すように接合部②の既存筋違の第一ファスナー孔位置で全断面破断に至った。筋違両側に方杖を取り付けることで既存筋違の軸部降伏前における、補強筋違の接合部の破断防止効果を得られることが確認された。

なお、2本の方杖の取付角度による耐力の有意な差は確認できなかったため、方杖の取付角度の影響については、次節で考察する。

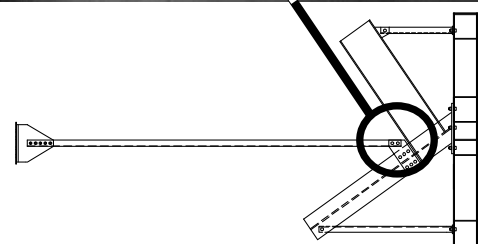


写真4-1 No.1試験体の接合部①破断

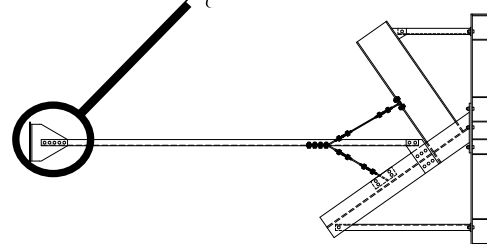


写真4-2 No.2試験体の接合部②破断

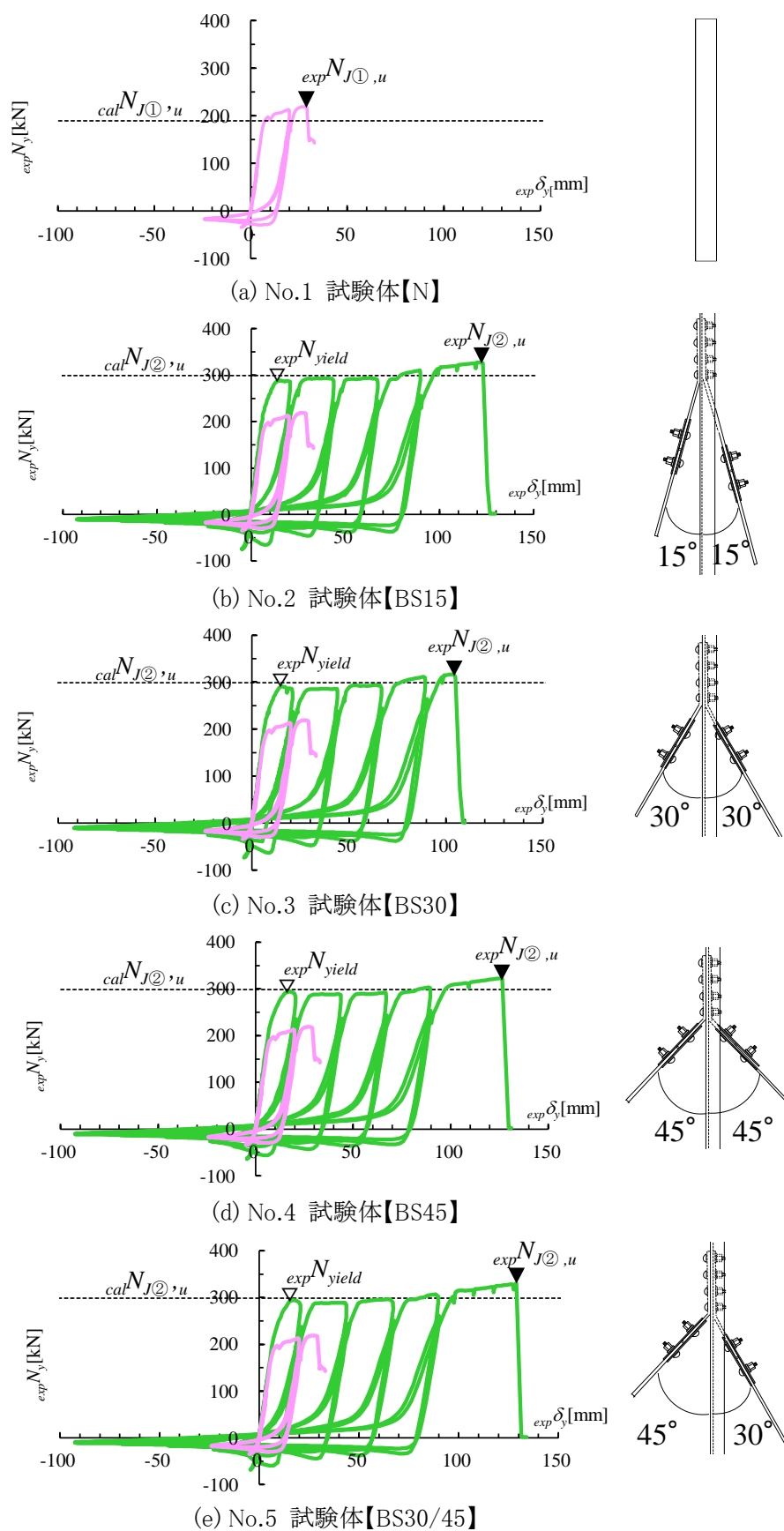


図 4-7 荷重-変形関係

4.5 解析モデルを用いた実験結果の考察

4.5.1 解析モデル

本節では、載荷実験における方杖の剛性、取付角度が耐力に及ぼす影響について解析モデルを用いて考察する。

図4-8に試験体の解析モデル(以下、試験体モデルと記す)を示す。構法2における荷重伝達は補強筋違、既存筋違および柱・梁側の方杖とともに軸力が支配的になるため、耐力評価には接合部をピン支点としたトラスモデルを採用した。図4-8(b)に示す補強後接合部における力の釣合は、補強後接合部の荷重 $calN_y$ 、補強筋違の荷重分担量 $calN_A$ 、梁側の方杖の荷重分担量 $calN_B$ および柱側の方杖の荷重分担量 $calN_C$ の x, y 方向分力を用いて下式で表される。

$$calN_{A,y} + calN_{B,y} + calN_{C,y} = calN_y \quad \dots (4-1)$$

$$calN_{A,x} + calN_{C,x} = calN_{B,x} \quad \dots (4-2)$$

$calN_y$ により補強後接合部に変形 $cal\delta_{r,x}$ 、 $cal\delta_{r,y}$ が生じた場合、各部材の軸方向変形 Δ_A 、 Δ_B 、 Δ_C は下式で表される。

$$\Delta_A = cal\delta_{r,y} \cos\alpha + cal\delta_{r,x} \sin\alpha \quad \dots (4-3)$$

$$\Delta_B = cal\delta_{r,y} \cos\beta - cal\delta_{r,x} \sin\beta \quad \dots (4-4)$$

$$\Delta_C = cal\delta_{r,y} \cos\gamma + cal\delta_{r,x} \sin\gamma \quad \dots (4-5)$$

α, β, γ : 補強筋違および梁・柱側の方杖と y 軸の載荷時の角度

β_0, γ_0 : 梁・柱側の方杖と y 軸の載荷前の角度(取付角度)

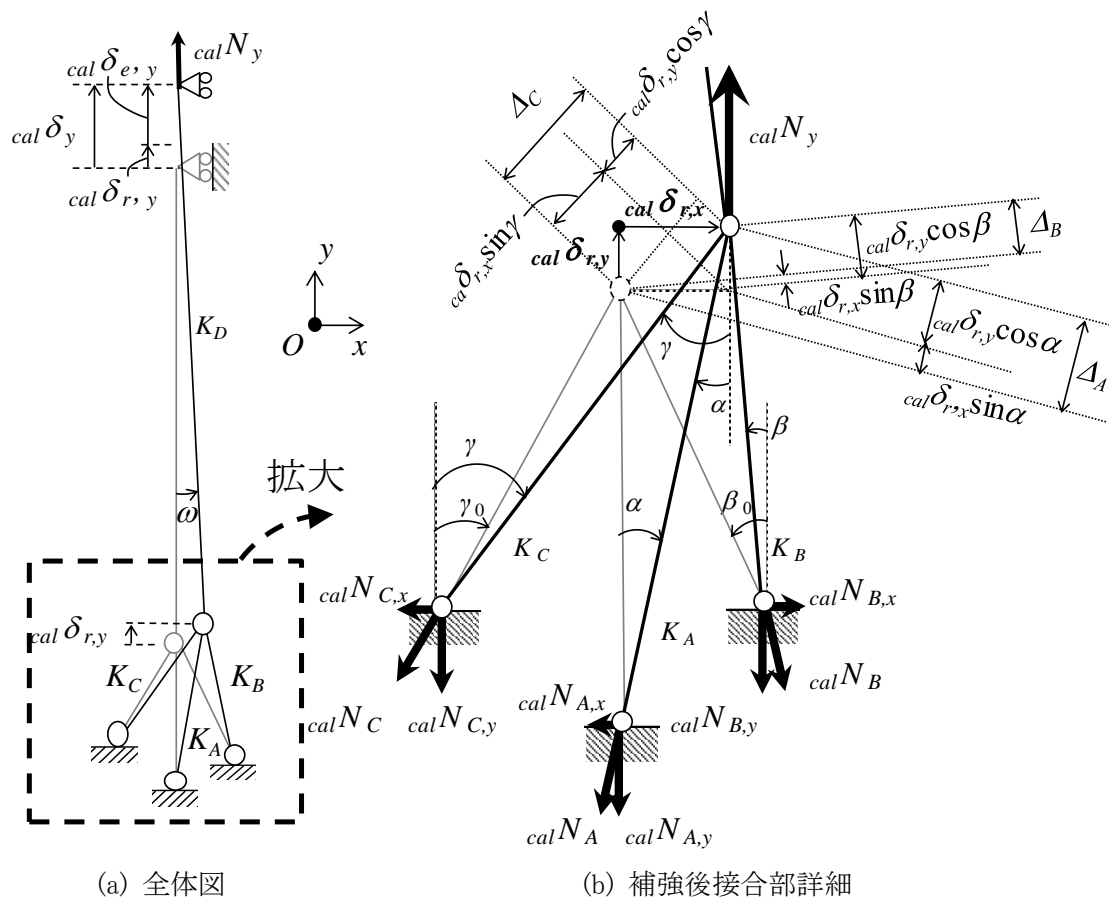


図4-8 試験体モデルの力の釣り合い

${}_{cal}N_A, {}_{cal}N_B$ および ${}_{cal}N_C$ の x, y 方向分力は下式で表される.

$${}_{cal}N_{A,y} = K_A \cos^2 \alpha {}_{cal}\delta_{r,y} + K_A \sin \alpha \cos \alpha {}_{cal}\delta_{r,x} \quad \dots (4-6)$$

$${}_{cal}N_{A,x} = K_A \sin \alpha \cos \alpha {}_{cal}\delta_{r,y} + K_A \sin^2 \alpha {}_{cal}\delta_{r,x} \quad \dots (4-7)$$

$${}_{cal}N_{B,y} = K_B \cos^2 \beta {}_{cal}\delta_{r,y} - K_B \sin \beta \cos \beta {}_{cal}\delta_{r,x} \quad \dots (4-8)$$

$${}_{cal}N_{B,x} = K_B \sin \beta \cos \beta {}_{cal}\delta_{r,y} - K_B \sin^2 \beta {}_{cal}\delta_{r,x} \quad \dots (4-9)$$

$${}_{cal}N_{C,y} = K_C \cos^2 \gamma {}_{cal}\delta_{r,y} + K_C \sin \gamma \cos \gamma {}_{cal}\delta_{r,x} \quad \dots (4-10)$$

$${}_{cal}N_{C,x} = K_C \sin \gamma \cos \gamma {}_{cal}\delta_{r,y} + K_C \sin^2 \gamma {}_{cal}\delta_{r,x} \quad \dots (4-11)$$

K_A, K_B, K_C : 補強筋違および梁・柱側の方杖の材軸方向の剛性

(4-6),(4-8),(4-10)式の第1項は y 方向変形 ${}_{cal}\delta_{r,y}$ に伴う補強筋違・方杖の伸びによる補強筋違・方杖の荷重分担量を示している.一方で,第2項は x 方向変形 ${}_{cal}\delta_{r,x}$ に伴う補強筋違・方杖の伸縮により付加・削減される荷重分担量を示している.そして,(4-6),(4-8),(4-10)式より,補強筋違・方杖の y 方向の荷重分担量は,各々の部材の剛性,角度および補強筋違の変形量により決まることを示している.

(4-6)~(4-11)式を(1),(2)式に代入し, ${}_{cal}\delta_{r,x}, {}_{cal}\delta_{r,y}$ は下式で表される.

$${}_{cal}\delta_{r,y} = {}_{cal}N_y (K_A \sin^2 \alpha + K_C \sin^2 \gamma + K_B \sin^2 \beta) / \{ K_A K_C (\sin \alpha \cos \gamma - \cos \alpha \sin \gamma)^2 + K_A K_B (\sin \alpha \cos \beta + \cos \alpha \sin \beta)^2 + K_C K_B (\sin \gamma \cos \beta + \cos \gamma \sin \beta)^2 \} \quad \dots (4-12)$$

$${}_{cal}\delta_{r,x} = {}_{cal}N_y (K_A \sin \alpha \cos \alpha - K_C \sin \gamma \cos \gamma + K_B \sin \beta \cos \beta) / \{ K_A K_C (\sin \alpha \cos \gamma - \cos \alpha \sin \gamma)^2 + K_A K_B (\sin \alpha \cos \beta + \cos \alpha \sin \beta)^2 + K_C K_B (\sin \gamma \cos \beta - \cos \gamma \sin \beta)^2 \} \quad \dots (4-13)$$

筋違の変形 ${}_{cal}\delta_y$ は補強後接合部の変形 ${}_{cal}\delta_{r,y}$ および既存筋違の変形 ${}_{cal}\delta_{e,y}$ 用いて下式で表される.

$${}_{cal}\delta_y = {}_{cal}\delta_{r,y} + {}_{cal}\delta_{e,y} \quad \dots (4-14)$$

既存筋違と y 軸の角度 ω を0と仮定し, ${}_{cal}\delta_{e,y}$ は下式で表される.

$${}_{cal}\delta_{e,y} = {}_{cal}N_y / K_D \quad \dots (4-15)$$

K_D : 既存筋違の材軸方向の剛性

4.5.2 各部材の剛性

1) 剛性のモデル化

図4-9に示すように補強筋違および梁・柱側の方杖の材軸方向剛性は鉄骨母材,接合部および梁・柱の直列バネと仮定し,下式で表した.

$$K_A = 1 / (1 / K_{A,M} + 1 / K_{A,J}) \quad \dots (4-16)$$

$$K_B = 1 / (1 / K_{B,M} + 1 / K_{B,J} + 1 / K_{B,F}) \quad \dots (4-17)$$

$$K_C = 1 / (1 / K_{C,M} + 1 / K_{C,J} + 1 / K_{C,F}) \quad \dots (4-18)$$

$$K_D = 1 / (1 / K_{D,M} + 1 / K_{D,J}) \quad \dots (4-19)$$

$K_{A,M}, K_{B,M}, K_{C,M}, K_{D,M}$: 補強筋違,梁・柱側の方杖および既存筋違における,鉄骨母材の作用軸方向の剛性

$K_{A,J}$: 接合部①の剛性の筋違作用軸方向置換値

$K_{B,J}$: 梁側方杖・梁の接合部剛性の方杖作用軸方向置換値

$K_{C,J}$: 柱側方杖・柱の接合部剛性の方杖作用軸方向置換値

$K_{D,J}$: 接合部②の剛性の筋違作用軸方向置換値

$K_{B,F}$: 梁剛性の方杖作用軸方向置換値

$K_{C,F}$: 柱剛性の方杖作用軸方向置換値

以下ではそれぞれの剛性の算出について述べる.

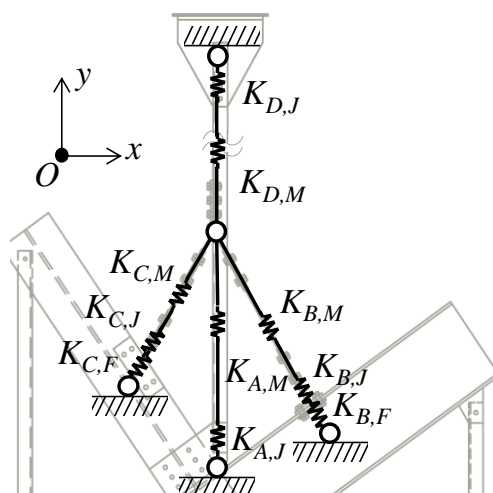


図4-9 バネのモデル化

2) 補強後接合部の鉄骨母材の剛性

図4-10に $K_{A,M}$, $K_{B,M}$ および $K_{C,M}$ の算出の諸元を示す。なお、 l_A は補強筋違における、鉄骨母材の接合部ファスナー孔の中心間距離である。 l_B は梁側の方杖における、鉄骨母材の補強筋違近傍の屈曲点から梁との接合部プレートまでの長さである。 l_C は柱側の方杖における、鉄骨母材の補強筋違近傍の屈曲点から柱との接合部プレートまでの長さである。 $K_{A,M}$, $K_{B,M}$ および $K_{C,M}$ は下式で表した。

$$K_{A,M} = A_A E / l_A \quad \dots (4-20)$$

$$K_{B,M} = A_B E / l_B \quad \dots (4-21)$$

$$K_{C,M} = A_C E / l_C \quad \dots (4-22)$$

A_A, A_B, A_C : 補強筋違および梁・柱側の方杖の全断面積

E : 鋼材のヤング係数

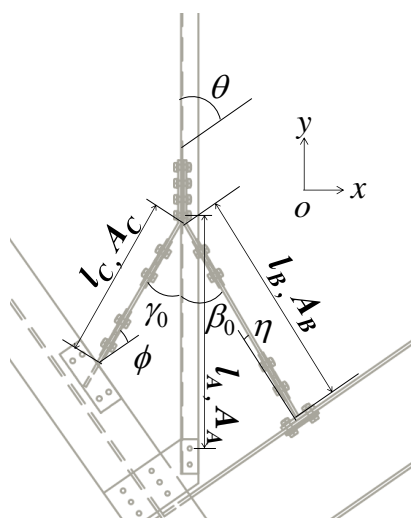


図4-10 補強部バネの緒元

3) 補強後接合部の接合部の剛性

図4-11(a)~(c)に $K_{A,J}$ 、 $K_{B,J}$ および $K_{C,J}$ 算出における諸元を示す。モデル化は以下のように仮定した。接合部①のガセットプレートは片持梁として、その長さは補強筋違の加力側ファスナー孔と柱の筋違側ファスナー孔の中心間距離 $l_{A,J}$ とし、幅は柱の筋違側ファスナー列の最外縁孔の中心間距離 $B_{A,J}$ とした。梁側方杖の接合部のプレートは両端固定梁として、長さは方杖両側のファスナー孔の中心間距離 $l_{B,J}$ とし、幅は方杖の幅 $B_{B,J}$ と同等とした。柱側方杖の接合部のプレートは両端固定梁として、長さは方杖両側の柱のファスナー孔の中心間距離 $l_{C,J}$ とし、幅は方杖片側にある2つのファスナー孔の中心間距離 $B_{C,J}$ とした。 $K_{A,J}$ 、 $K_{B,J}$ および $K_{C,J}$ は下式で表した。

$$K_{A,J} = t_{A,J} B_{A,J}^3 E / (4 l_{A,J}^3 \cos^2 \theta) \quad \dots (4-23)$$

$$K_{B,J} = 16 t_{B,J}^3 B_{B,J} E / (l_{B,J}^3 \cos^2 \eta) \quad \dots (4-24)$$

$$K_{C,J} = 16 t_{C,J}^3 B_{C,J} E / (l_{C,J}^3 \cos^2 \phi) \quad \dots (4-25)$$

θ, η, ϕ : 筋違および梁・柱側の方杖と梁・柱の取付角度

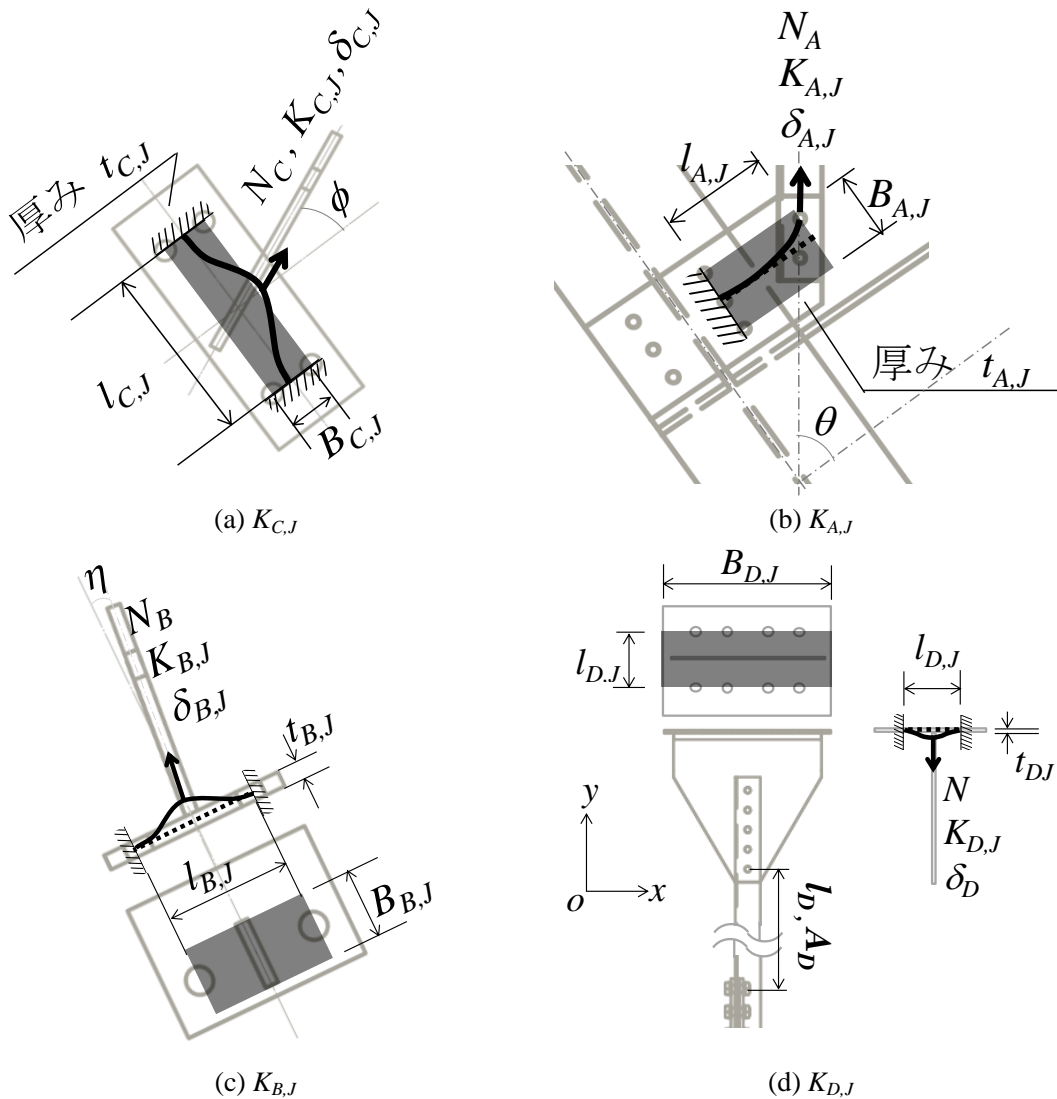


図4-11 K_J の定義

4) 補強後接合部の梁・柱の剛性

梁・柱については図 4-12 の捩じり, 図 4-13 の曲げ, 図 4-14 の治具の軸伸び, 曲げ変形を考慮し, $K_{B,F}$ および $K_{C,F}$ は下式で表した. なお, 本研究では, 梁の長さ l_B は柱フェイスからの張出長さ, 柱の長さ l_C は梁フェイスからの張出長さとして定義した.

$$K_{B,F} = 1 / (1/K_{B,F1} + 1/K_{B,F2} + 1/K_{B,F3}) \quad \dots (4-26)$$

$$K_{C,F} = 1 / (1/K_{C,F1} + 1/K_{C,F2} + 1/K_{C,F3}) \quad \dots (4-27)$$

$K_{B,F1}, K_{C,F1}$: 梁・柱の捩じり剛性の方杖作用軸方向置換値

$K_{B,F2}, K_{C,F2}$: 梁・柱の曲げ剛性の方杖作用軸方向置換値

$K_{B,F3}, K_{C,F3}$: 梁・柱側治具の軸剛性・曲げ剛性の
方杖作用軸方向置換値

柱・梁の捩じりは方杖と柱・梁の偏心により生じ, $K_{B,F1}$ および $K_{C,F1}$ は下式で表した. なお, 実験では柱に CT 鋼を用いたので図 4-12(b)の灰色部分を除いて捩じり定数および偏心距離 e_c を算出した.

$$K_{B,F1} = GJ_B l_B / (e_B^2 a_B b_B \cos \eta) \quad \dots (4-28)$$

$$K_{C,F1} = GJ_C l_C / (e_C^2 a_C b_C \cos \phi) \quad \dots (4-29)$$

J_B, J_C : 梁, 柱の捩じり定数

G : 鋼材のせん断弾性係数

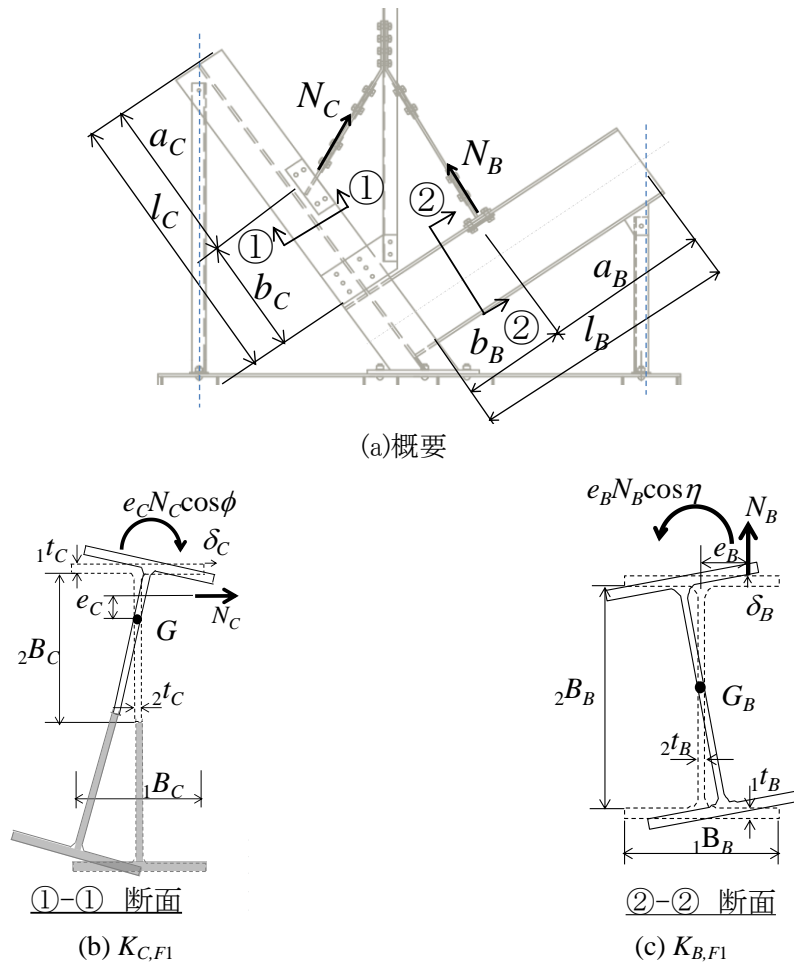


図 4-12 K_{F1} の定義

実験では図 4-13 に示すように一端固定・他端ピンローラーの梁の曲げとしたため、 $K_{B,F2}$ および $K_{C,F2}$ は下式で表した。

$$K_{B,F2} = 12EI_B l_B^3 / \{a_B^2 b_B^3 (4a_B + 3b_B) \cos^2 \eta\} \quad \dots (4-30)$$

$$K_{C,F2} = 12EI_C l_C^3 / \{a_C^2 b_C^3 (4a_C + 3b_C) \cos^2 \phi\} \quad \dots (4-31)$$

I_B : 梁の断面 2 次モーメント

I_C : 柱の断面 2 次モーメント

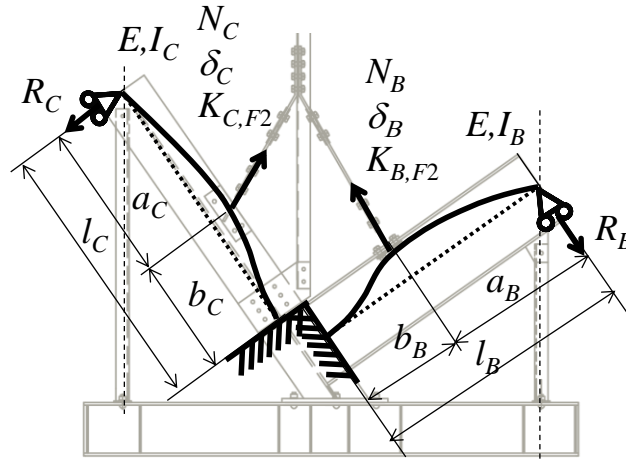


図 4-13 K_{F2} の定義

治具の剛性評価は実際の架構では不要である。しかし、実験では図 4-14 に示すように柱・梁の端部反力により治具山形鋼の軸伸び、治具 H 形鋼の曲げが生じた。 $K_{B,F3}$ および $K_{C,F3}$ は下式で表した。なお、 l_{B3} 、 l_{C3} は反力フレームからの治具 H 形鋼の張出長であり、剛性を簡易に算出するため、柱・梁接合部の境界条件はピン接合とした。

$$K_{B,F3} = 2l_{B3}^4 \cos^2 \theta / \{ \cos^2 \eta b_B^3 (a_B + 2l_B) (l_{B2}/A_2 E + l_{B3}^3/3EI_3) \} \quad \dots (4-32)$$

$$K_{C,F3} = 2l_{C3}^4 \sin^2 \theta / \{ \cos^2 \phi b_C^3 (a_C + 2l_C) (l_{C2}/A_2 E + l_{C3}^3/3EI_3) \} \quad \dots (4-33)$$

A_2 : 治具山形鋼の断面積

I_3 : 治具 H 形鋼の断面 2 次モーメント

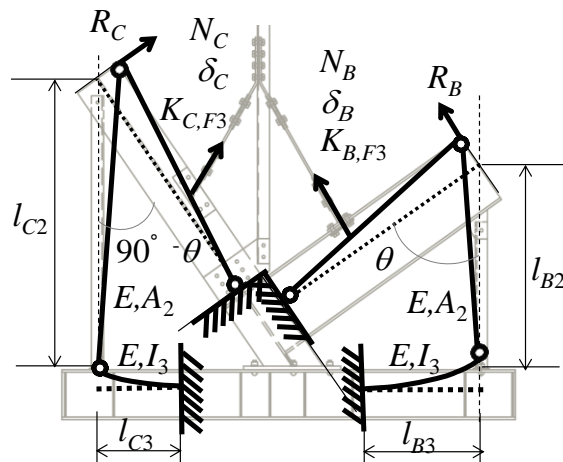


図 4-14 K_{F3} の定義

上記(4-30)~(4-33)式は本研究の載荷実験における柱、梁の剛性であり、実在の鋼構造建屋では小梁、床版、胴縁、外装材の影響を加味して剛性を算出する必要がある。

5) 既存筋違の剛性

図4-11(d)に $K_{D,M}$ および $K_{D,J}$ の算出の諸元を示す。なお、 l_D は既存筋違の接合部②と方杖取付部のファスナー孔の中心間距離である。また、既存筋違の接合部②はエンドプレートの曲げが卓越するため両端固定梁と仮定した。 $K_{D,M}$ および $K_{D,J}$ は下式で表した。

$$K_{D,M} = A_D E / l_D \quad \dots (4-34)$$

$$K_{D,J} = 16 t_{D,J} B^3_{D,J} E / l^3_{D,J} \quad \dots (4-35)$$

A_D : 既存筋違母材の断面積

表4-3 に No.1~5 試験体の剛性を算出した結果を示す。

表4-3 各部剛性の計算結果

(a) K_M				
方杖取付角度	$K_{A,M}$ [kN/mm]	$K_{B,M}$ [kN/mm]	$K_{C,M}$ [kN/mm]	$K_{D,M}$ [kN/mm]
15°	183	149	185	62
30°		157	215	
45°		153	232	
(b) K_J				
方杖取付角度	$K_{A,J}$ [kN/mm]	$K_{B,J}$ [kN/mm]	$K_{C,J}$ [kN/mm]	$K_{D,J}$ [kN/mm]
15°	181	474	805	118
30°		419	575	
45°		429	487	
(c-1) K_{F1}				
方杖取付角度	$K_{A,F1}$ [kN/mm]	$K_{B,F1}$ [kN/mm]	$K_{C,F1}$ [kN/mm]	$K_{D,F1}$ [kN/mm]
15°	—	73	286	—
30°		47	189	
45°		48	173	
(c-2) K_{F2}				
方杖取付角度	$K_{A,F2}$ [kN/mm]	$K_{B,F2}$ [kN/mm]	$K_{C,F2}$ [kN/mm]	$K_{D,F2}$ [kN/mm]
15°	—	6,100	276	—
30°		2,370	152	
45°		2,230	134	
(c-3) K_{F3}				
方杖取付角度	$K_{A,F3}$ [kN/mm]	$K_{B,F3}$ [kN/mm]	$K_{C,F3}$ [kN/mm]	$K_{D,F3}$ [kN/mm]
15°	—	2,900	640	—
30°		635	212	
45°		274	113	
(c-4) K_F				
方杖取付角度	$K_{A,F}$ [kN/mm]	$K_{B,F}$ [kN/mm]	$K_{C,F}$ [kN/mm]	$K_{D,F}$ [kN/mm]
15°	—	70	115	—
30°		43	60	
45°		40	45	
(d) K				
方杖取付角度	K_A [kN/mm]	K_B [kN/mm]	K_C [kN/mm]	K_D [kN/mm]
15°	91	43	66	41
30°		31	43	
45°		30	35	

4.5.3 実験結果の考察

前述したように本研究では、筋違の軸部降伏耐力 N_{yield} に対する補強筋違の荷重分担量 $N_{A,y}$ 、梁側の方杖の荷重分担量 N_B の y 方向分力 $N_{B,y}$ および柱側の方杖の荷重分担量 N_C の y 方向分力 $N_{C,y}$ の割合 $N_{A,y}/N_{yield}$ 、 $N_{B,y}/N_{yield}$ 、 $N_{C,y}/N_{yield}$ を各部材の耐力分担率(Load sharing ratio)と定義した。

実験結果の筋違の軸部降伏耐力は図 4-7 の▽で示した $expN_{yield}$ を用いており、梁側の方杖の荷重分担量 $expN_B$ および柱側の方杖の荷重分担量 $expN_C$ は歪ゲージによる歪計測値より算出し、 y 方向分力の $expN_{B,y}$ および $expN_{C,y}$ は柱・梁側の方杖の取付角度の余弦を乗じて算出した。そして、補強筋違の荷重分担量 $expN_{A,y}$ は $expN_y$ から $expN_{B,y}$ および $expN_{C,y}$ を減じて算出した。試験体モデルの計算値による筋違の軸部降伏耐力は前述の $calN_{yield}$ を用いた。耐力分担率について、実験結果は $expN_{A,y}/expN_{yield}$ 、 $expN_{B,y}/expN_{yield}$ 、 $expN_{C,y}/expN_{yield}$ であり、試験体モデルの計算値は $calN_{A,y}/calN_{yield}$ 、 $calN_{B,y}/calN_{yield}$ 、 $calN_{C,y}/calN_{yield}$ である。

図 4-15 に筋違および方杖の耐力分担率について、実験結果と試験体モデルの計算値の比較を柱・梁側方杖の取付角度が同じ No3・4 試験体および柱・梁側方杖の取付角度が異なる No5 試験体について示す。なお、実験結果については筋違および方杖の引張側の骨格曲線となっており、実験結果を線で、解析モデルによる計算値を記号により示している。試験体モデルの計算値は、まず、(4-12)・(4-13)式で補強筋違、柱・梁側の方杖と y 軸の載荷時の角度を各々の部材の取付角度と等しいとおき ($\alpha=0, \beta=\beta_0, \gamma=\gamma_0$)、 $calN_y$ の増分荷重 $cal\Delta N_y$ により生じる補強後接合部の増分変形 $cal\Delta\delta_{ry}, cal\Delta\delta_{rx}$ を求める。次に、(4-6)~(4-11)式で補強筋違、柱・梁側の方杖の増分荷重 $cal\Delta N_{A,y}, cal\Delta N_{A,x}, cal\Delta N_{B,y}, cal\Delta N_{B,x}, cal\Delta N_{C,y}, cal\Delta N_{C,x}$ を求める。更に、増分変形により生じた補強筋違、柱・梁側の方杖の載荷時の角度 α, β, γ を求める。この荷重増分計算を繰り返した結果の試験体モデルの計算値を、図 4-16 に記号 (×, ○, △, ◇) で示した。

図 4-15 の実験結果と試験体モデルの計算値の比較結果より、全試験体において初期剛性、耐力分担率ともに試験体モデルによる評価で実験結果を概ね再現できていることが分かる。また、柱・梁側の方杖の取付角度の耐力分担率への影響について、試験体モデルでも実験結果と同様に、No.3 試験体のように取付角度が等しい場合は梁側方杖と柱側方杖の耐力分担率がほぼ同等になること、No.5 試験体のように取付角度が異なる場合は耐力分担率に差が生じることが確認された。

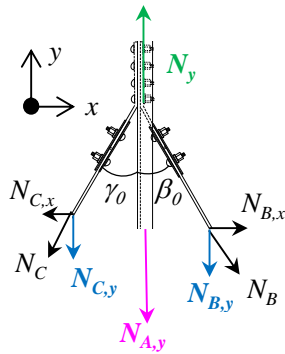
この現象を考察するために、表 4-4 に、No.3 と No5 の試験体モデルを用いて、前述の $calN_y$ が増分荷重 $cal\Delta N_y$ による繰り返し計算の結果、 $calN_y = calN_{yield}$ に達した際の補強後接合部の変形 $cal\delta_{ry}, cal\delta_{rx}$ および補強筋違、柱・梁側の方杖の取付角度 α, β, γ を初期条件として、(4-6)~(4-11)式で補強筋違、柱・梁側の方杖の荷重分担量および耐力分担率を算出した結果を示す。なお、荷重分担量(4-6)~(4-11)式の第 1 項、第 2 項の計算結果も示した。

表 4-4(a-2),(b-2)の変形について、No.3,5 試験体ともに y 方向変形 $cal\delta_{ry}$ が正側に生じ、 x 方向変形 $cal\delta_{rx}$ は柱側の方杖の剛性が梁側より高いため負側に生じる。そして、補強筋違、柱・梁側の方杖の材長 l_A, l_B, l_C に対して $cal\delta_{ry}, cal\delta_{rx}$ が小さいため、各部材の載荷時の角度 α, β, γ は取付角度とほぼ等しく $\alpha \doteq 0, \beta \doteq \beta_0, \gamma \doteq \gamma_0$ となる。

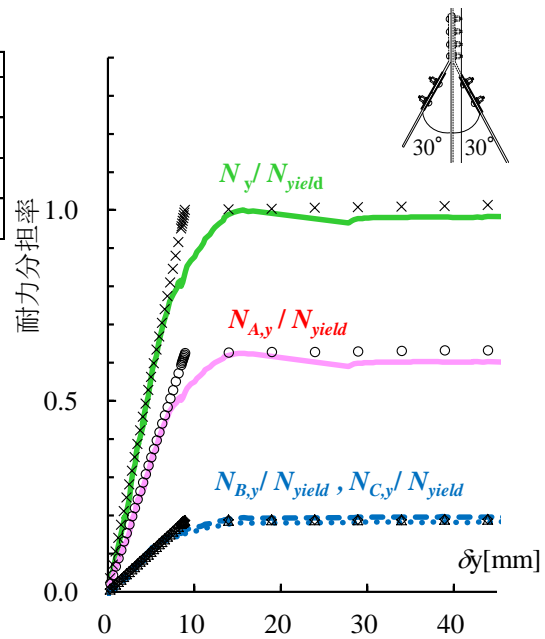
表 4-4(a-2),(b-2)の柱・梁側の方杖の荷重分担量については、No.3,5 試験体ともに以下のようになる。柱・梁側の方杖の x 方向の荷重分担量 $calN_{B,x}, calN_{C,x}$ はほぼ等しくなる。これは補

強筋違の荷重時の角度 $\alpha \approx 0$ であり、補強筋違の x 方向分力 ${}_{cal}N_{A,x}$ が極めて小さいためである。一方、柱・梁側の方杖の y 方向の荷重分担量 ${}_{cal}N_{B,y}, {}_{cal}N_{C,y}$ の ${}_{cal}\delta_{r,y}$ に伴う量((4-8),(4-10)式の第1項)は正值となり、 ${}_{cal}\delta_{r,x}$ に伴う量((4-8),(4-10)式の第2項)は、柱側の方杖は縮むため負値となり、梁側の方杖は伸びるため正值となる。そして、第1項と第2項の合計値 ${}_{cal}N_{B,y}, {}_{cal}N_{C,y}$ は、 ${}_{cal}N_{B,x}, {}_{cal}N_{C,x}$ を方杖の荷重時の角度 β, γ の正接で除した値とほぼ等しくなる。そのため、上述の通り柱・梁側の方杖の荷重時の角度は取付角度とほぼ等しく $\beta \approx \beta_0, \gamma \approx \gamma_0$ になることより、取付角度 β_0, γ_0 が等しい場合は ${}_{cal}N_{B,y}, {}_{cal}N_{C,y}$ はほぼ等しくなり、取付角度 β_0, γ_0 が異なる場合は ${}_{cal}N_{B,y}, {}_{cal}N_{C,y}$ に差が生じることになる。この結果より、構法2においては筋違材軸直交方向(x 方向)の変形に伴う耐力の評価が重要となることが分かる。以上の考察結果を図4-16にまとめて示す。

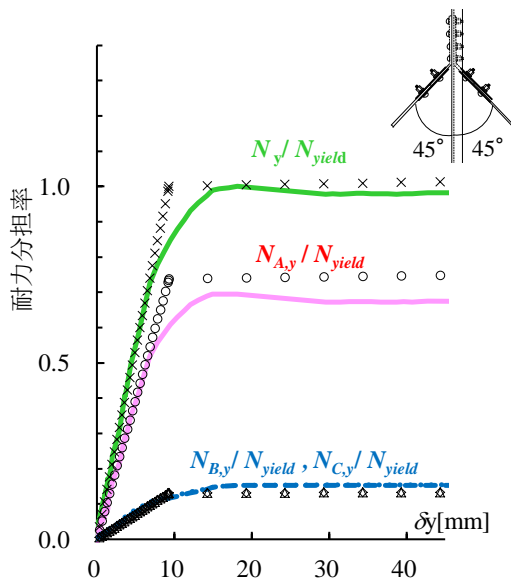
		実験	計算
補強後接合部	N_y/N_{yield}	—	×
補強筋違	$N_{A,y}/N_{yield}$	—	○
梁側方杖	$N_{B,y}/N_{yield}$	- - -	△
柱側方杖	$N_{C,y}/N_{yield}$	⋯⋯⋯	◇



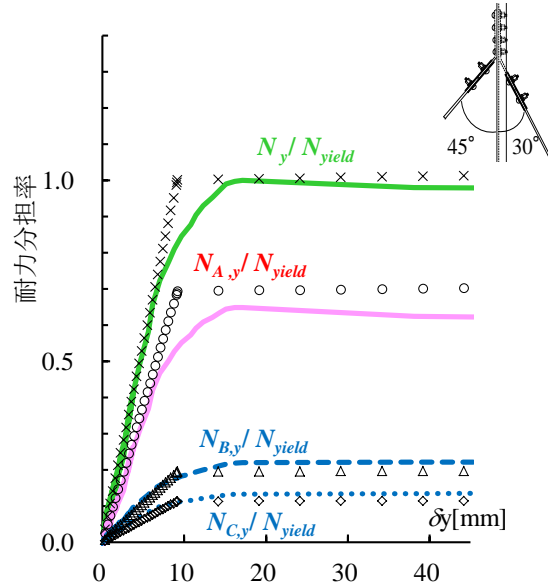
(a) 凡例



(b) No.3 試験体【BS30】



(c) No.4 試験体【BS45】

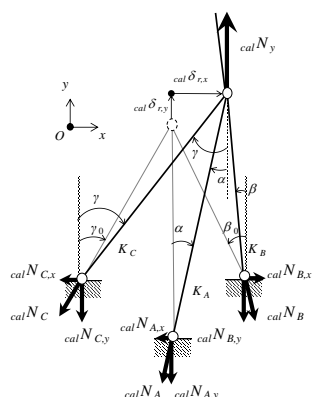


(d) No.5 試験体【BS30/45】

図4-15 実験結果と計算結果の骨格曲線の比較

表 4-4 試験体モデルの計算結果

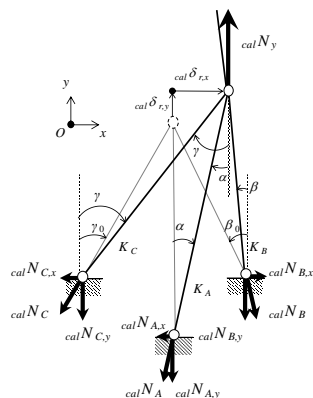
(a-1) 凡例



(a-2) No.3 試験体の結果

$cal N = cal N_{yield}$ [kN]	278	$cal N_{A,y}$ [kN]	$174.13 + (-0.03) = 174.10$
K_A [kN/mm]	91	$cal N_{A,x}$ [kN]	$0.10 + (0.00) = 0.10$
K_B [kN/mm]	31	$cal N_{B,y}$ [kN]	$44.70 - (-7.41) = 52.11$
K_C [kN/mm]	43	$cal N_{B,x}$ [kN]	$25.78 - (-4.27) = 30.05$
$cal \delta_{r,y}$ [mm]	1.95	$cal N_{C,y}$ [kN]	$62.52 + (-10.33) = 52.20$
$cal \delta_{r,x}$ [mm]	-0.56	$cal N_{C,x}$ [kN]	$35.93 + (-5.93) = 29.99$
α [degree]	0.03	$cal N_{A,y} / cal N_{yield}$ [%]	62.6
β [degree]	29.97	$cal N_{B,y} / cal N_{yield}$ [%]	18.7
γ [degree]	29.88	$cal N_{C,y} / cal N_{yield}$ [%]	18.8

(b-1) 凡例



(b-2) No.5 試験体の結果

$cal N = cal N_{yield}$ [kN]	278	$cal N_{A,y}$ [kN]	$192.91 + (-0.01) = 192.90$
K_A [kN/mm]	91	$cal N_{A,x}$ [kN]	$0.07 + (0.00) = 0.07$
K_B [kN/mm]	31	$cal N_{B,y}$ [kN]	$49.53 - (-4.62) = 54.16$
K_C [kN/mm]	35	$cal N_{B,x}$ [kN]	$28.55 - (-2.66) = 31.21$
$cal \delta_{r,y}$ [mm]	2.16	$cal N_{C,y}$ [kN]	$37.40 + (-6.02) = 31.38$
$cal \delta_{r,x}$ [mm]	-0.35	$cal N_{C,x}$ [kN]	$37.20 + (-5.99) = 31.21$
α [degree]	0.02	$cal N_{A,y} / cal N_{yield}$ [%]	69.3
β [degree]	29.95	$cal N_{B,y} / cal N_{yield}$ [%]	19.5
γ [degree]	44.85	$cal N_{C,y} / cal N_{yield}$ [%]	11.3

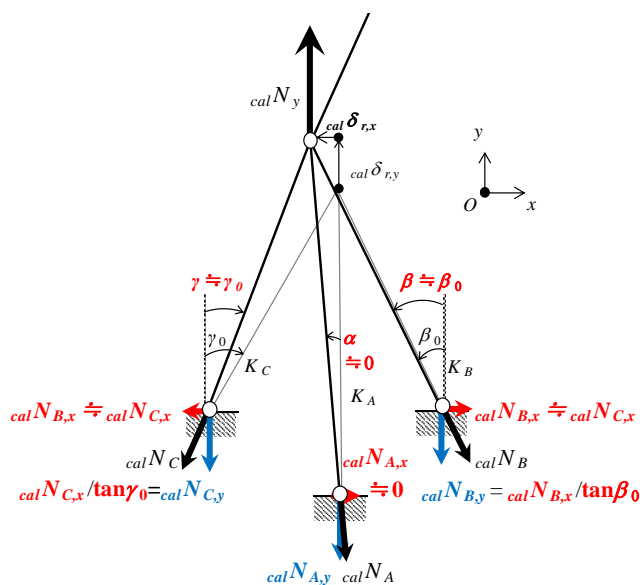


図 4-16 試験体モデルによる耐力分担率の考察

図4-17にNo.2~5試験体の耐力分担率の実験結果と試験体モデルの計算値の比較結果を示す。補強筋違の耐力分担率の誤差(試験体モデルの計算値/実験結果)は-10~+7%である。この結果より、提案した試験体モデルによる耐力評価は概ね妥当であると言える。

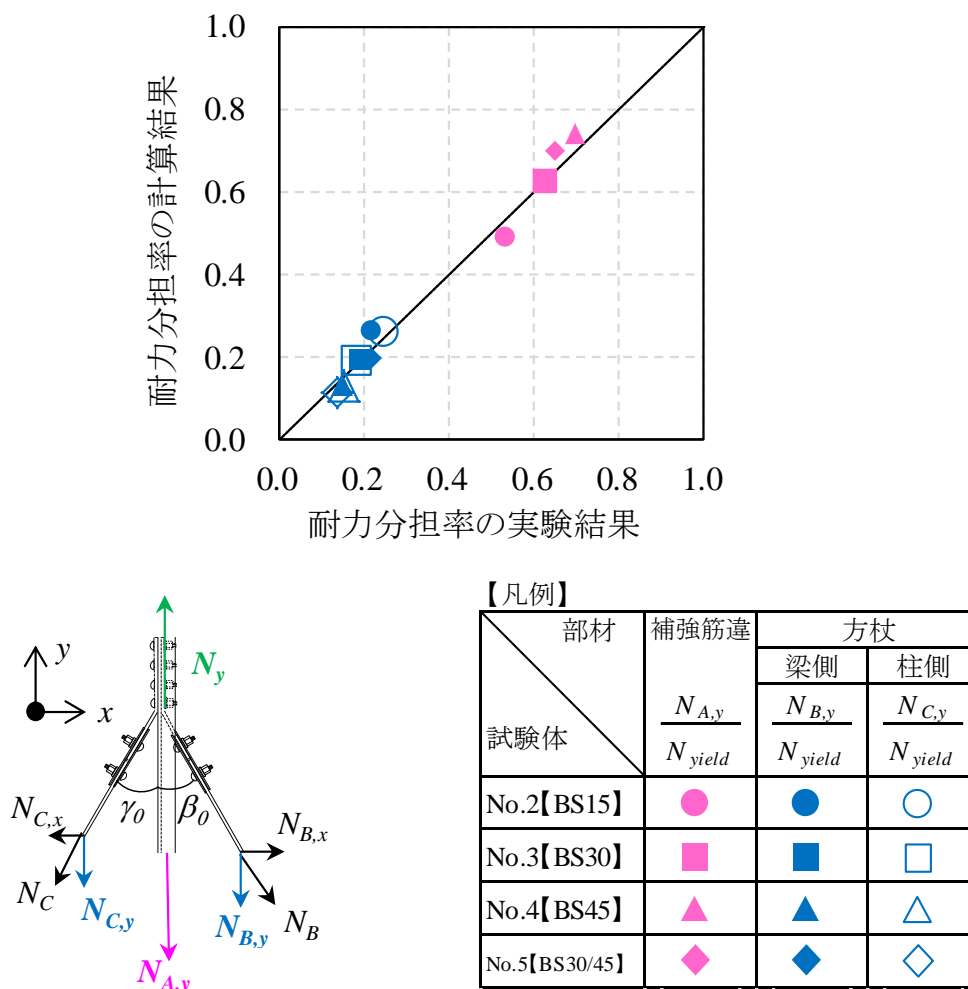


図 4-17 $N = N_{yield}$ における耐力分担率の比較

4.6 解析モデルを用いた検討

4.6.1 検討の方針

本研究では、4.5.2項で述べた補強筋違の材軸方向の剛性 K_A に対する柱・梁側方杖の材軸方向の剛性の y 方向成分の合算値の割合 $(K_B \cos^2 \beta_0 + K_C \cos^2 \gamma_0) / K_A$ を補強剛性比と定義した。そして、補強剛性比と補強筋違の耐力分担率および柱・梁側の方杖の耐力分担率の合算値（以下、方杖の耐力分担率と記す）の関係について検討した。なお、以下では既存筋違の軸部降伏耐力 N_{Fyield} は鋼材の基準強度 F に基づき算出した値を用いた。

4.6.2 試験体モデルを用いた耐力分担率の確認

図4-18に試験体モデルを用いた検討結果を示す。縦軸は補強筋違の耐力分担率および方杖の耐力分担率であり、横軸は補強剛性比である。検討は、柱・梁側の方杖の取付角度が同一の場合と異なる場合について行い、結果を白抜きの記号（○, □, △等）で示した。この結果より、柱・梁側の方杖の軸剛性や取付角度が異なる場合でも、方杖の耐力分担率は補強剛性比により決定されることが分かる。

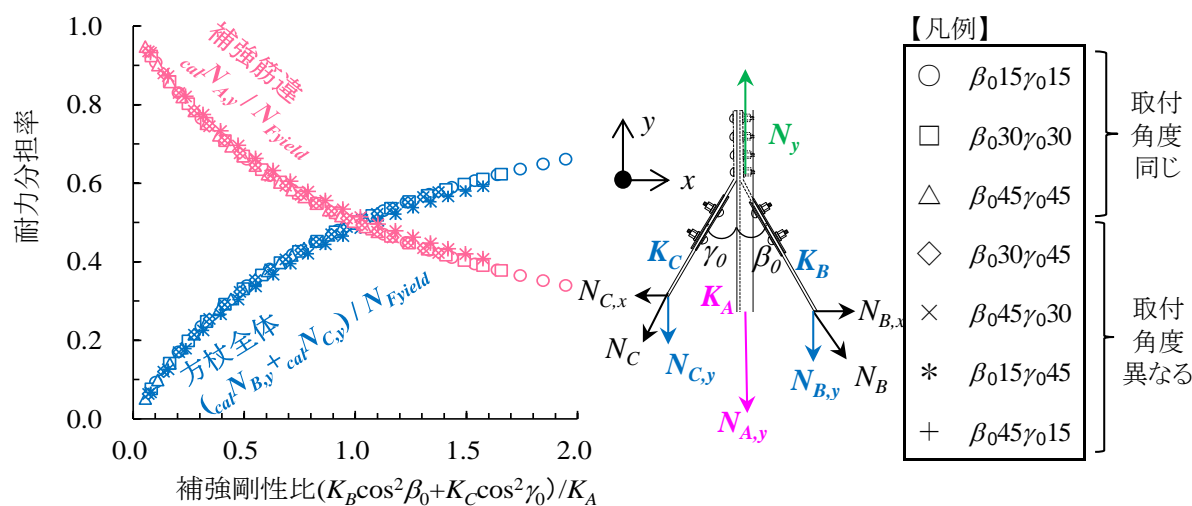


図4-18 $N=N_{Fyield}$ における試験体モデルの耐力分担率

4.6.3 実在モデルを用いた層間変形角の耐力分担率への影響確認

地震時における架構の変形を考慮した解析モデル(以下,実在モデルと記す)を用いて,層間変形角が方杖の耐力分担率に及ぼす影響を検討した. 図4-19にモデル図,表4-5に解析条件を示す.

図4-19(a)に示すように実在モデルの筋違は載荷実験と同じ取付角度 $\theta=55^\circ$ とし,柱・梁側の方杖の取付高さも載荷実験と同じく $r=970\text{mm}$ とした.また,高さ $H=5,600\text{mm}$,幅 $L=3,950\text{mm}$ とした.

実在モデルでは,筋違,方杖には表4-5に示す軸剛性となるように断面積を設定し,柱・梁は,両端ピンの剛体とした. 図4-20(b)の灰色線で示したのは柱 H-792 \times 300 \times 14 \times 22,梁 H-300 \times 300 \times 10 \times 15,柱・梁は剛接合の弾塑性解析モデルで既存筋違が層間変形角 1/408 で軸部降伏した時点での補強筋違周辺の変形図(変形倍率 100)であり,実際の架構に層間変形角が生じた場合の柱・梁の曲げ・せん断変形を模擬している.一方,図4-19(b)の黒点線で示したのは実在モデルの層間変形角 1/408 における補強筋違周辺の変形図(変形倍率 100)であり,実際の架構より,実在モデルの柱・梁は筋違に近づくことを示している.なお,図4-19(b)に示すように柱・梁の両端部とピン支点の間に極めて短いバネを設けて図4-19(a)の点線で示すように実在モデルが平行四辺形に変形できるようにして,左上柱頭部に強制変位を与えて層間変形角 1/100 まで変位増分解析を行った.

この実在モデルを用いることで方杖の軸方向の伸び量,荷重分担量は実際の架構より小さく評価される. 検討では,この簡易な実在モデル用いた略算により,方杖の耐力分担率を安全側に評価した.

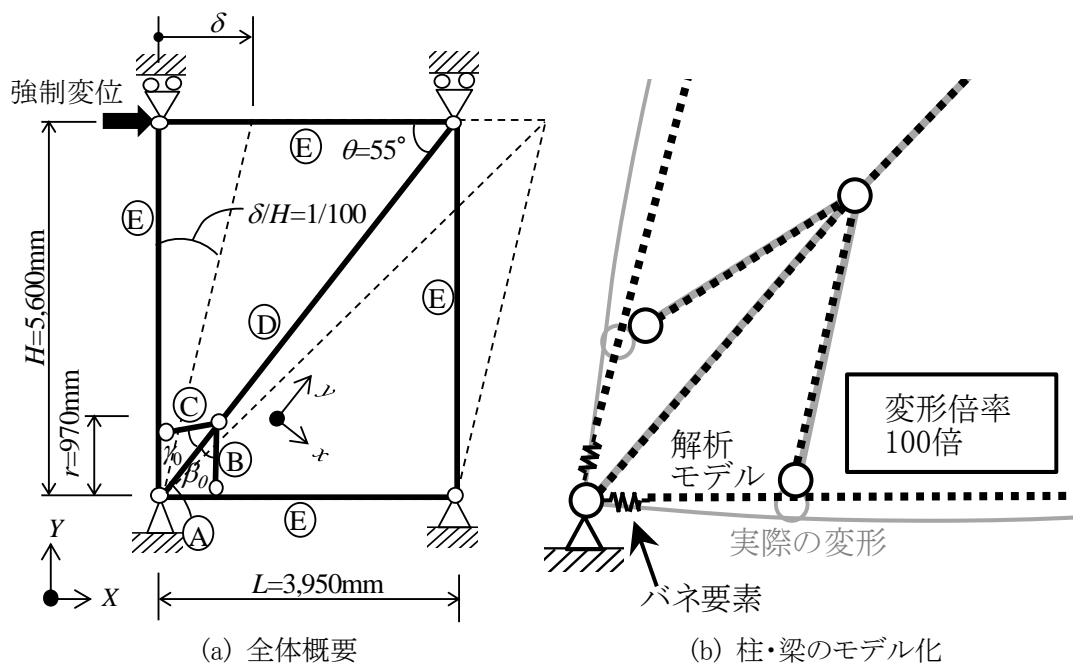


図4-19 実在モデル図

表 4-5 に示すように各部材の復元力は、既存筋違は軸部降伏耐力 N_{Fyield} に達すると二次剛性が初期剛性の 1/100 に低下する弾塑性とした。補強筋違、柱・梁側の方杖は弾性として、補強後接合部が弾性範囲の耐力分担率を検討した。パラメーターは柱・梁側の方杖の取付角度および剛性であり、両側の取付角度が同一のケース ($\beta_0 = \gamma_0 = 15^\circ$,以下,同一ケースと記す)および異なるケース ($\beta_0 = 30^\circ$, $\gamma_0 = 15^\circ$,以下異なるケースと記す)としたが、両ケースとも補強剛性比は 0.82 とした。

表 4-5 解析条件

(a) 各部の条件

	部材	解析要素	K :軸剛性[kN/mm]	復元力特性
A	L-75x75x6	トラス	$K_A = 91$	弾性
B	PL	トラス	パラメーター	弾性
C	PL	トラス	パラメーター	弾性
D	L-75x75x6	トラス	$K_D = 32$	弾塑性(バイリニア)
E	剛体	—	剛(∞)	—

(b) パラメーター

ケース	β_0 [deg]	γ_0 [deg]	K :軸剛性[kN/mm]		$K_B \cos^2 \beta_0 + K_C \cos^2 \gamma_0$
			K_B	K_C	K_A
取付角度が同一	15	15	40	40	0.82
取付角度が異なる	30	15	50	40	0.82

図4-20に解析結果を示す。縦軸は耐力分担率であり、横軸は層間変形角である。図中には、補強筋違の耐力分担率を赤線で、方杖の耐力分担率を青線で、補強後接合部の耐力分担率を緑線で示した。同一ケース、異なるケース共に既存筋違の降伏後に方杖の耐力分担率は低下した。異なるケースは同一ケースよりも方杖の耐力分担率の低下が著しく、補強剛性比よりも方杖の取付角度の影響が大きいことが分かる。実在モデルの両ケースの層間変形角 1/100 時点における補強筋違・方杖の耐力分担率を図4-21に塗潰し記号(●,◆)にて示しており、地震時における架構の層間変形角により方杖の耐力分担率が試験体モデルより低下することが分かる。

この結果より、方杖の耐力分担率は補強剛性比に加えて、筋違の取付角度 θ 、方杖の取付位置 r 、方杖の取付角度 β_0, γ_0 の影響を受け、補強に必要な耐力分担率を得られる範囲が存在することを示唆している。

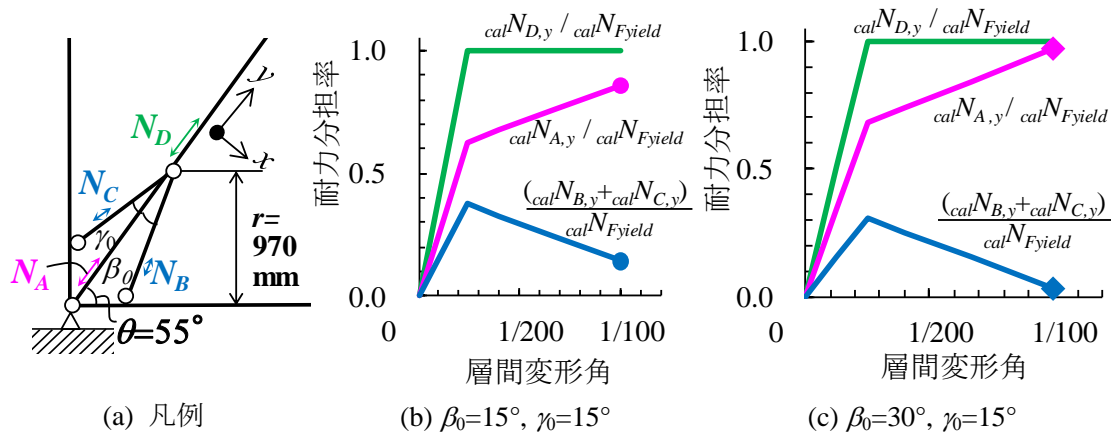


図4-20 解析結果

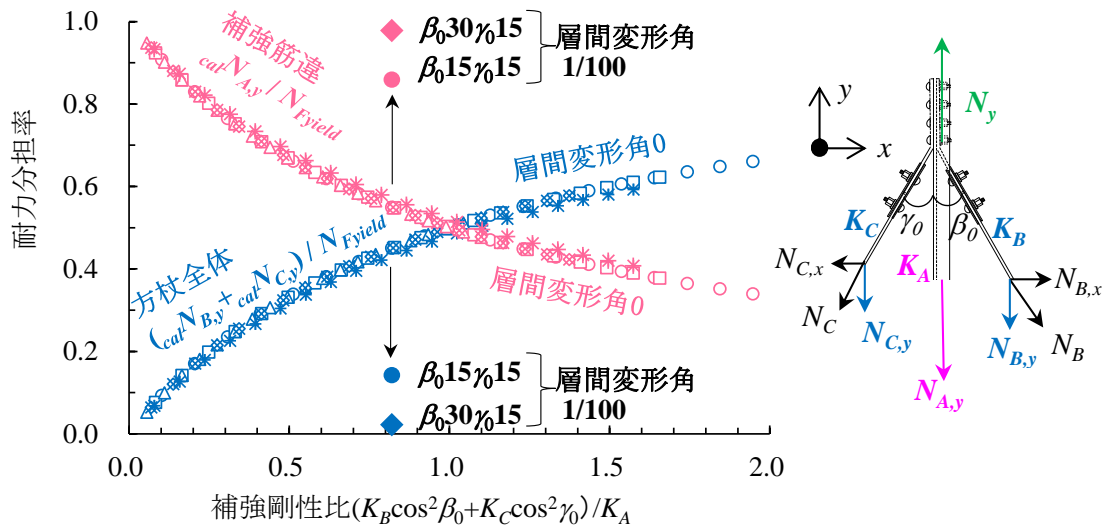


図4-21 層間変形角 1/100における実在モデルの耐力分担率(図4-19に追記)

4.6.4 実在モデルを用いた適用範囲の検討

本構法の適用範囲を検討するための前提として、補強筋違の接合部の破断耐力 $N_{J,u}$ は下式を満足できているものとした。

$$0.8 \times 1.1 N_{Fyield} \leq N_{J,u} \quad \dots (4-36)$$

この前提において、耐震診断および耐震改修指針^{4.2)}を参考に、方杖の耐力分担率 $((N_{B,y} + N_{C,y}) / N_{Fyield})$ の目標値を補強筋違の接合部が筋違の軸部降伏耐力 N_{Fyield} に達する前に破断することを防止し、筋違の靱性指標 F_i が 2.0 以上になるように下式で設定した。

$$1 - N_{J,u} / 1.1 N_{Fyield} \leq 0.2 \leq (N_{B,y} + N_{C,y}) / N_{Fyield} \quad \dots (4-37)$$

解析モデルは図 4-19 と同等とし、検討のパラメーターを表 4-6 に示す。モデルの高さ $H=5,600\text{mm}$ は一定として、筋違の取付角度 θ は現実的に存在する範囲として $30^\circ \sim 60^\circ$ とした。方杖の取付高さ r は施工性を考慮して $500 \sim 1,500\text{mm}$ とした。取付角度 β_0, γ_0 は $15^\circ \sim 45^\circ$ とし、補強剛性比は $0.25 \sim 4.0$ とした。方杖の耐力分担率は図 4-19 と同様に層間変形角 $1/100$ の値を採用した。

表 4-6 パラメーター

H [mm]	5,600(一定)
θ [deg]	30/35/45/60
r [mm]	500/1,000/1,500
$\beta_0 = \gamma_0$ [deg]	15/20/25/30/45
$\frac{K_B \cos^2 \beta_0 + K_C \cos^2 \gamma_0}{K_A}$	0.25 ~ 4.0

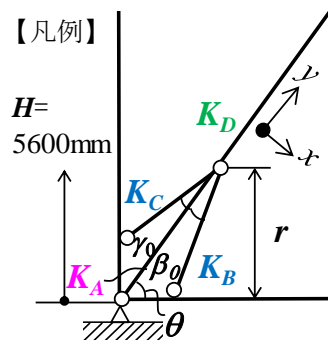


図 4-22 に解析結果を示す。縦軸は方杖の耐力分担率を示し、横軸は補強剛性比を示す。なお、方杖の耐力分担率が負の場合は方杖が圧縮応力になっていることを示している。図中、白色部分は耐力分担率が目標値に達している範囲を示しており、【凡例】

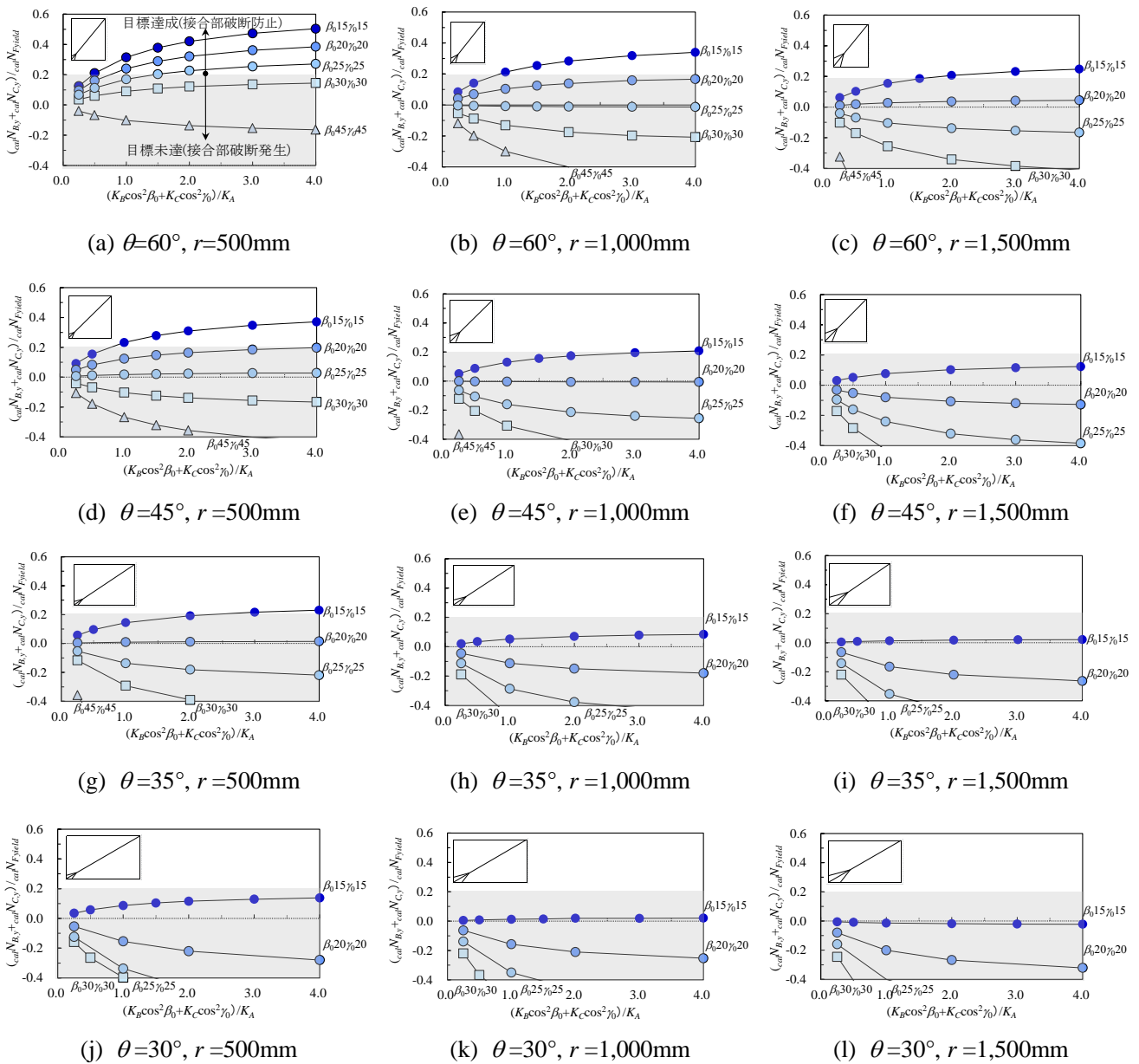
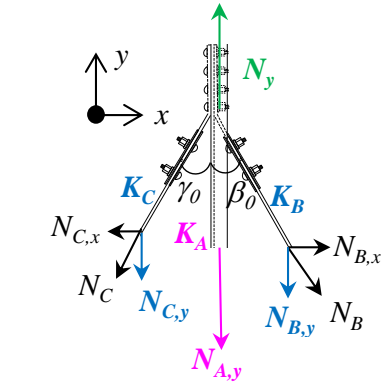


図 4-22 方杖の耐力分担率

近づけることで、地震時の層間変形角の影響を受けながらも比較的大きな補強効果を得られることを示している。図4-23に方杖の耐力分担率が目標値を達成できる範囲(適用範囲)を示す。

なお、柱・梁側の方杖の取付角度が異なる場合については、個別に検討が必要である。

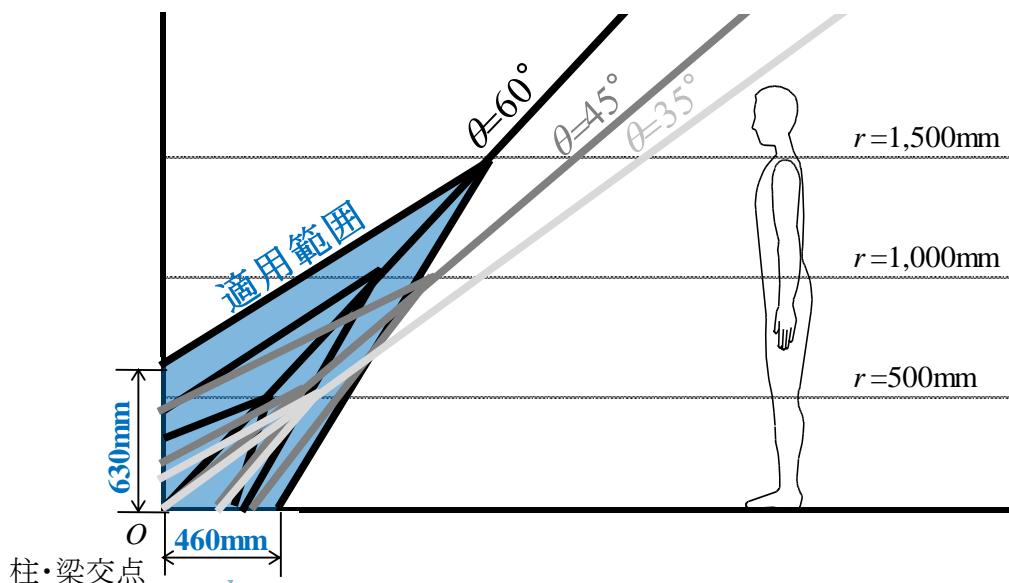


図 4-23 適用範囲

4.7 まとめ

本章では旧耐震建築物の筋違端部のピン接合部を対象に、無火気補強構法に関して検討を行った。筋違の接合部で不足する荷重伝達量を方杖により付加される新たな荷重伝達経路により補い、筋違の接合部の早期破断を防止する構法の有効性を確認するために方杖の取付角度を実験因子とした載荷実験を行った。また、耐力評価手法の妥当性および適用範囲を確認するために方杖の取付高さ、取付角度、補強剛性比ならびに筋違の取付角度を解析因子とした解析を行った。以下に得られた知見をまとめて記す。

- [1] 載荷実験の結果、筋違の両側の柱・梁側に方杖を 15° ~ 45° の範囲で取り付けると、地震時における柱・梁架構の層間変形を考慮しない条件下において、筋違の軸部降伏前の接合部の破断防止効果が得られる。
- [2] 載荷実験および解析の結果、提案する解析モデルにより、地震時における柱・梁架構の層間変形を考慮しない条件下において、筋違が弾性の範囲内の耐力分担率を概ね再現できる。
- [3] 解析の結果、地震時における柱・梁架構の層間変形を考慮した条件下において、柱・梁側の方杖の耐力分担率を目標値に到達させるには、柱・梁側の方杖の取付角度(但し、柱・梁側共に同一角度)、位置、補強剛性比および筋違の設置角度に適用範囲が存在する。

参考文献

- 4.1) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 丸善, 2012
- 4.2) 日本建築防災協会: 2011年改訂版 耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説, 日本建築防災協会, 2011

第5章 結論

我が国では高度経済成長期に工場建屋が旧耐震基準に則り大量に建設され、それらの旧耐震建屋の中には、現行耐震基準の志向する大地震に対して建屋が粘り強く変形して地震エネルギーを吸収する耐震性能を有さない既存不適格が多数現存している。今後、南海トラフ地震や首都圏直下型地震といった巨大地震の発生が懸念される状況下では、旧耐震建屋の耐震補強の推進が喫緊の課題となっている。一方で、工場建屋の耐震補強においては、屋外・屋内共に補強材増設スペースが少なく、屋内には引火物が多く工事における溶接・ガス切断などの火気使用は火災リスクを伴うという制約があり、工場建屋の耐震補強を推進する上での足枷となっている。

そこで、本研究では工場建屋の耐震性能の支配的部材である筋違の数ある補強構法の中でも、補強スペースがコンパクトな筋違接合部補強を対象として、無火気補強構法の開発を目的に検討を行った。本研究における結論を要約して以下に述べる。

第2章 新たな無火気耐震補強構法の提案

まず、検討対象とする筋違接合部タイプを絞り込むために、既存不適格の旧耐震工場建屋に存在する筋違接合部タイプの調査を実施し、約半数を占める、H形鋼筋違と柱梁接合部に取り付けられたブラケットをファスナーおよびスプラインプレートで剛接合する筋違中間剛接合部および山形鋼筋違と柱梁接合部に取り付けられたガセットプレートをファスナーでピン接合する筋違端部ピン接合部の二つを検討対象とした。

次に、新たな補強構法の構造的な方針について検討し、荷重伝達については、筋違接合部の破断原因となる筋違母材・ファスナー・スプラインプレート・ガセットプレート・柱梁溶接部を介さない新たな荷重伝達ルートが無火気で付加することで補強部形状の簡素化および一般化を図る事とした。また、筋違中間剛接合部では、筋違の圧縮座屈に伴う曲げ応力により補強部が損傷しない事とした。

最後に、検討対象の二つの筋違接合部について新たな無火気補強構法を提案した。

筋違中間剛接合部はPC鋼棒圧縮力を用いてH形鋼筋違のフランジとウェブに囲まれるコ字形スペースに設置した充填材のコンクリートまたはモルタル、カバープレートおよびH形鋼ウェブを挟みこむ構成とした。この構成により無火気での現場施工が可能となる。そして、H形鋼筋違の荷重はH形鋼とコンクリート界面での摩擦力およびH形鋼・PC鋼棒・コンクリート・カバープレートのダボ効果により補強部に伝達され、既存の接合部を介さない新たな荷重伝達ルートが付加される。

筋違端部ピン接合部は山形鋼筋違軸部と柱・梁を架け渡すように方杖を高力ボルトで接合する構成とした。この構成により無火気での現場施工を可能とし、方杖の取付角度および取付高さを変化させることで障害物の回避が可能となる。そして、山形鋼筋違の荷重は高力ボルト摩擦接合により方杖から柱・梁へと伝達され、既存の接合部を介さない新たな荷重伝達ルートが付加される。

第3章 筋違中間剛接合部の無火気耐震補強構法に関する実験・解析を用いた性能確認

2章で提案した筋違中間剛接合部の無火気補強構法について、実験的・解析的に検討を行った。

まず、摩擦およびダボ効果による補強部の耐力評価手法、補強部と既存部の耐力累加による補強後接合部の耐力評価手法および補強部を構成する各部の設計手法を仮定し、その妥当性を検証するために、PC 鋼棒の数量・圧縮力、コンクリート強度および既存部・補強部の組合せを実験因子とした載荷実験を行った。その結果、補強部の耐力は PC 鋼棒の圧縮力増加に伴い増加してクーロン摩擦の法則が成立し、その摩擦係数は 0.5 で評価可能なこと、ダボ効果による耐力も期待できることを確認した。そして、補強後接合部の耐力は補強部の耐力と接合部の耐力の単純累加よりも向上することを確認し、仮定した耐力評価手法の妥当性を確認した。

次に、載荷実験では確認できなかった補強部内部の応力を FEM 解析で確認した。その結果、PC 鋼棒の圧縮力は概ね 45° の広がり で補強部内部を伝達され、H 形鋼筋違とコンクリート界面での摩擦力発生の要因となること、ダボ効果や接合部とコンクリートの接触により局部圧縮が生じている事を確認し、仮定した各部の設計手法の妥当性を確認した。

最後に、PC 鋼棒の圧縮力がコンクリートのクリープや PC 鋼棒のリラクゼーションの影響で経時的に減少する有効率を製作実験により確認した。その結果、圧縮力の有効率は 80% で評価可能な事を確認した。

第4章 筋違端部のピン接合部の無火気耐震補強構法に関する実験・解析を用いた性能確認

2章で提案した筋違端部ピン接合部の無火気補強構法について、実験的・解析的に検討を行った。

まず、筋違の柱・梁側に取り付けた方杖の取付角度の変化が耐力に及ぼす影響を確認するために、柱・梁架構の層間変形角が生じない条件下において方杖の取付角度を実験因子とした載荷実験を行った。その結果、方杖を取り付けることによる耐力向上は確認できたが、方杖の取付角度の変化による耐力の明確な差は確認できなかった。

次に、載荷実験の試験体の解析モデルを用いて、載荷実験同様に柱梁架構の層間変形角が生じない条件下における柱・梁側の方杖の耐力分担率について検討を行った。その結果、方杖の耐力分担率は筋違の剛性に対する柱・梁側の方杖の剛性の比率(補強剛性比)により決定されることを確認した。

最後に、柱梁架構の層間変形角を考慮した実在架構の解析モデルを用いて柱・梁側の方杖の耐力分担率について検討を行った。その結果、層間変形角を考慮した場合は未考慮の場合に比べて、柱・梁は筋違に近づくために、方杖の伸び量が減少し、柱・梁側の方杖の耐力分担率は減少することを確認した。そして、方杖の耐力分担率は方杖の取付角度、補強剛性比、取付高さおよび筋違の取付角度に影響され、目標とする耐力分担率を達成可能な適用範囲が存在すること、方杖と柱・梁との接合部は柱・梁交点に近づけるほど方杖の耐力分担率が上昇することを確認した。

以上のように、提案した二つの無火気補強構法について限られた条件下ではあるが、力学的性能を実験的・解析的に明らかにし、今後の耐震補強設計に有益な基礎データを蓄積した。本研究の段階では、筋違中間剛接合の補強構法においてはカバープレートに取り付けたスタッドの省略および摩擦力が H 形鋼ウェブのみ生じる場合の耐力評価、筋違端部ピン接合部の

補強構法においては柱・梁側の方杖の取付角度が異なる場合の適用範囲に検討の余地があり,これらを今後の課題として,耐震補強の効果的・効率的な推進に資する構法へと発展させていきたい。

付録

付録1.1 筋違接合部の調査結果

付表 1 筋違中間部剛接合部の調査結果(6工場)

分類	筋違の断面寸法	F値 [N/mm ²]	部材 ランク	筋違 本数	
細幅	BH- 900 × 450 × 50 × 50	490	BB	20	
	BH- 872 × 450 × 36 × 36	490	BB	10	
	H- 500 × 200 × 10 × 16	400	BC	2	
	H- 450 × 200 × 9 × 14	400	BC	2	
	H- 400 × 200 × 8 × 13	400	BC	10	
	H- 396 × 199 × 7 × 11	400	BC	18	
	H- 350 × 175 × 7 × 11	400	BB	10	
	H- 346 × 174 × 6 × 9	400	BB	4	
	小計				76
	中幅	BH- 672 × 450 × 22 × 28	490	BB	5
BH- 664 × 400 × 22 × 32		490	BB	2	
BH- 656 × 450 × 22 × 28		400	BB	10	
BH- 650 × 450 × 22 × 25		490	BB	11	
BH- 650 × 400 × 22 × 25		400	BB	20	
BH- 650 × 400 × 19 × 25		400	BC	2	
BH- 650 × 400 × 19 × 22		400	BB	2	
BH- 644 × 400 × 19 × 22		400	BB	8	
BH- 638 × 400 × 19 × 19		400	BB	8	
BH- 632 × 400 × 16 × 16		400	BB	8	
BH- 628 × 400 × 14 × 14		400	BB	4	
H- 588 × 300 × 12 × 20		400	BC	16	
H- 488 × 300 × 11 × 18		400	BB	2	
H- 440 × 300 × 11 × 18		400	BB	12	
BH- 400 × 350 × 32 × 32		490	BB	6	
BH- 400 × 350 × 28 × 28		490	BB	6	
BH- 400 × 350 × 22 × 22		490	BB	6	
BH- 400 × 350 × 19 × 19		490	BB	1	
BH- 400 × 300 × 12 × 12		490	BB	1	
H- 390 × 300 × 10 × 16		400	BC	0	
BH- 350 × 300 × 6 × 12		490	BB	22	
BH- 350 × 250 × 6 × 9		490	BB	48	
BH- 350 × 200 × 6 × 9		400	BB	45	
H- 340 × 250 × 9 × 14		400	BC	6	
小計				251	
広幅		BH- 664 × 600 × 32 × 36	490	BB	8
		BH- 664 × 600 × 25 × 25	490	BB	8
		BH- 650 × 600 × 25 × 25	490	BB	16
	BH- 550 × 650 × 25 × 25	490	BC	2	
	BH- 500 × 450 × 25 × 25	490	BC	4	
	BH- 500 × 500 × 19 × 22	490	BC	20	
	BH- 500 × 500 × 19 × 32	490	BC	40	
	BH- 500 × 500 × 25 × 40	490	BC	6	
	H- 478 × 427 × 40 × 60	490	BB	19	
	H- 468 × 422 × 35 × 55	490	BB	29	
	BH- 444 × 600 × 22 × 22	490	BC	2	
	H- 438 × 412 × 25 × 40	490	BB	6	
	H- 438 × 427 × 40 × 40	490	BB	7	
	H- 428 × 407 × 20 × 35	400	BC	3	
	H- 418 × 417 × 30 × 30	490	BB	42	
	BH- 416 × 400 × 16 × 28	400	BC	3	
	H- 414 × 405 × 18 × 28	400	BC	6	
	H- 414 × 405 × 18 × 28	400	BB	5	
	H- 400 × 400 × 22 × 25	490	BC	1	
	BH- 400 × 400 × 19 × 36	490	BC	6	
	BH- 400 × 400 × 19 × 28	490	BC	6	
	BH- 400 × 400 × 16 × 22	490	BC	6	
	BH- 400 × 400 × 16 × 16	490	BC	6	
	H- 400 × 400 × 16 × 16	400	BC	24	
	H- 400 × 400 × 13 × 21	490	BC	18	
	H- 400 × 400 × 13 × 21	400	BB	34	
	BH- 400 × 400 × 12 × 14	400	BC	3	
	BH- 400 × 400 × 12 × 12	400	BB	3	
	H- 350 × 350 × 12 × 19	400	BC	8	
	BH- 350 × 400 × 6 × 22	400	BC	2	
	BH- 350 × 400 × 6 × 19	400	BC	10	
	BH- 350 × 400 × 6 × 16	400	BC	32	
	H- 344 × 348 × 10 × 16	400	BB	2	
	H- 300 × 300 × 16 × 22	490	BB	4	
	H- 300 × 300 × 16 × 19	490	BC	4	
	BH- 300 × 300 × 9 × 16	400	BC	2	
	H- 300 × 300 × 10 × 15	400	BB	28	
	H- 250 × 250 × 9 × 14	400	BB	17	
	H- 200 × 200 × 8 × 12	400	BB	8	
	H- 150 × 150 × 7 × 10	400	BB	4	
	小計				454
合計				781	

付表 2 筋違端部ピン接合部の調査結果(20 工場)

(a)ガセットプレート片面に筋違接合

大分類	中分類	小分類	筋違の断面寸法	F値 [N/mm ²]	部材 ランク	筋違 本数				
G.PL 片面接合	L	L	L- 100 × 100 × 13	235	BB	36				
			L- 100 × 100 × 10	235	BB	24				
			L- 90 × 90 × 10	235	BB	56				
			L- 90 × 90 × 7	235	BB	66				
			L- 75 × 75 × 9	235	BB	62				
			L- 75 × 75 × 9	235	BC	16				
			L- 75 × 75 × 6	235	BB	12				
			L- 75 × 75 × 6	235	BB	22				
			L- 75 × 75 × 6	235	BB	30				
			L- 75 × 75 × 6	235	BB	62				
			L- 65 × 65 × 6	235		50				
			L- 50 × 50 × 6	235	BB	48				
		小計						484		
		2×L	L- 130 × 130 × 9	235	BB	28				
			L- 90 × 90 × 10	235	BB	26				
			L- 90 × 90 × 10	235	BC	34				
			L- 90 × 90 × 7	235	BC	44				
			L- 75 × 75 × 9	235	BB	20				
			L- 75 × 75 × 9	235	BC	44				
			L- 75 × 75 × 6	235	BB	74				
			L- 75 × 75 × 6	235	BC	12				
			L- 65 × 65 × 6	235	BB	52				
			L- 65 × 65 × 6	235	BC	174				
			L- 50 × 50 × 6	235	BB	62				
	L- 125 × 75 × 10		235	BB	11					
	L- 125 × 75 × 10	235	BC	8						
	L- 100 × 75 × 10	235	BB	4						
	L- 100 × 75 × 10	235	BC	5						
	小計						598			
	中計						1,082			
	2L	2×2L	L- 130 × 130 × 12	235	BB	10				
			L- 100 × 100 × 10	235	BC	32				
			L- 100 × 100 × 10	235	BB	16				
			L- 100 × 100 × 7	235	BB	10				
			L- 90 × 90 × 10	235	BB	12				
			L- 90 × 90 × 10	235	BC	14				
			L- 90 × 90 × 7	235	BB	24				
			L- 90 × 90 × 7	235	BC	48				
			L- 75 × 75 × 6	235	BB	108				
			L- 65 × 65 × 6	235	BC	8				
			小計						282	
			中計						282	
			CT	CT	CT- 300 × 244 × 18 × 11			235	BA	18
					小計					
	2×CT	CT- 300 × 150 × 15 × 10			235	BB	18			
		CT- 250 × 125 × 14 × 9			235	BB	18			
		CT- 250 × 170 × 14 × 9		235	BB	16				
		CT- 200 × 147 × 12 × 8		235	BB	16				
小計						68				
中計						86				
合計						1,432				

(b)ガセットプレート両面に筋違接合

大分類	中分類	小分類	筋違の断面寸法	F値 [N/mm ²]	部材 ランク	箇所数			
G.PL 両面接合	2L	2L	L- 130 × 130 × 12	235	BC	46			
			L- 130 × 130 × 9	235	BB	36			
			L- 100 × 100 × 10	235	BB	60			
			L- 90 × 90 × 7	235	BB	80			
			L- 90 × 90 × 7	235	BC	20			
			L- 75 × 75 × 9	235	BB	52			
			L- 75 × 75 × 9	235	BC	8			
			L- 75 × 75 × 6	235	BB	78			
			L- 65 × 65 × 6	235	BB	196			
			L- 65 × 65 × 6	235	BC	4			
			L- 50 × 50 × 6	235	BB	168			
小計						748			
中計						748			
2CT	2CT	2CT	CT- 400 × 200 × 21 × 13	235	BB	30			
			CT- 400 × 200 × 21 × 13	235	BC	24			
			CT- 350 × 175 × 15 × 10	235	BB	12			
			CT- 200 × 100 × 12 × 8	235	BB	42			
			CT- 150 × 75 × 10 × 7	235	BB	10			
			CT- 396 × 300 × 20 × 13	235	BC	18			
			CT- 300 × 244 × 18 × 11	235	BC	30			
			CT- 300 × 220 × 18 × 11	235	BB	36			
			CT- 300 × 220 × 18 × 11	235	BC	140			
			CT- 300 × 195 × 16 × 10	235	BC	86			
			CT- 250 × 170 × 14 × 9	235	BC	42			
			CT- 200 × 147 × 12 × 8	235	BB	44			
			CT- 200 × 147 × 12 × 8	235	BC	62			
			CT- 225 × 200 × 14 × 9	235	BB	18			
			小計						594
			2×2CT	2×2CT	2×2CT	CT- 400 × 200 × 21 × 13	235	BB	24
						CT- 400 × 200 × 21 × 13	235	BC	12
						CT- 400 × 200 × 21 × 13	235	BB	12
						CT- 200 × 100 × 12 × 8	235	BB	16
						CT- 250 × 170 × 14 × 9	235	BB	10
CT- 250 × 170 × 14 × 9	235	BC				16			
CT- 200 × 147 × 12 × 8	235	BB				11			
小計						101			
中計						695			
2[2[2[[- 200 × 90 × 9 × 13	235	BB	84			
			[- 180 × 75 × 7 × 10.5	235	BB	48			
			[- 150 × 75 × 6.5 × 10	235	BB	130			
			C- 125 × 50 × 3.2	245	BB	16			
			C- 100 × 50 × 3.2	245	BB	10			
小計						288			
中計						288			
合計						1,731			

(c)総合計

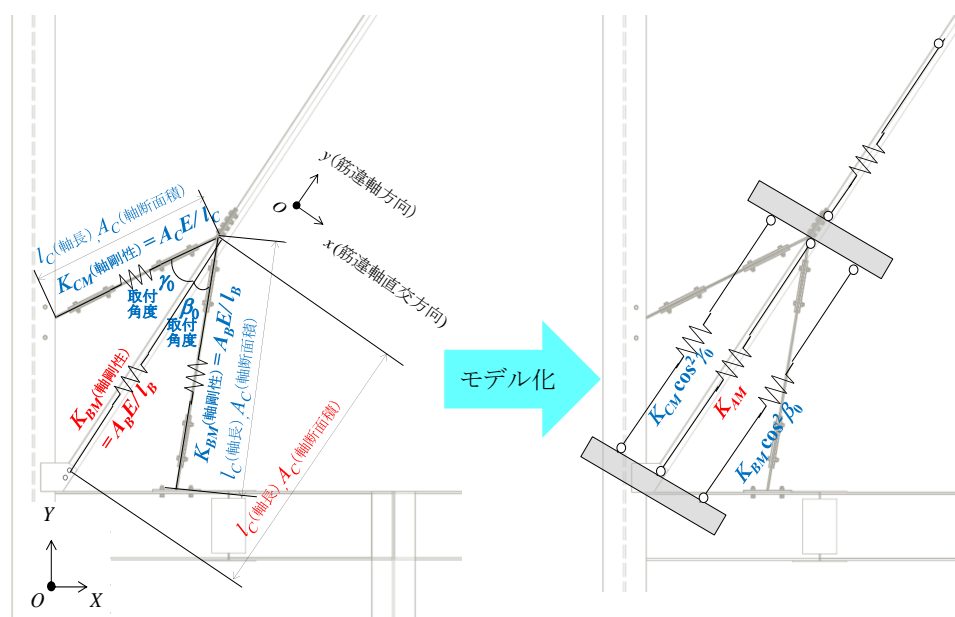
総合計	3,163
-----	-------

付表3 筋違の部材ランク

BA	BB		BC
$\lambda e \leq 495/\sqrt{F}$	$495/\sqrt{F} < \lambda e \leq 895/\sqrt{F}$	$\lambda e \geq 1980/\sqrt{F}$	$890/\sqrt{F} < \lambda e < 1980/\sqrt{F}$

付録1.2 筋違端部ピン接合部の無火気耐震補強構法における並列バネモデルによる耐力分担率の評価

付図1に構法2の荷重実験におけるNo.2~5試験体の補強部の耐力を仮定するための解析モデルを示す。簡易的に既存筋違と柱・梁側の方杖の3本の並列バネと仮定し、本論4.5.2項で述べた補強筋違母材の軸方向剛性 K_{AM} 、柱・梁側の方杖母材の軸方向剛性 K_{BM} 、 K_{CM} に柱・梁側の方杖の取付角度 β_0, γ_0 の余弦の2乗を乗じて筋違の材軸方向に置換したモデル(以下、並列バネモデルと記す)とした。



付図1 筋違端部ピン接合部の無火気構法の並列バネモデル化

付図2に筋違および方杖の耐力分担率について、実験結果と並列バネモデルの計算値の比較を示す。付図2(b)・(c)は柱・梁側方杖の取付角度が同じNo.3・4試験体の結果であり、付図(d)は柱・梁側方杖の取付角度が異なるNo.5試験体の結果である。なお、実験結果については筋違および方杖の引張側の骨格曲線となっており、実験結果を線で、並列バネモデルの計算値を記号により示している。付図2(b)~(d)より、筋違および方杖の耐力分担率は実験結果と計算値に乖離が生じていることがわかる。以下に、乖離の傾向およびその原因を考察する。

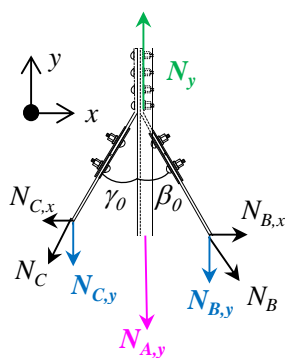
まず、柱・梁側方杖の各々の耐力分担率について、柱・梁側方杖の取付角度が同じNo.3・4試験体では実験結果では概ね等しくなっているが、計算値では差が生じている。一方で柱・梁側方杖の取付角度が異なるNo.5試験体では実験結果では差が生じているが、計算値では概ね等しくなっている。この原因は、本論4.5.3項で述べた柱・梁側方杖の筋違材軸直行方向(x方向)の変形を並列バネモデルでは考慮していないため、実験では生じた柱・梁側方杖のうち剛性の高い方杖側では方杖が縮む方向に変形し、剛性が低い方杖側では方杖が伸びる方向に変形することに起因する方杖の耐力分担を、並列バネモデルでは評価できていないためである。

次に、柱・梁側方杖の耐力分担率の絶対値について、柱・梁側方杖の取付角度によらず、実

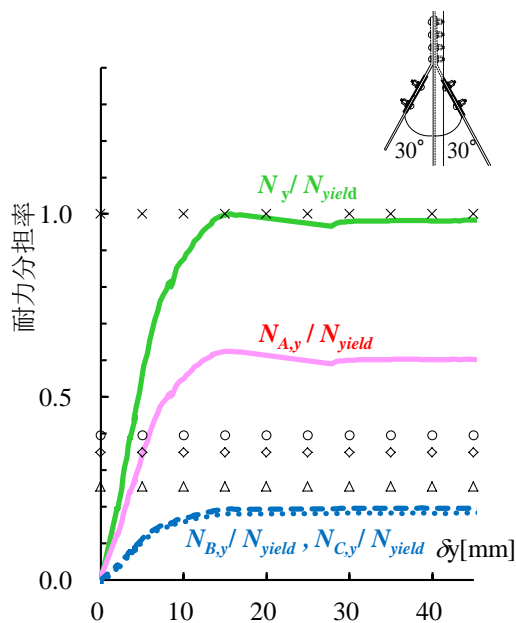
験結果より計算値が大きくなっている.この原因は, 並列バネモデルで考慮していない方杖と柱・梁との接合部のバネや柱・梁のバネの影響により,計算値は実験結果より柱・梁側方杖の剛性を高めに評価しているためである.

以上2点のより,構法2の耐力評価をする上では,並列バネモデルは不適切であると言える.

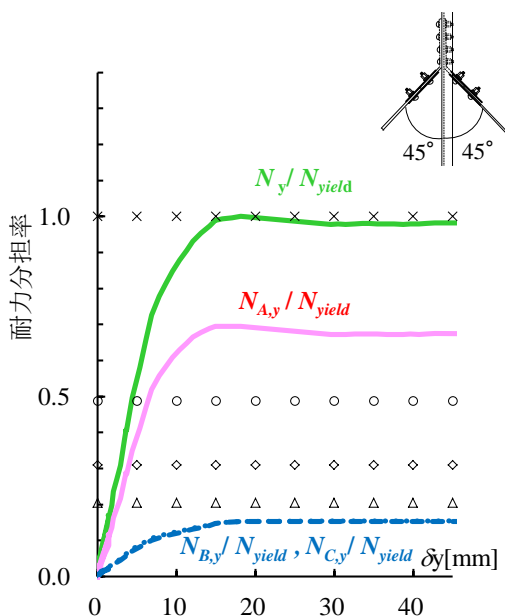
		実験	計算
補強後接合部	N_y / N_{yield}	—	×
補強筋違	$N_{A,y} / N_{yield}$	—	○
梁側方杖	$N_{B,y} / N_{yield}$	- - -	△
柱側方杖	$N_{C,y} / N_{yield}$	⋯⋯⋯	◇



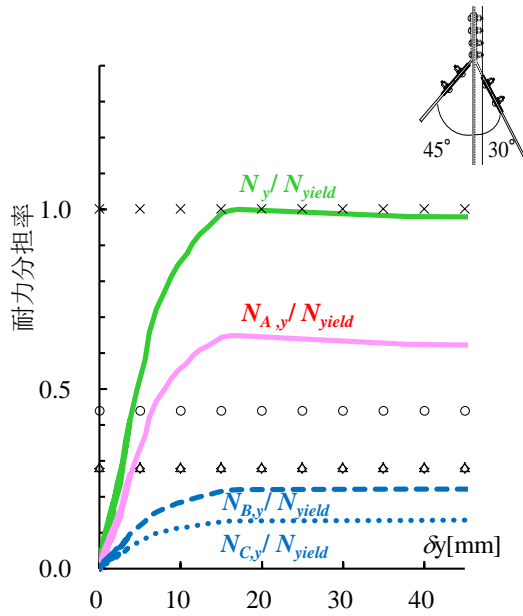
(a) 凡例



(b) No.3 試験体【BS30】



(c) No.4 試験体【BS45】



(d) No.5 試験体【BS30/45】

付図2 実験結果と解析モデル計算値の比較

付録1.3 Marc ver2005r3 Friction Modeling のマニュアル^{付1.1)}

Friction is a complex physical phenomenon that involves the characteristics of the surface such as surface roughness, temperature, normal stress, and relative velocity. An example of this complexity is that quite often in contact problems neutral lines develop. This means that along a contact surface, the material flows in one direction in part of the surface and in the opposite direction in another part of the surface. Such neutral lines are, in general, not known a priori.

The actual physics of friction and its numerical representation continue to be topics of research. Currently, in MSC.Marc the modeling of friction has basically been simplified to two idealistic models. The most popular friction model is the Coulomb friction model. This model is used for most applications with the exception of bulk forming as encountered in e.g. forging processes. For such applications the shear friction model is more appropriate.

Coulomb Friction

The Coulomb model can be characterized by:

$$\|\sigma_t\| < \mu \sigma_n \text{ (stick) and } \sigma_t = -\mu \sigma_n \cdot \mathbf{t} \text{ (slip)}$$

where

σ_t is the tangential (friction) stress

σ_n is the normal stress

μ is the friction coefficient

\mathbf{t} is the tangential vector in the direction of the relative velocity:

$$\mathbf{t} = \frac{\mathbf{v}_r}{\|\mathbf{v}_r\|},$$

in which \mathbf{v}_r is the relative sliding velocity.

Similarly, the Coulomb model can also be written in terms of nodal forces instead of stresses:

$$\|\mathbf{f}_t\| < \mu f_n \text{ (stick) and } \mathbf{f}_t = -\mu f_n \cdot \mathbf{t} \text{ (slip)}$$

where

f_t is the tangential (friction) force

f_n is the normal force

When Coulomb friction is used with the stress-based model, the integration point stresses are first extrapolated to the nodal points and then transformed, so that a direct component is normal to the contacted surface. Given this normal stress and the relative sliding velocity, the tangential stress is then evaluated and a consistent nodal force is calculated. For shell elements, the nodal force based Coulomb model must be used, since a reduced stress state is assumed with $\sigma_n = 0$. For continuum elements, both the stress-based and force-based Coulomb model can be used.

For a given normal stress or normal force, the friction stress or force has a step function behavior based upon the value of the relative sliding velocity v_r or the tangential relative incremental displacement Δu_t , as outlined in Figure 8-21 for a 2-D case, where the relative velocity and incremental displacement are scalar values.

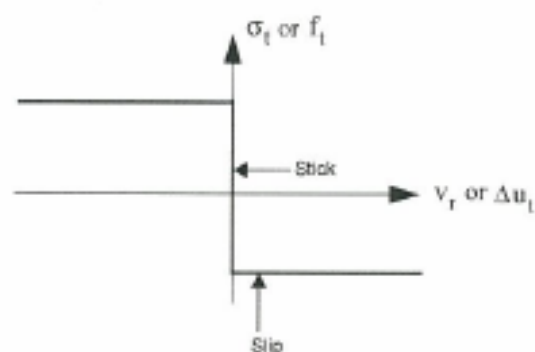


Figure 8-21 Coulomb Friction Model

Since this discontinuity in the friction value may easily cause numerical difficulties, different approximations of the step function have been implemented. They are graphically represented in Figure 8-22 and they will be successively discussed.

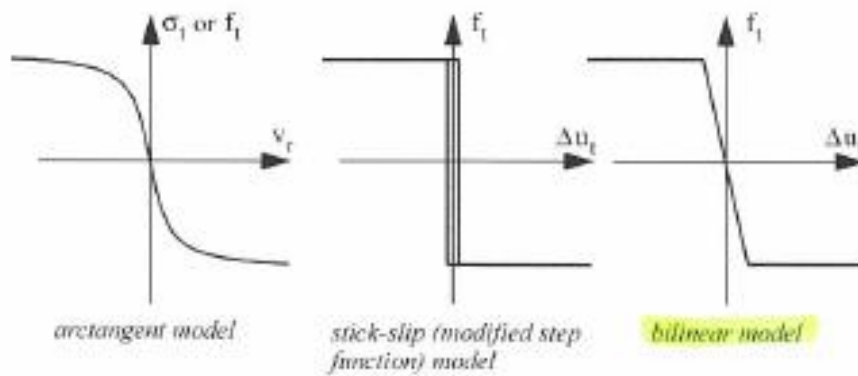


Figure 8-22 Different Approximations for the Coulomb Friction Model

Arctangent Model

The first procedure is based on a continuously differentiable function in terms of the relative sliding velocity:

$$\sigma_t = -\mu \sigma_n \frac{2}{\pi} \arctan\left(\frac{\|v_r\|}{RVCNST}\right) \cdot \mathbf{t}$$

for the friction stress, and:

$$\mathbf{f}_t = -\mu f_n \frac{2}{\pi} \arctan\left(\frac{\|v_r\|}{RVCNST}\right) \cdot \mathbf{t}$$

for the friction force.

Physically, the value of RVCNST can be seen as the value of the relative velocity below which sticking occurs. The value of RVCNST is important in determining how closely the mathematical model represents the step function, as shown in Figure 8-23. A very large value of RVCNST results in a reduced value of the effective friction. A very small value may result in poor convergence. It is recommended that the value of RVCNST be 1% to 10% of a typical relative sliding velocity, $\|v_r\|$.

The friction implementation not only affects the external force vector, but also the stiffness matrix of the final set of equations to be solved on a global level. This stiffness matrix contribution follows from:

$$K_{ij} = -\frac{\partial f_{t_i}}{\partial v_{t_k}} \frac{\partial v_{t_k}}{\partial \Delta u_{t_j}}$$

This later contribution, if fully implemented, would lead to a non-symmetric system. Because of the additional computational costs, both in terms of memory and CPU costs, the contribution to the stiffness matrix is symmetrized.

During iteration (i) of the Newton-Raphson process, the change of the friction force $\delta f_t^{(i)}$ is related to the change of the relative sliding velocity $\delta v_t^{(i)}$. Since the latter can be written as:

$$\delta v_t^{(i)} = \frac{\Delta \mathbf{u}_t^{(i)} - \Delta \mathbf{u}_t^{(i-1)}}{\Delta t} = \frac{\delta \mathbf{u}_t^{(i)}}{\Delta t}$$

the resulting equation can still be expressed in displacement degrees of freedom. During the very first iteration of an increment, it turns out that the convergence can be significantly improved by using:

$$\delta v_t^{(1)} = \frac{\Delta \mathbf{u}_t^{(1)}}{\Delta t} - \frac{\Delta \mathbf{u}_t^{(previous\ increment)}}{\Delta t^{(previous\ increment)}} = \frac{\delta \mathbf{u}_t^{(1)}}{\Delta t} - v_t^{(previous\ increment)}$$

where $v_t^{(previous\ increment)}$ results in a contribution to the right hand side of the global set of equations.

As a result of the smoothing procedure, a node in contact always has some slipping. Besides the numerical reasons, this 'ever slipping node' model has a physical basis. Oden and Pires pointed out that for metals, there is an elasto-plastic deformation of asperities at the microscopic level (termed as 'cold weld') which leads to a nonlocal and nonlinear frictional contact behavior. The arctangent representation of the friction model is a mathematical idealization of this nonlinear friction behavior.

A complicating aspect of the arctangent model is that it may be difficult to estimate a priori the typical relative sliding velocity. This is particularly true in quasi-static deformable contact analyses (where the velocity is not an input quantity) and in cases where the sliding velocity varies strongly during the analysis.

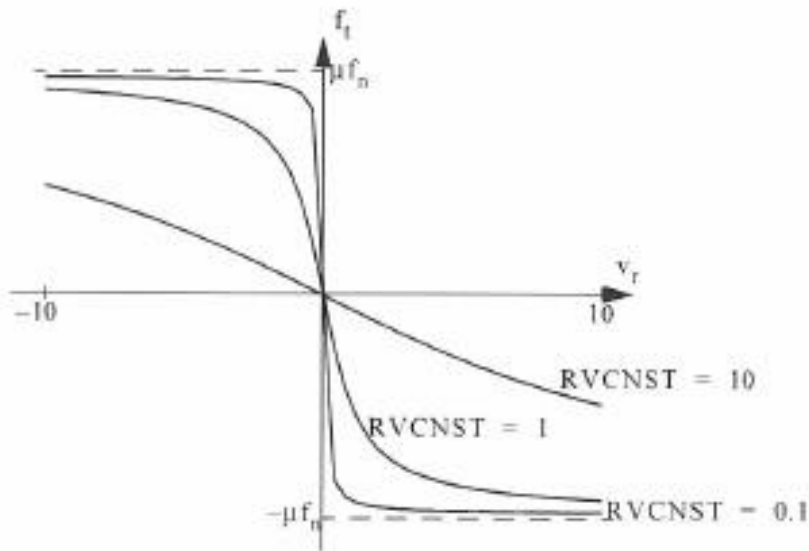


Figure 8-23 Step Function Approximation for Different Values of $RVCNST$ ($-10 < v_r < 10$)

Stick-slip (Modified Step Function) Model

The second procedure is based on a slightly modified step function and can be used to simulate true stick-slip behavior. In this procedure, each node in contact gets a friction status, being either stick or slip. Depending on this status, different constraints are applied and after each iteration in the iterative solution process, the correctness of the friction status is checked and if necessary adapted.

The typical parameters used (see also Figure 8-24) are the friction coefficient multiplier α , the slip to stick transition region β and the friction force tolerance ϵ .

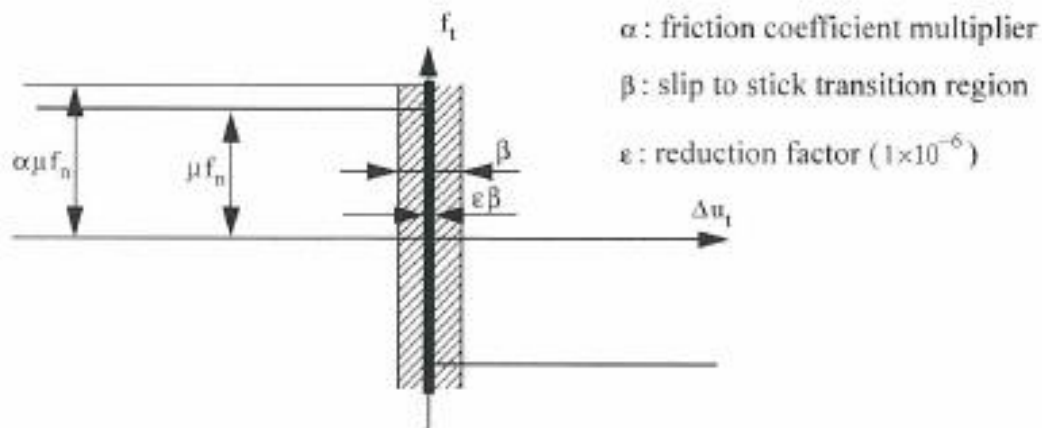


Figure 8-24 Stick-slip or Modified Step Function Friction Parameters

The multiplier α (with a default value of 1.05) can be seen as an overshoot parameter used to simulate the difference between static and dynamic friction.

The slip-to-stick transition region β (with a default value of 1×10^{-6}) can be seen as a tolerance on the friction solution. If a node is in slipping mode and moves in the direction of the friction force (which is physically incorrect), but the corresponding relative displacement magnitude is within the slip-to-stick transition region, then this will not cause the increment to be restarted with modified friction conditions.

Related to the parameter β , a reduction factor $\epsilon = 1.0 \times 10^{-6}$ is used. This fixed factor causes the product of ϵ and β to be very small, so that it can be used as a criterion to estimate if a node is initially in slipping or sticking mode. This initial assumption serves as the starting point of the above mentioned process of checking and adapting the friction status, which, for a 2-D analysis, is given in Figure 8-25 (note that $\Delta u_t = 0$ implies $\|\Delta u_t\| < \epsilon\beta$).

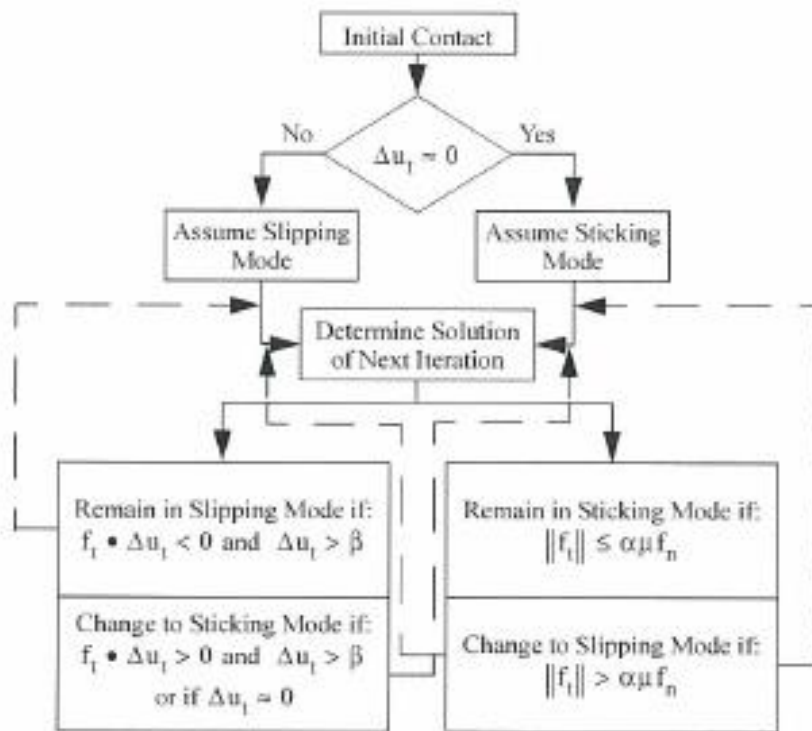


Figure 8-25 Flow Diagram for the Stick-slip or Modified Step Function Friction Model

When a node is in slipping mode, the contribution to the stiffness matrix is:

$$K_{ij} = -\frac{\partial f_t}{\partial \Delta u_t}$$

while in sticking mode constraints are applied which exactly enforce a zero relative tangential displacement. It should be noted that in slipping mode the current friction force is not only a function of the current normal force and relative displacement, but also of the friction force during the previous iteration. This generally improves the stability of the nonlinear solution process.

As opposed to the procedure based on the arctangent model, this procedure requires additional friction-based testing. Changes in the friction status as well as too large changes in the friction forces compared to the previous iteration may cause the program to perform an additional iteration. In 2-D, the latter implies that the friction force should fulfil:

$$1 - \epsilon \leq \frac{f_t}{f_t^p} \leq 1 + \epsilon$$

where f_t^p is the friction force of the previous iteration and ϵ is the above mentioned friction force tolerance, with a default value of 0.05. In 3-D, in addition to this requirement on the magnitude of the friction force, a check is performed on the change in direction of the friction force vector:

$$1 - \epsilon \leq \cos(\varphi_f) \leq 1 + \epsilon$$

in which φ_f is the angle between the friction vector in the current and the previous iteration.

In order to limit the amount of friction-related iterations, the above mentioned requirements will not cause extra iterations if the number of nodes not fulfilling the friction requirements compared to the total number of nodes in contact is small. This can be expressed in the friction force tolerance as:

$$\frac{\text{number of nodes which do not fulfil friction tolerances}}{\text{total number of nodes in contact}} < \epsilon$$

and must be true for all contact bodies in the model.

If the maximum number of iterations as defined on the **CONTROL** model definition option has been reached, additional friction iterations will not be enforced and the analysis will continue with the next increment.

The stick-slip model is always based on nodal forces. This model is not recommended for quadratic elements in 3-D, because of the varying magnitude and sign of nodal forces of such elements.

When using the **PRINT** parameter to get extra contact-related information in the output file, the program will echo the contact status, the ratio of the magnitude of the current and previous friction force vector (and in 3-D also the cosine of the angle between the current and previous friction force vector), as well as the total number of nodes with a friction contribution and the number of nodes with a friction contribution which do not fulfil the friction tolerance criteria.

Bilinear Model

The third procedure has been introduced in MSC.Marc version 2005 and is called the bilinear model. Similar to the modified step function model, it is based on relative tangential displacements. Instead of defining special constraints to enforce

sticking conditions, the bilinear model assumes that the stick and slip conditions correspond to *reversible (elastic)* and *permanent (plastic)* relative displacements, respectively. The clear resemblance with the theory of elasto-plasticity will be used to derive the governing equations.

First, Coulomb's law for friction is expressed by a slip surface ϕ :

$$\phi = \|\mathbf{f}_t\| - \mu f_n$$

The stick or elastic domain is given by $\phi < 0$, while $\phi > 0$ is physically impossible.

Next, the rate of the relative tangential displacement vector is split into an elastic (stick) and a plastic (slip) contribution according to:

$$\dot{\mathbf{u}}_t = \dot{\mathbf{u}}_t^e + \dot{\mathbf{u}}_t^p \quad (8-1)$$

and the rate of change of friction force vector is related to the elastic tangential displacement by:

$$\dot{\mathbf{f}}_t = \mathbf{D} \dot{\mathbf{u}}_t^e \quad (8-2)$$

in which matrix \mathbf{D} is given by:

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} \frac{\mu f_n}{\delta} & 0 \\ 0 & \frac{\mu f_n}{\delta} \end{bmatrix}$$

with δ the slip threshold or relative sliding displacement below which sticking is simulated (see Figure 8-26). The value of δ is by default determined by the program as 0.0025 times the average edge length of the finite elements defining the deformable contact bodies.

Now attention is paid to the case that, given a tangential displacement vector, the evolution of \mathbf{f}_t would result in a physically impossible situation, so $\phi > 0$. This implies that the plastic or slip contribution must be determined.

Equations 8-1 and 8-2 yield:

$$\dot{\mathbf{f}}_t = \mathbf{D}(\dot{\mathbf{u}}_t - \dot{\mathbf{u}}_t^p)$$

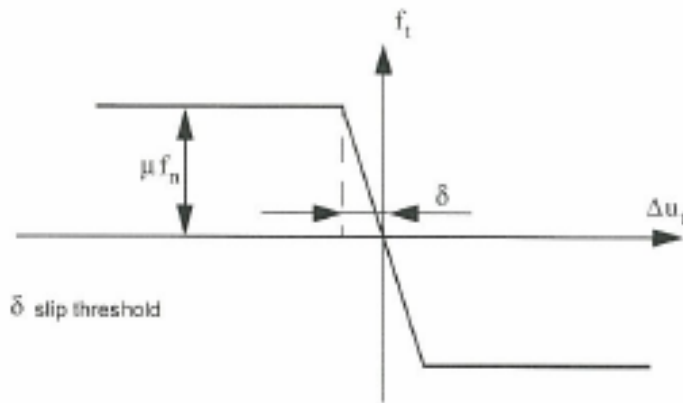


Figure 8-26 Bilinear Model

It is assumed that the direction of the slip displacement rate is given by the normal to the slip flow potential ψ , given by:

$$\psi = \|\mathbf{f}_t\|$$

with the slip surface, ϕ , different from the slip potential, ψ an analogy to nonassociative plasticity can be observed.

So that, by indicating the slip displacement rate magnitude as $\dot{\lambda}$:

$$\dot{\mathbf{u}}_t^p = \dot{\lambda} \frac{\partial \psi}{\partial \mathbf{f}_t}$$

Since a 'force point' can never be outside the slip surface, it is required that:

$$\phi = \left(\frac{\partial \phi}{\partial \mathbf{f}_t} \right)^T \mathbf{f}_t = 0$$

In this way, the magnitude of the slip rate can be determined. To this end, the equations above can be combined to:

$$\left(\frac{\partial \phi}{\partial \mathbf{f}_t} \right)^T \mathbf{D} \left(\dot{\mathbf{u}}_t - \dot{\lambda} \frac{\partial \psi}{\partial \mathbf{f}_t} \right) = 0$$

or:

$$\lambda = \frac{\left(\frac{\partial\phi}{\partial\mathbf{f}_t}\right)^T \mathbf{D} \dot{\mathbf{u}}_t}{\left(\frac{\partial\phi}{\partial\mathbf{f}_t}\right)^T \mathbf{D} \frac{\partial\psi}{\partial\mathbf{f}_t}}$$

Utilizing this result, the final set of rate equations reads:

$$\dot{\mathbf{f}}_t = \left(\mathbf{D} - \frac{\mathbf{D} \frac{\partial\psi}{\partial\mathbf{f}_t} \left(\frac{\partial\phi}{\partial\mathbf{f}_t}\right)^T \mathbf{D}}{\left(\frac{\partial\phi}{\partial\mathbf{f}_t}\right)^T \mathbf{D} \frac{\partial\psi}{\partial\mathbf{f}_t}} \right) \dot{\mathbf{u}}_t - (\mathbf{D} - \mathbf{D}^*) \dot{\mathbf{u}}_t$$

Similar to non-associative plasticity, matrix \mathbf{D}^* will generally be non-symmetric. In MSC.Marc, a special procedure has been used which results in a symmetric matrix, while maintaining sufficient numerical stability and rate of convergence.

The bilinear model also uses an additional check on the convergence of the friction forces, which has been achieved if the following equation is fulfilled:

$$\frac{\|\mathbf{F}_t - \mathbf{F}_t^p\|}{\|\mathbf{F}_t\|} \leq \epsilon$$

where \mathbf{F}_t is the current total friction force vector (the collection of all nodal contributions), \mathbf{F}_t^p is the total friction force vector of the previous iteration and ϵ is the friction force tolerance, which has a default value of 0.05.

In the output file one can find, per deformable contact body, information about the current total friction force, the current total normal force and the total friction force change, compared to the previous iteration.

If a node comes into contact and the structure is still stress-free, then the friction stiffness matrix according to the derivation above will still be zero. This could result in an ill-conditioned system during the next solution of the global set of equations. To avoid this problem, the initial friction stiffness will be based on the average contact body stiffness (following from the trace of the matrix defining the material behavior), which is determined during increment 0 of the analysis. Alternatively, the user can define this initial friction stiffness via the `PARAMETERS` model definition or history definition option.

Limitations of the Coulomb Model

When the normal force or stress becomes large, the Coulomb friction model may not correlate well with experimental observations. This is caused by the fact that the Coulomb model predicts that the frictional shear stresses increase to a level that can exceed the flow stress or the failure stress of the material. As this is not physically possible, a different friction calculation should be applied. The choices are either to have a nonlinear coefficient of friction, or to introduce the friction stress limit in the bilinear model or to use the shear based friction model.

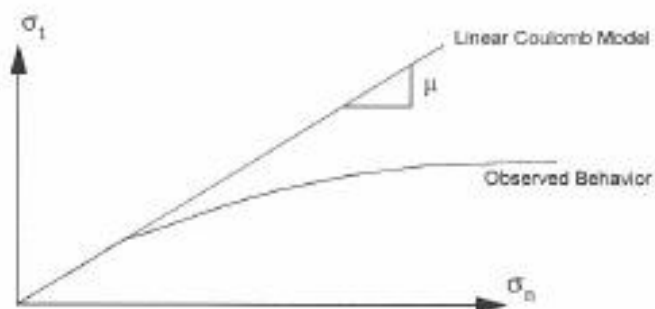


Figure 8-27 Linear Coulomb Model versus Observed Behavior

A nonlinear friction coefficient can be defined via UFRIC user subroutine or via table driven input.

The friction stress limit for the bilinear model (σ_t^{limit}) can be entered via the CONTACT TABLE option and is used to bound the maximum friction stress, based on the assumption that the extrapolated and averaged shear (friction) stress in a node is proportional to the applied shear (friction) force (see Figure 8-28). If the shear stress reaches the limit value, then the applied friction force is reduced, so that the maximum shear stress is given by $\min(\mu\sigma_n, \sigma_t^{\text{limit}})$.

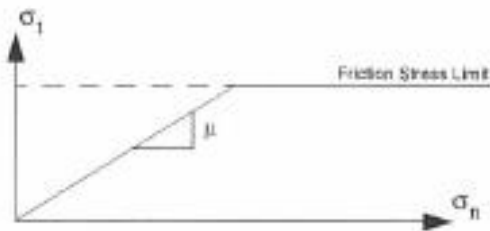


Figure 8-28 Friction Stress Limit used by Bilinear Model

Finally, instead of using an adapted Coulomb friction model, one may use the shear friction model, which is the second idealistic friction model in MSC.Marc.

Shear Friction

The shear based model states that the frictional stress is a fraction of the equivalent stress $\bar{\sigma}$ in the material:

$$|\sigma_t| < m \frac{\bar{\sigma}}{\sqrt{3}} \text{ (stick) and } \sigma_t = -m \frac{\bar{\sigma}}{\sqrt{3}} \cdot t \text{ (slip)}$$

where m is the friction factor.

Given the similarity with the Coulomb model, this shear model is implemented using two approximations of the theoretical step function. First, the arctangent function to smooth out the step function is applied:

$$\sigma_t = -m \frac{\bar{\sigma}}{\sqrt{3}} \frac{2}{\pi} \arctan\left(\frac{v_f}{RVCNST}\right) \cdot t$$

This model is available for all elements using the distributed load approach.

Second, the bilinear model has been adapted based on the assumption that the shear (friction) stress in a node is proportional to the applied shear (friction) force. Similar to the friction stress limit, the shear stress due to friction is limited by:

$$\sigma_t = \min\left(m\sigma_n, m \frac{\bar{\sigma}}{\sqrt{3}}\right)$$

Friction Coefficient

When a node contacts a rigid body, the coefficient of friction associated with the rigid body is used. When a node contacts a deformable body, the average of the coefficients for the two bodies are used. The `CONTACT TABLE` option can be used if complex situations occur.

Recalling that friction is a complex physical phenomenon, due to variations in surface conditions, lubricant distribution, and lubricant behavior, relative sliding, temperature, geometry, and so on, it was decided to implement the above two friction models (Coulomb and shear), and to allow you to extend them, if necessary, by means of the `UFRIC` user subroutine or by referencing a table. In such a routine, you provide the friction coefficient or the friction factor as

$$\mu = \mu(x, f_n, T, v_r, \bar{\sigma})$$

or

$$m = m(x, f_n, T, v_r, \bar{\sigma})$$

x – position of the point at which friction is being calculated

f_n – normal force at the point at which friction is being calculated

T – temperature at the point at which friction is being calculated

v_r – relative sliding velocity between point at which friction is being calculated and surface

$\bar{\sigma}$ – equivalent stress at the point at which friction is being calculated

Glue Model

A special type of friction model is the glue option, which imposes that there is no relative tangential motion. The glue motion is activated through the `CONTACT TABLE` option.

A novel application of contact is to join two dissimilar meshes. In such a case, by specifying that the glue motion is activated, the constraint equations are automatically written between the two meshes. Unless a flag has been set, nodes in contact via the glue option are not allowed to separate.

参考文献

付1.1) MSC Software Corporation: MSC.Marc 2005r3 Volume A: Theory and User Information, 2006