

Title	せん断補強筋のない既存RC外柱梁接合部の袖壁補強法に関する研究
Author(s)	李, 日兵
Citation	大阪大学, 2015, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://doi.org/10.18910/52135
rights	
Note	

Osaka University Knowledge Archive : OUKA

<https://ir.library.osaka-u.ac.jp/>

Osaka University

博士学位論文

せん断補強筋のない既存 RC 外柱梁接合部の
袖壁補強法に関する研究

李 日 兵

2014 年 12 月

大阪大学大学院工学研究科

論文要旨

本論文は「せん断補強筋のない既存 RC 外柱梁接合部の袖壁補強法に関する研究」と題し、せん断補強筋が配筋されていない柱梁接合部を有する既存鉄筋コンクリート造（以下 RC）建物を対象とする耐震補強法の開発を主たる目的とする実験的、理論的研究である。本論文は全 7 章から構成されている。

第 1 章「序論」では、本研究の背景、目的と研究対象建物を示した。また、せん断補強筋がない外柱梁接合部の耐震性能評価および耐震補強法開発に関連する過去の研究を抜粋してまとめた。さらに、現在、日本で採用されている柱梁接合部の耐震設計法を日本建築学会の設計指針を引用して示すとともに、最新の研究で明らかになりつつある曲げモーメントに対する抵抗機構についても紹介した。

第 2 章「外柱梁接合部の部分架構実験法の開発」では、長スパン梁が接続する外柱梁接合部を部分的に模擬し、且つ、その部分架構が実建物の応力状態を模擬できる実験法を開発した。本実験法を検証するために、研究対象建物の外柱梁接合部を部分的に模擬する鉄骨造試験体を製作し、提案した実験法で載荷実験を行った。部分架構の実験結果と実建物を想定した理論計算の整合を確認することで本実験法の妥当性を示した。

第 3 章「せん断補強筋のない RC 外柱梁接合部の耐震性能評価」では、研究対象建物の外柱梁接合部を模擬する試験体を 2 体製作し、柱軸力の有無をパラメータとする静的繰り返し載荷実験を実施した。研究対象の実地震被害状況と同様に、両試験体の損傷は接合部に集中し、梁と柱の主筋は降伏せず、接合部降伏先行型の破壊性状を示した。柱に軸力を導入した試験体の最大耐力は柱軸力を導入しない試験体より 1 割程度高かったが、両試験体は総じて同様の破壊経過を示した。両試験体の耐力を日本建築学会の接合部のせん断終局強度式より評価した結果、試験体の最大耐力（両試験体の平均値）は計算値の 8 割以下であり、既往のせん断終局強度式よりせん断補強筋がない外柱梁接合部の耐力を適切に評価できないことを確認した。そこで、接合部の変形挙動を詳細に分析した結果、接合部の耐力は曲げモーメントに対して上限に達したと判断した。

第 4 章「鋼製デバイスによる補強法の提案と検証」では、第 3 章の実験結果に基づいて、接合部の入隅ひび割れを抑制して接合部性能を向上する補強概念を提案した。鋼製デバイスを用いた検証実験を通して、梁が曲げ降伏機構を形成することを示し、提案した補強概念の実現可能性を実証した。

第 5 章「袖壁増設による補強法の提案と検証」では、外柱梁接合部の実用的な袖壁増設補強法を提案し、補強の有無および補強量（梁の上下層または下層）をパラメータとする検証実験を行った。無補強試験体では接合部降伏先行型の破壊形式となった。連層補強試験体では、梁降伏が先行し損傷は梁端部に集中し、接合部破壊が抑制された。下層補強試験体では、袖壁が圧縮側となる負荷荷時、連層補強試験体と同様に梁降伏機構を形成した。一方、袖壁が引張側となる正載荷時、接合部耐力は向上したが最終的に接合部破壊した。また、増設袖壁と既存梁の境界における挙動を分析した結果、圧縮側袖壁、引張側袖壁から既存梁にそれぞれ圧縮力、引張力の作用があることを確認した。

第 6 章「袖壁増設による接合部補強機構」では、袖壁から既存梁に作用する圧縮力と引張力を考慮した接合部の補強機構を力学的に説明し、接合部破壊の防止条件を示した。また、第 5 章の袖壁補強試験体の実験結果に基づいて、提案した補強機構の妥当性を確認した。さらに将来の実用化を念頭に、外柱梁接合部を袖壁増設により耐震補強するための設計プロセスを示した。

第 7 章「結論」では、本研究全体を総括し、今後の課題を示した。

＜本研究に関する既発表論文＞

(1)全文査読付き論文

1. 李曰兵, 渡邊泰宏, 朝長拓也, 真田靖士, 途上国のせん断補強筋がないト形接合部の耐震補強法に関する基礎実験, コンクリート工学年次論文集, 第35巻, 第2号, pp.223-228, 2013.7
2. 朝長拓也, 真田靖士, 渡邊泰宏, 李曰兵, 外柱－梁接合部の部分架構実験方法の開発と接合部内にせん断補強筋がない RC 架構への適用, 日本建築学会技術報告集, Vol.19, No.43, pp.933-938, 2013.10
3. Y. SANADA, T. TOMONAGA, Yuebing LI and Y. WATANABE, Behavior of an R/C Exterior Beam-Column Joint without Concrete Confinement under Seismic Loading, Proceedings of the Seventh International Conference on Concrete under Severe Conditions – Environment and Loading, Vol. 2, pp.1598-1606, Sep 2013
4. Yuebing LI, Y. SANADA, Y. WATANABE and T. TOMONAGA, A New Seismic Device for Strengthening R/C Exterior Beam-Column Joints, Proceedings of the Fourth International fib Congress 2014, Mumbai, pp.376-389, Feb 2014
5. Yuebing LI and Y. SANADA, Strengthening with Wing Walls for Seismically Substandard R/C Beam-Column Joints, Proceedings of 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Paper ID 830, Anchorage, July 2014
6. Y. SANADA and Yuebing LI, Practical seismic strengthening of R/C beam-column joints without lateral reinforcements in developing countries, Proceedings of the Second Australasia and South-East Asia Structural Engineering and Construction Conference, Bangkok, Nov 2014
7. 李曰兵, 真田靖士, 袖壁増設による既存 RC ト形柱－梁接合部の耐震補強, 日本建築学会構造系論文集, Vol.79, No.705, pp.1657-1665, 2014.11

(2)口頭発表

1. 李曰兵, 渡邊泰宏, 朝長拓也, 真田靖士, RC 柱梁接合部を補強する鋼製デバイスの開発, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第 53 号, 構造系, pp.325-328, 2013.6
2. 李曰兵, 渡邊泰宏, 朝長拓也, 真田靖士, RC 外柱梁接合部の耐震補強法に関する実験研究 その 1 鋼製デバイスによる補強と効果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.783-784, 2013.9
3. Yuebing LI, Y. SANADA, Y. WATANABE and T. TOMONAGA, Seismic Strengthening with a New Steel Device for R/C Exterior Beam-column Joints, Proceedings of The 15th Japan-Korea-Taiwan Joint Seminar on Earthquake Engineering for Building Structures, Taipei, pp.207-216, Nov 2013
4. 李曰兵, 真田靖士, RC 外柱梁接合部の耐震補強法に関する実験研究 その 2 袖壁増設による補強効果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.435-436, 2014.9

<謝辞>

本論文は、私が大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻博士後期課程の三年間の研究成果をまとめたものとなっています。本論文の作成にあたり、大変多くの方々にお世話になりました。ここに記して感謝の意を表します。

大阪大学大学院工学研究科、真田靖士准教授には、本論文を作成するにあたって貴重なご助言を頂くとともに、この3年間始終心温まるご指導・ご鞭撻を賜りました。研究に熱心、そして厳しいご指導は自分の将来教師としての姿に対して多大なる影響となりました。竹中技術実務研修センターおよび清水建設研究所の見学、海外の論文発表等、貴重な機会を与えてくださるなど、私の建築の視野を深め探求する道しるべとなりました。

大阪大学大学院工学研究科、倉本洋教授には、本大学への入学の認め、素晴らしい研究室で研究できる環境をご提示していただきました。また、研究にも貴重なご意見を頂きました。先生の研究者としてのスタイルは私の目指すものそのものであり、私の模範となるものでありながら、研究以外の面でもお力添え頂きました。厚くお礼申し上げます。

大阪大学大学院工学研究科、宮本裕司教授、多田元英教授には、本論文の副査としてお忙しい中、厳しい御批判と適切な助言を賜りました。また、大学院在学中、先生方の授業で建築構造工学に関する知識を学びました。心よりお礼申し上げます。

大阪大学大学院工学研究科、鈴木卓助教には、あらゆることに対してお世話になり、一番身近な方として多くの御助力を日々いただきました。解析方法や研究への助言など日頃から様々なことに対して尽力していただきました。

豊橋技術科学大学大学院生の朝長さん、渡邊さんには本研究の目指す事前研究および本研究の遂行にあたってご助言を頂きました。実験が円滑に実施し、有益な実験結果が得られたことに心より感謝いたします。また、前川君には直属の後輩として私の研究をサポートしていただきました。

当講座事務員の坂田奈緒美女史には度重なる出張を円滑に行うための事務作業をしていただきました。また常日頃からより良い研究環境を与えてもらうため大変なご協力を頂きました。心より感謝いたします。

豊橋技術科学大学の技官の金田さん、学生の皆さんには豊橋技科大学での実験を実施するにあたって試験装置の設置から試験体の作成、実験準備まで多岐にわたってお世話にな

りました。度重なるご協力により、実験を無事遂行することができました。

外柱梁接合部の終局モーメントの算定について多数のご意見を頂いた東京大学の楠原先生に謝意を表します。

東京大学崔先生、中塾研の学生皆さんには、本論文の追加実験にあたって、多方面のご協力をいただきました。ご多忙の中、実験環境を提供していただくと共に、载荷実験までお手伝いいただきました。無事に実験を遂行できましたことに厚くお礼申し上げます。

大阪大学の倉本・真田研の学生方には、私が研究室に配属後も研究活動のみならず、日々の生活全般にわたって大変お世話になりました。楽しい学生生活を送ることができたのは皆様のおかげだと思っております。大学院生修士課程の小塩友斗さんが実験の実施や本論の作成に大変なご協力を頂きました。ここに心より感謝致します。

なお私事となりますが、大学に入学してから 3 年間、本研究に専念できる環境を与えていただいた妻・XING SHUANG、娘・XINRAN に心より感謝致します。

なお、本研究を実施する期間中に日本政府（文部科学省）国費の奨学金の支援を受けた。関係者に深くお礼申し上げます。

せん断補強筋のない既存 RC 外柱梁接合部の 袖壁補強法に関する研究

<目次>

<論文要旨>	I
<本研究に関する既発表論文>	III
<謝辞>	V
<目次>	VII

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的	2
1.2 研究対象建物	5
1.3 せん断補強筋のない外柱梁接合部の耐震性能評価および補強法に関する既往の研究	
1.3.1 せん断補強筋のない外柱梁接合部の耐震性能評価に関する既往の研究	8
1.3.2 せん断補強筋のない外柱梁接合部の耐震補強法に関する既往の研究	12
1.4 日本の設計指針における柱梁接合部の抵抗機構および終局耐力	16
1.5 柱梁接合部のモーメントに対する抵抗機構および終局強度	18
1.6 まとめ	21

第2章 外柱梁接合部の部分架構実験法の開発

2.1 はじめに	24
2.2 梁を短縮した外柱梁接合部の部分架構実験法の開発	24
2.3 検証実験	
2.3.1 外柱梁接合部の鉄骨造試験体	29
2.3.2 載荷計画と計測計画	31
2.3.3 検証結果	33
2.4 まとめ	36

第3章 せん断補強筋のない RC 外柱梁接合部の耐震性能評価

3.1 はじめに	38
3.2 実験方法	
3.2.1 外柱梁接合部の部分架構試験体	38
3.2.2 材料特性	39
3.2.3 載荷方法と計測方法	40
3.3 実験結果	43
3.4 接合部のせん断挙動	
3.4.1 外柱梁接合部の変形モデル	49
3.4.2 変形状態の検証	51
3.4.3 耐力に関する検証	53
3.5 まとめ	58

第4章 鋼製デバイスによる補強法の提案と検証

4.1 はじめに	60
4.2 耐震補強工法の構想および鋼製デバイスの設計	60
4.3 実験方法	
4.3.1 鋼製デバイス補強試験体	62
4.3.2 材料特性	66
4.4 補強部耐力の検討	
4.4.1 梁主筋の引張力の伝達	66
4.4.2 柱主筋の引張力の伝達	67
4.4.3 二方向応力に対する検討	69
4.5 載荷計画および計測計画	69
4.6 実験結果	
4.6.1 荷重変形関係と破壊経過	70
4.6.2 破壊機構	75
4.6.3 接合部ひび割れ幅	75
4.6.4 履歴減衰	76
4.7 まとめ	78

第5章 袖壁増設による補強法の提案と検証	
5.1 はじめに	82
5.2 袖壁の暫定的な補強設計法	82
5.3 実験方法	
5.3.1 試験体	84
5.3.2 補強部の設計	85
5.3.3 あと施工アンカーの耐力の検討	90
5.3.4 試験体の耐力評価	92
5.3.5 荷重方法および計測方法	93
5.4 実験結果	
5.4.1 荷重変形関係と破壊経過	96
5.4.2 袖壁と既存梁間境界面での挙動	108
5.4.3 耐力および破壊機構	113
5.4.4 変形性能	114
5.4.5 履歴減衰	115
5.5 接合部の終局モーメントの算定	117
5.6 まとめ	118
第6章 袖壁増設による接合部補強機構	
6.1 はじめに	122
6.2 補強機構の提案	122
6.3 解析による C/T の算定法および既存梁モーメント分布の推定	126
6.4 梁のモーメント分布に基づく解析モデルの検証	130
6.5 外柱梁接合部の袖壁補強法の設計プロセス	135
6.6 まとめ	137
第7章 結論	
7.1 本研究のまとめ	140
7.2 今後の課題	141
<参考文献>	143

第 1 章 序論

1.1 研究の背景と目的

建物を構成する柱梁接合部は、そこに接する柱/梁端の曲げモーメント、せん断力および軸力を伝達する構造上重要な役割を果たす部位である。従って、一般的に、鉄筋コンクリート造（以下 RC）建物では柱梁接合部は、大地震時に骨組が降伏機構を形成して終局限界変形に至るまで破壊せず、さらに、繰り返し荷重によって顕著な剛性低下やスリップ性状を生じないことが望ましい¹⁾。

しかし、諸外国において構造詳細が不適切な柱梁接合部、具体的にはせん断補強筋が配されていない接合部を有する RC 建物が数多く存在する。これらの建物は、例えばアメリカ西部の 1970 年代以前に建設された旧耐震基準に従って設計された建物、不十分な施工管理により設計上必要な補強筋が配筋されていない建物である^{2)~7)}。近年、世界各地でマグニチュード 7.0 以上の大規模な地震が多発しており、こうした建物の存在が改めて注目されている。写真 1.1.1 に示すように、不適格な柱梁接合部が地震による破壊に伴い露呈し、こうした破壊が建物の倒壊を招く事例が数々報告された。しかしながら、接合部は文字通り柱、梁や床スラブが三次元的に接合する複雑な部位であるため、柱、梁などの部材単体のように合理的な補強法が確立されていない。不適切な構造詳細を有する既存 RC 建物の接合部に対する有効かつ合理的な耐震補強工法の開発が急務である。



(a)



(b)



(c)



(d)

写真 1.1.1 地震による接合部被害

- (a) 1994 アメリカ Northridge 地震⁴⁾ (b) 1999 トルコ Kocaeli 地震⁵⁾
(c) 1999 台湾 ChiChi 地震⁶⁾ (d) 2013 フィリピン Bohol 地震⁷⁾

日本建築学会（以下、AIJ）規準⁸⁾では、柱梁接合部の帯筋に関して、「帯筋は、9mm 以上の丸鋼または D10 以上の異形鉄筋を用いる」、「帯筋比は 0.2%以上とする」、「帯筋間隔は 150mm 以下とし、かつ、隣接する柱の帯筋間隔の 1.5 倍以下とする」と規定されている。日本の建築現場では一般に施工管理体制が整っているため、前述したような極めて不適格な柱梁接合部を有する RC 建物はほとんど存在しないと考えられ、現在までの地震被害でも報告されていない。ただし、日本においても兵庫県南部地震において RC 柱梁接合部の損傷が複数の建物で確認され、その被害が注目され始めた⁹⁾。しかし、前述のように、接合部には柱、梁、スラブが接続するため、耐震補強を行う場合、接合部周りの補強材の配置は制限が多く、結果的に鋼板等の補強材と接合部パネルとの取り合いは複雑になる。国内の既存 RC 建物の十字形接合部に対する耐震補強工法として、炭素繊維補強プラスチック (CFRP)¹⁰⁾や梁端部にハンチ^{11), 12)}を設ける補強工法がそれぞれ提案され、補強効果が実験的に確認されている。しかし、前者のような接合部を被覆する手法はスラブの存在により補強材配置が複雑となり、後者ではその解消が図られているものの補強機構は必ずしも明らかではない。また、これらの補強法は適用範囲が明らかではなく、途上国で見られるせん断補強筋がない極めて脆弱な構造詳細を有する接合部に対する効果までは検証されていない。

RC 建物の地震被害（例えば写真 1.1.1）に基づくと、建物の外部柱梁接合部では内部の接合部より一般に深刻な被害が見られる。その原因は、(1)外部接合部を拘束する梁の数が少ない；(2)外柱に作用する建物の自重が小さく、また、水平荷重による変動軸力の影響を受ける；(3)梁の片側のみスラブが接続しており、偏心荷重が作用し得るなどによると指摘されている¹³⁾。

以上の背景を踏まえて、本研究では、諸外国で見られるせん断補強筋のない外柱梁接合部を有する既存 RC 建物を対象に、特に途上国の経済や技術状況に相応しい耐震補強工法を開発することを目的とする。この研究目的を円滑に達成するため、以下に示す 5 段階の手順により研究を進めた。各段階の研究内容は本論文の 2 章から 6 章の研究内容に相当する。

- (1) ロングスパン梁を有する外柱梁接合部の部分架構の載荷方法を開発する。（第 2 章）
- (2) せん断補強筋がない外柱梁接合部の耐震性能を実験的に評価する。（第 3 章）

(3) 外柱梁接合部の補強概念を提案し、補強概念の妥当性を検証し、また、耐震補強に必要な設計条件を明らかにするため、本研究で試作する鋼製デバイスにより耐震補強した外柱梁接合部のパイロット実験を実施する。(第 4 章)

(4) 現実的な補強法として RC 袖壁増設による耐震補強を提案する。パイロット実験の知見に基づき、補強設計、耐震補強を施した外柱梁接合部を用いた検証実験を行い、補強効果を確認する。(第 5 章)

(5) RC 袖壁増設により柱梁接合部を補強するための合理的な理想化モデルを提案する。また、外柱梁接合部を袖壁増設により耐震補強するための設計プロセスを示す。(第 6 章)

1.2 研究対象建物

2009 年 9 月 30 日にインドネシア・スマトラ島西部のインド洋沖においてマグニチュード 7.5 の地震が発生した。図 1.2.1 に震源位置¹⁴⁾を示す。エンジニアド建築を含む比較的規模が大きい RC 建物が顕著な被害を受けた。被災 RC 建物の典型的な被害形態として、柱梁接合部の破壊が挙げられる¹⁵⁾。本研究の研究対象建物はこの地震で倒壊した西スマトラ州の州都パダン市中心部でホテルとして使用されていた 3 階建ての RC 建物である(写真 1.2.1, 2005 年竣工, 階高は 3m, 桁行スパン 7m)。震災調査¹⁵⁾により、この建物では、主筋の座屈やコアコンクリートの破壊など、損傷は柱梁接合部に集中していた(写真 1.2.1)。また、図 1.2.2 に示すように、接合部にせん断補強筋が配されておらず、柱/梁部材のせん断補強筋のフックが 90°であった。なお、インドネシアの設計基準¹⁶⁾では、柱梁接合部のせん断補強筋に関して、図 1.2.3 に示すように、「帯筋間隔は 10cm 以下とする」と規定されている。従って、研究対象接合部はインドネシアの基準を満たしておらず、基準不適合な接合部詳細であることがわかる。

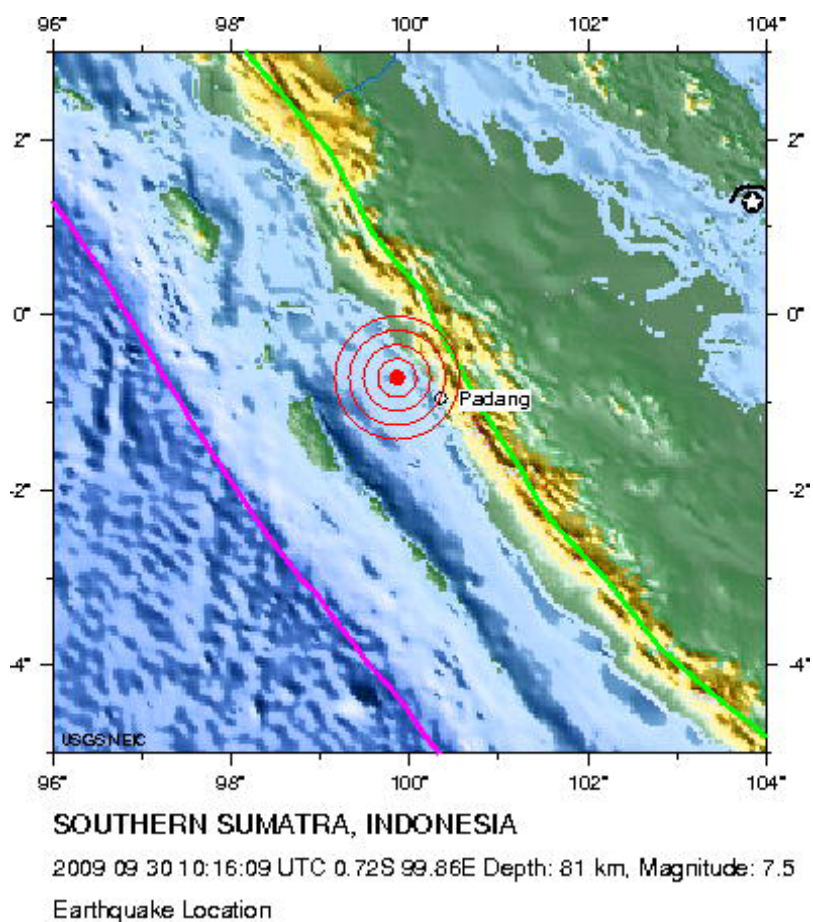


図 1.2.1 震源¹⁴⁾



写真 1.2.1 本研究の研究対象建物および接合部¹⁷⁾

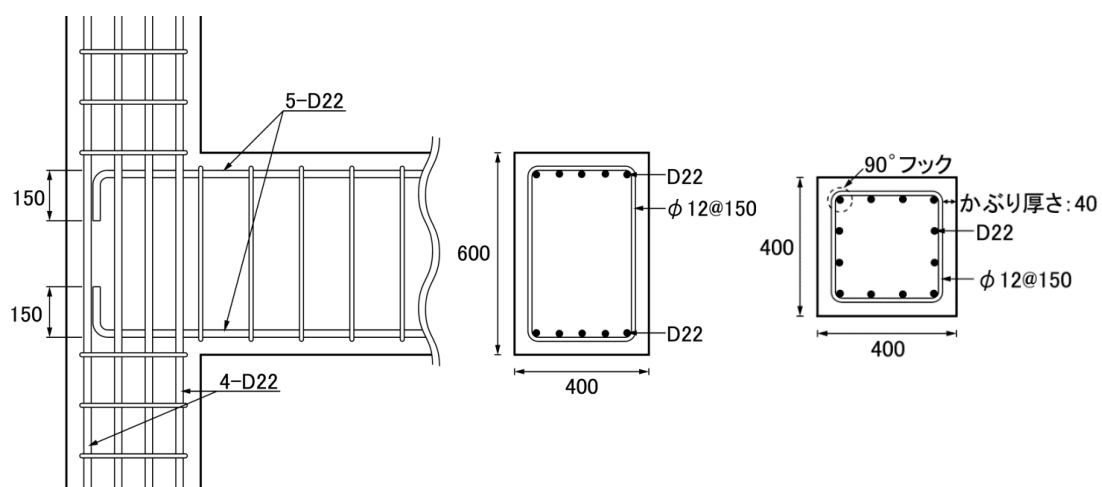


図 1.2.2 研究対象建物の外柱梁接合部の構造詳細¹⁵⁾

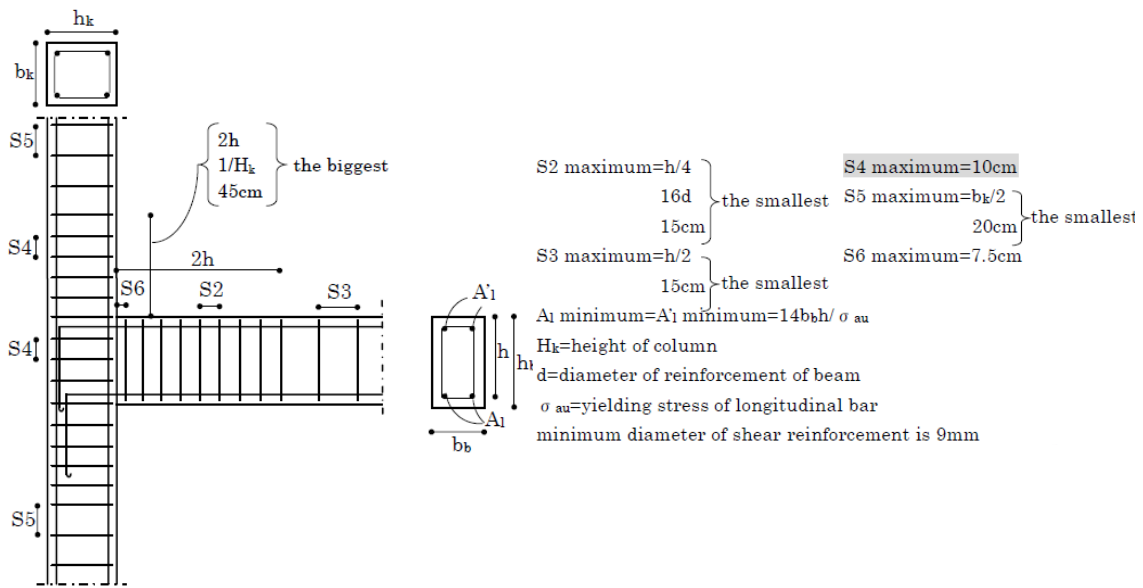


図 1.2.3 インドネシアにおける外柱梁接合部の配筋基準¹⁶⁾

1.3 せん断補強筋のない柱梁接合部の耐震性能評価および補強法に関する既往の研究

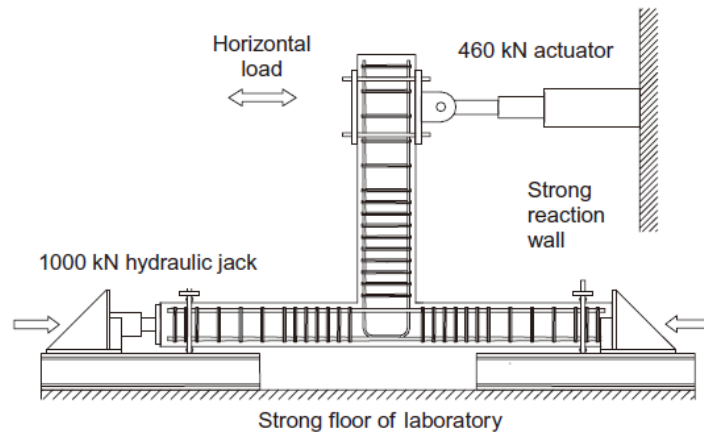
日本の RC 造建物の耐震設計指針¹⁾における柱梁接合部の強度計算式は、実験資料に基づいた経験式であり、接合部のせん断強度をコンクリート強度のみに依存して評価しており、せん断補強筋の効果を考慮していない。一方、多くの文献が接合部のせん断補強筋量はその耐震性能に影響があり、せん断補強筋のない柱梁接合部の脆弱性が指摘されている¹⁸⁾など。また、このような柱梁接合部の補強に関する研究も数多く報告されている。本項では、せん断補強筋のない柱梁接合部の耐震性能の評価およびそれを対象とした補強法に関する既往の研究をまとめる。

1.3.1 せん断補強筋のない外柱梁接合部の耐震性能評価に関する既往の研究

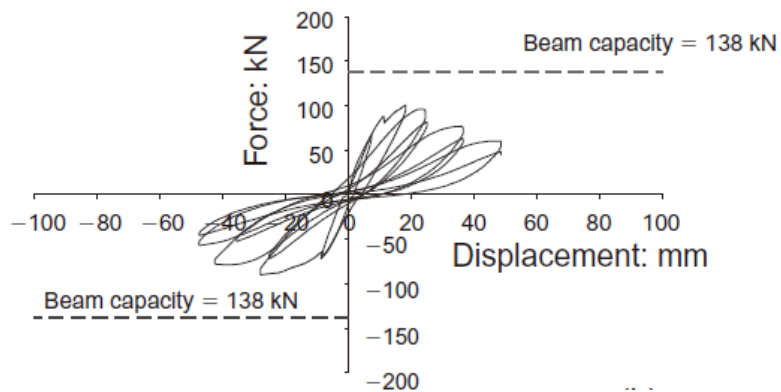
前述したように、海外に接合部にせん断補強筋が配されていない RC 建物が幅広く存在するため、この種の接合部の耐震性能について、多くの研究がなされている。本項ではその代表的な事例を示す。

KAUNG ら¹⁸⁾は接合部せん断補強筋の接合部耐震性能への影響を調べるために、英国基準 BS8110¹⁹⁾に基づく接合部せん断補強筋比を変数とした実大外柱梁接合部の構造実験を実施した。静的繰り返し載荷実験を行った結果、接合部にせん断補強筋がない試験体の損傷は接合部に集中し、その最大耐力は梁降伏と仮定した計算耐力の 68%に留まっ

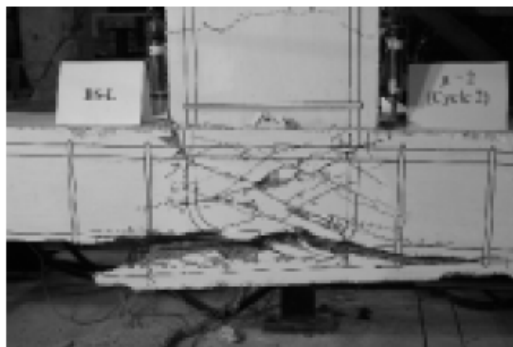
た (図 1.3.1)。また、接合部のせん断補強筋を増やすことでその耐力が上昇し、耐震性能が改善されることも確認された。



(a) 実験設置



(b) 荷重変形関係



(c) 最終破壊状況

図 1.3.1 KAUNG らの実験¹⁸⁾

Pampanin ら²⁰⁾はイタリアの 20 世紀 70 年代以前の典型的な外柱梁接合部の 2/3 スケール試験体を製作し、その耐震性能を調べた。図 1.3.2 に示すように、試験体の損傷は接合部に集中し、脆性的な破壊性状を示した。

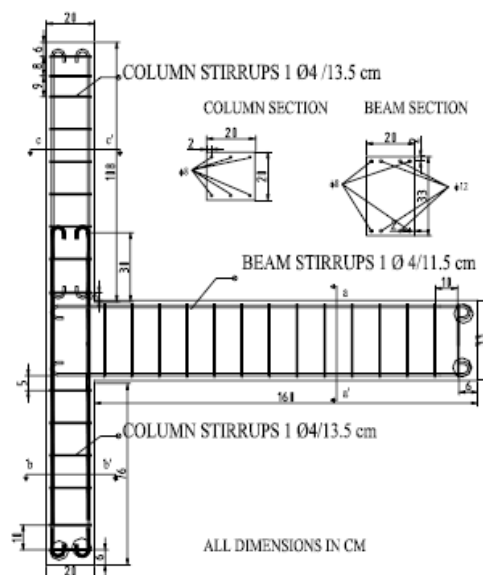


図 1.3.2 Pampanin らの実験²⁰⁾

佐島ら³⁾は前述した本研究の研究対象であるインドネシア・スマトラ島地震で倒壊した RC 建物の外柱梁接合部の小型 (1/3 スケール) 模型を対象に構造実験を実施した。図 1.3.3 に示すように、同文献では研究対象外柱梁接合部の被害をおよそ再現でき、外

柱梁接合部の破壊は架構の軸力支持性能の喪失も招くことが報告されており、この種の接合部の耐震補強の重要性を再確認できる。

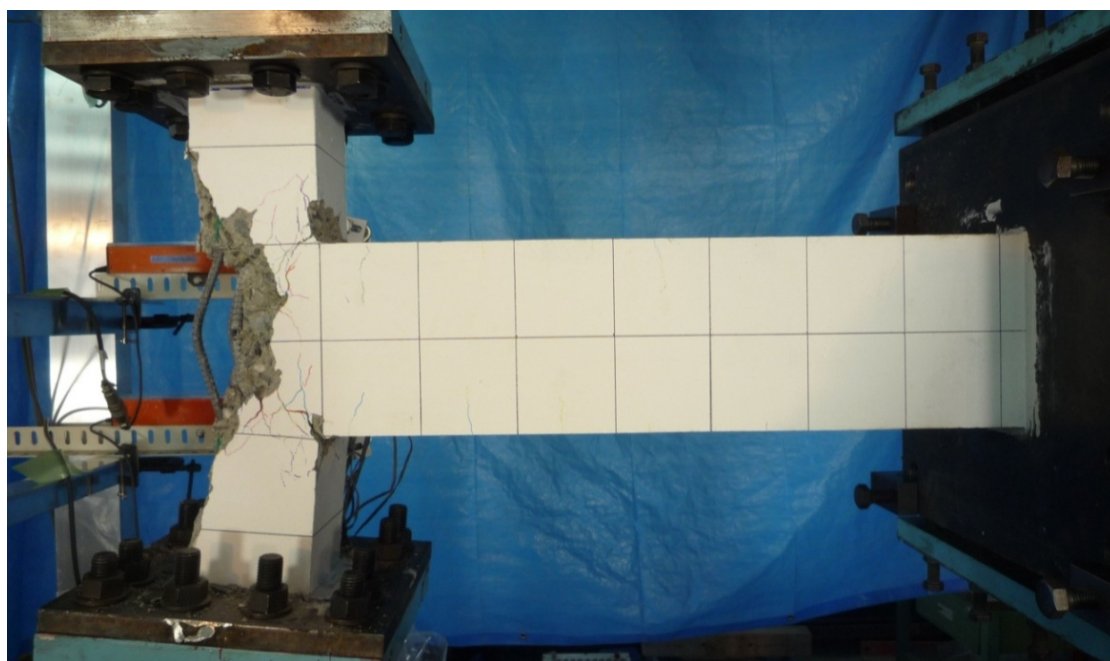
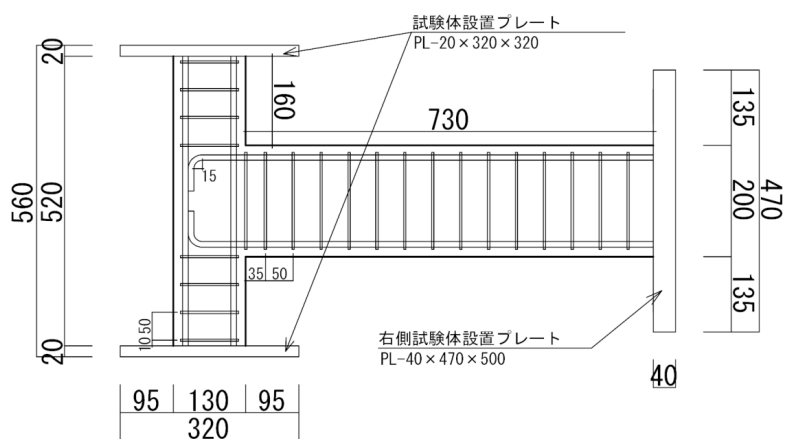


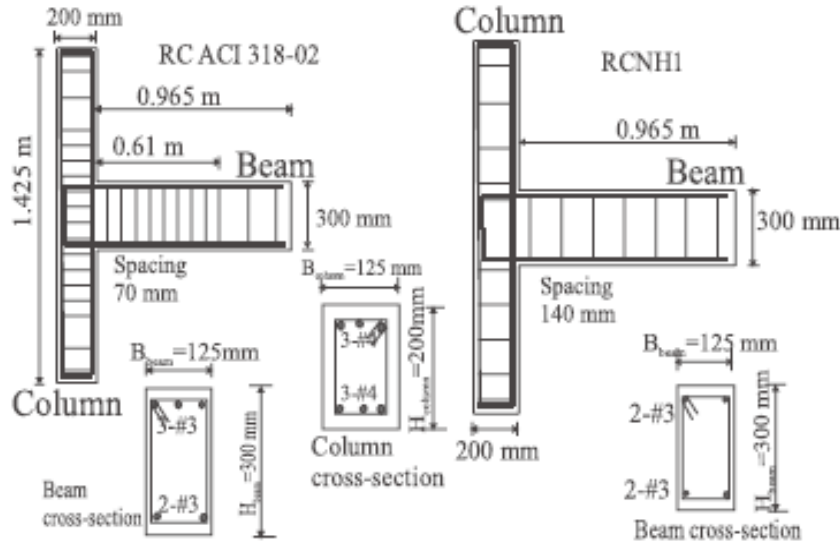
図 1.3.3 佐島らの実験³⁾

これらの研究により、せん断補強筋がない外柱梁接合部の耐震性能の脆弱性が実験で確認され、緊急な対策がなされる必要であることを確認できる。

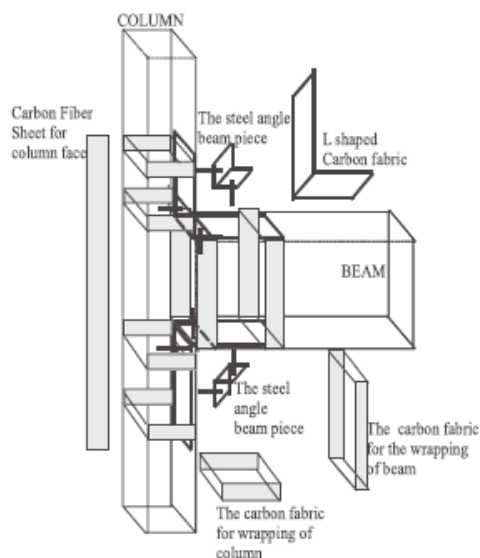
1.3.2 せん断補強筋のない外柱梁接合部の耐震補強法に関する既往の研究

近年の地震被害や前述したモデル実験により、せん断補強筋のない外柱梁接合部の耐震性能が劣ることが明らかになっている。この種の接合部の耐震性能を改善するため、多くの工法が開発されてきた。本項では既往の工法を網羅的にまとめる。

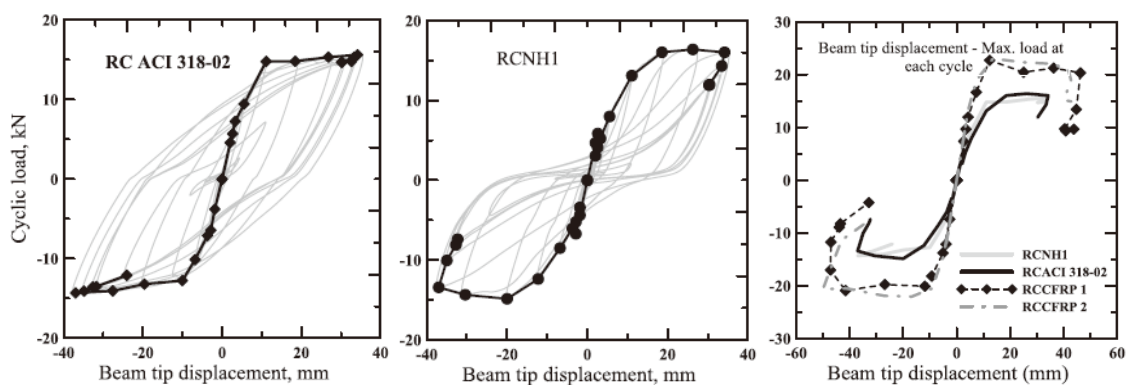
Gencoglu ら²¹⁾は CFRP を接合部に接する柱/梁端部に貼り付ける工法を提案し、静的載荷実験による検証実験を行った。外柱梁接合部の試験体は 4 体で、うち 1 体 (RCACI318-02, 図 1.3.4(a)) は米国規準 ACI318-02²²⁾に準じ、接合部にせん断補強筋が配筋されている。そのほかの 3 体は 1970 年代以前に建設された建物を模擬した接合部にせん断補強筋がない試験体である (図 1.3.4(a))。そのうち、1 体 (RCNH1) は無補強試験体、残りの 2 体は図 1.3.4(b)に示す詳細により CFRP1 層 (RCCFRP1) または 2 層 (RCCFRP2) で補強した試験体である。同図(c)に RCACI318-02, RCNH1 の履歴曲線, RCNH1, RCCFRP1 および RCCFRP2 の履歴の包絡線の比較をそれぞれ示す。各試験体のエネルギー吸収量の比較は同図(d)に示す。本補強法は図 1.3.4(b)のように補強詳細がやや複雑であるが、試験結果により、その補強効果が確認された。



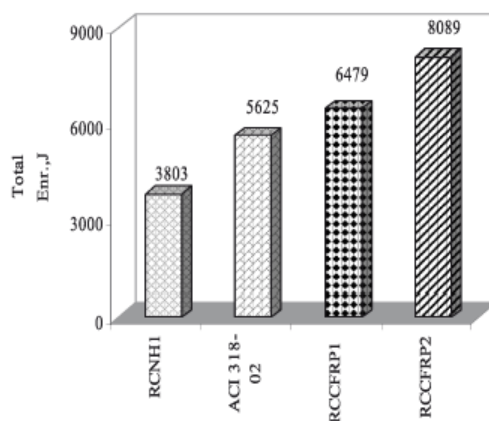
(a) 試験体の詳細



(b) CFRP の貼付け方法



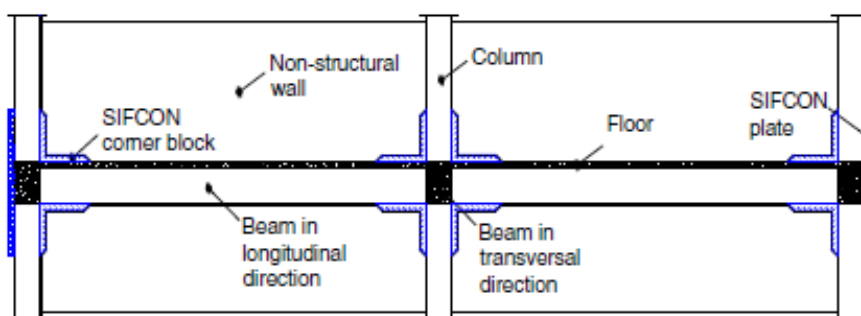
(c) 荷重変形関係および包絡線



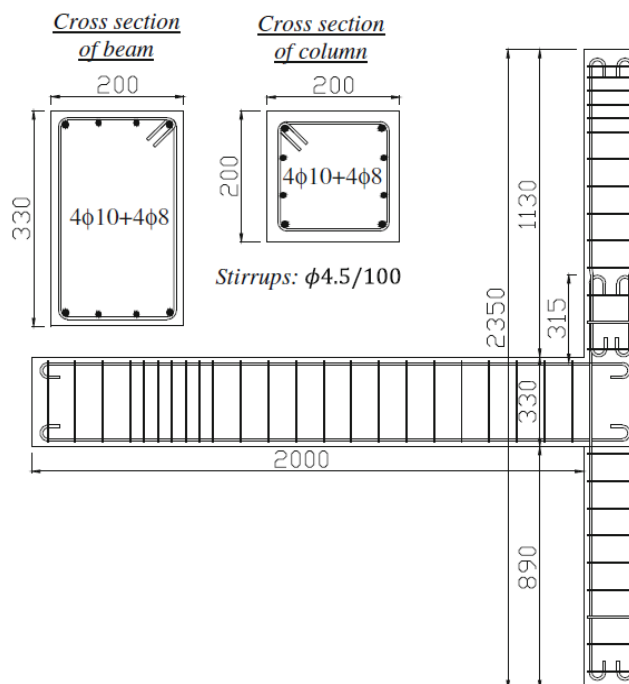
(d) 各試験体のエネルギー吸収量の比較

図 1.3.4 Gencoglu らの CFRP の貼付けによる外柱梁接合部の補強実験²¹⁾

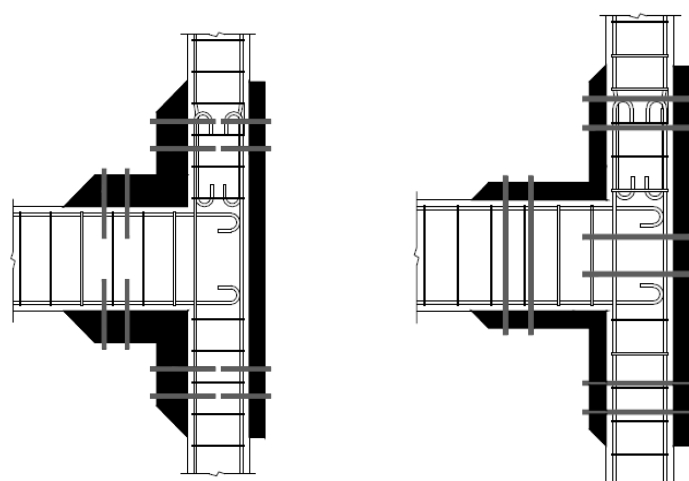
MISIR ら²³⁾は図 1.3.5(a)に示す繊維高含有コンクリート製ブロックをケミカルアンカーで既存接合部に装着する補強工法を提案し、外柱梁接合部への適用実験でその補強効果を確認した。試験体は 3 体で、1 体は無補強試験体 (図 1.3.5(b)), ほかの 2 体は補強試験体 (図 1.3.5(c), (d)) である。補強試験体の変数は角材の厚さ (100mm/50mm) およびアンカーの埋込深さと本数 (図 1.3.5(c), (d)参照) である。3 試験体の履歴曲線の包絡線の比較は同図(e)に示す。その補強効果が確認されている。



(a) 補強のイメージ

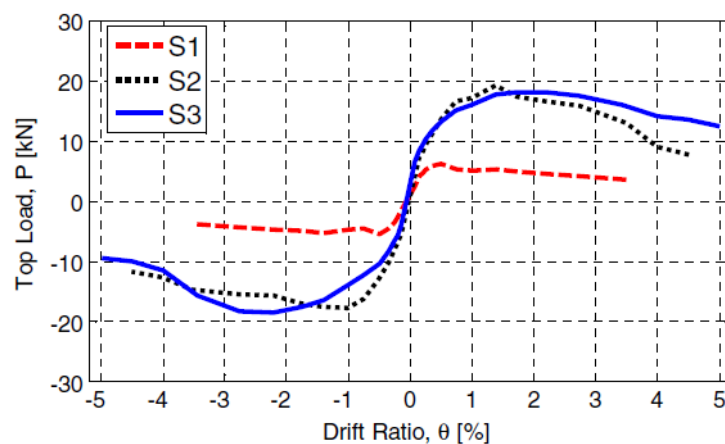


(b) 試験体 S1



(c) 試験体 S2

(d) 試験体 S3



(e) 履歴曲線の包絡線の比較

図 1.3.5 MISIR らの繊維高含有コンクリート製ブロックによる外柱梁接合部の補強実験²³⁾

以上の補強工法は柱梁接合部の耐力やエネルギー吸収能力の耐震性能を改善している。しかしながら、とくに CFRP や繊維高含有コンクリートなどの先進素材の使用は技術面やコスト面から、途上国での適用に相応しいとは言えない。また、補強量の具体的な計算方法は示されていない。以上を踏まえて、本研究では途上国のせん断補強筋のない外柱梁接合部を有する既存 RC 建物の現実的な補強法として既存柱に RC 袖壁を増設する工法を提案する (図 1.3.6)。また、近い将来の実用化を目指し、その補強メカニズムの解明と補強部の設計法の構築を試みる。なお、本研究では直接に取扱わないが、袖壁補強は途上国建築に見られる細い柱を有する建物に対して、水平耐力の増大にも大き

く寄与するため、接合部および柱の耐力を向上することで、より確実に梁曲げ降伏機構を形成する合理的な補強方法と判断される。

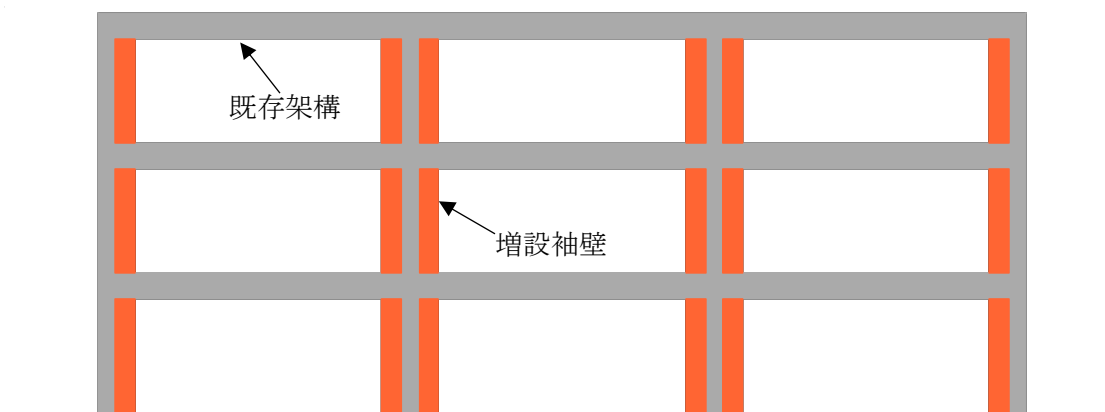


図 1.3.6 袖壁増設工法

1.4 日本の設計指針における柱梁接合部の抵抗機構および終局耐力

日本の RC 建物の耐震設計指針¹⁾では、柱梁接合部の設計目標として、骨組が降伏機構を形成して終局限界変形に至るまで破壊しない、さらに、繰り返し荷重によって顕著な剛性低下やスリップ性状を生じないことを設計クライテリアとしている。同指針¹⁾では柱梁接合部の応力の伝達をコンクリートの対角線圧縮ストラットによるものとみなして、接合部の耐力をせん断終局強度として式(1.4.1)により評価している。

$$V_{ju} = \kappa \phi F_j b_j D_j \quad (1.4.1)$$

記号 κ : 接合部の形状による係数

$\kappa=1.0$ (十字形接合部)

$\kappa=0.7$ (ト形および T 形接合部)

$\kappa=0.4$ (L 形接合部)

ϕ : 直交梁の有無による補正係数

$\phi=1.0$ (両側直交梁付き接合部の場合)

$\phi=0.85$ (上記外の場合)

F_j : 接合部のせん断強度の基準値で下式による

$$F_j = 0.8 \times \sigma_B^{0.7} \quad (\text{N/mm}^2)$$

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (= F_c : 設計規準強度とする)

D_j : 柱せいまたは梁主筋定着部の 90°折曲げ筋水平投影長さ

b_j は接合部の有効幅で式(1.4.2)による。

$$b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2} \quad (1.4.2)$$

ここに、 b_b は梁幅、 b_{ai} は $b_i/2$ または $D/4$ の小さい値とする。また、 b_i は、梁両側面からこれに平行する柱側面までの長さ、 D は柱せいである。 b_{ai} と b_i の添え字の i は 1 または 2 で、梁の左右の側面を区別する。なお、梁幅が柱幅を上回る接合部の場合には、梁幅 b_i の代わりに柱幅 b_c を用いて、式(1.4.2)より接合部の有効幅 b_j を算定する。

水平荷重を受けるラーメン内の柱梁接合部の応力状態を図 1.4.1 に示す。接合部に作用している水平せん断力は図中記号を用いて式(1.4.3)で表す。

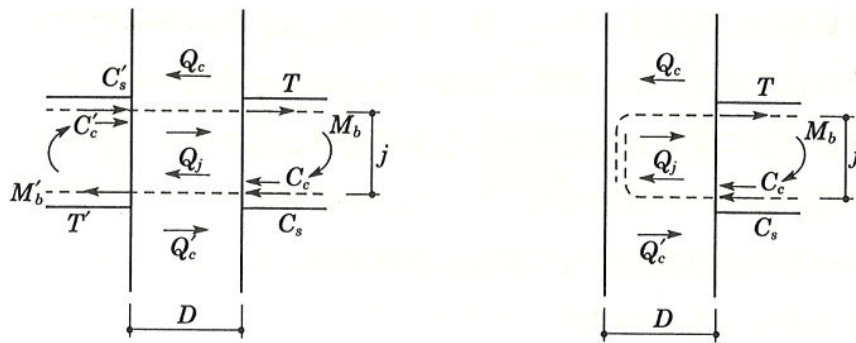


図 1.4.1 柱梁接合部の水平荷重時のせん断力¹⁾

$$\begin{aligned} Q_j &= T + C_c' + C_s' - Q_c \\ &= T + T' - Q_c \\ &= \sum \frac{M_b}{j} - Q_c \end{aligned} \quad (1.4.3)$$

上式において、ト形接合部および L 形接合部では $C_c' + C_s' = T' = 0$ とし、十字形接合部および T 形接合部では、接合部の左右の梁についての絶対値の和を用いる。地震時接合

部に作用するせん断力（式(1.4.3)）がその耐力（式(1.4.1)）を超えないことによって、接合部せん断破壊を防ぐこととしている。

日本の RC 建物の耐震設計指針¹⁾では、柱梁接合部の抵抗機構をストラットによるせん断抵抗機構とみなし、そのせん断終局強度計算式はコンクリートの強度のみを考慮する経験式が採用されている。しかし、外柱梁接合部の強度はコンクリートの強度のみではなく、柱梁強度比、接合部の補強筋量、接合部パネルのアスペクト比などの構造詳細に影響されると指摘されている²⁴⁾。また、本研究の研究対象であるせん断補強筋がない外柱梁接合部の既往の実験^{18), 20)}からも、耐力を含む耐震性能がせん断補強筋の影響を受けることも示されている。これらは現在の日本の設計指針より陽に評価することができない。

1.5 柱梁接合部のモーメントに対する抵抗機構および終局強度

一方、日本の RC 建物の耐震設計指針¹⁾により計算された柱梁接合部の設計用せん断力がそのせん断終局耐力を下回っていても、柱梁接合部の形状や配筋量によって、接合部の損傷は大きくなり、梁は曲げ理論に基づく終局強度を發揮できないことが、近年、塩原²⁵⁾により指摘された。また、十字形柱梁接合部の実験で観察されたひび割れ状況(図 1.5.1)に基づく柱梁接合部の曲げ型抵抗機構が提案され、さらに、文献 26), 27)では柱梁接合部の構造詳細を考慮した曲げ耐力の理論式が示された。以下では、柱梁接合部の曲げ型抵抗機構およびその終局強度の計算法を概観する。

柱梁接合部の変形機構と破壊機構の新しい力学モデルとして、塩原²⁵⁾は図 1.5.2 に示す 9 自由度モデルを提案した。本モデルでは、接合部の柱と梁のなす引張側入隅部から接合部中心を結ぶひび割れ（以下、入隅ひび割れ）および対角する両圧縮側入隅間を結ぶ斜めひび割れ（一般にせん断ひび割れと認識されてきたひび割れであり、以下、斜めひび割れ）と、これらのひび割れにより 4 分割された剛体パネルを想定し、接合部の変形をこれらの 4 枚の剛体パネルの並進と回転で表現するものである。上記の変形機構より、接合部ひび割れ（入隅ひび割れと斜めひび割れ）で分割された剛体間の断面上の応力が図 1.5.3 のように、すなわち、接合部ひび割れを横切る鉄筋で引張応力、接合部パネルの中心部および圧縮側入隅部のコンクリートで圧縮応力が生じると想定されている。

柱梁接合部の曲げモーメントに対する抵抗は、主に上記の仮想断面上の鉄筋の引張応力

およびコンクリートの圧縮応力の接合部中心に対するモーメントの和として評価される。図 1.5.4 に十字形、図 1.5.5 にト形接合部の仮想断面に生じる鉄筋およびコンクリートの応力をそれぞれ示す。接合部を横切る柱/梁の主筋の降伏、または柱・梁主筋の降伏前におけるコンクリートの圧壊による終局状態を想定することで、曲げ終局強度がそれぞれ定式化され、実験結果との整合性が確認されている^{26), 27)}。

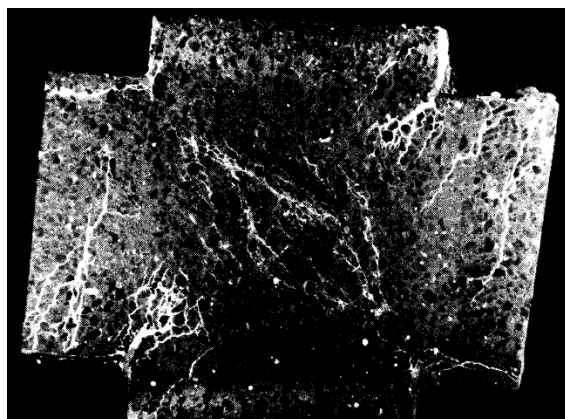


図 1.5.1 柱梁接合部終局状況におけるひび割れ²⁵⁾

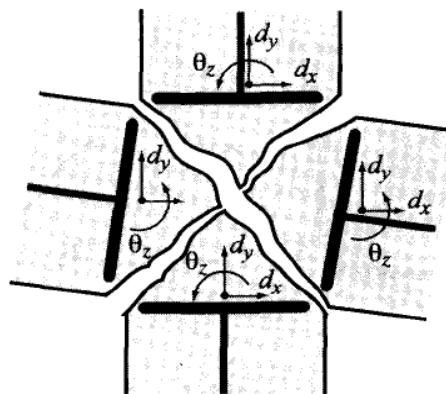


図 1.5.2 9自由度モデル²⁵⁾

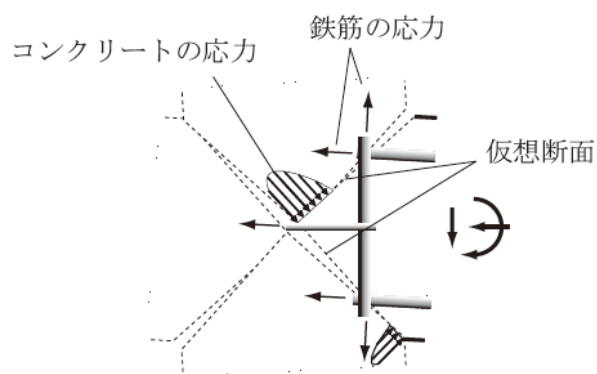


図 1.5.3 柱梁接合部仮想断面上の応力分布²⁶⁾

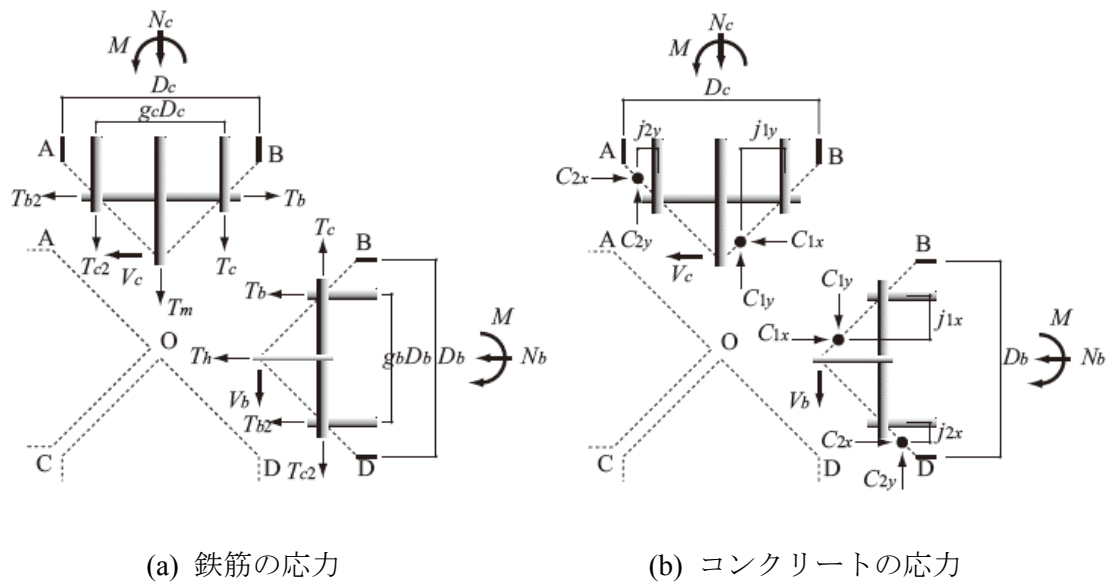


図 1.5.4 十字形柱梁接合部の仮想断面に生じる応力²⁶⁾

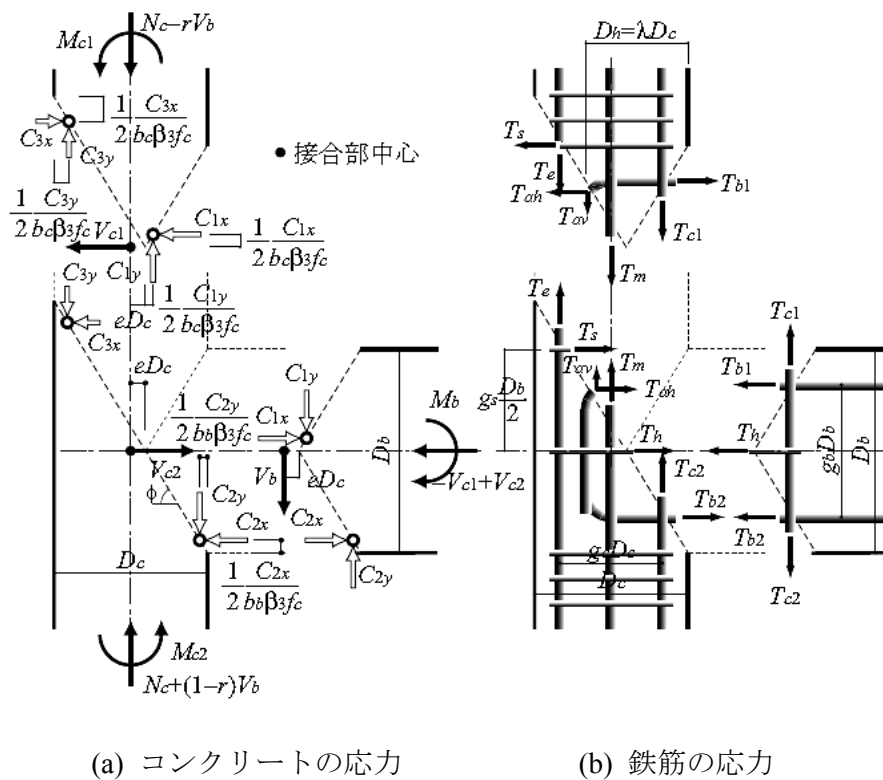


図 1.5.5 ト形柱梁接合部の仮想断面に生じる応力²⁷⁾

以上の柱梁接合部のモーメントに対する抵抗機構は実験で観測された接合部のひび割れ状況より提案されており，その終局強度の計算式^{26), 27)}は接合部のせん断補強筋量を含む接合部の構造詳細を考慮した理論式である。また，数多くの試験体に適用し，計算結果と実験結果との整合性が確認されている^{26), 27)}。

1.6 まとめ

本章では，本研究の研究背景と目的を示した。また，せん断補強筋がない外柱梁接合部の耐震性能評価およびそれに対する耐震補強開発に関する過去の研究を抜粋してまとめた。そして，現在，日本で採用されている柱梁接合部の抵抗機構および終局耐力の評価法を RC 建物耐震設計指針¹⁾を引用して示すとともに，最新の研究で明らかになりつつあるモーメントに対する抵抗機構についても紹介した。

第 2 章 外柱梁接合部の部分架構実験法の開発

2.1 はじめに

RC 架構の柱梁接合部の模型実験を行う際、一般的には、接合部と柱・梁の反曲点までをモデル化する（図 2.1.1 の破線枠内）。本研究の対象建物の梁は比較的ロングスパン（7m）であるため、上記の方法では既存載荷装置の容量の制限から模型試験体の縮小率を大きくしなくてはならない。一方、実建物と近い性状を得るために、試験体の寸法は実物に近いほうがよい。本研究では、ロングスパン梁を有する外柱梁接合部のより正確な挙動を把握するために、既存の載荷装置の容量を考慮して試験体のスケールを可能な限り大きくできるように梁を短縮して計画した（図 2.1.1）。この計画を適切に実現するため、研究対象接合部と同じモーメント分布を実現する載荷方法を開発した。本章では、開発した実験法および適切な載荷が可能であることを検証した予備実験について報告する。

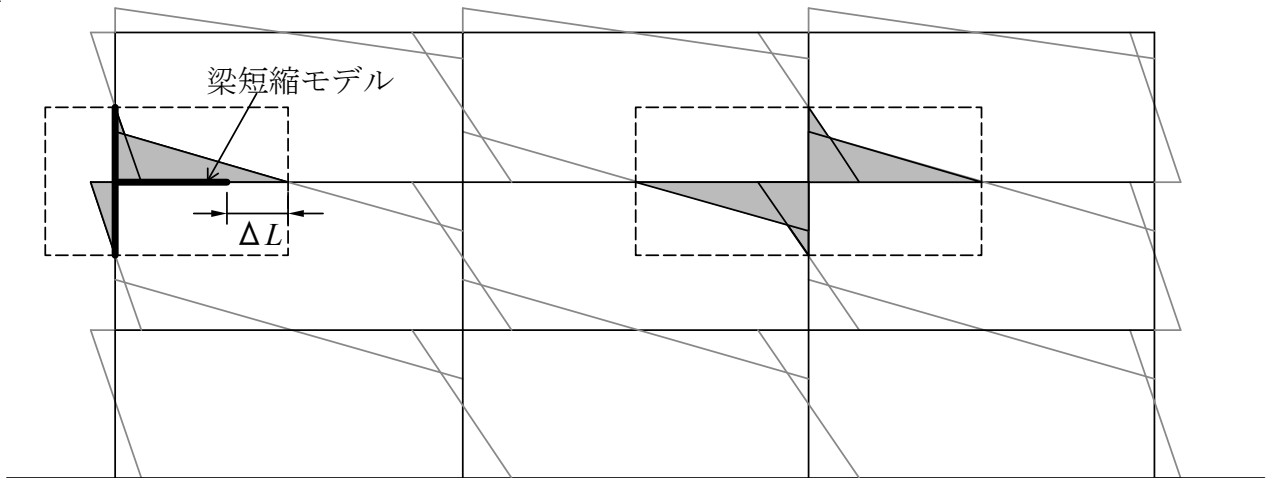
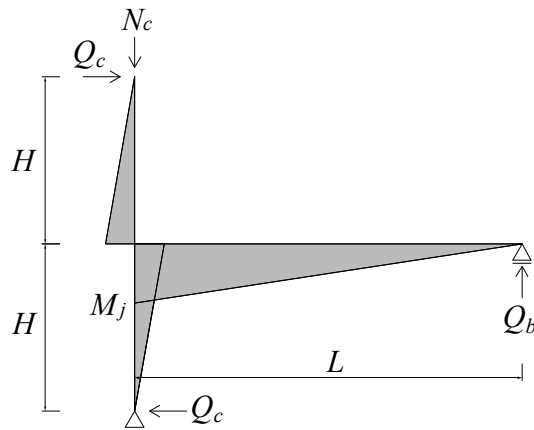


図 2.1.1 柱梁接合部の一般的なモデル化部位（破線枠内）
および梁短縮モデル化部位

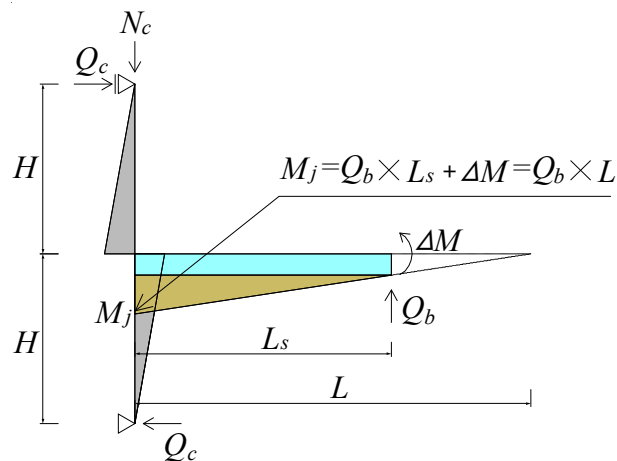
2.2 梁を短縮した外柱梁接合部の部分架構実験法の開発

提案する方法は、外柱梁接合部の部分架構の中で一般に寸法が長い梁を短スパン化し、梁端に付加モーメントを作用させることで実建物と同様のモーメント分布を実現する方法である。図 2.2.1(a)に外柱梁接合部の寸法および地震時の荷重状態を示す。図 2.2.1(b)に示すように、梁の寸法を L から L_s に短縮して図 2.2.1(a)と等価な荷重状態を達成する

ため、短縮された梁の端部にせん断力 Q_b と同時にそれに比例する付加モーメント ΔM を作用する。



(a) 地震時荷重状態



(b) 付加モーメントにより等価なモーメント分布を実現する手法

図 2.2.1 外柱梁接合部の荷重計画

上記の実験方法を実現するために、図 2.2.2 に示す既存の実験装置を利用する。実験装置の仕様から試験体は図 2.2.1 の状態から 90° 回転して設置する。東西の鉛直ジャッキにより短縮された梁端に付加モーメントを作用させる。図 2.2.1(b) に示す柱への軸力 N_c の導入は、写真 2.2.1 (図 2.2.2 参照) に示す軸力導入用治具と PC 鋼棒を用いて行った。図 2.2.3 に実験装置脚部の概念図、図 2.2.4 に軸力導入方法の概念図を図 2.2.2 の A-A' 断面図として示す。PC 鋼棒の緊張・解放により、必要な軸力を柱に導入する。なお、PC 鋼棒の緊張力は鋼棒に貼り付けた歪みゲージ (図 2.2.4) により制御する。なお、治具

A-PC 鋼棒間，治具 B-PC 鋼棒間，治具 B 東側ローラー間，それぞれ球座を用いて接続した（写真 2.2.1 および図 2.2.4 参照）。

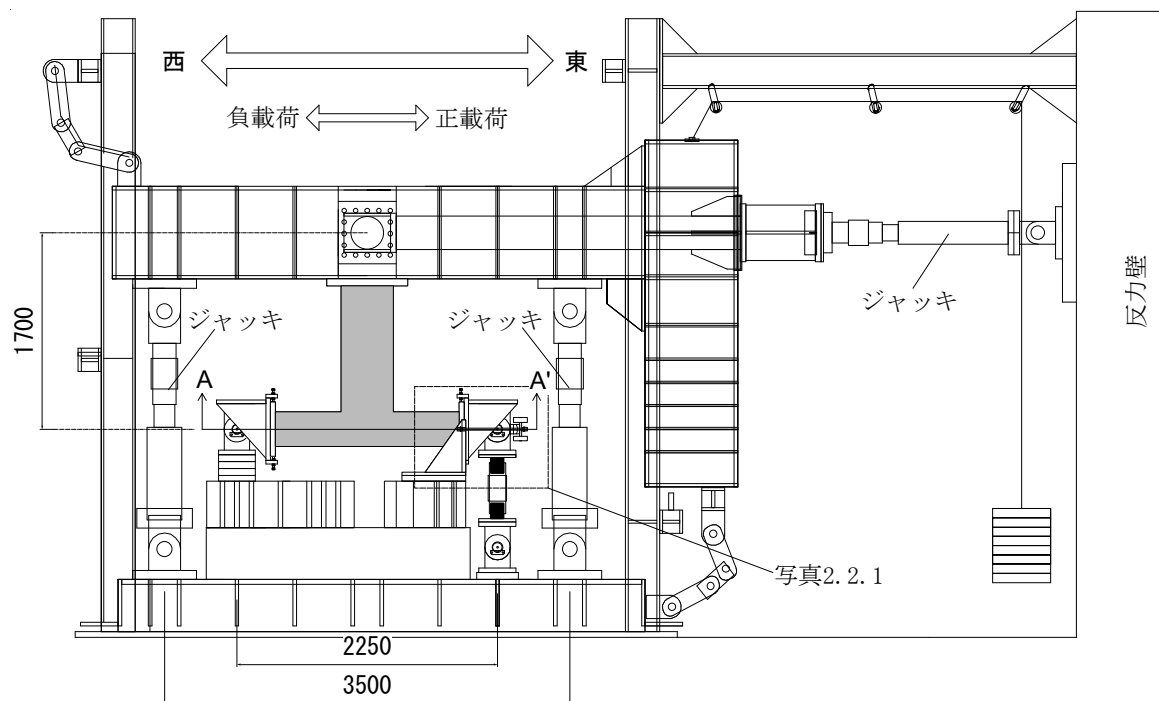
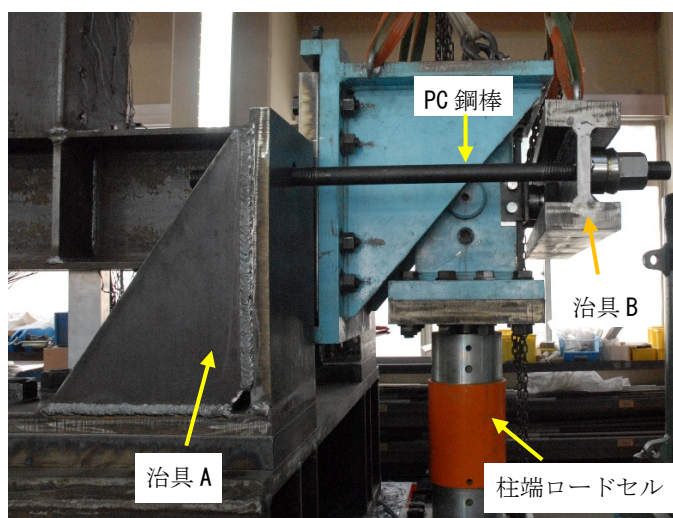


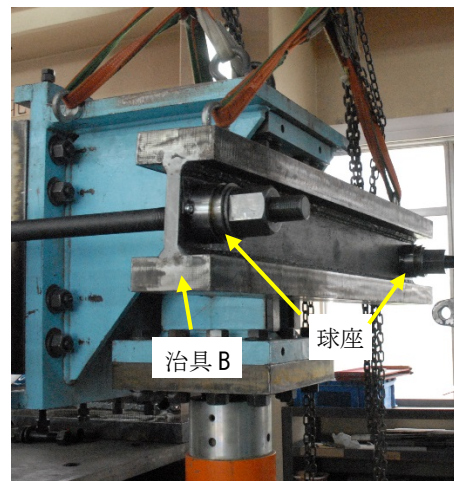
図 2.2.2 実験装置の概要



(a) 軸力導入装置全体



(b) 詳細写真：治具 A



(c) 詳細写真：治具 B



(d) 詳細写真：治具 B と柱端の接続

写真 2.2.1 柱への軸力導入装置

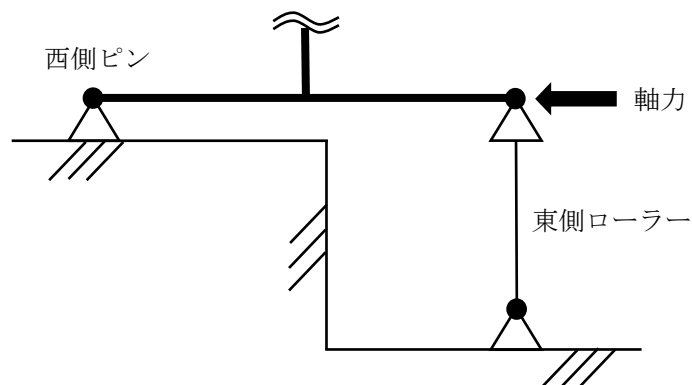


図 2.2.3 実験装置脚部の概念図

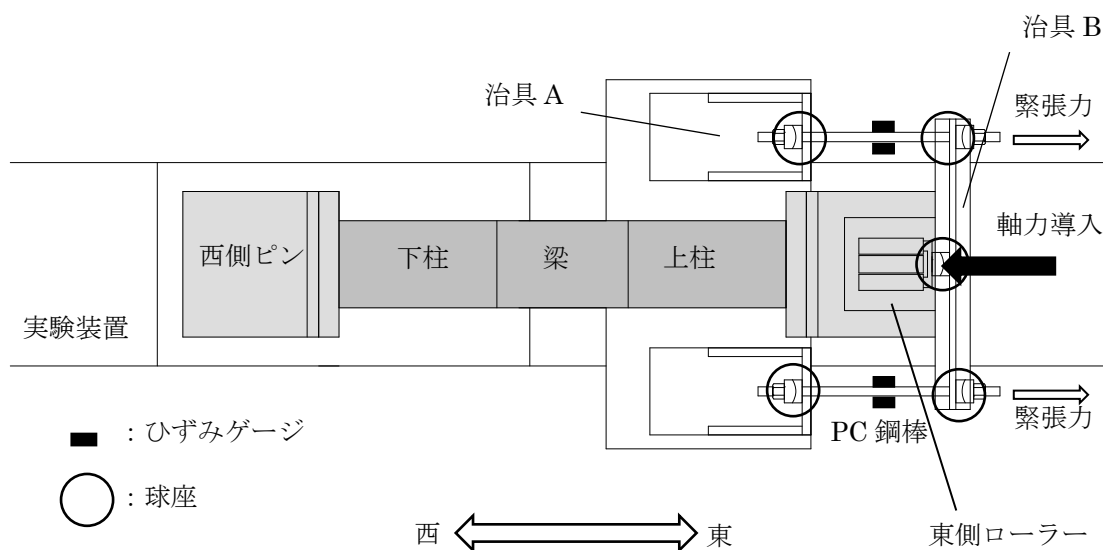


図 2.2.4 軸力導入方法の概念図

2.3 検証実験

第 1 章で示した本研究の研究対象建物の外柱梁接合部（写真 1.2.1，図 1.2.2）の模型を 2.2 節の方法で載荷実験を行う。提案した載荷方法を確認するため，鉄骨試験体を製作し検証実験を行った。本項では，その検証実験を紹介する。

2.3.1 外柱梁接合部の鉄骨造試験体

研究対象外柱梁接合部のモデル試験体は試験装置の仕様の範囲で可能な限り大きくすることを目的に、3/4 スケールとする。柱/梁部材の中央までの外形および断面寸法を図 2.3.1 に示す。検証実験に用いる鉄骨試験体は図 1.2.2 に示す研究対象外柱梁接合部の 3/4 スケールに近い寸法、弾性剛性を保有するように、柱は $300 \times 300 \times 10 \times 15$ の H 型鋼、梁は $488 \times 300 \times 11 \times 18$ の H 型鋼を溶接して製作した。柱の長さ（柱端部ピンの寸法を考慮）は研究対象外柱梁接合部の上下柱の中央までとした。梁の長さは、図 2.2.2 に示す既存の荷重装置の寸法の制限から、柱のフェイスから 1.09m とした。また、荷重装置と接続するために、柱/梁端部に設置用プレート（溶接）した。図 2.3.2 に鉄骨造試験体の形状を、表 2.3.1 に鉄骨造試験体構造諸元、使用した鉄骨の材料試験結果を併せて示す。

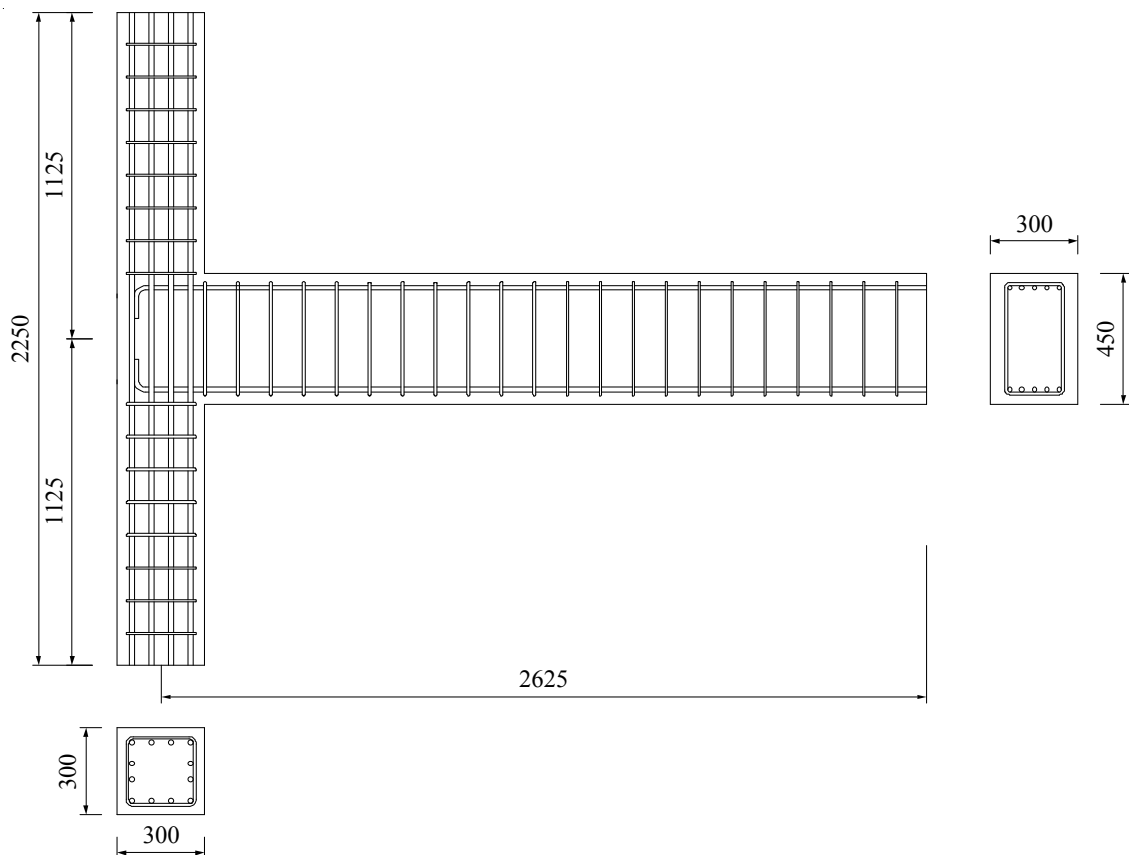


図 2.3.1 研究対象の外柱梁接合部の 3/4 縮尺時における外形および柱・梁断面

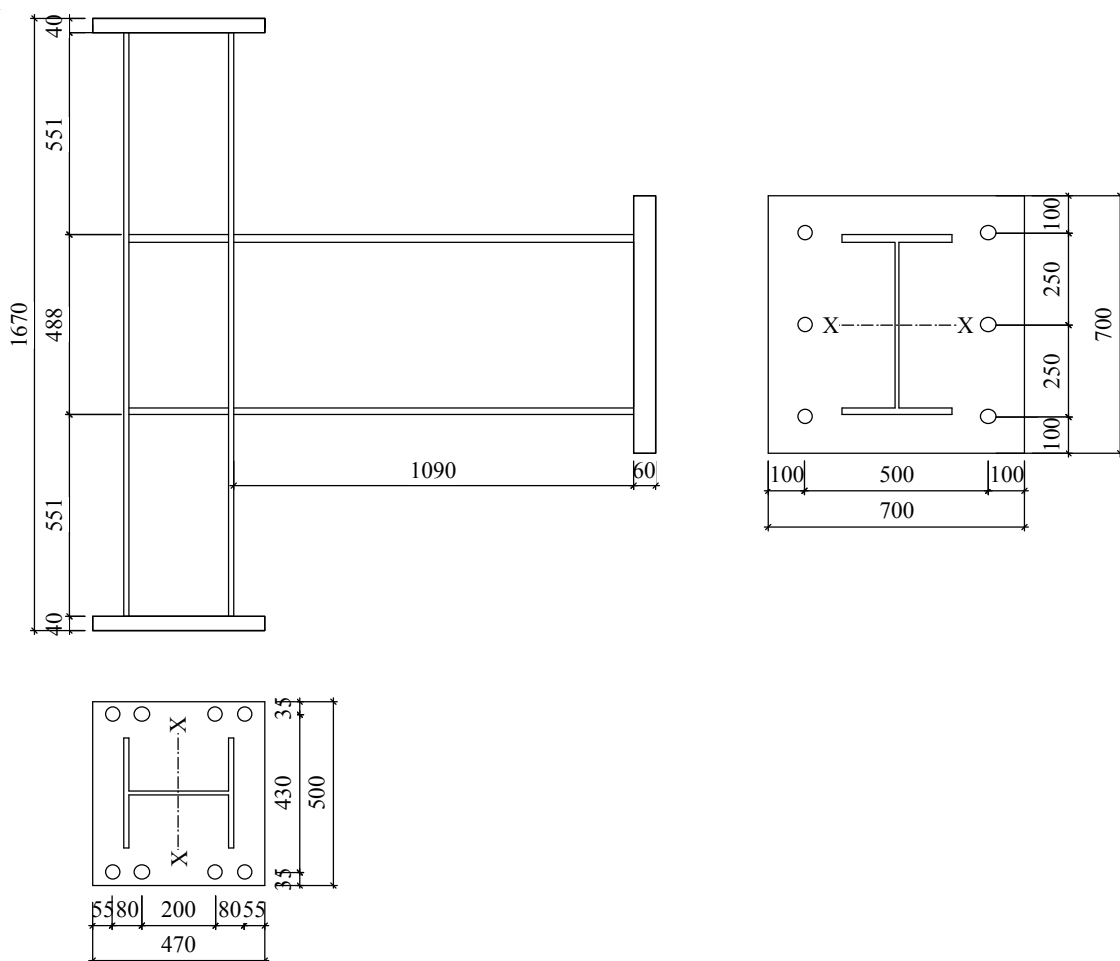


図 2.3.2 鉄骨造試験体の構造詳細

表 2.3.1 鉄骨造試験体構造諸元

部位	柱	梁
種別	SS400	
断面 (mm)	H-300×300×10×15	H-488×300×11×18
断面積 (mm ²)	11850	15920
断面二次モーメント I _x (cm ⁴)	20200	68900
弾性係数 (N/mm ²)	2.14×10 ⁵	2.06×10 ⁵
降伏応力 (N/mm ²)	272	310
引張応力 (N/mm ²)	437	430
降伏ひずみ (μ)	2080	2102

2.3.2 荷重計画と計測計画

試験体は 2.2 節で示した荷重装置および荷重方法で実験を行う。図 2.3.3 に示すように、左柱（下層柱）端部をピン支承、右柱（上層柱）端部をローラー支承と接続した。なお、柱に入力されるせん断力を測定するため、右柱端のローラー支承内にロードセルを設置した。写真 2.3.1 に試験体設置の様子を示す。梁端部は加力梁と固定した。荷重は、柱への一定軸力荷重下で、図 2.3.3 に示す水平ジャッキにより、荷重制御による静的正負繰り返し荷重を与えた。なお、同図に示すように、東側への荷重を正荷重、西側への荷重は負荷重としている。柱への軸力は、第 1 章で紹介した研究対象の柱梁接合部に接続する柱の軸力（縮尺を考慮した概算が 250kN）に基づいて定めた。荷重プログラムは、水平力 $\pm 50\text{kN}$ および $\pm 100\text{kN}$ までをそれぞれ 1 サイクルとした。

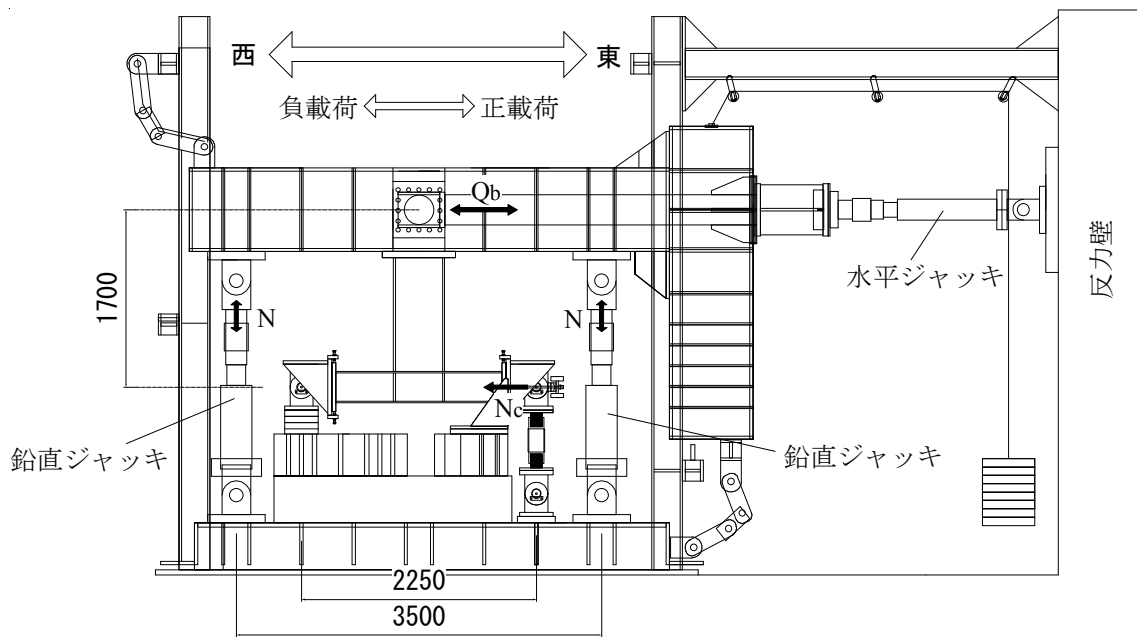


図 2.3.3 鉄骨造試験体の実験設置



写真 2.3.1 鉄骨造試験体設置の様子

図 2.3.3 により、柱の長さ（2250mm，ピン寸法考慮）は研究対象（図 2.3.1）と同じであるものの、梁の長さ（1700mm）は研究対象接合部の梁の長さ（2625mm，図 2.3.1）より 925mm 短い。研究対象柱梁接合部の実際の梁と同じモーメント分布（図 2.2.1(a)）を実現するために、梁端への付加モーメント ΔM （図 2.2.1(b)）を、式(2.3.1)より東西鉛直ジャッキの力 N を制御することで導入した。

$$N = \frac{\Delta M}{3.5} = \pm \frac{(2.625 - 1.7) \times Q_b}{3.5} = \pm 0.264 Q_b \quad (2.3.1)$$

式(2.3.1)より、鉛直ジャッキの力は常に水平ジャッキの力の 0.264 倍にすれば、試験体のモーメント分布は研究対象を模擬できると算定された。そこで、試験体のモーメント分布を確認するため、図 2.3.4 に示すように、試験体の表面にひずみゲージを貼り付け荷重中の変化を計測した。

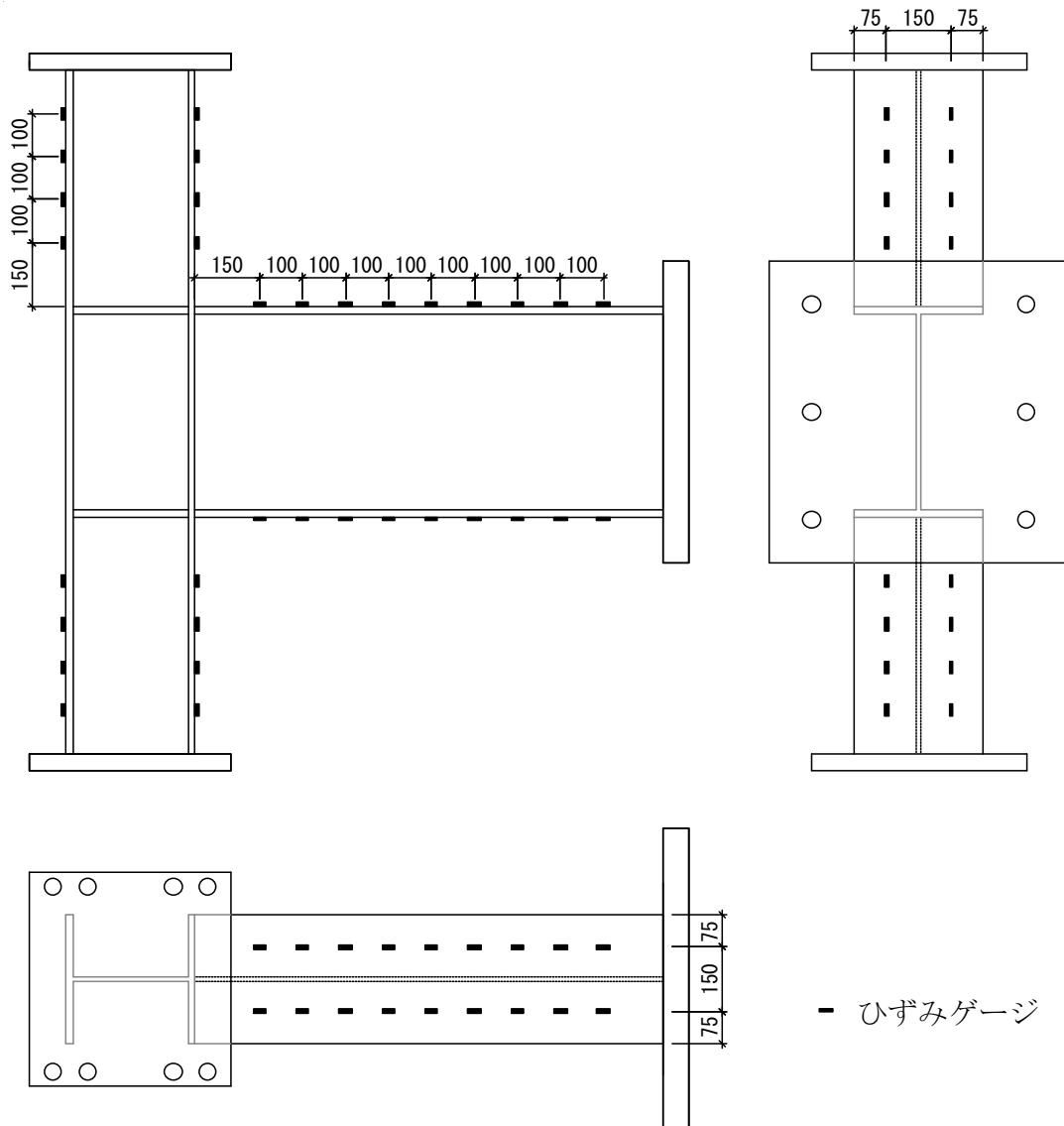


図 2.3.4 鉄骨造試験体のひずみゲージ貼り付け位置

2.3.3 検証結果

実験装置の妥当性を検証するため、ひずみゲージより計測された柱の圧縮ひずみ度分布および架構の曲率分布を、それぞれ導入軸力および水平力から算出した理論値と比較して示す。ひずみ度および曲率の算定について説明する。

(1) 柱のひずみ度の算定

図 2.3.3 に示すように、上層柱（同図中は右柱）には一定軸力、下層柱（同図中は左柱）には変動軸力が作用する。上層/下層柱のひずみ度の理論値は式(2.3.2)/式(2.3.3)よ

り求めた。

$${}_U \varepsilon_N = N_c / (A_c \times E_{sc}) \quad (2.3.2)$$

$${}_L \varepsilon_N = (N_c - Q_b) / (A_c \times E_{sc}) \quad (2.3.3)$$

ここで、 ${}_U \varepsilon_N$ ：上層柱のひずみ度、 ${}_L \varepsilon_N$ ：下層柱のひずみ度、 N_c ：柱への導入軸力、 A_c ：柱の断面積、 Q_b ：梁せん断力、 E_{sc} は柱の鉄骨のヤング係数である。

(2) 梁/柱の曲率の算定

まず、実験値の算出について説明する。曲率の実験値は図 2.3.4 に示す鉄骨のフランジに貼り付けたひずみゲージ（幅方向に並列する 2 枚の平均値）より算定した。すなわち図 2.3.5 に示す梁/柱の B_i - B_i' 、 C_i - C_i' 位置での曲率は式(2.3.4)/式(2.3.5)より定義される。

$${}_{test} \phi_{bi} = \frac{\varepsilon_{Bi'} - \varepsilon_{Bi}}{D_b} \quad (2.3.4)$$

$${}_{test} \phi_{ci} = \frac{\varepsilon_{Ci'} - \varepsilon_{Ci}}{D_c} \quad (2.3.5)$$

ここで、 $\varepsilon_{Bi'}/\varepsilon_{Bi}$ は梁の B_i' - B_i 位置の下/上フランジに貼り付けた歪みゲージの値、 $\varepsilon_{Ci'}/\varepsilon_{Ci}$ は柱の C_i' - C_i 位置の左/右フランジに貼り付けた歪みゲージの値、 D_b/D_c は梁/柱の断面の高さである。

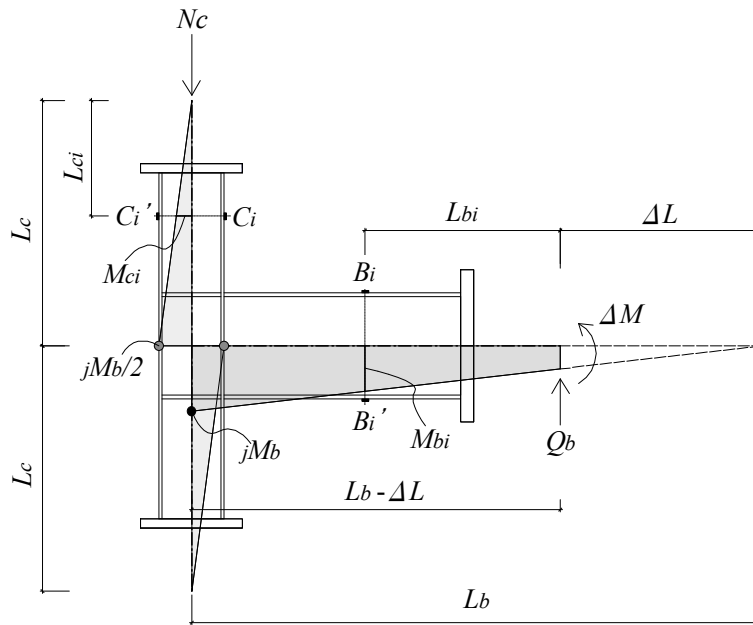


図 2.3.5 柱/梁の曲率および柱のひずみ度の計算に関する定義

続いて、理論値の算出について説明する。図 2.3.3 に鉛直ジャッキの力 N を式(2.3.1)より制御すると、梁端部に作用する付加モーメント ΔM は $\Delta L \cdot Q_b$ となる。図 2.3.5 より、梁の B_i, B_i' 位置での外力モーメント M_{bi} は式(2.3.6)となる。接合部中心位置（節点）でのモーメント ${}_j M_b$ は式(2.3.7)であり、節点でのモーメントの釣り合いより、柱端モーメントは ${}_j M_b/2$ となる。柱の C_i, C_i' 位置でのモーメント M_{ci} は式(2.3.8)より求める。梁/柱の $B_i, B_i'/C_i, C_i'$ 位置での曲率 ${}_{cal} \phi_{bi} / {}_{cal} \phi_{ci}$ は式(2.3.9)/式(2.3.10)より計算する。

$$M_{bi} = Q_b \cdot L_{bi} + \Delta M = Q_b \cdot (L_{bi} + \Delta L) \quad (2.3.6)$$

$${}_j M_b = Q_b \cdot (L_b - \Delta L) + \Delta M = Q_b \cdot L_b \quad (2.3.7)$$

$$M_{ci} = \frac{{}_j M_b}{2} \cdot \frac{L_{ci}}{L_c} = \frac{Q_b \cdot L_b}{2} \cdot \frac{L_{ci}}{L_c} \quad (2.3.8)$$

$${}_{cal} \phi_{bi} = \frac{M_{bi}}{E_{sb} \cdot I_{Bx}} \quad (2.3.9)$$

$${}_{cal} \phi_{ci} = \frac{M_{ci}}{E_{sc} \cdot I_{Cx}} \quad (2.3.10)$$

ここで、 E_{sb}/E_{sc} は梁/柱の鉄骨のヤング係数、 I_{Bx}/I_{Cx} は梁/柱 H 形鋼の x 軸（図 2.3.2 参照）に対する断面二次モーメント（表 2.3.1 より）であり、他の記号は図 2.3.5 に参考されたい。

図 2.3.6 は水平力 100kN 载荷時における柱部材のひずみ度と全部材の曲率について、実験値と理論値を比較している。両者が良好に整合しており、本実験法により短スパン化した試験体へ、適切な载荷が可能であることを検証した。

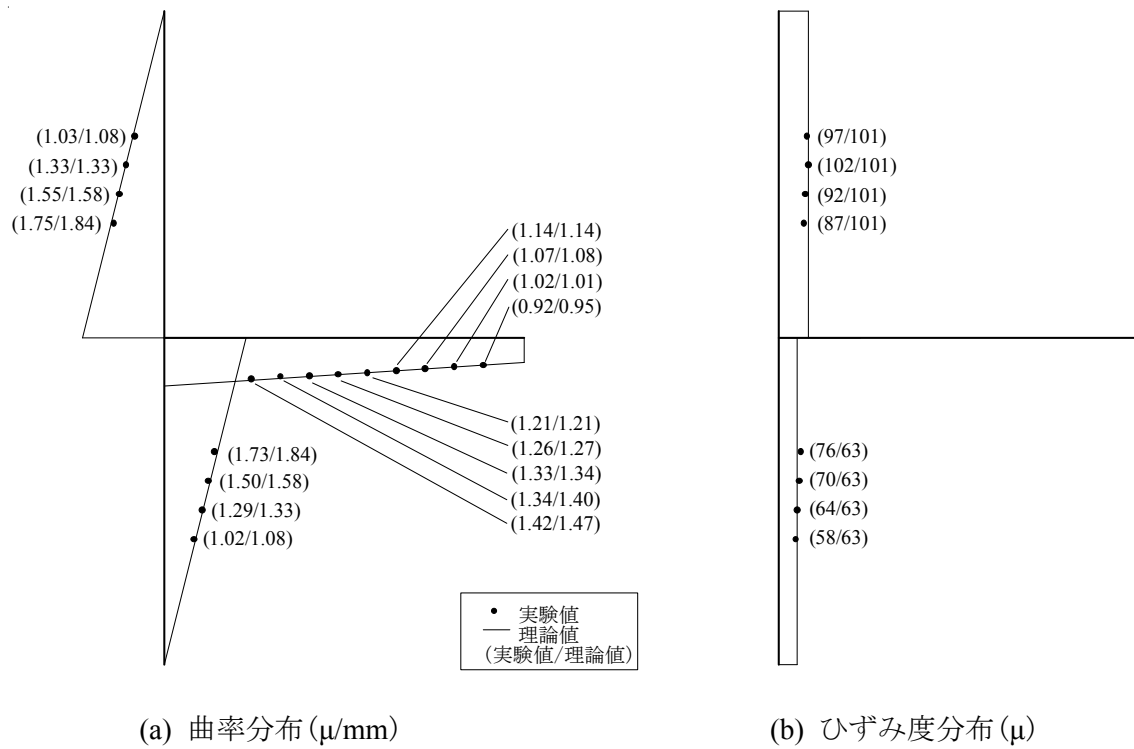


図 2.3.6 検証結果

2.4 まとめ

本章では、長スパン梁を有する外柱梁接合部の模型実験の試験体を既存載荷装置の制限を考慮してできる限り大きく計画するために、梁の長さを短縮する実験方法を開発した。本実験方法を検証する予備実験として、研究対象建物の外柱梁接合部を模擬する鉄骨造試験体を製作し、静的載荷実験を行った。その結果、柱梁のひずみ度と曲率の計測結果が理論値と精度よく整合しており、計画した実験方法より応力分布を再現できることを確認した。

第 3 章 せん断補強筋のない RC 外柱梁接合部の耐震性能評価

3.1 はじめに

文献18)などではせん断補強筋のない外柱梁接合部の地震に対する脆弱性が示された。しかし、柱梁接合部の耐震性能はこれに接する柱梁の曲げ強度比、梁主筋の定着長さ、接合部のアスペクト比などの構造詳細に影響される²⁴⁾。そこで、第1章で示した本研究の研究対象建物のせん断補強筋のない外柱梁接合部の地震時挙動や性能を定量的に評価することを目的として、そのモデル試験体を製作し、第2章で示した実験法を用いて静的繰り返し載荷実験を行った。

3.2 実験方法

3.2.1 外柱梁接合部の部分架構試験体

試験体は、第2章で示した実験法検証用の鉄骨造試験体と同様に、研究対象外柱梁接合部の3/4スケールとした。接合部に接する直交梁がその耐震性能に影響すると考えられるが、直交梁は接合部のコアコンクリートを拘束する効果が期待されるため、直交梁のモデル化により接合部の耐震性能は向上すると予想される。本研究は柱梁接合部の耐震補強を目的とする。そこで、試験体の計画では、直交梁がある場合より接合部にとって厳しい条件と判断される直交梁がない部分架構とすることとした。これは接合部パネル部分の損傷を観測できることも考慮しての計画である。梁の長さは鉄骨造試験体と同様に梁端から1.09m(2D以上、D:梁せい)とした。図3.2.1に示すように、試験体は研究対象建物と同様に接合部にせん断補強筋が配されておらず、柱/梁部材のせん断補強筋のフックが90°である。表3.2.1に試験体構造諸元を示す。なお、柱の軸力の外柱梁接合部の耐震性能への影響を明らかにするため、柱部材への導入軸力の有無をパラメータとして、軸力なし試験体J1と軸力あり試験体J1Nの計2体を計画した。

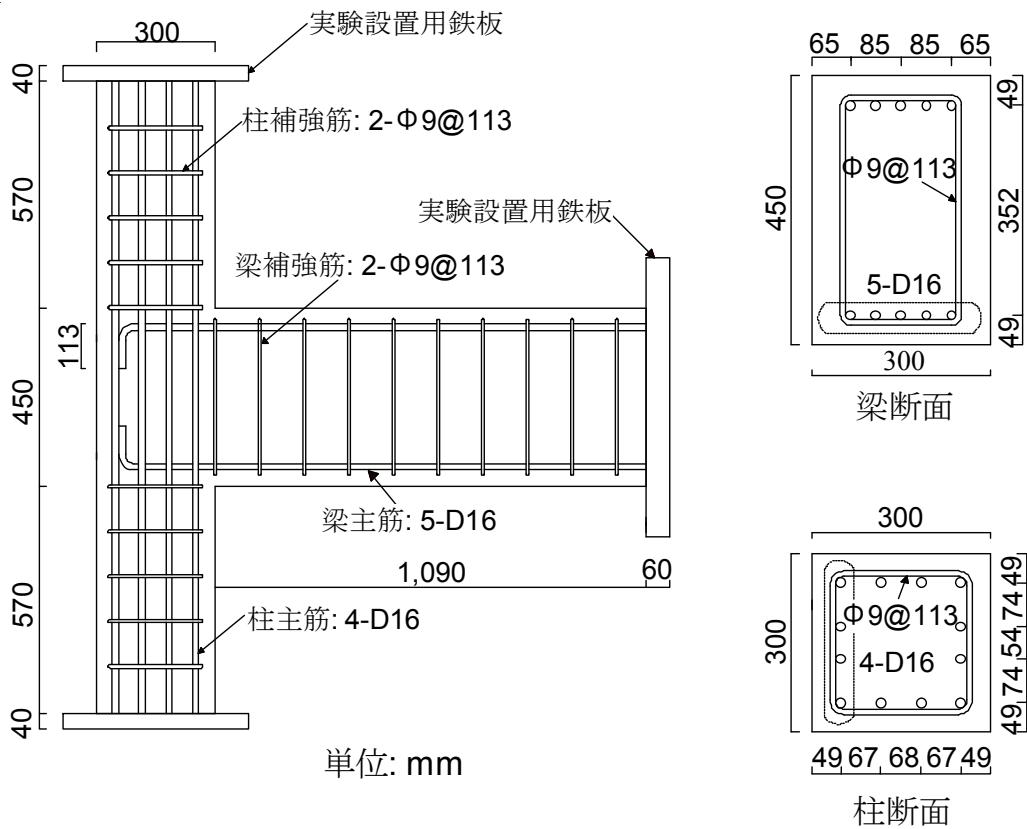


図 3.2.1 試験体形状および配筋

表 3.2.1 試験体の構造諸元

	柱	梁
断面	300×300mm	300×450mm
主筋	4-D16 ($p_t=0.88\%$)	5-D16 ($p_t=0.74\%$)
補強筋	$\phi 9@113\text{mm}$ ($p_w=0.38\%$)	

3.2.2 材料特性

表 3.2.2 にコンクリートの材料特性, 表 3.2.3 に鉄筋の材料特性をそれぞれ示す。なお, 表の下に研究対象建物のコンクリートおよび鉄筋の実強度を示す。試験体に使用された材料強度は対象建物と近い値を得た。

表 3.2.2 コンクリートの材料試験結果

ヤング係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
2.4×10 ⁴	19.5	3.0

※対象建物のコンクリート圧縮強度は 21 (N/mm²)³⁾

表 3.2.3 鉄筋の材料試験結果

名称	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)
D16	383.0	563.2	1.86×10 ⁵	2063
φ9	370.4	527.0	2.06×10 ⁵	1758

※対象建物の鉄筋 (D22, φ12) の降伏強度はそれぞれ 391.9, 326.4 (N/mm²)³⁾

3.2.3 載荷方法と計測方法

載荷は第2章で示した実験法により行った。図 3.2.2, 写真 3.2.1 にそれぞれ試験体設置時の図面および写真を示す。試験体は、西柱（下階柱）端をピン支承、東柱（上階柱）端をローラー支承として載荷装置へ固定した。柱に入力されるせん断力を測定するため、東柱端のピン支承下に鉛直方向にロードセル（容量は 1000kN）を設置した。梁は加力梁と固定した。載荷は、反力壁に取り付けた水平オイルジャッキ（1000kN）により、変位制御による静的正負交番繰り返し荷重を与えた。付加モーメントは第2章に示したように、載荷フレームに取り付けた 2 本の鉛直オイルジャッキ（2000kN）により作用させた。

実験では、図 3.2.2 に示す梁端部の水平変位 (δ) をその計測点と接合部中心間距離 ($H=1240\text{mm}$) で除した梁の変形角 $R=\delta/H$ で制御した。載荷プログラムは $R=1/800, 1/400, 1/200, 1/133, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33, 1/25\text{rad.}$ をそれぞれ 1 サイクル行い、最後に $R=1/17\text{rad.}$ まで正方向に半サイクルとした。柱への導入軸力は $J1$ が 0kN, $J1N$ が 250kN である。

図 3.2.3 に変位計測位置を示す。接合部内のひずみゲージは文献 3) より、せん断ひび割れの発生位置を図 3.2.4 の破線（接合部入隅と梁主筋折り曲げ部中央を結ぶ直線）の通り予想し、その予想線に基づいて貼付位置を決定した。

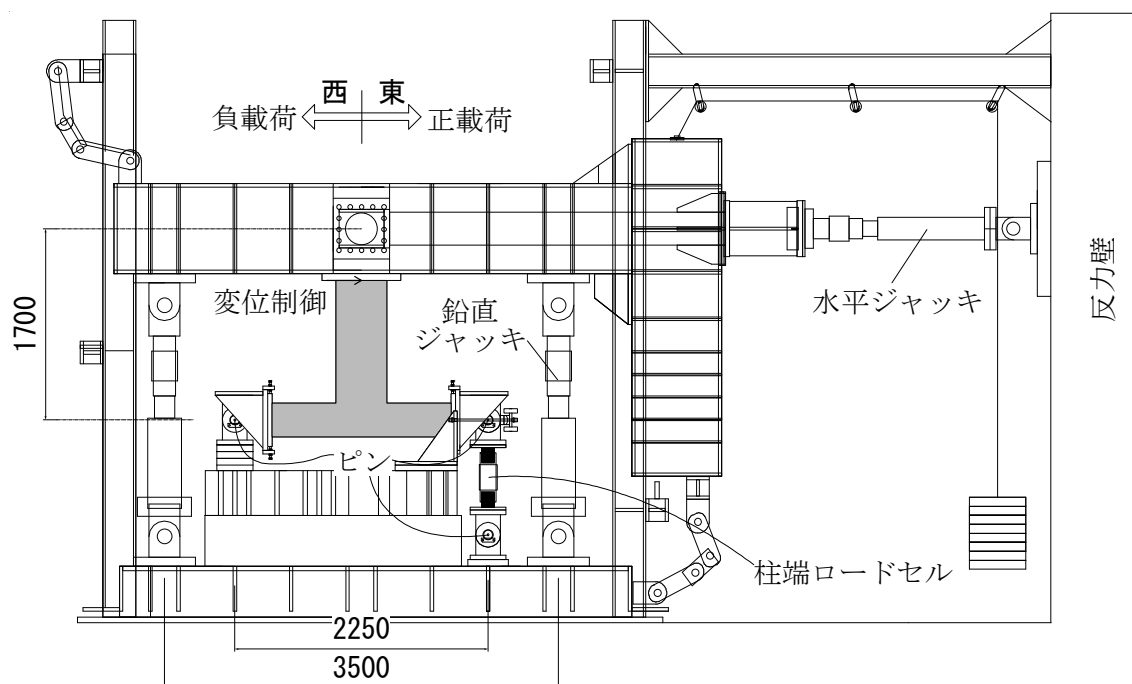


図 3.2.2 実験設置



写真 3.2.1 試験体設置の様子

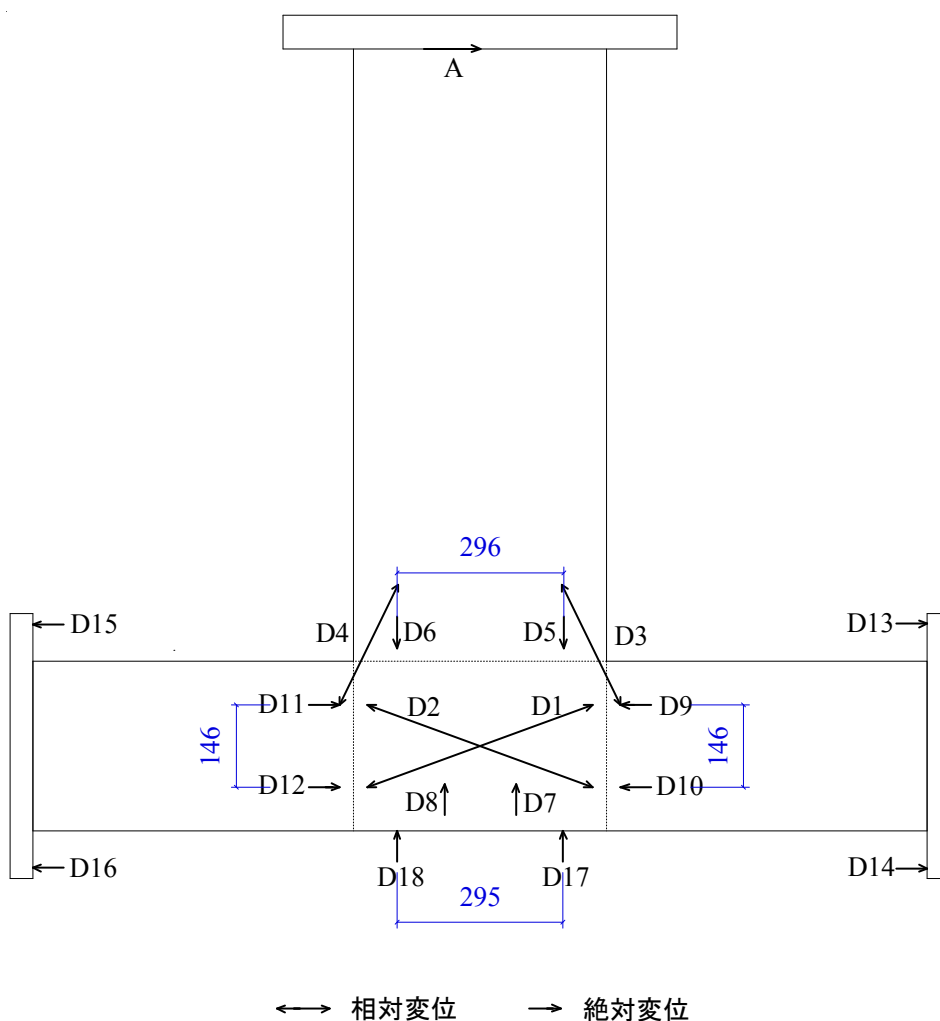


図 3.2.3 変位計計画

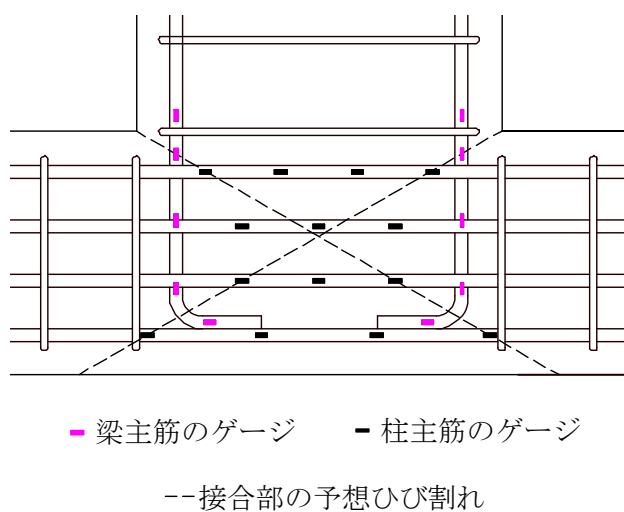


図 3.2.4 接合部内ひずみゲージ貼り付け位置

3.3 実験結果

図 3.3.1 に各試験体の接合部モーメントと梁の変形角の関係並びに試験体の主な破壊イベントをそれぞれ示す。接合部モーメントは柱端ロードセルにより計測した柱に入力するせん断力と柱両端のピン中心間距離 (2250mm) の積として求めた。なお、梁降伏を仮定した架構の計算耐力および接合部のせん断耐力を接合部中心モーメント (以下、節点モーメント) に換算した結果も同図に示す。梁降伏時の架構の計算耐力は、梁が危険断面 (柱フェイス位置) で曲げ降伏すると仮定した時の接合部中心でのモーメント (図 3.3.2 参照) である。梁の曲げ降伏耐力は AIJ 規準⁸⁾ (式(3.3.1)) より、節点モーメントは式(3.3.2)より計算される。接合部のせん断耐力を耐震設計指針¹⁾のせん断終局強度式 (式(1.4.1)) より計算し、節点モーメントは式(3.3.3)の関係式より計算する。

$$M_u = 0.9a_t\sigma_y d \quad (3.3.1)$$

$${}_jM_b = M_u \cdot \frac{L_b/2}{L_b/2 - d_c/2} \quad (3.3.2)$$

$$V_{ju} = T_b - V_c = \frac{M_j \cdot \frac{L_b/2 - d_c/2}{L_b/2}}{\frac{7}{8} \cdot d} - \frac{M_j}{L_c} \quad (3.3.3)$$

ここで、 M_u は梁の曲げ終局モーメント、 a_t は引張鉄筋断面積、 σ_y は鉄筋の降伏強度、 d は梁の有効せい、 ${}_jM_b$ は梁降伏時の節点モーメント、 L_b/L_c は梁/柱の長さ (柱/梁芯々間距離、図 3.3.2 参照)、 d_c は柱せい、 V_{ju} はせん断終局強度 (式(1.4.1)より計算)、 T_b は梁主筋の引張力、 V_c は柱のせん断力である。

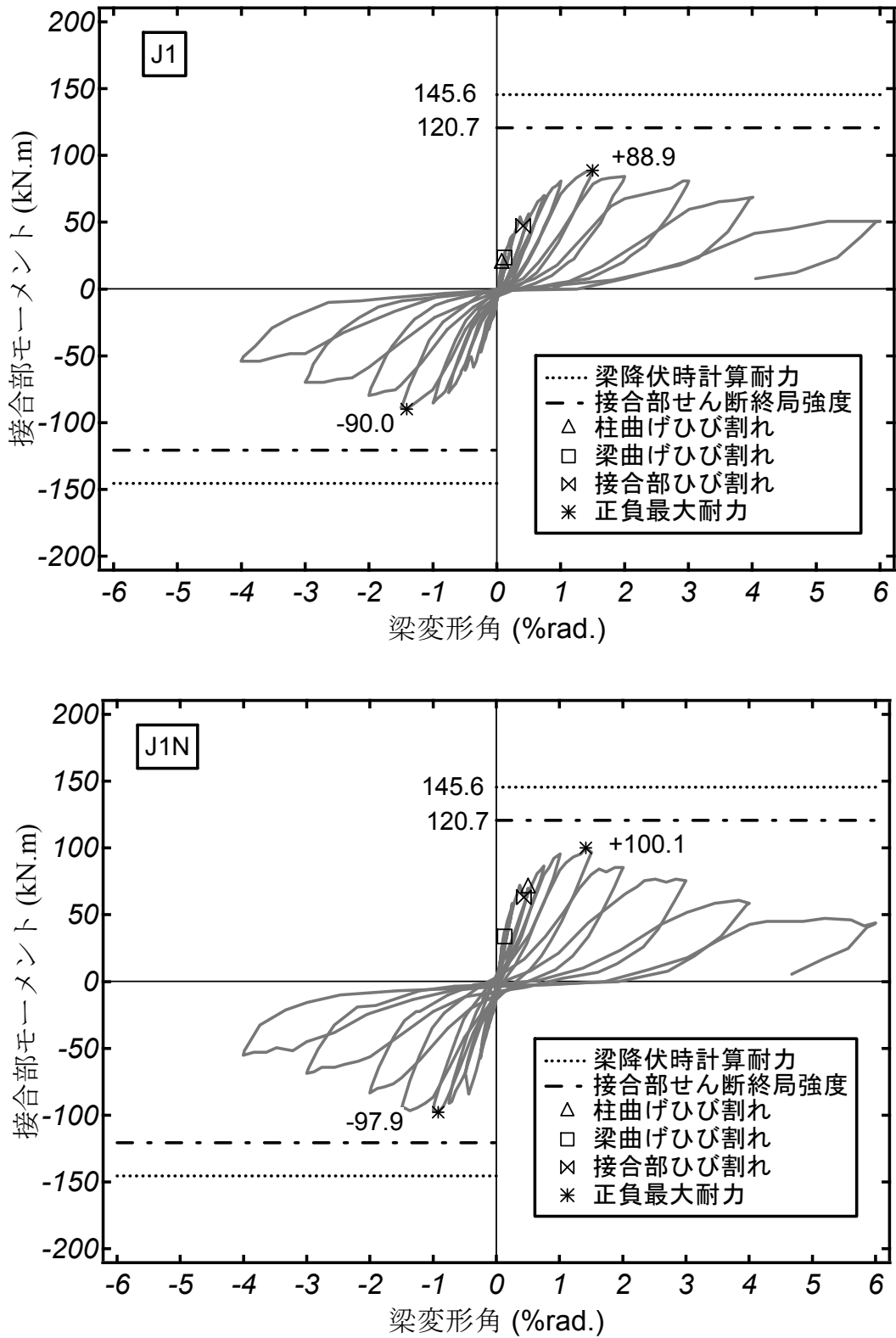


図 3.3.1 接合部モーメントと梁変形角関係

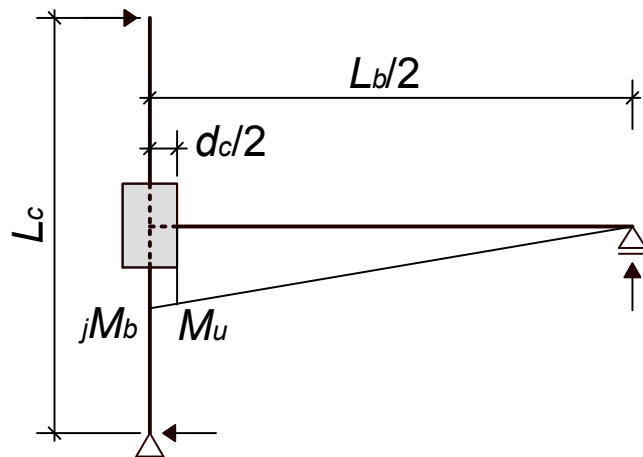
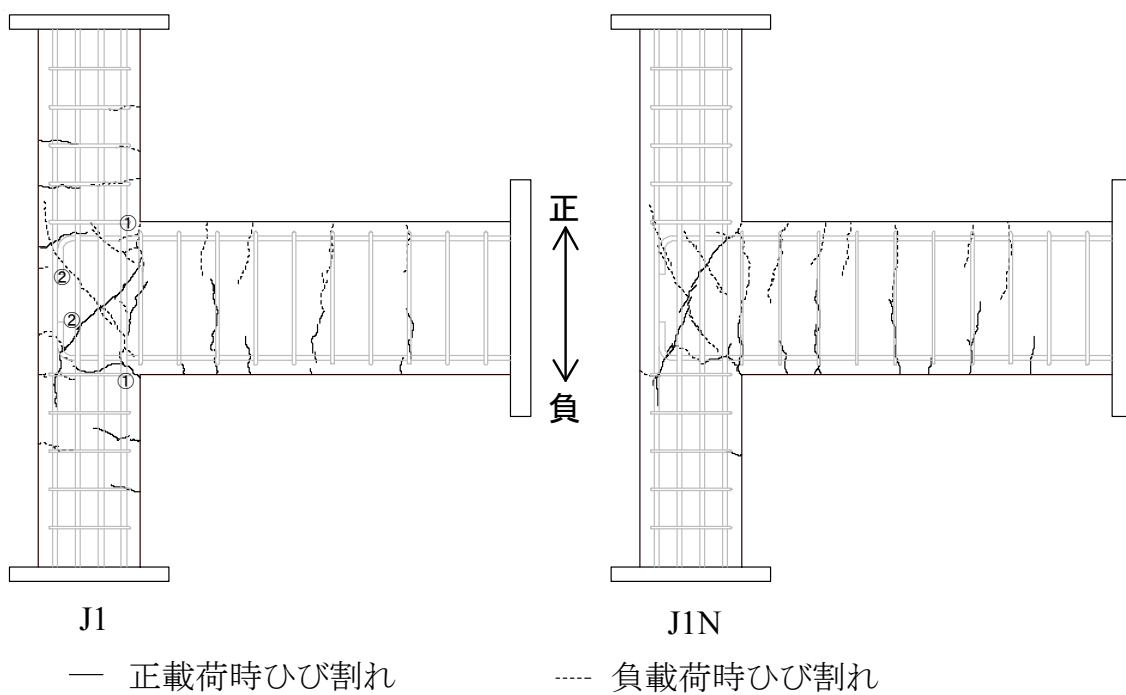
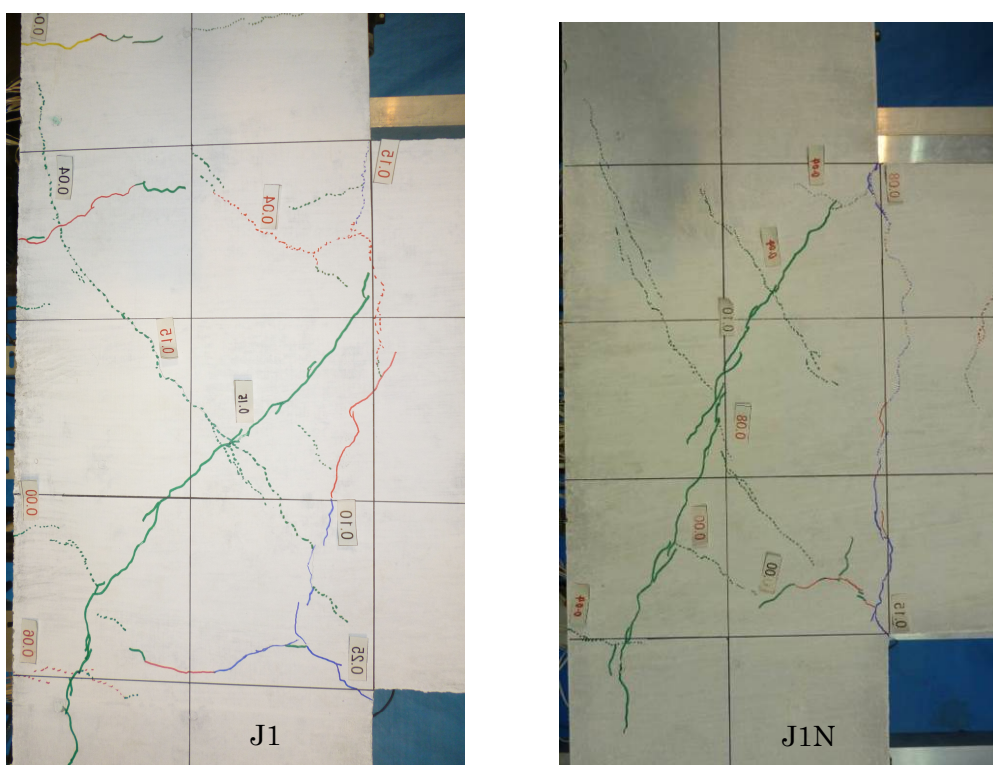


図 3.3.2 梁降伏時節点モーメント

両試験体ともに $R=1/800$ のサイクルで梁と柱の引張側入隅部 (図 3.3.3(a)の①, 以下入隅ひび割れ) や梁の引張側側面に初期曲げひび割れが発生した。柱の初期ひび割れは, J1 では $R=1/800$, J1N では $R=1/200$ で観測された。 $R=1/200$ の正負載荷で接合部に対角方向の斜めひび割れ (図 3.3.3(a)の②, 以下対角ひび割れ) が発生し, これらのひび割れは柱の外側主筋に沿って進展した。また, 試験体の剛性が著しく低下した。 J1 では $R=1/100$, J1N では $R=1/67$ のサイクルより接合部せん断ひび割れ上でカバーコンクリートの剥離が生じ始めた。 J1 では $R=\pm 1/67$, J1N では $R=+1/67, -1/100$ のサイクルでそれぞれ正負最大耐力に達し (図 3.3.1 参照), 耐力が緩やかに低下した。図 3.3.1 に示すように, J1N の最大耐力は J1 より 1 割程度高いものの, 両試験体ともに架構の梁曲げ降伏時の計算耐力および接合部のせん断終局強度を大きく下回った。両試験体の $R=1/67$ のサイクルの載荷終了時のひび割れ状況を図 3.3.4 に比較して示す。最大耐力まで, 柱, 梁主筋は降伏せず, 接合部耐力により架構の耐力が上限に達したが, 上記のように式 (1.4.1) による接合部せん断耐力には達しなかった。同サイクルで, 柱主筋に沿い進展した接合部せん断ひび割れが柱の外面に貫通し, 接合部コンクリートが大きく剥落した。 $R=1/17$ まで正方向に半サイクル載荷し, 実験を終了した。両試験体の実験後の損傷状況を図 3.3.5 に比較して示す。柱主筋の座屈が確認できる。両試験体は概ね同様な破壊性状を示した。

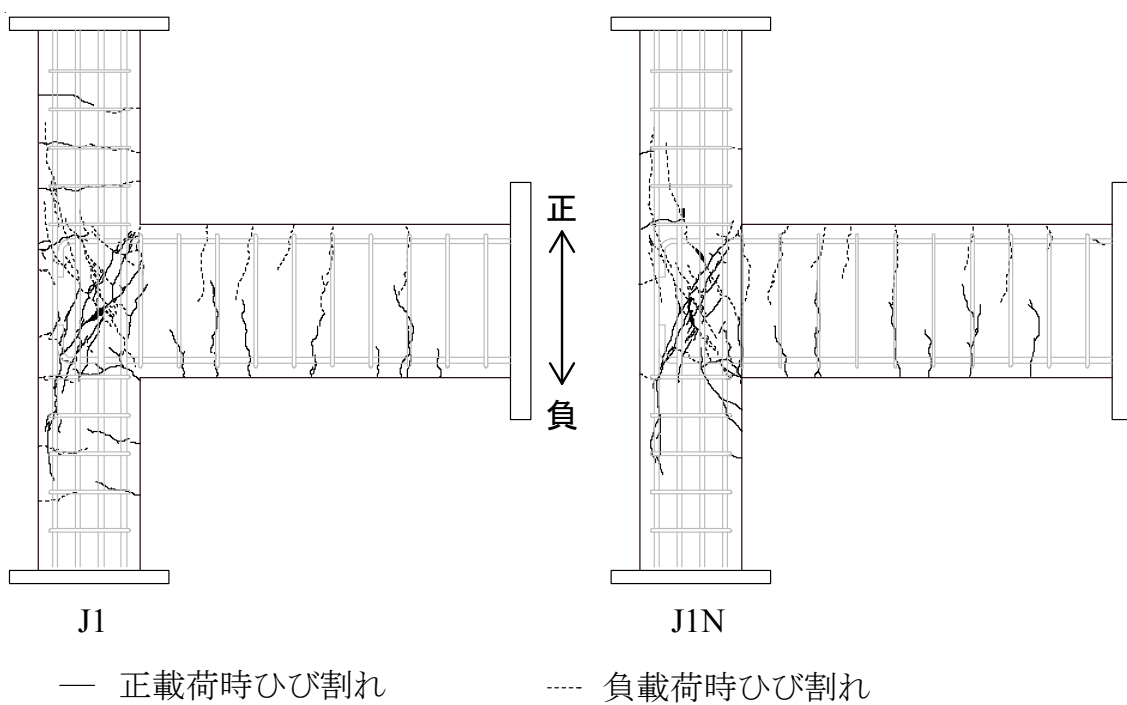


(a) 全体損傷状況



(b) 接合部パネルの拡大写真

図 3.3.3 R=1/200 サイクル終了時損傷状況



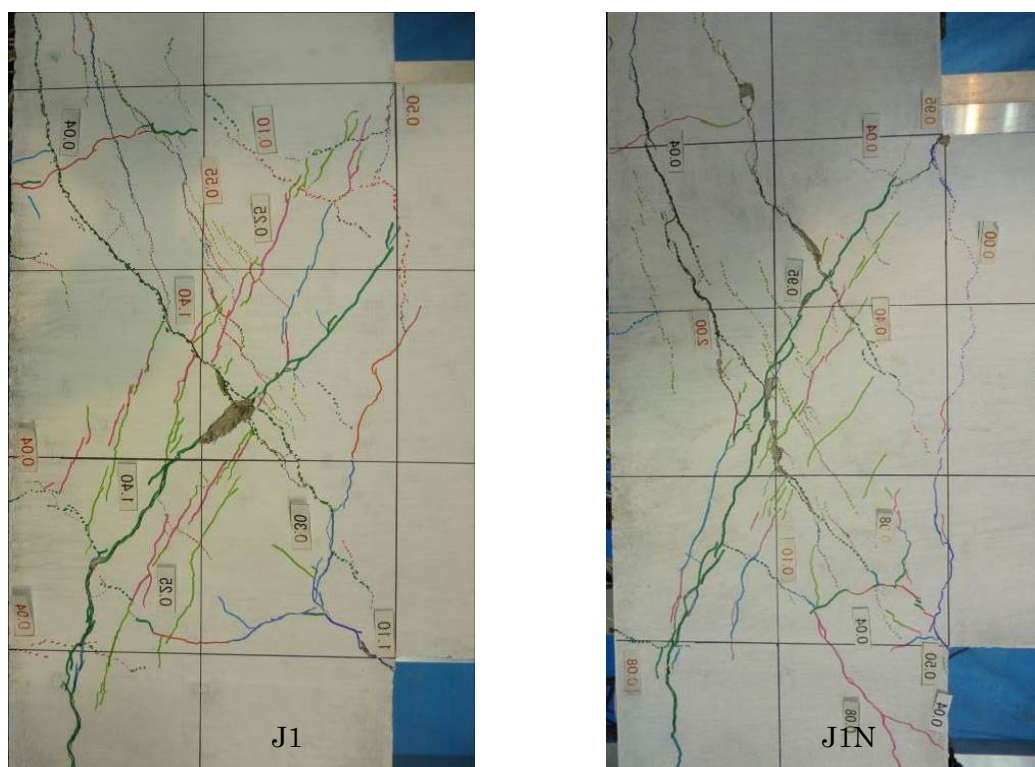
J1

J1N

— 正載荷時ひび割れ

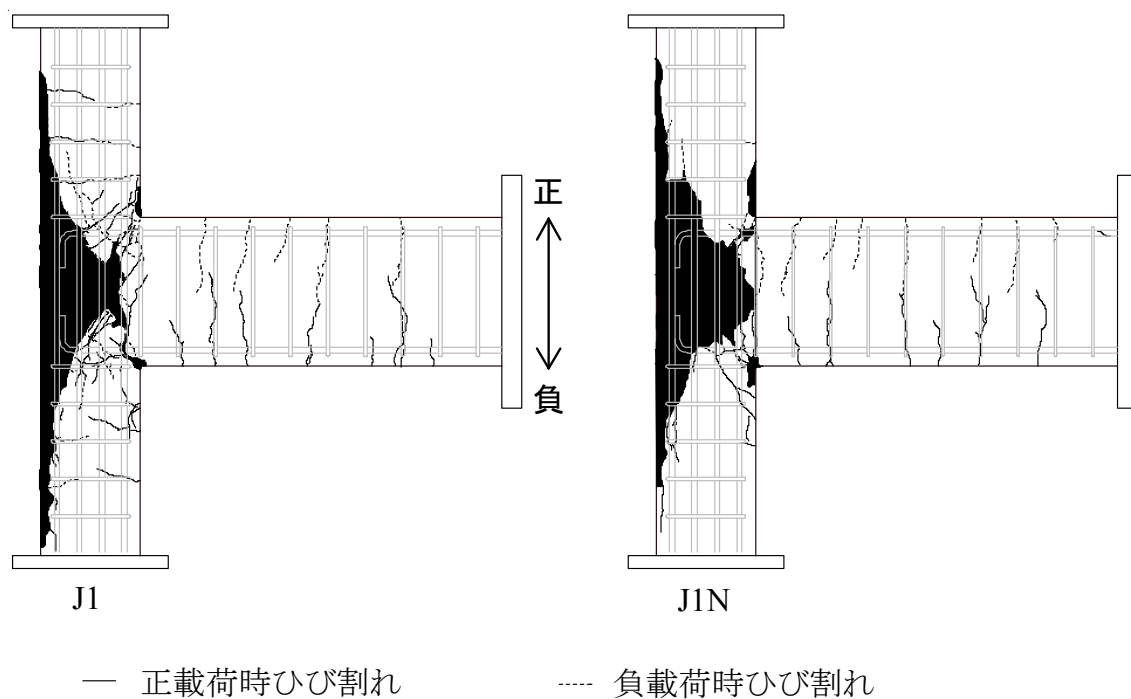
---- 負載荷時ひび割れ

(a) 全体損傷状況

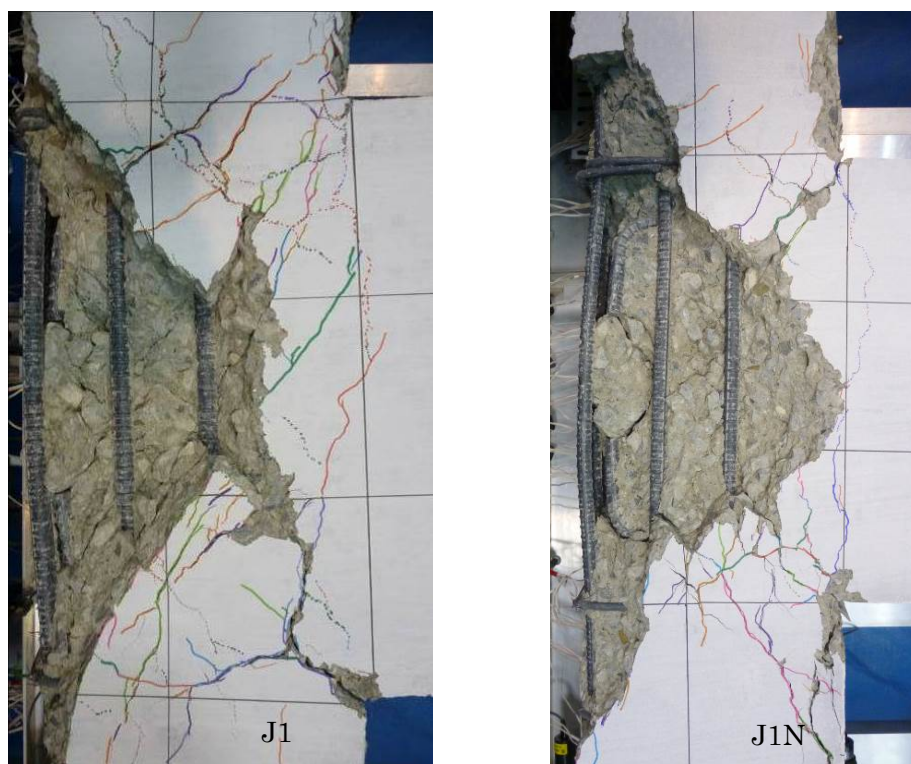


(b) 接合部パネルの拡大写真

図 3.3.4 R=1/67 サイクル終了時損傷状況



(a) 全体損傷状況



(b) 接合部パネルの拡大写真

図 3.3.5 実験終了時損傷状況

3.4 接合部のせん断挙動

3.4.1 外柱梁接合部の変形モデル

第1章に柱梁接合部の9自由度モデル²⁵⁾を示した。そして、文献3)はそれに基づき、せん断補強筋がない外柱梁接合部の変形を図3.4.1のように示した。その概要は以下の通りである。

- ・ 図3.4.1(a)に示すように、正載荷では梁上端から接合部の対角方向に延びる斜めひび割れ、梁下端から斜めひび割れの中央付近を結ぶ入隅ひび割れが発生する。負載荷では、同図(b)に示すようにひび割れが発生する。
- ・ 斜めひび割れ及び入隅ひび割れが、正載荷では図3.4.1(a)のA, B, C点、負載荷では同図(b)のD, E, F点を支点にそれぞれ拡幅する。

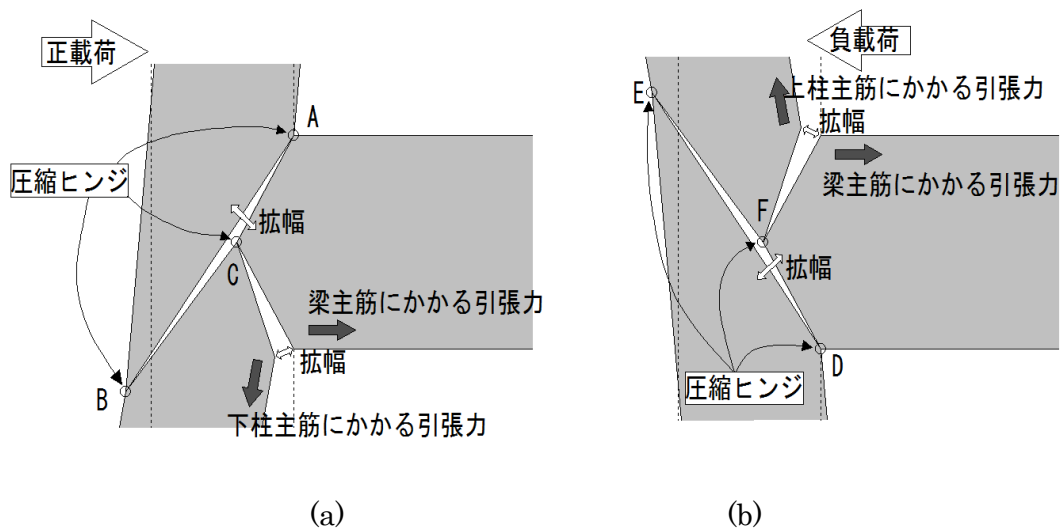


図 3.4.1 外柱梁接合部の変形機構³⁾

本研究では、写真 3.4.1 に示すように、図 3.4.1 と類似した変形が観測された。

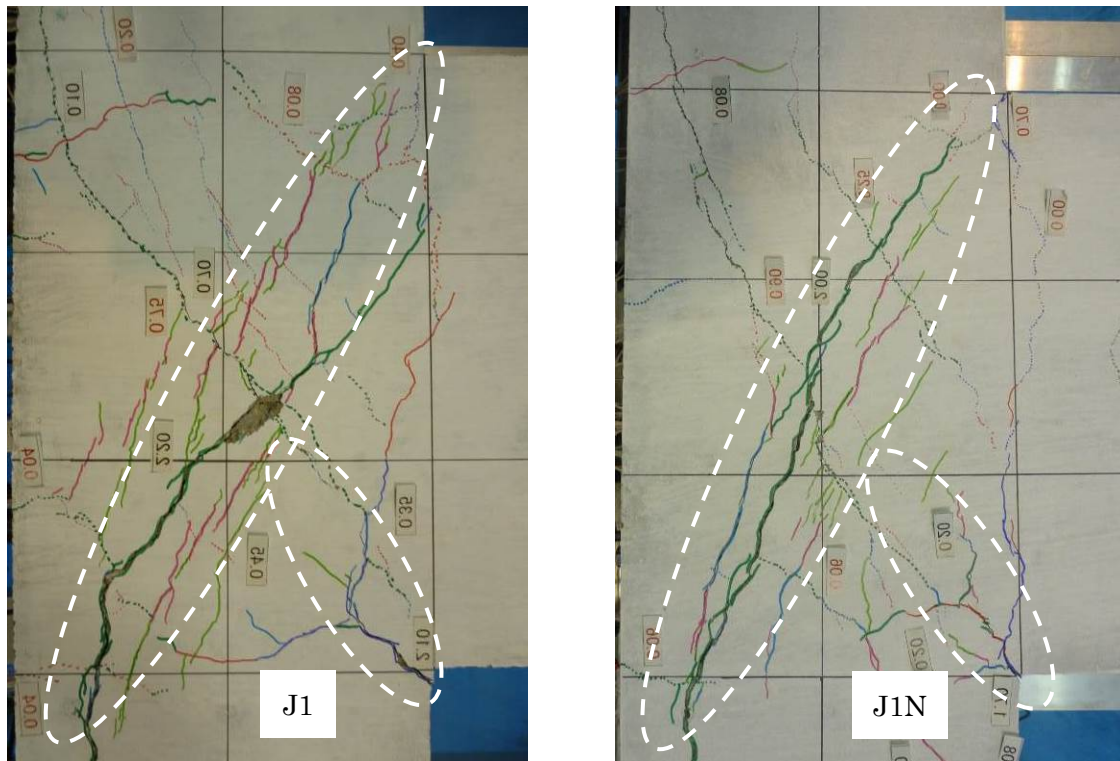
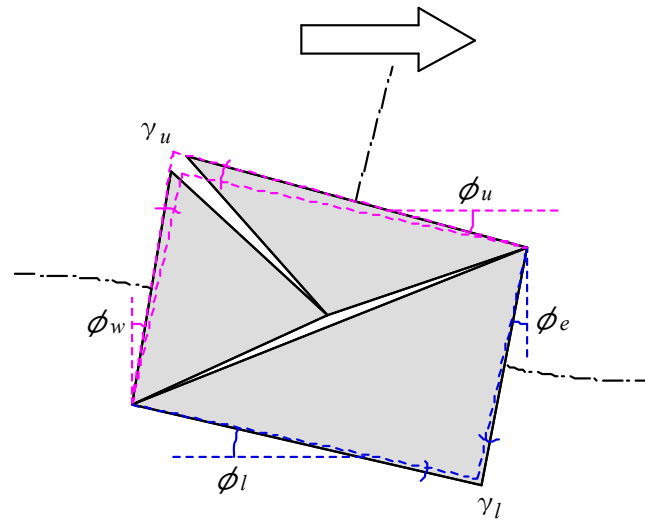
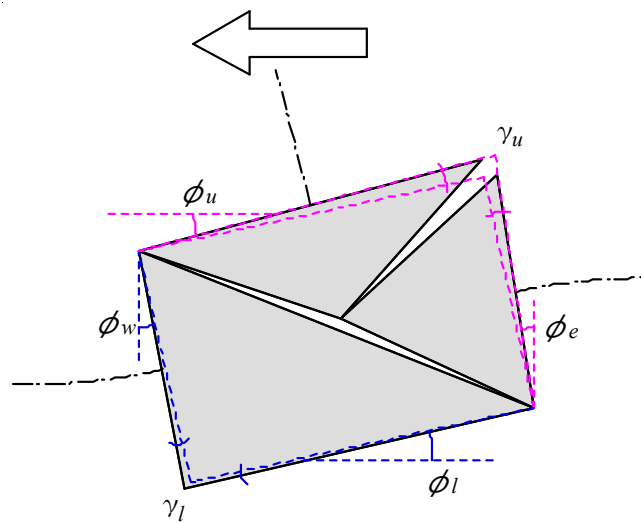


写真 3.4.1 1/67 サイクル正載荷ピーク時写真

文献 3), 25)を参考として、図 3.4.2 に示すような接合部変形モデル（以下、非対称変形モデル）を仮定する。非対称変形モデルは、上記の接合部入隅ひび割れと斜めひび割れの発生と拡幅に伴って、同図のように接合部パネル片側の三角形（引張側入隅部を頂点、斜めひび割れを底辺とする三角形）のせん断変形が卓越する変形モデルである。以下では、本変形モデルの妥当性を変形と耐力の実験値に基づいて検証する。



(a) 正載荷



(b) 負載荷

図 3.4.2 外柱梁接合部の非対称変形モデル

3.4.2 変形状態の検証

図 3.4.2 に示す非対称変形モデルでは、接合部引張側入隅を頂点とする上三角形と、もう一方の下三角形が独立にせん断変形する。そこで、両せん断変形 γ_u 、 γ_l を式(3.4.1)、(3.4.2)により評価し、図 3.4.3 において比較する。上三角形のせん断変形 γ_u が終始卓越し、例えば両試験体が正側最大耐力を記録した $R=1/67$ では γ_u が γ_l の約 5.5 倍程度であ

り、接合部が非対称にせん断変形していることを確認できる。

$$\gamma_u = \begin{cases} \phi_u - \phi_w & (\text{正載荷時}) \\ \phi_u - \phi_e & (\text{負載荷時}) \end{cases} \quad (3.4.1)$$

$$\gamma_l = \begin{cases} \phi_l - \phi_e & (\text{正載荷時}) \\ \phi_l - \phi_w & (\text{負載荷時}) \end{cases} \quad (3.4.2)$$

ここで、 ϕ_u : 接合部上面の絶対回転量 (図 3.2.3, D5, D6 より計測), ϕ_l : 接合部下面の絶対回転量 (図 3.2.3, D17, D18 より計測), ϕ_e : 接合部東面の絶対回転量 (図 3.2.3, D9, D10 より計測), ϕ_w : 接合部西面の絶対回転量 (図 3.2.3, D11, D12 より計測) である。

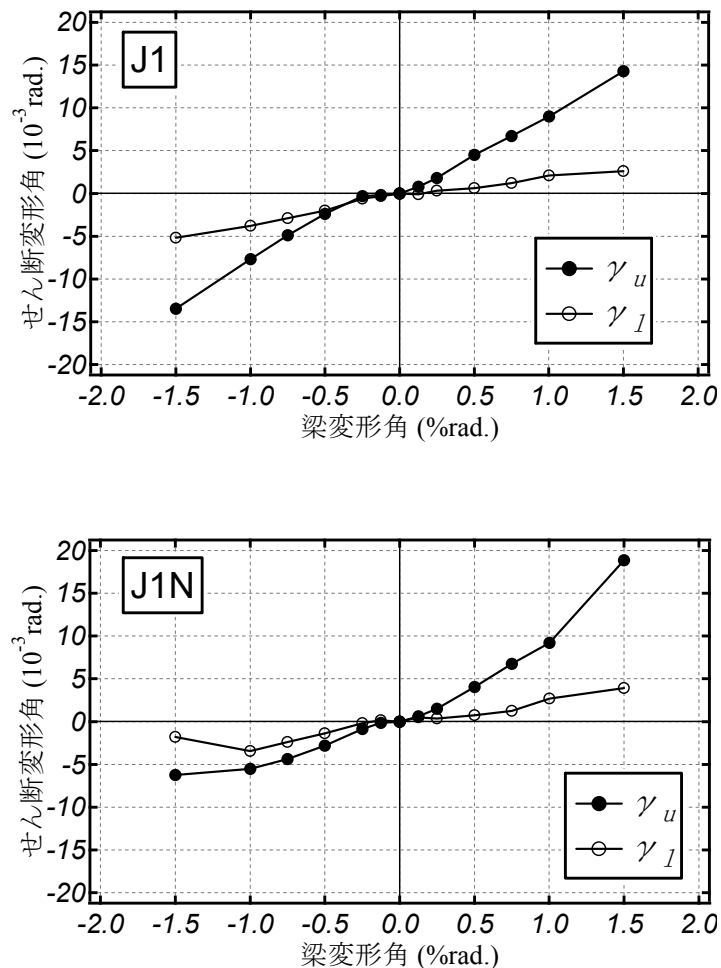


図 3.4.3 非対称変形モデルのせん断変形角の比較

3.4.3 耐力に関する検証

3.4.1 節で示した外柱梁接合部の変形により、接合部周りの外力を含めた変形概念図を図 3.4.4 に示す。文献 25)～27)を参考に、接合部のひび割れを横切る鉄筋に引張力、回転支点周りのコンクリートに圧縮力が生じると想定する。図 3.4.4 に示す接合部のひび割れ面での力のつり合いを考え、接合部の抵抗モーメントを算出した。

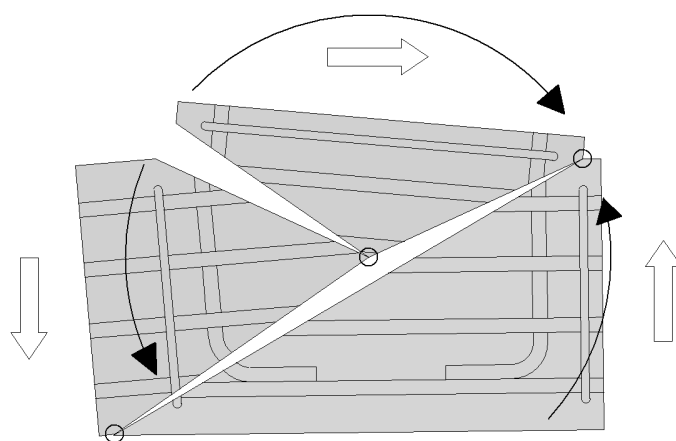


図 3.4.4 試験体の接合部パネルの変形概念図

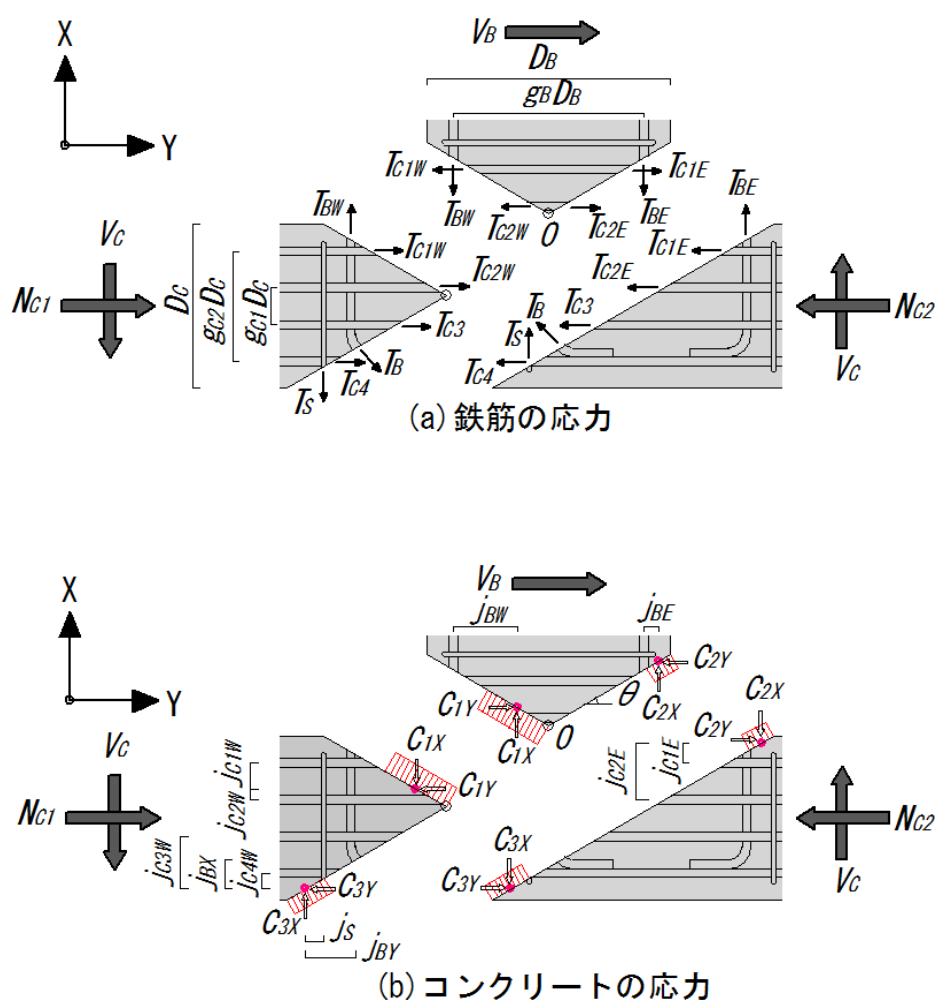


図 3.4.5 接合部内の応力状態（正載荷時）

図 3.4.5 に正載荷時の接合部内における鉄筋およびコンクリートの想定応力分布を示す。同図(b)中に●で示すコンクリートの応力重心位置に作用するモーメントの総和が、抵抗モーメントに相当し、図中の記号を用いると式(3.4.3)のように表される。同式では外力に抵抗するモーメントを正として記述した。なお、算定仮定を以下にまとめる。

- ・外力（図 3.4.5 中の V_B, V_C, N_C ）は入隅ひび割れと対角ひび割れの交差点の O 点に作用し、O 点を境界とする断面両側にそれぞれ 1/2 ずつ作用するものと扱う。

- ・コンクリートは圧縮域においてストレスブロックに置換し、ストレスブロックの高さ（圧縮応力度）は $\beta_3 f_c$ とする。ここで、 β_3 は強度低減係数であり、0.85 とする。 f_c はコンクリートの圧縮強度である。

- ・コンクリートの応力の方向はひび割れ面と直交するとは限らない。

本研究では、図 3.2.4 に示した鉄筋に貼り付けられた歪みゲージより計測した接合部ひび割れを横切る位置の鉄筋の引張力を用いて式(3.4.3)より接合部の抵抗モーメント M_J を評価した。

$$\begin{aligned}
 M_J = & T_{BW} \times j_{BW} + T_{BE} \times j_{BE} + T_{C1E} \times j_{C1E} + T_{C2E} \times j_{C2E} \\
 & + T_{C1W} \times j_{C1W} - T_{C2W} \times j_{C2W} + T_{C3} \times j_{C3W} + T_{C4} \times j_{C4W} \\
 & + T_B \cos 45^0 \times j_{BX} + T_B \sin 45^0 \times j_{BY} + T_S \times j_S - \frac{N_{C1}}{2} \left(\frac{1}{2} \frac{C_{1Y}}{b\beta_3 f_C} \right) + \frac{N_{C1}}{2} \left(D_C - l_{XO} - \frac{1}{2} \frac{C_{3Y}}{b\beta_3 f_C} \right) \\
 & + \frac{N_{C2}}{2} \left(l_{XO} - \frac{1}{2} \frac{C_{2Y}}{b\beta_3 f_C} \right) - \frac{N_{C2}}{2} \left(D_C - l_{XO} - \frac{1}{2} \frac{C_{3Y}}{b\beta_3 f_C} \right) + \frac{V_B}{2} \left(\frac{1}{2} \frac{C_{1Y}}{b\beta_3 f_C} \right) + \frac{V_B}{2} \left(l_{XO} - \frac{1}{2} \frac{C_{2Y}}{b\beta_3 f_C} \right) \\
 & + \frac{V_C}{2} \left(\frac{1}{2} \frac{C_{1X}}{b\beta_3 f_C} \right) + \frac{V_C}{2} \left(\frac{l_{XO}}{\tan \theta} - \frac{1}{2} \frac{C_{2X}}{b\beta_3 f_C} \right) \tag{3.4.3}
 \end{aligned}$$

ここで、

- C_{\square} : 図 3.4.5 中の \square 位置のコンクリート応力
- T_{\square} : 図 3.4.5 中の \square 位置の鉄筋応力
- j_{\square} : 図 3.4.5 中の \square 位置の鉄筋とその反力を与えるコンクリートの応力重心位置との距離
- V_B : 梁のせん断力, 図 3.2.2 に示す柱端ロードセル計測値からの換算値を用いる
- V_C : 柱のせん断力, 図 3.2.2 に示す柱端ロードセルの計測値を用いる
- N_{C1}, N_{C2} : 柱の軸力
- D_B : 梁せい
- D_C : 柱せい
- b : 梁幅, 柱幅 (本試験体では共通)
- g_B : 梁の主筋間距離/梁せい(主筋間距離比)
- g_{C1} : 柱の外側主筋間距離/柱せい(主筋間距離比)
- g_{C2} : 柱の内側主筋間距離/柱せい(主筋間距離比)
- l_{BX}, l_{BY} : 点 O から梁主筋折り曲げ部中央までの X, Y 方向距離
- l_{XO} : 点 O から梁危険断面までの X 方向距離 ($=D_B/2 \times \tan \theta$)

コンクリートの応力 C_{\square} はひび割れ面での応力の釣り合いより, 式(3.4.4)~(3.4.9)より求める。

$$C_{1X} = T_{BW} - V_C / 2 \quad (3.4.4)$$

$$C_{1Y} = T_{C1W} + T_{C2W} - V_B / 2 + N_{C1} / 2 \quad (3.4.5)$$

$$C_{2X} = T_{BE} + V_C / 2 \quad (3.4.6)$$

$$C_{2Y} = T_{C1E} + T_{C2E} + V_B / 2 + N_{C2} / 2 \quad (3.4.7)$$

$$C_{3X} = T_S + T_B \sin 45^\circ + V_C / 2 \quad (3.4.8)$$

$$C_{3Y} = T_{C3} + T_{C4} + T_B \cos 45^\circ + N_{C1} / 2 \quad (3.4.9)$$

主筋からコンクリート応力重心位置までの距離は式(3.4.10)~(3.4.20)より求める。

$$j_{BW} = \frac{g_B D_B}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{1X}}{b\beta_3 f_C} \quad (3.4.10)$$

$$j_{BE} = \frac{(1-g_B)D_B}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2X}}{b\beta_3 f_C} \quad (3.4.11)$$

$$j_{C1W} = l_{X0} - \frac{1}{2} \frac{C_{1Y}}{b\beta_3 f_C} - \frac{(1-g_{C1})D_C}{2} \quad (3.4.12)$$

$$j_{C2W} = -l_{X0} + \frac{1}{2} \frac{C_{1Y}}{b\beta_3 f_C} + \frac{(1-g_{C2})D_C}{2} \quad (3.4.13)$$

$$j_{C3W} = \frac{(1-g_{C2})D_C}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{3Y}}{b\beta_3 f_C} \quad (3.4.14)$$

$$j_{C4W} = \frac{(1-g_{C1})D_C}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{3Y}}{b\beta_3 f_C} \quad (3.4.15)$$

$$j_{C1E} = \frac{(1-g_{C1})D_C}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2Y}}{b\beta_3 f_C} \quad (3.4.16)$$

$$j_{C2E} = \frac{(1-g_{C2})D_C}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2Y}}{b\beta_3 f_C} \quad (3.4.17)$$

$$j_{BX} = D_C - l_{X0} - l_{BX} - \frac{1}{2} \frac{C_{3Y}}{b\beta_3 f_C} \quad (3.4.18)$$

$$j_{BY} = \frac{D_C - l_{X0}}{\tan \theta} - l_{BY} - \frac{1}{2} \frac{C_{3X}}{b\beta_3 f_C} \quad (3.4.19)$$

$$j_S = \frac{D_C - l_{X0}}{\tan \theta} - \frac{D_B}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{3X}}{b\beta_3 f_C} \quad (3.4.20)$$

試験体の最大耐力時の鉄筋応力（ひずみ度）を表 3.4.1 に示す。鉄筋応力の実験値に基づく式(3.4.3)による接合部抵抗モーメントの計算結果を表 3.4.2 に示す。抵抗モーメントの計算値が耐力の実験値とおよそ一致することを確認した。

表 3.4.1 最大耐力時の鉄筋の応力

記号	J1 [正載荷]	J1 [負載荷]	J1N [正載荷]	J1N [負載荷]
T_{BW}	247 (1336)	194 (1050)	253 (1372)	199 (1075)
T_{BE}	93 (506)	-10 (-54)	114 (617)	15 (81)
T_{C1W}	233 (1576)	207 (1403)	254 (1722)	136 (921)
T_{C2W}	93 (1258)	80 (1087)	76 (1022)	20 (271)
T_{C3}	71 (966)	89 (1205)	63 (850)	16 (222)
T_{C4}	-86 (-582)	21 (139)	21 (144)	45 (302)
T_{C1E}	167 (1131)	129 (872)	90 (606)	16 (108)
T_{C2E}	93 (1258)	80 (1087)	76 (1022)	20 (271)
T_B	-35 (-187)	252 (1365)	52 (280)	58 (316)
T_S	24 (918)	27 (1043)	26 (1002)	16 (596)

表 3.4.2 計算耐力と実験耐力の比較

試験体	載荷方向	実験値 (kN×m)	計算値 (kN×m)	実験値/計算値
J1	正	88.9	68.5	1.30
	負	-90.0	-93.4	0.96
J1N	正	100.1	84.6	1.18
	負	-97.9	-69.3	1.41

3.5 まとめ

第3章では、研究対象建物の外柱梁接合部を模擬する試験体を製作し、静的繰り返し載荷実験を実施して、その耐震性能を評価した。本実験により、以下の知見を得た。

1) 研究対象の実被害状況と同様に、両試験体ともに接合部のコアコンクリートが損傷し、柱鉄筋が座屈した。両試験体の最終破壊状況は概ね同様である。

2) 両試験体ともに最大耐力まで、梁/柱の主筋は降伏しなかった。

3) 両試験体の最大耐力は梁降伏を仮定した架構の計算耐力および接合部のせん断終局強度を大きく下回った。試験体は接合部の降伏が先行したが、日本の RC 建物の耐震設計指針による接合部のせん断耐力計算式では適切に評価できないことを確認した。

4) J1N の最大耐力の実験値は J1 より 1 割程度高かった。外柱梁接合部の耐力は柱軸力がある場合より柱軸力がない方が耐力が小さかった。

5) 外柱梁接合部は入隅ひび割れと、斜めひび割れが開閉する挙動が卓越することを確認した。

6) 接合部引張側入隅を頂点とする上三角形と、もう一方の下三角形が独立にせん断変形する非対称せん断変形モデルを提示し、変形と耐力の実験値との比較を通してモデルの妥当性を検証した。接合部のせん断変形はモデルの上三角形が下三角形より明らかに大きく非対称に変形すること、文献 25)~27)に基づいて上記モデルで想定するひび割れ面の力のつり合いから算定される接合部抵抗モーメントが実験結果の曲げ耐力とおよそ整合することを確認した。

以上より、本研究の対象建物の外柱梁接合部の地震被害を再現し、その脆弱性を確認した。また、外柱梁接合部が非対称なせん断変形機構を呈することを実験的に確認した。本実験の接合部の変形および接合部ひび割れ面での応力の釣り合いより求めた接合部の抵抗モーメントが塩原ら^{25)~27)}の柱梁接合部の変形モデルおよびモーメントに対する抵抗機構理論と整合した。

第4章 鋼製デバイスによる補強法の提案と検証

4.1 はじめに

RC 造フレーム構造の建物の設計では、梁降伏が先行して発生し、いわゆる梁降伏先行型の全体崩壊機構の形成が望まれる。第 3 章の接合部にせん断補強筋のない外柱梁接合部の部分架構は接合部破壊先行型となり、この種の柱梁接合部の脆弱性を改めて証明した。本章では、第 3 章で示した部分架構の接合部に対して鉄骨デバイスによる補強実験を行う。

4.2 耐震補強工法の構想および鋼製デバイスの設計

説明の便宜上、第 3 章で示した外柱梁接合部の変形機構を図 4.2.1 に再掲する。

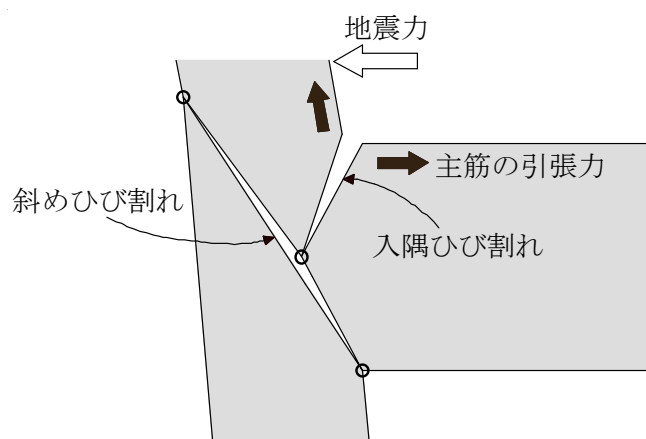


図 4.2.1 外柱梁接合部の変形機構³⁾

筆者らは途上国におけるこの種の接合部を合理的に耐震補強するためには、RC 袖壁を増設することが途上国の技術水準や使用可能な材料を考慮すると現実的であると考えている。本研究では袖壁に必要な性能を評価することを最終的な目標に設定するが、本章ではその基礎研究として、図 4.2.1 の接合部挙動に基づいて接合部のせん断破壊を防止するための力学的な条件について検討する。

図 4.2.1 に示した入隅ひび割れは、地震時に柱、梁端部モーメントによって生じた各主筋引張力により発生したと考えられる。本研究ではこの入隅ひび割れの拡幅を抑制することを試みる。入隅ひび割れの拡幅の抑制は、図 4.2.1 の変形挙動すなわち対角方向

の斜めひび割れの拡幅の抑制や、結果的に接合部のせん断破壊の抑制にも寄与することを期待した。これを実現する局所的な補強デバイスとして、柱、梁主筋の引張力を、それぞれ接合部を介さずに梁、柱に伝達する図 4.2.2, 4.2.3 に示す鋼製補強デバイスを試設計した。補強デバイスおよび躯体との接合部の設計条件は式(4.2.1)～(4.2.3)を満たすこととした。

[梁主筋の引張力の伝達について]

$$\min(bQ_a, bQ_p^*, cT_p, cQ_a^*) \geq T_b \quad (4.2.1)$$

ここで、 bQ_a は梁上/下面のアンカーの許容せん断耐力、 bQ_p は梁上/下面の水平鋼板の許容せん断耐力 ($=2 \cdot b t_p \cdot b l_p \cdot f_s$, 図 4.2.3 参照, f_s は鋼板のせん断強度), cT_p は柱側面の鉛直鋼板の許容引張耐力 ($=2 \cdot c t_p \cdot c l_p \cdot f_t$, 図 4.2.3 参照, f_t は鋼板の引張強度), cQ_a は柱側面のアンカーの許容せん断耐力, T_b は梁主筋の引張強度である。

[柱主筋の引張力の伝達について]

$$\min(cQ_p^*, cQ_p, bQ_p^*, bT_a) \geq T_c \quad (4.2.2)$$

ここで、 cQ_p は柱側面の鉛直鋼板の許容せん断耐力 ($=2 \cdot c t_p \cdot c l_p \cdot f_s$, 図 4.2.3 参照), bT_a は梁上/下面のアンカーの許容引き抜き耐力, T_c は柱主筋の引張強度である。

ただし、*を付した bQ_p , cQ_a については、二方向応力に対する式(4.2.3)の確認を要する。ここで二方向応力とは二方向のせん断応力を同時に受ける場合を指す。なお、梁側面のアンカーには引張応力とせん断応力が同時に作用するが、その複合作用については考慮しなかった。

$$\min(bQ_p, cQ_a) \geq \sqrt{T_b^2 + T_c^2} \quad (4.2.3)$$

なお、本研究で用いた試験体に対する計算例については 4.4 節で後述する。

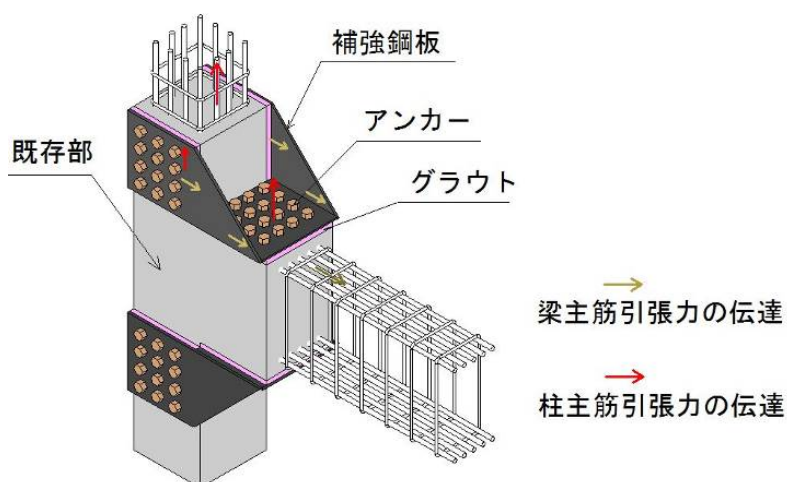


図 4.2.2 耐震補強イメージ図および柱/梁主筋引張力の伝達

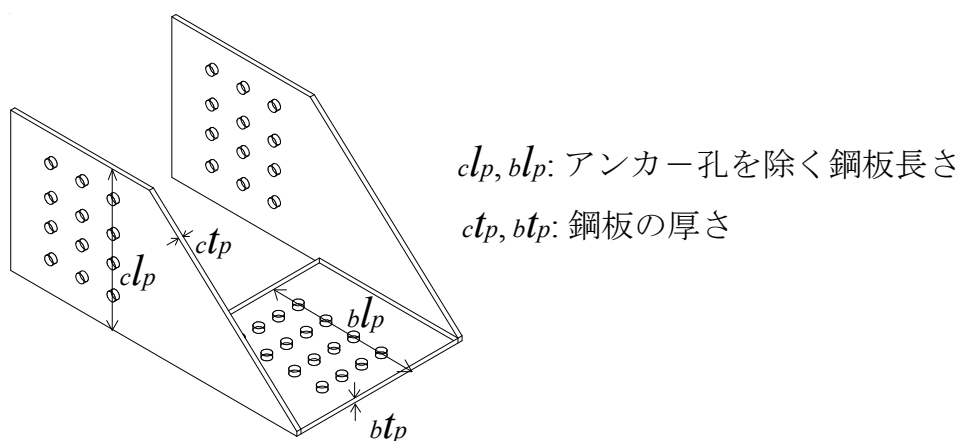


図 4.2.3 補強デバイスの構造詳細

4.3 実験方法

4.3.1 鋼製デバイス補強試験体

補強試験体の既存部の構造詳細は第3章で示した無補強試験体と同様である。鋼製補強デバイスは SS400 の鋼板を溶接して製作し、アンカーボルト用の穴の径は 18mm とした(写真 4.3.1)。補強デバイスの装着イメージおよび補強部の構造詳細を図 4.3.1, 4.3.2 にそれぞれ示す。既存部打設の1ヶ月後、補強部の施工を行った。補強部と既存部の一体性を確保するため、補強鋼板と既存部の間に 20mm 厚さで無収縮グラウト材を注入した。写真 4.3.2 に補強施工の様子を示す。

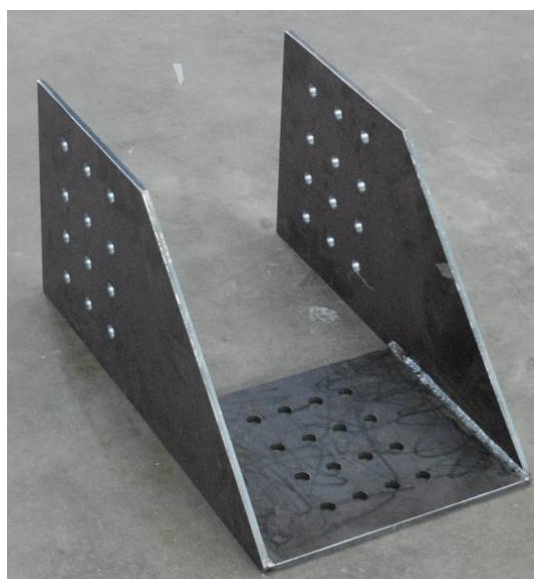


写真 4.3.1 補強デバイス

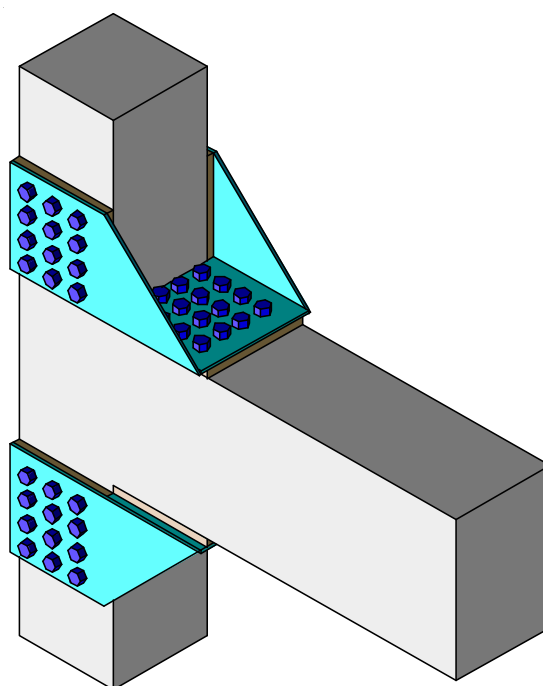


図 4.3.1 鋼製デバイスの装着イメージ

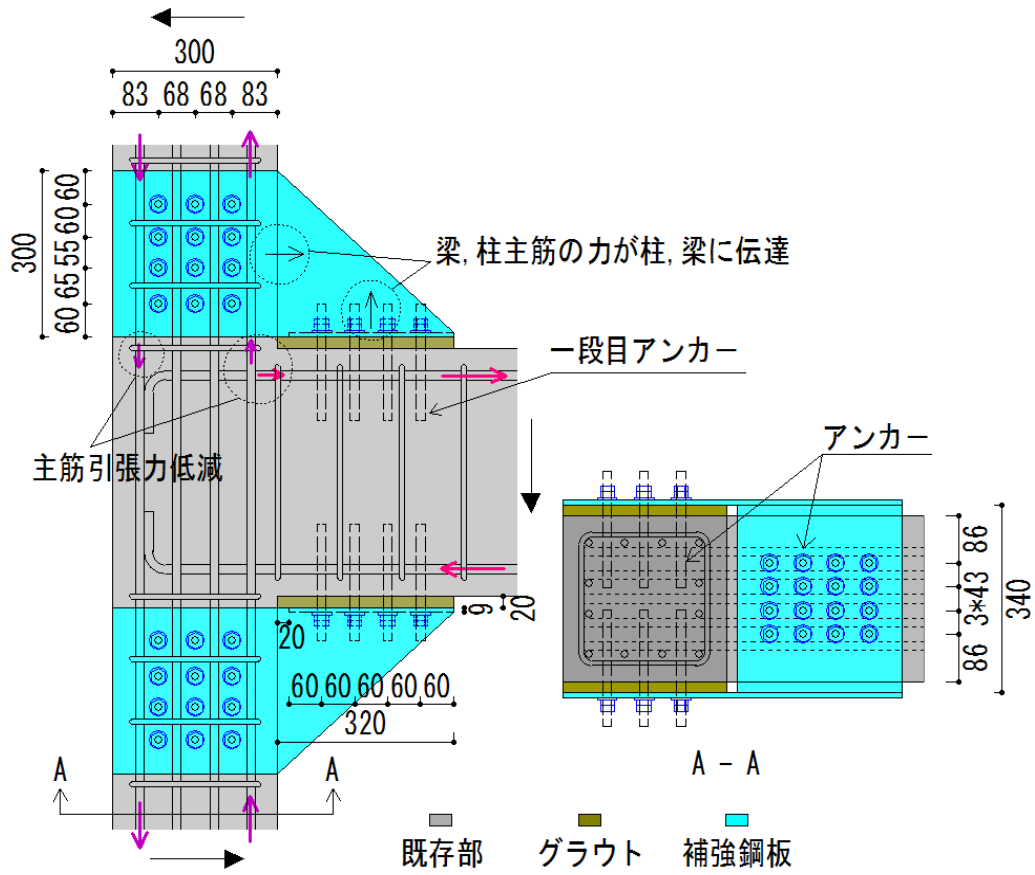


図 4.3.2 補強部の構造詳細および力の伝達



(a) あと施工アンカーの穴あけ作業



(b) デバイスを装着後にアンカー設置



(c) デバイスと既存部の隙間へのグラウト材の注入

写真 4.3.2 補強施工の様子

4.3.2 材料特性

試験体の既存部に使用された材料の特性は第 3 章で示した無補強試験体と同様である。補強用鋼板の材料特性を表 4.3.1 に示す。デバイスの装着に使用されたあと施工アンカーの規格値を表 4.3.2 に示す。同表の平均耐力はアンカーの鋼材破壊による値。許容引張安全荷重は鋼材の降伏荷重, 定着したコンクリート躯体のコーン状破壊荷重および樹脂のコンクリートに対する付着強度の最小値である。許容せん断安全荷重はアンカーのせん断破壊荷重および定着した躯体コンクリートの圧縮破壊による荷重の最小値である。グラウト材の圧縮強度は 38.8N/mm^2 である。

表 4.3.1 補強用鋼板の材料試験結果

名称	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)	降伏ひずみ (μ)
SS400	367.6	448.4	2.13×10^5	1751

表 4.3.2 あと施工アンカーの規格値

呼び径	穿孔径 (mm)	穿孔深さ (mm)	平均耐力		許容安全荷重	
			引張 (kN)	せん断 (kN)	引張 (kN)	せん断 (kN)
$\phi 16$	18	130	77.9	46.7	24.8	24.7

4.4 補強部耐力の検討

梁/柱の主筋の引張力は補強部を介して図 4.2.2 に示す経路で柱/梁に伝達されると想定する。力の伝達を保証するため, 補強部材の耐力を確認する。

4.4.1 梁主筋の引張力の伝達

補強デバイスが梁主筋の引張力を柱に伝達できることを, 式(4.4.1)~(4.4.6)によって保証した。

[梁主筋の引張力]

$$T_b = 993 \times 383 = 380kN \quad (4.4.1)$$

[梁上/下面のアンカーの許容せん断耐力]

$${}_b Q_a = 16 \times 24.7 = 395.2kN \quad (4.4.2)$$

[梁上/下面の水平鋼板両端部の許容せん断耐力]

$${}_b Q_p = 2 \times 9 \times (300 - 4 \times 18) \times 367.6 / \sqrt{3} = 871kN \quad (4.4.3)$$

[柱側面の鉛直鋼板の許容引張耐力]

$${}_c T_p = 2 \times 9 \times (300 - 4 \times 18) \times 367.6 = 1508kN \quad (4.4.4)$$

[柱側面のアンカーの許容せん断耐力]

$${}_c Q_a = 24 \times 24.7 = 592.8kN \quad (4.4.5)$$

$$\min({}_b Q_a, {}_b Q_p, {}_c T_p, {}_c Q_a) > T_b \quad (4.4.6)$$

4.4.2 柱主筋の引張力の伝達

補強デバイスが柱主筋の引張力を梁に伝達できることを、式(4.4.7)～(4.4.11)によって保証した。

[柱主筋の引張力]

$$T_c = 794 \times 383 = 304kN \quad (4.4.7)$$

[柱側面のアンカーの許容せん断耐力] 式(4.4.5)より

[柱側面の鉛直鋼板両端部の許容せん断耐力]

$${}_c Q_p = 2 \times 9 \times (300 - 4 \times 18) \times 367.6 / \sqrt{3} = 871kN \quad (4.4.8)$$

[梁上/下面の鋼板両端部の許容せん断耐力] 式(4.4.3)より

[梁上/下面のアンカーの許容引き抜き耐力]

$${}_bT_a = 16 \times 24.8 = 397 \text{ kN} \text{ (注)} \quad (4.4.9)$$

$$\min({}_cQ_a, {}_cQ_p, {}_bQ_p, {}_bT_a) > T_c \text{ (注)} \quad (4.4.10)$$

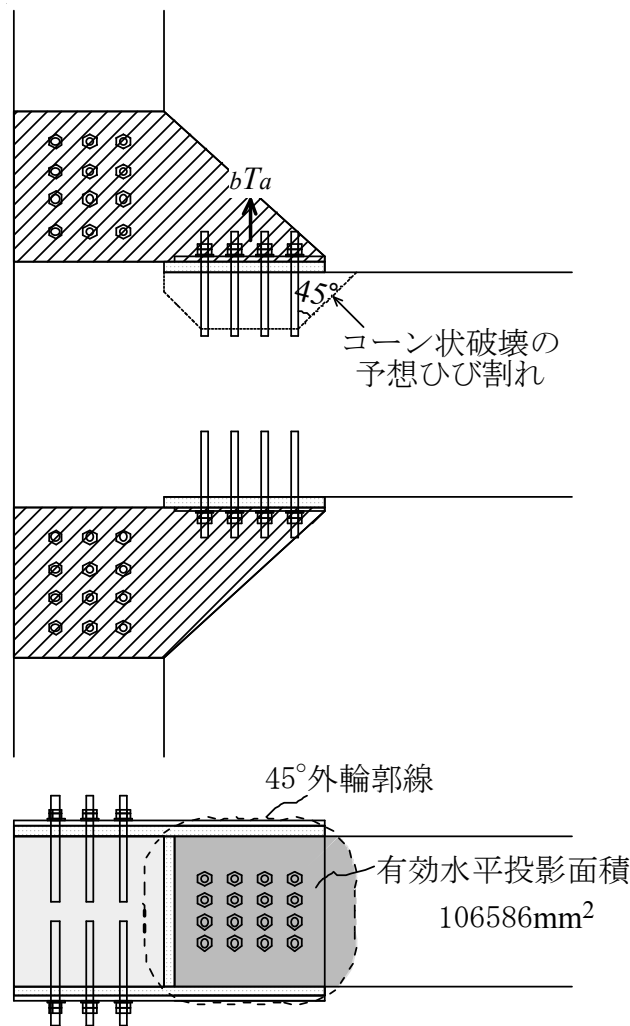


図 4.4.1 梁アンカー群の引張耐力

注) 補強設計時に計算の欠落があった。表 4.3.2 の引張に対するアンカーの許容安全荷重はアンカーが 1 本の場合に対するものである。アンカー群の躯体コンクリートのコーン状破壊に対する引張耐力は、アンカー群の有効水平投影面積が重なる場合、重複を除いて有効水平投影面積を計算する必要がある。図 4.4.1 に示すように、梁の上/下面のアンカー群の有効水平投影面積が $106,586 \text{ mm}^2$ であり、その引張耐力は ${}_bT_a = 0.23\sqrt{\sigma_B} \cdot A_c = 0.23 \times \sqrt{19.5} \times 106586 = 108 \text{ kN}$ となり、補強部の耐力は不足していることが確認された。

4.4.3 二方向応力に対する検討

梁, 柱主筋の引張力による二方向応力に対する鋼板および柱側面のアンカーの耐力は式(4.4.11)によって保証した。

$$\min(bQ_p, cQ_a) \geq \sqrt{380^2 + 304^2} = 486.6kN \quad (4.4.11)$$

以上により, 補強部の耐力を検討したが, アンカーの配筋ピッチ・ゲージに関する構造規定²⁸⁾を満足することが困難であったため, 本実験では構造規定の約 1/2 の配筋ピッチ・ゲージで施工した (図 4.3.2)。

4.5 載荷計画および計測計画

載荷および計測計画は第 3 章の無補強試験体 J1 と同様である。なお, 第 3 章の実験では, 柱軸力を作用する試験体の最大耐力が作用しない試験体を 1 割程度上回った。よって, 柱軸力を作用しない場合, 接合部の補強にとってより厳しい条件と判断し, 本実験では軸力を載荷しない計画とした。写真 4.5.1 に試験体設置の様子を示す。

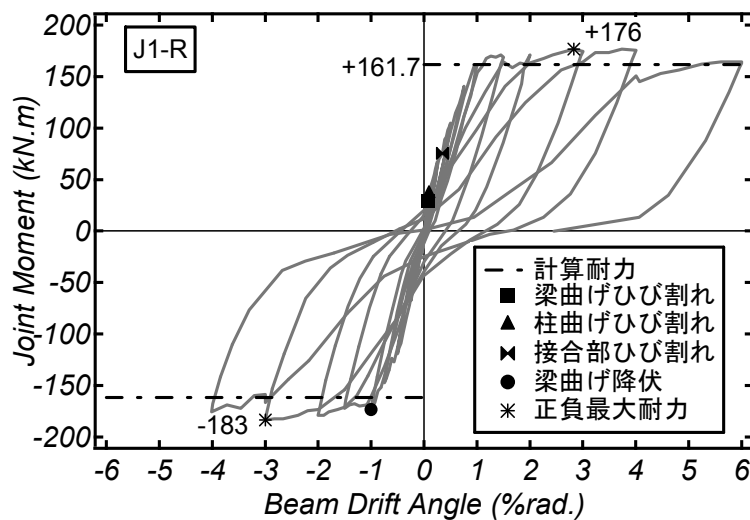


写真 4.5.1 試験体設置の様子

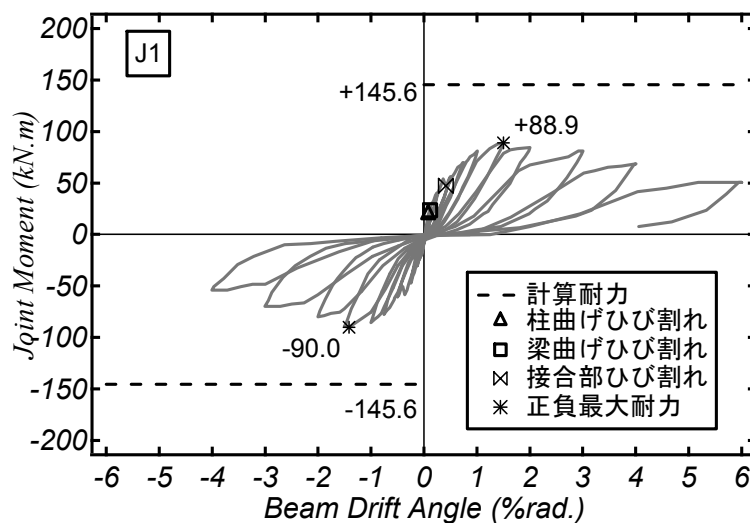
4.6 実験結果

4.6.1 荷重変形関係と破壊経過

図 4.6.1(a)に試験体の接合部モーメントと梁の変形角の関係および試験体の主な破壊イベントを示す。梁が梁側面に配した 1 本目アンカー位置 (図 4.6.2 参照) で降伏すると仮定した場合の架構の計算耐力も同図に示す (この仮定は、後述の実験結果と整合させた仮定である)。また、比較のため、無補強試験体 J1 も同図(b)に示す。補強試験体の最大耐力が無補強試験体の 2 倍程度上昇し、計算耐力を上回った。最大耐力を記録した後も最終サイクルまで耐力低下は極僅かであった。



(a) 補強試験体



(b) 無補強試験体

図 4.6.1 荷重変形関係

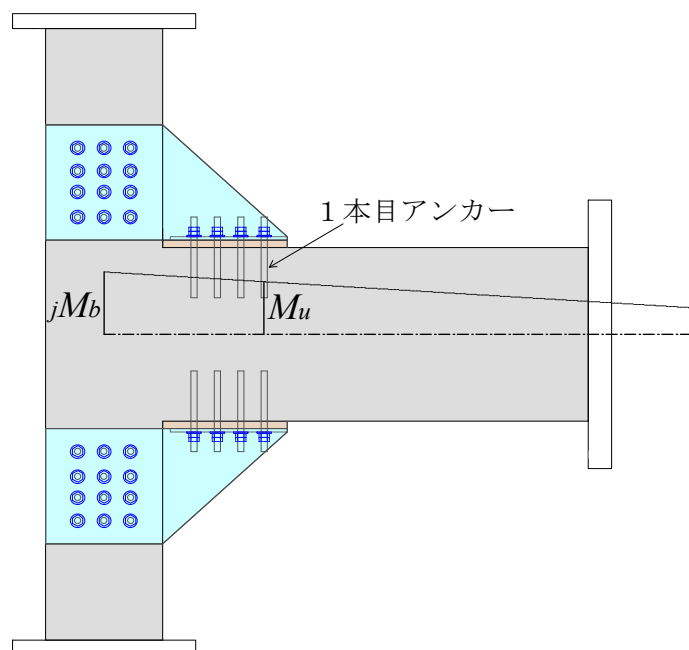
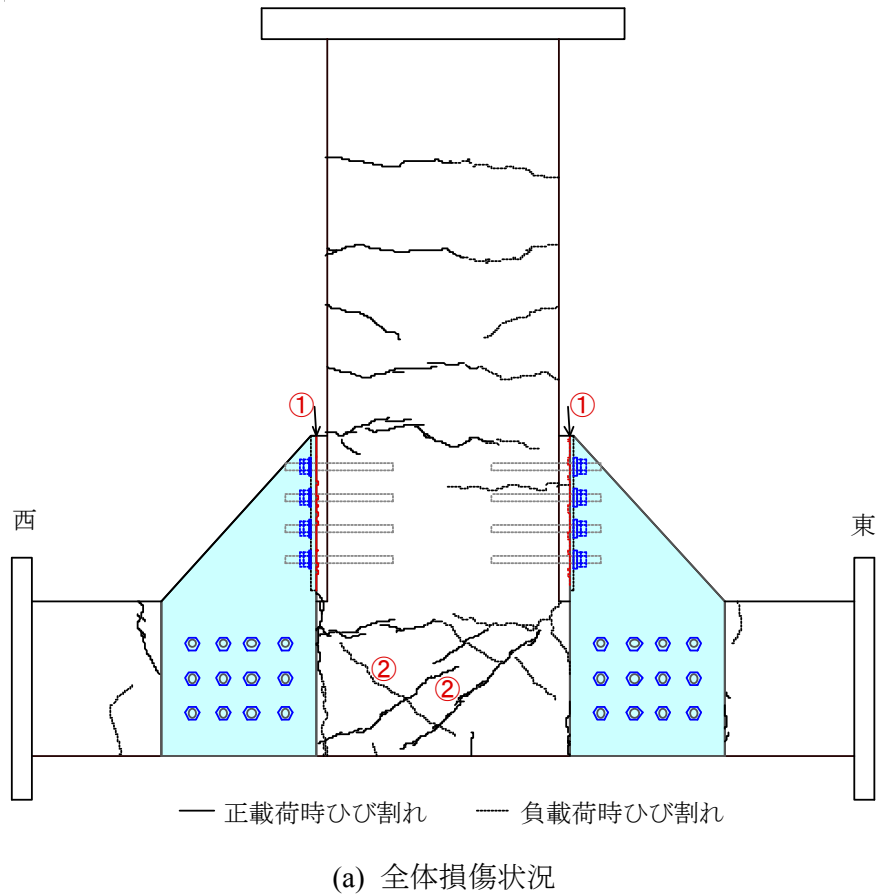


図 4.6.2 架構の計算耐力

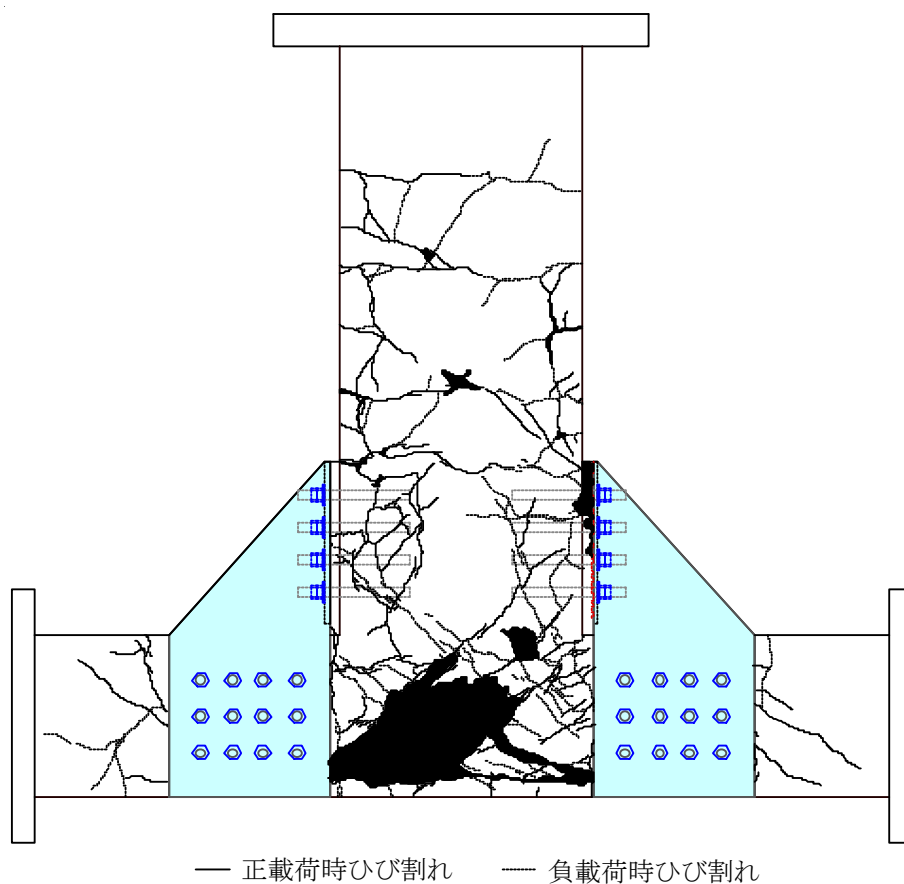
J1-R 試験体は、 $R=1/800$ のサイクルで梁と柱の鋼板止端から先の部分で初期曲げひび割れが発生し、また、梁と柱の引張側入隅部に曲げひび割れ、梁と補強デバイス間にひび割れ（肌別れ、図 4.6.3(a)の①）が発生した。 $R=1/400$ の負荷荷で梁の東面の一段目と二段目アンカーの間の位置（図 4.6.3(a)参照）に曲げひび割れが現れた。同サイクルで、補強デバイスが試験体側面に対して相対回転を生じ、両者の一体性が失われ始めた。これは鋼板の穿孔径（18mm）がアンカーの直径（16mm）より 2mm 程度大きく、補強鋼板とアンカー間に隙間があることに起因すると考えられる。その後、 $R=1/200$ の正負荷荷で、接合部に斜めひび割れが発生した（図 4.6.3(a)の②）。上記のように、補強デバイスと試験体の一体性が早期から失われ始めた結果、接合部のひび割れ発生抑制には補強の効果が見られなかった。しかし、補強試験体では $R=1/100$ の負荷荷で梁の一段目のアンカー付近（図 4.3.2 と図 4.6.2 参照）で梁主筋が降伏し、梁降伏機構を形成した。その後、荷荷が進むに伴い、主に梁の補強鋼板端部から接合部にかけてひび割れの本数と幅が増加したが、顕著な損傷（ひび割れの開閉）は梁の補強デバイス端部の曲げひび割れと接合部のせん断ひび割れで観察された（図 4.6.4）。 $R=1/33$ の正荷荷で柱、梁の補強デバイス未接続部分におけるせん断ひび割れや接合部におけるコンクリートの剥落が生じ始めた。同サイクルで正/負側の最大耐力（176kN・m/-183kN・m）が記録された。正、負側の最大耐力がともに梁曲げ降伏時の計算耐力を上回った。 $R=1/17$ で柱主筋の

露出，座屈，補強デバイスの鋼板の局部座屈（写真 4.6.1）が目視により確認された。
実験終了まで，試験体耐力の顕著な低下は認められなかった。



(b) 接合部パネルの拡大写真

図 4.6.3 1/200 サイクル終了時試験体損傷状況

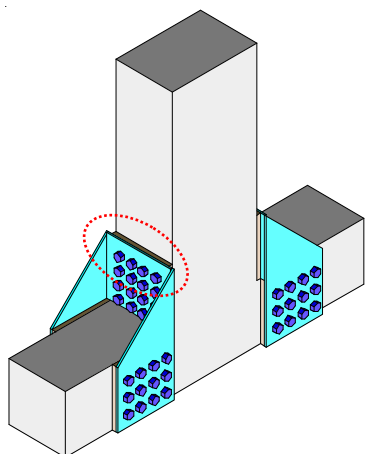


(a) 全体損傷状況

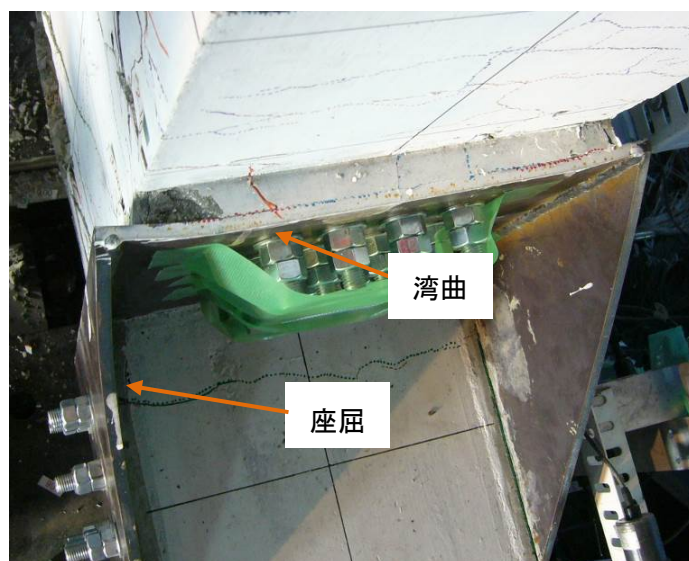
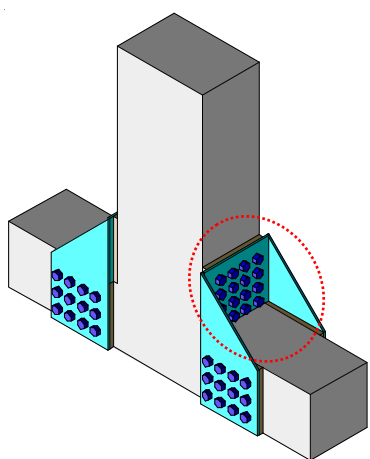


(b) 接合部パネルの拡大写真

図 4.6.4 実験終了時試験体損傷状況



(a) 引張側デバイスの損傷



(b) 圧縮側デバイスの損傷

写真 4.6.1 補強鋼板の損傷状況 (左側の図面は写真の位置を示す)

4.6.2 破壊機構

第 3 章で示した柱梁接合部の部分架構試験体と鋼製デバイスによる補強試験体の最終破壊状況を図 4.6.5 に比較して示す。無補強試験体 J1 の損傷は接合部に集中し、補強試験体の損傷は接合部および梁に広範囲に分布して、接合部の損傷は相対的に低減された。図 4.6.1 に示したように、無補強試験体の最大耐力は梁降伏を仮定した計算耐力を大きく下回った。補強試験体は上回り、後者の最大耐力は前者のおよそ 2 倍であった。また、図 4.6.1 に示すように、無補強試験体は最大耐力まで、梁/柱の主筋が降伏しなかったが、補強試験体では $R=1/100$ の負荷荷で梁の一段目のアンカー付近 (図 4.3.2 参照) で梁主筋が降伏し始めた。以上を踏まえ、無補強試験体の破壊モードは接合部破壊先行型であり、鋼製デバイス補強試験体は梁降伏先行型であると判断できる。

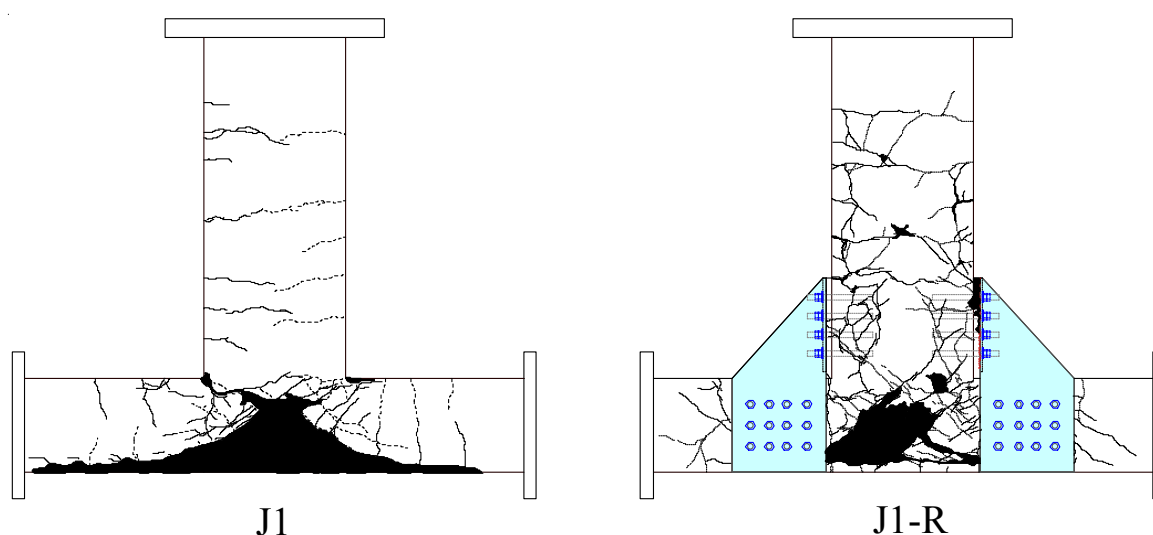


図 4.6.5 最終破壊状況の比較

4.6.3 接合部ひび割れ幅

図 4.6.6 に両試験体の各サイクル正載荷ピーク時における入隅ひび割れと対角ひび割れの最大幅の推移を比較する。補強デバイスにより、とくに入隅ひび割れの拡幅が抑制されたことがわかる。一方、斜めひび割れの拡幅に対する抑制効果はほとんど見られず、4.2 節で当初計画した入隅ひび割れに対する損傷低減効果のみが確認された。

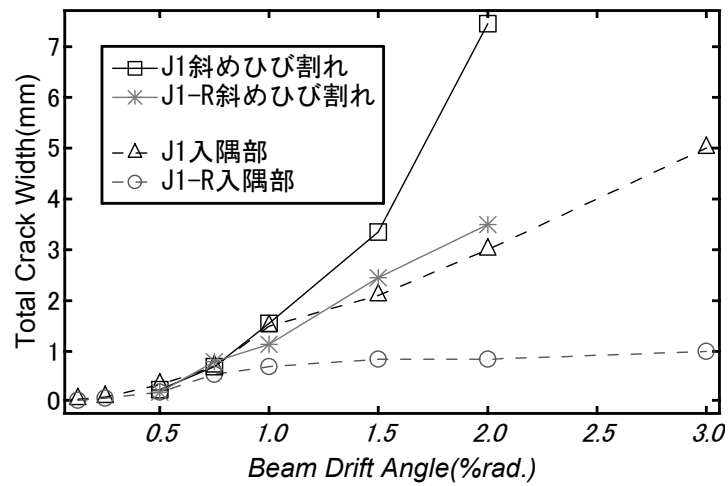
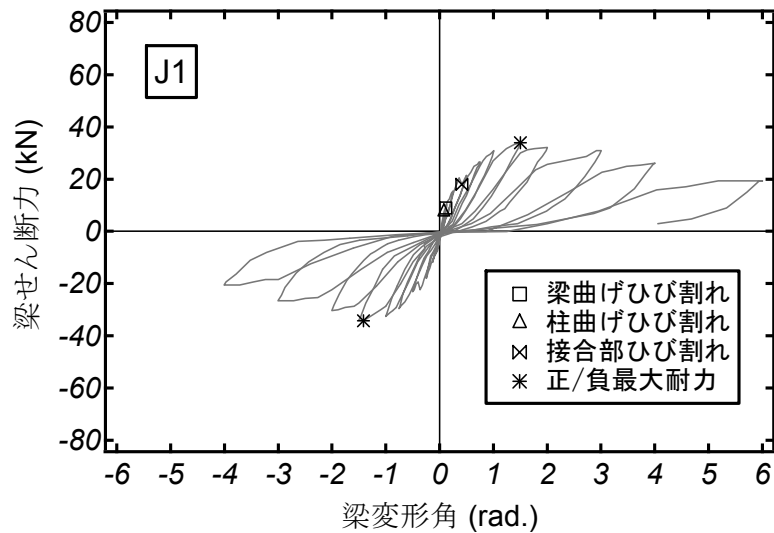


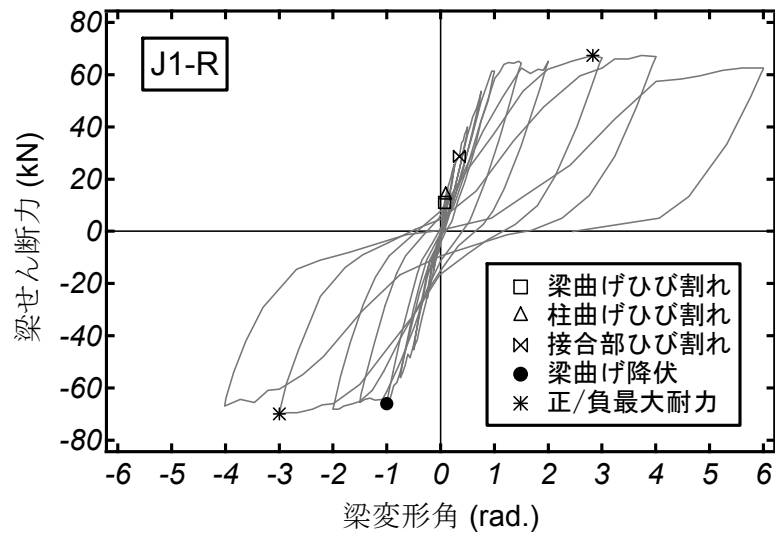
図 4.6.6 接合部ひび割れ幅の比較

4.6.4 履歴減衰

無補強試験体 J1 と補強試験体 J1-R の梁せん断力-梁変形角関係を図 4.6.7(a), (b)にそれぞれ示す。



(a) 無補強試験体 J1



(b) 補強試験体 J1-R

図 4.6.7 梁せん断力-梁変形角関係

両試験体の補強試験体の主筋降伏後の各サイクルの等価粘性減衰定数 h_{eq} をそれぞれ計算し、その結果を図 4.6.8 に比較して示す。等価粘性減衰定数は文献 29) を参考に、式(4.6.1)より計算した。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{\Delta W}{W_e} \right) \quad (4.6.1)$$

ここで、 ΔW は図 4.6.7 に示す着目サイクルの吸収エネルギー(面積)、 W_e は等価ポテンシャルエネルギーである(着目サイクルの正側と負側の平均)。

図 4.6.8 より、補強試験体の等価粘性減衰定数は無補強試験体を大きく上回っており、鋼製デバイス補強により接合部の損傷を抑制し、梁降伏機構を実現することで、より優れたエネルギー消費特性を獲得できることを確認した。

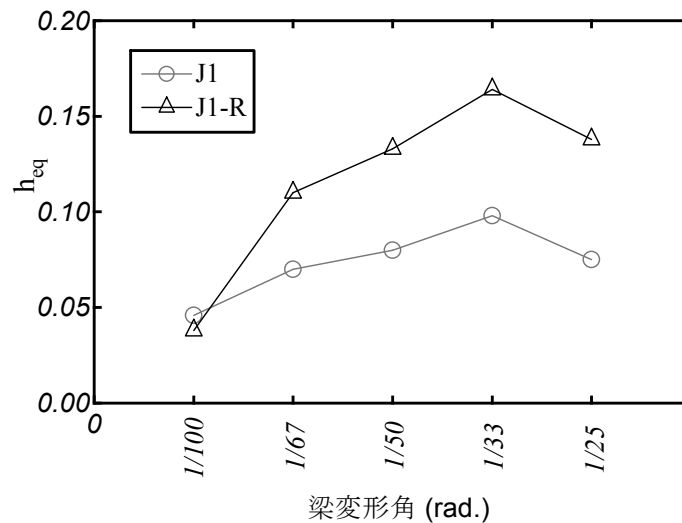


図 4.6.8 両試験体の各サイクル等価粘性減衰定数の比較

4.7 まとめ

本研究では、第 3 章の実験結果より明らかとなったせん断補強筋がない外柱梁接合部の変形機構に基づいて、接合部の破壊を抑制するため、入隅ひび割れの拡幅を抑制することでこれを実現する補強概念を提案した。柱/梁主筋の引張力を接合部を介さずに梁/柱に伝達する鋼製デバイスを力学的に設計、適用し、補強効果の検証実験を行った。

1) 本研究の 3 章および既往の研究³⁾の知見に基づいて、外柱梁接合部の過大な変形、破壊を抑制するため、柱梁の入隅部に発生するひび割れの拡幅を抑制することを計画した。これを実現する局所的な補強デバイスを設計、試作した。

2) 試作した補強デバイスを適用した試験体は、梁降伏先行の降伏機構を形成し、大変形領域まで顕著な耐力低下が生じなかった。補強デバイスが接合部の早期の破壊や破壊による耐力低下の抑制に有効に作用したことを確認した。

3) 鋼板の穿孔径がアンカーの直径より 2mm 程度大きく、補強鋼板とアンカー間に隙間があることに起因して、補強デバイスと既存接合部の一体性は早期に喪失され、補強試験体の接合部にも比較的大きな損傷が発生した。

外柱梁接合部の入隅ひび割れの拡幅抑制を目的とする鋼製デバイスの装着により、外柱梁接合部部分架構の破壊モードを接合部降伏先行型から梁降伏先行型の破壊形式に変化できることを実験的に確認した。接合部入隅ひび割れの拡幅を抑制することで接合部の早期の破壊が低減されたが、斜めひび割れの拡幅（接合部変形）は抑制できなかった。これは補強デバイスと既存接合部間の相対変形に起因すると考えられたため、より一体性が確保され、また、発展途上国においても実用性が高い補強法として、RC 袖壁を増設する耐震補強法の有効性について次章以降で検討する。

第 5 章 袖壁増設による補強法の提案と検証

5.1 はじめに

第 4 章で接合部の補強構想として、接合部入隅ひび割れの抑制を提案し、鋼製デバイスを設計して外柱梁接合部へ適用し、その検証実験を行った。鋼製デバイスの装着により、梁降伏機構の形成が実現され、提案した補強構想の有効性を確認した。

前述したように、途上国を中心にせん断補強筋のない柱梁接合部を有する既存 RC 建物が無数に潜在すると考えられる。途上国のこの種の建物を補強する工法として、コスト面や技術面で現実的な補強工法として、既存柱に RC 袖壁を増設する工法を提案する。なお、本研究では直接的に取扱わないが、袖壁補強は研究対象のような細い柱を有する建物に対して、水平耐力の増大にも寄与するため、接合部および柱の耐力を向上することで、より確実に梁曲げ降伏機構を形成する合理的な補強方法と判断される。

本章では、暫定的な設計法より袖壁を設計し、外柱梁接合部へ適用した補強試験体の実験を行って補強効果を検証する。

5.2 袖壁の暫定的な補強設計法

前述した補強概念を提案する袖壁補強に当てはめて図 5.2.1 で説明する。既存接合部の入隅ひび割れは袖壁に延長すると仮定し、この入隅ひび割れの延長上の袖壁(図 5.2.1 の b_w 範囲内)の引張抵抗のみを考慮し、袖壁のアンカーの引張力 (bT_{ay} , cT_{ay}) により接合部の抵抗モーメントを向上する補強機構を計画する。ここで、第 4 章の実験結果より、同図のように圧縮側の袖壁も存在する場合、こちらも補強要素として寄与すると予想されたが、暫定的な補強設計では考慮せず、後述の実験結果に基づいてその効果を明らかにする。

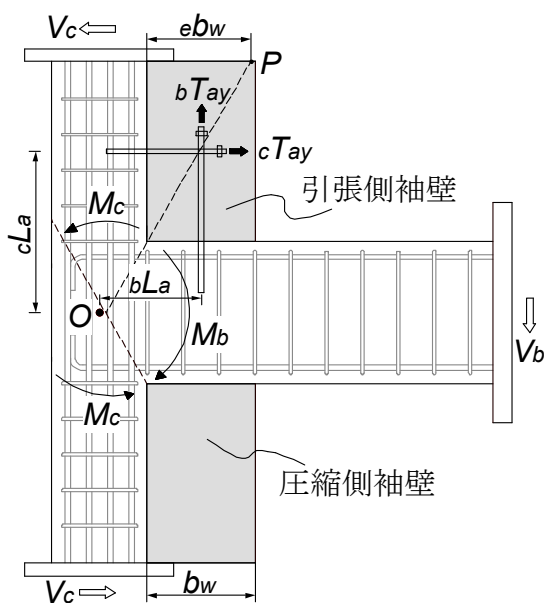


図 5.2.1 袖壁補強の概念

袖壁を設計するために、以下の通り仮定する。

(1) 既存接合部の耐力は既知である。本研究の既存部の構造詳細および材料の規格は第 3 章で示した外柱梁接合部の部分架構試験体と同様であり、既存接合部の耐力としてその実験値 (jM_{ex}) を用いる。ただし、実務設計では例えば文献 27) による評価方法を用いることができる。一方、補強目標とする接合部の耐力は梁降伏時の節点モーメント (jM_b , 図 5.2.2 参照) とし、既存耐力との差を必要補強量とする。

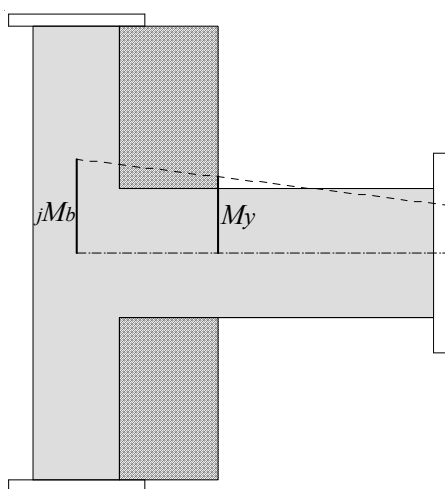


図 5.2.2 接合部の目標耐力

(2) 前述の通り，上下層柱に袖壁を設ける場合，両袖壁が補強要素として同時に機能すると考えられる。しかし，その寄与率は不明であるため，前述した補強概念に基づき引張側の袖壁のみで補強量を満たすように設計する。上下層柱に袖壁を設ける場合は，梁に対して対称に設置する。

(3) 本研究の試験体では，袖壁の鉄筋と柱/梁のアンカーは水平，鉛直方向で同量とする。壁筋およびアンカーの引張耐力の重心は袖壁の中心に位置する。

以上の仮定に基づき，引張側袖壁に必要な縦横筋とアンカー量を算定するための設計式は式(5.2.1)となる。

$${}_bT_{ay} \cdot {}_bL_a + {}_cT_{ay} \cdot {}_cL_a \geq {}_jM_{by} - {}_jM_{ex} \quad (5.2.1)$$

ここで， ${}_bT_{ay}/{}_cT_{ay}$ は袖壁と既存梁/柱間に設置するアンカーの降伏引張力， ${}_bL_a/{}_cL_a$ は ${}_bT_{ay}/{}_cT_{ay}$ の作用点と接合部内のひび割れ交点間の距離（図 5.2.1 参照）， ${}_jM_{by}$ は梁の袖壁止端で降伏時の接合部中心モーメント， ${}_jM_{ex}$ は既存接合部の耐力である。

5.3 実験方法

5.3.1 試験体

本研究で製作した試験体は図 5.3.1 に示すように，無補強試験体 (J2)，連層補強試験体 (J2-W2)，下層補強試験体 (J2-W1) 各 1 体で，計 3 体である。無補強試験体並びに補強試験体の既存部は第 1 章で示した研究対象建物の外柱梁接合部の 3/4 スケール模型であり，第 3 章で示した外柱梁接合部の部分架構試験体と同様な構造詳細を有する。なお，無補強試験体 J2 は第 3 章の無補強試験体 J1 と同一の構造詳細を有するが，改めて製作した別の試験体である。

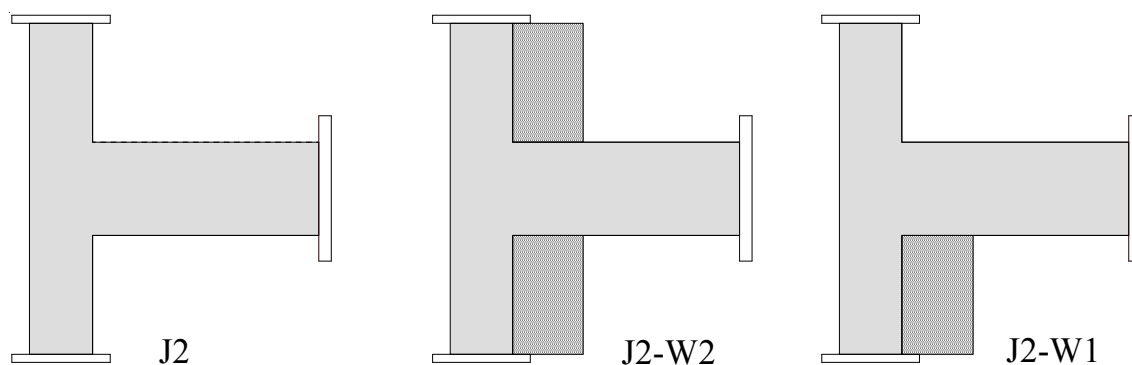


図 5.3.1 袖壁補強の検証実験用の試験体

5.3.2 補強部の設計

袖壁は 5.2 節の方法に基づき設計した。ただし、本研究では袖壁幅（図 5.2.1 の b_w ）を試験体の形状を考慮して以下の通り計画した。具体的には既存接合部の入隅ひび割れが図 5.2.1 のように引張側袖壁に進展すると仮定すると、袖壁の上縁と点 P で交差する。そこで、入隅ひび割れの拡幅を抑える引張側袖壁の有効幅を交点 P と上柱の内縁間距離（ e_{b_w} ）、すなわち 328mm とみなした。ただし、後述の配筋の制限などを配慮して、本研究では袖壁の幅は 340mm とした。壁筋およびアンカーの降伏強度を 295N/mm^2 と仮定すると、式(5.2.1)より、引張側袖壁に必要な縦横筋とアンカー量は水平、鉛直方向に各 330mm^2 以上と算定された。日本の耐震改修設計指針²⁸⁾により、柱を補強する増設袖壁の厚さは最小厚さ 200mm であることから、試験体スケールを考慮し 150mm とした。

図 5.3.2 に補強試験体の形状を示す。壁筋およびアンカーはそれぞれ AIJ の配筋指針³⁰⁾、日本建築防災協会の改修設計指針²⁸⁾に従って設計し、袖壁と柱の接合面では 5 本の D13 をシングル配筋し、梁には 7 本の D10 を千鳥配筋した。あと施工アンカーは接着系頭付き異形鉄筋アンカー（後述の写真 5.3.1(a)参照）を用い、埋込深さは原則として改修指針²⁸⁾を満足するように計画したが、躯体コンクリートのコーン状破壊に対する耐力を向上させるため、既存側への埋込深さは梁、柱ではそれぞれ $15d_a$ 、 $12d_a$ （ d_a :アンカー径）に割増した。また、補強施工ではアンカー部の割裂防止のためにスパイラル筋（後述の写真 5.3.1(b)参照）を配した。補強部の構造諸元および配筋の詳細を表 5.3.1、図 5.3.3 にそれぞれ示す。ただし、図 5.3.3 ではスパイラル筋の表示を省略している。

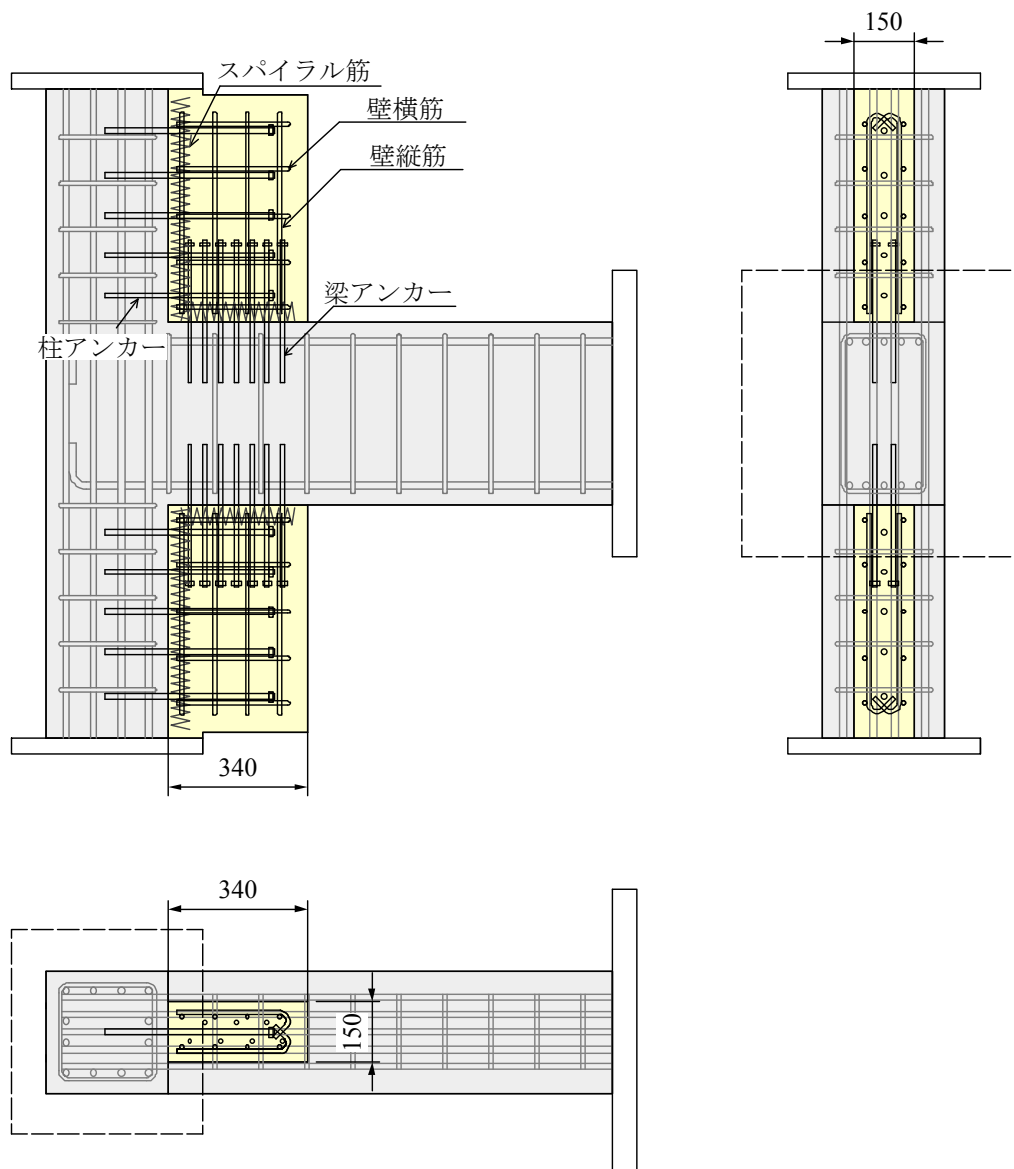


図 5.3.2 補強試験体の形状

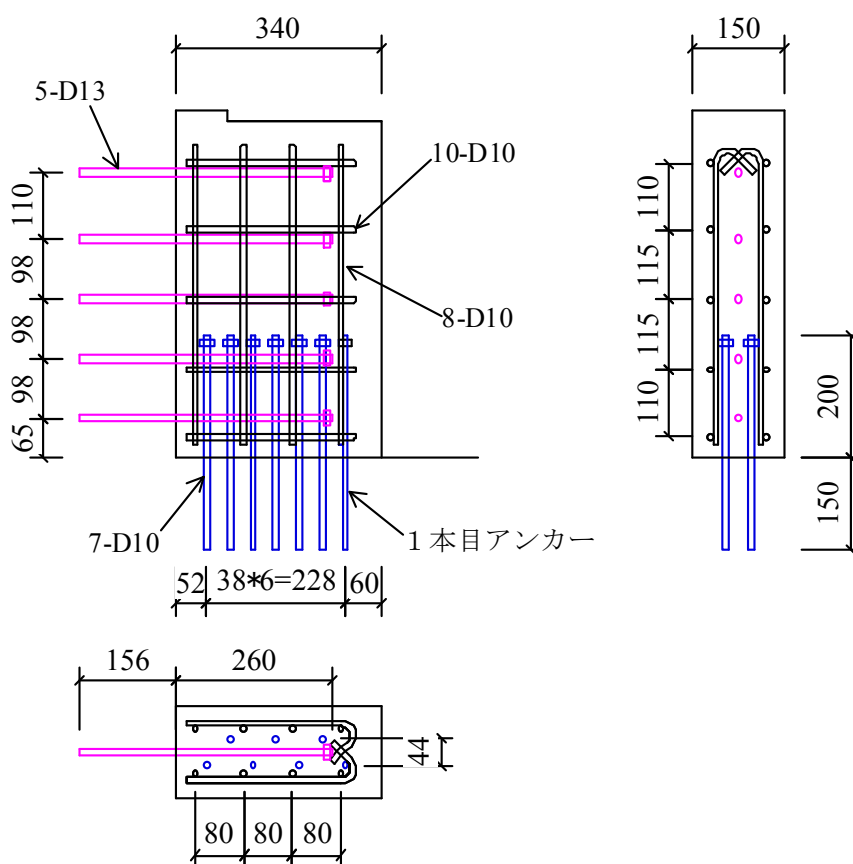


図 5.3.3 補強部の構造詳細

表 5.3.1 補強部の構造諸元

壁の長さ	壁の厚さ	梁アンカー	柱アンカー	壁縦筋	壁横筋	スパイラル筋
340mm	150mm	7-D10 ($p_t=0.98\%$)	5-D13 ($p_t=0.74\%$)	8-D10 ($p_t=1.12\%$)	10-D10 ($p_t=0.83\%$)	鉄筋径 $\Phi 6$, 外径 90mm ピッチ 40mm

試験体 J2-W2 では、袖壁を既存部の梁の軸に対して対称に上下層柱に沿って増設した。引張側および圧縮側の袖壁（図 5.2.1）の補強効果を分析するため、試験体 J2-W1 では下層柱のみに沿って袖壁を増設した（図 5.3.1 参照）。袖壁は、既存部試験体のコンクリート打設の 2 週間後、接合面に目荒しを施した上でアンカーを施工し、配筋、コンクリート打設した。補強部施工の様子は写真 5.3.1(c)～(f)に示す。各試験体に使用したコンクリート、鉄筋およびアンカー筋の材料試験結果をそれぞれ表 5.3.2, 表 5.3.3 に示す。既存部に使用した材料の特性は研究対象の接合部をほぼ模擬した³⁾。

表 5.3.2 コンクリートの材料試験結果 (N/mm²)

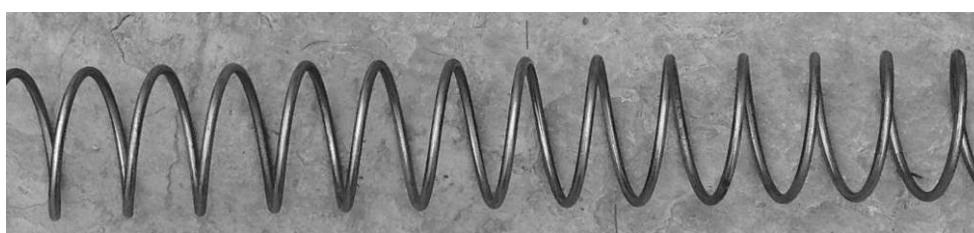
試験体	使用箇所	圧縮強度	ヤング係数	割裂強度
J2	—	20.2	2.55×10 ⁴	1.9
J2-W2	既存部	22.7	2.57×10 ⁴	2.0
	袖壁	26.9	2.62×10 ⁴	2.5
J2-W1	既存部	22.6	2.64×10 ⁴	2.1
	袖壁	27.7	2.62×10 ⁴	2.4

表 5.3.3 鉄筋の材料試験結果

種類	使用箇所	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏ひずみ(μ)
D16	柱/梁主筋	373	529	1.75×10 ⁵	2132
Φ9	柱/梁補強筋	344	455	1.78×10 ⁵	1927
D10	梁アンカー, 壁筋	380	554	1.68×10 ⁵	2262
D13	柱アンカー	361	523	1.65×10 ⁵	2189



(a) 異形鉄筋アンカー



(b) スパイラル筋



(c) 接合面の目荒し，アンカー穴



(d) アンカーの設置



(e) 壁筋配筋



(f) コンクリート打設

写真 5.3.1 アンカー、スパイラル筋および補強部製作の様子

5.3.3 あと施工アンカーの耐力の検討

前述の通りアンカー筋の量は式(5.2.1)を満足するように算定した。耐震改修指針²⁸⁾により、図 5.3.4 に示すように、接着系アンカーの引張耐力として素材の降伏、付着破壊および躯体コンクリートのコーン状破壊に対する強度を考慮する必要がある。アンカーの 1 本当りの引張耐力は式(5.3.1)～式(5.3.6)²⁸⁾より計算した。

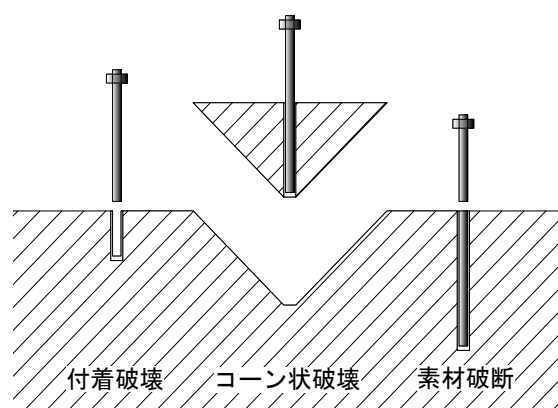


図 5.3.4 付着系あと施工アンカーの破壊形式

[素材降伏に対する耐力]

$$T_{a1} = \sigma_y \cdot a_0 \quad (5.3.1)$$

[躯体コンクリートのコーン状破壊に対する耐力]

$$T_{a2} = 0.23\sqrt{\sigma_B} \cdot A_c \quad (5.3.2)$$

[付着破壊に対する耐力]

$$T_{a3} = \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_e \quad (5.3.3)$$

$$\tau_a = 10\sqrt{(\sigma_B / 21)} \quad (5.3.4)$$

$$l_e = l - d_a \quad (5.3.5)$$

[アンカーの引張耐力]

$$T_a = \min(T_{a1}, T_{a2}, T_{a3}) \quad (5.3.6)$$

ここで、 σ_y はアンカー筋の材料降伏強度、 a_0 はアンカー筋の公称断面積、 σ_B はコンクリート圧縮強度、 A_c はアンカーの躯体コンクリートのコーン状破壊面への水平投影面積、 τ_a はアンカーの付着強度、 d_a はアンカー筋の公称直径、 l_e はアンカーの有効埋込長さ、 l はアンカーの埋込長さである。

文献 31) より、アンカーの素材降伏に対するその引張耐力の評価では、式(5.3.7)よりアンカーに作用するせん断力の影響を考慮する必要がある。ここで、柱/梁アンカー群はそれぞれ梁が袖壁止端で降伏する際の梁せん断力 (図 5.3.5 の V_b) / 柱せん断力 (図 5.3.5 の V_c) を受ける。

$$\left\{ \frac{p}{p_u} \right\}^{5/3} + \left\{ \frac{q}{q_u} \right\}^{5/3} = 1 \quad (5.3.7)$$

ここで、 p : 引張耐力、 q : せん断力、 p_u : せん断力が作用しない場合の引張耐力、 q_u : 引張力が作用しない場合のせん断耐力である。

式(5.3.1)～式(5.3.7)より求められたアンカー1本あたりの引張耐力に柱/梁に設置する本数を乗じると、柱/梁アンカー群の引張耐力が求められる。ただし、近接するアンカー同士の水平投影面積の重複による低減を考慮した。結果的に柱梁ともにアンカー群の引張耐力は素材の降伏強度で最小となり、図 5.3.5 に示す通りである。なお、これらによる接合部中心に対するモーメントの和（アンカーの引張力による接合部抵抗モーメントの増分、式(5.2.1)参照）も同図に示す。本研究の試験体では式(5.2.1)の右辺は、後述の表 5.3.4 より、 ${}_jM_{by}-{}_jM_{ex}=164-89=75\text{kN.m}$ である。従って、図 5.3.5 のモーメント増分（102kN.m）は同式を満たす。

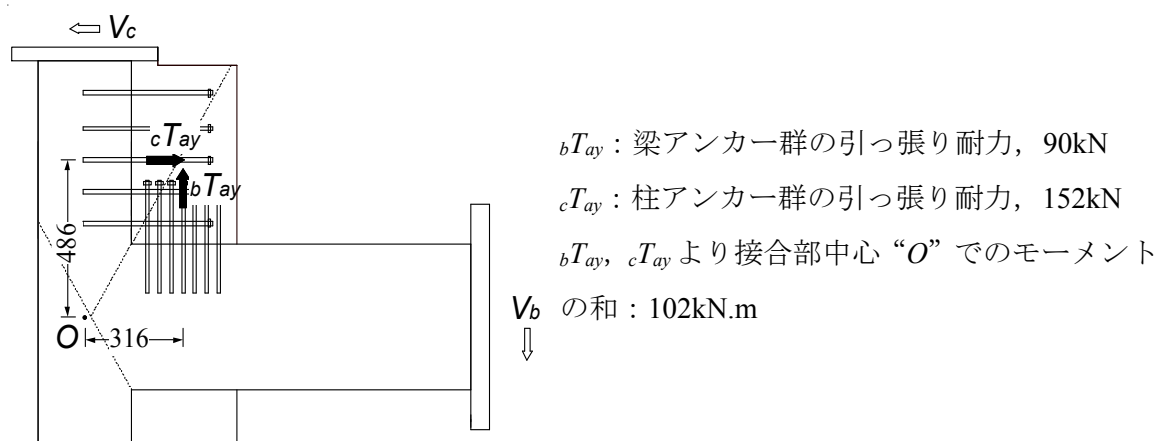


図 5.3.5 柱/梁アンカー群の引張耐力

5.3.4 試験体の耐力評価

表 5.3.4 では、既存架構の柱、梁耐力の文献 8)、接合部のせん断耐力の文献 1)に基づく計算値、および接合部の曲げ耐力の第 3 章の試験体の実験値をまとめている。なお、各耐力を節点モーメント (M_j) に換算した結果も同表に示す。ただし、柱の耐力算定では軸力を考慮せず（後掲の図 5.3.6 より、本実験では下層柱（図中は左柱）に梁せん断耐力に相当する変動軸力が生じるが、この影響は小さいため同表では無視した値を掲載した）、外柱梁接合部のせん断耐力 (V_{ju} , 表 5.3.4 の 278kN, 式(1.4.1)より) の換算について、第 3 章で示した式(3.3.3)の節点モーメントとの関係式より計算する。表 5.3.4 の網掛け部より、既存架構では、接合部の曲げ耐力が最小となり、接合部破壊先行型の試験体である。なお、接合部の耐力余裕度（接合部曲げ耐力/梁の曲げ耐力時節点モーメント）

ト) は 0.63 (=89/142) であり、柱、梁曲げ強度比は 1.25 (=178/142) である。

袖壁を増設した補強試験体では、袖壁止端での梁曲げ降伏を仮想した場合の節点モーメント (表 5.3.4 の 164kN.m) が耐力の最小値である。接合部の曲げ耐力は無補強試験体の最大耐力 (89kN.m) と 5.3.3 節で計算した補強部によるモーメント増分 (図 5.3.5 の 102kN.m) の和 (表 5.3.4 の 191kN.m) であり、接合部曲げ耐力が梁降伏時耐力を上回ることを確認できる。一方、袖壁を考慮した柱の耐力は表 5.3.4 に掲載していないが、袖壁を無視した既存柱の耐力が梁の耐力を上回っている。また、袖壁を増設した柱梁架構の接合部せん断耐力について、その算定法の一義的な解釈は未確立と認識するため、同表では文献 1)の方法を準用し、柱せいを袖壁付き柱せいと読み替えた場合の数値を掲載した。その結果、補強試験体では、梁の曲げ耐力が最小となり、梁曲げ降伏先行型破壊となることが期待される。

表 5.3.4 試験体の耐力評価

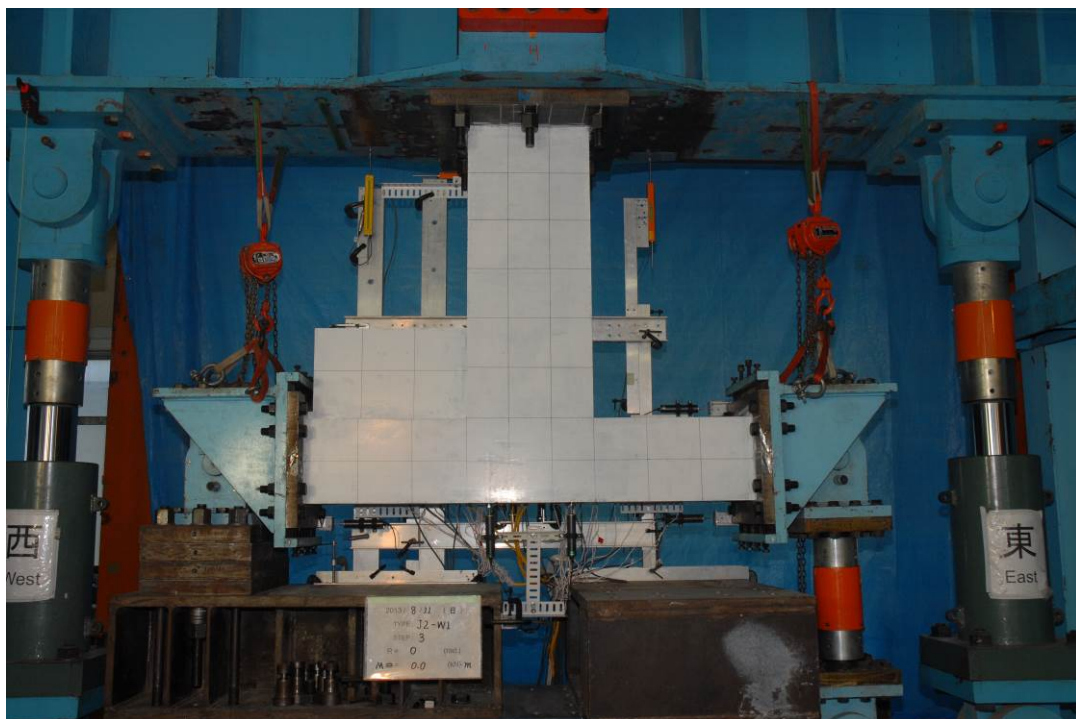
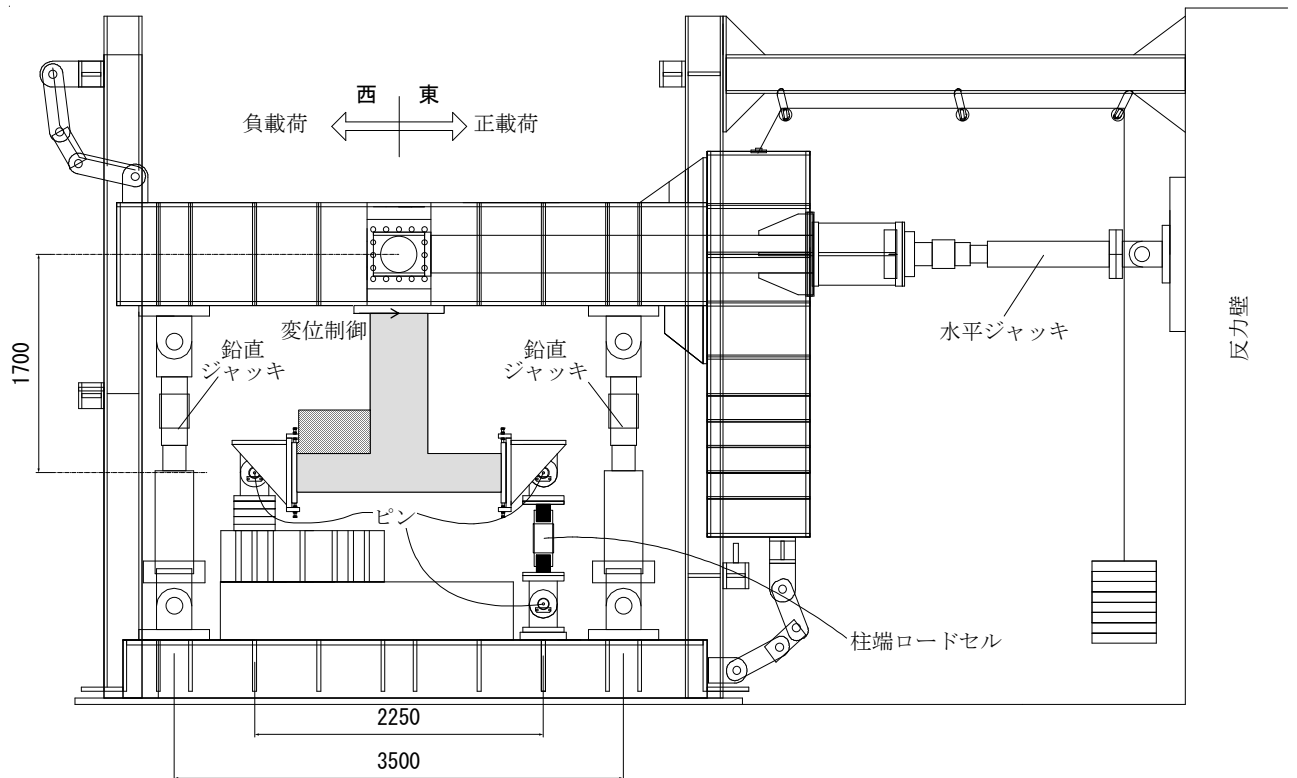
		梁		柱		接合部	
		曲げ	せん断	曲げ	せん断	せん断	曲げ
耐力		134kN.m (M_{by}) [54kN]	169 kN	71kN.m [79kN]	107 kN	278kN (V_{ju})	89kN.m (jM_{ex})
M_j (kN.m)	無補強試験体	142	443	178	241	124	89
	補強試験体	164					191

※[]の数値は柱梁の曲げ降伏時のせん断力換算値である。

5.3.5 載荷方法および計測方法

載荷は第 2 章で開発した実験法で静的正負交番繰り返し載荷を行う。なお、軸力は載荷しない計画とする。載荷装置を図 5.3.6 に示す。下層補強試験体の設置の様子を写真 5.3.2 に示す。載荷プログラムも第 3 章、4 章の実験と同様であり、図 5.3.7 に示す通りである。

接合部の変形挙動および袖壁と既存部間の相対変位を計測するため、図 5.3.8 に示す変位計計画とする。図 5.3.9 に歪ゲージの貼付け位置を示す。



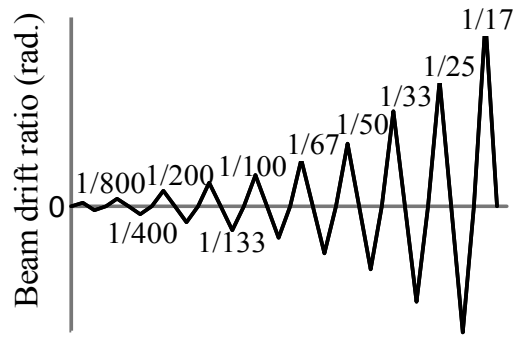


図 5.3.7 载荷プログラム

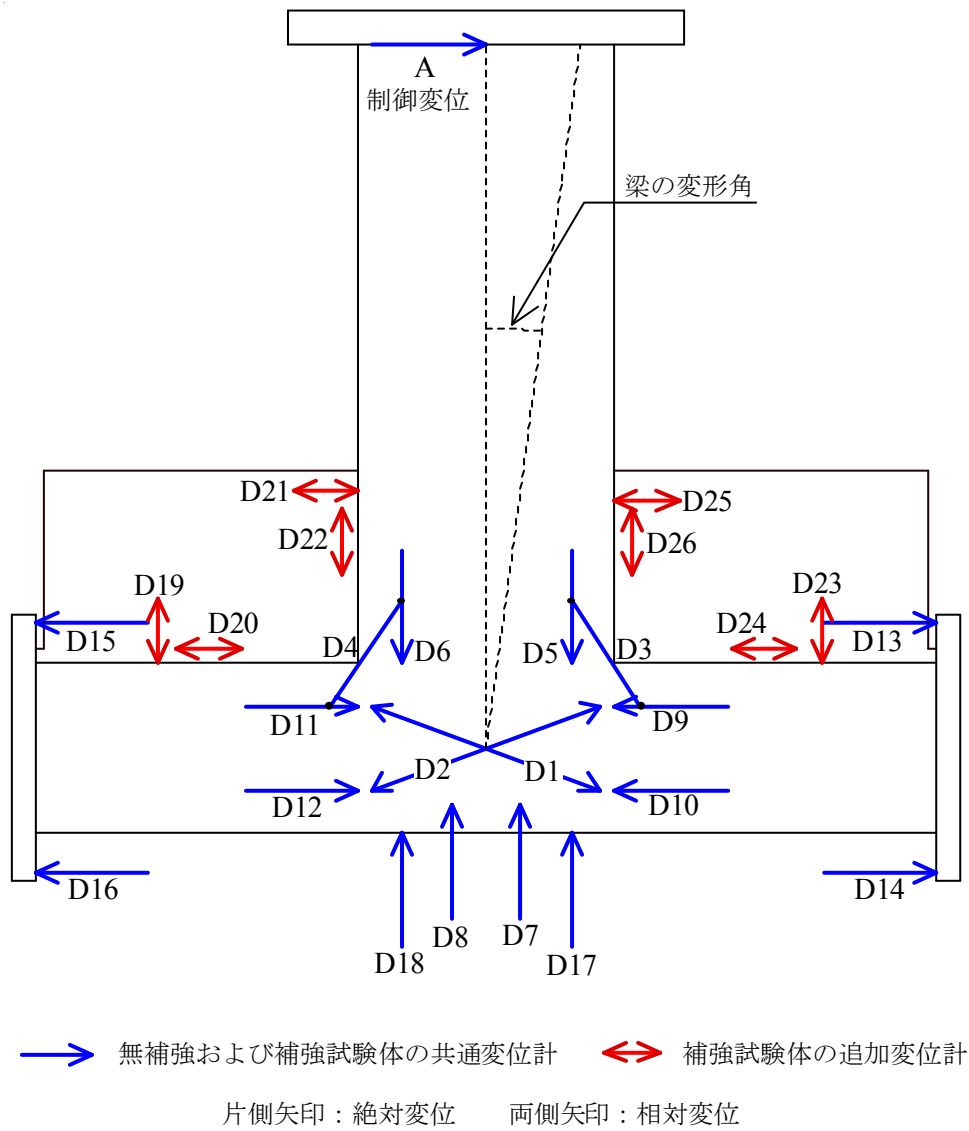


図 5.3.8 変位計計画

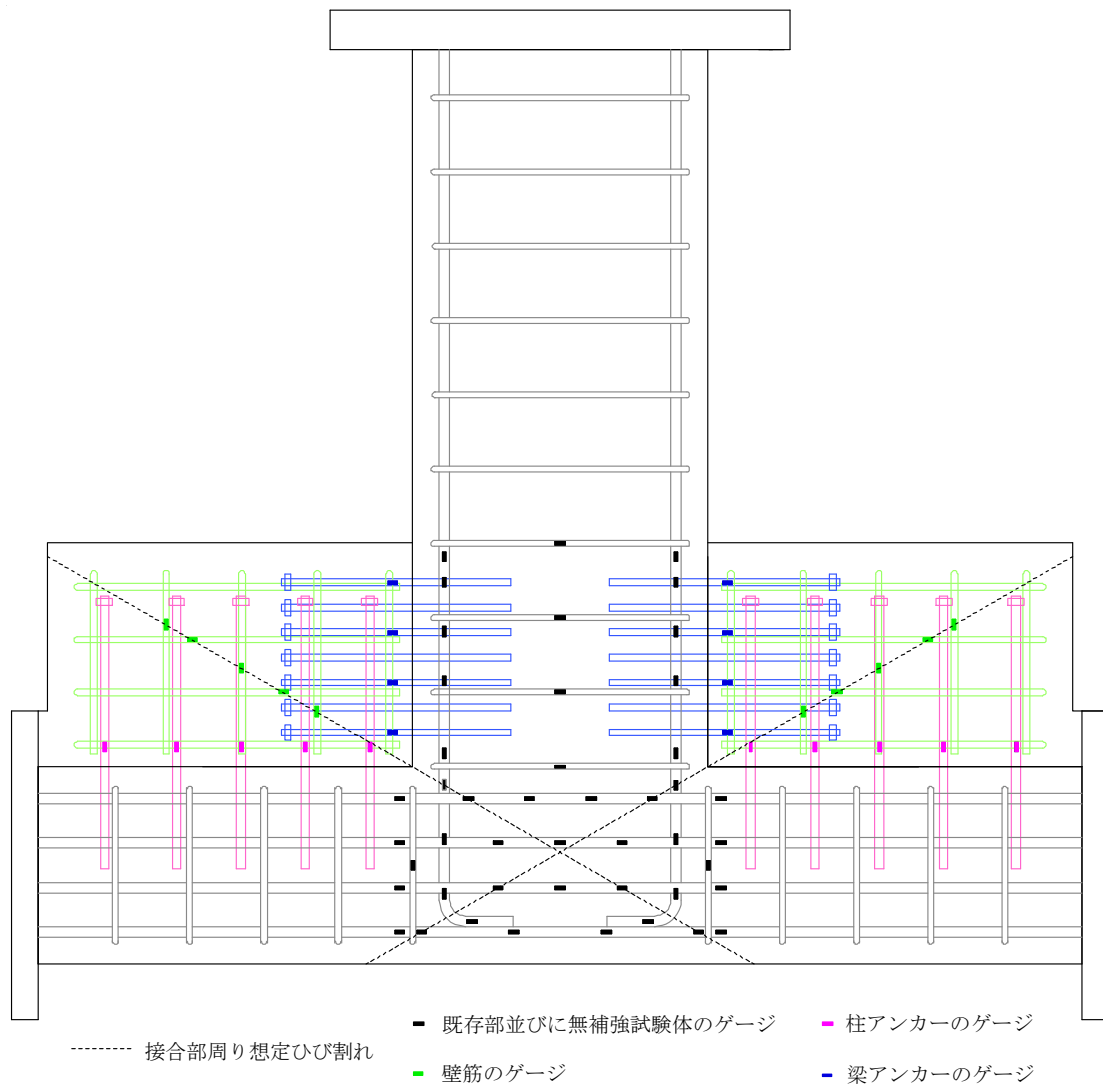


図 5.3.9 鉄筋歪みゲージ貼付け位置

5.4 実験結果

5.4.1 荷重変形関係と破壊経過

各試験体の接合部モーメント-梁変形角関係をそれぞれ図 5.4.1～図 5.4.3 に示す。接合部モーメントは柱端ロードセルにより計測したせん断力と柱両端ピン中心間距離の積として求めた。梁変形角の定義は図 5.3.8 に示す。なお、試験体の最大耐力、計算耐力、主な破壊イベントも同図に示す。ここで、各試験体の計算耐力は、5.3.4 節で示した方法で梁降伏（無補強試験体は柱フェイス位置、補強試験体は袖壁止端位置、図 5.2.2 参照）と仮定した計算耐力、接合部のせん断終局強度を接合部モーメントに換算した値

を示す。なお、補強試験体の接合部のせん断終局強度について、5.3.4 節で記述したように、柱せいを袖壁付き柱せいと読み替えて算出した。ただし、その算定結果（±351kN.m）は、図 5.4.2、図 5.4.3 に示す補強試験体の最大耐力および梁降伏時計算耐力を大幅に上回ったため、同図中には示されていない。

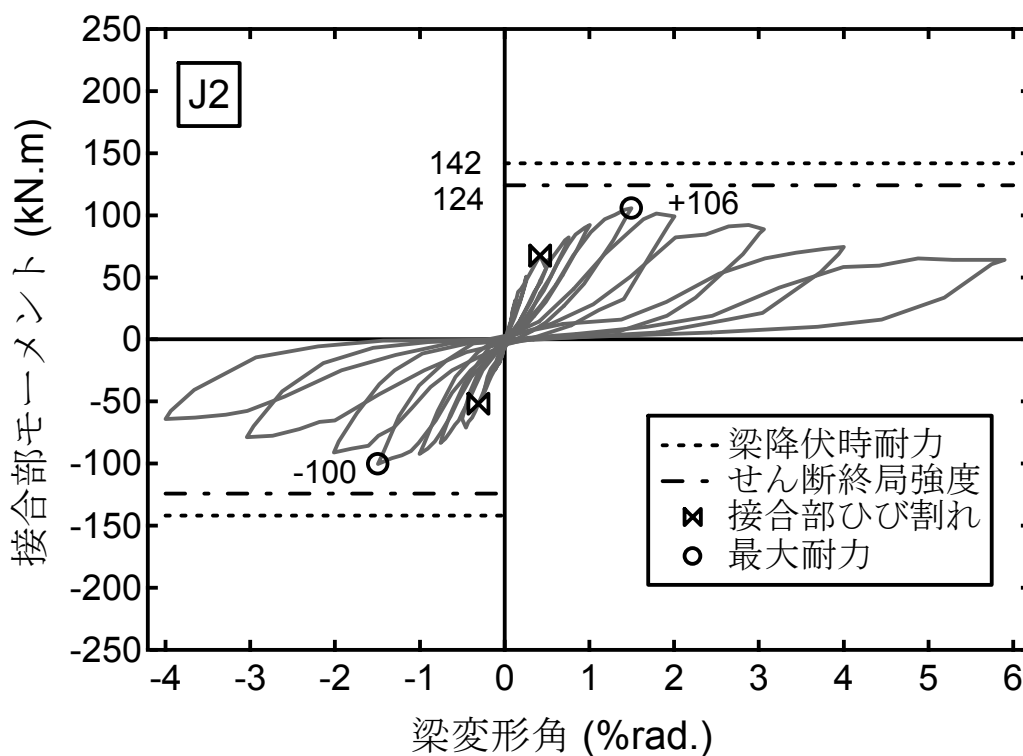


図 5.4.1 無補強試験体の接合部モーメント-梁変形角関係

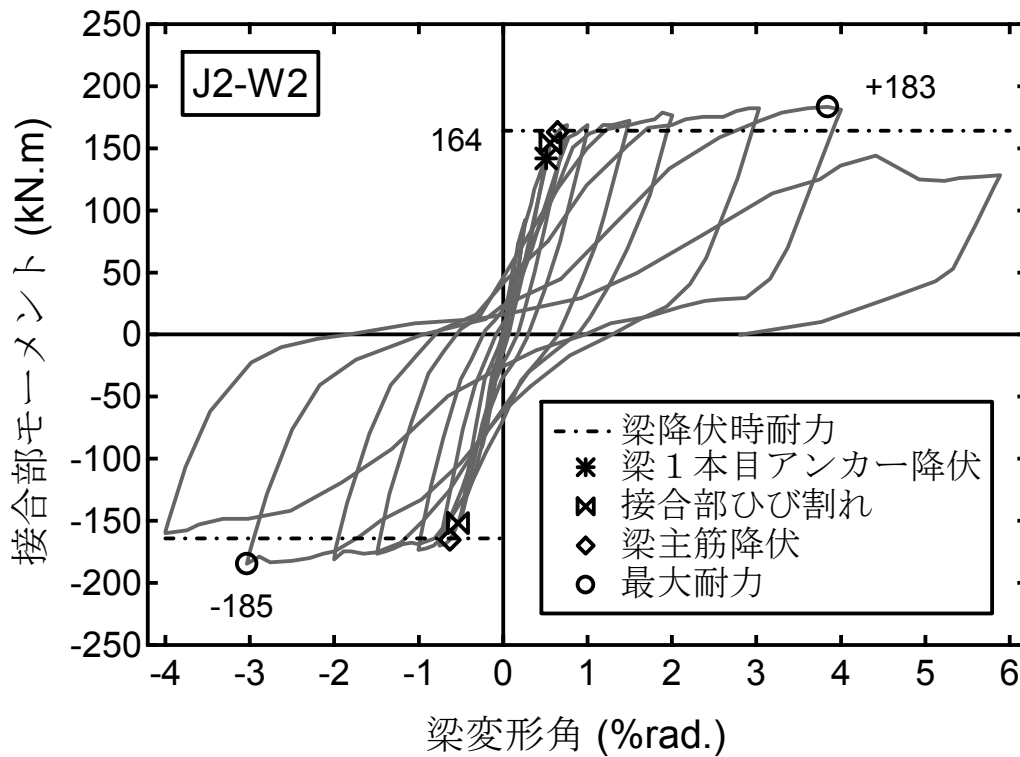


図 5.4.2 連層補強試験体の接合部モーメント-梁変形角関係

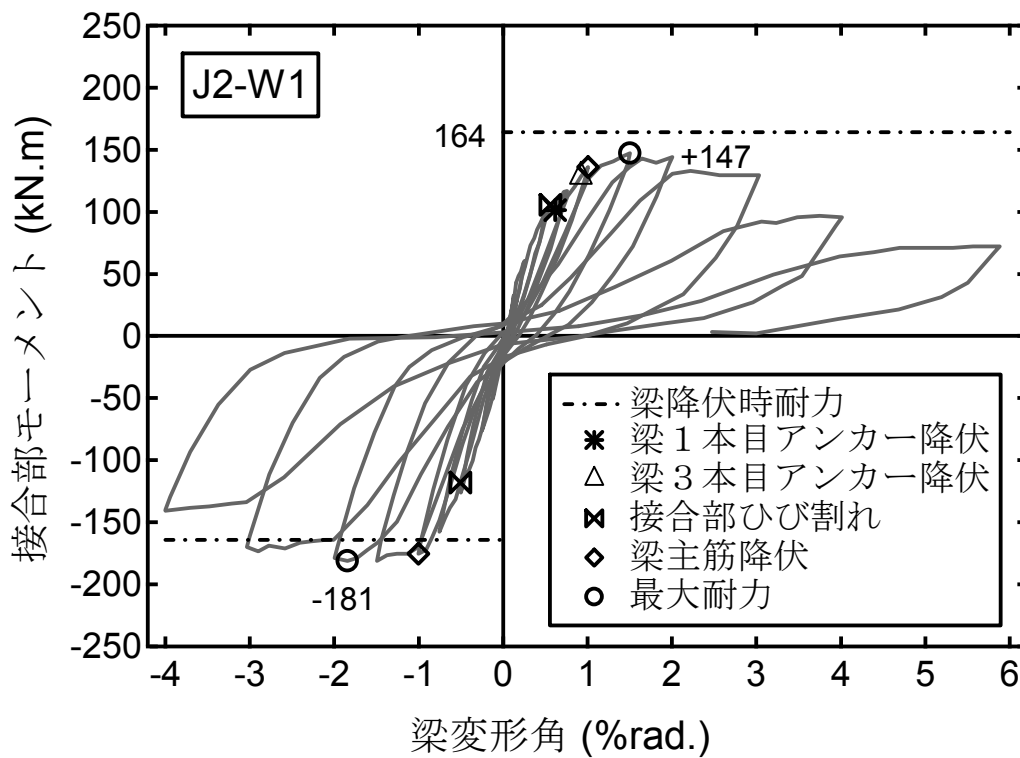
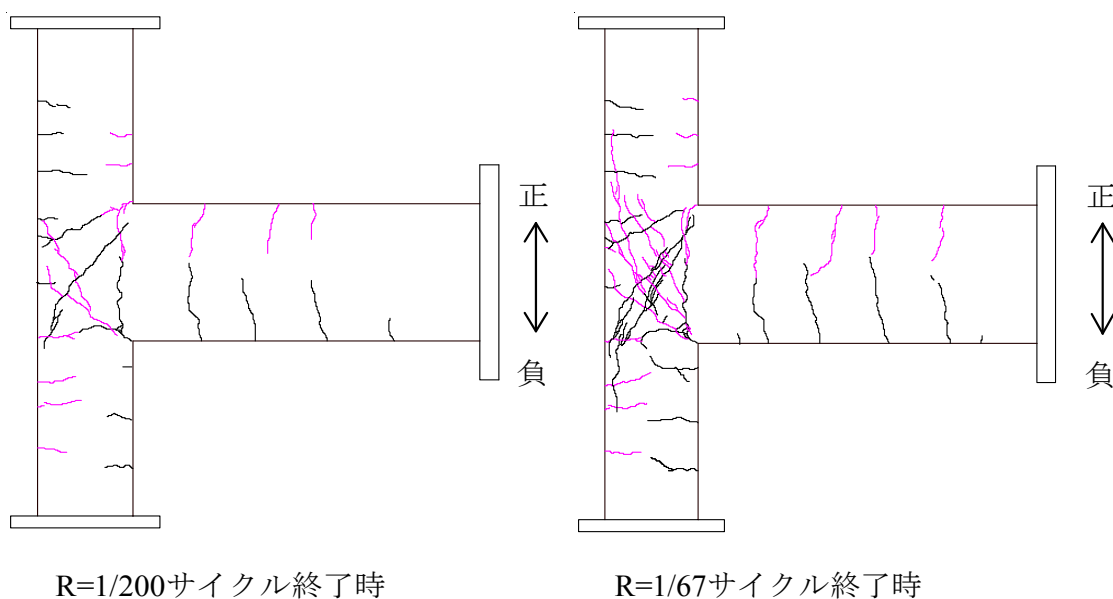


図 5.4.3 下層補強試験体の接合部モーメント-梁変形角関係

(1) 無補強試験体：J2

R=1/800rad.のサイクルで接合部に入隅ひび割れが発生し，続いて柱，梁に曲げひび割れが発生した。R=1/200 のサイクルで接合部に斜めひび割れが発生し，柱の外側主筋に沿って進展した（図 5.4.4 参照）。R=1/67 で正負側ともに最大耐力を記録した。R=1/25 のサイクルで柱の外側主筋に沿って進展した接合部の斜めひび割れが柱の外面に貫通し，接合部内の柱主筋の座屈が目視で確認された。R=1/17 のサイクルの正載荷で，接合部コンクリートが大きく剥落し，載荷を終了した。試験体の損傷は接合部に集中した。図 5.4.4 に R=1/200 のサイクル（接合部斜めひび割れ発生）終了時，R=1/67 のサイクル（最大耐力記録）終了時，実験後において，試験体のひび割れ状況を示す。なお，以降のひび割れ図にピンク色で示すひび割れは負載荷時に生じたひび割れである。写真 5.4.1 に載荷終了時における試験体の破壊の様子を示す。



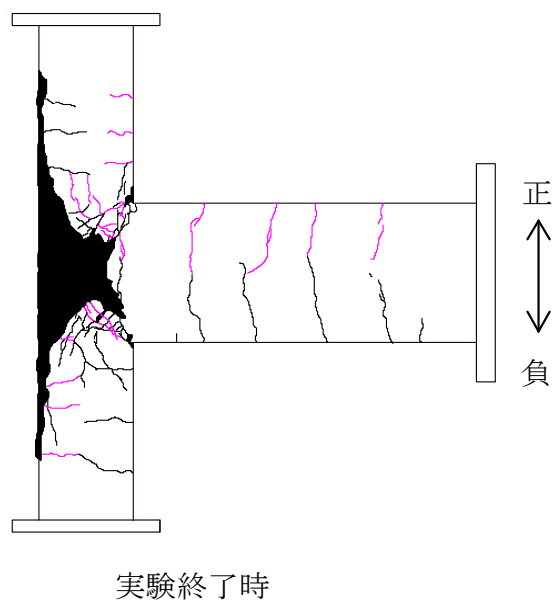


図 5.4.4 無補強試験体のひび割れ状況



(a) 全体写真

(b) 接合部拡大写真

写真 5.4.1 無補強試験体の載荷終了時の損傷状況

(2) 連層補強試験体：J2-W2

R=1/800rad.のサイクルで梁の袖壁止端付近の位置で曲げひび割れが発生し、続いて梁と引張側袖壁の境界面でひび割れ（肌離れ）が発生した。R=1/400 のサイクルで既存架構の接合部に入隅ひび割れが生じた。R=1/200 のサイクルの正載荷で梁の 1 本目アンカーが降伏し（図 5.4.5, ABL1）、袖壁が取り付く梁（梁の袖壁が接続する領域）にせん断ひび割れが発生した。R=1/133 のサイクルで梁主筋が図 5.4.5 に示す位置（BU4, BL4）で降伏し、既存架構の接合部に斜めひび割れが発生した。R=1/50 のサイクルで写真 5.4.2 に示すように、袖壁の圧壊が生じた。その後、R=-1/33 で負側最大耐力、R=+1/25 で正側最大耐力をそれぞれ記録した。R=1/25 サイクルの載荷終了時、梁主筋が露出し、その座屈が目視で確認された。また、同サイクルで写真 5.4.3 に示すように、梁補強筋の 90° フックが開いた。R=1/17 のサイクルの正載荷で、載荷終了とした。試験体の損傷は梁の袖壁止端部に集中した。一方、袖壁に大きな損傷は生じなかった。図 5.4.6 に試験体のひび割れ状況、写真 5.4.4 に最終破壊の様子をそれぞれ示す。

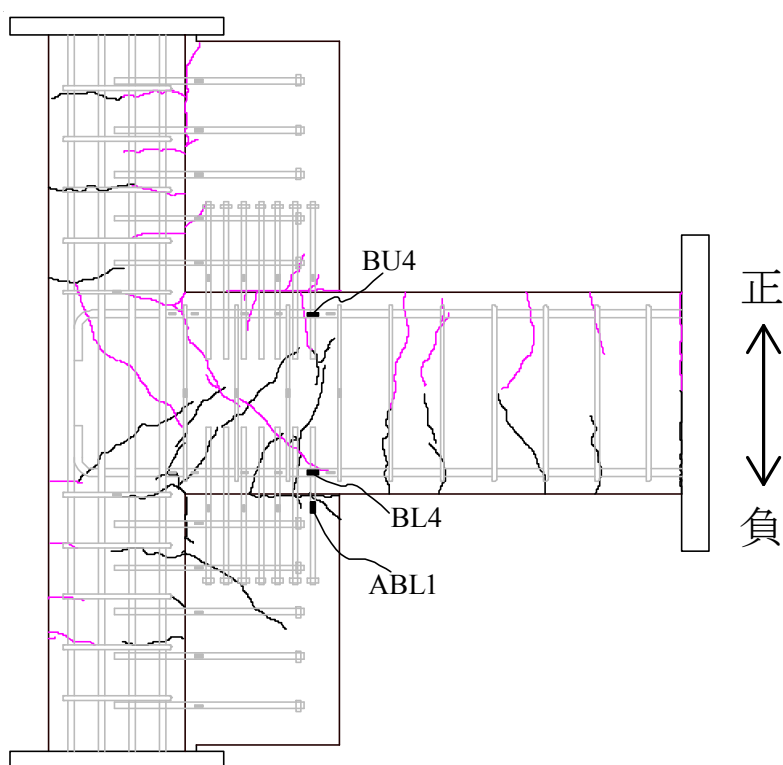


図 5.4.5 鉄筋の降伏位置および破壊状況（1/133 サイクル載荷終了時）

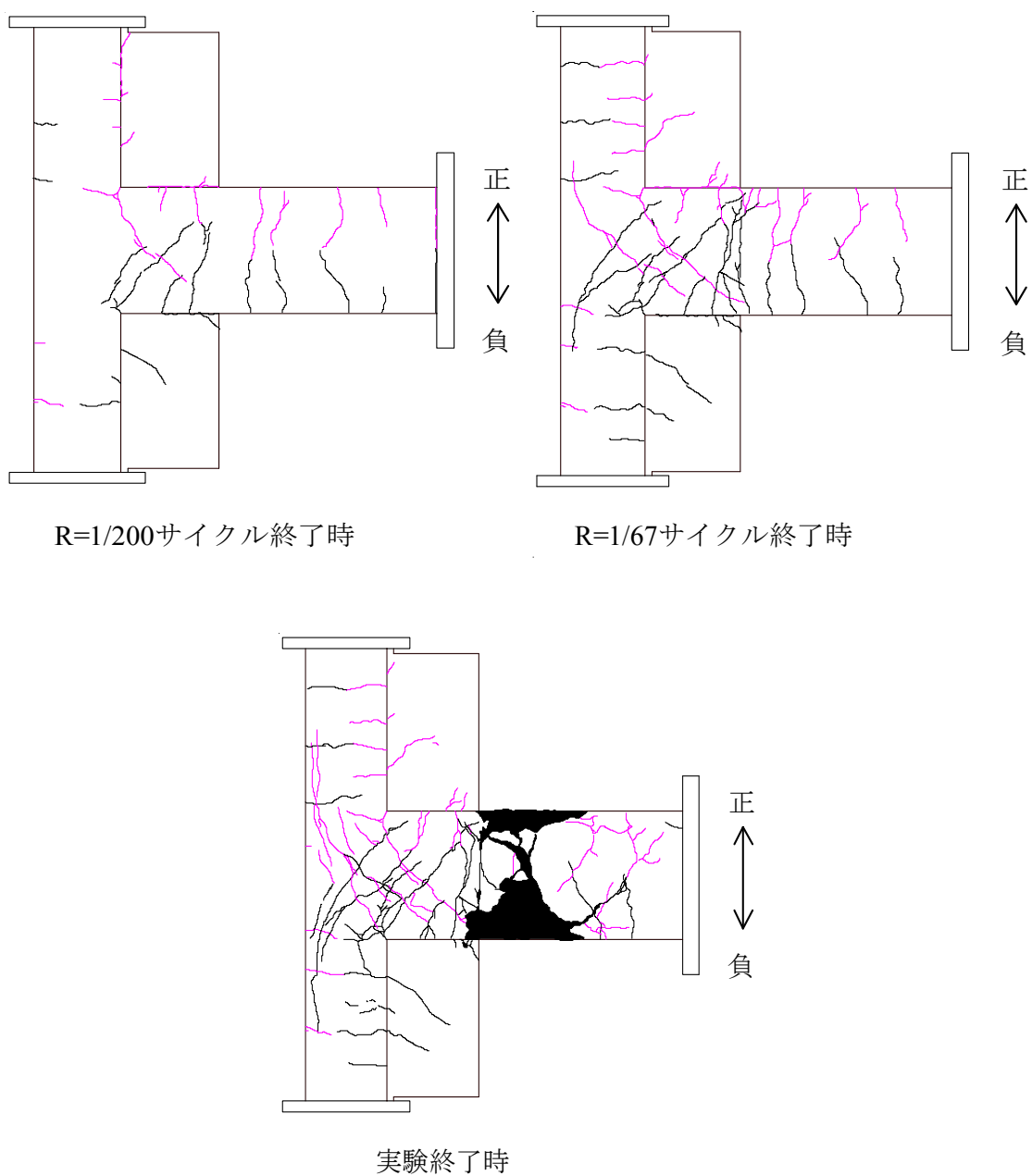


図 5.4.6 連層補強試験体のひび割れ状況

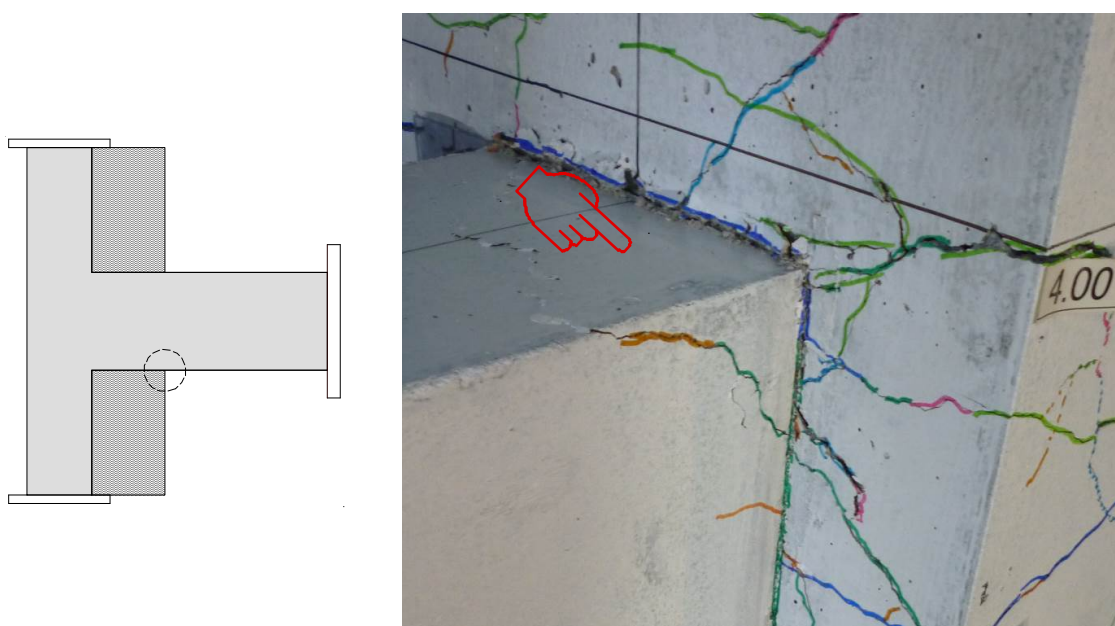


写真 5.4.2 袖壁圧壊の様子 (1/50 サイクル), 左は写真の位置を示す

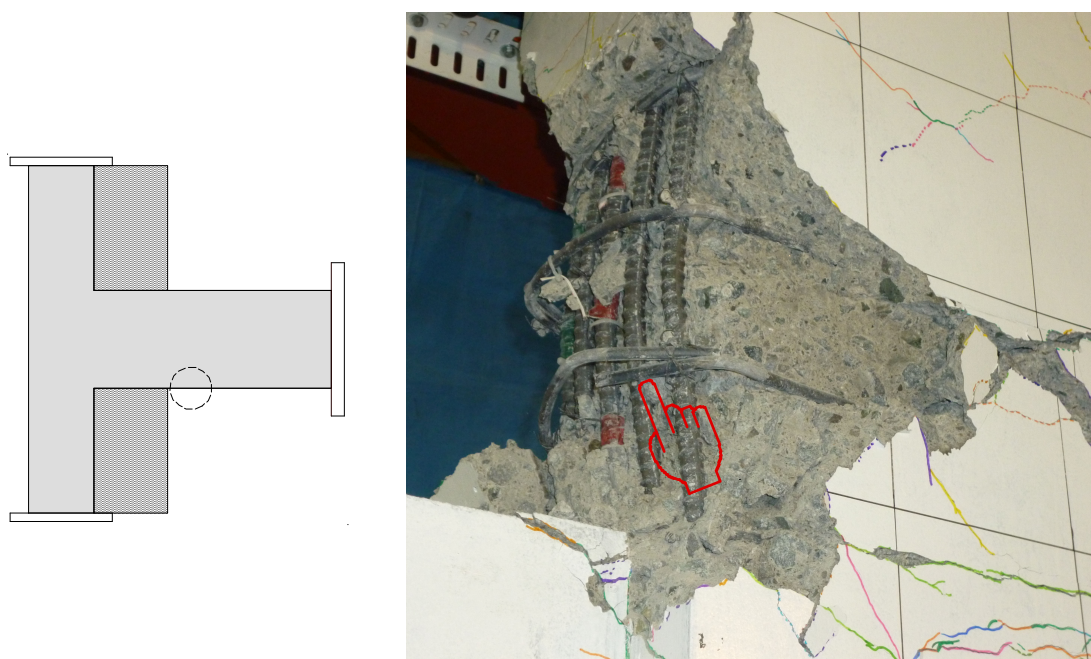


写真 5.4.3 梁補強筋のフックが開いた様子 (1/25 サイクル), 左は写真の位置を示す

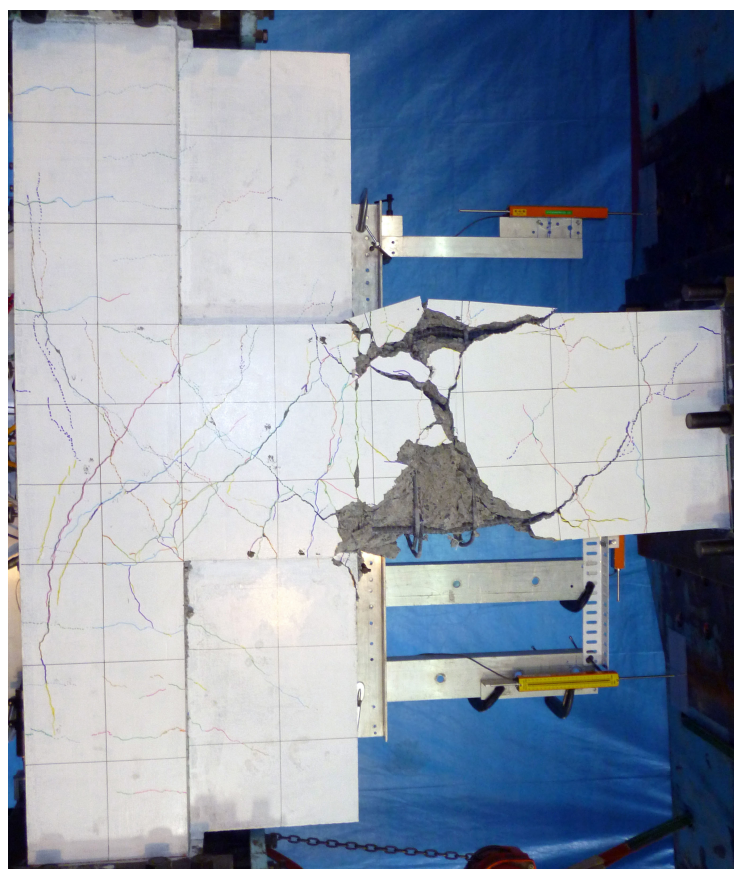


写真 5.4.4 連層補強試験体の載荷終了時の損傷状況

(3) 下層補強試験体：J2-W1

正載荷（袖壁が引張側）時は、 $R=1/800\text{rad}$ のサイクルで上層柱に曲げひび割れ、梁と袖壁の境界面にひび割れ（肌離れ）が順に発生した。 $R=1/400$ のサイクルで既存架構の接合部に入隅ひび割れが発生した。続いて $R=1/133$ のサイクルで接合部に斜めひび割れが発生し、梁の 1 本目アンカー（図 5.4.7, ABL1）が降伏した。 $R=1/100$ のサイクルで梁の 3 本目アンカー（図 5.4.7, ABL3）、梁主筋が 1 本目アンカー位置（図 5.4.7, BL4）で順に降伏した。同サイクルで梁アンカーの埋込深さ位置で躯体コンクリートのコーン状破壊に起因すると判断されるひび割れが発生した（図 5.4.8 中の①）。 $R=1/67$ で最大耐力が記録された。 $R=1/17$ のサイクルで接合部内の柱主筋が露出し、座屈が確認された。

負載荷（袖壁が圧縮側）時は、 $R=1/800\text{rad}$ のサイクルで既存架構の接合部に入隅ひび割れが発生した。 $R=1/200$ のサイクルで既存梁の接合部から袖壁止端にかけて曲げせん断ひび割れが発生した。 $R=1/133$ のサイクルで既存架構の接合部に斜めひび割れが発生した。 $R=1/100$ のサイクルで、梁主筋が袖壁止端位置で降伏した（図 5.4.7, BU5）。 $R=1/67$ で最大耐力が記録された。 $R=1/50$ のサイクルで、袖壁に柱と約 45° の方向にひび割れ（図 5.4.8 中の②）が発生した。 $R=1/33$ のサイクルで、袖壁の圧壊が生じた（写真 5.4.2 と同様の位置）。負載荷時試験体の耐力は正載荷時と大きく相違し、破壊性状も非対称であった。写真 5.4.5 に試験体の最終破壊状況を示す。

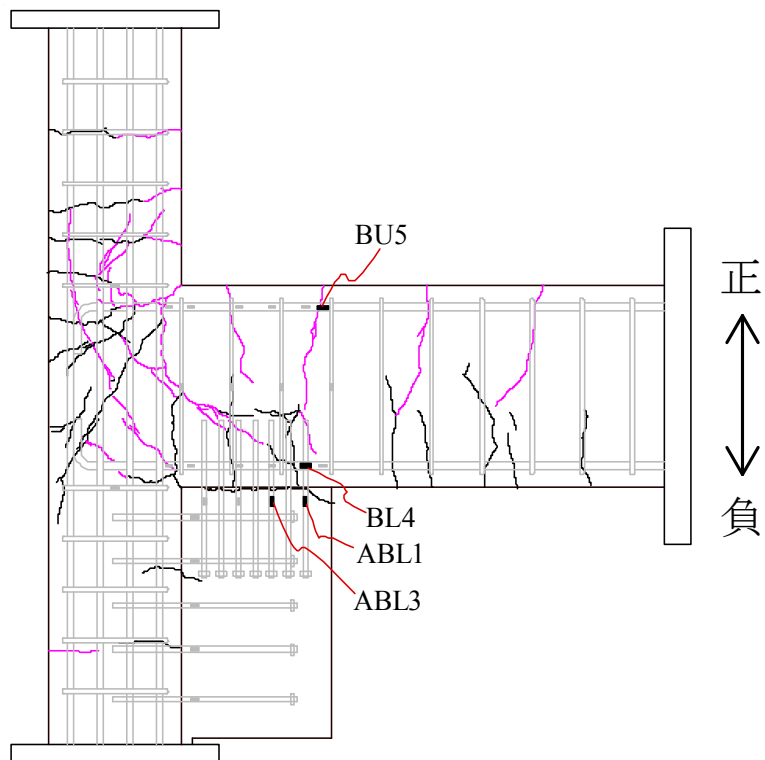
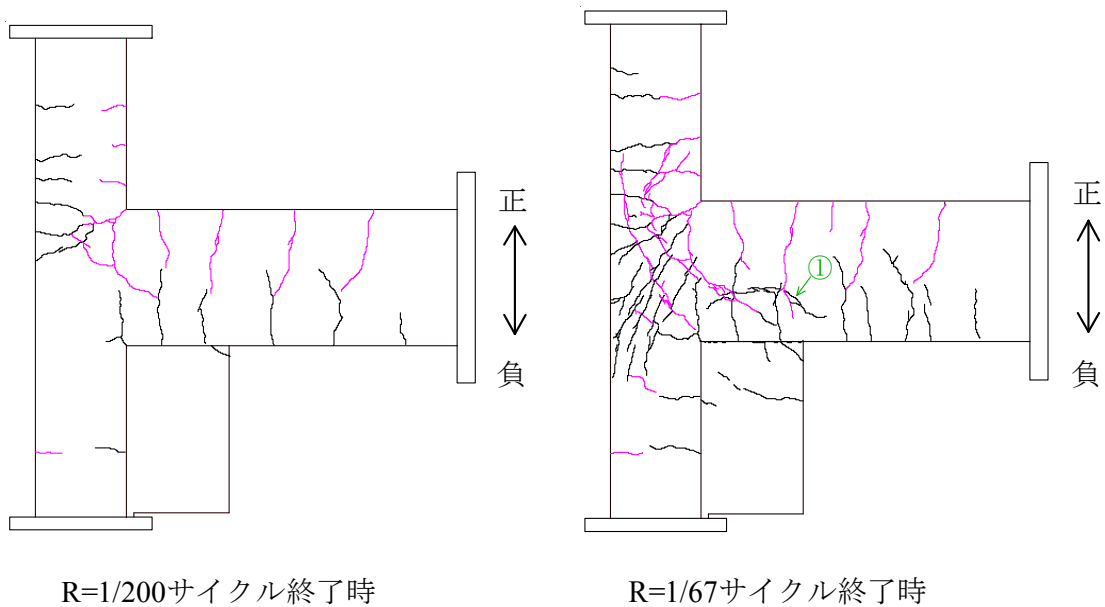
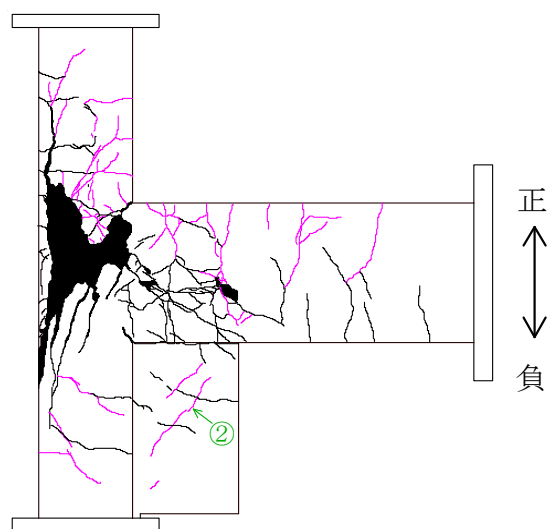


図 5.4.7 鉄筋の降伏位置および破壊状況 (1/100 サイクル載荷終了時)



R=1/200サイクル終了時

R=1/67サイクル終了時



実験終了時

図 5.4.8 下層補強試験体のひび割れ状況

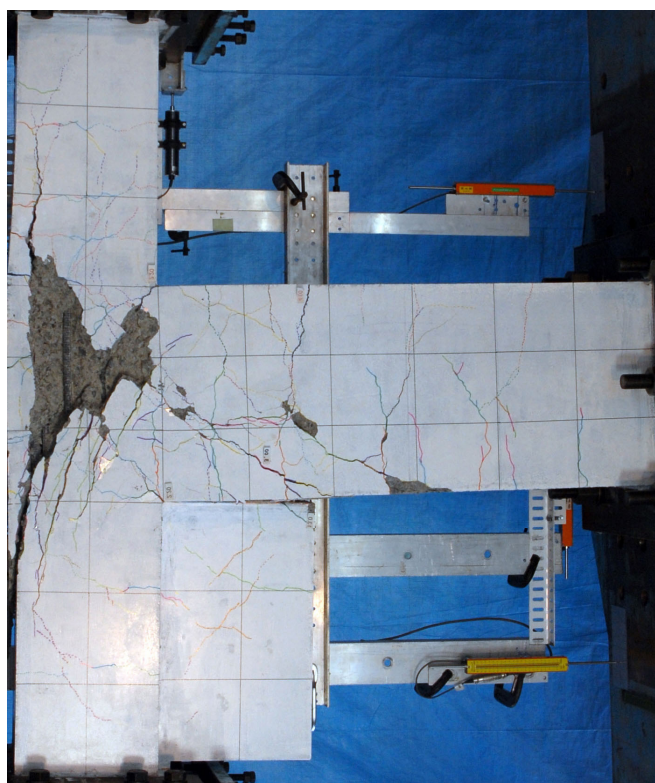


写真 5.4.5 下層補強試験体の最終破壊状況

5.4.2 袖壁と既存梁間境界面での挙動

(1) 引張側袖壁と既存梁境界ひび割れ幅の推移

写真 5.4.6 に示すように、引張側袖壁と既存梁境界でひび割れ（肌離れ）が発生し、拡幅した。図 5.4.9 に両補強試験体の各サイクルピーク時のひび割れ幅の推移を示す。なお、同図(c)に連層補強試験体と下層補強試験体の正載荷時の比較を示す。下層補強試験体の境界面でのひび割れ幅が連層補強試験体を上回る傾向が見られる。

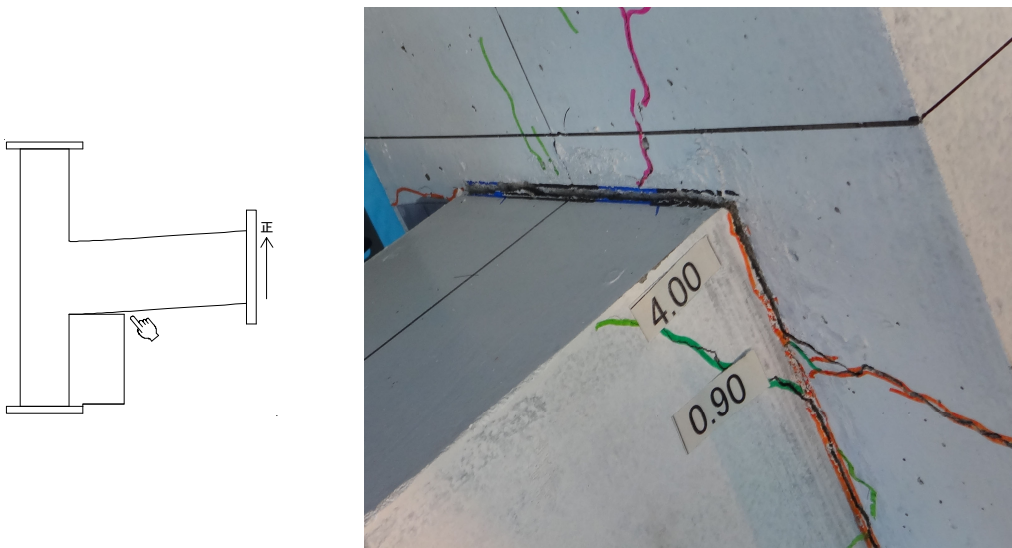
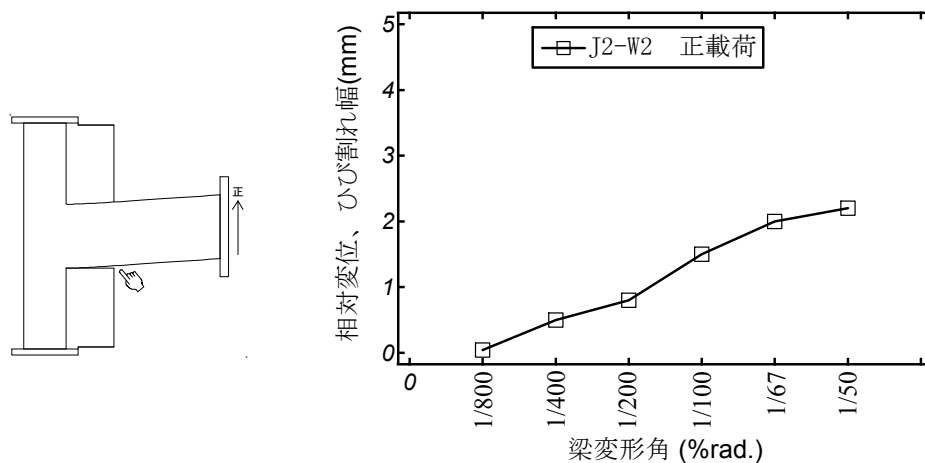
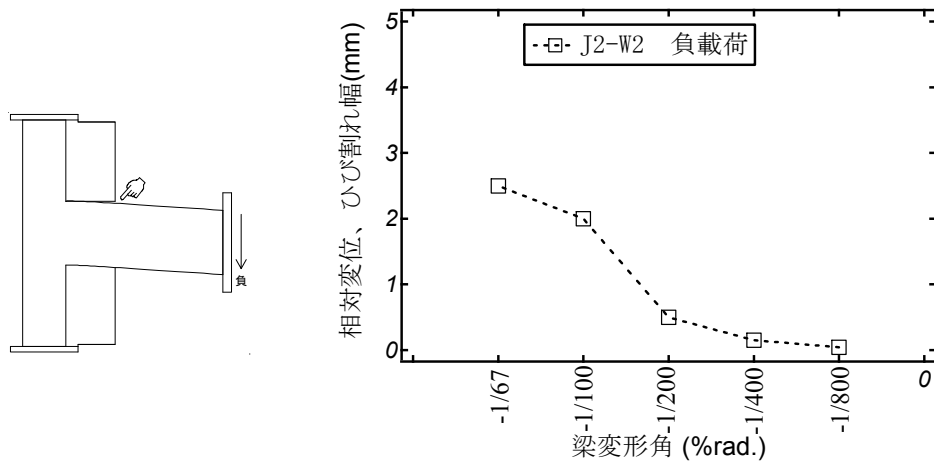


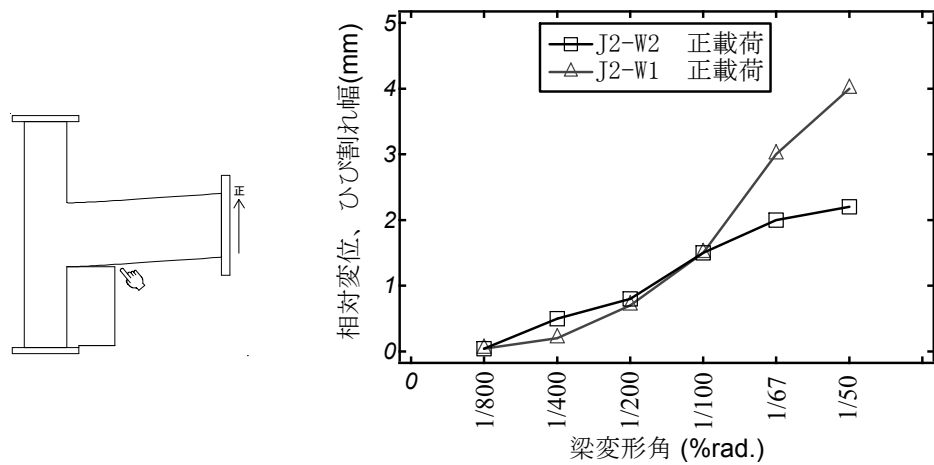
写真 5.4.6 袖壁と既存梁の境界面でのひび割れ (J2-W1, R=+1/67), 左は写真の位置



(a) 連層補強試験体の正載荷時



(b) 連層補強試験体の負荷荷時

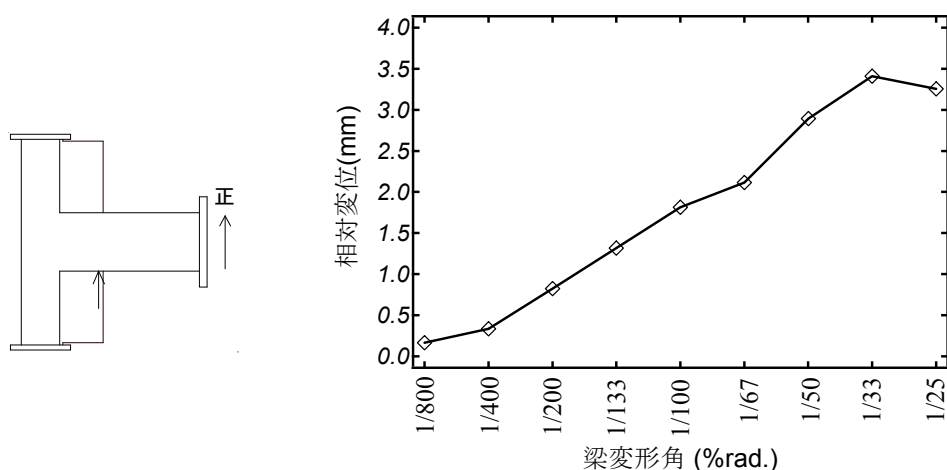


(c) 両補強試験体の正荷荷時の比較

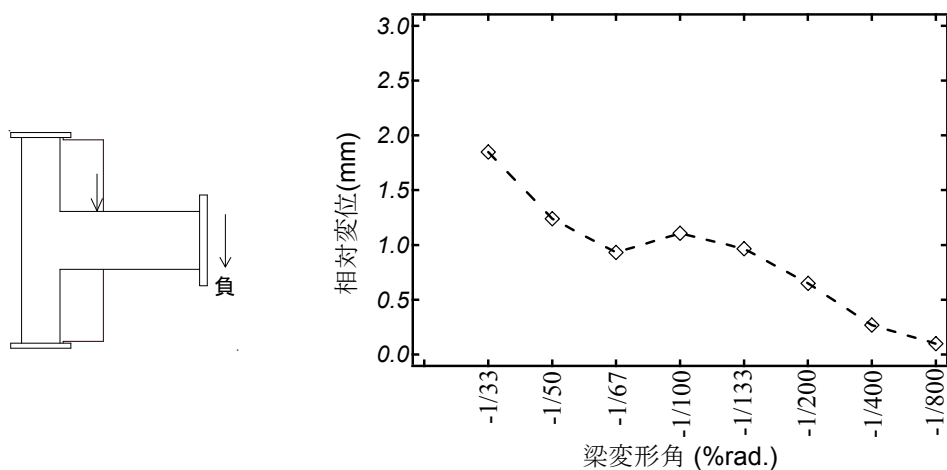
図 5.4.9 袖壁と既存梁の境界面でのひび割れ幅の推移，左はひび割れの位置

(2) 引張側袖壁と既存梁の相対的な離間変位の推移

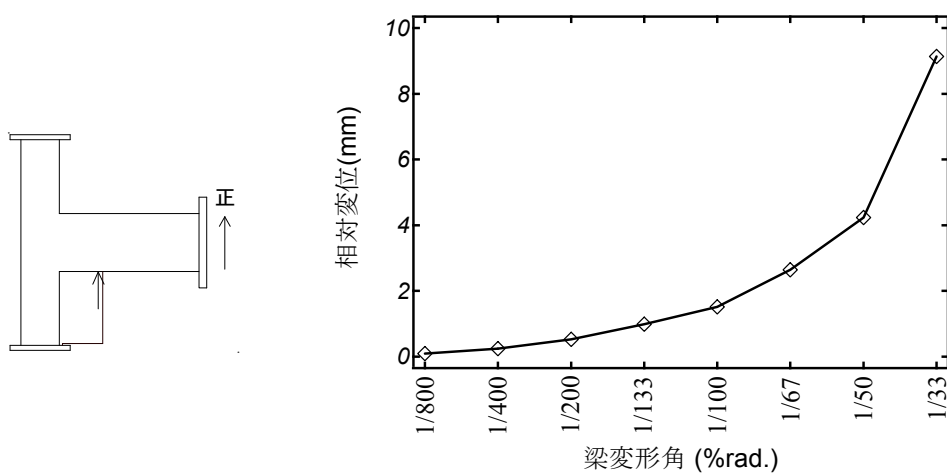
図 5.3.8 に示した変位計 D21, D25 より計測された引張側袖壁と既存梁の相対的な離間変位の各試験体の最大耐力まで各サイクルピーク時の推移を図 5.4.10 に示す。



(a) 連層補強試験体の正載荷時 (図 5.3.8 の D21 より)



(b) 連層補強試験体の負載荷時 (図 5.3.8 の D25 より)



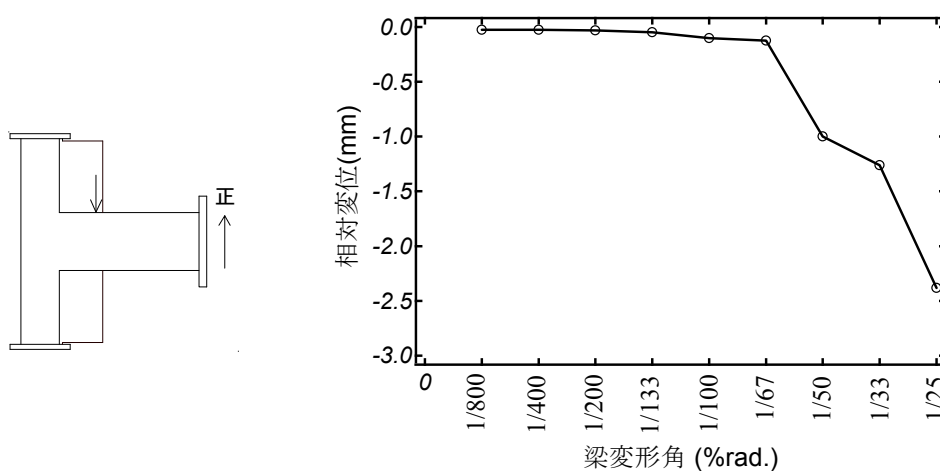
(c) 下層補強試験体の正載荷時 (図 5.3.8 の D21 より)

図 5.4.10 袖壁と既存梁の相対的な離間変位の推移, 左は計測位置

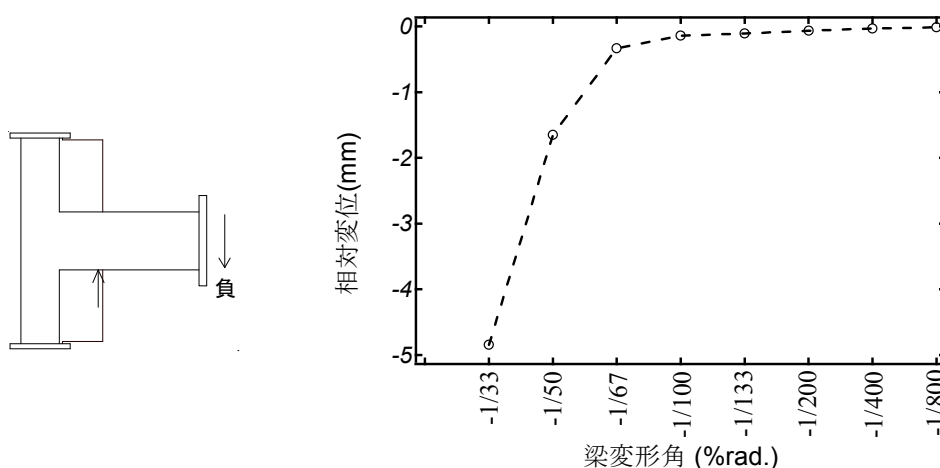
図 5.4.10 より、荷重の進行に伴い、引張側袖壁と既存梁の相対離間変位が大きくなる傾向があり、下層補強試験体のほうが連層補強試験体より大きいことを確認した。これらの変位は主に前述した袖壁と既存梁の境界面でのひび割れ拡幅によるものとする。

(3) 圧縮側袖壁と既存梁境界の相対圧縮変位

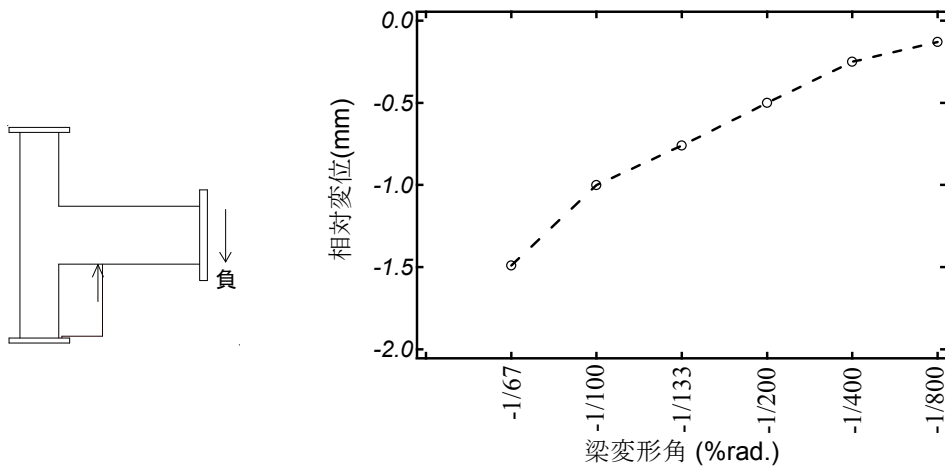
図 5.3.8 に示した変位計 D21, D25 より計測された圧縮側袖壁と既存梁の相対的な圧縮変位の各試験体の最大耐力まで各サイクルピーク時の推移を図 5.4.11 に示す。



(a) J2-W2 正荷重方向 (図 5.3.8 の D25 より)



(b) J2-W2 負荷重方向 (図 5.3.8 の D21 より)



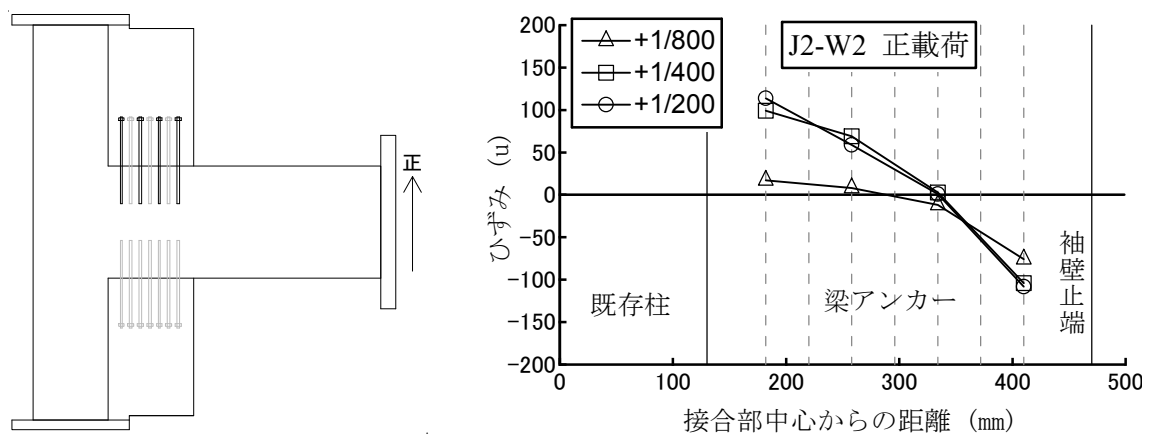
(c) J2-W1 負荷荷方向 (図 5.3.8 の D21 より)

図 5.4.11 圧縮側袖壁と既存梁の相対圧縮変位, 左は計測位置

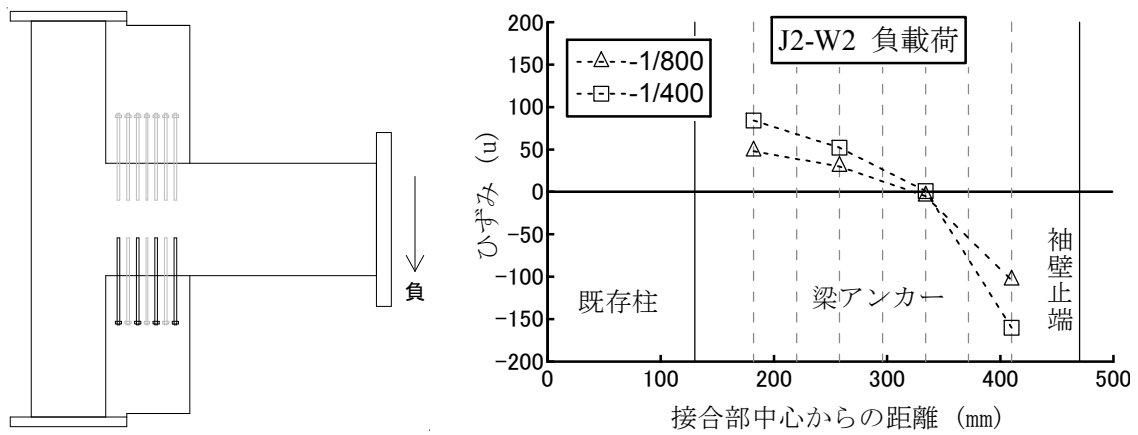
図 5.4.11 より, 荷重の進行に伴い, 圧縮側袖壁と既存梁の相対圧縮変位が大きくなる傾向が見られる。圧縮変位が袖壁の圧縮ひずみにより生じたと考えると, 圧縮側袖壁と既存梁間の圧縮力伝達が荷重の進行に伴い, 大きくなったと推定される。

(4) 圧縮側梁アンカーのひずみ度

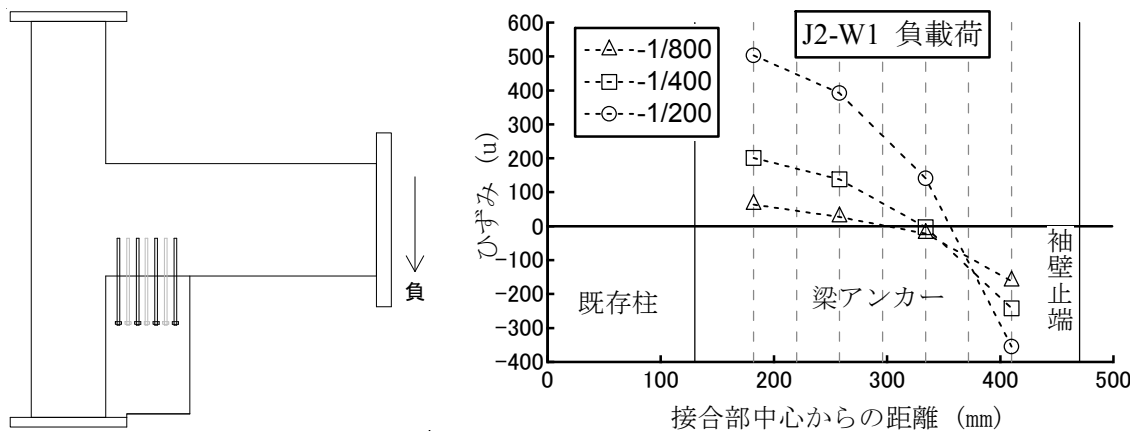
圧縮側袖壁の梁アンカーのひずみより, 袖壁と既存梁間圧縮力の変化の傾向を推察する。図 5.4.12 に圧縮側袖壁の 1 本目アンカーが降伏する前の各サイクルの圧縮側袖壁の梁アンカーのひずみを示す。なお, 同図の左に着目するアンカー (黒色のアンカー) を示す。



(a) 連層補強試験体の正載荷時



(b) 連層補強試験体の負荷荷時



(c) 下層補強試験体の負荷荷時

図 5.4.12 圧縮側袖壁の梁アンカーのひずみ分布

図 5.4.12 より、圧縮側袖壁の梁アンカーの圧縮ひずみが袖壁止端に近いほど大きいことを確認できる。また、載荷の進行に伴い、アンカーのひずみが大きくなることにより、袖壁と既存梁間の圧縮応力が大きくなったと推察される。また、同図の(b)、(c)より、下層補強試験体のアンカーのひずみは連層補強試験体を大きく上回ったことが確認できる。

5.4.3 耐力および破壊機構

図 5.4.1 に示すように、無補強試験体 J2 の最大耐力 (+106/-100kN.m) は、第 3 章の同一構造詳細の試験体 J1 の接合部耐力を 1 割程度上回ったものの、梁曲げ降伏時の耐力および接合部のせん断終局強度を大きく下回った。損傷は接合部に集中し、接合部破

壊先行型の破壊性状を呈した。

連層補強試験体 J2-W2 の最大耐力は正負側ともに無補強試験体の 1.8 倍程度となり、梁の曲げ降伏時耐力(表 5.3.4 参照)を上回った。最大耐力に到達前に梁主筋が降伏し(図 5.4.5 参照)、損傷が梁の袖壁止端に集中した結果を含め、梁曲げ降伏先行型の破壊機構が形成されたことを裏付けている。

下層補強試験体 J2-W1 について、袖壁が圧縮される場合の最大耐力は J2-W2 と同じく 80%程度向上し、袖壁止端での梁降伏時耐力を上回った。一方、袖壁が引張られる場合の最大耐力は 40%程度向上し、既存架構の梁端降伏時の曲げ耐力を上回ったが、袖壁止端降伏時の耐力を 10%程度下回った。図 5.4.13 には梁の 1 本目アンカーが降伏する(図 5.4.7 参照)までのサイクルのピーク時における梁アンカー筋の応力分布を示す。袖壁が引張側のとき、最大耐力が限定的な向上に留まった原因として、補強設計ではアンカー一群が同時に引張強度を発現すると仮定したが、実際には袖壁外端のアンカーは引張強度を発現したものの内側のアンカーほど引張応力が小さく不均一であった結果、袖壁止端で梁降伏に至る前に引張応力負担が大きいアンカー付近から躯体コンクリートが図 5.4.8 に示すようなコーン状破壊し始め、設計で想定した引張強度(図 5.3.5)が得られなかったためと考えられる。

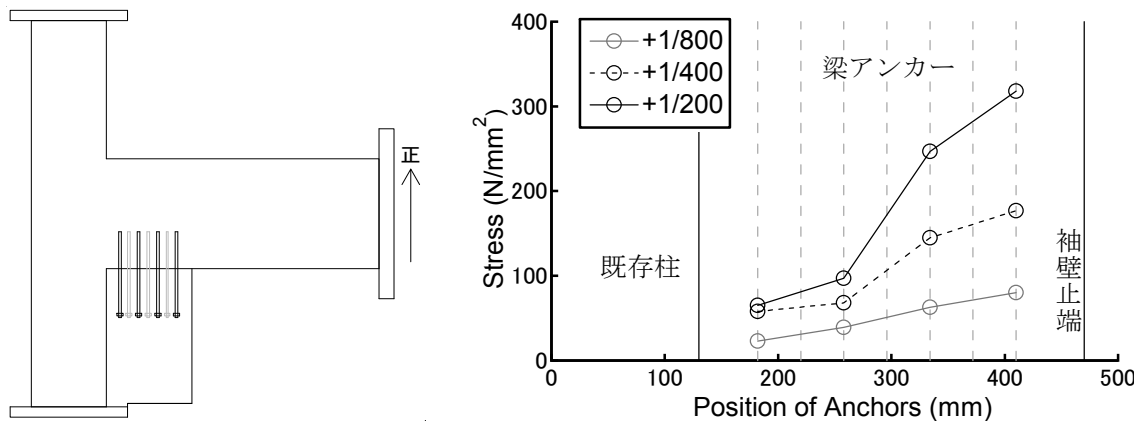


図 5.4.13 下層補強試験体の梁アンカーの応力分布 (左図の黒色のアンカー)

5.4.4 変形性能

試験体の耐力が最大耐力の 80%まで低下する際の変形角を限界変形角として定義し、図 5.4.14 に各試験体性能(図 5.4.1~図 5.4.3)の包絡線で比較した結果を示す。なお、

連層補強試験体の負荷荷方向では、載荷終了まで耐力は 80%まで低下しなかったため、その限界変形角は載荷終了時の $R=4\%$ rad.以上である。連層補強試験体の変形性能は無補強試験体並びに下層補強試験体よりも大きく向上した。下層補強試験体も無補強試験体よりとくに負側で 30%以上の高い変形性能を示したが、袖壁止端の梁降伏が形成されなかった正側の変形性能の向上は限定的であった。連層補強試験体の変形性能は下層補強試験体を正側で約 1.4 倍上回った。袖壁補強により接合部破壊を抑制することで架構の変形性能が向上することを確認した。

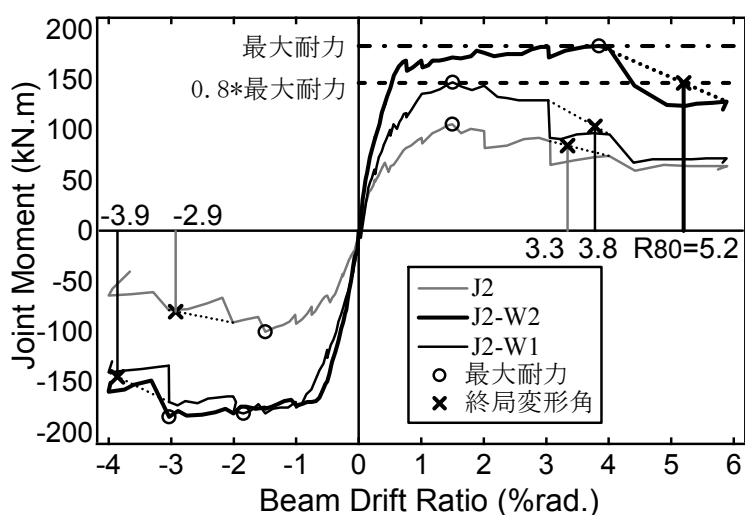
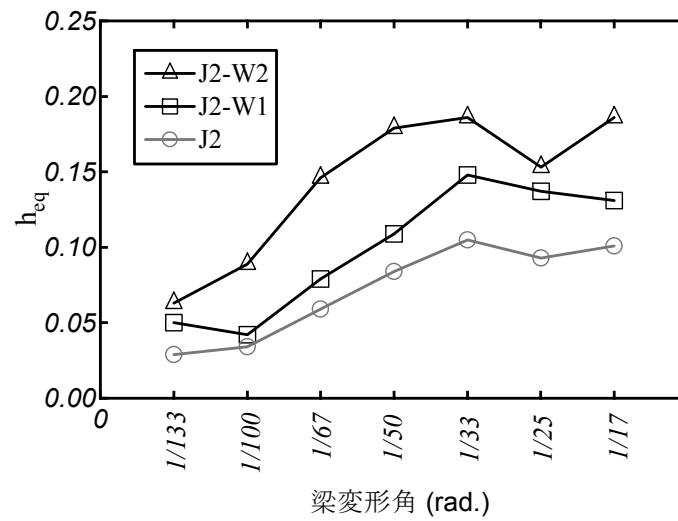


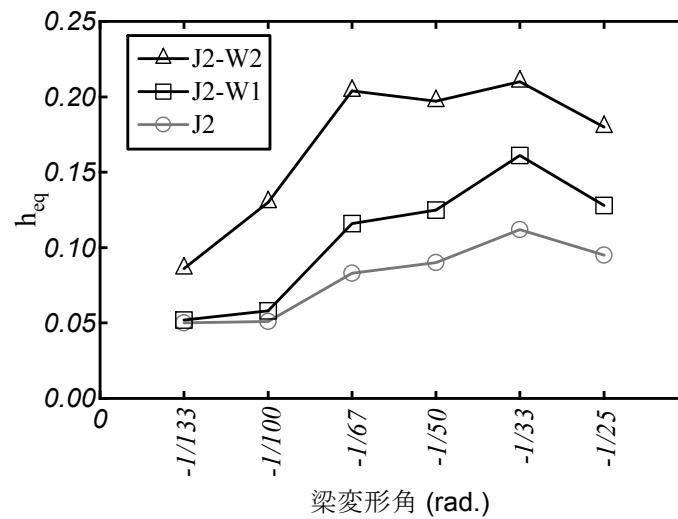
図 5.4.14 各試験体の変形性能の比較

5.4.5 履歴減衰

4.6.4 節で示した方法で本実験の全試験体の各サイクルの等価粘性減衰定数 h_{eq} を計算する。ここで、連層補強試験体の梁主筋が降伏した $R=1/133$ サイクル後の各サイクルの結果を、正および負載荷別に比較して図 5.4.15 に示す。



(a) 正載荷



(b) 負載荷

図 5.4.15 各試験の等価粘性減衰定数

図 5.4.15 より、2 体の補強試験体の等価粘性減衰定数が無補強試験体よりも向上した。下層補強試験体では、袖壁が引っ張られる正載荷では平均的に 4 割程度向上、負載荷では 3 割程度向上した。連層補強試験体では、正負側ともに無補強試験体の 2 倍以上となった。各試験体の履歴減衰の比較により、補強によりエネルギー吸収特性が向上する効果を確認した。

5.5 接合部の終局モーメントの算定

本論の実験結果を表 5.3.4 (124kN.m) と比較すると、現行の日本の指針式¹⁾ではせん断補強筋がない柱梁接合部の耐力を正しく評価できないことを確認できる。一方、文献 27) では外柱梁接合部の構造詳細を考慮し、終局抵抗モーメントの算定方法が示されている。そこで、本稿の無補強試験体の曲げ耐力を同文献の方法で算定した結果をまとめる。

接合部の仮想ひび割れ面上の応力を図 5.5.1 に示す。左図は外力およびコンクリートの応力、右図は鉄筋の応力を示す。ただし、図 5.5.1 中の C_{3x} 、 C_{3y} は応力負担がないものと仮定されている。筆者らの実験でも C_{3x} 、 C_{3y} の位置におけるひび割れは最大耐力時に閉じていなかったため、同仮定を採用した。よって、上柱、下柱それぞれについての水平、鉛直方向の力の釣り合いから、鉄筋の応力および外力でコンクリートの応力が表せる。コンクリートおよび鉄筋の応力の接合部中心に対するモーメントの和を接合部の抵抗モーメントとし、材料の降伏条件を用いて終局モーメントを算定する。ここで、鉄筋とコンクリートの降伏条件によって 4 つの変形機構が想定され、それらの最小値が接合部の終局モーメントとして得られる。

この算定法を本実験の無補強試験体 J2 に適用し、終局モーメントを算定した。ただし、本研究で用いた試験体では梁主筋の折曲げ余長は短いため、折り曲げ部の引張力(図 5.5.1 の T_{ah} 、 T_{av}) は 0 とした。その結果、変形機構 I が最小となり、正載荷方向では +101.2kN.m、負載荷方向では -100.3kN.m となった。実験値 (+106/-100kN.m) と概ね一致しており、本算定法により、せん断補強筋のない T 形接合部の耐力を評価できることを確認した。

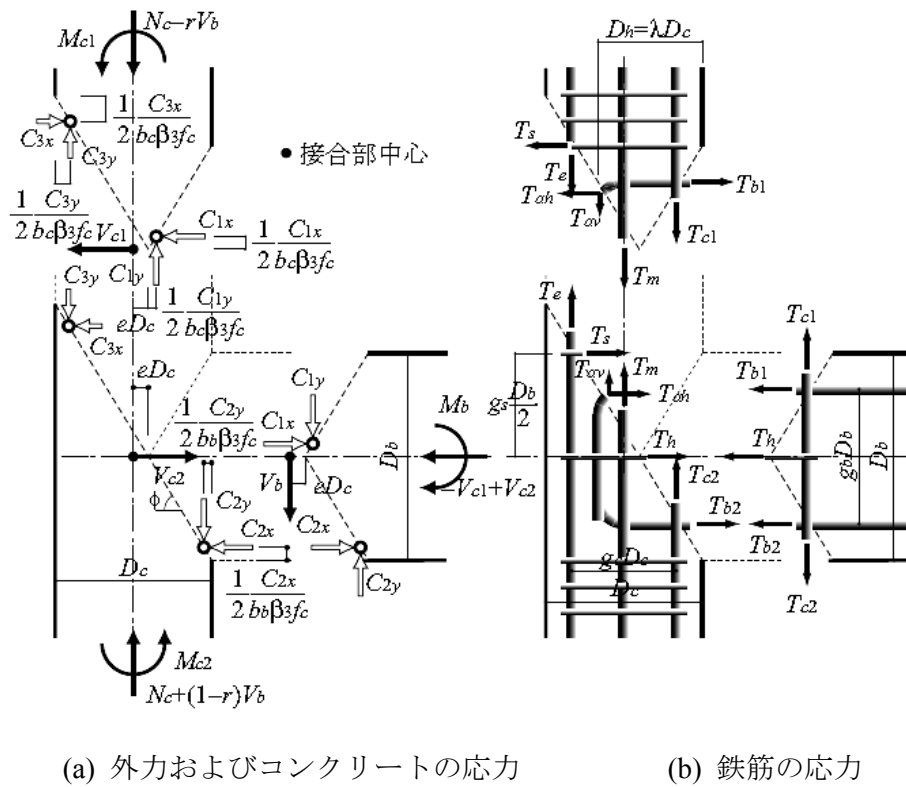


図 5.5.1 接合部仮想断面上の応力²⁷⁾

5.6 まとめ

第 5 章では、外柱梁接合部の袖壁増設補強法を提案し、補強の有無ならびに補強量（梁の上下層または下層）をパラメータとする検証実験を行い、以下の知見が得られた。

- (1) 無補強試験体では、最大耐力は梁の曲げ降伏時耐力を大きく下回った。損傷が接合部に集中し、接合部破壊先行型破壊モードとなった。
- (2) 連層補強試験体では、梁降伏が先行し、損傷は梁端部に集中した。袖壁補強により、架構の破壊モードが接合部破壊先行型から梁曲げ降伏先行型に変化した。変形性能が無補強試験体より大幅に向上した。
- (3) 下層補強試験体では、袖壁が圧縮側となる負荷荷時、袖壁止端での梁降伏機構を形成した。一方、正載荷時、梁の曲げ降伏機構の形成は確認できなかった。
- (4) 袖壁と既存梁の境界面における挙動を分析し、载荷の進行に伴い、引張側袖壁と既存梁間の境界面ひび割れ幅すなわち引張力伝達と、圧縮側袖壁と既存梁間の圧縮力伝達がともに上昇することを確認した。

- (5) 文献 27)の方法でせん断補強筋がない外柱梁接合部の終局モーメントを評価できることを確認した。

外柱梁接合部を補強する袖壁の暫定的な設計では、引張側袖壁のアンカーの引張力で接合部の抵抗モーメントを向上する概念を用いたが、結果的には圧縮側袖壁が補強に有意に作用したことを踏まえ、外柱梁接合部の補強設計では、両側袖壁の補強効果を同時に考慮する設計法の提案が必要である。

第6章 袖壁増設による接合部補強機構

6.1 はじめに

第 5 章では、途上国のせん断補強筋のない外柱梁接合部の補強法として、袖壁増設工法を提案し、検証実験を行った。下層補強試験体では、袖壁が圧縮側となる負荷荷時の最大耐力および変形性能がともに正載荷時より優れた耐震性能が示されており、袖壁の引張力負担のみを期待した暫定的な補強設計法の見直しが必要である。本章では、引張側袖壁のアンカー引張力と圧縮側袖壁の支圧力がともに接合部の補強に寄与する機構をモデル化する。

6.2 補強機構の提案

第 5 章の実験より、補強試験体の袖壁と既存梁の境界面での挙動を以下にまとめる。載荷の進行に伴い、

- ・ 引張側袖壁と既存梁間に取りつけた変位計による相対的な離間量およびひび割れ幅、梁アンカーの引張ひずみ度が大きくなる。また、接合部から遠いほどひび割れ幅、梁アンカーの引張ひずみ度が大きい。すなわち、ひび割れ幅は袖壁止端位置で最大であり、梁と袖壁間のアンカーの負担応力は最外縁のアンカーが最大である。
- ・ 圧縮側袖壁と既存梁間に取りつけた変位計による相対的な圧縮変位、梁アンカーの圧縮ひずみが大きくなる。接合部から遠いほど梁アンカーの圧縮力負担が大きくなる。

以上の実験で観察された現象より、袖壁と既存梁間には、図 6.2.1 に示すように、引張側袖壁に設置した梁アンカーの引張力と圧縮側袖壁の支圧力が存在すると推定される。ここでは、その引張力と支圧力を考慮した補強機構を提案する。

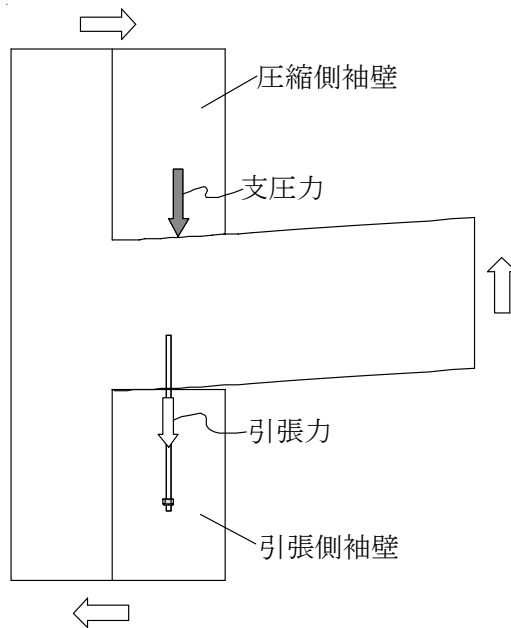


図 6.2.1 袖壁と既存梁の境界面で力の伝達

図 6.2.2 に無補強外柱梁接合部の各部材の地震力によるモーメント分布を示す。ただし、上/下層柱の長さは等しく (L_c)、反曲点は部材中央にあると仮定する。 M_c/M_b は部材危険断面でのモーメント、 jM_c/jM_b は M_c/M_b を接合部中心の節点モーメントに換算したものである。架構の耐力 M_f および破壊モードは式(6.2.1)で評価される。

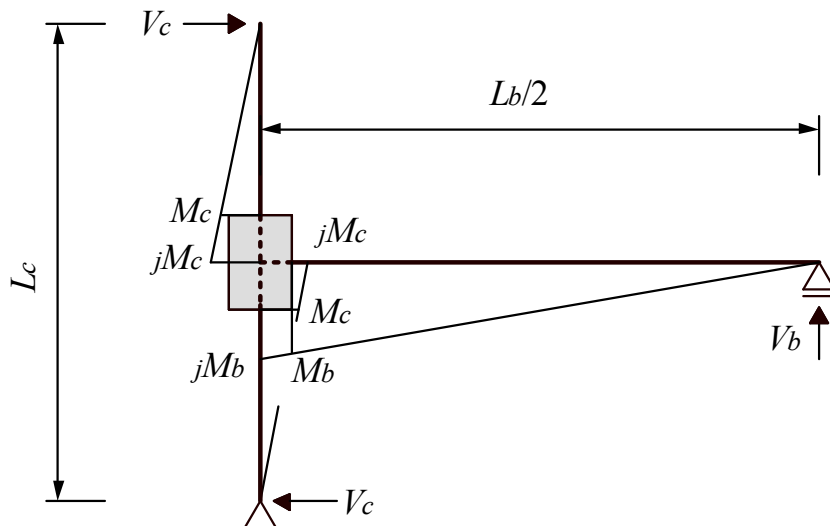


図 6.2.2 無補強外柱梁接合部のモーメント分布

$$M_{fy} = \min(2 {}_jM_{cy}, {}_jM_{by}, M_j^*) \quad (6.2.1)$$

$${}_jM_{cy} = M_{cy} \cdot \frac{L_c}{L_c - d_b} \quad (6.2.2)$$

$${}_jM_{by} = M_{by} \cdot \frac{L_b}{L_b - d_c} \quad (6.2.3)$$

ここで、 ${}_jM_{cy}/{}_jM_{by}$ は図 6.2.2 の M_c/M_b として部材の曲げ強度 (M_{cy}/M_{by} , 表 5.3.4 参照) を代入し節点モーメントに置換した値であり、それぞれ式(6.2.2), (6.2.3)より計算される。 d_b/d_c は梁/柱のせいである。 M_j^* は接合部の終局モーメントであり、5.5 節で示した文献 27)の方法により計算する。前述した無補強試験体 J2 では、 M_j^* が最小となり、接合部破壊が先行したと解釈できる。

図 6.2.3 に袖壁増設による補強を施した架構のモーメント分布を示す。なお、ここでは試験体の破壊機構と整合させて、補強により梁降伏する場合について例示する。

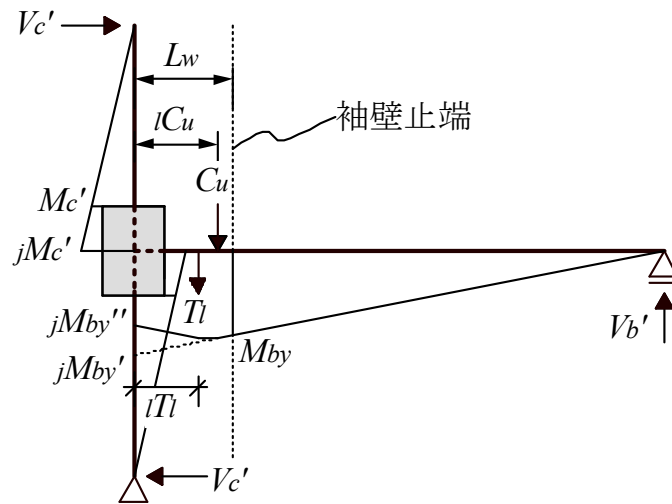


図 6.2.3 外柱梁接合部袖壁補強機構

梁が袖壁止端で降伏する場合に、梁と袖壁境界の応力伝達 (図中の上層袖壁の圧縮力 C_u と下層袖壁の引張力 T_l) を無視すると、節点モーメント ${}_jM_{by}'$ は式(6.2.3)と同様に式 (6.2.4)より評価される。ここで、実際には梁と袖壁境界に図 6.2.1 に示す応力伝達が生じるため、これらの応力を簡便に評価する。本研究の試験体は上下層柱のモーメント分布は点対称であるため、式(6.2.4)の ${}_jM_{by}'$ を用いて袖壁付き柱端部のモーメント M_c' は式 (6.2.5)より得られ、これを同断面に作用する 1 組の偶力との釣り合い (上層袖壁付き柱

の断面に作用する引張応力 T_u または圧縮応力 C_u と応力中心間長さ j_u の積、下層袖壁付き柱の断面に作用する引張応力 T_l または圧縮応力 C_l と応力中心間長さ j_l の積) として表現すると式(6.2.6)の通りである (同式では、簡便に概念を解説するため、下層柱の変動軸力は無視して表現した)。式(6.2.6)の C_u 、 T_l が袖壁の梁に作用する支圧力と引張力に相当するため、式(6.2.4)の ${}_jM_{by}'$ は式(6.2.7)の ${}_jM_{by}''$ に修正され、すなわち、既存接合部の負担する節点モーメントの割合が袖壁からの支圧力、引張力により減少する。以下ではこうして得られる ${}_jM_{by}''$ を既存接合部負担モーメントと呼称する。

$${}_jM_{by}' = M_{by} \cdot \frac{L_b}{L_b - 2L_w} \quad (6.2.4)$$

$$M_c' = \frac{l}{2} {}_jM_{by}' \cdot \frac{L_c - d_b}{L_c} \quad (6.2.5)$$

$$M_c' = T_u \cdot j_u = C_u \cdot j_u = T_l \cdot j_l = C_l \cdot j_l \quad (6.2.6)$$

$${}_jM_{by}'' = {}_jM_{by}' - C_u \cdot l_{Cu} - T_l \cdot l_{Tl} \quad (6.2.7)$$

袖壁を設計するため、既存接合部負担モーメント ${}_jM_{by}''$ が式(6.2.8a)を満足し既存架構接合部の終局モーメント M_j^* を下回る場合に接合部破壊が防止されると考える。また、式(6.2.8a)は式(6.2.8b)に置き換わり、同式の右辺を補強した接合部の曲げ耐力 (M_{rj}^*) として、式 6.2.9 のように定義する。補強架構の耐力 M_{rfy} および破壊モードを式(6.2.1)と同様に表記すると、式(6.2.10)のように表現される。

$${}_jM_{by}'' < M_j^* \quad (6.2.8a)$$

$${}_jM_{by}' < M_j^* + C_u \cdot l_{Cu} + T_l \cdot l_{Tl} \quad (6.2.8b)$$

$$M_{rj}^* = M_j^* + C_u \cdot l_{Cu} + T_l \cdot l_{Tl} \quad (6.2.9)$$

$$M_{rfy} = \min(2{}_jM_{cy}^{\ast}, {}_jM_{by}', M_{rj}^*) \quad (6.2.10)$$

※5.3 節と同様に本試験体は袖壁を無視した既存柱の耐力 ($2{}_jM_{cy}$) が梁の耐力 (${}_jM_{by}'$) を上回るため袖壁を無視した表記とした。

6.3 解析による C/T の算定法および既存梁モーメント分布の推定

式(6.2.7)より既存接合部負担モーメントもしくは式(6.2.9)より補強した接合部の耐力を求めるため、袖壁の支圧力 C および引張力 T およびそれぞれの接合部芯との距離 l_c , l_t の算定が必要となる。ここで、その理論的な算定法について、連層補強試験体を例に説明する。

正載荷時、図 6.2.3 に示すように、上層袖壁が圧縮され、下層袖壁が引っ張られる。なお、実験時に上層柱（図 5.3.6 の右側柱）の端部はローラー支承であり、柱に変動軸力は生じない。一方、下層柱（図 5.3.6 の左側柱）の端部はピン支承であり、柱に梁せん断力 V_b' に相当する変動軸力（正載荷では引張、負載荷では圧縮）が生じる。梁の袖壁止端降伏時における上/下層袖壁付き柱の危険断面のモーメント（図 6.2.3 に M_c' ）を式(6.2.5)より求め、断面の平面保持に基づく応力解析を行った。ここで、図 6.2.1 に示すように、梁の変形が生じる場合、厳密には平面保持が成立しない可能性があるが、代替手段が考えにくいため、ここでは平面保持を仮定し、その仮定の是非については実験結果との比較を通じて本章の中で検証する。解析では材料特性をコンクリートは弾性、鉄筋は表 5.3.3 の降伏強度を有するバイリニア型に置換し、下層柱に対しては上記の通り変動軸力を考慮した。上/下層袖壁付き柱の応力解析結果を図 6.3.1(a)に示す。圧縮側袖壁の支圧力 C_c 、圧縮側/引張側袖壁各アンカーの圧縮力 C_{si} /引張力 T_{si} 、および中立軸深さ x_n が同図の通り求められた。

既存接合部負担モーメント ${}_jM_{by}''$ は式(6.3.1)の通り算定され、5.5 節で求めた既存架構接合部の終局モーメント M_j^* (101.2kN.m) を下回り、式(6.2.8a)を満足することを確認できる。

$${}_jM_{by}'' = {}_jM_{by}' - C_c \cdot l_c - \sum_{i=1}^5 (C_{si} \cdot l_{ci}) - \sum_{i=1}^7 (T_{si} \cdot l_{ti}) = 64kN.m \quad (6.3.1)$$

同様に、補強した接合部の耐力 M_{rj}^* を式(6.3.2)の通り算定され、梁が袖壁止端で降伏すると仮定した節点モーメントを ${}_jM_{by}'$ (表 5.3.4, 164kN.m) 上回り、式(6.2.8b)を満足することを確認できる。

$$M_{rj}^* = M_j^* + C_c \cdot l_c + \sum_{i=1}^5 (C_{si} \cdot l_{ci}) + \sum_{i=1}^7 (T_{si} \cdot l_{ti}) = 202kN.m \quad (6.3.2)$$

$$l_c = \frac{d_c}{2} + l_w - \frac{x_n}{3} \quad (6.3.3)$$

ここで、 l_c は圧縮側袖壁のコンクリート支圧力の重心と接合部中心間距離であり、式(6.3.3)より求める。 l_{ci}/l_{li} は圧縮側/引張側袖壁の i 本目アンカーと接合部中心間距離、 d_c は既存柱のせい、 l_w は袖壁の長さである。他の記号は前述、または図 6.3.1 に参考されたい。

また、式(6.2.10)より、補強試験体の耐力および破壊モードは式(6.3.4)の通りである。第 5 章で示した連層補強試験体の実験結果と一致する。

$$M_{rfy} = \min(2_j M_{cy}^*, {}_j M_{by}', M_{ij}^*) = \min(178, 164, 202) = 164 \text{ kN.m} \quad (6.3.4)$$

コンクリートの支圧力 C_c とアンカーの圧縮力 C_{si} /引張力 T_{si} の効果を考慮して、既存梁のモーメント分布を式(6.3.5)より評価すると図 6.3.1(b)が得られる。

$$M_{bx}' = \begin{cases} V_b' \left(\frac{L_b}{2} - x \right) - C_c (l_c - x) - \sum_{i=1}^m (C_{si} [l_{ci} - x]) - \sum_{i=1}^n (T_{si} [l_{li} - x]) & (0 \leq x < l_c) \\ V_b' \left(\frac{L_b}{2} - x \right) - \sum_{i=1}^m (C_{si} [l_{ci} - x]) - \sum_{i=1}^n (T_{si} [l_{li} - x]) & (l_c \leq x < l_{l1}) \\ V_b' \left(\frac{L_b}{2} - x \right) & (l_{l1} \leq x < \frac{L_b}{2}) \end{cases} \quad (6.3.5)$$

ここで、 m/n : 検討する x (接合部中心からの距離) 位置と袖壁止端間圧縮/引張側梁アンカーの本数、 l_{l1} : 1 本目アンカーと接合部中心間距離 (図 6.3.1(b)) で、430mm である。 L_b は図 6.2.2、 V_b' は図 6.2.3、他の記号は図 6.3.1 を参考にされたい。

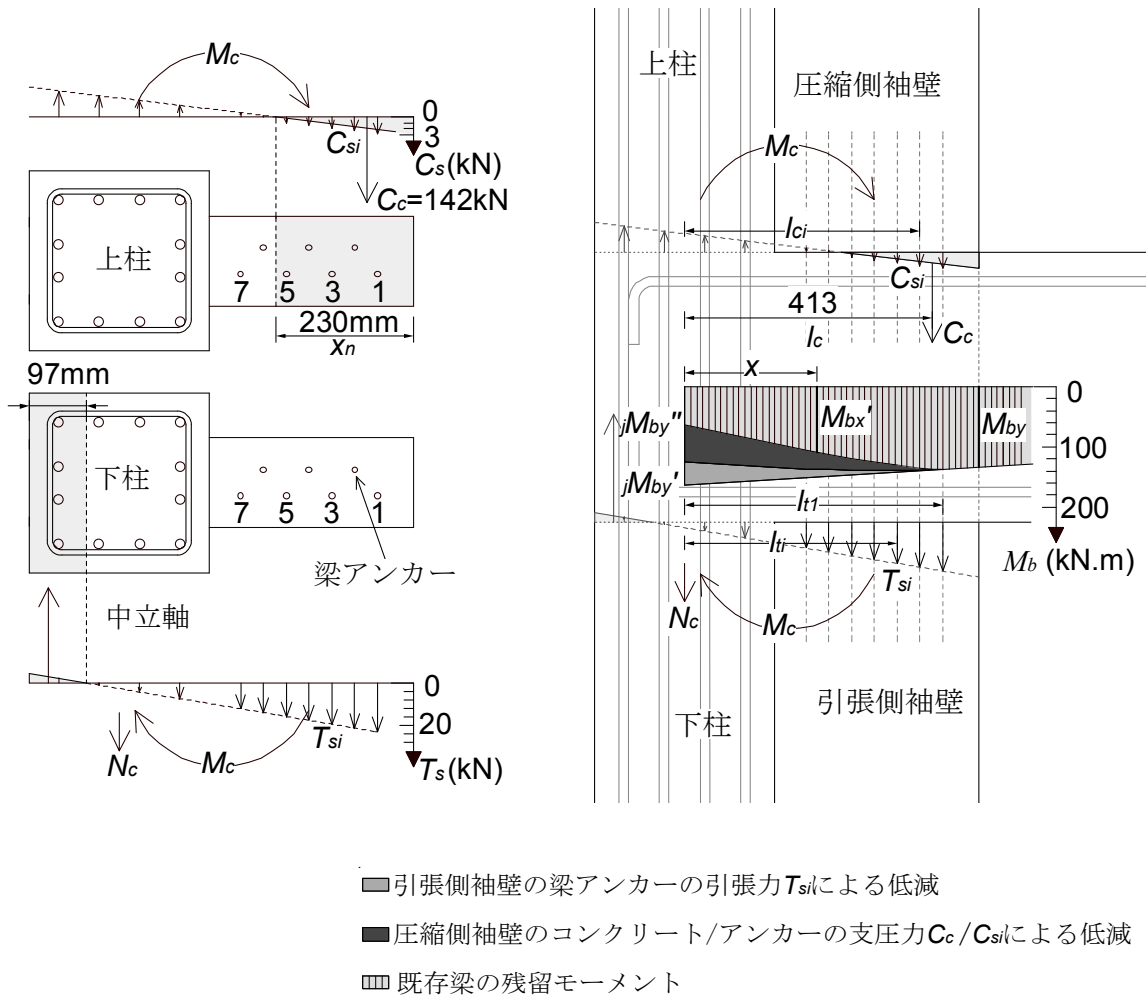
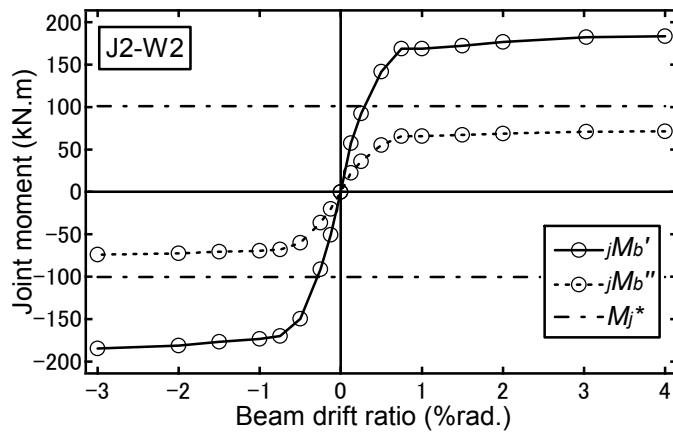
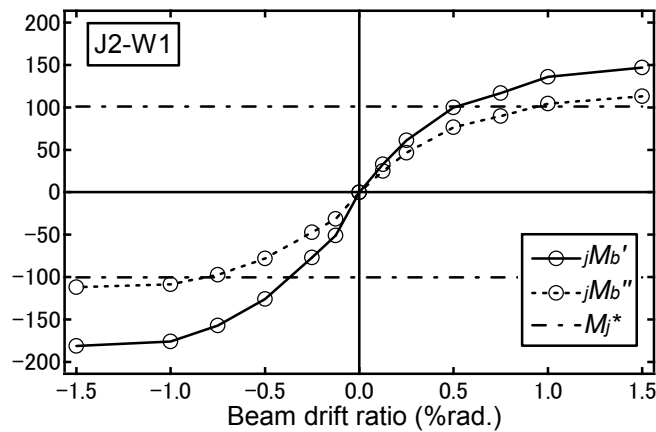


図 6.3.1 袖壁付き上/下柱に対する断面解析および梁の袖壁止端で降伏時のモーメント分布

式(6.3.1)に基づいて、連層補強試験体の既存接合部負担モーメント ${}_jM_b''$ を算定する。算定の方法について、図 5.4.1 に示す接合部モーメントの実験値を用いて式(6.2.5)より袖壁付き柱の危険断面でのモーメント M_c' を求め、断面解析により C_c 、 C_{sl} 、 T_{sl} を算定し式(6.3.1)に代入する。図 6.3.2 では各試験体が最大耐力を記録するまでの各サイクルのピーク時の既存接合部負担モーメント ${}_jM_b''$ ならびに全節点モーメント ${}_jM_b'$ (接合部モーメントの実験値) を示す。なお、同図には先述の 5.5 節より算定された接合部の終局モーメントを併せて示す。



(a) 連層補強試験体



(b) 下層補強試験体

図 6.3.2 既存接合部負担モーメント

連層補強試験体 J2-W2 では終始 jM_b'' が接合部耐力を大幅に下回っている。下層補強試験体 J2-W1 では袖壁が引っ張られる正方向と圧縮される負方向ともに jM_b'' の最大値は接合部耐力と同程度であり、载荷方向に対して有意な差が見られない。しかし、5.4.1 節で既述のように正载荷時には $R=1/100$ のサイクルでアンカーがコーン状破壊を呈したことから、断面解析から得られる袖壁端部のアンカーの負担引張力が過大評価され（袖壁による jM_b'' の低減効果が過大に評価され）、実際の jM_b'' は同図の評価結果よりも大きいと判断される。その結果、J2-W1 では载荷方向により破壊モードが異なった（正载荷時のみ接合部破壊した）と判断される。

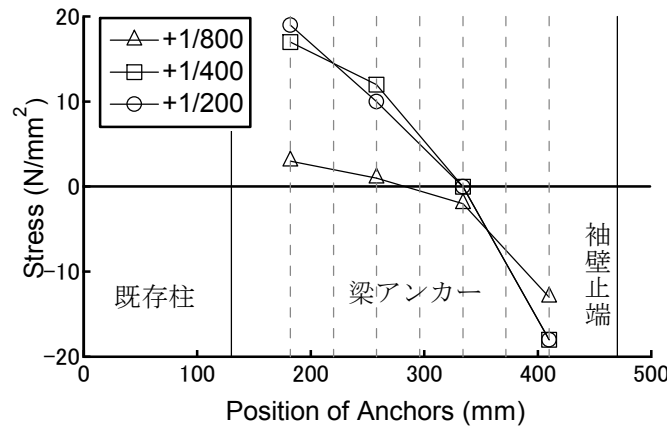
6.4 梁のモーメント分布に基づく解析モデルの検証

式(6.3.5)および図 6.3.1(b)では連層補強試験体を例に梁のモーメント分布の推定方法を示したが、以下では各試験体の実験結果に基づいて、上記の解析モデルの妥当性を検証する。梁のモーメント分布の実験値は解析値同様に式(6.3.5)に基づいて推定するが、式中の C_{si} , T_{si} は第 5 章の図 5.3.9 に示す梁アンカーの歪みゲージの実験結果を用いて求めた。コンクリートの支圧力 C_c は式(6.4.1)より袖壁付き柱の危険断面での力の釣合により鉄筋の負担力（歪みゲージに基づく値であり、引張を正とする）及び軸力の和として評価した。ただし、上記の算定法をアンカーの降伏後に対しても適用すると、鉄筋の繰り返し則を仮定する必要があるため、また実験結果がその仮定に依存するため、実験値はアンカーが降伏するまでを算定した。

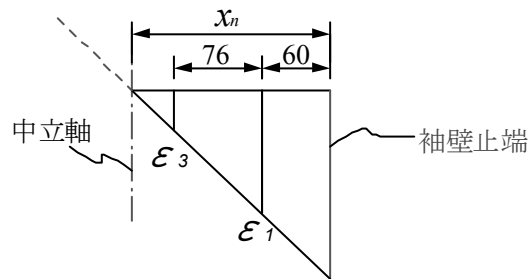
$$C_c = \sum(A_i' \sigma_i') + N_c \quad (6.4.1)$$

ここで、 A_i' は袖壁付き柱の危険断面に含まれる柱主筋および梁アンカーの断面積、 σ_i' は鉄筋の応力度（図 5.3.9 の歪みゲージより、ただし、歪みゲージを貼り付けていない偶数本目のアンカー筋は線形補間値とした）、 N_c は柱の軸力であり、上層柱は 0、下層柱は梁のせん断力（変動軸力）である。

図 6.4.1(a)に試験体 J2-W2 の実験で 1 本目の梁アンカー（図 5.4.5, ABL1）が降伏するまでの 3 サイクルの正載荷ピーク時、圧縮側（図 5.4.5 の梁上面）の梁アンカーの応力分布を示す。同図(b)に示すように、中立軸深さ x_n は袖壁の圧縮域コンクリートの応力度分布を三角形分布と仮定し、袖壁止端から 1, 3 本目アンカーの歪 ε_1 , ε_3 を線形補間して求めた。よって、式(6.3.5)の支圧力 C_c の作用位置は袖壁止端から $x_n/3$ とした。なお、試験体 J2-W2/J2-W1 ではそれぞれ $R=1/200$, $1/133$ rad. サイクルの正載荷時に引張側袖壁の 1 段目アンカーが降伏したため、実験では当該サイクルピーク時または直前の負側ピーク時の梁のモーメント分布を算定した。図 6.4.2 に J2-W2 の $R=+1/200$ rad. および J2-W1 の $R=+1/133$, $-1/200$ rad. 時の実験結果と前述した解析結果を比較して示す。実験結果と解析結果は概ね一致しており、本章で提案した補強効果を評価するモデルの妥当性が確認できる。

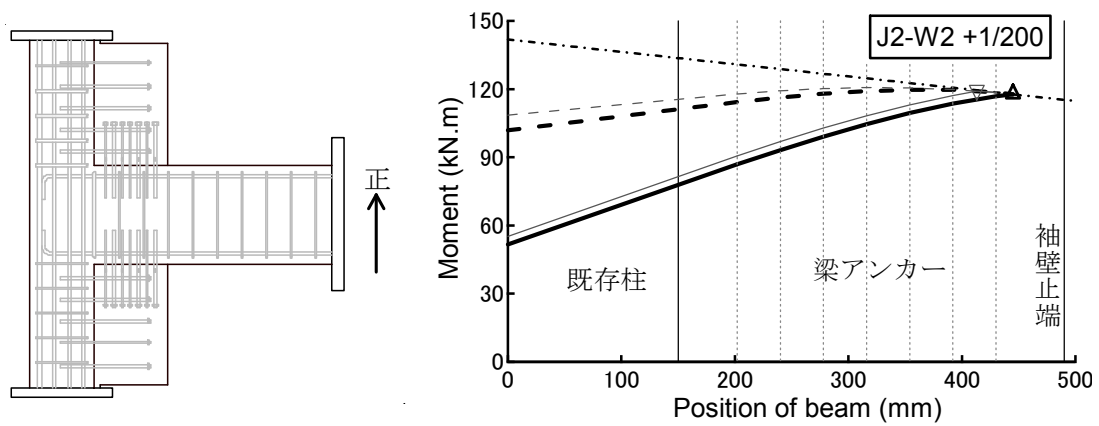


(a) アンカーの応力分布

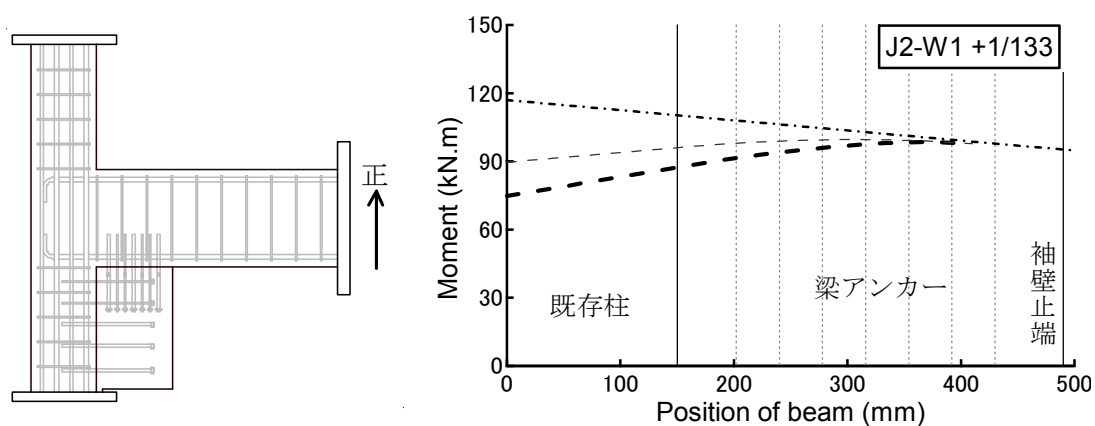


(b) 圧縮側袖壁の中立軸

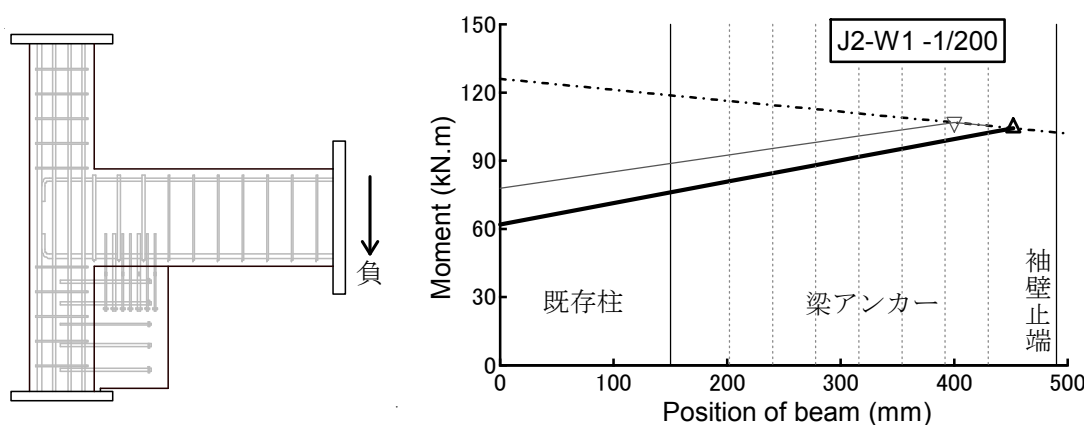
図 6.4.1 圧縮側袖壁の梁アンカーの応力分布および中立軸の判定



(a) 連層補強試験体 (R=+1/200rad.) , 左は載荷方向を示す



(b) 下層補強試験体 ($R=+1/133\text{rad.}$)，左は載荷方向を示す



(c) 下層補強試験体 ($R=-1/200\text{rad.}$)，左は載荷方向を示す

凡例

---- 袖壁の作用を無視する場合の梁のモーメント分布

実験

△ 支圧力 C_c の作用位置

- - アンカーの引張力 T_{si} のみを考慮する場合の既存梁のモーメント分布

— 既存梁のモーメント分布

解析

▽ C_c の作用位置

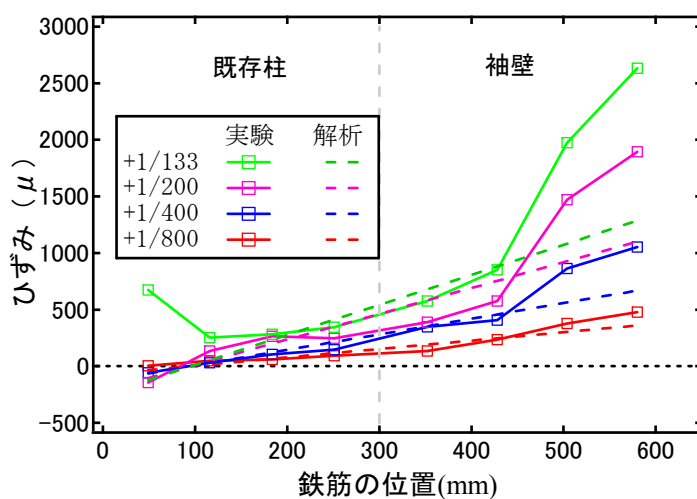
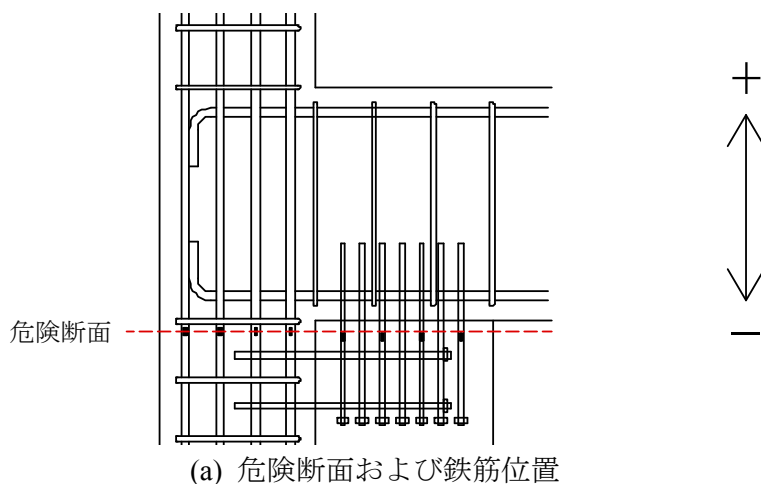
--- アンカーの引張力 T_{si} のみを考慮する場合の既存梁のモーメント分布

— 既存梁のモーメント分布

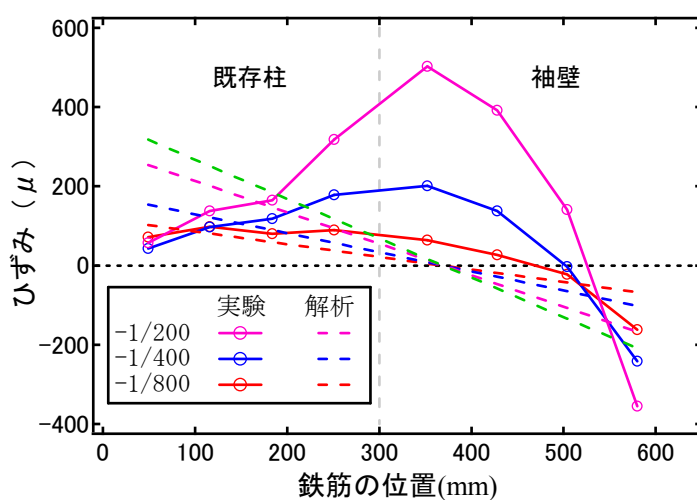
図 6.4.2 既存梁のモーメント分布における解析および実験結果の比較

図 6.4.2 より、連層補強試験体の解析値と実験値は概ね一致し、下層補強試験体では、若干の相違が見られた。その原因として、袖壁の引張力および支圧力が平面保持を仮定した袖壁付き柱の断面解析より計算されたが、実験では、下層補強試験体の袖壁付き下層柱の危険断面が平面保持が成立していなかった結果の影響が挙げられる。図 6.4.3 に下層補強試験体の梁 1 本目アンカーが降伏した 1/133 サイクルまでの各サイクルピーク時の下層柱危険断面での鉄筋のひずみの実験値と解析値の比較を示す。また、対応する鉄筋の位置を同図 (a) に示す。

図 6.4.3 より、下層補強試験体では、特に袖壁が圧縮側となる負荷荷時に (図 6.4.3(c)) 袖壁付き柱の危険断面が明らかに平面保持されていないことを確認できる。平面保持仮定の下では柱の外側主筋が最大引張ひずみ度を示すはずであるが、荷重の進行により柱の内側主筋と袖壁内側の梁アンカーの引張ひずみ度が卓越した。その原因を図 6.4.4 より説明する。同図に示すように、下層補強試験体では、負荷荷時袖壁に圧縮ストラット (図 6.4.4 中赤色の矢印) が形成され、梁の下端主筋の引張力 (図 6.4.4 中の水平方向青色の矢印) と柱の内側主筋および袖壁の内側縦筋の引張力 (図 6.4.4 中鉛直方向青色の矢印) とトラス機構を形成する。柱の内側主筋および袖壁の内側縦筋 (縦筋を梁に接続するアンカー筋) のひずみ度が卓越する原因はこのトラス機構に起因すると考えられる。



(b) 正載荷時



(c) 負載荷時

図 6.4.3 J2-W1 の袖壁付き柱の危険断面で鉄筋ひずみ度の実験値と解析値の比較

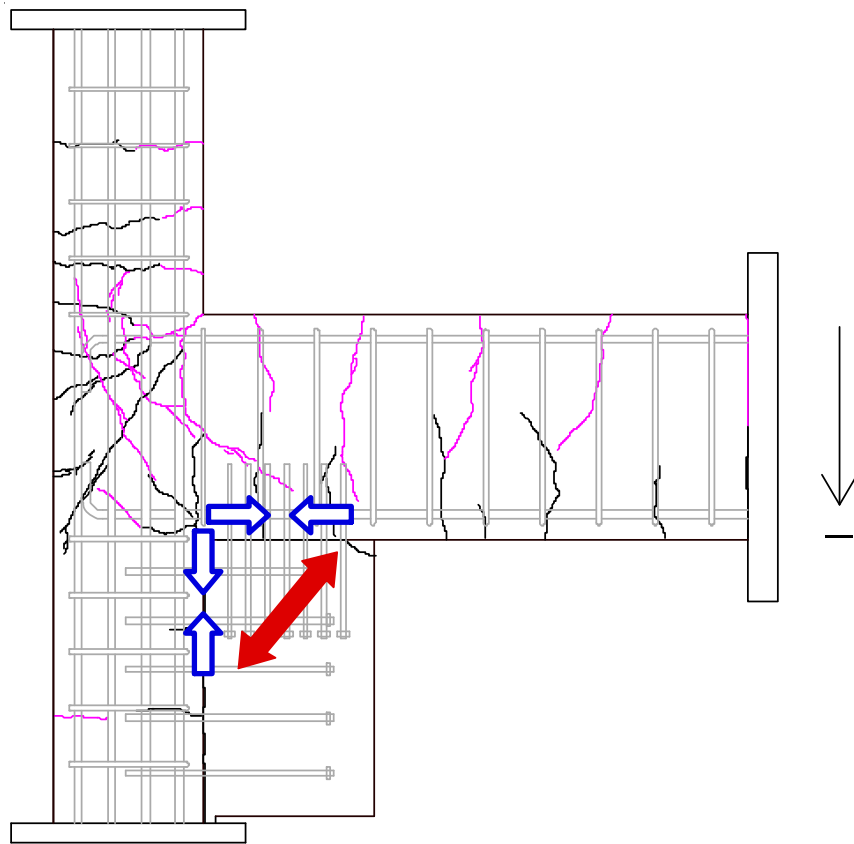


図 6.4.4 下層補強試験体の負荷荷時に形成されるトラス機構 (R=1/300rad.サイクル)

6.5 外柱梁接合部の袖壁補強法の設計プロセス

提案した補強機構を用いて、袖壁増設による外柱梁接合部を補強する設計のプロセスを示す。式(6.2.8)より袖壁増設を施した補強試験体の接合部破壊の有無を確認できる。同式の既存接合部の耐力 M_j^* は 5.5 節で示した文献 27) の方法で求められるが、その他の項はすべて補強された接合部の構造詳細に基づいて計算する。つまり、袖壁の仮定断面を設定し、提案した補強機構に基づいて式(6.2.8)を満足することを検証する。仮に満足しない場合はこれを満足するまで繰り返し計算を行う。補強設計の手順は図 6.5.1 のフローチャートに示す。

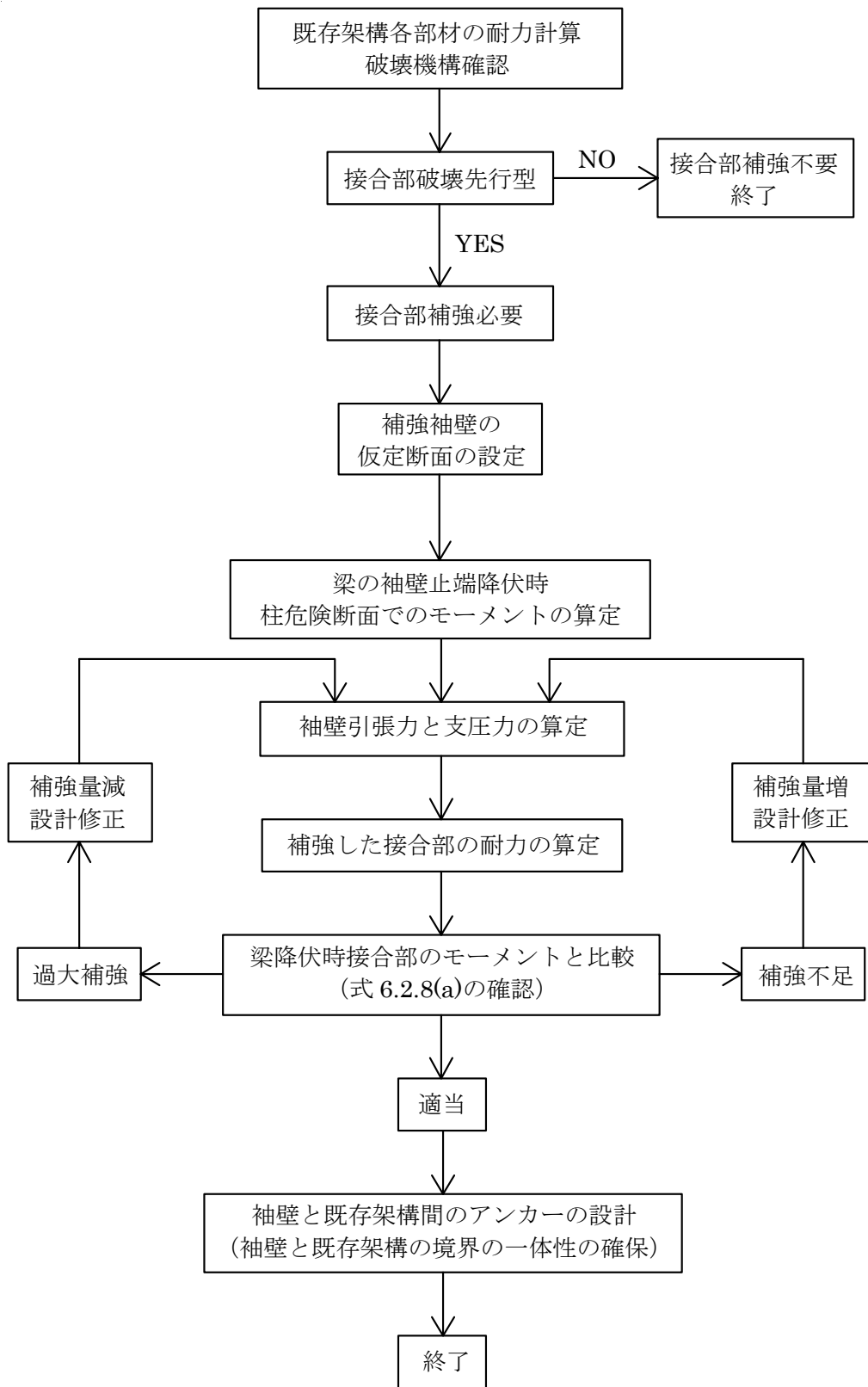


図 6.5.1 外柱梁接合部の袖壁補強の設計プロセス

6.6 まとめ

本章では、本研究で提案する袖壁補強法が接合部破壊を抑制する力学的機構を明らかにするため、増設袖壁と既存梁間の力の伝達に着目して検討し、以下の知見が得られた。

1. 増設袖壁から既存梁に伝達される圧縮力および引張力が既存梁のモーメント分布を低減する効果がある。その結果、接合部に作用するモーメントが低減され、接合部破壊が抑制される力学的機構を提示した。

2. 上記の増設袖壁による接合部の補強機構に基づいて、接合部破壊を防止する条件式を提示した。

3. 上記の補強機構に基づいて、増設袖壁から既存梁に伝達される圧縮力と引張力、既存梁のモーメント分布、節点モーメント（残留節点モーメント）の具体的な推定方法を示した。連層補強試験体の推定値は実験結果と概ね一致し、下層補強試験体では若干の相違が確認された。

4. 下層補強試験体の袖壁付き柱の危険断面での鉄筋のひずみ度の分布より、特に袖壁が圧縮側となる負荷荷側時における同断面では平面保持されず、柱の内側主筋と袖壁の内側縦筋（縦筋を梁に接続するアンカー筋）の引張ひずみ度が卓越した。ストラットの支圧力、梁主筋の引張力と前述した鉄筋の引張力が形成するトラス機構に起因すると考えられる。

5. 提案した外柱梁接合部の袖壁補強機構に基づき、補強法の実用化に向けて具体的な設計プロセスを示した。

第 7 章 結論

7.1 本研究のまとめ

本論文では、せん断補強筋がない既存 RC 外柱梁接合部を袖壁増設により耐震補強する方法を提案し、検証実験を行って補強効果を確認した。増設袖壁と既存梁間の力の伝達に着目して接合部の補強機構を提案し、接合部降伏の防止条件を示した。袖壁補強試験体の実験結果に基づいて、提案した補強機構の妥当性について検証した。

本研究の成果を以下にまとめる。

(1) 長スパン梁を有する外柱梁接合部のモデルを載荷装置の制限を考慮してできる限り大きく計画するため、梁の長さを短縮する実験法を開発した。鉄骨試験体を用いて提案した実験法により載荷実験を行い、本実験法の妥当性、すなわち、長スパン梁の応力分布を模擬できることを確認した。

【第 2 章】

(2) 柱軸力の有無をパラメータとして研究対象建物のせん断補強筋がない RC 外柱梁接合部の模型実験を行った。柱軸力の有無に関わらず両試験体は接合部降伏先行型の破壊性状を示した。柱に軸力を導入した試験体の最大耐力が導入しない試験体を 1 割程度上回った。ただし、両試験体の耐力を日本建築学会の接合部のせん断終局強度式より評価した結果、試験体の最大耐力（両試験体の平均値）は計算値を 2 割以上下回っており、既往のせん断終局強度式よりせん断補強筋がない外柱梁接合部の耐力を適切に評価できないことを確認した。【第 3 章】

(3) せん断補強筋がない RC 外柱梁接合部は、せん断ひび割れ（一般的な接合部の対角線方向のひび割れ）を境界とする 2 つの三角形が異なるせん断変形量を生じ、非対称的な変形挙動を示すことを実験的に確認した。【第 3 章】

(4) せん断補強筋がない既存 RC 外柱梁接合部の破壊挙動に基づいて、接合部の入隅ひび割れを抑制する補強概念を提案し、鋼製耐震補強デバイスを用いたパイロット実験を行った。その結果、開発した補強デバイスの装着により、既存接合部が接合部降伏先行型からデバイス端部における梁降伏先行型の破壊機構に変化し、架構の耐力が大幅に向上することを確認し、入隅ひび割れの拡幅を抑制する補強概念の実現可能性を実証した。ただし、本補強デバイスはその構造上、既存架構との間に隙間が生じるため、接合部の損傷を大幅に低減することはできなかった。【第 4 章】

(5) せん断補強筋がない既存 RC 外柱梁接合部の実用的な補強法として、袖壁増設による補強法を提案し、補強の有無ならびに補強量（梁の上下層または下層）をパラメータとする検証実験を行った。接合部降伏が先行する無補強試験体に本補強法を適用した場合、連層補強試験体および下層

補強試験体の袖壁が圧縮側となる載荷方向では、袖壁止端での梁の曲げ降伏先行型の機構が形成された。一方、下層補強試験体の袖壁が引張側となる載荷方向では、接合部耐力は向上したが最終的に接合部破壊した。また、増設袖壁と既存梁の境界における挙動を分析した結果、圧縮側袖壁、引張側袖壁から既存梁にそれぞれ圧縮力、引張力の作用があることを確認した。【第5章】

(6) 塩原らのモデルにより提案された接合部終局モーメントの評価法より、せん断補強筋のない既存 RC 外柱梁接合部の耐力をおよそ評価できることを確認した。【第5章】

(7) 袖壁から既存梁に作用する圧縮力と引張力を考慮した接合部の補強機構を力学的に説明し、接合部破壊の防止条件を示した。また、袖壁補強試験体の実験結果に基づいて、提案した補強機構の妥当性を確認した。ただし、下層補強試験体の袖壁付き柱は袖壁が圧縮される場合に平面保持しておらず、実験結果と計算結果に若干の誤差が見られた。この原因は、袖壁と周辺柱梁の間でトラス機構が形成されたためである。【第6章】

(8) 外柱梁接合部を袖壁増設により耐震補強するための設計プロセスを示した。【第6章】

7.2 今後の課題

本研究の一連の検討を行った結果、せん断補強筋がない既存 RC 外柱梁接合部に対し、RC 袖壁を増設して補強することで、接合部破壊を抑制して梁降伏先行型の崩壊機構を実現できること、耐震性能を大幅に向上できることを実験的に示した。また、上記崩壊機構を実現するための条件式を提示することができた。これらの成果は、世界各地に無数に潜在する可能性が高い接合部破壊が先行し、脆性的に崩壊する既存 RC 建物を合理的に耐震補強するための有力な解決方法を提示したことに他ならない。しかしながら、その実用化には引き続き検討すべき課題が残る。本補強法の将来的な実用化に必要な項目を以下にまとめる。

(1) RC 袖壁補強法の十字形接合部への適用

本論では建物端部の外柱梁接合部のみを研究対象とした。これは、建物端部の接合部破壊が軸力支持性能の喪失、建物の部分層崩壊に繋がるとくに危険な部位の破壊と位置付けたためである。しかし、本補強法を実建物で実用化するためには、その他の部位、とくに十字形接合部への適用時の効果を実験的に検証することが不可欠である。

(2) 既存柱梁接合部の終局モーメントの略算法の提案

本補強法の合理的な設計のため、既存接合部（補強前の接合部）の性能が既知であることが望ましい。これまでの研究では、楠原ら²⁷⁾の提案式が補強前の接合部の実験結果と比較的精度よく整合した。しかし、この計算法は複雑であるため、途上国も含めて実用化するためには計算法の簡略化が必要である。とくに本研究の短期的な補強対象は、途上国のせん断補強筋がない接合部を想定するため、大幅な簡略化が可能と見積もっている。

(3) 増設袖壁の設計手順の確立

本論では、袖壁増設による接合部の補強モデルおよび接合部破壊を防止する条件式を提案した。これらは接合部破壊の有無の検証法であるため、補強設計には繰り返し計算を要する。従って、補強設計法の実用化には、設計プロセスを必要に応じ合理化することが望ましい。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 2) Park S., and Mosalam K.M.: Shear Strength Models of Exterior Beam-column Joints without Transverse Reinforcement, Pacific Earthquake Engineering Research Center Report, 2009/106
- 3) 佐島悠太,新田剛士,朝長拓也,真田靖士：途上国の不適切な構造詳細を有する RC 外柱梁接合部の小型模型実験による性能評価，構造工学論文集，Vol.58B, pp.41-47, 2012.3
- 4) Moehle, J.P. (2000). “State of research on seismic retrofit of concrete building structures in the US.” US-Japan Symposium and Workshop on Seismic Retrofit of Concrete Structures – State of Research and Practice.
- 5) Ghobarah, A., and Said, A. (2002). “Shear strengthening of beam-column joints.” Engineering Structures: The Journal of Earthquake, Wind and Ocean Engineering: 24(7), 881-888.
- 6) National Information Service for Earthquake Engineering. University of California Berkeley, <http://nisee.berkeley.edu> (May 2003)
- 7) 日本建築学会災害委員会：2013 年フィリピン地震・台風建築物被害調査および 2014 年大雪被害調査 報告会 RC 建物の地震被害，2014 年度日本建築学会大会（近畿）災害部門 緊急報告会資料，pp.9-16, 2014.9
- 8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010
- 9) 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計－特徴的被害の原因と設計への提案－，1999
- 10) 楠原文雄，塩原等，田尻清太郎，福山洋：鉄筋コンクリート造柱梁接合部の CFRP による新耐震補強工法，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），pp.55-62, 2009.8
- 11) 上原修一，砥綿裕太，山川哲雄：RC 造柱梁接合部の耐震補強法に関する研究-床スラブのある十字型接合部梁下端を鋼製ハンチで補強した場合，日本建築学会九州支部研究報告，No.50, pp.545-548, 2011.3
- 12) 浅川誠，富澤摂理，向井智久，野村設郎：RC 十字形柱梁接合部の梁端ハンチ補強効果と破壊メカニズム その 1. あと施工梁端ハンチによる接合部補強効果の検討，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），pp.595-596, 2002.8

- 13) M. Engindeniz, Repair and Strengthening of Pre-1970 Reinforced Concrete Corner Beam-Column Joints Using CFRP Composites, PhD Thesis, Georgia Institute of Technology, 2008
- 14) USGS Website: <http://www.usgs.gov/>
- 15) 日本建築学会災害調査団：2009年インドネシア・スマトラ島西部地震の調査速報，建築雑誌，Vol.25, No.1601, pp.55-62, 2010
- 16) National Standardization Agency: Indonesian National Standard (SNI) - Design Methods Earthquake Withstand for Building Structures, SNI 03-1726-2002, P121, 2002
- 17) Yasushi Sanada, Takuya Tomonaga, Yuebing Li and Yasuhiro Watanabe. Behavior of an R/C Exterior Beam-Column Joint without Concrete Confinement under Seismic Loading. Proceedings of the Seventh International Conference on Concrete under Severe Conditions – Environment and Loading, Vol. 2, pp. 1598-1606, 2013.9
- 18) Kaung J.S., Wong H.F.: Effectiveness of Horizontal Stirrups in Joint Core for Exterior Beam-Column Joints with Nonseismic Design, Procedia Engineering, No.14, pp.3301-3307, 2011.7
- 19) BRITISH STANDARD INSTITUTION. BS8110 Structural Use of Concrete. Part 1: Code of Practice for Design and Construction. BSI, London, 1997
- 20) S. Pampanin, G.M. Calvi and M. Moratti: SEISMIC BEHAVIOUR OF R.C. BEAM-COLUMN JOINTS DESIGNED FOR GRAVITY LOADS, 12th European Conference on Earthquake Engineering, paper n.726, London 2002
- 21) M. Gencoglu and B. Mobasher, “The strengthening of the deficient RC exterior beam-column joints using CFRP for seismic excitation, The Third International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation, pp.1993-1998, 2007.9
- 22) American concrete institute, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-02) and Commentary (ACI318R-02), 2002.2
- 23) I S MISIR and S KAHRAMAN, Strengthening of non-seismically detailed reinforced concrete beam-column joints using SIFCON blocks, SADHANA – Academy Proceedings in Engineering Sciences, Vol.38, Part 1, pp.69-88, 2013.2

- 24) 楠原文雄, 塩原等: 柱と梁の曲げ強度の比が小さい鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, Vol.78, No.693, pp.1939-1948, 2013.11
- 25) 塩原等: 鉄筋コンクリート柱梁接合部: 見逃された破壊機構, 日本建築学会構造系論文集, Vol.73, No.631, pp.1641-1648, 2008.9
- 26) 楠原文雄, 塩原等: 鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の終局モーメント算定法, 日本建築学会構造系論文集, Vol.75, No.657, pp.2027-2035, 2010.11
- 27) 楠原文雄, 塩原等: 鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の終局モーメント算定法, 日本建築学会構造系論文集, Vol.78, No.693, pp.1949-1958, 2013.11
- 28) 日本建築防災協会: 2001 年改定版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針同解説, 2001.10
- 29) 柴田明徳, 最新耐震構造解析 第2版, 森北出版株式会社, 2003
- 30) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説, 2010
- 31) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, 2010