

鉄筋コンクリート部材接合部の耐力評価と  
配筋の合理化に関する解析的研究

山梨大学大学院  
医工農学総合教育部  
博士課程学位論文

2024年3月

中山 岳彦

# 目 次

<b>第1章 序論</b> .....	1
1.1 研究の背景 .....	1
1.2 本研究の目的.....	2
1.3 本論文の構成.....	3
参考文献（第1章） .....	4
<b>第2章 部材接合部に関する既往の研究</b> .....	5
2.1 概説 .....	5
2.2 フーチングに関する既往の研究 .....	5
2.2.1 フーチングの耐荷挙動に関する研究 .....	5
2.2.2 フーチングの既往研究の概要 .....	6
2.2.3 フーチングの生産性に関する課題.....	10
2.2.4 本研究の課題.....	11
2.3 L形接合部に関する既往の研究 .....	11
2.3.1 L形接合部の設計の現状.....	11
2.3.2 L形接合部の既往研究 .....	13
2.3.3 L形接合部の生産性に関する課題.....	21
2.3.4 本研究の課題.....	21
2.4 配筋作業の生産性向上に対するその他の取り組みと課題.....	21
参考文献（第2章） .....	24
<b>第3章 解析手法</b> .....	27
3.1 Voronoi 分割を用いた要素離散化法.....	27
3.1.1 Voronoi 分割 .....	27
3.2 3次元剛体バネモデル .....	28
3.2.1 はじめに .....	28
3.2.2 剛体要素変位の設定 .....	28
3.2.3 要素間の相対変位.....	31

3.2.4	バネ定数の考え方.....	36
3.2.5	剛性行列の作成.....	38
3.2.6	コンクリートのモデル化.....	39
3.3	鉄筋のモデル化.....	43
3.3.1	鉄筋はり要素.....	43
3.3.2	付着リンク要素.....	50
<b>第4章</b>	<b>杭基礎とフーチングの接合部における配筋の合理化に関する検討</b> .....	<b>53</b>
4.1	杭基礎とフーチングの接合部における課題.....	53
4.1.1	生産性が低下する要因.....	53
4.1.2	杭基礎の施工方法と生産性低下の関係.....	53
4.1.3	設計時の鉄筋干渉防止.....	56
4.1.4	鉄筋干渉が発生した場合の現場での対応方法.....	57
4.1.5	まとめ.....	59
4.2	実験試験体を対象とした解析の妥当性検証.....	60
4.2.1	解析概要.....	60
4.2.2	せん断力-変位関係.....	63
4.2.3	ひび割れ性状.....	65
4.2.4	鉄筋ひずみ分布.....	67
4.3	軸方向鉄筋の配置変更の影響.....	69
4.3.1	解析概要.....	69
4.3.2	耐荷力および破壊性状への影響.....	70
4.4	杭基礎鉛直方向鉄筋の影響.....	72
4.4.1	解析概要.....	72
4.4.2	耐荷力および破壊性状への影響.....	74
4.4.3	実験試験体での検討結果.....	75
4.5	実構造物を対象とした配筋の合理化に関する検討.....	76
4.5.1	解析概要.....	76
4.5.2	荷重-変位関係.....	80
4.5.3	ひび割れ性状.....	81

4.5.4	杭反力 .....	85
4.5.5	鉄筋ひずみ分布 .....	86
4.5.6	実構造物スケールの破壊性状と鉄筋配置の関係 .....	88
4.6	まとめ .....	89
	参考文献（第4章） .....	90
<b>第5章</b>	<b>L形接合部における配筋の合理化に関する検討 .....</b>	<b>91</b>
5.1	L形接合部における課題 .....	91
5.1.1	生産性が低下する要因 .....	91
5.1.2	L形接合部の一般的な設計 .....	92
5.1.3	L形柱梁合部の課題の詳細と現状 .....	93
5.1.4	ボックスカルバートのL形隅角部の課題の詳細と現状 .....	95
5.1.5	まとめ .....	97
5.2	実験試験体を対象とした解析の妥当性検証 .....	98
5.2.1	解析概要 .....	98
5.2.2	荷重－変位関係 .....	100
5.2.3	ひび割れ性状 .....	101
5.2.4	鉄筋ひずみ分布 .....	102
5.3	外側軸方向鉄筋の曲げ内半径の影響 .....	103
5.4	接合部内の補強鉄筋の影響 .....	103
5.5	補強鉄筋の配置位置が接合部に与える影響 .....	104
5.5.1	解析概要 .....	104
5.5.2	解析結果 .....	105
5.6	効果的な補強鉄筋の検討 .....	106
5.6.1	解析概要 .....	106
5.6.2	解析結果 .....	106
5.7	実構造物を対象としたL形接合部の補強鉄筋の検討 .....	107
5.7.1	解析概要 .....	107
5.7.2	荷重－変位関係 .....	112
5.7.3	ひび割れ性状 .....	113

5.7.4 鉄筋ひずみ分布 .....	116
5.8 ハンチ構造の影響の検討 .....	122
5.8.1 解析概要 .....	122
5.8.2 荷重－変位関係 .....	123
5.8.3 ひび割れ性状 .....	124
5.8.4 鉄筋ひずみ分布 .....	127
5.9 補強鉄筋の形状による効果の検討 .....	130
5.9.1 解析概要 .....	130
5.9.2 耐荷力への効果 .....	131
5.10 まとめ .....	133
参考文献（第5章） .....	135
<b>第6章 結論</b> .....	<b>136</b>

**謝 辞**

# 第1章 序論

## 1.1 研究の背景

我が国の建設業は、経済成長期に全産業を発展させるために他国に類を見ない速さで社会基盤を整備し、当時の日本の目覚ましい経済成長の礎を築いた。この経済成長期に社会資本の整備と共に安定した投資のもと建設業は発展し、当時は有能な技術者や技能者を多く抱え、他の産業に比べても生産性は比較的高い水準であった。しかし、その後一定の社会資本が整備されると投資が減少する一方で、生産体制の見直しが進まず、近年では技術者や技能者が減少し、建設業は日本の他産業に比べて相対的に生産性が低くなった。

生産性を改善すべく国や建設業界は、土木分野において数十年も前から生産性がほとんど変化していないと言われるコンクリート工の効率化や、生産性向上に貢献する先進技術の積極的導入等の取り組みを打ち立てて推進している。

コンクリート工の効率化では、鉄筋の組み立てに関して機械式鉄筋定着工法や機械式鉄筋継手工法の採用がすすめられ、熟練工が不要で天候に左右されないなど、省人化や工期短縮の効果が期待されている。また、これらは従来の設計を大きく変更せずに適用できる工法であることから取り組みやすい。コンクリートの材料的な観点では、高密度鉄筋の構造物に高い効果が得られる自己充填性を有した高流動コンクリートや、流動性が高く打設作業において省人化が期待できる中流動コンクリートの採用が推奨されている。さらに、現場での工程短縮、省人化、品質向上、安全性向上等の観点から、プレキャスト工法の積極的な活用が検討されている。

先進技術の積極的導入の取り組みでは、建設プロセスにおいて ICT 技術を導入し、自動化・ロボット化による省人化や生産性の向上が期待されている。土工の分野では、ドローンなどを活用した3次元測量データと組み合わせ、計画、施工、出来形管理まで一連の過程で一定の成果があげられている。今後は、土工以外の工種においても ICT 技術の導入が推進されていくものと思われる。

これらの取り組みにより、生産性向上に対して一定の効果は得られているが、コンクリート工ではプレキャスト工法の採用は現場打ちに比べてコストが割高になることが足かせになり導入が進んでおらず、これに対して現場打ちコンクリートは設計の自由度も高いことから、今後も建設現場で重要な役割を担うこととなる。また、機械式定着鉄筋や高流動コンクリートの使用などで生産性が向上している場面もあるが、一方でこれらを採用するに至った主たる原因である高密度鉄筋や複雑な躯体形状といった根本的問題点については解決できていない。これらの問題点を網羅的にまとめたコンクリート構造物における品質を確保した生産性向上に関する提案<sup>1)</sup>が土木学会コンクリート委員会からなされ、品質を確保したうえで生産性を向上させるために産官学が検討すべき事柄が示されている。この提案に

は真に生産性を改善するために行うべき事項が数多く記されており、これらを建設業界にとって切実な課題と受け止め、ルールの変更や見直しですぐに対応できる事柄は議論を行い、技術的な検討がさらに必要な内容はさらなる研究開発を行い、発注者、設計者、施工者がそれぞれの建設プロセスで具現化していかなければならない。

そこで本研究では、この提案の中に数多く記載されている配筋に関する生産性向上の提案のうち、鉄筋の過密配置や干渉について着目する。特に部材接合部はそれぞれの部材の配筋が交わることから高密度鉄筋になりやすいため、部材接合部の高密度鉄筋に焦点を当て、生産性向上につながる部材接合部の配筋合理化に関する検討を行うこととした。

## 1.2 本研究の目的

部材接合部はそれぞれの部材の配筋が交わることから高密度鉄筋になりやすい。さらに、構造物の安定性や部材間の断面力の確実な伝達において重要な部位であり剛結されることが前提<sup>2),3),4)</sup>として設計されるため、配筋や構造が仕様規定的に決められている場合もあり、さらにこの傾向が強くなるが、破壊性状が複雑で正確に耐荷力を把握することが難しく、十分安全側の設計とすることで詳細な検討は後回しにされてきた。土木分野で部材接合部の検討が進まない要因の一つとして、土木構造物は一般にスケールが大きく、検討を実証するための実験が難しいことが挙げられる。このため、縮尺模型による模擬実験が行われるが、この場合においても多大な労力と費用がかかる。

一方、解析技術や電算装置が発達し、現在では数値解析により構造物の破壊挙動がかなりの精度で評価できるようになってきている。ひび割れの進展が破壊挙動に及ぼす影響が大きいコンクリート構造物の解析では、不連続現象の表現に有利な剛体バネモデル (RBSM) の適用が図られており、実験で観察される結果とよく対応していることが報告<sup>例えば5),6),7)</sup>されている。

そこで本研究では、RBSM を用いて以下に示す2つの部材接合部に着目し、検討を行うこととした。

- 1) 基礎杭とフーチングの部材接合部
- 2) L形接合部
  - ① 柱と梁の接合部
  - ② 壁と底版の接合部

検討に当たっては、既往の研究で模擬試験体により載荷試験が行われた基礎杭とフーチングの部材接合部<sup>8)</sup>とL形柱梁接合部<sup>9),10)</sup>を対象に数値解析を行い、実験と解析の比較から解析の妥当性を評価したうえで破壊挙動の詳細な分析を行った。さらに、これらの結果から実構造物を対象とした解析モデルへスケールアップし、荷重-変位関係、ひび割れ性状、鉄筋ひずみなどから破壊性状を評価し、接合部の耐力を確保したうえで生産性に配慮した合理的な配筋方法の提案を試みた。

### 1.3 本論文の構成

本論文は全6章から構成される。各章の概要を以下に示す。

第1章では、本研究の背景とその目的について示した。

第2章では、本研究で着目する構造部材や接合部の既往の研究について整理し、課題について示す。また、その他生産性向上に向けて行われている取り組みを概説する。

第3章では、第4章および第5章で用いる数値解析手法（RBSM）について説明する。

第4章では、基礎杭とフーチングの接合部における配筋の合理化に関する検討を行う。既往の研究で示された模擬実験試験体の結果と本研究での解析結果の整合性を示したうえで、接合部付近の配筋を変更することによる破壊挙動への影響を確認する。さらに杭が多列配置される杭基礎フーチングを対象として実構造物スケールの解析を行い、その結果から鉄筋干渉を避けた配筋方法が耐荷挙動に与える影響について考察する。

第5章では、L型接合部の配筋の合理化について取り組む。既往の研究で実施されたL形柱梁接合部の模擬試験体をもとに数値解析を実施し、実験結果と解析結果の対応状況を示す。また、接合部内の補強鉄筋や軸方向筋の役割について考察し、生産性の高い配筋方法を提案する。この結果をもとにボックスカルバートのL形隅角部について実構造物スケールで解析を行い、提案した新たな配筋方法の効果について検討を行う。

第6章では、本論文で得られた知見をまとめ、今後の課題と共に示す。

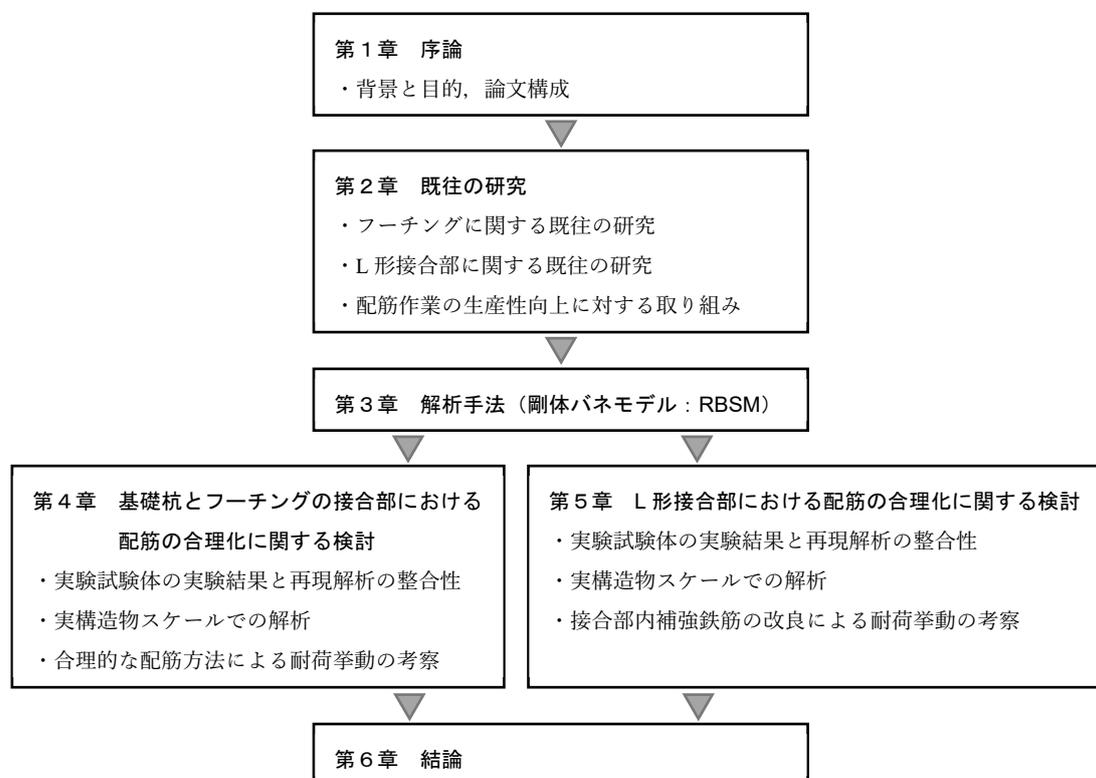


図 1-1 本論文の構成

## 参考文献（第1章）

- 1) 土木学会：コンクリート構造物における品質を確保した生産性向上に関する提案，コンクリートライブラリー148, 2016.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋・コンクリート部材編，2017.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，2017.
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書 [設計編]，2017.
- 5) Saito, S. and Hikosaka, H.: Numerical analyses of reinforced concrete structures using spring networks with random geometry, J. Materials, Conc. Struct., Pavements., JSCE, No.627/V-44, pp.289-303, 1999.
- 6) 齊藤成彦，高橋良輔，檜貝勇：鉄筋の腐食分布が RC はり部材の曲げ耐荷性状に及ぼす影響，土木学会論文集，No.64, No.4, pp.601-611, 2008.
- 7) 山本佳士：RBSM を用いた RC 構造物の解析技術の現状と将来，コンクリート工学，Vol.56, No.9, pp.794-800, 2018.
- 8) 谷村幸裕，二羽淳一郎，渡邊忠朋，佐藤勉，鈴木裕隆，吉田幸司：スターラップを有する杭基礎フーチングのせん断耐力評価に関する研究，土木学会論文集，No.795/V-68, pp.127-143, 2005.
- 9) 草野浩之，中田裕喜，田所敏弥，安保知紀：接合部内の配筋諸元が L 形 RC 柱梁接合部の破壊性状に及ぼす影響，日本地震工学シンポジウム，pp. 51-60, 2018.
- 10) 中田裕喜，西村脩平，渡辺健，田所敏弥：L 形 RC 柱はり接合部における帯鉄筋による補強効果に関する一考察，土木学会年次学術講演，2020.

## 第2章 部材接合部に関する既往の研究

### 2.1 概説

本章では、部材接合部に関する既往の研究と課題を概説する。2.2 では、杭基礎フーチングの耐荷挙動の解明に関する既往の研究をとりまとめ、第4章で扱う杭基礎とフーチングの部材接合部における生産性に関わる問題と既往の研究の位置づけを行う。また2.3 では柱梁接合部に代表されるようなL形接合部における既往の研究をまとめ、第5章で取り上げるL形接合部の問題点の定義と解決すべき課題の位置付けについて説明する。さらに、2.4 において配筋作業の生産性向上に対して現在行われているその他の取り組みや、今後解決すべき課題についても説明する。

### 2.2 フーチングに関する既往の研究

#### 2.2.1 フーチングの耐荷挙動に関する研究

図2-1に示すようなフーチングは構造物の安定性や部材間の断面力の確実な伝達において重要な部材であり、柱、壁、杭基礎との接合部として各々がフーチングに固定支持されることを前提とし、剛体とみなすことができる十分な曲げ剛性を確保するように設計される。そのため、安全側の設計で、一般に余剰耐力が大きく設定されている。また、フーチングの破壊性状は複雑で正確に耐荷力を把握することが難しいため、他の部材に比べて一般に十分な余剰耐力を有していることを背景に、詳細な破壊性状や耐荷力の把握は後回しにされ不合理な設計となっていた。このフーチングの耐荷力を正確に把握し、合理的な設計を行うことを目的とした研究では、せん断スパン比の小さい杭基礎RCフーチングはRCディーブ



図2-1 埋戻し前の杭基礎フーチング

ビームと耐荷機構が類似していることに基づき、ディープビームに対するせん断耐力算定式<sup>1)</sup>をベースにせん断耐力に関する検討<sup>2), 3), 4), 5), 6), 7), 8), 9)</sup>が実施されてきた。さらに、道路橋示方書<sup>10)</sup>においては、ディープビームの実験結果を整理することでコンクリートが負担できるせん断力の割増係数を設定するなど、過度に安全側の設計を改善する算定が試みられているが、現時点ではせん断スパン比の影響や照査断面の設定に未解明な部分も多いため、依然として安全側の設定となっている。

兵庫県南部地震では、橋脚の損傷や上部工の想定以上の移動など RC 構造物に甚大な被害が発生したが、それらの被害と比較して基礎構造、特にフーチングの損傷は軽微であった。先に述べたようにフーチングは剛体とみなすことができる十分な曲げ剛性を確保するように安全側の設計となっていることが損傷を抑えることができた要因と考えられるが、損傷したフーチングを調査した結果、フーチング上面側に破壊性状につながる主要なひび割れが発生しており、従来の設計で想定している曲げやせん断損傷とは大きく異なる損傷形態であることが分かり地震時のフーチングの耐荷挙動について検討<sup>11), 12), 13)</sup>が進められた。

フーチングは構造物を構成する部材の中でも大きな部材であり、室内実験も容易でないことから、これまでの研究は少数本の杭基礎を持つフーチングを対象とした模擬試験体のものが多く、杭が多列配置されたフーチングについては耐荷挙動について不明点が多い。この実情を踏まえて杭が多列配置されたフーチングの地震時の耐荷挙動についても検討<sup>13)</sup>が行われている。

## 2.2.2 フーチングの既往研究の概要

フーチングの既往研究としては、2.2.1 に示した変遷から下記の3つの種類に分類することができる。

- (1) フーチングのせん断耐力に関する研究<sup>2), 3), 4), 5), 6), 7), 8), 9), 15)</sup>
- (2) フーチングの地震時の耐荷挙動に関する研究<sup>11), 12), 13)</sup>
- (3) 多列杭を有するフーチングの耐荷挙動に関する研究<sup>14)</sup>

それぞれを代表する既往の研究について概要を以下に示す。

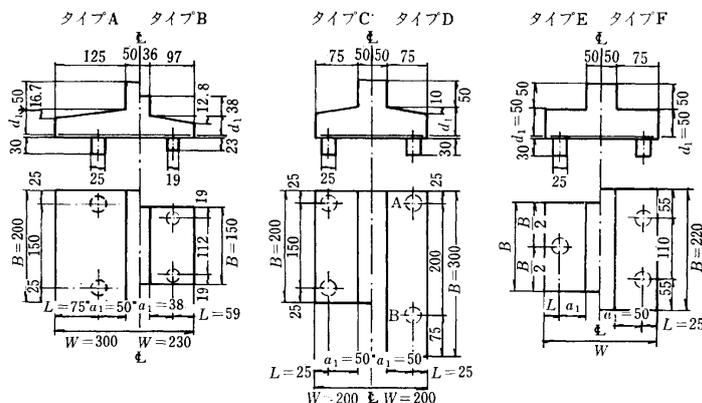


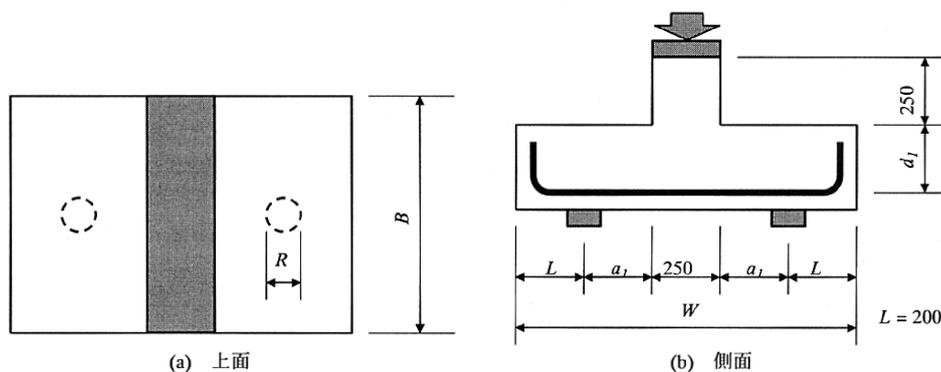
図 2-2 試験体形状一般図 (単位: cm)<sup>2)</sup>

### (1) フーチングのせん断耐力に関する研究

石橋ら<sup>2), 3), 4)</sup>は、少数本の杭基礎を有するフーチングについて合理的な設計法を見出すために、せん断スパン比、鉄筋比（主鉄筋比、配力鉄筋比）、せん断補強鉄筋量、フーチング幅、張り出し長さ等を変化させた実建造物の1/5程度の縮尺の模型試験体（図2-2）により、実験的研究を行った。実験の結果、せん断スパン比、張り出し長さはせん断耐力に影響し、鉄筋比、せん断補強鉄筋量はせん断耐力にあまり大きな影響を与えない結果となった。

これらの実験結果から、フーチングのせん断耐力にせん断補強筋はあまり有効でないと考え、コンクリート構造の限界状態設計法試案<sup>16)</sup>による、せん断補強鉄筋を用いない部材のせん断耐力算定式を用いて評価する方法を提案している。これに張り出し長さの補正式を加えることで、精度よくせん断耐力を評価できることを示した。しかしながらこの方法は破壊面に沿ってせん断強度を積分していくことでせん断耐力を求めるものであり、実務上多くの労力を有するため、検討断面を規定し、この断面で求められたせん断耐力は十分安全側であることを示し、少数本の杭を用いたフーチングの実用的な設計手法を提案した。

一方で、谷村ら<sup>5)</sup>は、壁式橋脚でフーチングが杭径に対して十分な幅を有し、杭間隔が十分広い場合を対象とした杭基礎フーチングを模擬した試験体（図2-3、図2-4）を用いて載荷試験を行い、フーチングのせん断耐力の検討を行った。その結果、杭基礎フーチングにスターラップを配置すると、せん断耐力が大きくなり、せん断補強効果があることを明らかにした。ただし、このせん断補強効果はせん断補強鉄筋比を大きくすると比例して大きくなるわけではなく、せん断補強鉄筋比の大きい領域ではせん断耐力増加量が小さくなり、やがて補強効果が頭打ちになることを示した。この結果は、石橋ら<sup>2), 3), 4)</sup>が示したせん断補強鉄筋はせん断耐力にあまり大きな影響を与えないとした結果と異なるものとなったが、石橋ら<sup>2), 3), 4)</sup>の用いた試験体はスターラップの配置がまばらであったため、せん断補強鉄筋比が非常に小さい領域では顕著な効果が確認できなかったことが要因であるとしている。



( $R=125\sim 165$ ,  $B=750\sim 950$ ,  $a_1=250\sim 375$ ,  $d_1=250$ ,  $W=1150\sim 1400$ )

図2-3 試験体概略形状（単位：mm）<sup>5)</sup>

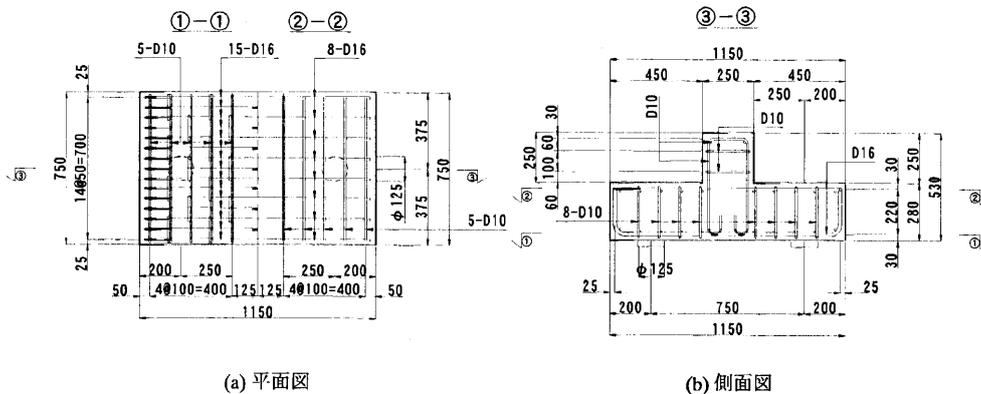


図 2-4 試験体配筋一般図 (単位: mm) <sup>5)</sup>

フーチングは、初期の荷重段階で試験体下面の支間中央付近に曲げひび割れが発生するが、その後杭基礎から橋脚壁基部に向かって斜めひび割れが発生し、最終的には杭基礎が面部材であるフーチングのコンクリートを押し抜いて破壊する、一種の押抜きせん断破壊の形態を示すことを確認した。一方、この破壊時にはフーチング下側に配置されている軸方向鉄筋（引張鉄筋）は降伏ひずみに達していないことも確認されている。

せん断スパン比の小さい杭基礎 RC フーチングは RC ディープビームと耐荷機構が類似していることから、ディープビームに対するせん断耐力算定式をベースに仮想破壊線上の微小区間のせん断耐力を求め、それを仮想破壊線上の有効幅の範囲内で積分する方法を用いてスターラップを有する杭基礎フーチングのせん断耐力を評価する方法を提案し、実験結果と比べ概ね推定できることが明らかになっている。

## (2) フーチングの地震時の耐荷挙動に関する研究

幸左ら<sup>12), 13)</sup>は、地震時の杭基礎フーチングの損傷メカニズムを検討するために、兵庫県南部地震によって損傷が発生した橋脚をモデルとして実構造物の 1/3 程度の縮尺の試験体（図 2-5）を作成し、損傷形態の支配的要因と考えられるせん断スパン比およびフーチング主鉄筋量をパラメーターとして、上部工反力に相当する鉛直荷重を一定载荷しながら地震力に相当する水平荷重を単調载荷とした 2 軸载荷試験を実施して、地震時の破壊挙動の把握を行った。その結果、いずれのせん断スパン比の試験体も図 2-6 に示すようにフーチング上面引張側の柱フーチング接合部の損傷が支配的であった。また、上面主鉄筋量の増加によって、鉄筋降伏が軽減され、最大荷重が増加しており、地震時の損傷に対して上面鉄筋が有効であることが確認された。また、これらの試験体をモデル化した二次元弾性 FEM 解析を実施して、フーチングのせん断損傷はフーチングの上面主鉄筋降伏後、杭から柱基部間に作用する水平力により生じることを明らかにした。実験結果および解析結果は、ほぼ同様の傾向を示しており、フーチング上面鉄筋量を増やした試験体は耐力が増加したことから、フー

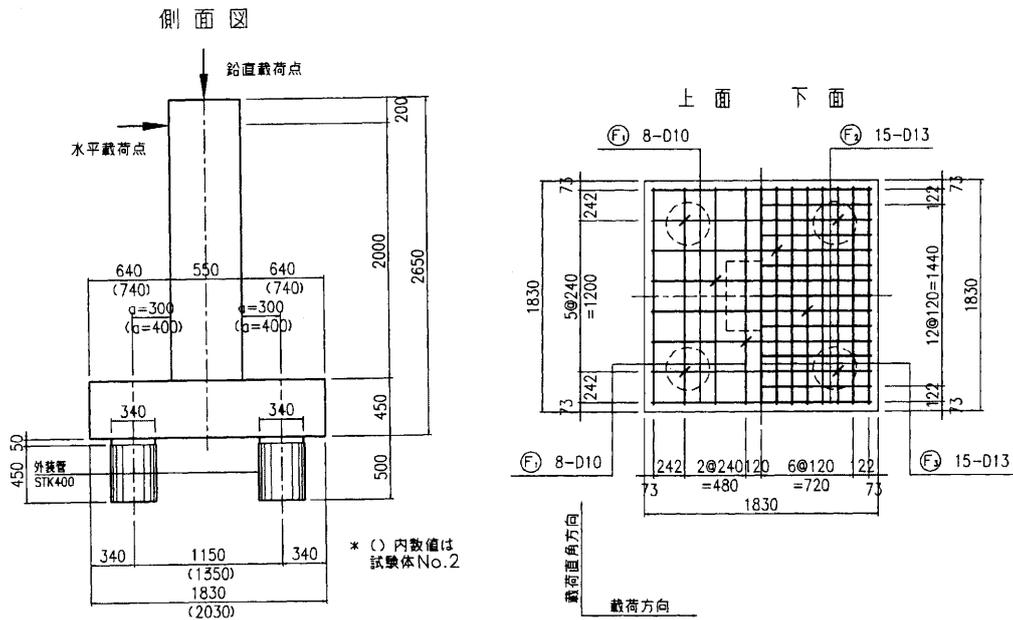


図 2-5 試験体と配筋概要 (単位: mm) <sup>13)</sup>

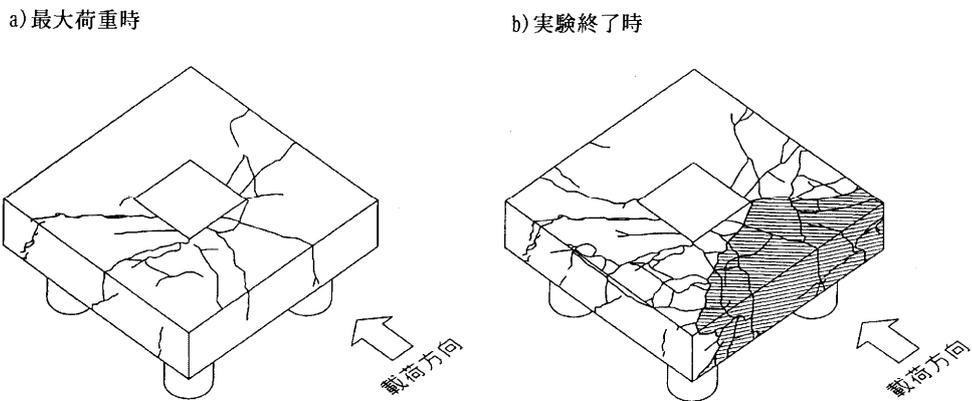


図 2-6 フーチングの損傷状況例 <sup>13)</sup>

チング上面鉄筋量を増加させることは地震時におけるフーチングのせん断損傷に対して有効であることを示した。

### (3) 多列杭を有するフーチングの耐荷挙動に関する研究

安藤ら <sup>14)</sup>はこれまでの研究は少数本の杭を対象としたものが多いことから、杭本数の多い多列杭を有するフーチングの耐震性については不明な点が多いと考え、多列杭を有する既設フーチングの耐震性を評価するため、橋脚、フーチング、杭頭部を一体とした実構造物

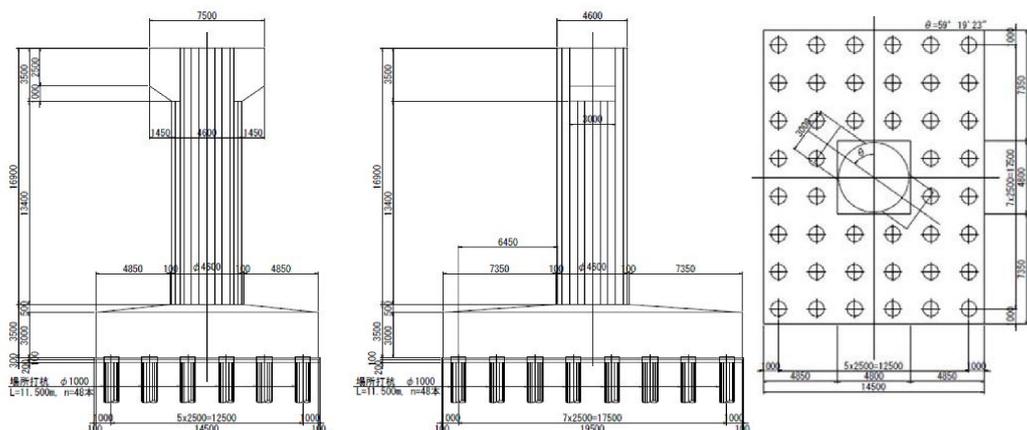


図 2-7 実験対象フーチング一般図 (単位：mm) 14)

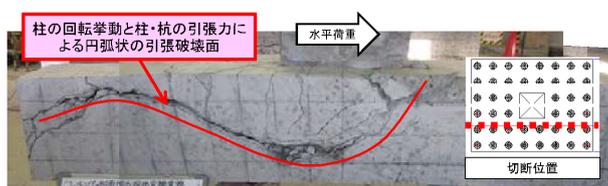


図 2-8 実験によるフーチングの円弧状の引張破断面 14)

(図 2-7) の 1/10 程度の縮尺の縮小模型試験体を用いた水平荷重載荷実験を実施し、その損傷メカニズム及び耐荷機構を明らかにするため 3 次元弾塑性有限要素法を用いた実験再現解析を行った。その結果、多列杭を有する既設フーチングは設計上のせん断耐力を超えてもせん断破壊は生じず、図 2-8 に示すように柱の回転挙動と柱・杭の引張力による円弧状の引張破壊がフーチングの内部に発生するものの、その損傷に対しフーチングの全幅で面的に抵抗するため変形能を有するじん性的な破壊形態となることを明らかにした。

### 2.2.3 フーチングの生産性に関する課題

兵庫県南部地震以降、設計地震力の増大から、部材寸法だけでなく配筋量が著しく増え、前節で示したような、合理的な設計を目的として行われた研究成果から耐力評価法の直しが試みられているが、複雑な破壊挙動から依然、安全側の設計となっている。一方、生産性の面においては設計地震力の増大によって高密度な配筋が設計され、それらが干渉することにより生産性を阻害する要因となっている<sup>17)</sup>。特に杭基礎とフーチングの部材接合部では、杭基礎の鉛直方向鉄筋とフーチングの下側に配置されている軸方向鉄筋が図 2-9 のように干渉するため、鉄筋の組直しや配筋の再検討が行われるなど生産性を低下させており、しばしば問題になっている。しかしながら、これらのような鉄筋干渉の改善も踏まえた合理的で生産性を向上させる設計方法の検討を試みた研究はないのが現状である。



図 2-9 フーチング下側鉄筋と杭基礎鉛直方向鉄筋の配筋事例

## 2.2.4 本研究の課題

本研究ではこれらの実情を踏まえて第 4 章に杭基礎フーチングの耐荷挙動に関する解析的検討を行う。谷村ら<sup>5)</sup>の実施した実験試験体を対象として解析によって破壊挙動の詳細を考察し、さらに杭が多列配置されるような実構造物スケールの杭基礎フーチングを想定し、鉄筋干渉を回避した配筋方法の提案と、その場合の破壊挙動を解析的に検討する。

## 2.3 L形接合部に関する既往の研究

### 2.3.1 L形接合部の設計の現状

ラーメン高架橋やラーメン橋脚における柱梁などのL形接合部は、図 2-10 a)のように部材それぞれの配筋が交わることにより鉄筋干渉や過密配置が発生し、ボックスカルバートの隅角部は、図 2-10 b)のように主鉄筋が交錯するうえ、せん断補強筋やハンチ筋などを配置することから過密配筋になり、生産性を阻害する要因になっている。また、さらに近年、耐震性能の要求の高まりから、RC 構造物の必要鉄筋量が増しており、特にこれらの接合部に関して、ますます施工が複雑化する傾向にある。

道路構造物におけるラーメン橋脚の柱梁接合部やボックスカルバートの隅角部などのL形接合部は、それぞれの部材が剛結され一体となり作用に抵抗することを前提とし、道路橋



a) ラーメン高架橋の部材接合部



b) ボックスカルバートの隅角部

図 2-10 部材接合部配筋例

示方書・同解説<sup>18)</sup>や道路土工 カルバート工指針<sup>19)</sup>で規定されている構造細目に従って設計される。また、鉄道構造物におけるラーメン高架橋の柱梁接合部は、鉄道構造物等設計標準・同解説<sup>20)</sup>に示される配筋仕様で設計される。しかし、これらの設計方法において構造物の要求性能は改訂が重ねられてきたのに対し、施工に直結する構造細目に関しては改訂が追いついていないため、実施工を念頭においた設計となっていないことがある。この実例として、道路橋示方書・同解説<sup>18)</sup>やコンクリート標準示方書<sup>21)</sup>で規定されている図 2-11 に示す柱梁接合部やラーメン構造の端接点部の外側に沿う軸方向鉄筋の曲げ内半径は、鉄筋直系の 10 倍以上でなければならないとした構造細目が挙げられる。この大きな曲げ内半径のためにラーメン高架橋、ラーメン橋脚およびボックスカルバートなどの L 形部材接合部の鉄筋は 3 次元的に錯綜し、組立時の鉄筋干渉による組み直しなどの生産性の低下だけでなく、コンクリート打設時に、ポンプ車のホースやコンクリートバイブレーターなどの挿入が困難なことによるコンクリートの充填不足から初期の品質不良が発生し、構造物の長期耐久性を低下させる要因となっている。

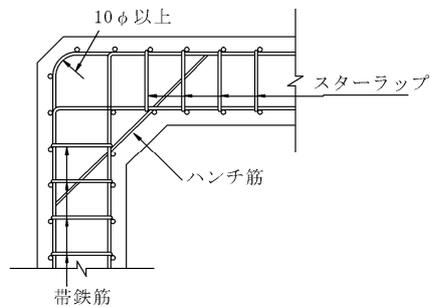


図 2-11 ラーメン構造端接点部の配筋<sup>21)</sup>

### 2.3.2 L形接合部の既往研究

建築の分野では鉄筋コンクリート造の柱や梁を主体とした構造物を扱う事が多いため、柱梁接合部についても数多くの検討や研究がされてきた。日本建築学会では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<sup>22)</sup>で梁曲げ降伏型の柱梁接合部のせん断強度の設計手法が定められている。これは、実験結果から統計的に定められたものであり、十字形接合部を基準としてト形接合部やL形接合部は形状係数が定められ、接合部の形状によって一律にせん断強度を減じているなど、理論的に定量化されたものではない。一方、塩原ら<sup>23)</sup>の研究では梁曲げ降伏型接合部の耐震設計における理論式が提案されており、実験結果と良い対応を示すことが報告されている。しかしながら、これらの建築の分野で用いられている設計手法は柱先行降伏とする土木分野での設計思想と異なっているうえ、比較的断面寸法が大きな道路構造物や鉄道構造物といった土木分野での構造物の適用には課題が残る。また建築の分野では、図2-12に示すような十字形接合部やト形接合部に関する検討が多く、建築物の最上階の隅にのみ形成されるL形接合部については検討例が少ない。一方で土木の分野では、ラーメン高架橋、ラーメン橋脚やRCボックスカルバートの隅角部などL形隅角部を形成する構造物が多くみられる。さらに、十字形接合部、ト形接合部、L形接合部のなかでL形接合部は最も耐力が小さいとされており、荷重の生じる方向（閉じる方向と開く方向）によって耐荷力や破壊性状が異なり破壊挙動を把握することは簡単ではない。

これらを背景に土木分野に合ったL形接合部の耐荷挙動の評価や配筋方法の合理化について研究が行われている。これまで行われてきた研究について大きく下記に分類することが出来る。

- (1) L形接合部の耐力評価<sup>24)~35)</sup>
- (2) L形接合部内の配筋の合理化<sup>36)~45)</sup>

これらの研究は主として配筋パターンを変えた実験的検討である。下記にこれらの研究のうち代表的な研究の概要を示す。

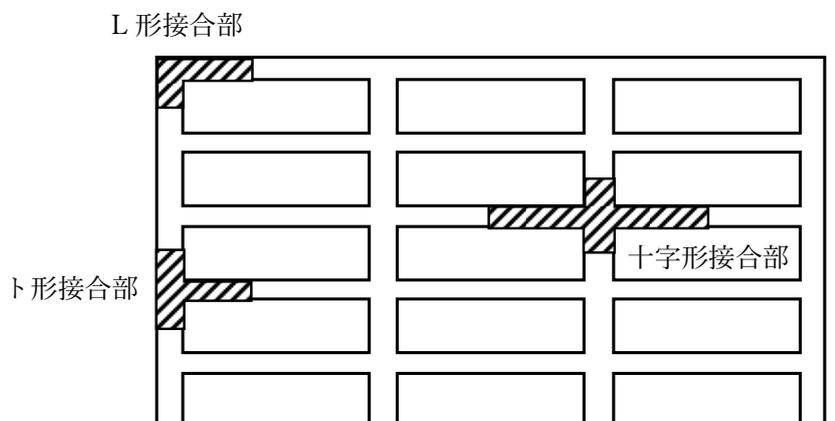


図 2-12 建築分野における一般的な柱梁接合部の形状

(1) L形接合部の耐力評価

L形接合部の耐力の評価を行った研究としては、接合部内の補強筋や軸方向鉄筋の配筋諸元が破壊性状、耐力、じん性に与える影響を確認するもの、軸方向鉄筋の簡略化のために機械式定着や定着版を用いた場合の耐力を評価するもの、複雑な破壊挙動を示すL形接合部の破壊挙動を解析的に表現することを試みたものなどがある。

渡辺ら<sup>24)</sup>は柱・梁部材のじん性を十分に発揮させるために必要な接合部の補強方法について検討することを目的として、鉄道高架橋の接合部をモデルとした図2-13に示すような試験体を用いて正負交番載荷試験を行った。その結果、図2-14に示すひび割れ状況を確認し、接合部のせん断補強筋は接合部の強度の増加および保持に対する効果があり、スタブを付けた接合部は強度および剛性の増加に対する効果があること、L形接合部は荷重方向によって異なった性状を示すことを示した。これらの実験により接合部を含む部材の変形は、接合部の補強方法により変形成分の影響の度合いが異なるため、じん性の推定にはそれらを適切に考慮する必要があるとの考察を示した。

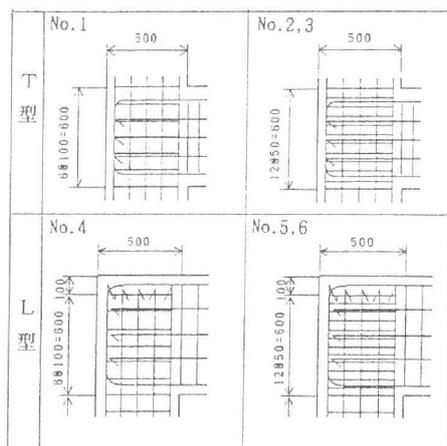
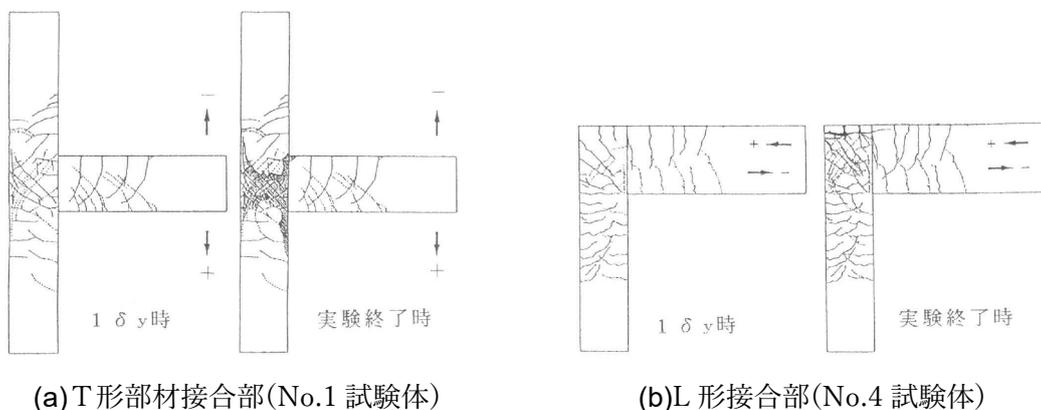


図 2-13 接合部の配筋例 (単位 : mm)<sup>24)</sup>



(a) T形部材接合部(No.1 試験体)

(b) L形接合部(No.4 試験体)

図 2-14 ひび割れ状況の例<sup>24)</sup>

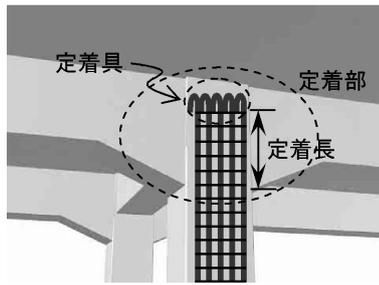


図 2-15 ラーメン高架橋の柱梁接合部<sup>28)</sup>



図 2-16 実験に用いた機械式定着<sup>28)</sup>

田所ら<sup>28)</sup>はラーメン高架橋の図 2-15 に示すような接合部は、柱梁等の鉄筋が輻輳することから、軸方向鉄筋の定着部を半円形フックに代えて、施工に優れた機械式定着(図 2-16)を用いた場合の定着性能を確認するために静的引張特性に関する載荷試験を行った。その結果、軸方向鉄筋に機械式定着鉄筋を用いた場合、所定の性能は有するものの、機械式定着部から脆性的な破壊が生じる場合があるため、一般に用いられる半円形フックに比べ、定着性能が劣る可能性があることを示した。

吉武<sup>29), 30)</sup>らは L 形柱梁接合部を想定した定着に関する研究のうち、実際の配筋を反映した実験は極めて少ない事から、実構造物の 1/4 や 1/2 程度の縮尺で実際の配筋仕様を模した試験体を作成し、図 2-17 に示すような梁軸方向鉄筋の曲げ内半径の大きさを  $10\phi$  から  $3\phi$  に変更したもの、鉄筋定着方法を半円形フックから機械式定着に変更したもの、供試体寸法を実構造物の 1/4 や 1/2 縮尺に変化させた試験体を作成し、破壊性状に及ぼす影響を検討した。この結果、梁の軸方向鉄筋の曲げ内半径は接合部の耐荷力に与える影響は少なく、柱の軸方向鉄筋を機械式定着に変更した場合はひび割れが定着部に進展し、図 2-18 に示すように接合部の性能が大きく低下する場合があることなどを示した。また、試験体寸法は破

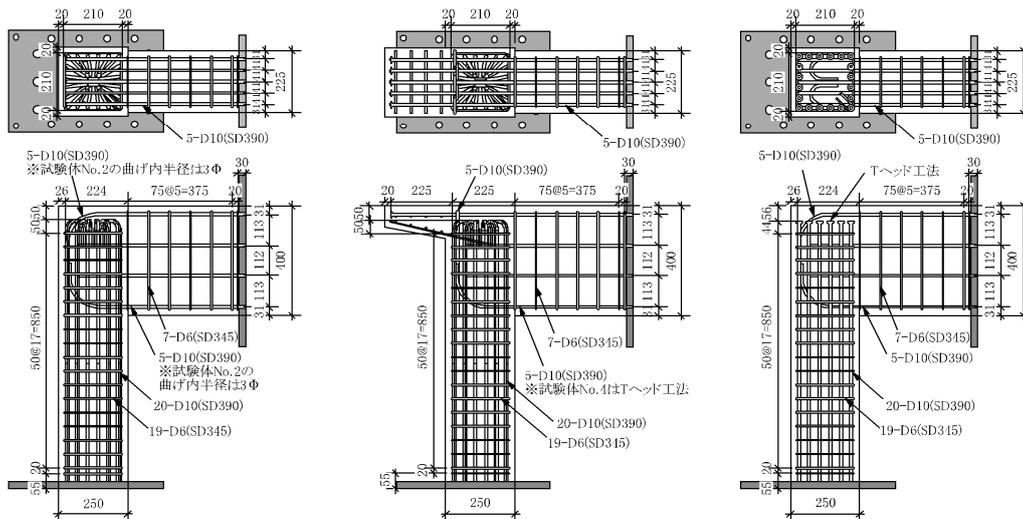


図 2-17 試験体の形状寸法例(左から No.1,No.3,No.5) (単位: mm)<sup>29)</sup>

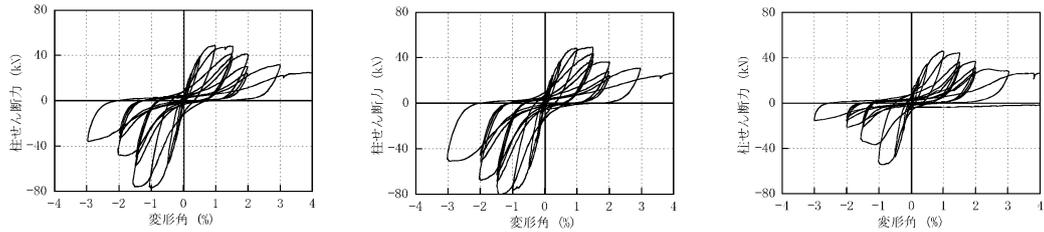


図 2-18 柱せん断力－変形角関係(左から No.1, No.3, No.5)<sup>29)</sup>

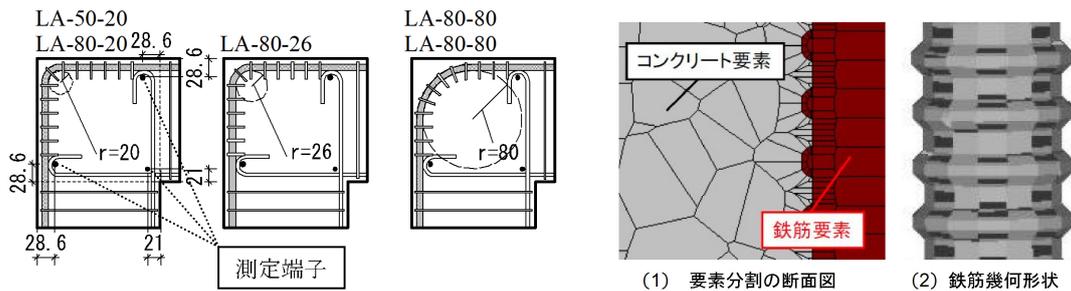


図 2-19 試験体の接合部配筋概要(単位：mm)<sup>31)</sup>

図 2-20 解析要素形状<sup>34)</sup>

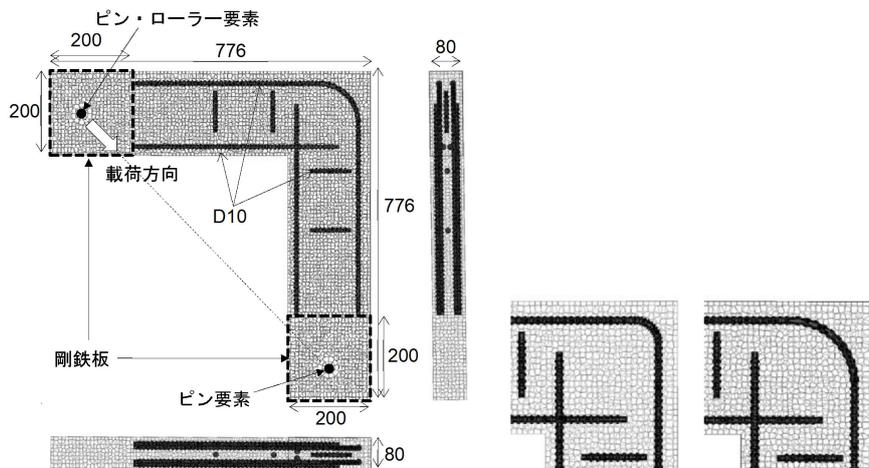


図 2-21 解析の全体モデルと接合部モデルパターン(単位：mm)<sup>34)</sup>

壊性状に及ぼす影響が少ないことも確認した。

一方で、堀田ら<sup>31)</sup>は建築の分野を模擬した、図 2-19 に示すような柱梁の外側軸方向鉄筋の曲げ内半径を変化させた試験体を作成し、閉じる方向の載荷試験を行い、軸方向鉄筋の曲げ内半径が接合部の強度に影響することを示した。また、生田ら<sup>34)</sup>は堀田ら<sup>31)</sup>の実験をもとに、剛体ばねモデルによって鉄筋を節までモデル化(図 2-20)し、ひび割れ進展を直接的に表現する微視構造解析(図 2-21)を用いて解析が実験を概ね再現できることを示した。これらの結果は、吉武ら<sup>29), 30)</sup>の研究と異なった結論となっているように思われるが、前提としている配筋仕様や配筋量が違うことが要因と考えられる。

## (2) L形接合部内の配筋の合理化

L形接合部は、配筋方法の工夫だけでなくコンクリートの材料変更や鉄筋の種別変更などといった様々なアプローチにより生産性向上やコンクリート充填性改善による品質向上を目的に、配筋合理化の検討が行われている。

徳永ら<sup>36)</sup>はラーメン高架橋の柱・梁・杭の接合部に鋼繊維コンクリートを用いることにより、接合部内の配筋合理化を目的として、鋼繊維コンクリートによる軸方向鉄筋の定着性能向上効果を定量的に把握するために鉄筋の引き抜き実験を行い、鋼繊維補強効果を加えた軸方向鉄筋の基本定着長算定式を提案した。また、**図 2-22** に示すような実構造物の 50% 程度の縮尺のラーメン高架橋接合部を模擬した試験体を作成して正負交番載荷実験を行い、提案した基本定着長算定式の検証を行った。これにより、接合部に鋼繊維コンクリートを用いた場合、定着性能の向上効果を考慮した定着長を基本定着長算定式によって求めることが可能となり、安全性および経済性について載荷試験の結果を表現できていることを示した。また、鋼繊維補強コンクリートを用いた場合に、接合部内の柱、杭の横補強筋を省略した場合でも変形性能とエネルギー吸収能は基準試験体と同等の性能を持つことを示し、これによって**図 2-23** に示すように過密な配筋を低減できる可能性を示した。

草野ら<sup>35), 39)</sup>、中田ら<sup>40)</sup>は鉄道ラーメン高架橋の柱梁接合部における軸方向鉄筋の曲げ内半径や補強鉄筋など接合部の配筋詳細が破壊性状に与える影響を検討することを目的として、**図 2-24** に示す実構造物の 50% 程度の縮尺の試験体を作成し、軸方向鉄筋の曲げ内半径や補強鉄筋の有無をパラメーターとして正負交番載荷試験を行った。また、これに併せた有限要素解析を行い接合部内の破壊性状に関する考察を行った。その結果、軸方向鉄筋の曲げ内半径は、接合部を開く方向に載荷した場合は耐荷力に影響が少なく、**図 2-25** に示すように閉じる方向に載荷した場合は影響が大きいことを示した。これは閉じる方向の載荷では曲げ内半径が小さい事で圧縮ストラット幅が小さくなり、接合部内の圧縮力が局所化することによるものである。また、接合部内の補強筋は主に変形性能の向上に寄与し、耐荷力に

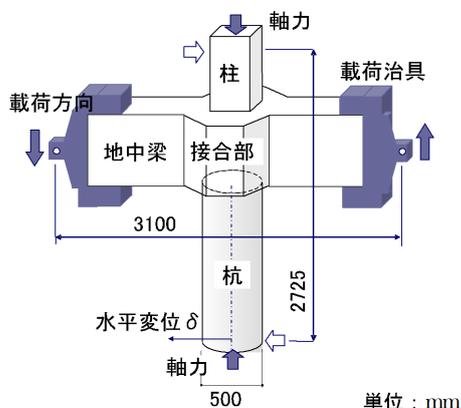


図 2-22 試験体形状図<sup>36)</sup>

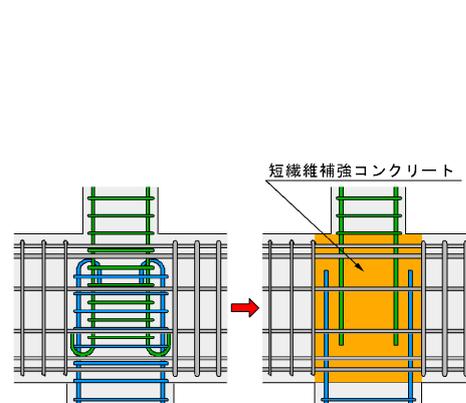


図 2-23 鋼繊維補強による鉄筋合理化イメージ<sup>36)</sup>

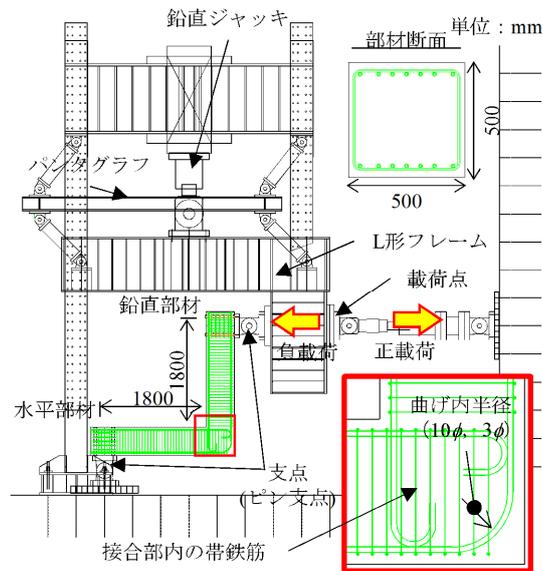


図 2-24 試験概要および接合部基準配筋<sup>35)</sup>

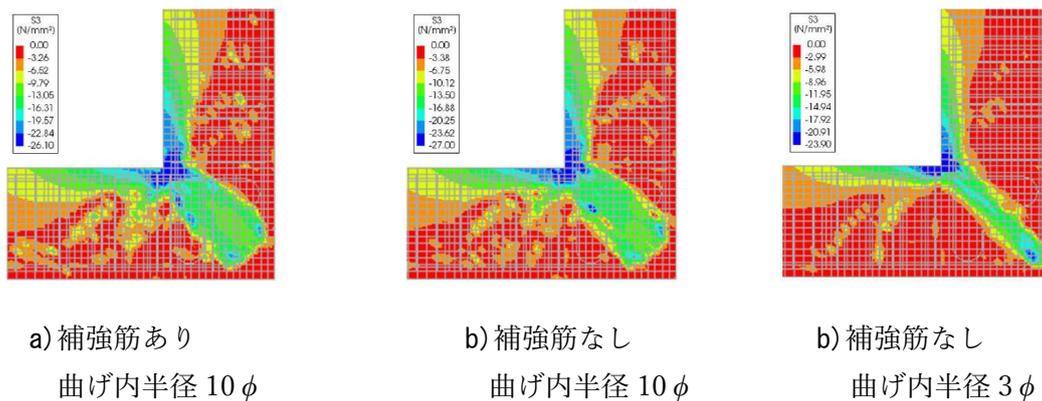


図 2-25 閉じる方向の最大荷重時の最小主応力分布(FEM 解析)<sup>39)</sup>

は大きな影響を与えないことも示した。これらから、接合部の現設計では、柱の塑性ヒンジ部に配置されている帯鉄筋量と同量の帯鉄筋を接合部に補強筋として配置しているが、必ずしも配置しなくても柱や梁といった隣接部材を先行破壊させるといった設計思想には影響がないことを示した。

星隅ら<sup>41)</sup>はラーメン高架橋の柱梁接合部の過密配筋対策の一つとして着目されている高強度鉄筋の使用を検討するために、高強度鉄筋を使用した場合の部材接合部の地震時挙動や損傷モードの検証を行った。柱や梁それぞれの部材では SD345 よりも高い強度の鉄筋 (SD490) を適用することによって、少ない鉄筋で断面に同程度の曲げ耐力を確保することができるが、柱や梁が交差する接合部内では軸方向鉄筋量が減ることにより、従来剛性が十分

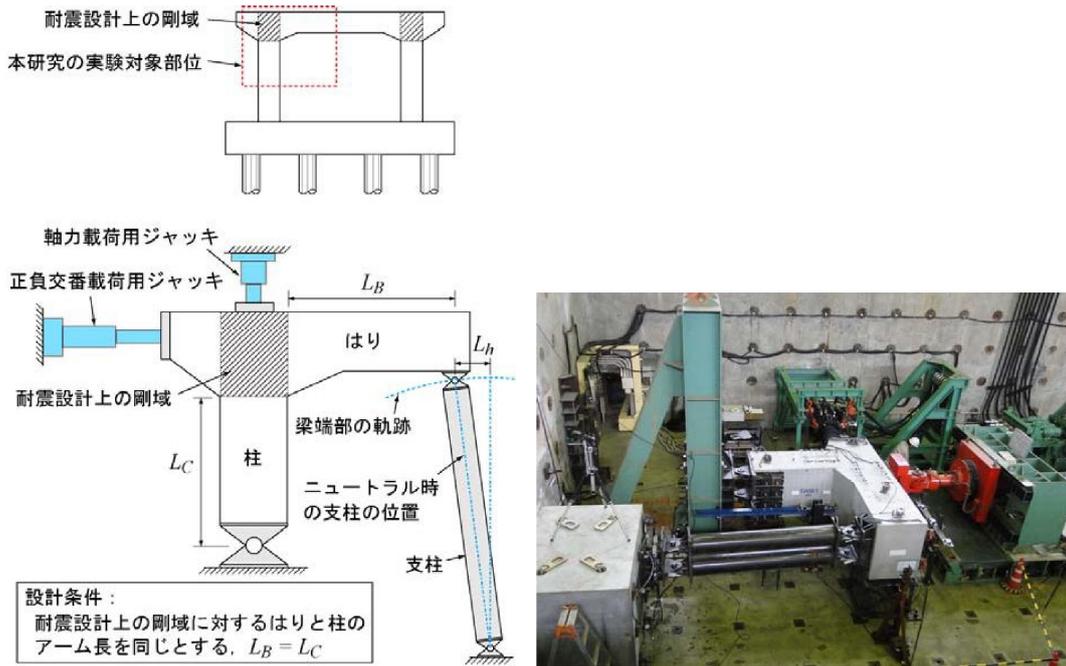
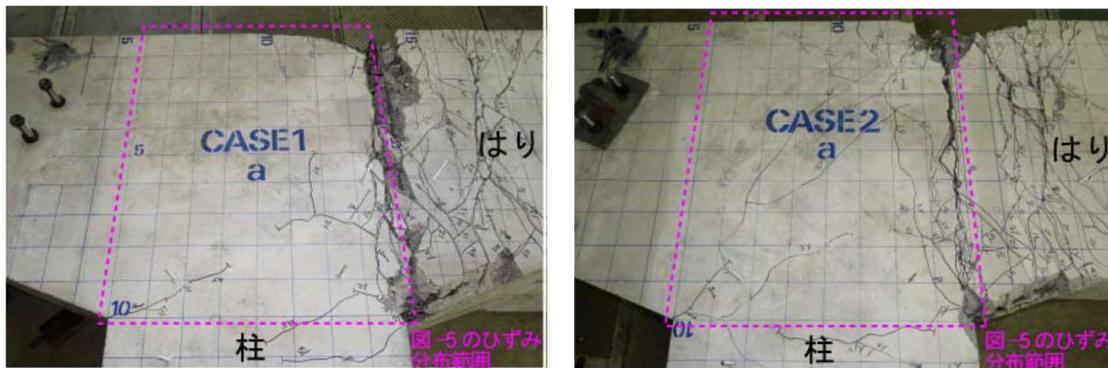


図 2-26 荷重試験概要とセットアップ状況<sup>41)</sup>



a) SD345 試験体                      b) SD490 試験体

図 2-27 実験終了後の接合部付近ひびわれ状況<sup>41)</sup>

に大きい部位として取り扱われている柱梁接合部の過程が成り立たなく可能性があるためこれを実構造物の 40%程度縮尺の試験体で正負交番荷重（図 2-26）を行って確認している。実験の結果、SD345 と SD490 の試験体では最終的な破壊モードは同様になったが、軸方向鉄筋と帯鉄筋のひずみ値は高強度鉄筋（SD490）のほうが全体的に大きくなる傾向にあった。また、接合部の高強度化に伴い図 2-27 のように新たに斜めひび割れが生じる傾向も確認された。これらのことより、高強度鉄筋を使用する場合であっても接合部の剛性は十分に大きいものとして取り扱うことは可能であるが、SD490 よりもさらに高強度の鉄筋を用いる場合は別途の検証が必要であることを示した。

ボックスカルバートの隅角部における研究として、渡辺ら<sup>42)</sup>は図 2-28 および図 2-29 に示すように、隅角部のハンチ寸法、ハンチ筋や補強筋の有無をパラメーターとして載荷試験を行い、ハンチ筋は主鉄筋量と同等量配置することで効果を発揮することや、補強筋は割裂ひびわれ発生に伴う荷重の低下の緩和に役に立つものの、じん性に及ぼす影響は明確に示さないことなどを示した。また、村田ら<sup>44)</sup>は施工性に着目して、内側主鉄筋の定着に機械式定着鉄筋を用いた場合の構造や、隅角部に鋼繊維コンクリートを用いることで、接合部の鉄筋あきや単位体積鉄筋量を大幅に低減させ、最大耐力は同等のまま、柱および梁が先行破壊することを 50%縮尺の試験体を用いた実験によって示した。さらに玉野ら<sup>45)</sup>は内側主鉄筋の定着に機械式定着鉄筋を用いることが接合部の構造性能に及ぼす影響を検討するために、内側主鉄筋の定着に直角フックを用いたものと比較し、載荷試験と有限要素解析を行った。実験と解析から、内側主鉄筋の定着に機械式定着鉄筋を用いた場合と直角フックを用いた場合では構造性能の違いは小さいことを示し、配筋の合理化の可能性を示した。

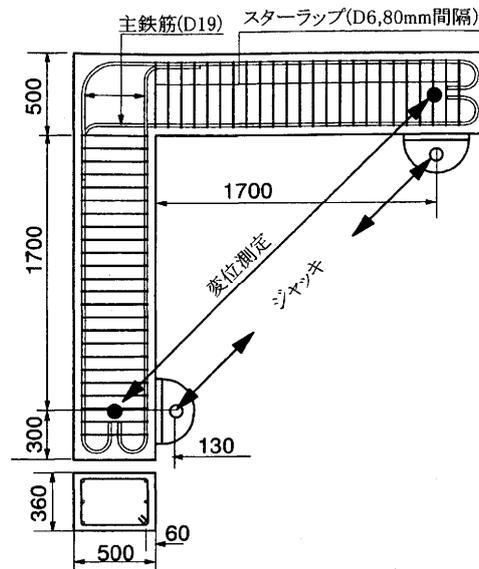


図 2-28 試験体概要 (単位: mm)<sup>42)</sup>

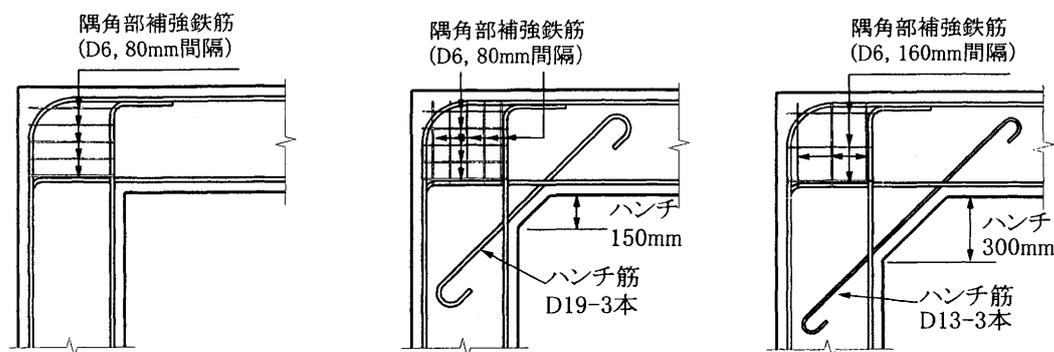


図 2-29 試験体隅角部の配筋および躯体形状例<sup>42)</sup>

### 2.3.3 L形接合部の生産性に関する課題

これまで述べたように、L形接合部の耐荷力は載荷方向（閉じる方向と開く方向）によって破壊性状が異なるため、破壊挙動を適切に評価することが難しい。また、十字形接合部、ト形接合部と比べて一般に耐荷力は小さい。これらを踏まえてL形の接合部が比較的少ない建築の分野<sup>22)</sup>では形状係数を決めて一律に耐荷力を減じて検討の労力を省くことは、ある意味では合理的と考えることも出来る。

しかしながら、土木の分野ではL形接合部を形成する箇所が数多くあり、接合部は剛域と設定されるため、過度に安全側にならないように、破壊挙動を適切に評価して設計に生かすことが重要である。また、接合部内の鉄筋の過密配置や干渉を改善し、鉄筋組み立ての生産性向上を図ることや、過密配筋を解消することで鉄筋の空きを確保しコンクリートの充填性を改善<sup>17)</sup>することで密実なコンクリートを打設することが課題となっている。

### 2.3.4 本研究の課題

本研究では第5章にL形柱梁接合部の配筋の合理化に関する解析的検討を行う。草野ら<sup>35)</sup>、<sup>39)</sup>、中田ら<sup>40)</sup>によって行われた鉄道ラーメン高架橋のL型柱梁接合部を模擬した実験をモデルとして解析的に破壊挙動の詳細を考察し、解析と実験の整合性を確認したうえで、L形柱梁接合部の鉄筋干渉を軽減し、耐荷力の向上が可能な配筋方法を提案する。また、この考察から得られた知見をもとに、ボックスカルバートのL形隅角部を模擬した実構造物スケールの解析モデルを作成し、生産性向上や品質確保に資する配筋諸元を検討する。

## 2.4 配筋作業の生産性向上に対するその他の取り組みと課題

配筋作業の生産性を向上するために、これまで述べたものの他に行われている代表的な取り組みや今後検討すべき課題について下記に示す。

#### (1) 3Dモデルでの鉄筋干渉の確認

従来の配筋図（2次元）では鉄筋が線として描かれているため図面上で鉄筋同士の干渉が確認しづらくなっている。また、部材ごとに別々の図面に描かれているものも多く、それらの干渉の把握に関しては過去の経験から不具合の多い箇所について一つずつ、複数の図面を照らし合わせながら確認するしかなかった。しかし、ソフトの発展により3次元モデルの作成が可能となり、鉄筋の太さを考慮した鉄筋の可視化や干渉チェックなどを設計時に行えるようになってきた（図2-30）。

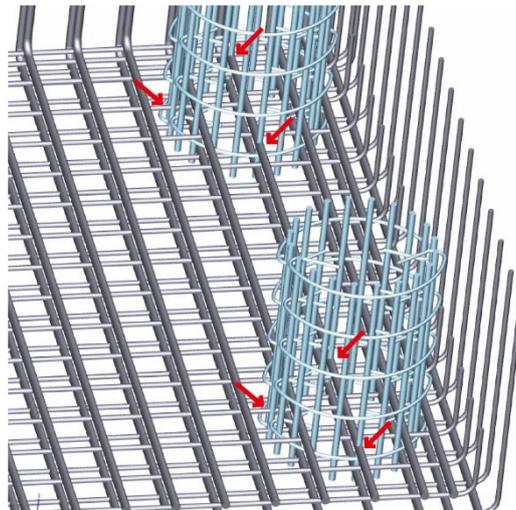


図 2-30 3D モデルでの鉄筋干渉確認例

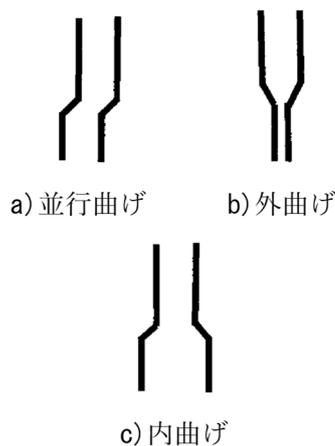


図 2-31 鉄筋の折り曲げ形状<sup>46)</sup>

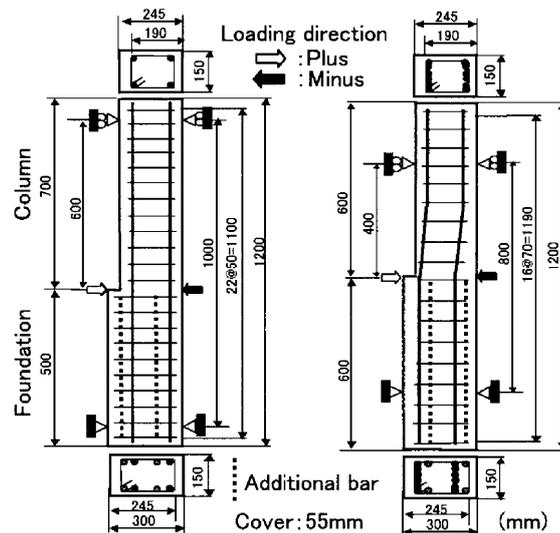


図 2-32 試験概要(並行曲げ)<sup>46)</sup>

## (2) 他の鉄筋と干渉する主筋の定着長内での折り曲げ

接合部内の鉄筋同士の干渉を回避する方法に主筋を定着長内で折り曲げて、鉄筋同士の干渉を回避する方法がある。例えば柱杭接合部における、柱主筋と杭主筋が干渉する場合などがある。接合部内で定着される柱主筋を折り曲げることで鉄筋干渉が回避できる場合、折り曲げ角度がわずかであれば定着性能に影響がないと考えられる。このことから辻ら<sup>46)</sup>は鉄筋の折り曲げ形状を図 2-31 に示すように 3 つに分類し、図 2-32 の概要図のような試験体を用い、正負交番載荷試験を行った。試験の結果、定着長内での折り曲げ角度を 1/5 程度以下(望ましくは 1/7 以下)の勾配とすれば定着性能の低下が少ないことが示されている。これは、施工段階において、条件が一致した場合に鉄筋干渉を回避でき、施工性および品質を確保する有効な手段の一つとして考えられるが、現在のところ明確に規定されていない。

### (3) 鉄筋の合理的な曲げ形状の性能照査

鉄筋の曲げ加工は、コンクリート標準示方書<sup>21)</sup>で記されている折り曲げ鉄筋の曲げ内半径(図 2-33)やフックの曲げ内半径(図 2-34)の仕様規定に従っているのが現状である。コンクリートに生じる支圧力の大きさを考慮し、鉄筋の定着性能等の性能を担保しつつ、曲げ加工形状の選択の自由度を上げる事で、使用部位によっては曲げ加工方法を工夫し、施工性が向上する可能性がある。鉄筋の曲げ形状に関して性能照査方法を検討、整備し、直角フックの適用拡大や曲げ内半径の縮小が可能となるよう研究開発が必要である。

### (4) あき重ね継手の規定

鉄筋の重ね継手は、土木の分野では鉄筋同士を密着させて結束することが一般的な認識となっている。重ね継手の本来の考え方は、コンクリートを介して応力伝達を行うものであり、図 2-35 に示すような、あき重ね継手と呼ばれる鉄筋間に隙間を空けて配置する継手も理論上は問題ない。しかし、あき重ね継手は土木分野での一般的な認識と相違があることから、継手として認められにくい状況になっている。一方、建築の分野では米国の ACI 規準を参考に鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説<sup>47)</sup>において、あき重ね継手も通常の重ね継手と同等に有効であると認められている。

あき重ね継手の規定が検討、整備されれば、プレキャスト工法や鉄筋先組工法において鉄筋の代直しの作業が軽減され工程短縮、省人化が可能になり、品質低下のリスクも軽減できる。また、設計においても配筋ピッチの設定における制約が軽減されるため、最適な設計や設計作業の効率化につながる。

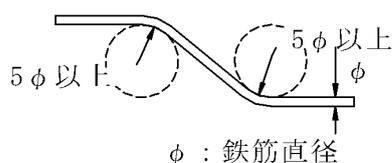


図 2-33 折り曲げ鉄筋の曲げ内半径<sup>21)</sup>

種類		曲げ内半径 (r)	
		軸方向鉄筋	スターラップおよび帯鉄筋
普通丸鋼	SR235	2.0φ	1.0φ
	SR295	2.5φ	2.0φ
異形棒鋼	SD295A, B	2.5φ	2.0φ
	SD345	2.5φ	2.0φ
	SD390	3.0φ	2.5φ
	SD490	3.5φ	3.0φ

図 2-34 フックの曲げ内半径<sup>21)</sup>

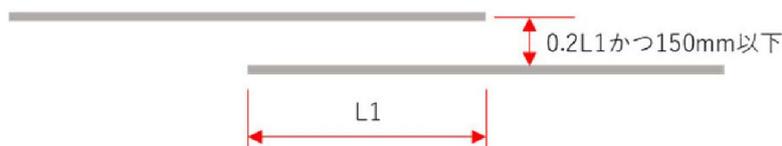


図 2-35 あき重ね継手<sup>47)</sup>

## 参考文献（第2章）

- 1) 二羽淳一郎：FEM解析に基づくディープビームのせん断耐力算定式，第2回RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集，pp. 119-126, 1983.
- 2) 石橋忠良，松田好史，斉藤啓一：少数本のくいを用いたフーチングのせん断設計について，土木学会論文報告集，No. 337, pp. 197-204, 1983.
- 3) 石橋忠良，斉藤啓一，寺田年夫：柱式橋脚を有するフーチングのせん断設計について，コンクリート工学年次論文報告集，9-2, pp. 317-322, 1987.
- 4) 石橋忠良，斉藤啓一，寺田年夫：少数本のくいを用いたフーチングのせん断補強に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，10-3, pp. 565-570, 1988.
- 5) 谷村幸裕，二羽淳一郎，渡邊忠朋，佐藤勉，鈴木裕隆，吉田幸司：スターラップを有する杭基礎フーチングのせん断耐力評価に関する研究，土木学会論文集，No.795/V-68, pp. 127-143, 2005.
- 6) 轟俊太郎，田所敏弥，谷村幸裕，進藤良則：直接支持されたフーチングのせん断耐力算定における有効幅の検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.34, No.2, 2012.
- 7) Hegger, J., Sherif, A. G. and Ricker, M.: Experimental investigations on punching behavior of reinforced concrete footings, ACI Structural Journal, July-August, pp. 604-613, 2006.
- 8) Hallgren, M. and Bjerke, M.: Non-linear finite element analyses of punching shear failure of column footings, Cement & Concrete Composites, Vol. 24, pp. 491-496, 2002.
- 9) Vacev, T., Bonic, Z., Prolovic, V., Davidovic, N. and Lukic, D.: Testing and finite element analysis of reinforced concrete column footings failing by punching shear, Engineering Structures, Vol. 92, pp. 1-14, 2015.
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，2017.
- 11) 藤井康男：杭を有するフーチングの地震時終局挙動に関する検討，阪神高速道路公団，技報第18号，2000.
- 12) 幸左賢二，藤井康男，水田崇志，森田修二：地震時のフーチング損傷メカニズムに関する研究，土木学会論文集，No. 655/V-48, pp. 63-73, 2000.
- 13) 幸左賢二，安藤高士，白戸真大，水田和之：地震時における柱・フーチング接合部の損傷メカニズムに関する研究，土木学会論文集，No. 746/V-61, pp. 41-55, 2003.
- 14) 安藤高士，服部匡洋，篠原聖二：多列杭を有する既設フーチングの耐震性能評価実験及び損傷メカニズムに関する検討，阪神高速道路第50回技術研究発表会論文集，2018.
- 15) 鈴木邦康，大築和夫，津幡卓也：杭支持独立フーチングの耐力に及ぼす配筋法の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vo.20, No.3, pp. 889-894, 1998.
- 16) 土木学会：コンクリート構造の限界状態設計法試案，コンクリートライブラリー48, 1981.

- 17) 土木学会：コンクリート構造物における品質を確保した生産性向上に関する提案，コンクリートライブラリー148, 2016.
- 18) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋・コンクリート部材編，2017.
- 19) 日本道路協会：道路土工 カルバート工指針（平成21年度版），2010.
- 20) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），2004.
- 21) 土木学会：コンクリート標準示方書 [設計編]，2017.
- 22) 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.
- 23) 塩原等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：梁曲げ降伏型接合部の耐震設計，日本建築学会構造系論文集，Vol.74, No.640, pp. 1145-1154, 2009.
- 24) 渡辺忠朋，松本信之，三島徹也：鉄道ラーメン式高架橋における柱・はり接合部が部材じん性に及ぼす影響に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，13-2, pp. 525-530, 1991.
- 25) 吉住陽行，内田康一，矢野栄二郎，服部尚道，黒岩俊之，北沢宏和，谷村 幸裕，田所敏弥，徳永宏：RC ラーメン高架橋の柱梁接合部における柱軸方向鉄筋の定着性能に関する実験的検討，土木学会第64回年次学術講演会，pp. 997-998, 2009.
- 26) 吉武謙二，小倉大季，小川晃：接合部内の柱と梁主鉄筋の鉛直・水平位置関係が鉄筋付着特性に及ぼす影響，土木学会第64回年次学術講演会，pp. 1109-1110, 2010.
- 27) 長井宏平，大胡賢一：機械式定着具を用いた定着部の損傷時における静的定着性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.32, No.2, pp. 601-606, 2010.
- 28) 田所敏弥，谷村幸裕，徳永光宏，米田大樹：高架橋接合部における機械式定着を用いた定着部の静的引張特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.31, No.2, pp. 691-696, 2009.
- 29) 吉武謙二，小川晃，小倉大季，前之園司：コンクリート工学年次論文集，Vol.34, No.2, pp. 541-546, 2012.
- 30) 吉武謙二，小川晃，小倉大季，長井宏平：柱梁接合部の構造性能に及ぼす梁軸方向鉄筋の定着仕様および寸法効果の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.35, No.2, pp. 583-588, 2013.
- 31) 堀田久人，西澤直仁：鉄筋コンクリート柱梁 L 字形接合部せん断強度に及ぼす主筋配筋の影響に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.34, No.2, pp. 283-288, 2012.
- 32) 幸良淳志，中田裕喜，草野浩之，田所敏弥：高架橋接合部における機械式定着鉄筋の静的引張特性と定着性能向上に関する検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.40, No.2, pp. 505-510, 2018.
- 33) 林大輔，長井宏平，吉武謙二，小倉大季：三次元離散解析による鉄筋あきが定着性能に及ぼす影響の評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.34, No.2, pp. 559-564, 2012.
- 34) 生田浩一郎，長井宏平，林大輔，吉武謙二：L字型 RC 柱梁接合部の破壊性状に及ぼす鉄筋曲げ内半径の影響に関する解析的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.35,

- No.2, pp. 235-240, 2013.
- 35) 草野浩之, 中田裕喜, 田所敏弥, 幸良淳志: L形柱梁接合部における圧縮ストラットの形成と耐力に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.41, No.2, pp. 325-330, 2019.
  - 36) 徳永光宏, 谷村幸裕, 伊藤始, 米田大樹: 鋼繊維補強コンクリートを用いた高架橋接合部における杭軸方向鉄筋の定着長算定手法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp. 1273-1278, 2009.
  - 37) 田所敏弥, 谷村幸裕, 前田友章, 徳永光宏, 轟俊太朗, 米田大樹: 鋼繊維コンクリートを用いたラーメン高架橋部材接合部の開発, 鉄道総研報告, Vol.23, No.12, PP. 35-40, 2009.
  - 38) 中田裕喜, 西村脩平, 田所敏弥, 幸良淳志: ラーメン高架橋の柱梁接合部における機械式定着工法の適用法, 鉄道総研報告, Vol.34, No.6, PP. 29-34, 2020.
  - 39) 草野浩之, 中田裕喜, 田所敏弥, 安保知紀: 接合部内の配筋諸元が L 形 RC 柱梁接合部の破壊性状に及ぼす影響, 日本地震工学シンポジウム, pp. 51-60, 2018.
  - 40) 中田裕喜, 西村脩平, 渡辺健, 田所敏弥: L 形 RC 柱はり接合部における帯鉄筋による補強効果に関する一考察, 土木学会年次学術講演, 2020.
  - 41) 星隈順一, 和田圭仙: 橋梁の RC 部材接合部の合理的な耐震性能評価法に関する研究, 土木研究所成果報告書, No.13, pp. 1-12, 2012.
  - 42) 渡辺博志, 河野広隆: L 型 RC 隅角部の強度と変形特性に関する検討, 土木学会論文集, No. 662/V-49, pp. 59-73, 2000.
  - 43) 幸左賢二, 安田扶律, 藤井康男: 開削トンネル隅角部の耐震性に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp. 321-322, 1998.
  - 44) 村田裕志, 畑明仁: RC ボックスカルバート隅角部の配筋合理化に関する数値解析的検討, 土木学会第 72 回年次学術講演会, pp. 997-998, 2017.
  - 45) 玉野慶吾, 桑野淳, 後藤隆臣, 平陽兵: 主鉄筋の定着に機械式定着を用いた RC 隅角部に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp. 613-618, 2016.
  - 46) 辻正哲, 石川雄志, 畑中強志, 澤本武博, 飯田竜太, 岡本大: 主鉄筋の位置ずれ修正が RC 部材の力学的挙動に及ぼす影響, 日本材料学会学術講演会講演論文集, Vo.54, No.8, PP. 861-868, 2005.
  - 47) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説, 2021.

## 第3章 解析手法

### 3.1 Voronoi 分割を用いた要素離散化法

#### 3.1.1 Voronoi 分割

剛体バネモデルを用いた離散化解析においては、ひび割れの進展および破壊の性状は、要素分割に依存することが知られている。すなわち、要素分割の違いにより、ひび割れ進展状態が変化するだけでなく、実験値とは異なる破壊荷重が求められることがある。このような要素分割に対する依存性を克服するために、予め破壊パターンが推定できる場合には、要素の境界をできるだけひび割れ進展経路にあわせて要素分割を行う方法がある。しかし、実際には破壊パターンの予知ができない場合に対しての解析を行いたいことが多い。

本研究では、解析結果が要素分割に依存する性質を低減するため、コンクリートの要素分割に対し、3次元でランダムな形状の多面体要素を生成する Voronoi 分割を採用する。Voronoi 分割は、Voronoi により提案された計算幾何学の概念であり、空間内にランダムに置かれた有限個の点（母点）の勢力圏を表す領域分割法である。平面上に  $n$  個の点  $p_1, p_2, p_3, \dots, p_n$  が与えられたとき、点  $p_i$  の Voronoi 領域  $V_i$  は、次のように定義される。

$$V_i = \{ p \in Eu : d(p, p_i) \leq d(p, p_k), k = 1, 2, \dots, n \} \quad (3.1.1)$$

ここで  $V_i$  は、点  $p_1, p_2, p_3, \dots, p_n$  の中で  $p_i$  が最も近い点であるような点の集合であり、点  $p_i$  の勢力圏を表す。  $p$  はユークリッド空間  $Eu$  の任意点を、  $d(p, p_i)$  は点  $p$  と点  $p_i$  のユークリッド距離を表す。ユークリッド空間とは幾何学の場合となる空間のことで、3次元の例えば  $(x, y, z)$  などで表される空間を指す。ユークリッド距離はユークリッド空間内での2点間の距離のことで、本研究では3次元のユークリッド空間を用いるため3次元における2点間の距離

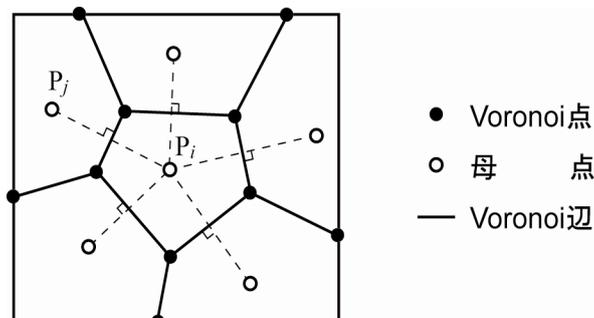


図 3-1 Voronoi 図の概念

となる。

図 3-1 のように、一様乱数によりランダムに発生させたある母点  $P_i$  に対し Voronoi 分割要素を生成する。要素を生成するために必要となる Voronoi 分割要素の要素境界 (Voronoi 辺) は、隣接する要素の母点との間に結ばれた線に対する垂直二等分線がこの役割を果たす。Voronoi 辺同士を結ぶことで多面体の要素を生成することができる。この Voronoi 領域は母点  $P_i$  のみならず、全ての母点  $P_1, P_2, P_3, \dots, P_n$  についても同様につくることができる。すなわち、Voronoi 領域の集合  $V$  は、式(3.1.2)のように表され、Voronoi 図は、母点  $P_1, P_2, P_3, \dots, P_n$  よりなる幾何図形である。

$$V = \{ V_1, V_2, \dots, V_n \} \quad (3.1.2)$$

Voronoi 図の全ての分割線は、その両側の母点から等距離にあるため両側の母点から等しい強さの影響を受ける。

## 3.2 3次元剛体バネモデル

### 3.2.1 はじめに

本研究では、材料を離散的に扱う解析手法の一つである 3次元剛体バネモデル (RBSM) を用い、コンクリート材料のモデル化を行う。剛体バネモデルでは、解析対象物を有限個の要素に分割し、要素自身を剛体と仮定する。隣接する要素との間にバネを設定し、そのバネ間に作用するエネルギーを評価することで、材料の力学挙動を追跡する方法である。本節では、コンクリートのモデル化として、3次元剛体バネモデルの定式化について述べる。

### 3.2.2 剛体要素変位の設定

剛体バネモデルではコンクリートを連続体と仮定する。連続体の力学において変位は物質の位置の変化を指し、剛体バネモデルでは剛体の位置が変化する場所を剛体変位場と呼ぶ。要素自身は剛体であるため形状や大きさの変化を伴わない。このため、3次元での剛体変位場内の変形要素について考えた場合、X, Y, Z 方向の変位 ( $u, v, w$ ) と剛体回転角 ( $\theta_x, \theta_y, \theta_z$ ) の 6 成分により、各要素の剛体運動を仮定することができる。

剛体の自由度を理解するため、2次元における図 3-2 に示すような直方体の形状をした剛体を考える。この剛体はベクトルを X, Y 座標系の中で表すことができる面内運動のみ生じ、面外運動は発生しないものとする。面内とは、要素の移動を3次元で考えるときのユークリッド空間であり、面外はそれ以外の領域を指す。剛体 ABCD が X 方向に並進運動を起こした時、剛体 A'B'C'D' の位置に移動する。剛体の基本的な特徴は運動が生じても剛体内部における 2 点間の距離に変化がないことであるから、並進運動が発生したあとでも剛体形

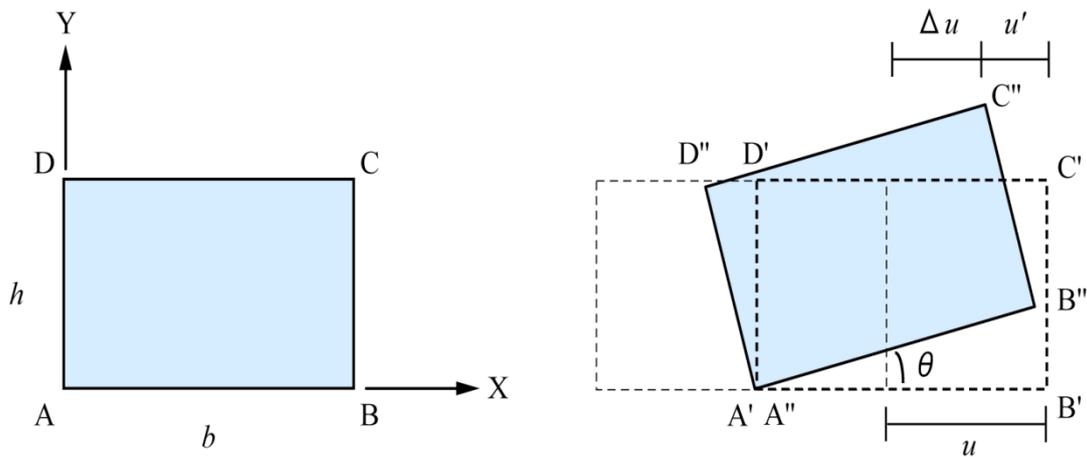


図 3-2 2次元場における剛体変位

状に変化は生じない。同様に回転が生じ、 $\theta$ だけ回転して剛体が  $A''B''C''D''$  となっても形状そのものは元のままである。

仮に剛体の自由度( $u, v, \theta$ )を設定したとする。このとき、C点の位置はX方向への並進運動により、C'点はC''点へと移る。ここで、C'点がC''点に移動した場合のX方向の移動量 $\Delta u$ は、

$$\Delta u = u - u' \tag{3.2.1}$$

と計算することができる。 $u$ は並進運動によるX方向の移動量であり、 $u'$ は剛体回転によって生じたX方向の成分である。剛体回転角の正方向を半時計回りにとれば $u'$ は、

$$u' = h \times \sin \theta + b \times (1 - \cos \theta) \approx h \times \theta \tag{3.2.2}$$

となる。ここで重要なことは $\sin \theta \approx \theta$ 、 $(1 - \cos \theta) \approx 0$ となるような微小回転角を考えていることである。もし回転量が大きくなるような場合には、このような近似を行わず別途に有限回転に対する定式化を行う必要がある。

以上から、C点のX方向移動量 $\Delta u$ は、

$$\Delta u = u - h \times \theta \tag{3.2.3}$$

と計算できる。同様にして、C点のY方向移動量を求めると、

$$\Delta v = v + b \times \theta \quad (3.2.4)$$

となる。式(3.2.3)と式(3.2.4)の相違点は符号が異なっていること、 $h$ の代わりに $b$ となっていることの2点である。

以上の式の展開においては、基準点をA点にとり回転の伴う移動を考えてきた。要素内変形の生じない剛体変位場では、この点を任意の位置に設定できる。しかし、各々の要素が勝手に基準点を設けていてはプログラミング上都合が悪いので、基準点を決定するための法則を定める。通常はこの法則として要素の重心を基準点として考え、その点に自由度 $(u,v,\theta)$ を設定している。以後の展開は特にこだわらない限り、重心に自由度を設けたものとするが、実際に解析を行う際には、Voronoi分割の幾何学的特性を利用するために、Voronoi母点を基準点として自由度を設定する。

剛体バネモデルにより、平面問題の解析を行おうとする場合、有限要素法と同様、解析領域を有限な要素に分割しなければならない。有限要素法では複雑な形状や性質を持つ物体を単純で小さい形（三角形や四角形など）に分割して近似し全体の挙動を知る。しかし、剛体バネモデルでは剛体変位場を仮定しているだけで要素形状には制限がない。一般には、計算精度上凸角形を用いた方がよく、特別な理由がない限り、凹角形の使用は避けるべきである。ここでは、要素形状を多面体とし、モデル化を続けることとする。

3次元剛体バネモデルを考える場合、その自由度は、X、Y、Z方向の変位 $(u,v,w)$ と剛体回転角 $(\theta_x,\theta_y,\theta_z)$ の6成分となる。要素重心に平行変位成分 $(u,v,w)$ 、および、剛体回転角 $(\theta_x,\theta_y,\theta_z)$ を図3-3のようにとる。このとき、先の式(3.2.3)、(3.2.4)同様、要素境界面上の任意点Pに関する移動量は重心の剛体変位パラメータにより表すことができる。

今、重心Gの座標値を $(x_G,y_G,z_G)$ とし、境界面上の任意の点Pの座標値を $(x,y,z)$ とすれば、

式(3.2.3)、式(3.2.4)における $h$ と $b$ 、さらに奥行き方向 $l$ は、図3-3の場合、

$$\begin{aligned} h &= y - y_G \\ b &= x - x_G \\ l &= z - z_G \end{aligned} \quad (3.2.5)$$

と考えることができる。したがって、P点のX方向、Y方向、Z方向移動量 $(U,V,W)$ は、重心の剛体変位により、以下のように表すことができる。

$$\begin{aligned} U &= u + (z - z_G) \times \theta_y - (y - y_G) \times \theta_z \\ V &= v + (x - x_G) \times \theta_z - (z - z_G) \times \theta_x \\ W &= w + (y - y_G) \times \theta_x - (x - x_G) \times \theta_y \end{aligned} \quad (3.2.6)$$

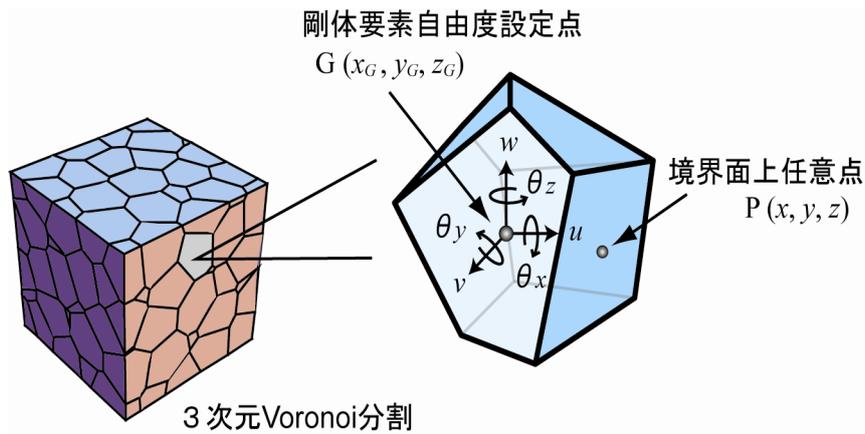


図 3-3 剛体自由度の設定

式(3.2.6)をマトリクスにより表現すれば次式の様になる.

$$\begin{Bmatrix} U \\ V \\ W \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & z - z_G & -(y - y_G) \\ 0 & 1 & 0 & -(z - z_G) & 0 & x - x_G \\ 0 & 0 & 1 & y - y_G & -(x - x_G) & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \\ \theta_x \\ \theta_y \\ \theta_z \end{Bmatrix} \quad (3.2.7)$$

剛体バネモデルによる 3 次元解析では、以上のようにパラメータとして、要素重心における剛体変位  $(u, v, w, \theta_x, \theta_y, \theta_z)$  の 6 成分を考えるため、拘束条件を含む系の自由度数は、要素数  $\times 6$  となる。

### 3.2.3 要素間の相対変位

上記では、ある一つの要素に着目し、剛体変位場における変位パラメータについて説明した。ここでは、その関係を利用して、2 要素間の相対変位について考える。

剛体バネモデルでは、要素内に自由度が設けられているため、要素重心に設けられた剛体変位により重ね合わせが行われる。そこで、剛体バネモデルでは、隣接する 2 要素間の相対変位を利用し、この相対変位と各要素境界面上に設けたバネにより、各々の要素間に蓄えられるエネルギーを計算することによって各要素間に関連性をもたせ、重ね合わせを行う。この様に、相対変位は剛体バネモデルにとって重要な役割を担い、剛体バネモデルにおける特徴の一つとなっている。まず、2 要素間の相対変位を計算するため、図 3-4 に示す 2 つの剛体要素を考える。前頁で記したように剛体要素における任意の点  $P(x, y, z)$  の変位は重心の剛体変位、すなわち、 $(u, v, w, \theta_x, \theta_y, \theta_z)$  の 6 成分によって表される。これらの剛体要素が何らかの外力により、要素 1 側の P 点が P' 点に、要素 2 側の P 点が P'' 点に移動したとする。このとき、式(3.2.7)の関係を使うことによって、それぞれの要素における P 点の変位  $\{U_1, V_1, W_1, \theta_{x1}, \theta_{y1}, \theta_{z1}; U_2, V_2, W_2, \theta_{x2}, \theta_{y2}, \theta_{z2}\}$  は、次のように計算できる。

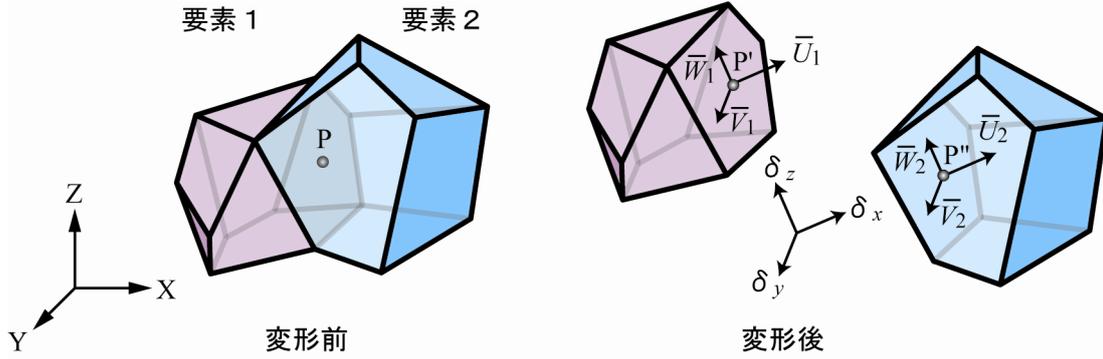


図 3-4 2 要素間の相対変位

$$\{U\} = [Q]\{u\} \quad (3.2.8)$$

$$\{U\} = \{U_1, V_1, W_1, \theta_{x1}, \theta_{y1}, \theta_{z1}; U_2, V_2, W_2, \theta_{x2}, \theta_{y2}, \theta_{z2}\}^T \quad (3.2.9)$$

$$[Q] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & z - z_{G1} & -(y - y_{G1}) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & -(z - z_{G1}) & 0 & x - x_{G1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & y - y_{G1} & -(x - x_{G1}) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & z - z_{G2} & -(y - y_{G2}) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & -(z - z_{G2}) & 0 & x - x_{G2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & y - y_{G2} & -(x - x_{G2}) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.2.10)$$

$$\{u\} = \{u_1, v_1, w_1, \theta_{x1}, \theta_{y1}, \theta_{z1}; u_2, v_2, w_2, \theta_{x2}, \theta_{y2}, \theta_{z2}\}^T \quad (3.2.11)$$

ここで、下付きの添え字 1, 2 は、それぞれ要素 1 ならびに要素 2 の物理量であることを、また、G は重心に対する物理量であることを示している。式(3.2.9)における U, V, W は、全体座標系に関する X 方向, Y 方向, Z 方向変位であるため、相対変位を計算する上で図 3-4 に示すような要素境界面に沿った局所座標系における変位,  $\{\bar{U}, \bar{V}, \bar{W}\}$  に変換しておく都合がよい。これは、2 要素間の相対変位が要素境界面に沿った局所座標により考えられているためである。

今、座標変換行列を  $[T]$  とし、局所座標系における任意点 P の変位を  $\{\bar{U}\}$  とすれば、全体座標系における変位  $\{U\}$  との間に次の関係が成立している。

$$\{U\} = [T]\{\bar{U}\} \quad (3.2.12)$$

$$\{\bar{U}\} = \{\bar{U}_1, \bar{V}_1, \bar{W}_1, \bar{\theta}_{x1}, \bar{\theta}_{y1}, \bar{\theta}_{z1}; \bar{U}_2, \bar{V}_2, \bar{W}_2, \bar{\theta}_{x2}, \bar{\theta}_{y2}, \bar{\theta}_{z2}\}^T \quad (3.2.13)$$

2次元の座標変換は、座標系の回転する角度で座標変換マトリックスを決めることができるが、3次元の場合これは容易でないので別の方法で決定する。図3-5のように任意の3次元ベクトルの  $u, v, w$  軸の座標方向の成分を  $(V_u, V_v, V_w)$  とし、同じベクトルの  $x, y, z$  軸方向の成分を  $(V_x, V_y, V_z)$  とすると、この2つの座標変換は、次のように表される。

$$\begin{Bmatrix} V_x \\ V_y \\ V_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} \\ C_{21} & C_{22} & C_{23} \\ C_{31} & C_{32} & C_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} V_u \\ V_v \\ V_w \end{Bmatrix} \quad (3.2.14)$$

上式の座標変換行列の  $C_{ij}$  の物理的意味を知るために、3次元ベクトル  $\mathbf{V}$  として、特に  $u$  軸方向の単位ベクトル  $\mathbf{e}_u$  を取り上げる。  $\mathbf{e}_u$  の  $u, v, w$  軸方向の成分は、単位ベクトルであるため  $(1,0,0)$  となる。これを式(3.2.14)の右辺のベクトルに代入して、乗算を実行すると、  $(C_{11}, C_{21}, C_{31})$  が  $\mathbf{e}_u$  の  $x, y, z$  軸方向の成分となる。同様にして、  $(C_{12}, C_{22}, C_{32})$  が  $v$  軸方向の単位ベクトル  $\mathbf{e}_v$ 、また、  $(C_{13}, C_{23}, C_{33})$  が  $w$  軸方向の単位ベクトル  $\mathbf{e}_w$  の  $x, y, z$  軸方向の成分となる。すなわち、式(3.2.14)の座標変換行列の第1、第2、第3列は、それぞれ変換前の座標軸  $u, v, w$  方向の単位ベクトルを変換後の座標系  $x, y, z$  の成分で表したものになっている。

以上の手順を用いて座標変換行列を決定する。初めに、局所座標系  $u$  軸を取る。その一端つまり  $a$  端における断面の2つの断面主軸の方向を  $v, w$  軸とする。この  $u, v, w$  軸方向の

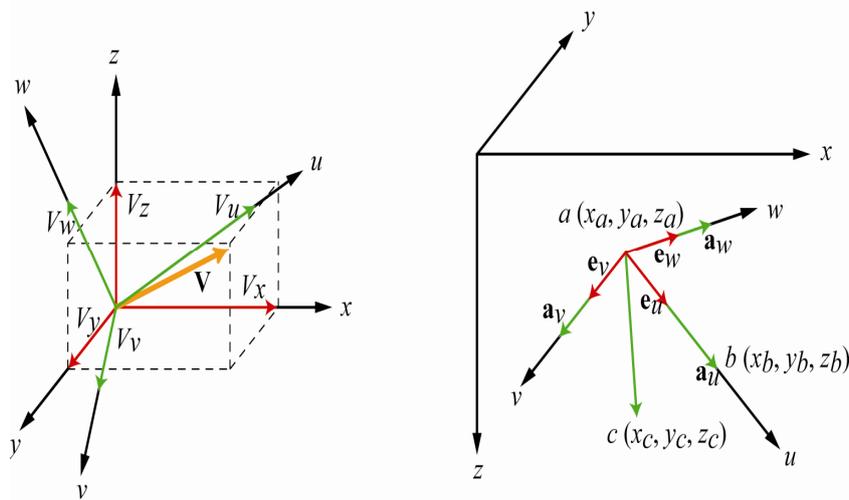


図 3-5 3次元場における座標変換

単位ベクトルの成分を，全体座標  $x, y, z$  で表すことができれば，局所座標系から全体座標系への座標変換が得られたことになる．このために，以下に示す計算を行う．

まず  $u$  軸を決定する両端  $a, b$  の座標  $(x_a, y_a, z_a)$  および  $(x_b, y_b, z_b)$  を決定する．この他に， $u, v$  軸を含む平面内に点  $c$  を選び，その座標を  $(x_c, y_c, z_c)$  とする．さて，点  $a, b$  を結ぶベクトルを  $\mathbf{a}_u$ ，また点  $a, c$  を結ぶベクトルを  $\mathbf{a}_c$  とすると，これらのベクトルの  $x, y, z$  座標系内での成分は式(3.2.15)の様になる．

$$\mathbf{a}_u = \begin{Bmatrix} x_b - x_a \\ y_b - y_a \\ z_b - z_a \end{Bmatrix} \equiv \begin{Bmatrix} a_{ux} \\ a_{uy} \\ a_{uz} \end{Bmatrix} \quad \mathbf{a}_c = \begin{Bmatrix} x_c - x_a \\ y_c - y_a \\ z_c - z_a \end{Bmatrix} \equiv \begin{Bmatrix} a_{cx} \\ a_{cy} \\ a_{cz} \end{Bmatrix} \quad (3.2.15)$$

次に， $\mathbf{a}_u$  と  $\mathbf{a}_c$  のベクトル積を作ると，両者の直交する方向すなわち  $w$  軸方向のベクトルが得られるので，これを計算して  $\mathbf{a}_w$  とおくことにすると式(3.2.16)となる．さらに， $v$  軸方向のベクトルを得るために  $\mathbf{a}_w$  と  $\mathbf{a}_u$  のベクトル積を求め，これを  $\mathbf{a}_v$  とし，式(3.2.17)に表す．

$$\mathbf{a}_w = \begin{Bmatrix} a_{ux} \\ a_{uy} \\ a_{uz} \end{Bmatrix} \times \begin{Bmatrix} a_{cx} \\ a_{cy} \\ a_{cz} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} a_{uy}a_{cz} - a_{uz}a_{cy} \\ a_{uz}a_{cx} - a_{ux}a_{cy} \\ a_{ux}a_{cy} - a_{uy}a_{cx} \end{Bmatrix} \equiv \begin{Bmatrix} a_{wx} \\ a_{wy} \\ a_{wz} \end{Bmatrix} \quad (3.2.16)$$

$$\mathbf{a}_v = \begin{Bmatrix} a_{wx} \\ a_{wy} \\ a_{wz} \end{Bmatrix} \times \begin{Bmatrix} a_{ux} \\ a_{uy} \\ a_{uz} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} a_{wy}a_{uz} - a_{wz}a_{uy} \\ a_{wz}a_{ux} - a_{wx}a_{uz} \\ a_{wx}a_{uy} - a_{wy}a_{ux} \end{Bmatrix} \equiv \begin{Bmatrix} a_{vx} \\ a_{vy} \\ a_{vz} \end{Bmatrix} \quad (3.2.17)$$

これで  $u, v, w$  軸方向のベクトル  $\mathbf{a}_u, \mathbf{a}_v, \mathbf{a}_w$  を決定することができた．これらを単位ベクトルにするには，それぞれのベクトルの成分をそのベクトルの長さで割る．

$$\mathbf{e}_u = \begin{Bmatrix} \frac{a_{ux}}{l_u} \\ \frac{a_{uy}}{l_u} \\ \frac{a_{uz}}{l_u} \end{Bmatrix} \equiv \begin{Bmatrix} e_{ux} \\ e_{uy} \\ e_{uz} \end{Bmatrix} \quad \mathbf{e}_v = \begin{Bmatrix} \frac{a_{vx}}{l_v} \\ \frac{a_{vy}}{l_v} \\ \frac{a_{vz}}{l_v} \end{Bmatrix} \equiv \begin{Bmatrix} e_{vx} \\ e_{vy} \\ e_{vz} \end{Bmatrix} \quad \mathbf{e}_w = \begin{Bmatrix} \frac{a_{wx}}{l_w} \\ \frac{a_{wy}}{l_w} \\ \frac{a_{wz}}{l_w} \end{Bmatrix} \equiv \begin{Bmatrix} e_{wx} \\ e_{wy} \\ e_{wz} \end{Bmatrix} \quad (3.2.18)$$

ここで，

$$l_u = \sqrt{a_{ux}^2 + a_{uy}^2 + a_{uz}^2} \quad l_v = \sqrt{a_{vx}^2 + a_{vy}^2 + a_{vz}^2} \quad l_w = \sqrt{a_{wx}^2 + a_{wy}^2 + a_{wz}^2} \quad (3.2.19)$$

したがって，局所座標から全体座標への3次元の変換行列  $[T]$  は，次のようになる．

$$[T] = \begin{bmatrix} e_{ux} & e_{vx} & e_{wx} \\ e_{uy} & e_{vy} & e_{wy} \\ e_{uz} & e_{vz} & e_{wz} \end{bmatrix} \quad (3.2.20)$$

この様にして、局所座標系における任意点 P の変位、 $\{\bar{U}, \bar{V}, \bar{W}\}$  が求めれば、2 要素間の相対変位  $\{\delta\}$  は、式(3.2.21)に示すように、求めることができる。

$$\{\delta\} = [M]\{\bar{U}\} \quad (3.2.21)$$

$$\{\delta\} = \{\delta_x, \delta_y, \delta_z, \varphi_x, \varphi_y, \varphi_z\}^T \quad (3.2.22)$$

$$[M] = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.2.23)$$

式(3.2.21)に式(3.2.8)、式(3.2.12)を代入すれば 2 要素間の相対変位ベクトル  $\{\delta\}$  は要素重心の剛体変位  $\{u\}$  より以下のように計算することができる。

$$\{\delta\} = [M][T]^{-1}[Q]\{u\} = [B]\{u\} \quad (3.2.24)$$

$$[B] = [M][T]^{-1}[Q] \quad (3.2.25)$$

以上の様に、隣接する 2 要素間の重心に剛体変位を関連づけるための  $[B]$  マトリクスは、座標値  $(x, y, z)$  の関数となっている。剛性行列を求める際、エネルギー積分を行うが、この場合にこの座標値が積分に影響を与える。 $[B]$  マトリクスの具体形を次に表す。

$$[B] = \begin{bmatrix} -e_{ux1} & -e_{vx1} & -e_{wx1} & -e_{wx1}y_1 + e_{vx1}z_1 & e_{wx1}x_1 - e_{ux1}z_1 & -e_{vx1}x_1 + e_{ux1}y_1 \\ -e_{uy1} & -e_{vy1} & -e_{wy1} & -e_{wy1}y_1 + e_{vy1}z_1 & e_{wy1}x_1 - e_{uy1}z_1 & -e_{vy1}x_1 + e_{uy1}y_1 \\ -e_{uz1} & -e_{vz1} & -e_{wz1} & -e_{wz1}y_1 + e_{vz1}z_1 & e_{wz1}x_1 - e_{uz1}z_1 & -e_{vz1}x_1 + e_{uz1}y_1 \\ 0 & 0 & 0 & -e_{ux1} & -e_{vx1} & -e_{wx1} \\ 0 & 0 & 0 & -e_{uy1} & -e_{vy1} & -e_{wy1} \\ 0 & 0 & 0 & -e_{uz1} & -e_{vz1} & -e_{wz1} \\ \\ e_{ux2} & e_{vx2} & e_{wx2} & e_{wx2}y_2 - e_{vx2}z_2 & -e_{wx2}x_2 + e_{ux2}z_2 & e_{vx2}x_2 - e_{ux2}y_2 \\ e_{uy2} & e_{vy2} & e_{wy2} & e_{wy2}y_2 - e_{vy2}z_2 & -e_{wy2}x_2 + e_{uy2}z_2 & e_{vy2}x_2 - e_{uy2}y_2 \\ e_{uz2} & e_{vz2} & e_{wz2} & e_{wz2}y_2 - e_{vz2}z_2 & -e_{wz2}x_2 + e_{uz2}z_2 & e_{vz2}x_2 - e_{uz2}y_2 \\ 0 & 0 & 0 & e_{ux2} & e_{vx2} & e_{wx2} \\ 0 & 0 & 0 & e_{uy2} & e_{vy2} & e_{wy2} \\ 0 & 0 & 0 & e_{uz2} & e_{vz2} & e_{wz2} \end{bmatrix} \quad (3.2.26)$$

ここで、添字 1, 2 は、それぞれ要素 1, 2 を表す。なお、 $x_1, x_2, y_1, y_2, z_1, z_2$  は、それぞれ次式の通りである。

$$\begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} x_1 - x_{G1} \\ x_2 - x_{G2} \end{Bmatrix} \quad \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} y_1 - y_{G1} \\ y_2 - y_{G2} \end{Bmatrix} \quad \begin{Bmatrix} z_1 \\ z_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} z_1 - z_{G1} \\ z_2 - z_{G2} \end{Bmatrix} \quad (3.2.27)$$

### 3.2.4 バネ定数の考え方

剛体バネモデルを用いた解析では、隣接する 2 要素間にバネを設定し、そのバネを通して力が伝わるものと考え、その挙動を解析することで力学的挙動を追跡する。バネとしては、3 次元剛体要素の場合、図 3-6 に示すように相対変位 ( $\delta_n, \delta_{s1}, \delta_{s2}$ ) に対するバネ ( $K_n, K_{s1}, K_{s2}$ ) と、相対回転変位 ( $\theta_n, \theta_{s1}, \theta_{s2}$ ) に対するバネ ( $K_{\theta n}, K_{\theta s1}, K_{\theta s2}$ ) の 6 種類が要素境界面上に存在するとして考える。各境界面における 6 つのバネ定数を適宜コントロールすることにより、ひび割れの発生、閉鎖、表面摩擦の影響など簡単に計算に取り込むことができる。例えば、ひび割れが発生した境界面を表現するときは、6 種類全てのバネ定数をゼロとすればよい。バネ系の力学では、力と変位が

$$P = k\delta \quad (3.2.28)$$

となる関係を持っていることはよく知られているが、剛体バネモデルでも同様に相対変位 ( $\delta_n, \delta_{s1}, \delta_{s2}$ ) と単位面積当たりの表面力との関係に、以下の関係が成立しているものと仮定する。

$$\begin{aligned} \sigma_n &= K_n \delta_n \\ \sigma_{s1} &= K_{s1} \delta_{s1} \\ \sigma_{s2} &= K_{s2} \delta_{s2} \end{aligned} \quad (3.2.29)$$

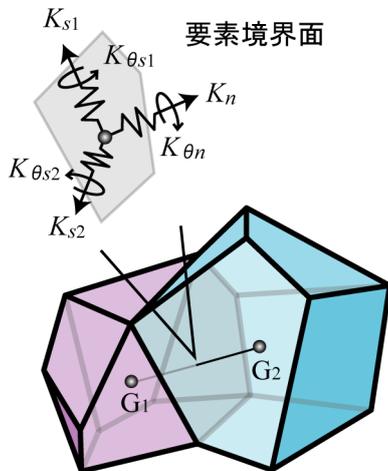


図 3-6 バネの設定

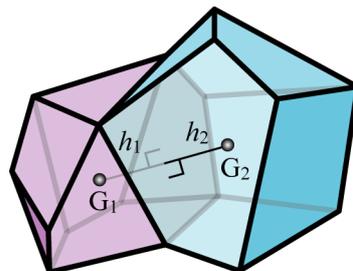


図 3-7 剛体要素間の長さ

ここで、 $\sigma_n$ と $\sigma_s$ はそれぞれ、境界面上における垂直およびせん断方向の単位面積当たりの表面力である。

スカラー量は大きさのみを表し、座標系によらない量である。ベクトル量は大きさと方向を表すため、ある3次元の座標系の上では $A = (A^1, A^2, A^3)$ と表現される。テンソル量はベクトル量が3方向の成分で決定されるのに対してある点の状態が各方向について3つずつの9成分によって定義される時の成分の組み合わせで表される。

有限要素法(変位法)では、通常、要素内の応力を考えているが、この応力はテンソル量として扱われる。しかし、剛体バネモデルでは、式(3.2.29)のように単位面積当たりの表面力をベクトル量として扱う。

後の式展開のため、式(3.2.29)を行列で次のように表す。

$$\{\sigma\} = [D]\{\delta\} \quad (3.2.30)$$

$$\{\sigma\} = \{\sigma_n, \sigma_{s1}, \sigma_{s2}, M_n, M_{s1}, M_{s2}\}^T \quad (3.2.31)$$

$$[D] = \begin{bmatrix} K_n & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{s1} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{s2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{\theta n} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K_{\theta s1} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{\theta s2} \end{bmatrix} \quad (3.2.32)$$

$$\{\delta\} = \{\delta_n, \delta_{s1}, \delta_{s2}, \theta_n, \theta_{s1}, \theta_{s2}\}^T \quad (3.2.33)$$

式(3.3.32)におけるバネ定数( $K_n, K_{s1}, K_{s2}, K_{\theta n}, K_{\theta s1}, K_{\theta s2}$ )を決定するに当たり、相対変位成分に対応する仮想ひずみ成分を仮定する。

重心間の垂線を基準に単位長さ当たりの相対変位を考えた場合、仮想ひずみ成分は垂直方向を $\varepsilon_n$ 、せん断方向を $\varepsilon_s$ として次のように表すことができる。

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_n \\ \varepsilon_{s1} \\ \varepsilon_{s2} \end{Bmatrix} = \frac{1}{h_1+h_2} \begin{Bmatrix} \delta_n \\ \delta_{s1} \\ \delta_{s2} \end{Bmatrix} = \frac{1}{H} \{\delta\} \quad (3.2.34)$$

ここで、 $H=h_1+h_2$ であり、 $h_1, h_2$ は図3-7に示すように、それぞれ剛体要素重心から要素境界面上に下ろした垂線の長さを表している。

次に、一軸状態を想定し、各要素境界面上における単位面積当たりの表面力を仮定する。弾性係数を $E$ として、以下のように応力とひずみの関係が得られる。

$$\begin{aligned} \sigma_n &= E\varepsilon_n \\ \sigma_{s1} &= E\varepsilon_{s1} \\ \sigma_{s2} &= E\varepsilon_{s2} \end{aligned} \quad (3.2.35)$$

式(3.3.35)に式(3.3.34)を代入し，整理すると次式のようになる．

$$\begin{aligned}\sigma_n &= \frac{E\delta_n}{h_1 + h_2} \\ \sigma_{s1} &= \frac{E\delta_{s1}}{h_1 + h_2} \\ \sigma_{s2} &= \frac{E\delta_{s2}}{h_1 + h_2}\end{aligned}\tag{3.2.36}$$

ここで，式(3.3.36)と式(3.2.29)を比較することにより相対変位と単位面積当たりの表面力を結びつけるバネ定数( $K_n, K_{s1}, K_{s2}$ )が以下のように得られる．

$$K_n = K_{s1} = K_{s2} = \frac{E}{h_1 + h_2}\tag{3.2.37}$$

本来，剛体バネモデルは極限解析用のモデルであり，崩壊荷重や破壊パターンを求めるといふ点に主眼を置いているため，破壊までの過程である弾性領域の解析にはあまり適していない．構造物が崩壊する荷重値の近傍では，むしろ弾性的なひずみより剛体的な移動の方が卓越するものと思われるため，弾性時の挙動を多少犠牲にしてよいのであれば，先の近似は十分な精度を持っているものと見なせる．また，要素分割に形状がランダムな Voronoi 分割を用いた場合に，弾性域における応力分布の均一性が確保されることが確認されている．

### 3.2.5 剛性行列の作成

これまで述べてきた結果を利用して，剛体バネモデルにおける要素剛性行列を導く．ただし，隣接する2要素間の境界面に対して剛性行列が導かれる．すなわち，要素境界面上に分布しているバネを要素と考え，ここに蓄えられるエネルギーを評価することにより剛性行列を求める．このような理由により，ここでは剛性行列をバネ剛性行列と呼ぶ．

バネ剛性行列を導くことに当たり，2つの要素に挟まれた要素境界面は，2つの要素重心に作用する外力  $F$  に対し釣り合う状態にある．このとき，各重心に関する仮想剛体変位を  $\{u^*\}$  とすれば，外力  $F$  の成す仮想仕事は以下のようになる．

$$W_o = \{u^*\}^T \{F\}\tag{3.2.38}$$

$$\{u^*\} = \{u_1^*, v_1^*, w_1^*, \theta_{x1}^*, \theta_{y1}^*, \theta_{z1}^*; u_2^*, v_2^*, w_2^*, \theta_{x2}^*, \theta_{y2}^*, \theta_{z2}^*\}^T\tag{3.2.39}$$

$$\{F\} = \{X_1, Y_1, Z_1, M_{x1}, M_{y1}, M_{z1}; X_2, Y_2, Z_2, M_{x2}, M_{y2}, M_{z2}\}^T\tag{3.2.40}$$

一方、要素境界面上の成す仮想仕事は、式(3.2.24)、式(3.2.30)を用い、仮想相対変位を $\{\delta^*\}$ として、次のように表すことができる。

$$W_1 = \int \{\delta^*\}^T \{\sigma\} ds = \int \{\delta^*\}^T [D] \{\delta\} ds = \{u^*\}^T \int [B]^T [D] [B] ds \{u\} \quad (3.2.41)$$

$$\{\delta^*\} = [B] \{u^*\} \quad (3.2.42)$$

仮想仕事の原理は外力の成す仮想仕事と内力の成す仮想仕事とが等しいことであるから、式(3.2.38)、および式(3.2.41)より以下の関係が得られる。

$$W_0 = W_1 \quad (3.2.43)$$

$$\{u^*\}^T \{F\} = \{u^*\}^T \left( \int [B]^T [D] [B] ds \right) \{u\} \quad (3.2.44)$$

ここで、仮想変位 $\{u^*\}$ は任意であるから、最終的に式(3.2.44)は次式のように変形される。

$$\{F\} = \left( \int [B]^T [D] [B] ds \right) \{u\} = [K] \{u\} \quad (3.2.45)$$

$$[K] = \int [B]^T [D] [B] ds \quad (3.2.46)$$

最終的に、式(3.2.46)における $[K]$ がバネ剛性行列となる。この行列のサイズは、 $12 \times 12$ となる。このようにして作成されたバネ剛性行列をもとに全体剛性行列を組み立てる。

### 3.2.6 コンクリートのモデル化

#### (1) コンクリートの圧縮特性

図 3-8 は圧縮破壊エネルギーを考慮した圧縮応力を受けるコンクリートの応力-ひずみ関係である。

圧縮強度を $f_c$ とし、式(3.2.47)に示すように圧縮強度までは一般的な二次放物線を用い、その後、圧縮終局ひずみ $\varepsilon_{cu}$ に達するまで直線で軟化するように近似している。圧縮破壊エネルギーを $G_{fc}$ (MPa mm)とし、式(3.2.48)に關係を示した。 $\varepsilon_0$ は最大応力に対するひずみである。

$$\sigma_n = \begin{cases} f_c \left\{ \frac{2\varepsilon}{\varepsilon_0} - \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right\} & (0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_0) \\ f_c \frac{(\varepsilon_{cu} - \varepsilon)}{(\varepsilon_{cu} - \varepsilon_0)} & (\varepsilon_0 < \varepsilon \leq \varepsilon_{cu}) \end{cases} \quad (3.2.47)$$

ここで、 $\varepsilon_0 = \frac{2f_c}{E_c}$ 、 $E_c$ はコンクリートの弾性係数である。

$$G_{fc} = 8.8 \sqrt{f_c} \quad (3.2.48)$$

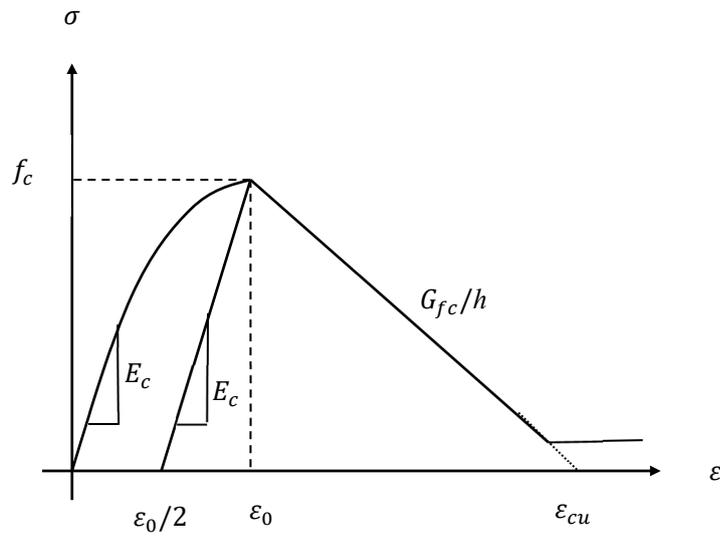


図 3-8 圧縮側の応力-ひずみ曲線

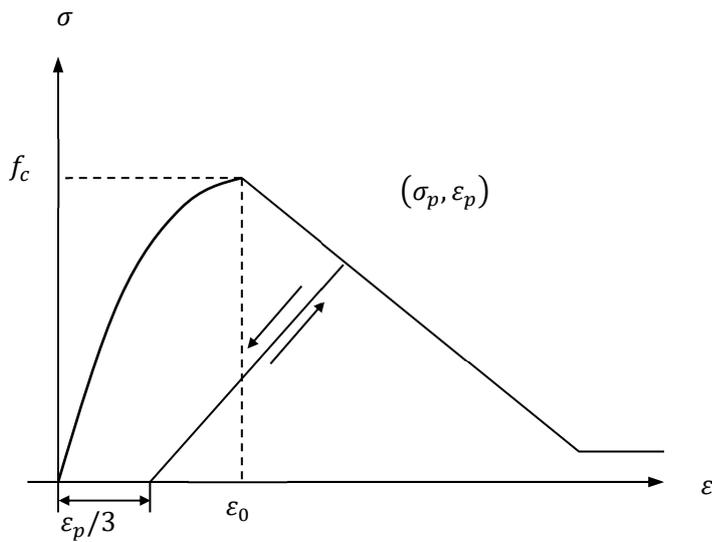


図 3-9 圧縮応力下の除荷・再負荷経路

さらに、圧縮終局ひずみ $\varepsilon_{cu}$ は圧縮破壊エネルギーを用いて、式(3.2.49)のように表す。 $h$ は要素寸法を表している。

$$\varepsilon_{cu} = \frac{2G_{fc}}{f_c h} + \frac{\varepsilon_0}{2} \quad (3.2.49)$$

また、除荷・再負荷経路は図 3-9 に示すように、除荷開始時  $(\sigma_p, \varepsilon_p)$  から  $\frac{\varepsilon_p}{3}$  に向かって直線的に除荷するものとし、再負荷は除荷開始点に向かうものと仮定した。

## (2) 引張応力を受けるコンクリート

図 3-10 に引張応力を受けるコンクリートの応力-ひずみ関係を示す。引張応力が引張強度  $f_t$  に達するまでの範囲については、応力-ひずみ関係を直線とした。それ以降、徐々に  $\varepsilon_{tu}$  まで応力を開放するようにした。軟化曲線には式(3.2.50)に示した指数曲線を用いた。なお、初期ヤング係数は、圧縮に対する初期勾配  $(E_c)$  と同一である。

$$\sigma_n = f_t \exp \left[ -\frac{5}{\varepsilon_{tu}} (\varepsilon - \varepsilon_t) \right] \quad (3.2.50)$$

ここで、

$$\varepsilon_t = \frac{f_t}{E_c}$$

$$\varepsilon_{tu} \approx 5 \left( \frac{G_{ft}}{f_t h} - \frac{f_t}{2E_c} \right)$$

引張側の破壊エネルギー  $G_{ft}$  については以下のように考える。応力が図 3-11 のように引張ひずみを非破壊領域のコンクリートのひずみ  $\varepsilon_{c0}$  と破壊領域のひび割れひずみ  $\varepsilon_{cr}$  に分解して取り扱うことを考える。

本研究では、式(3.2.51)のように引張破壊エネルギー  $G_{ft}$  を定義している。

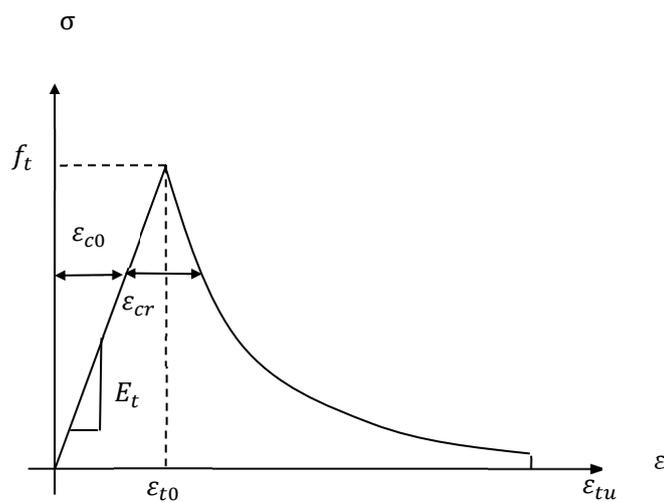


図 3-10 引張側の応力-ひずみ関係

$$G_{ft} = 0.03 \times \left(\frac{f_c}{100}\right)^{0.7} \quad (3.2.51)$$

また、除荷・再負荷経路は図 3-12 に示すように、圧縮側の負荷経路における圧縮強度の 20 分の 1 ( $0.05f_c$ ) の点に向かって除荷するものとし、再負荷は除荷開始点に向かうものと仮定した。上記の圧縮・引張応力下の材料モデルを結合すれば (図 3-9, 図 3-12 参照), 繰り返し応力下の履歴は図 3-13 のようになる。

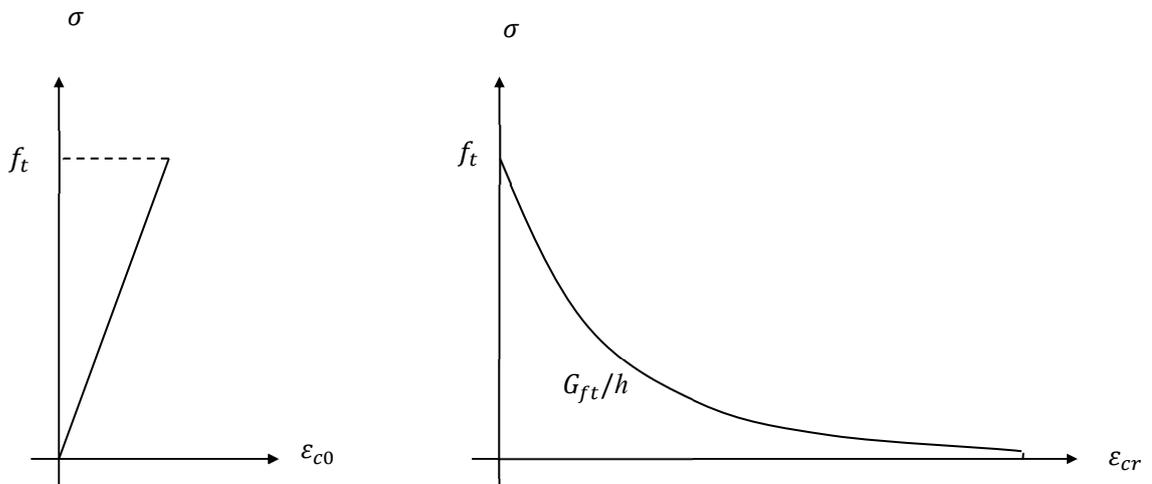


図 3-11 引張ひずみ分解

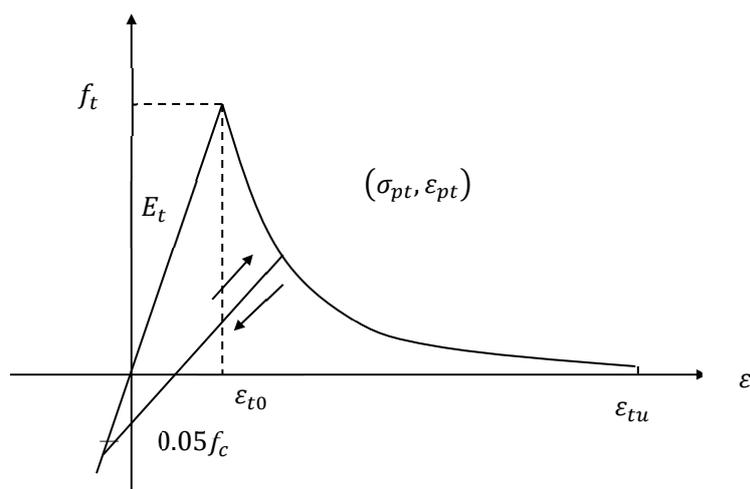


図 3-12 引張応力下の除荷・再負荷経路

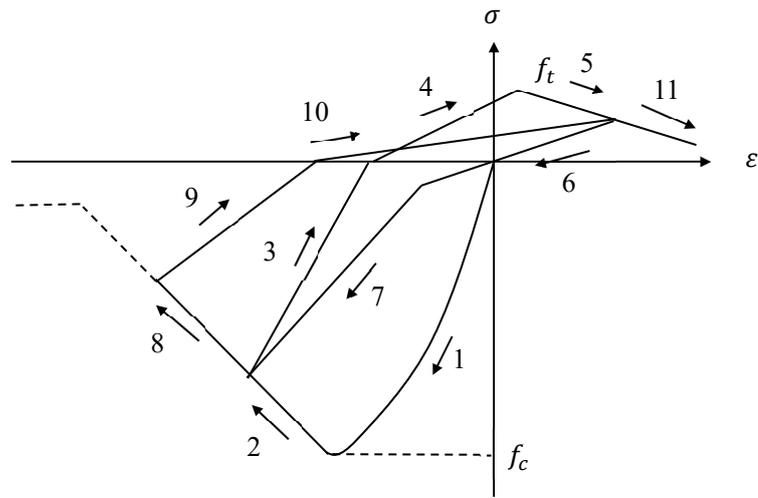


図 3-13 繰り返し応力下の履歴

### 3.3 鉄筋のモデル化

#### 3.3.1 鉄筋はり要素

鉄筋のはり要素は、図 3-14 で示されるように、3次元はり要素を用いてモデル化する。3次元空間におけるはり要素はこちらもコンクリート要素と同じように各接点に 6 つの自由度を持つ。

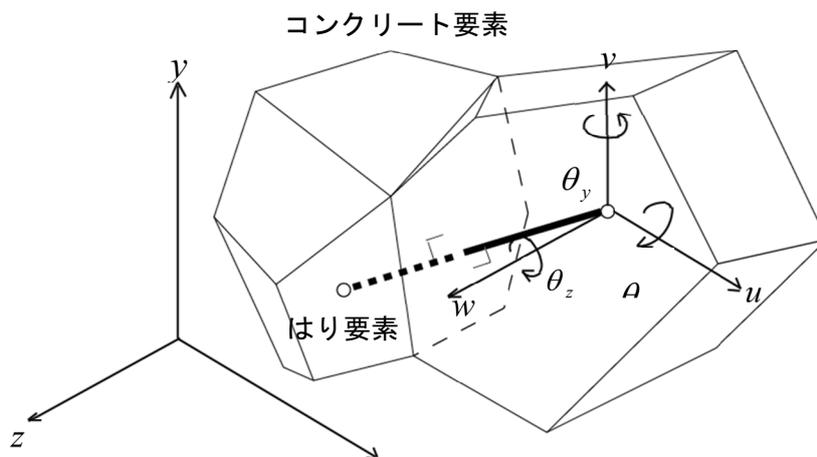


図 3-14 3次元におけるはり要素

$x, y, z$ 軸に対する平行変位をそれぞれ $u, v, w$ とし，軸に沿った回転変位を $\theta_x, \theta_y, \theta_z$ とする．全体座標系におけるはり要素両端の変位により，局所座標系における相対変位 $\{d\}$ を求めれば，はり要素内力 $\{s\}$ は次式により計算される．

$$\begin{aligned} \{s\} &= [D]\{d\} \\ \{s\} &= [M_{x1} M_{y1} M_{z1} M_{x2} M_{y2} M_{z2} F_x V_y V_z]^T \\ \{d\} &= [\theta_{x1} \theta_{y1} \theta_{z1} \theta_{x2} \theta_{y2} \theta_{z2} \delta_u \delta_v \delta_w]^T \end{aligned} \quad (3.3.1)$$

ここで，はりの要素剛性マトリクス $[K_e]$ を求めるために，**図 3-15**のようなせん断力と曲げモーメントを受けるはり要素を考える．要素左辺を原点とし，軸方向に $X$ 軸，縦方向に $Y$ 軸をとる局所座標系を設定し， $Z$ 軸まわりのはり要素の変位場を考える．ここで，節点力ベクトル $\{f\}$ と節点変位ベクトル $\{U\}$ を次式のようにする．

$$\begin{aligned} \{f\} &= [F_{x1} V_{y1} M_{z1} F_{x2} V_{y2} M_{z2}]^T \\ \{U\} &= [u_1, v_1, \theta_{z1}, u_2, v_2, \theta_{z2}]^T \end{aligned} \quad (3.3.2)$$

はりの理論より，

$$EIv'' = -M_{z1} + V_{y1}x \quad (3.3.3)$$

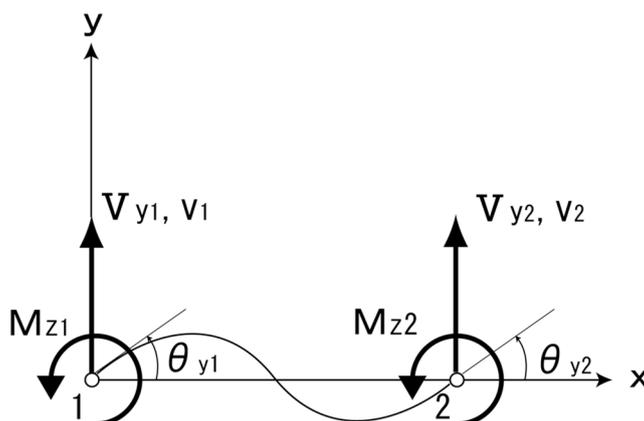


図 3-15 軸まわりのはり要素

$x$ について2回微分すると,

$$EIv = -\frac{1}{2}M_{z1}x^2 + \frac{1}{6}V_{y1}x^3 + C_1x + C_2 \quad (3.3.4)$$

たわみの境界条件は,

$$\begin{aligned} v &= v_1 & (x = 0) \\ v &= v_2 & (x = L) \end{aligned} \quad (3.3.5)$$

したがって,

$$\begin{aligned} C_1 &= \frac{EI}{L}(v_2 - v_1) + \frac{1}{2}M_{z1}L - \frac{1}{6}V_{y1}L^2 \\ C_2 &= EIv_1 \end{aligned} \quad (3.3.6)$$

たわみ角の境界条件は,

$$\begin{aligned} \frac{dy}{dx} &= \theta_{z1} & (x = 0) \\ \frac{dy}{dx} &= \theta_{z2} & (x = L) \end{aligned} \quad (3.3.7)$$

式(3.3.4)を $x$ で微分し, 式(3.3.6)を代入すると,

$$\begin{aligned} EI\theta_{z1} &= \frac{EI}{L}(v_2 - v_1) + \frac{L}{6}(2M_{z1} - M_{z2}) \\ EI\theta_{z2} &= \frac{EI}{L}(v_2 - v_1) - \frac{L}{6}(M_{z1} - 2M_{z2}) \end{aligned} \quad (3.3.8)$$

$M_{z1}, M_{z2}$ について解くと,

$$\begin{aligned} M_{z1} &= -\frac{6EI}{L^2}(v_2 - v_1) - \frac{4EI}{L}\theta_{z1} + \frac{2EI}{L}\theta_{z2} \\ M_{z2} &= -\frac{6EI}{L^2}(v_2 - v_1) + \frac{2EI}{L}\theta_{z1} + \frac{4EI}{L}\theta_{z2} \end{aligned} \quad (3.3.9)$$

モーメントの釣り合い式は,

$$V_{y1}L = -V_{y2}L = M_{z1} + M_{z2}$$

したがって,

$$V_{y1} = -V_{y2} = \frac{M_{z1} + M_{z2}}{L} = -\frac{12EI}{L^3}(v_2 - v_1) + \frac{6EI}{L^2}\theta_{z1} + \frac{6EI}{L^2}\theta_{z2} \quad (3.3.10)$$

軸力を考えると,

$$F_{x1} = -F_{x2} = \frac{EA}{L}(u_2 - u_1) \quad (3.3.11)$$

式(3.3.9)~(3.3.11)より,

$$\begin{Bmatrix} F_{x1} \\ V_{y1} \\ M_{z1} \\ F_{x2} \\ V_{y2} \\ M_{z2} \end{Bmatrix} = \frac{E}{L^3} \begin{bmatrix} AL^2 & 0 & 0 & -AL^2 & 0 & 0 \\ & 12I & 6IL & 0 & -12I & 6IL \\ & & 4IL^2 & 0 & -6IL & 2IL^2 \\ & & & AL^2 & 0 & 0 \\ \text{Sym} & & & & 12I & -6IL \\ & & & & & 4IL^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ \theta_{z1} \\ u_2 \\ v_2 \\ \theta_{z2} \end{Bmatrix} \quad (3.3.12)$$

同様に、軸方向に  $x$  軸、縦軸に  $z$  軸をとる局所座標系を設定し、 $y$  軸まわりのはり要素の変位場を考えると,

$$\begin{Bmatrix} F_{x1} \\ V_{z1} \\ M_{y1} \\ F_{x2} \\ V_{z2} \\ M_{y2} \end{Bmatrix} = \frac{E}{L^3} \begin{bmatrix} AL^2 & 0 & 0 & -AL^2 & 0 & 0 \\ & 12I & 6IL & 0 & -12I & 6IL \\ & & 4IL^2 & 0 & -6IL & 2IL^2 \\ & & & AL^2 & 0 & 0 \\ \text{Sym} & & & & 12I & -6IL \\ & & & & & 4IL^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ w_1 \\ \theta_{y1} \\ u_2 \\ w_2 \\ \theta_{y2} \end{Bmatrix} \quad (3.3.13)$$

したがって3次元はりの要素剛性マトリクス $[K_e]$ は,

$$\begin{Bmatrix} F_{x1} \\ V_{y1} \\ V_{z1} \\ M_{x1} \\ M_{y1} \\ M_{z1} \\ F_{x2} \\ V_{y2} \\ V_{z2} \\ M_{x2} \\ M_{y2} \\ M_{z2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{12EI}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI}{L^2} \\ \frac{12EI}{L^3} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & 0 & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{GK}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{GK}{L} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{4EI}{L} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{2EI}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{4EI}{L} & 0 & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI}{L} & 0 \\ \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI}{L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI}{L^3} & 0 & \frac{6EI}{L^2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GK}{L} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI}{L} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI}{L} & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ w_1 \\ \theta_{x1} \\ \theta_{y1} \\ \theta_{z1} \\ u_2 \\ v_2 \\ w_2 \\ \theta_{x2} \\ \theta_{y2} \\ \theta_{z2} \end{Bmatrix} \quad (3.3.14)$$

今、局所座標系におけるはり節点の変位を図 3-16 のように表す。

全体座標系におけるはり要素両端の各節点の変位を  $\{u\}$ 、局所座標系のはり要素の節点の変位を  $\{\bar{u}\}$  とすると、座標変換マトリクス  $[T]$  より、

$$\begin{aligned} \{\bar{u}\} &= [T]\{u\} \\ \{u\} &= [u_1 v_1 w_1 \theta_{x1} \theta_{y1} \theta_{z1} u_2 v_2 w_2 \theta_{x2} \theta_{y2} \theta_{z2}]^T \end{aligned} \quad (3.3.15)$$

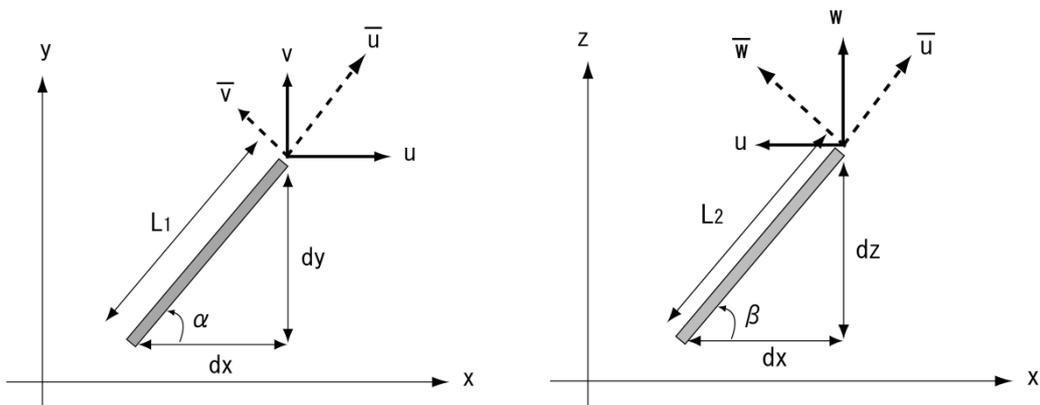


図 3-16 局所座標系におけるはり節点の変位

$$[T] = \begin{bmatrix} cac\beta & sa & cas\beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -c\beta sa & ca & -sas\beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -s\beta & 0 & c\beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & cac\beta & sa & cas\beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -c\beta sa & ca & -sas\beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -s\beta & 0 & c\beta & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & cac\beta & sa & cas\beta & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -c\beta sa & ca & -sas\beta & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -s\beta & 0 & c\beta & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & cac\beta & sa & cas\beta \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -c\beta sa & ca & -sas\beta \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -s\beta & 0 & c\beta \end{bmatrix} \quad (3.3.16)$$

$$\begin{aligned} sa &= \sin \alpha = \frac{dy}{L_1} & ca &= \cos \alpha = \frac{dx}{L_1} & L_1 &= \sqrt{dx^2 + dy^2} \\ s\beta &= \sin \beta = \frac{dz}{L_2} & c\beta &= \cos \beta = \frac{dx}{L_2} & L_2 &= \sqrt{dx^2 + dz^2} \end{aligned} \quad (3.3.17)$$

はり節点両端の相対変位 $\{d\}$ を各節点の変位 $\{\bar{u}\}$ で表すと、

$$\{d\} = [M] \{\bar{u}\} \quad (3.3.18)$$

$$[M] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3.3.19)$$

したがって局所座標系におけるはり要素両端の相対変位 $\{d\}$ は、全体座標系における各節点の変位 $\{u\}$ から次のように表すことができる。

$$\{d\} = [M][T] \{u\} = [B]\{u\} \quad (3.3.20)$$

よって、式(3.3.1)は、

$$\{s\} = [D]\{d\} = [D][B]\{u\} \quad (3.3.21)$$

要素剛性マトリクス[D]は式(3.3.14)より次のように表される。

$$[D] = \begin{bmatrix} \frac{GK}{L} & 0 & 0 & -\frac{GK}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{4EI}{L} & 0 & 0 & \frac{2EI}{L} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & 0 & \frac{4EI}{L} & 0 & 0 & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & 0 \\ -\frac{GK}{L} & 0 & 0 & \frac{GK}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{2EI}{L} & 0 & 0 & \frac{4EI}{L} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & 0 & \frac{2EI}{L} & 0 & 0 & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & 0 \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & 0 & 0 & \frac{6EI}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI}{L^3} \end{bmatrix} \quad (3.3.22)$$

このようにはり要素の特性は剛性マトリクス[D]によって決まり、はり要素をコンクリート要素に導入した場合においてもその特性を示すことができる。コンクリート要素内の任意の点の変位は、要素重心点の変位を用いて式(3.3.1)により求まるので、はり要素の節点はコンクリート剛体要素内の任意の位置に設置することが可能である。すなわち、はりの要素分割はコンクリート要素メッシュに拘束されないため、任意のはり分布をモデル化することができる。ただし、はりとコンクリートを結合させるために付着要素を考えなければならない。

鉄筋の応力-ひずみ関係を図 3-17 に示す。このモデルは、鉄筋をバネと塑性スライダを有する微小要素の集合体として扱い、微小要素ごとの塑性挙動に不均一な強度分布を与えることでバウジンガー効果（塑性変形がある程度進行した後に除荷し、逆方向に負荷するとその際の降伏応力が初期降伏応力よりも小さくなる効果）を表現するもので、数値解析モデルへの適用が容易であるという利点を有する。図中の $f_y$ は降伏強度、 $E_s$ は鉄筋の弾性係数、 $E_{sh}$ は第二勾配の剛性で $E_{sh} = E_s/1000$ 、 $E_{sh2}$ は第三勾配の剛性で $E_{sh2} = E_s/50$ とした。

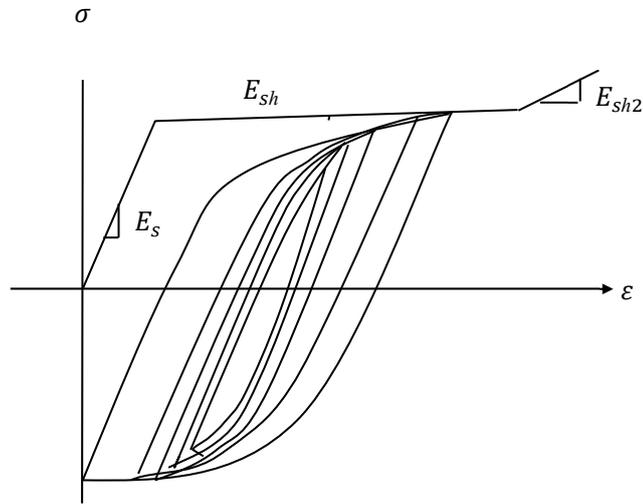


図 3-17 鉄筋の応力-ひずみ関係

### 3.3.2 付着リンク要素

図 3-18 のようにはり要素は付着要素を介してコンクリート剛体要素に結合させ、付着要素を用いてはりコンクリート間の付着作用をモデル化する。

全体座標系におけるコンクリート剛体要素重心点の変位を $\{U_G\}$ 、はり要素節点の変位を $\{U_B\}$ とする。

$$\begin{aligned} \{U_G\} &= [u_G v_G w_G \theta_x \theta_y \theta_z]^T \\ \{U_B\} &= [u_B v_B w_B \theta_{Bx} \theta_{By} \theta_{Bz}]^T \end{aligned} \quad (3.3.23)$$

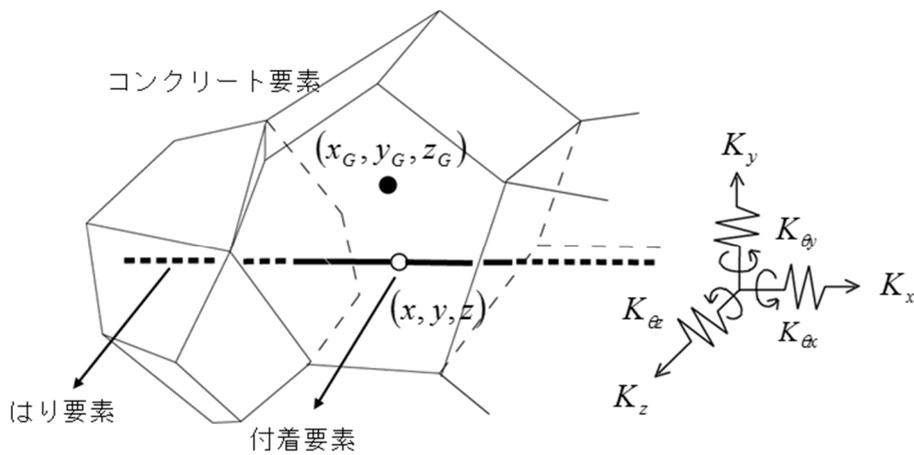


図 3-18 付着要素

はり要素, コンクリート要素上のそれぞれの節点変位から, はりとコンクリートの相対変位を表すことができる.

$$\begin{aligned} \{d\} &= [B]\{u\} \\ \{d\} &= [\delta_u \delta_v \delta_z \varphi_x \varphi_y \varphi_z]^T \\ \{u\} &= [u_G v_G w_G \theta_x \theta_y \theta_z u_B v_B w_B \theta_{Bx} \theta_{By} \theta_{Bz}]^T \end{aligned} \quad (3.3.24)$$

$$[B] = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 0 & -(z - z_G) & y - y_G & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & z - z_G & 0 & -(x - x_G) & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1 & -(y - y_G) & x - x_G & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.3.25)$$

ただし $(x, y, z)$ は, はり要素上の節点座標,  $(x_G, y_G, z_G)$ はコンクリート要素の重心座標である.

局所座標系における相対変位を考えると, 座標変換マトリクスを $[T]$ として,

$$\{\bar{d}\} = [T]\{d\} \quad (3.3.26)$$

したがって, 局所座標系におけるはりとコンクリートとの付着剛性は次のように表される.

$$\begin{aligned} \{\tau\} &= [D]\{\bar{d}\} \\ \{\tau\} &= [\tau_x \tau_y \tau_z M_x M_y M_z]^T \end{aligned} \quad (3.3.27)$$

$$[D] = \begin{bmatrix} K_x & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_y & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{\theta_x} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K_{\theta_y} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & K_{\theta_z} \end{bmatrix} \quad (3.3.28)$$

このように, はりとコンクリートの付着特性は付着要素の剛性マトリクス $[D]$ によって決まる.

鉄筋とコンクリート間の付着応力-すべり関係は, 鉄筋と平行するバネによって表す. 鉄筋軸方向のリンク剛性 $K_t$ は, 図 3-19 に示した CEB のモデルコードを用い, 図中のパラ

メータは、実験により導き出されたものを使用している。図 3-20 の繰り返し応力下の鉄筋とコンクリート間の付着-すべり関係は、Ciampi らによって提案されたモデルを用いた。鉄筋軸に対し法線方向や回転方向には相対変位が生じないように、法線方向、回転方向のバネは大きな剛性を与えた。

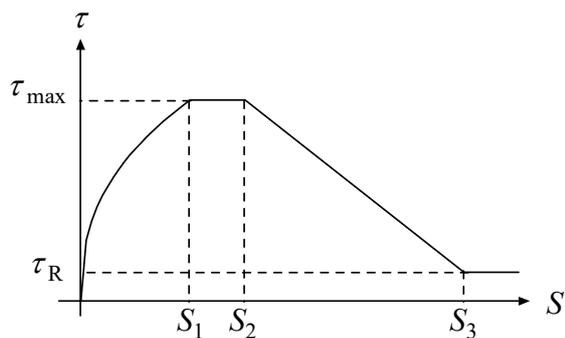


図 3-19 鉄筋とコンクリート間の付着-すべり関係

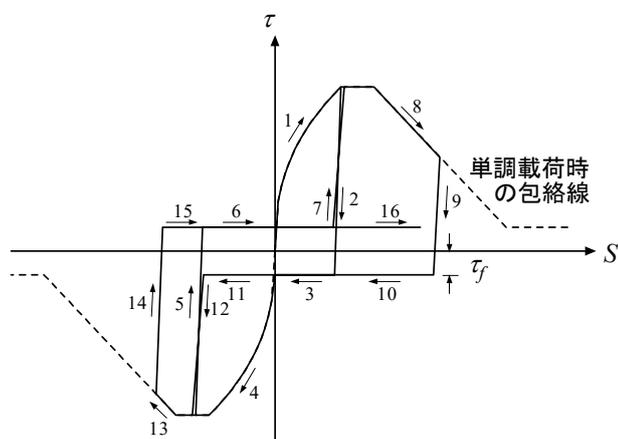


図 3-20 繰り返し応力下の付着-すべり関係

## 第4章 杭基礎とフーチングの接合部における配筋の合理化に関する検討

### 4.1 杭基礎とフーチングの接合部における課題

#### 4.1.1 生産性が低下する要因

杭基礎とフーチングの接合部は、図 4-1 のようにフーチングの下側軸方向鉄筋と杭基礎の鉛直方向鉄筋（杭の軸方向鉄筋）が複雑に交差するが、設計時にはこれらの鉄筋どうしの干渉や過密配置について考慮されることが少ないことや、工法の性質上、杭基礎の施工時に発生する比較的大きな施工誤差が原因となり、鉄筋の組直しや配筋の再検討が必要となるなど、しばしば生産性を阻害する要因となっている。そこで、本章では部材接合部のうち杭基礎とフーチングの接合部の耐荷力や破壊性状の詳細を分析することで、接合部における配筋の合理化を検討する。

#### 4.1.2 杭基礎の施工方法と生産性低下の関係

本章でモデルとした杭基礎は場所打ち杭であり、その施工方法としてはオールケーシング工法、リバース工法またはアースドリル工法などの工法が主流であるが、大深度の堅固な支持層まで掘削を行うことが多い土木工事ではオールケーシング工法が用いられることが多い。これは岩盤や転石にも対応可能なことや、施工時は杭全長にわたってケーシングチューブ（杭基礎築造時に使用する仮設鋼管）を用いるため孔壁の崩壊が少なく、安定した施工が期待できることなどから採用が多くなっているものと考えられる。このオールケーシ

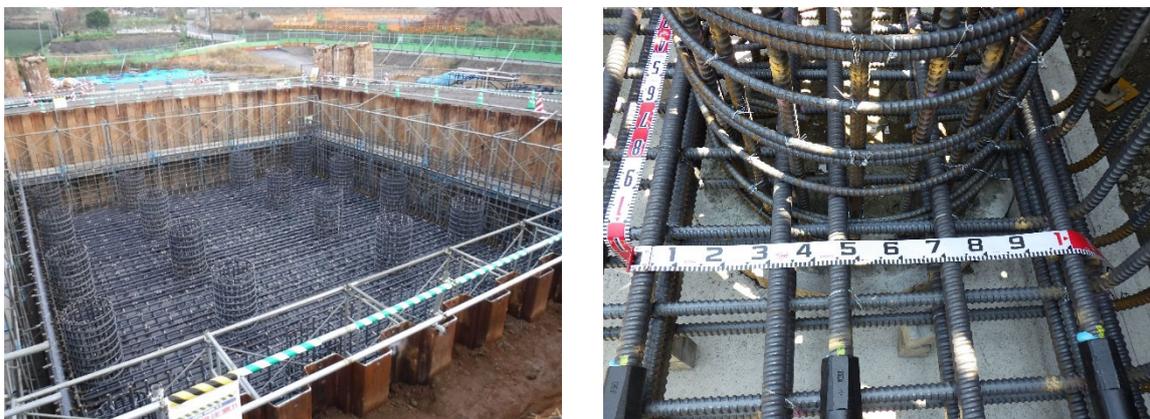
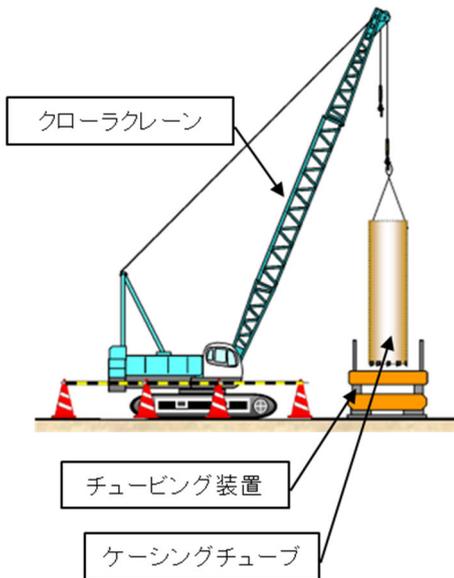
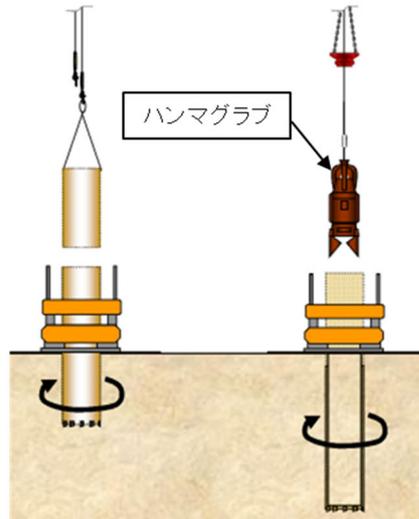


図 4-1 杭基礎とフーチング接合部の配筋状況

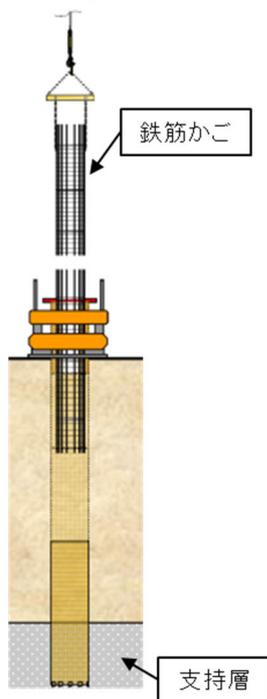
①施工機械の据え付け  
 チュービング装置を所定の位置に据え付けて  
 ケーシングチューブをセットします。



②掘削・ケーシングチューブ継ぎ足し  
 チュービング装置でケーシングチューブを  
 回転させ地面の中に押し込みながら  
 中を土砂をハンマグラブで掘削・排土します。  
 さらにケーシングチューブを継ぎ足し  
 この作業を繰り返し掘進します。



③鉄筋かご挿入  
 支持層まで掘進が完了したら  
 鉄筋かごを継ぎ足しながら  
 挿入します。



④生コン打設・ケーシング撤去  
 トレミー管をケーシングチューブの先端まで挿入し  
 コンクリートを底のほうから充填します。  
 コンクリートの充填に伴い順次  
 ケーシングチューブ、トレミー管を引き抜きます。

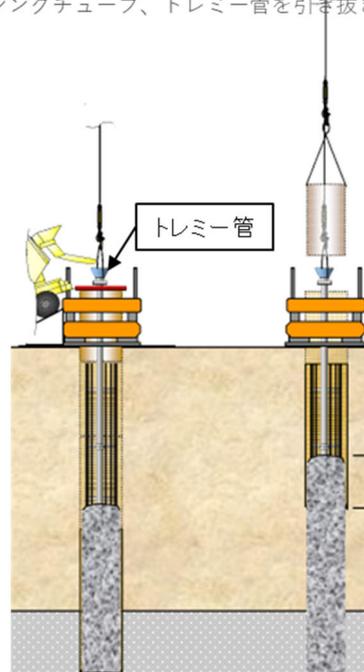


図 4-2 オールケーシング工法の施工概要

グ工法の一般的な施工概要は、図 4-2 に示す通りである。杭基礎の一般的な施工順序は①必要な地耐力を確保した現況の地盤面の上にチュービング装置と呼ばれるケーシングチューブの押し込み引き抜き機を設置する。②チュービング装置でケーシングチューブを回転圧入し、クローラクレーンに装着されたハンマグラブ等によってチューブ内土砂の掘削、排土操作を併行、反復して支持層まで掘削する。孔壁や孔底の保護は掘削全長にわたるケーシングチューブと孔内水によることが原則であるが、地盤の性質によってはケーシングチューブのみによることもある。③所定の深さまでの掘削完了後、円筒状に組み立てられた鉄筋かごをケーシングチューブ内に建て込む。④コンクリートの打設用鋼管であるトレミー管をケーシングの先端まで挿入し、ケーシングの先端からコンクリートを充填し所定の高さまで打ち上げる。掘削時に設置したケーシングチューブおよびトレミー管はコンクリートの打ち込みに伴い順次引き抜くといった手順となる。

このようにして地中に築造された杭基礎の杭頭の高さは地中構造物であるフーチング下端と同じ高さになるため、施工時には一般に地盤面から数メートル下が杭頭位置となる。従って、杭基礎の築造は不可視の状態で行うことが多く、さらに杭基礎は地下数十メートルまで施工することも少なくなく、転石や岩盤などの地盤状況によっては掘削時に大きな反力が発生しチュービング装置ごとケーシングチューブがずれることがあるため、施工開始時には地上では精度よくチュービング装置を設置しても、築造完了時にはしばしば施工誤差

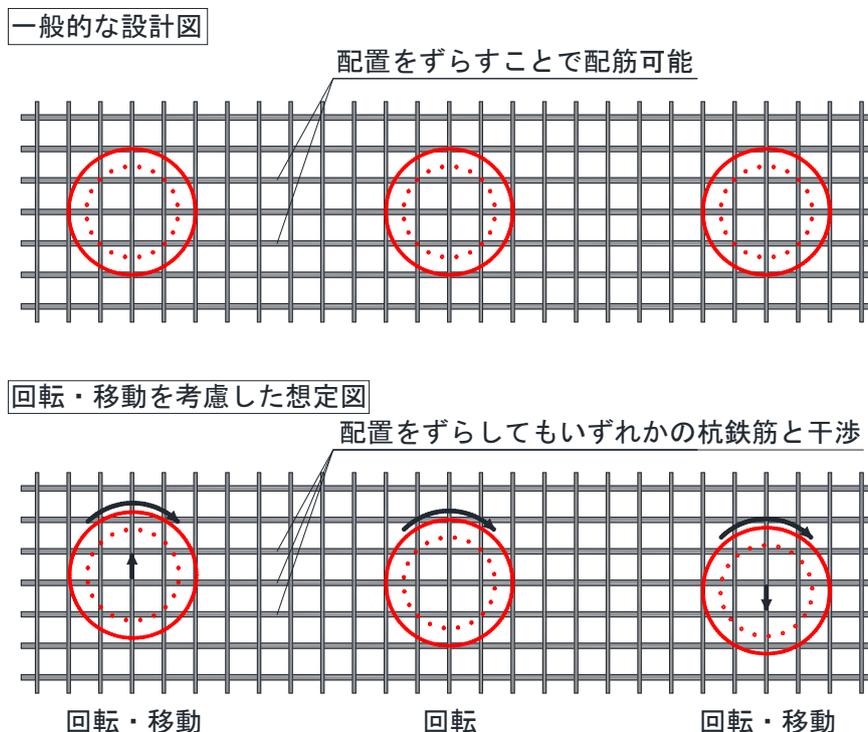


図 4-3 施工誤差を考慮した想定図と設計図の比較

が発生してしまう。そのため、一般的に杭基礎の位置に関する許容誤差は 100mm 程度とされるなど、その他の構造物の部材に比べて許容誤差がかなり大きく設定されている。さらに、杭基礎は円形断面であり、同じく円形で組まれた鉄筋籠は挿入時やコンクリートの打設時に回転が発生してしまう。従って杭基礎の鉛直方向の鉄筋は設計で計画された位置や向きと相違が発生し、鉄筋干渉の原因となってしまう。また、杭基礎の位置ずれの量や回転角は 1 本ごとに違うため、複数本の杭基礎にまたがるフーチングの下側鉄筋の配置は図 4-3 から想像できるように、鉄筋干渉なく配置することは相当に難しいことが分かる。さらに公共工事やそれに類する工事などでは発注者毎に鉄筋の組み立てに関するの出来形基準として規格値が仕様規定的に定められ、フーチング下側鉄筋に関してもこれが適用されるため、発注者の判断によっては鉄筋干渉によって配置位置をずらす場合でもこの規格値の範囲内（国土交通省<sup>1)</sup>であれば鉄筋配置の平均間隔  $d$  の規格値は  $\pm \phi$  以内。 $\phi$ ：鉄筋径）でずらさなければならず、試行錯誤によって、この規格値の範囲内に収まる最適な配置位置を探さなければならないため、さらに生産性を阻害する要因となる。

#### 4.1.3 設計時の鉄筋干渉防止

図 4-4 のように設計時に鉄筋干渉の防止を目的として、フーチングの下側軸方向鉄筋や杭基礎の鉛直方向鉄筋（杭の軸方向鉄筋）の配置ピッチが調整して設計される場合がある。これは図面上では鉄筋干渉を考慮した設計となっているように思えるが、これまでに示した施工誤差により、杭基礎には必ず位置ずれや回転が発生するため、図 4-4 のような設計は

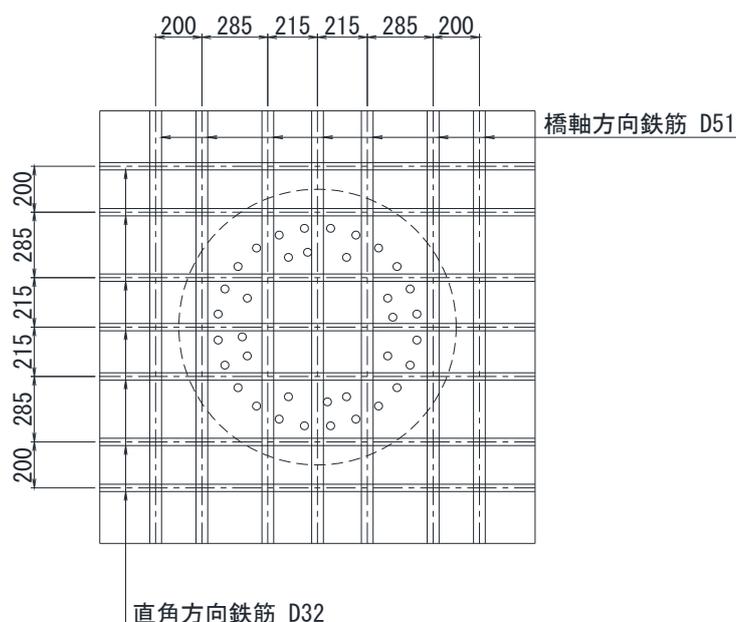


図 4-4 鉄筋干渉の回避を目的とした配筋例

机上の計画にすぎないことが分かる。さらに杭基礎においては鉛直方向鉄筋（杭の軸方向鉄筋）の配置ピッチを変更することで厳密には杭の断面性能の異方性が発生してしまうため、設計として良い方法とは言えない。

#### 4.1.4 鉄筋干渉が発生した場合の現場での対応方法

フーチングの下側軸方向鉄筋と杭基礎の鉛直方向鉄筋の鉄筋干渉が発生した場合に現場では、下記の2つの対応方法をとることが多い。

- (1) フーチングの下側軸方向鉄筋を曲げて杭の鉛直方向鉄筋の隙間に配置する
  - (2) 杭の鉛直方向鉄筋を曲げてフーチング下側軸方向鉄筋を配置する
- それぞれの詳細については以下に示す。

##### (1) フーチングの下側軸方向鉄筋を曲げて杭の鉛直方向鉄筋の隙間に配置する

図 4-5 のように杭の鉛直方向鉄筋の間にフーチング下側の鉄筋と同等の太さの木材などの定規代わりにするものを通してフーチング下側鉄筋を通す位置を決定する。この際に杭ごとの鉛直向鉄筋の位置ずれや回転によって杭ごとに定規材の向きはバラバラになるため、杭と杭の間で折れ曲がる様に定規材をつなぎ合わせることになる（図 4-5）。これを各杭基礎において行い図 4-6 のように定規材を使って杭頭に通す鉄筋の折り曲げ形状を決定する。次にこの定規材に合わせてフーチング下側の鉄筋を 1 本 1 本加工し、鉄筋を所定の位置に収めていくというものである。この方法は土木学会誌<sup>2)</sup>で施工への配慮不足から生じた設計の失敗事例として紹介されている。この記事では下部工の施工前に図面チェックにより杭の鉄筋が過密であることに気付き、フーチング下側の配筋と干渉することが分かったため、用地にまだ余裕があることから杭の本数を増やして、フーチングを大きくするなど設計し



図 4-5 定規材設置状況<sup>2)</sup>

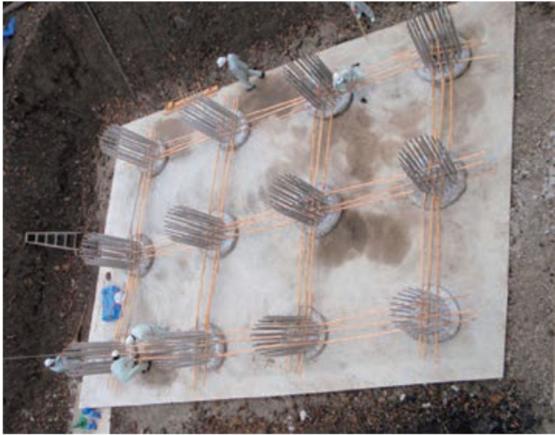


図 4-6 定規材設置完了全景<sup>2)</sup>

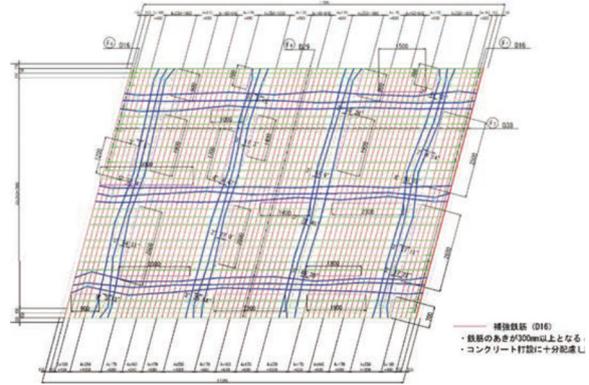


図 4-7 干渉対応例の竣工配筋図<sup>2)</sup>

たコンサルタントに設計変更を提案したが「施工側で工夫すればなんとか組める」と応じてもらえず、当初の設計のまま施工を行った結果、杭基礎の位置ずれや回転などの施工誤差もあって、杭基礎の鉛直方向鉄筋とフーチング下側の配筋が干渉する結果となり、配筋の際に試行錯誤をすることになり配筋作業にかなりの時間を要したことが記載されている。その際の竣工配筋図は図 4-7 に示す結果となったようである。

## (2) 杭の鉛直方向鉄筋を曲げてフーチング下側軸方向鉄筋を配置する

図 4-8 のようにフーチング下側鉄筋が配置できるように杭の鉛直方向の鉄筋をあらかじめ杭頭付近から台直して曲げておくというものである。図 4-9 のようにフーチング下側鉄筋は複数本の杭基礎にまたがるため、杭基礎の位置ずれや回転などの施工誤差を考慮して、鉄筋が直線を通る最適な位置の台直しが必要となるため、台直し鉄筋の選定や台直しの向きの決定は熟練の技能者が経験によって判断するか、定規材やレーザーなどを用いて行う

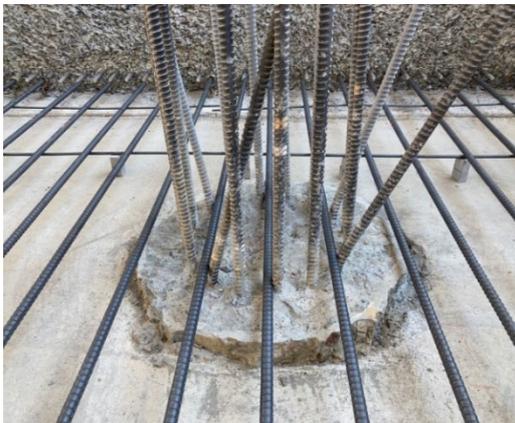


図 4-8 杭基礎鉛直方向鉄筋台直し状況



図 4-9 フーチング下側鉄筋配置状況



図 4-10 フーチング下側鉄筋配置完了

などの必要があり、労力と時間を要する。またフーチング下側鉄筋を所定の位置に収めたあとは図 4-10 のように戻す作業も発生することになる。さらに近年では耐震基準の高まりから杭の軸方向鉄筋は太径かつ過密になる傾向にあるため、これらの鉄筋の台直し作業によって確実に鉄筋が所定の位置に収まるとも限らない。

#### 4.1.5 まとめ

本節では、杭の鉛直方向鉄筋は施工時に位置ずれや回転といった比較的大きな施工誤差が発生してしまうこと、杭それぞれに施工誤差があるとこれと直交するフーチング下側軸方向鉄筋が干渉してしまうこと、干渉したフーチング下側軸方向鉄筋は配置の規格値があり自由にずらすことができないこと、そのために設計や施工時に行われている工夫などを紹介し、生産性を阻害している要因を示した。

一方で、フーチングは、上部構造からの荷重を支持地盤に有効に伝達する役割を担い、構造物の安定性や部材間の断面力の確実な伝達において重要な部材であり、柱、壁、杭基礎との接合部として各々がフーチングに固定支持されることを前提とするため、剛体とみなすことができる十分な曲げ剛性を持つだけの厚さを確保するように設計されるのが一般的である。さらにフーチングは地中構造物であることから、外力を受けた場合の損傷状況の確認や、損傷した場合の補修が難しいため、橋脚の柱や壁に比べて耐荷力は大きく設定されている。そのためフーチングは安全側の設計となっており、余剰耐力が大きく、地震時なども損傷の発生が少ない部材である。

これらの状況を踏まえてフーチングの耐荷メカニズムについて詳細な検討を行い、杭基礎とフーチングの接合部の配筋方法を改善し、生産性を向上させることが課題であるといえる。

## 4.2 実験試験体を対象とした解析の妥当性検証

### 4.2.1 解析概要

本節では解析の妥当性を検証するために、既往の研究で荷重試験が行われた杭基礎フーチングを模した実験試験体を対象に数値解析を行い、破壊挙動の詳細を評価することで、実験と解析の比較を行うこととした。

本論文で解析対象としたのは、谷村ら<sup>3)</sup>が実験を行った図 4-11、表 4-1 に示される 9 つの試験体とした。この杭基礎フーチングは杭径  $\phi 125$  mm の 2 本の杭で支持されているタイプのものであり、橋脚躯体が杭径に対して十分な幅を有し、杭間隔が十分広い場合のモデルとなる。これは、道路橋や鉄道橋で一般的に設計される杭基礎フーチングを簡略化したものである。

このフーチング試験体の配筋概要は図 4-11 に示す通りで、フーチング下側に橋軸方向鉄筋（以下、軸方向鉄筋）D16 が 50 mm 間隔で配置され、その直上に橋軸直角方向鉄筋（以下、配力筋）D10 が 100 mm 間隔で配置されている。また、フーチング上側には軸方向鉄筋 D16 が 100 mm 間隔で配置され、その直下に配力筋 D10 が 100 mm 間隔で配置されている。ただし、B1 試験体は、フーチング上側の軸方向鉄筋および配力筋は配置されていない。表 4-1 に示す通り、解析対象とする試験体はフーチングにおいて標準的なせん断スパン比である  $a_1/d_1$  が 1.0 のものと 1.5 のものを複数用意し、スターラップの鉄筋径および配置間隔を変

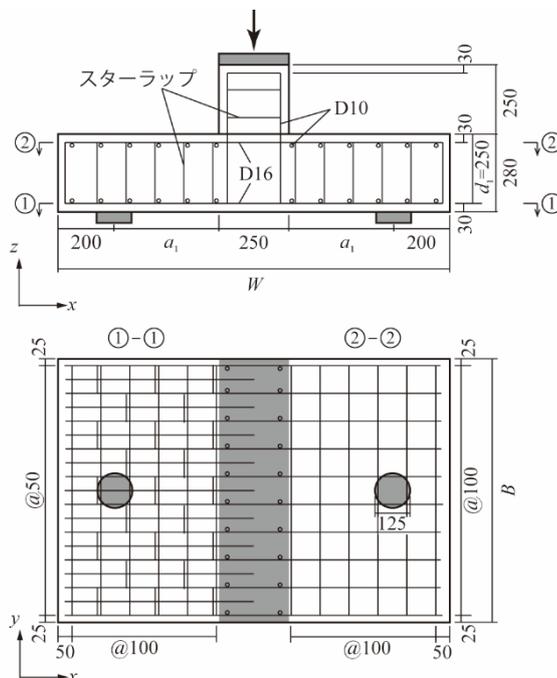


図 4-11 解析対象試験体の諸元（単位：mm）

表 4-1 試験体の諸元

試験体名	W (mm)	B (mm)	$a_l$ (mm)	$a_l/d_l$	スターラップ			
					鉄筋径	$s_x$ (mm)	$s_y$ (mm)	$r_w$ (%)
B1	1150	750	250	1.0	—	—	—	0.00
B3	1150	750	250	1.0	D6	100	100	0.32
C1	1150	750	250	1.0	D10	100	100	0.71
B4	1150	750	250	1.0	D13	100	100	1.27
B8	1150	750	250	1.0	D16	100	100	1.99
C2	1400	950	375	1.5	—	—	—	0.00
C3	1400	950	375	1.5	D6	100	100	0.32
C4	1400	950	375	1.5	D10	150	100	0.48
B6	1400	950	375	1.5	D10	100	100	0.71

$a_l/d_l$  : セン断スパン比

$s_x, s_y$  : 図4-11におけるx方向, y方向スターラップの配置間隔(mm)

$r_w$  : セン断補強鉄筋比(= $A_w/(s_x \times s_y)$ ), ここに,  $A_w$  : スターラップ1本の断面積(mm<sup>2</sup>)

表 4-2 材料特性

鉄筋(SD345)			コンクリート		
種別	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
D6	330	157	27.4	2.1	25.0
D10	398	143			
D16	402	160			

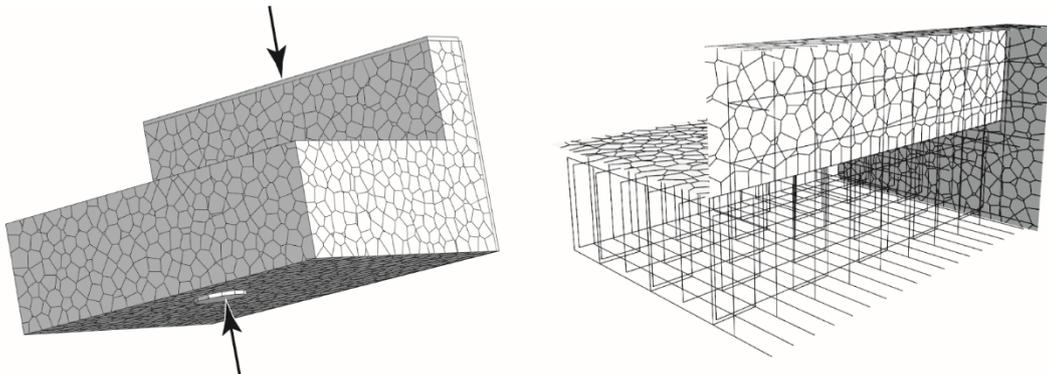


図 4-12 解析モデル (C3 試験体)

えて、セン断補強鉄筋比 $r_w$ を変化させた。実際のフーチングでは杭基礎の鉛直鉄筋(杭基礎の軸方向鉄筋)がフーチング内に定着されているが、この実験試験体では杭基礎の鉛直方向鉄筋は配置されていない。なお、図 4-11 に示す配筋図は C3 試験体をイメージしたものである。

コンクリートの圧縮強度、鉄筋の降伏強度および弾性係数を表 4-2 に示す。鉄筋の降伏強度、弾性係数、コンクリートの圧縮強度は実験における C3 試験体の材料試験結果である。

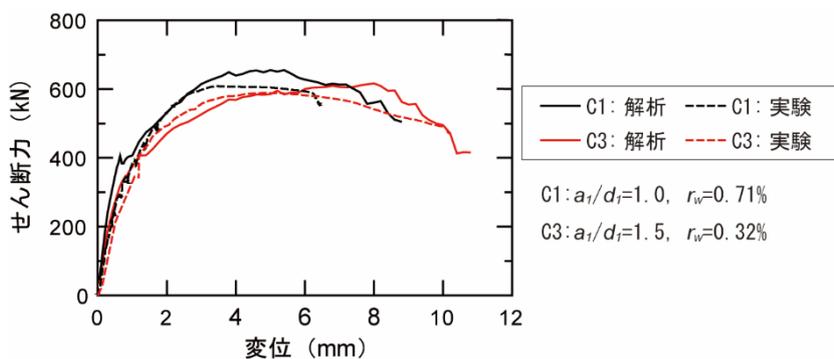
また、コンクリートの弾性係数は谷村ら<sup>3)</sup>が用いた値とし、引張強度はコンクリート標準示方書<sup>4)</sup>に記載の式(4.1)より圧縮強度の値から求めた。

$$f_{tk} = 0.23f'_{ck}{}^{2/3} \quad (4.1)$$

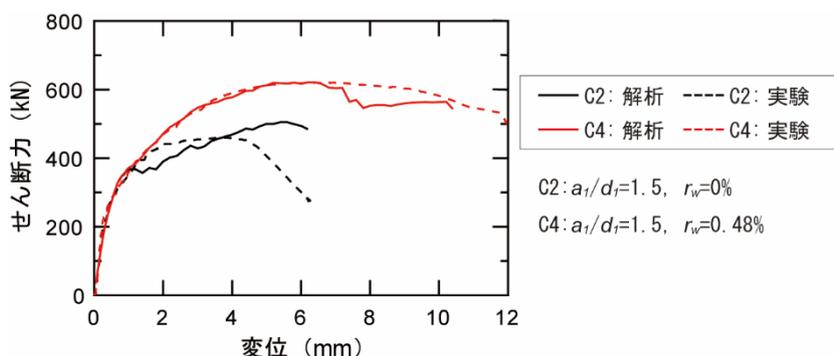
ここに、 $f_{tk}$  :コンクリートの引張強度(N/mm<sup>2</sup>)

$f'_{ck}$  :コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

図 4-12 に解析モデルを示す。解析では試験体の対称性を考慮して 1/2 モデルとし、杭を模擬した支持板を単純支持したうえで壁天端にせん断力を載荷した。鉄筋についても実験試験体と同じ配筋形状をはり要素を用いて離散的にモデル化した。実験では試験体の材齢や実施時期の違いによって、コンクリートおよび鉄筋の特性値に多少違いが生じているが、解析では比較を容易にするため、表 4-2 に示す値をすべての試験体に共通して用いた。モデルの要素寸法については鉄筋コンクリート部材のマクロなひび割れ挙動を評価するために、最大骨材寸法 (20 mm)、鉄筋の配置間隔 (50 mm ～)、かぶり (25 mm ～)などを考慮して要素寸法は 30 mm 程度となるように分割した。また、この要素寸法をさらに小さくした場合でも解析結果に対する影響は少ない。



(a) C1 試験体, C3 試験体比較



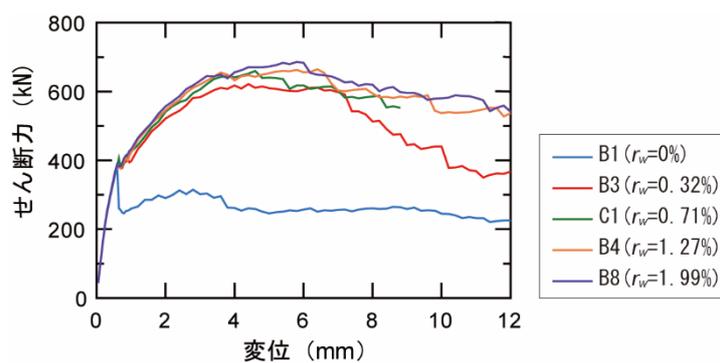
(b) C2 試験体, C4 試験体比較

図 4-13 せん断力-変位関係

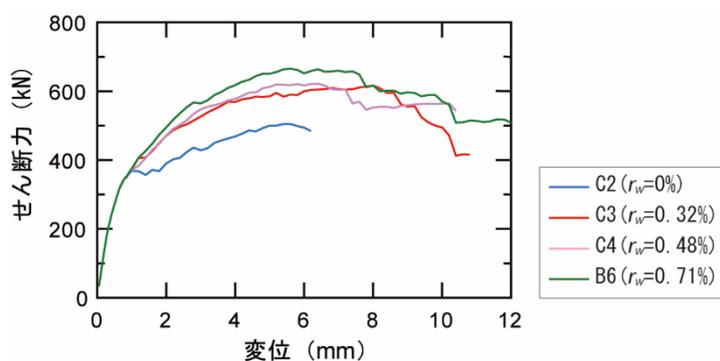
## 4.2.2 せん断力－変位関係

図 4-13 に、試験体中央位置（橋脚躯体中心の直下）の鉛直変位と、躯体に発生したせん断力の関係を示す。図には解析結果および実験結果を併せて記載した。解析結果は実験結果と概ね対応していることが分かる。図 4-13(a) にせん断スパン比の違う C1 試験体と C3 試験体を記載した。せん断スパン比の小さい C1 試験体の方が最大せん断力（せん断耐力）および剛性が C3 試験体に比べて若干大きい結果となった。また、図 4-13(b) にはせん断補強鉄筋比の異なる C2 試験体と C4 試験体を記載した。この図より、せん断補強鉄筋比が大きくなると、せん断耐力は大きくなる事が分かる。

図 4-14 に、せん断スパン比  $a_1/d_1$  が 1.0 および 1.5 のそれぞれに対して、せん断補強鉄筋比  $r_w$  を変化させた解析結果を示す。図より、スターラップを配置しない ( $r_w = 0$ ) 場合は最大せん断力が他に比べて小さいが、スターラップを配置した場合は  $r_w$  が大きくなるほどせん断耐力も大きくなる事が確認できる。また、 $a_1/d_1=1.0$  に比べ  $a_1/d_1=1.5$  では、せん断補強鉄筋比が大きくなるとせん断耐力の増加傾向が若干大きくなっている。なお、B1 試験体で



(a)  $a_1/d_1=1.0$



(b)  $a_1/d_1=1.5$

図 4-14 せん断力－変位関係（せん断補強鉄筋比の影響）

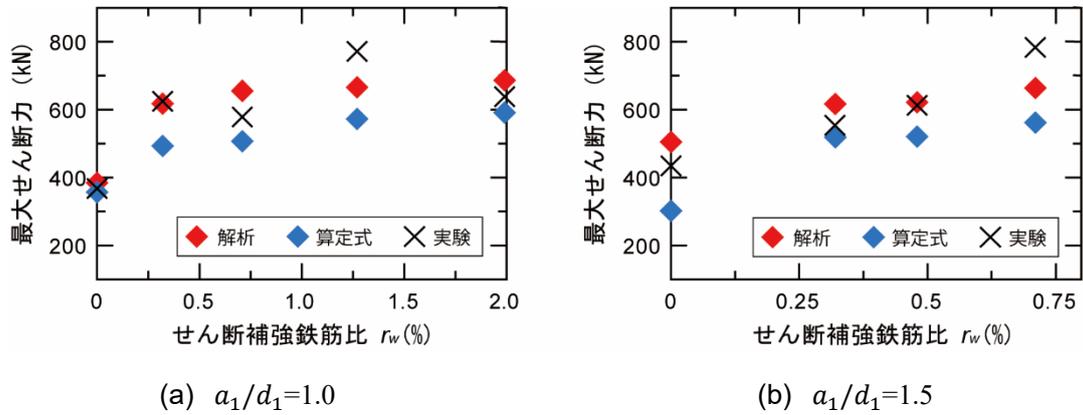


図 4-15 最大せん断力ーせん断補強鉄筋比関係

せん断力の低下が著しいのは、フーチング上面に鉄筋が配置されていないためである。

図 4-15 に、せん断スパン比 $a_1/d_1$ が 1.0 および 1.5 の場合の最大せん断力とせん断補強鉄筋比の関係を示す。解析結果は、実験結果を一部で過少評価している部分があるものの、概ねよく対応している。図中には谷村ら<sup>3)</sup>の提案するスターラップを配置した杭基礎フーチングのせん断耐力算定法による算定値を併せて記載した。図 4-14 および図 4-15 から、スターラップを配置することでせん断耐力は大きくなるが、 $r_w$ の大きな領域では、配置によるせん断耐力の向上の度合いは少なくなっていくことが分かる。これはスターラップが十分に降伏する前に、杭近傍のコンクリートの局所的な破壊が生じるため、スターラップの効果が小さくなり、せん断耐力が頭打ちになる傾向を示している。

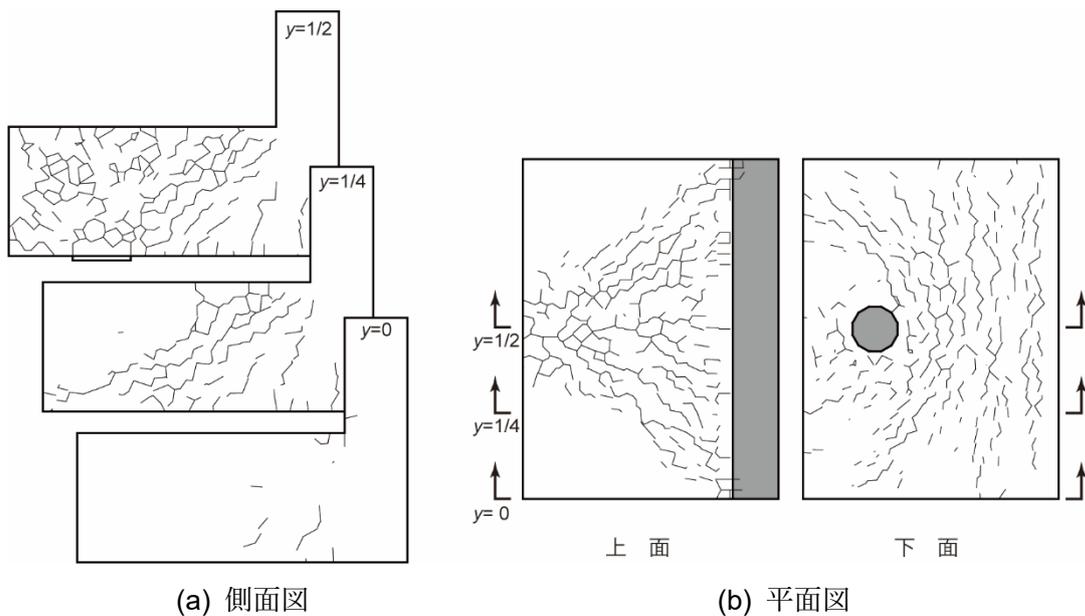


図 4-16 ひび割れ性状 (C3 試験体)

### 4.2.3 ひび割れ性状

図 4-16 に、解析における C3 試験体の最大せん断力直後（最大せん力の 80%程度までせん断力が低下した時点）のひび割れ状況を示す。また図 4-17 に、実験<sup>3)</sup>で観察された実験終了時のひび割れ性状および破壊面の中心線の形状を示す。側面図の図 4-16 の  $y$  は試験体奥行き方向の位置を示し、試験体表面 ( $y = 0$ ) では図 4-17 に示す実験で観察されている試験体側面に発生した多少の曲げひび割れが確認できる。試験体の  $y = 1/4$ 断面では、杭頭（支持板）から壁の接合部分に向かってせん断力による斜めひび割れが発生していることが分かる。試験体の奥行中央断面 ( $y = 1/2$ ) では、杭頭から壁に向かう斜めひび割れとともに試験体上部にもひび割れが発生していることが確認できる。また、図 4-16(b)より、試験体の上面では杭直上付近から壁面に向かって放射状に多数のひび割れが発生し、下面側では杭から円弧状にひび割れが発生していることが確認できる。図 4-16 と図 4-17 より、

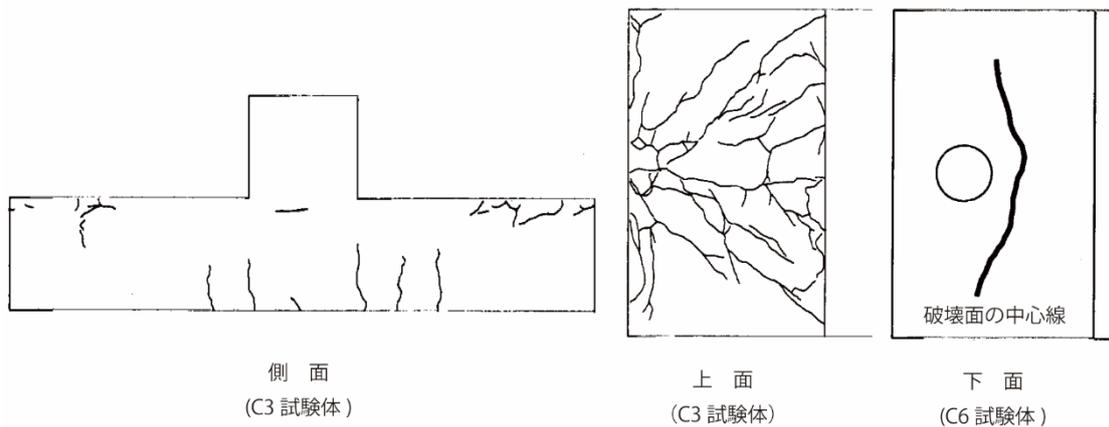


図 4-17 実験で観察されたひび割れ性状<sup>3)</sup>

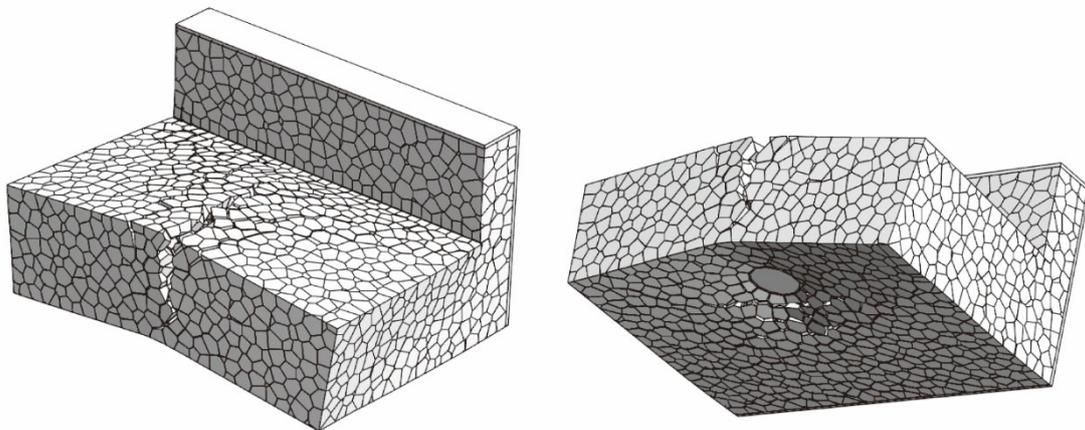


図 4-18 変形図 (C3 試験体, 変位 10 倍)

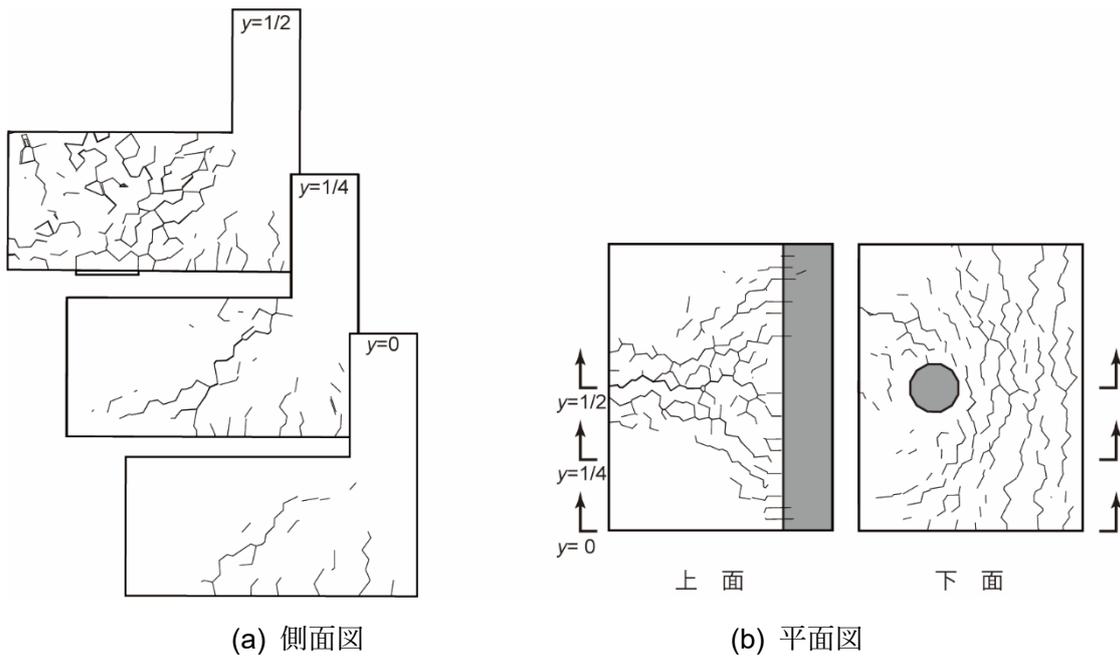


図 4-19 ひび割れ性状 (C1 試験体)

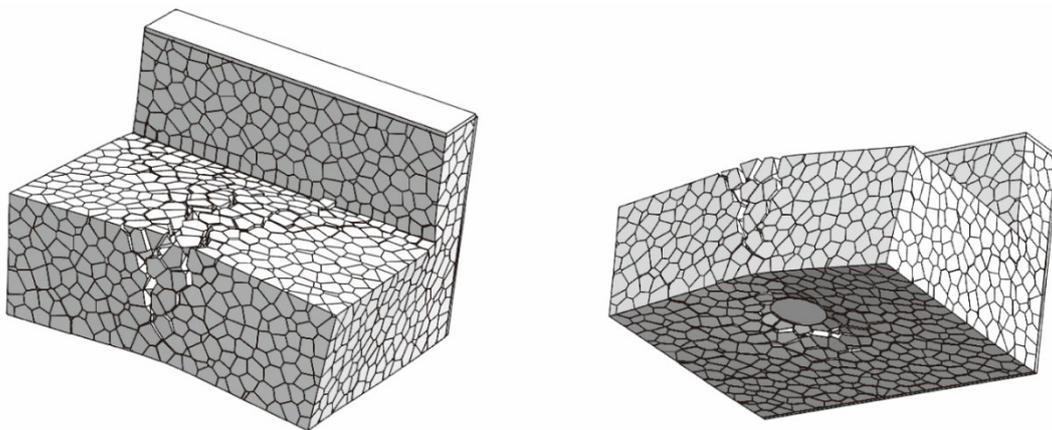


図 4-20 変形図 (C1 試験体, 変位 10 倍)

解析で再現されたひび割れ性状は実験で観察されたひび割れ性状とよく対応していることが分かる。

試験体の表面および内部のひび割れ性状より、杭を起点とした斜めひび割れが壁方向に向かって三次元的に発生する複雑な破壊形態になっていることが確認できる。図 4-16(a)の  $y=1/2$  で杭から上向きにコーン状のひび割れが発達していることが確認されることから、フーチング試験体は図 4-18 の変形図に示すように、いわゆる押抜きせん断のような破壊形態を示していることが分かる。

図 4-19 に、C1 試験体のひび割れ性状を示す。C3 試験体に比べてせん断スパン比が小さ

いため、壁から接合部に向かう斜めひび割れはより鉛直に近い角度を有しているが、図 4-20 の変形図から分かるように C3 試験体とほぼ同様の破壊形態を示し、実験で観察されたものとよく対応している。なお、C3 試験体に比べて奥行きが小さいため、壁から接合部に向かう斜めひび割れが表面付近にも達していることが確認できる。

数値解析により、壁式橋脚の杭基礎フーチング試験体では、三次元的な広がりをもつ複雑なひび割れ進展による破壊を示すことを確認できた。これより、一般によく用いられる RC はり（ディーブビーム）のせん断耐力算定式をベースに有効幅を考慮した算定法によって、面的な耐荷挙動を示す押抜き型のせん断耐力を精度よく予測することは相当に難しいことが分かる。

#### 4.2.4 鉄筋ひずみ分布

図 4-21 に、 $a_1/d_1=1.0$  (B3, C1, B4, B8) および  $a_1/d_1=1.5$  (C3, C4, B6) の最大せん断力時のスターラップのひずみ分布を示した。ひずみはせん断スパン中央付近のスターラップに着目（図 4-21 の略図に示す赤丸の位置）し、ひずみを確認した高さはフーチングの中央付近である。またひずみは降伏ひずみで正規化したものである。

スターラップのひずみ分布から、 $a_1/d_1=1.0$  の場合は、 $r_w=0.32\%$ 、 $0.71\%$  のときは杭付近のスターラップはほとんどが降伏ひずみに達していることが分かる。一方で、 $r_w=1.27\%$ 、

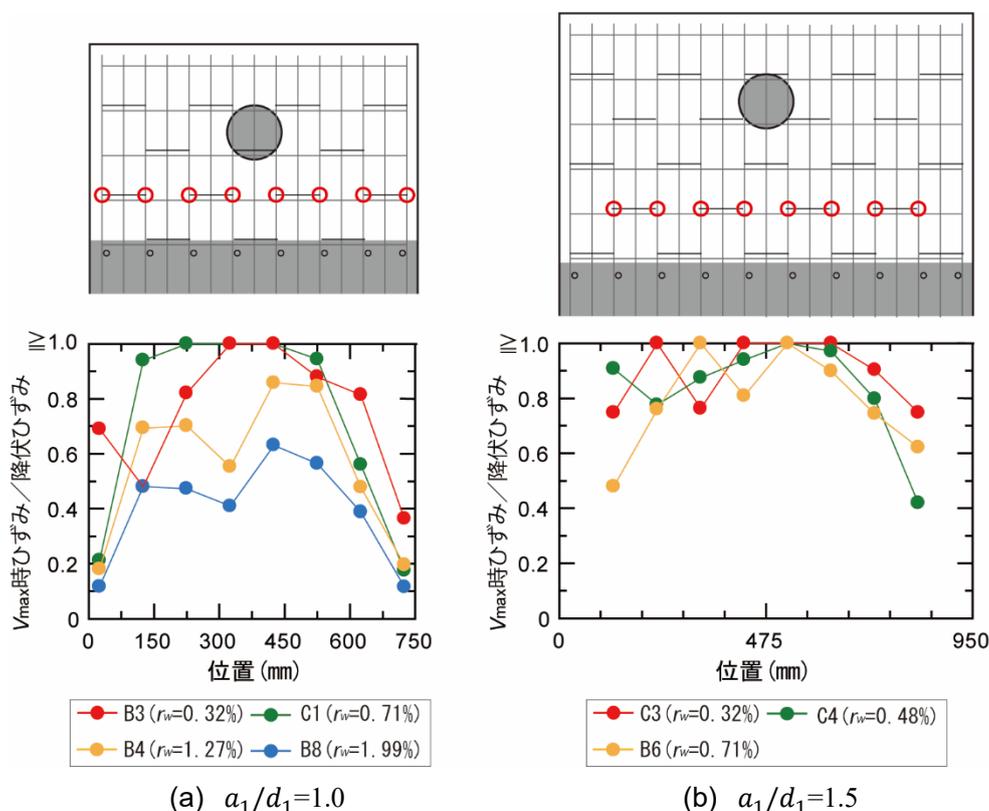


図 4-21 スターラップのひずみ分布(解析)

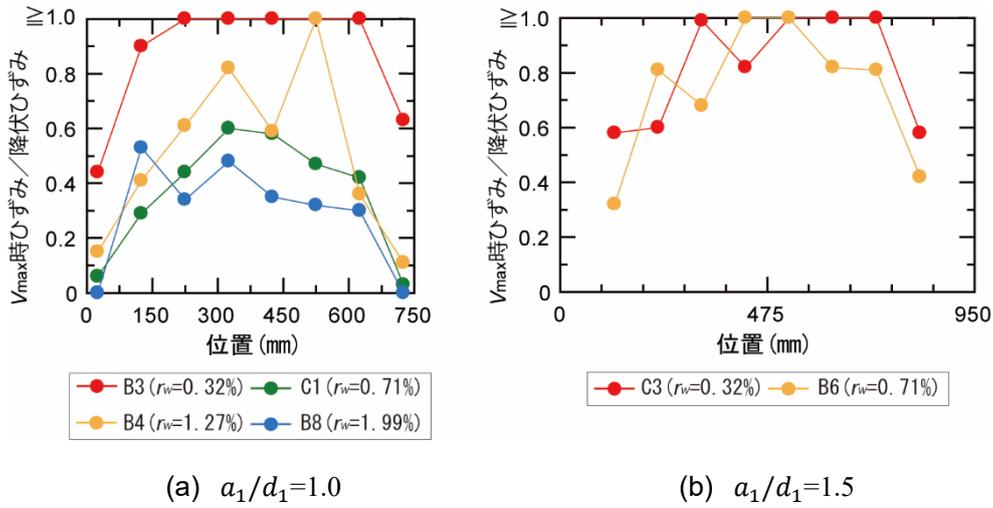


図 4-22 スターラップのひずみ分布(実験)<sup>3)</sup>

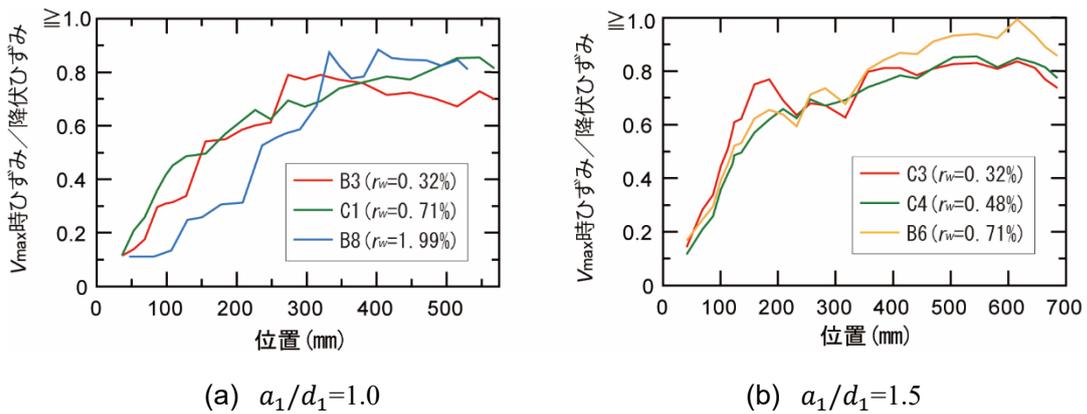


図 4-23 軸方向鉄筋のひずみ分布(解析)

1.99%まで増加し、 $r_w$ が十分大きな領域では、降伏ひずみに達することなく最大せん断力を迎えている。 $a_1/d_1=1.5$ の場合は、 $r_w=0.32\%$ 、 $0.48\%$ 、 $0.71\%$ と増えるにつれて、降伏ひずみに達しないものが増える傾向は同じである。これは谷村らの研究<sup>5)</sup>により、ディープビームにスターラップを配置した場合は、せん断スパン比の小さい領域とせん断補強鉄筋比の大きい領域でスターラップが降伏ひずみに達する前にせん断破壊するせん断補強効果の頭打ち傾向が確認されており、フーチングの場合もこれと一致する結果となった。

さらに、図 4-22 に谷村らの実験<sup>3)</sup>で得た同じ位置のひずみ分布を示した。これらのひずみ分布の傾向は図 4-21 に示す解析で得られたひずみ分布の傾向とよく対応しており、解析結果は実験をよく再現できていると言える。

図 4-23 に、 $a_1/d_1=1.0$  (B3, C1, B8) および $a_1/d_1=1.5$  (C3, C4, B6) の最大せん断力時の軸方向鉄筋のひずみ分布を示した。軸方向鉄筋のひずみは、杭基礎付近の鉄筋に着目したもので、降伏ひずみで正規化したものである。

表 4-3 最大荷重・最大ひずみ比較表

試験体	最大荷重 $V_{max}$ (kN)	比率※1	最大ひずみ $\epsilon_{max}$ ( $\times 10^{-3}$ )	比率※2
B3	621	1.00	1.99	1.00
C1	655	1.05	2.15	1.08
B8	686	1.10	2.20	1.11

試験体	最大荷重 $V_{max}$ (kN)	比率※3	最大ひずみ $\epsilon_{max}$ ( $\times 10^{-3}$ )	比率※4
C3	616	1.00	2.10	1.00
C4	621	1.01	2.14	1.02
B6	664	1.08	2.50	1.19

※1 比率= $V_{max}/V_{max}^{B3}$       ※2 比率= $\epsilon_{max}/\epsilon_{max}^{B3}$

※3 比率= $V_{max}/V_{max}^{C3}$       ※4 比率= $\epsilon_{max}/\epsilon_{max}^{C3}$

図 4-23, 表 4-3 より,  $a_1/d_1=1.0, 1.5$  どちらの場合でも, せん断補強鉄筋を増やすことで最大荷重が増えるとともに, フーチング下側の杭付近の軸方向鉄筋のひずみは増加する傾向にあるが, 破壊時には降伏していないことが確認できる. したがって, 本研究で対象とした杭基礎フーチング試験体では, せん断破壊に対して軸方向鉄筋の影響は小さく, 軸方向鉄筋の配置が耐荷性状に与える影響は小さいことが予想される.

## 4.3 軸方向鉄筋の配置変更の影響

### 4.3.1 解析概要

フーチングの実施工を行う際に, 杭基礎の直上に配置されるフーチング下側の軸方向鉄筋は, 杭基礎からフーチング内に定着される鉛直の鉄筋(杭基礎の軸方向鉄筋)と干渉するため, フーチング施工の生産性を低下させる原因となっている. 前節の実験試験体を対象とした杭基礎フーチングの破壊挙動の評価から, 実験試験体は押抜きせん断型の破壊であり, フーチング下側の軸方向鉄筋が降伏に至る前に破壊していることから, 軸方向鉄筋のせん断耐力に及ぼす影響は小さいと考えられる. そこで, フーチング施工における鉄筋配置を容易とするために, フーチング下側の軸方向鉄筋がせん断耐荷挙動に及ぼす影響について, 解析的に検討を行った.

図 4-24 に示すように, 解析対象としたモデルは C3 試験体をベースとしたフーチング下側の鉄筋配置を変更した 2 種類のモデルである. C3-N モデルは, 図 4-24(b)に示すように, 杭基礎の直上に配置される破線で示す軸方向鉄筋を除外したものである. C3-T モデルは, 図 4-24(c)に示すように, 軸方向鉄筋量を C3 試験体と同等とするために破線の鉄筋を配置換えし, 杭付近の軸方向鉄筋間に均等に配置(赤実線)したものである. ただし, 配置換え

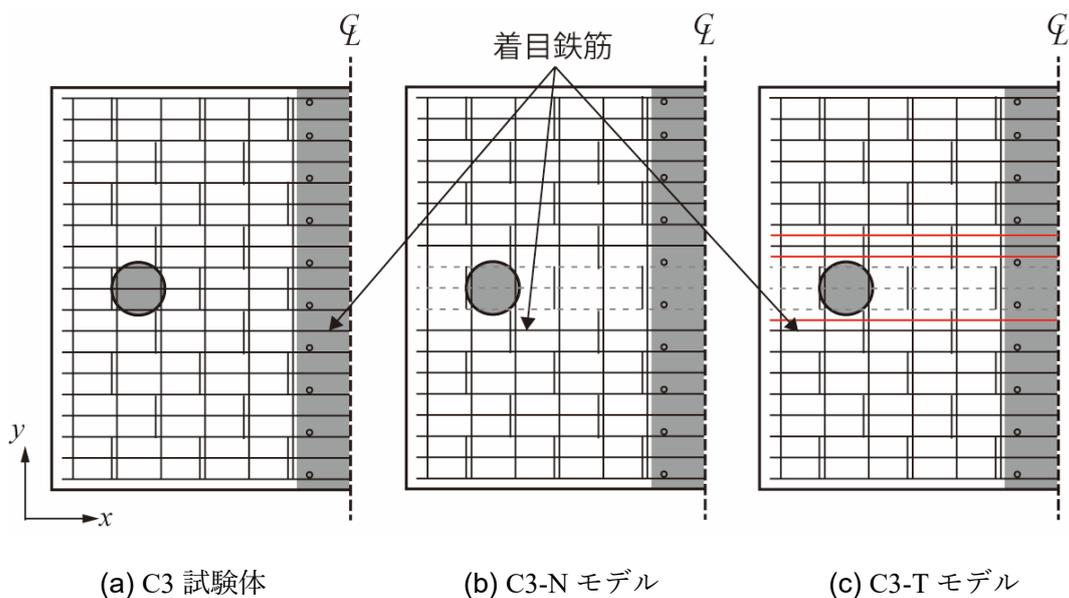


図 4-24 フーチング下側の配筋図

した鉄筋は奇数本であるため、対称な配筋とはなっていない。

本節では、これらの新たに作成したモデルと C3 試験体の解析結果を比較することで軸方向鉄筋の配置の影響の確認をすることとした。

#### 4.3.2 耐力および破壊性状への影響

図 4-25 に、C3 試験体、C3-N モデルおよび C3-T モデルの解析より得られたせん断力-変位関係を示す。図より、杭直上の軸方向鉄筋を 3 本除外した C3-N モデルは、C3 試験体に比べて耐力の低下が若干みられるが、ほぼ同様の挙動を示している。本数を減らさず配置換えすることで同等の軸方向鉄筋量を確保した C3-T モデルは、せん断耐力の低下がより小さい結果となった。

図 4-26 に、最大せん断力時における図 4-24 に示す着目鉄筋のひずみ分布を示し、表 4-4 に最大荷重と最大ひずみの比較を示した。C3-N モデルは杭直上の軸方向鉄筋を除外したため、軸方向鉄筋 1 本あたりの応力の負担が増えることで、降伏ひずみに達する程度までひずみが増大している。C3-T モデルでは、C3 試験体のひずみと大きな差はなく、軸方向鉄筋を除外せず配置換えを行うことにより、曲げ応力や杭の局所的な押し込みに対する影響を小さくすることが可能である。

図 4-27 に、C3 試験体および C3-N モデルの杭直上断面におけるひび割れ性状を示す。両試験体のひび割れ性状の違いは小さく、杭近傍の鉄筋量の減少により杭の押し込みを抑制する効果が低下したことで、若干のせん断耐力の低下につながったものと考えられる。

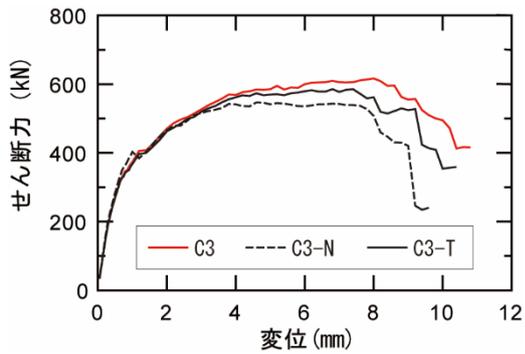


図 4-25 せん断力-変位関係

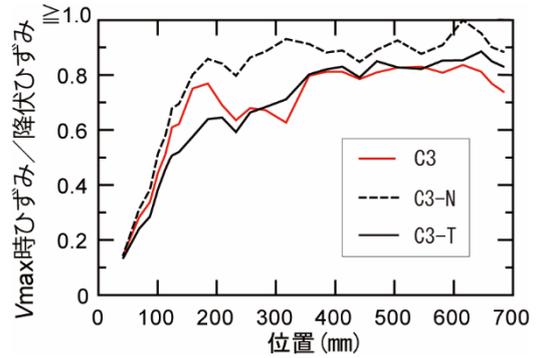


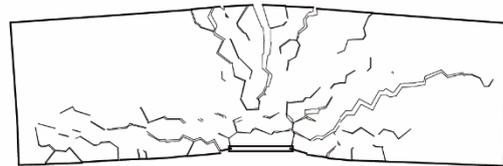
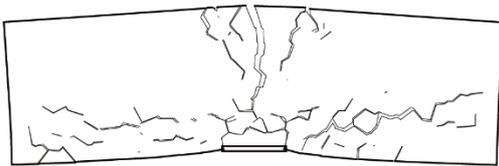
図 4-26 軸方向鉄筋のひずみ分布

表 4-4 最大荷重・最大ひずみ比較表

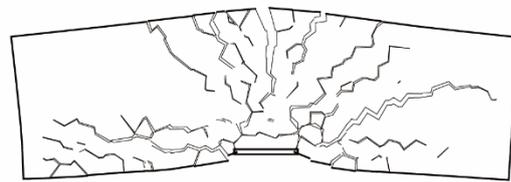
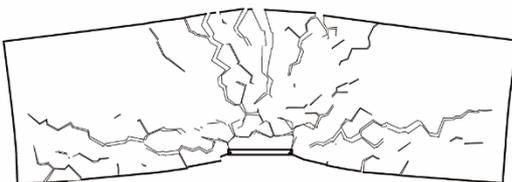
モデル	最大荷重 $V_{max}$ (kN)	比率※1	最大ひずみ $\epsilon_{max}$ ( $\times 10^{-3}$ )	比率※2
C3	616	1.00	2.10	1.00
C3-N	547	0.89	2.90	1.38
C3-T	585	0.95	2.23	1.06

※1 比率= $V_{max}/V_{max}^{C3}$

※2 比率= $\epsilon_{max}/\epsilon_{max}^{C3}$



変位 5mm 時



最大せん断力直後

(a) C3 試験体

(b) C3-N 試験体

図 4-27 ひび割れ性状 (変位 10 倍)

## 4.4 杭基礎鉛直方向鉄筋の影響

### 4.4.1 解析概要

実際の構造物では杭基礎の鉛直方向鉄筋をフーチング下面より上に突き出し、フーチング内に定着（図 4-1）するが、解析対象とした実験試験体では杭基礎の鉛直方向鉄筋は配置されていない。道路橋示方書<sup>6,7)</sup>では杭基礎とフーチングの接合部は剛結とみなせる構造とするために鉄筋により十分に結合する構造細目として図 4-28 が示されている。道路橋示方書<sup>7)</sup>では杭基礎の鉛直方向鉄筋の定着長が仕様規定され、フーチング下側の軸方向鉄筋の中心位置から式(4.2)を確保することとされている。

$$L_{S1} \geq L_{0f} + 10 \quad (4.2)$$

$$L_{0f} = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{0a}} \phi \quad (4.3)$$

- ここに、 $L_{S1}$  :フーチング内への定着長(mm)  
 $L_{0f}$  :付着応力度より算出する定着長(mm)  
 $\phi$  :鉄筋の直径(mm)  
 $\sigma_{sa}$  :鉄筋の引張応力度の基本値(N/mm)  
 $\tau_{0a}$  :コンクリートの付着応力度の基本値(N/mm)

これまでの破壊挙動の評価より、実験試験体は押抜きせん断型の破壊であり接合部付近のコンクリートの局所的な押し込みが耐荷力に影響していると考えられることから、杭基礎の鉛直方向鉄筋はこの局所的な押し込みを分散する効果があると考えられるため、その影響を本節では確認することとした。

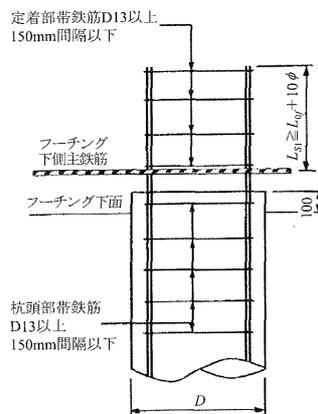
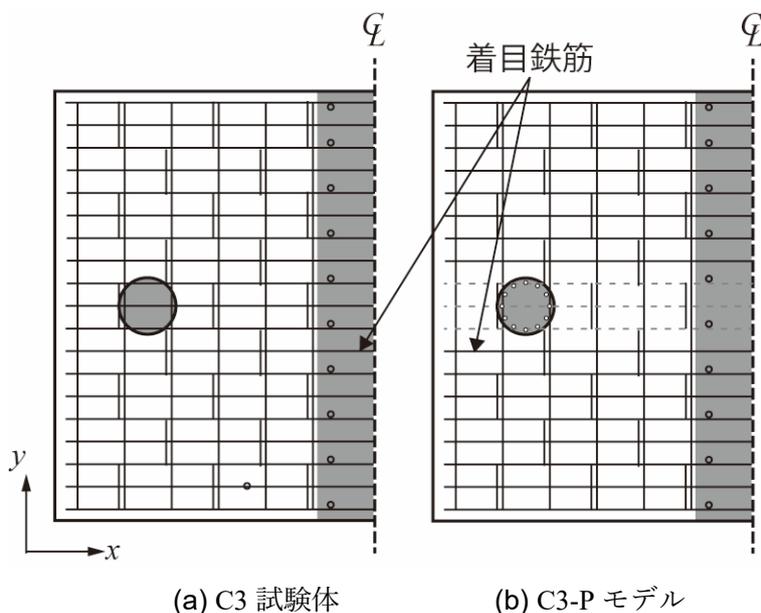


図 4-28 場所打ち杭のフーチングへの接合方法<sup>7)</sup>

解析モデルとした C3-P モデルは図 4-29 に示すように、杭直上の軸方向鉄筋を除外した C3-N モデルをベースに図 4-30 に示す杭の鉛直方向鉄筋 D10 を 30° 間隔で 12 本配置したものである。この杭の鉛直方向鉄筋の定着長は解析モデルのフーチング厚の半分として、フーチングの下端より 140mm とした。一般的な設計では式(4.2)で定着長を算出した場合にフーチング厚の半分程度の長さとなることが多い。また、図 4-28 のように構造細目ではフーチング内の定着部においても帯鉄筋を配置する事となっており、実際にはさらに押し込みの分散効果は大きいものと考えられる。



(a) C3 試験体

(b) C3-P モデル

図 4-29 フーチング下側の配筋図

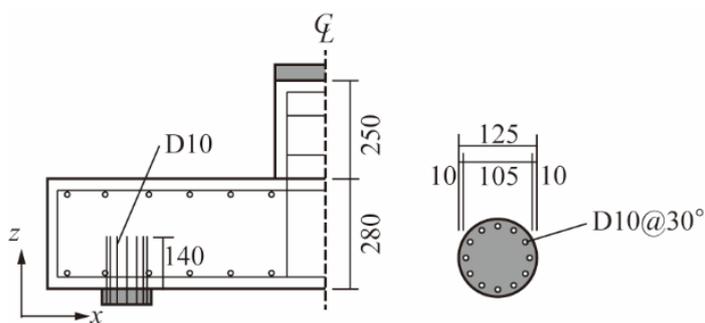


図 4-30 杭基礎の配筋詳細 (C3-P モデル, 単位: mm)

#### 4.4.2 耐荷力および破壊性状への影響

図 4-31 に、C3 試験体と C3-P モデルの解析より得られたせん断力-変位関係を示す。C3-P モデルは C3 試験体と同等のせん断耐力を持つとともに、最大せん断力後の荷重低下が緩やかになっている。これは杭の鉛直方向鉄筋がフーチングに定着されることによって、図 4-32 のひび割れ性状のように押し抜きせん断破壊時に破壊の局所化が緩和されコンクリートの抵抗範囲が増えたことや、図 4-33 のように橋脚壁基部と杭基礎との間の圧縮ストラット幅が大きくなることで杭基礎の局所的な押込みが抑制されるためと考えられる。

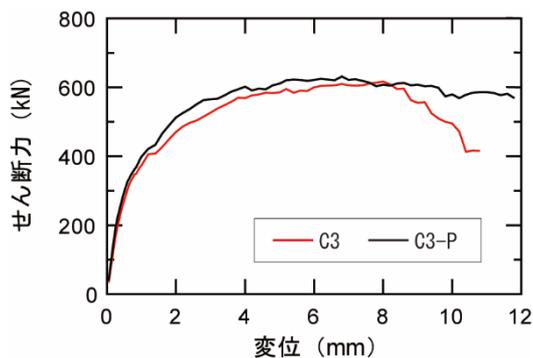


図 4-31 せん断力-変位関係

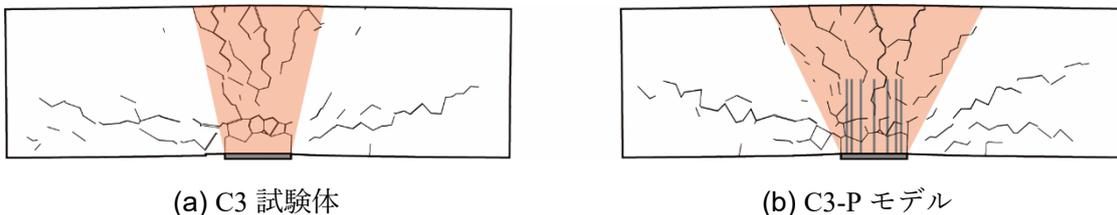


図 4-32 杭断面（橋軸直角方向）のひび割れ性状（変位：9mm）

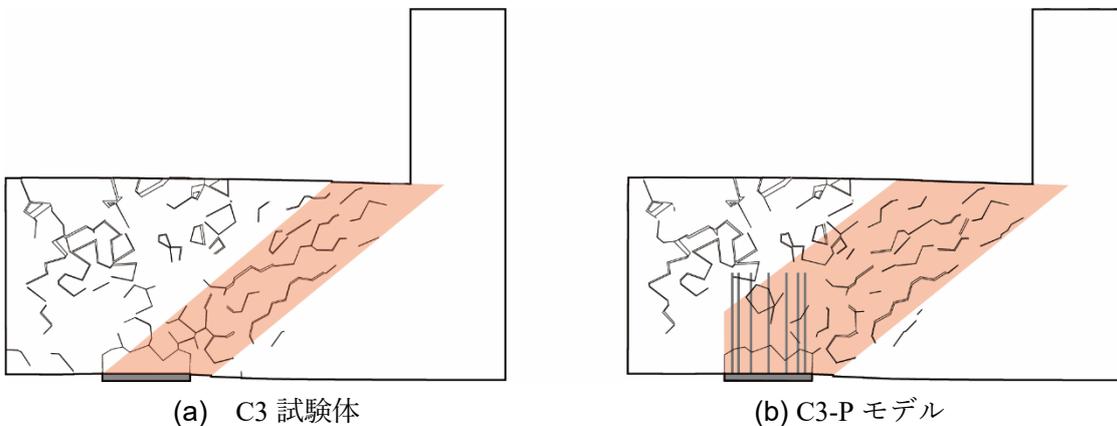


図 4-33 杭断面（橋軸方向）のひび割れ性状（変位：9mm）

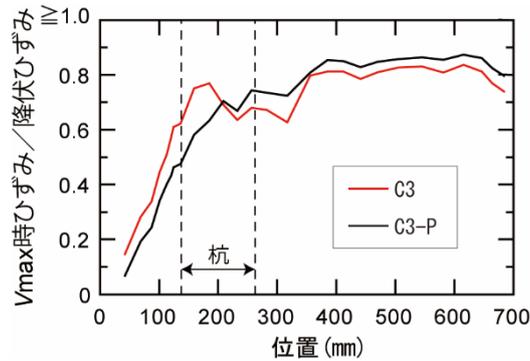


図 4-34 軸方向鉄筋のひずみ分布

表 4-5 最大荷重・最大ひずみ比較表

モデル	最大荷重 $V_{max}$ (kN)	比率 <sup>※1</sup>	最大ひずみ $\epsilon_{max}$ ( $\times 10^{-3}$ )	比率 <sup>※2</sup>
C3	616	1.00	2.10	1.00
C3-P	631	1.02	2.20	1.05
C3-N	547	0.89	2.90	1.38

※1 比率 $=V_{max}/V_{max}^{C3}$

※2 比率 $=\epsilon_{max}/\epsilon_{max}^{C3}$

図 4-34 に、C3 試験体と C3-P モデルのフーチング下側の軸方向鉄筋のうち、図 4-29 に示す着目鉄筋と同位置の鉄筋のひずみの分布を示す。また、表 4-5 に C3 試験体、C3-P モデル、C3-N モデルの最大荷重と最大ひずみの比較を示す。C3-P モデルのひずみは、杭直上の軸方向鉄筋が除外されているにもかかわらず、C3 試験体のひずみと同等に抑えられている。さらに、表 4-5 より、杭の鉛直方向鉄筋の定着のない C3-N モデルに比べて最大荷重、最大ひずみが大きく改善されていることが分かる。

#### 4.4.3 実験試験体での検討結果

これまでの検討結果より、杭直上に配置されるフーチング下側の軸方向筋を除外しても、若干の耐荷力の低下があるものの大きな影響はないことが分かる。これはフーチングのようなディープビームに近い耐荷機構では、コンクリートのせん断抵抗力が支配的であり軸方向鉄筋の影響が小さいためである。また、鉄筋の本数を減らさずに配置換えを行った場合はさらにその影響が少ないことがわかった。さらに、杭基礎の鉛直方向鉄筋（杭基礎の軸方向鉄筋）がフーチング内に定着されていることを考慮すると、フーチング下側の軸方向鉄筋の配置変更の影響はさらに小さくなり、配置変更は破壊性状や耐荷力に影響はないと考えることができる。

## 4.5 実構造物を対象とした配筋の合理化に関する検討

### 4.5.1 解析概要

前節までは、杭基礎フーチングを模擬した実験試験体を対象にせん断破壊挙動の詳細な評価を行うとともに、フーチング下側の軸方向鉄筋の配置変更が耐力や破壊挙動へ及ぼす影響について検討を行った。その結果、軸方向鉄筋の配置は耐力に影響しないことを確認した。さらに杭基礎鉛直方向鉄筋がフーチング内に定着されていることを考慮すると、フーチング下側軸方向鉄筋の配置変更は破壊性状や耐荷力への影響が少ないことが分かった。

この節では、杭が多列配置される実際の道路橋における杭基礎フーチングを対象に破壊挙動を検討する。実構造物スケールでのフーチングの破壊挙動の評価を行うために、**図 4-35** に示す杭基礎フーチングをモデル化した。この杭基礎フーチングは $\phi 1200$  mm の杭が 1 橋脚あたり 24 本 (4 列 $\times$ 6 本) 配置されるもので、杭の多列配置の構造物としては一般的な形状のものである。これまでに述べたように、実際の施工では杭の施工誤差は一般的に大きく、杭の鉛直方向鉄筋は位置ずれや回転が生じて設計通りの配置にならないためフーチング下側鉄筋と干渉を起こす原因となる。さらに、多列配置の杭となると、それぞれの杭がこ

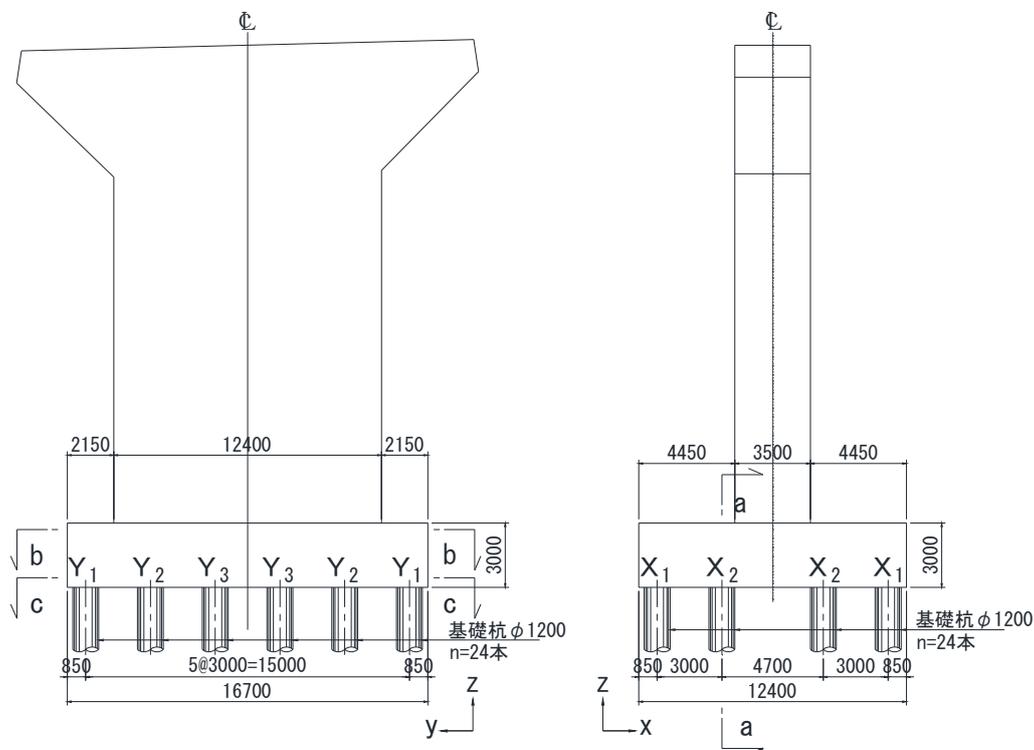


図 4-35 モデル概要図 (F1 モデル, 単位: mm)

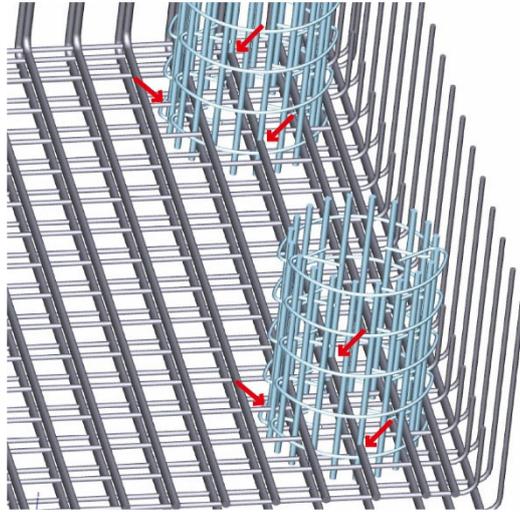


図 4-36 3次元配筋詳細図 (F1 モデル)

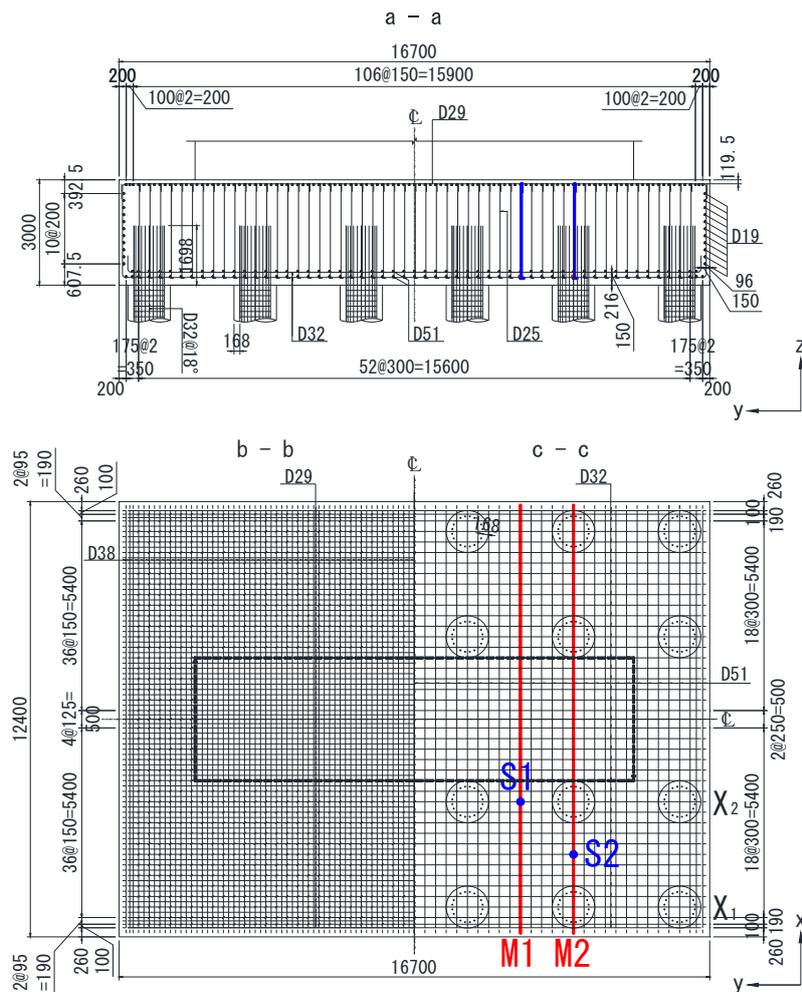


図 4-37 配筋詳細図 (F1 モデル, 単位: mm)

表 4-6 モデルの諸元

モデル名	フーチング下側配筋			スターラップ		杭配置	$a_1/d_1$
	配筋方法	鉄筋比 (%)		配列 (mm)	$r_w$ (%)		
		橋軸	橋軸直角				
F1	均等配置	0.45	0.25	@300	0.56	4列×6本	0.22
F1-1	均等配置	0.90	0.25	@300	0.56	4列×6本	0.22
F1-2	均等配置	0.45	0.25	—	0.00	4列×6本	0.22
F1-3	均等配置	0.45	0.25	@300	0.56	2列×6本	1.33
F2	杭頭干渉部 変更配置	0.45	0.25	@300	0.56	4列×6本	0.22

鉄筋比 (%) = 鉄筋断面積 / 部材断面積

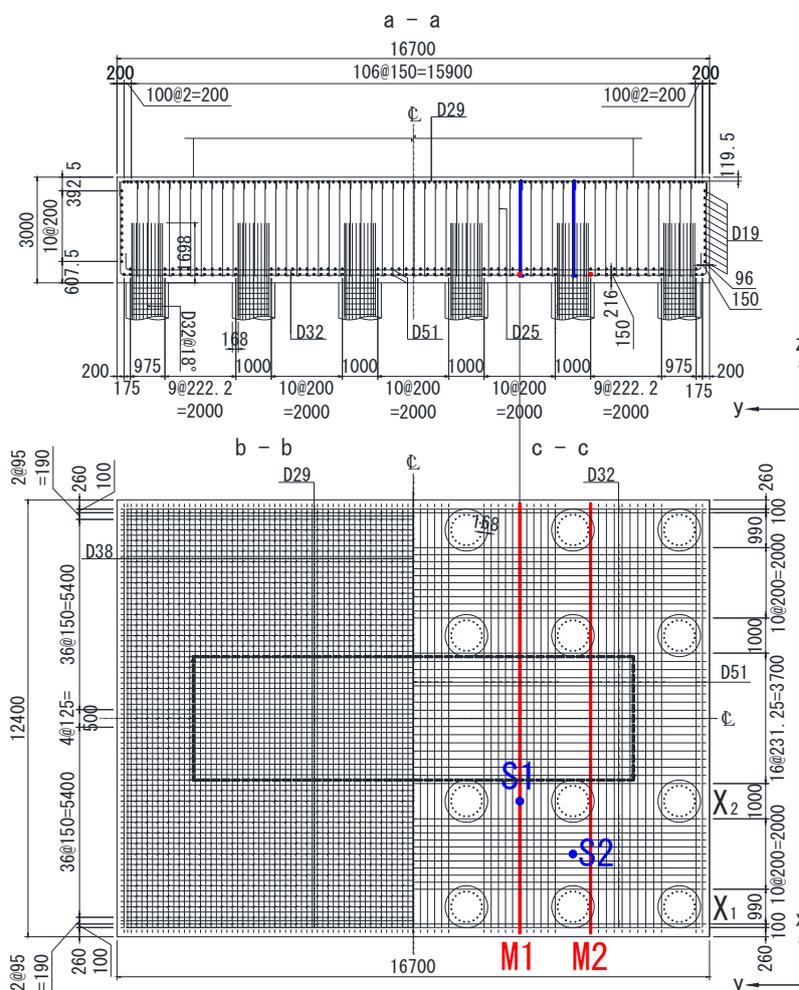


図 4-38 配筋詳細図 (F2 モデル, 単位 : mm)

の施工誤差を各々に持つため、杭直上に配置され、複数本の杭にまたがるフーチング下側の鉄筋は、干渉がさらに多くなり（図 4-36）鉄筋の配置はますます難しくなる。

この杭基礎フーチングの配筋を図 4-37 に示す。フーチングの下側には軸方向鉄筋 D51 が 300 mm 間隔で 2 段配置され、その直下に配力筋 D32 が 300 mm 間隔で同じく 2 段配置されている。また、フーチング上側には軸方向鉄筋 D38 が 150 mm 間隔で配置され、その直上に配力筋 D29 が 150 mm 間隔で配置されている。杭の鉛直方向鉄筋は D22 が杭の中心から半径 433.5 mm の位置に等間隔で 20 本配置され、フーチング下端から 1698 mm の高さまでフーチング内に定着されている。また、スターラップは橋脚壁部直下を除く部分に橋軸、橋軸直角方向ともに D25 が 300mm 間隔で配置されている。この杭基礎フーチングを F1 モデルとし、ベースのモデルとした。

表 4-6 に今回比較検討する 5 つの解析モデルを示す。F1 をベースモデルとして、F1-1 モデルはフーチング下側の軸方向鉄筋量がせん断挙動に与える影響を確認するためのもので軸方向鉄筋の断面積を増やし鉄筋量を 2 倍に増やしたものである。F1-2 モデルはせん断補強鉄筋の効果を確認するために、スターラップを全て除外したモデルである。F1-3 モデルは橋脚壁側の杭（図 4-35 に示す X<sub>2</sub> 列の杭）を固定しないことにより、解析のみかけ上は X<sub>2</sub> 列の杭をなくし、せん断スパン比  $a_1/d_1$  を大きくしたモデルで、実験試験体と近いせん断スパン比の躯体を想定した。F2 モデルは図 4-38 に示すように鉄筋干渉があった場合に施工現場で実現可能な鉄筋の配置換えをしたモデルで、フーチング下側鉄筋と杭の鉛直方向鉄筋の干渉を回避したものである。もともと杭直上に配置されていた鉄筋は除外せずに近傍の杭と杭の間に配置換えをし、配置ピッチを均等に修正したものである。従って、配筋量は F1 モデルと同じである。

使用材料は実構造物の設計と同じとし、鉄筋は SD345 を用いコンクリートは呼び強度 24N/mm<sup>2</sup> 想定した。これらの解析に用いる特性値を表 4-7 に示す。コンクリートの圧縮強度、鉄筋の降伏強度および弾性係数は道路橋示方書<sup>6)</sup>で設計に用いる値とされている通りとし、コンクリートの引張強度は式(4.1)から、コンクリートの弾性係数はコンクリート標準示方書<sup>4)</sup>より式(4.4)を用いて求めた。

$$E_c = \left( 2.2 + \frac{f'_{ck} - 18}{20} \right) \times 10^4 \quad f'_c < 30\text{N/mm}^2 \quad (4.4)$$

ここに、 $E_c$  :コンクリートの弾性係数(N/mm<sup>2</sup>)  
 $f'_{ck}$  :コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

表 4-7 材料特性

鉄筋(SD345)		コンクリート	
降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
345	200	24.0	25.0

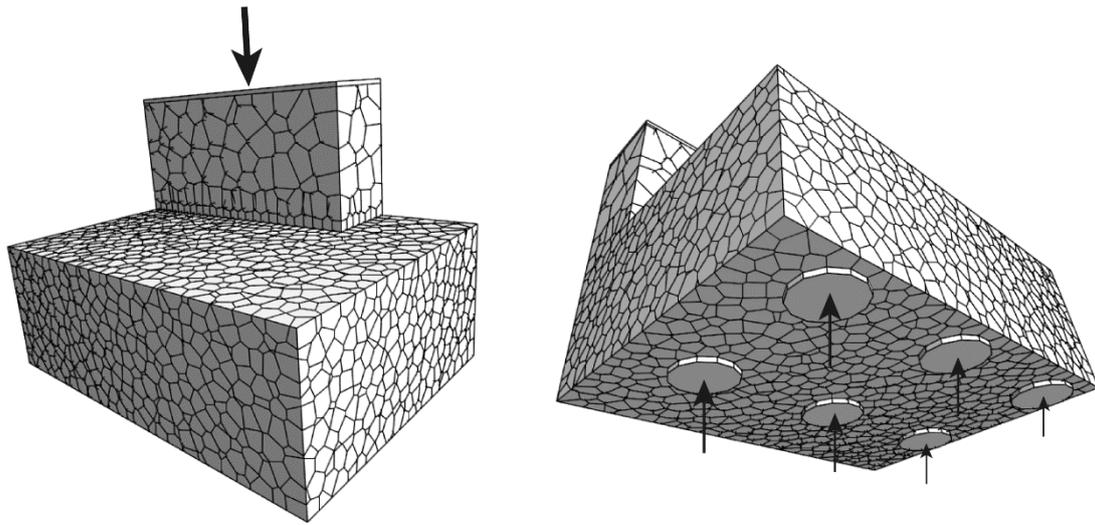


図 4-39 解析モデル (F1 モデル)

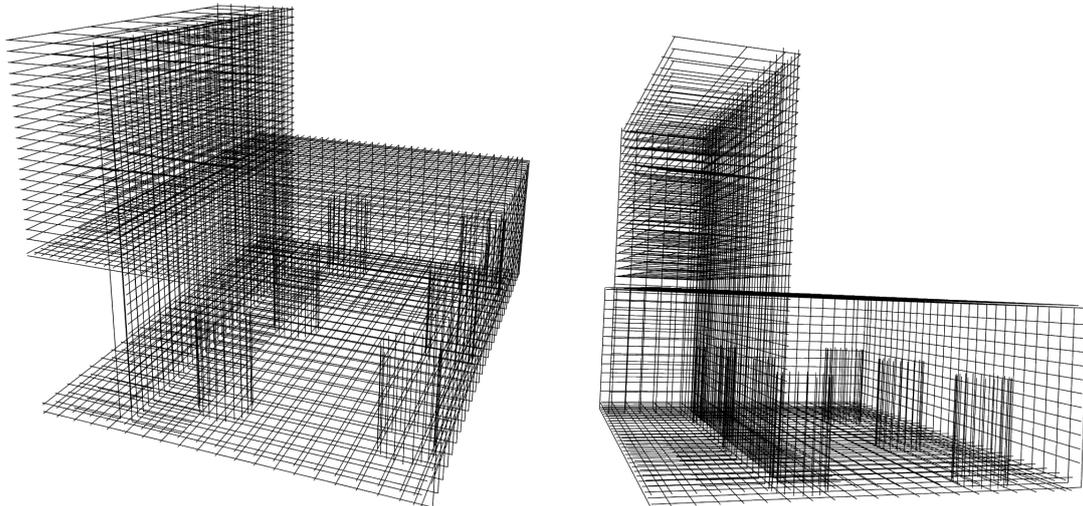


図 4-40 鉄筋モデル (F1 モデル)

※せん断補強筋は表示を省略

図 4-39 に示すように、解析ではモデルの対称性を考慮して 1/4 モデルとし、杭を模した支持板を固定したうえで、橋脚壁部に鉛直漸増载荷を行った。モデルの要素寸法の平均値は 250mm 程度で、フーチングのひび割れ性状を表現するために必要な細かさとした。また、鉄筋は図 4-40 に示すように、はり要素を用いてモデル化した。

#### 4.5.2 荷重－変位関係

図 4-41 に、各解析モデルの荷重－変位関係を示す。また表 4-8 に、解析で得た最大荷重の値および F1 モデルの最大荷重と各モデルの最大荷重の比を示した。

F1-1 モデルはフーチング下側の軸方向鉄筋量を 2 倍に増やしたものであるが、最大荷重の増加は F1 モデルに比べ 4 %程度にとどまった。実構造物大のモデルにおいても実験試験

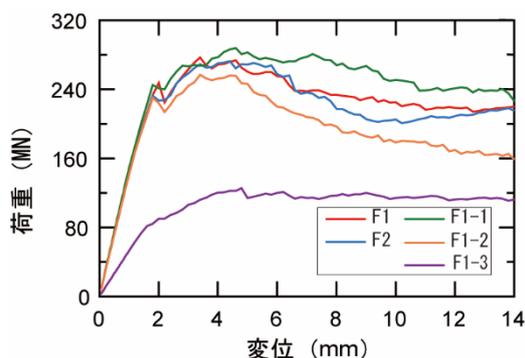


図 4-41 荷重－変位関係

表 4-8 最大荷重比較表

試験体	最大荷重 $V_{max}$ (MN)	比率 <sup>※1</sup>
F1	138	1.00
F1-1	144	1.04
F1-2	128	0.93
F1-3	63	0.46
F2	136	0.99

※1 比率= $V_{max}/V_{max}^{F1}$

体と同様に、フーチング下側の軸方向鉄筋が耐力に及ぼす影響が少ない事が分かる。また、最大荷重を示した後の荷重－変位関係については若干の耐力向上が確認されるが、F1 モデルと同様の傾向を示していることが分かる。

F1-2 モデルはスターラップの配置を無くし、せん断補強鉄筋比を $r_w = 0.56\%$ から $r_w = 0\%$ にしたものである。実験試験体では $r_w = 0.48\%$ (C4 試験体)を $r_w = 0\%$ (C2 試験体)とした場合に最大せん断力の低下は 18%以上であったが、F1-2 モデルは F1 モデルに比べ最大荷重の減少は 7%程度にとどまっております、その差は比較的小さいことが分かる。これはせん断スパン比が実験試験体に比べ小さい事で、せん断補強の効果が十分に発揮されていないことを示している。

F1-3 モデルは X<sub>2</sub> 列杭の拘束がなくなり、せん断スパン比 $a_1/d_1$ が大きくなったことにより最大荷重が大きく低下 (54%低下) している。せん断スパン比は実験試験体のものと同程度となっていることから破壊性状が実験試験体に近い傾向を示していることが予想される。

F2 モデルはフーチング下側鉄筋 (軸方向鉄筋, 配力筋) の配列を変更したが、鉄筋量が変わらないため最大せん断力の低下もほぼ無く、荷重－変位関係についても F1 モデルと同様の傾向を示している。この結果から、鉄筋量が同じであった場合にフーチング下側鉄筋の耐力に及ぼす影響は小さいと言える。

### 4.5.3 ひび割れ性状

図 4-42～図 4-47 に、杭の中心および杭間で断面を切った各解析モデルのひび割れ性状を示す。図は最大せん断力直後 (最大せん断力の 90%程度まで耐力が低下した時点) のひび割れ図を示した。

F1, F2, F1-1, F1-2 モデルのひび割れ図では程度の差は多少あるものの同様のひび割れ性状を示し、図 4-43, 図 4-45 に示す杭の中心を通る断面では、橋脚壁基部の前面から X<sub>2</sub> 列杭の方向に向かった鉛直に近い方向にひび割れが集中していることが分かる。一方で、X<sub>1</sub> 列杭の方向に向かう斜めひび割れはほとんど見られない。また、図 4-42, 図 4-44, 図 4-46 の杭間における断面においても、フーチング下側で多少の斜め方向へのひび割れの広がり

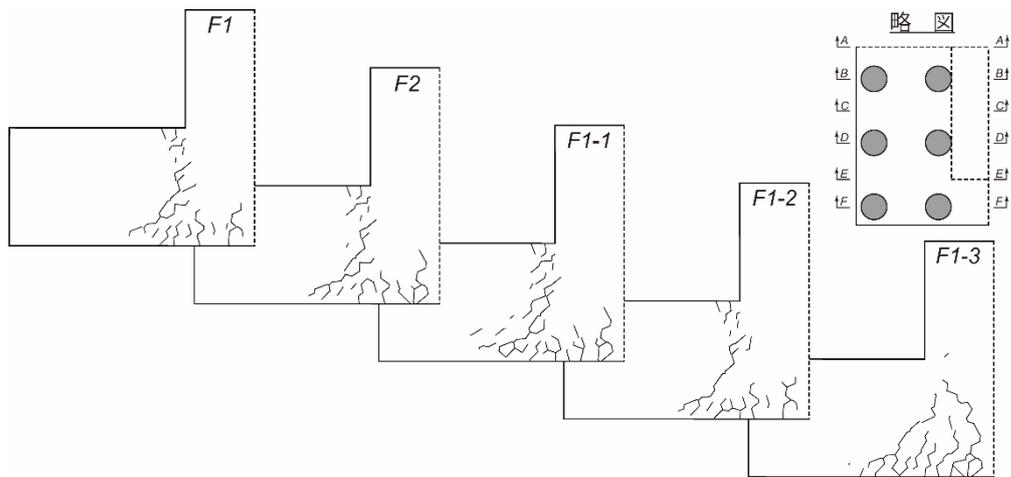


図 4-42 ひび割れ性状 (A-A 断面)

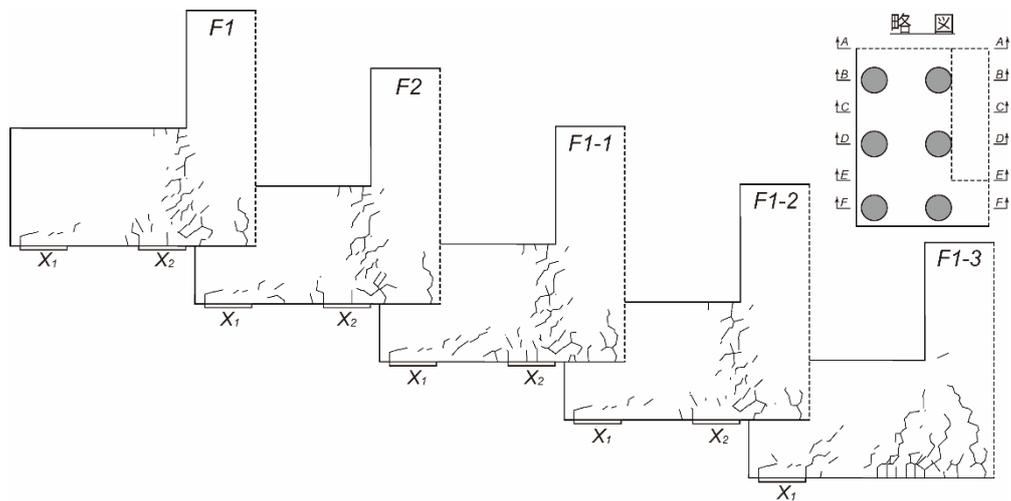


図 4-43 ひび割れ性状 (B-B 断面)

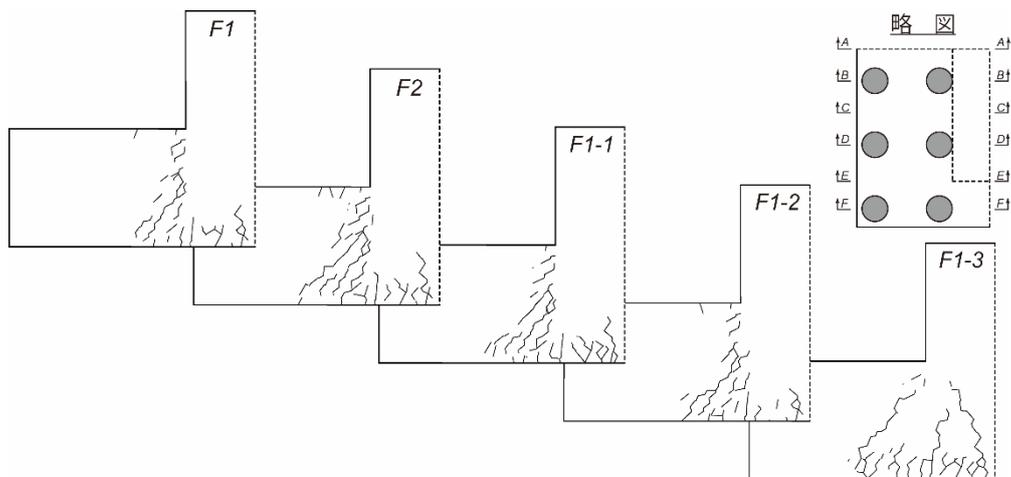


図 4-44 ひび割れ性状 (C-C 断面)

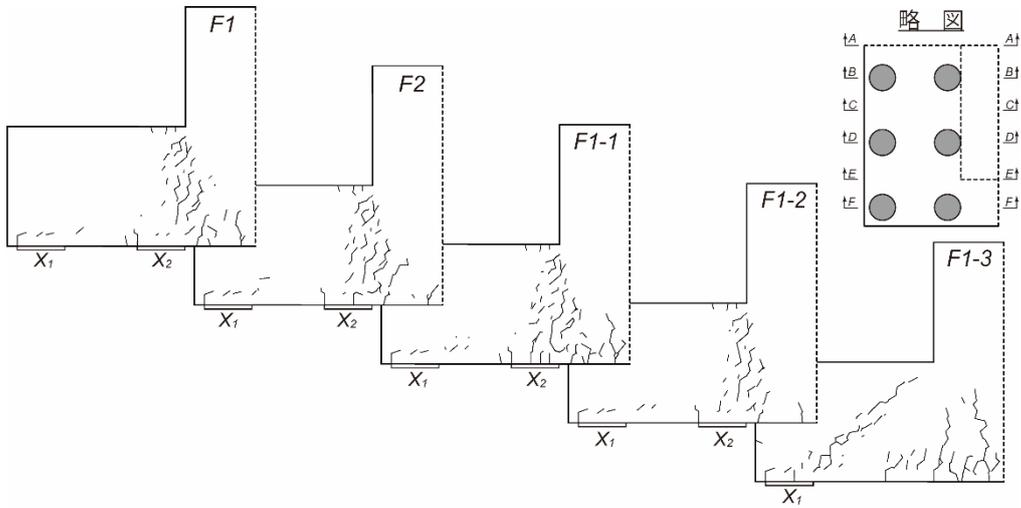


図 4-45 ひび割れ性状 (D-D 断面)

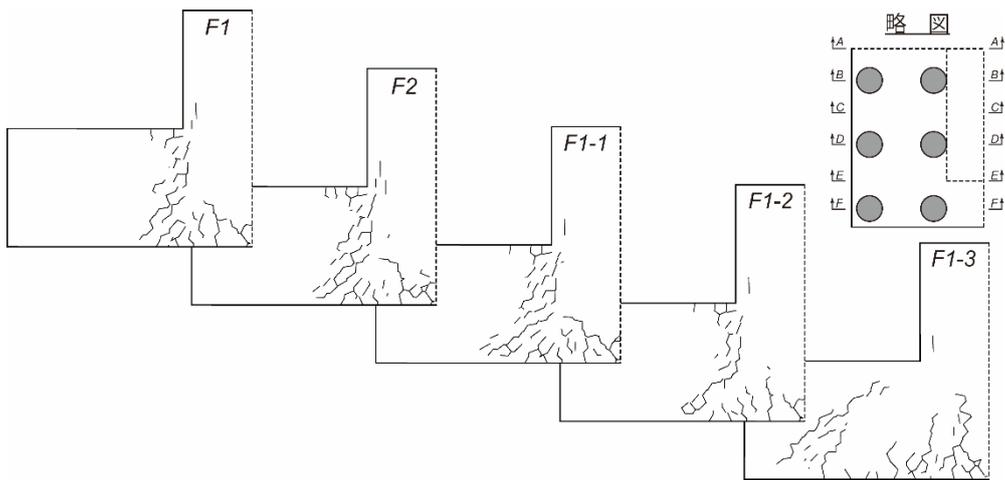


図 4-46 ひび割れ性状 (E-E 断面)

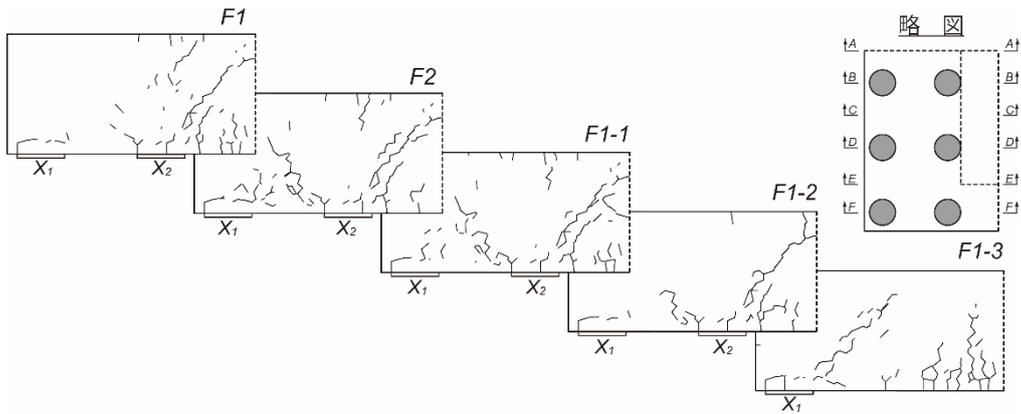


図 4-47 ひび割れ性状 (F-F 断面)

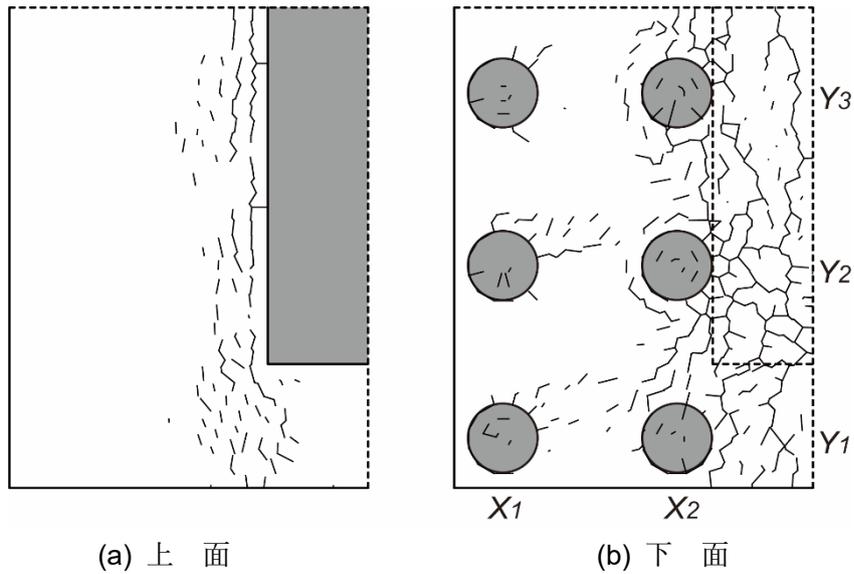


図 4-48 ひび割れ性状 (F1 モデル)

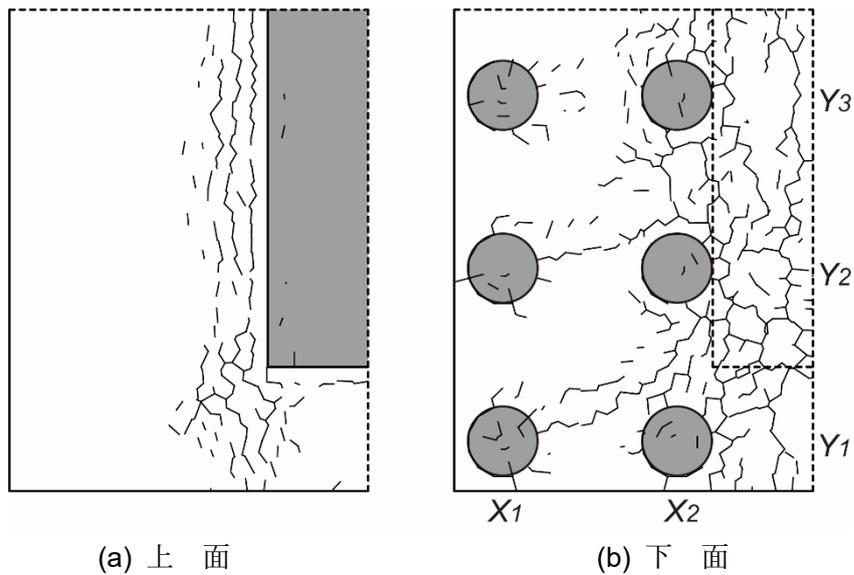


図 4-49 ひび割れ性状 (F2 モデル)

確認されるものの、杭の中心を通る断面と同様に、鉛直に近いひび割れ性状となっていることが分かる。これはせん断荷重の多くが橋脚壁基部から  $X_2$  列杭の間で負担されていることを示している。杭が橋脚基部直下にあることで、杭による押し抜きの力で一面せん断的な破壊形態を示していることが分かる。また、F1-2 モデルにおいてスターラップの配置を無くしたにもかかわらず耐荷力の低下が少なかったのは、一面せん断的な破壊にスターラップがせん断補強効果を発揮しなかったためと思われる。一方で、図 4-47 の杭の中心を通る断面であるが、鉛直荷重が作用する橋脚壁から離れた断面では、荷重の作用点から杭基礎の位

置が少し遠くなることが影響し、ひび割れの性状が変化している。ひび割れ性状は  $X_2$  列杭から上向きのコーン状のひび割れが確認されることから、押抜きせん断的なひび割れ性状を示していることが分かる。しかしながら、後述する杭反力を踏まえて考えると、橋脚基部直下にある杭基礎よりも荷重の負担は少なく、この押し抜きせん断的なひび割れ性状が耐荷力に直接影響するものではないことが分かる。

F1-3 モデルは図 4-42～図 4-47 に示すとおり、橋脚壁基部から  $X_1$  列杭に向かって斜めひび割れが発生し、壁の鉛直下側のフーチング下面には曲げひび割れが生じていることが分かる。これは、実験試験体と近い破壊性状を示していると言える。 $X_2$  列杭の拘束が無くなったことで、2本の杭で支持されているモデルに近づいたことから同様の性状を示したものと考えられる。

図 4-48, 図 4-49 に F1 モデル, F2 モデルにおけるフーチング上面と下面のひび割れ性状を示す。これら2つのモデルのひび割れ性状は大きな差異はなく、破壊に伴うひび割れの進展は同様であると言える。図より上面、下面とも橋脚壁基部と  $X_2$  列杭の間にひび割れが集中し、 $X_1$  列杭付近では多少のひび割れはあるものの限定的で、大きくは発達していないことが分かる。なお、F1-1 モデル, F1-2 モデルにおいてもひび割れの程度の差はあるものの、同様の傾向のひび割れ性状が確認された。

#### 4.5.4 杭反力

図 4-50, 図 4-51 に、F1 モデルおよび F2 モデルの荷重に対する杭反力の変化を示した。どちらのモデルにおいても変位の小さい段階では  $X_1$  列杭に比べ  $X_2$  列杭の杭反力が大きく、 $X_2$  列杭によって多くの荷重を負担していることが分かる。変位がさらに増加した段階では  $X_2$  列杭の杭反力は低下し、 $X_1$  列杭の杭反力は増える傾向を示しその大きさは近づいてくることが分かる。図 4-52, 図 4-53 に示すひび割れ性状と併せて考えると、最大荷重を示すまでは橋脚壁基部と  $X_2$  列杭の間の一面せん断的な耐荷性状を示すが、最大荷重以降は橋脚壁基部から  $X_1$  列杭に向かう斜め方向に耐荷機構が変化していくことで冗長的な挙動を示して

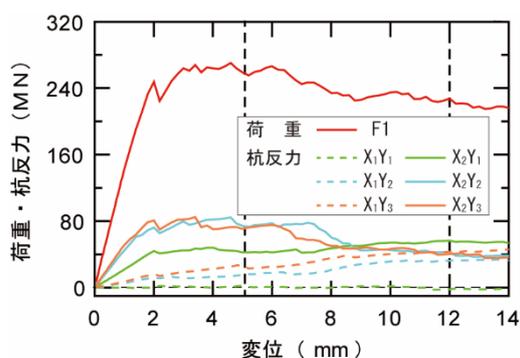


図 4-50 杭反力(F1 モデル)

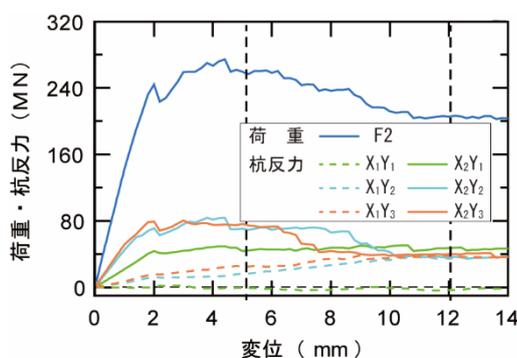


図 4-51 杭反力(F2 モデル)

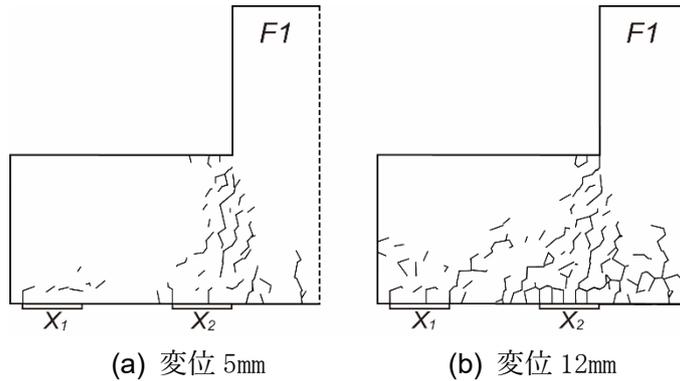


図 4-52 ひび割れ性状 (F1 モデル)

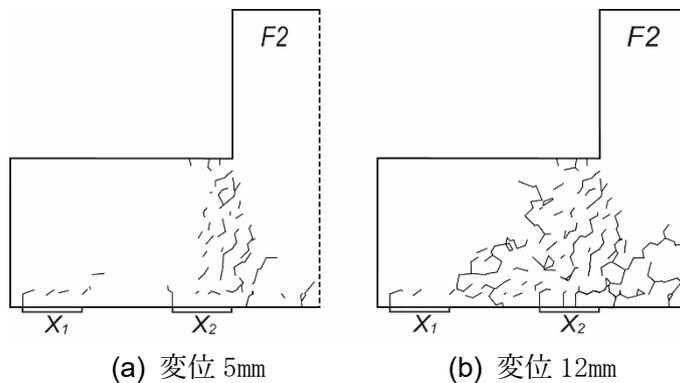


図 4-53 ひび割れ性状 (F2 モデル)

いることが分かる。一方で、 $X_2Y_1$  杭は最大荷重程度までの一面せん断的な耐荷性状を示している間は他の  $X_2$  列杭より小さな杭反力であるが、それ以降では徐々に杭反力が増加していき、図 4-47 に示すような、押抜きせん断的な耐荷機構で荷重を負担していると考えられる。なお、 $X_1Y_1$  杭の反力はいずれの場合もわずかな値にとどまっている。

#### 4.5.5 鉄筋ひずみ分布

図 4-54、図 4-55 に、各解析モデルの最大荷重時のフーチング下側における軸方向鉄筋のひずみ分布図を示した。図 4-54、図 4-55 は、配筋詳細図（図 4-37、図 4-38）で示す M1、M2 位置の鉄筋のひずみ分布を示している。

図 4-54 より F1 モデル、F2 モデル、F1-2 モデルにおいては、M2 位置の鉄筋は  $X_2$  列目の杭近傍で降伏していることがわかる。これは杭の押し込みによる局所的な降伏で、耐荷力に大きく影響する鉄筋の降伏ではない。軸方向鉄筋の鉄筋量の多い F1-1 モデルでは、杭の押し込みによって鉄筋の降伏はないが、図 4-41、表 4-8 に示すように、最大荷重に大きな変化が無い事からも軸方向鉄筋は耐荷力への影響が小さいことが分かる。F1-3 モデルについては、 $X_1$  列杭付近で局所的にひずみが大きくなり、スパン中央に近づくにつれてひずみが大きくなっていることが分かる。このひずみはひび割れ性状と併せて考えると曲げによるひ

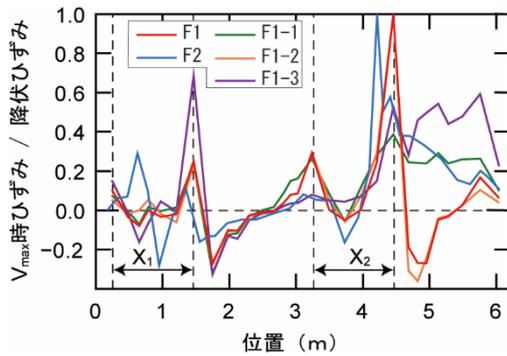


図 4-54 ひずみ分布図(M2)  
( $V_{max}$ 時)

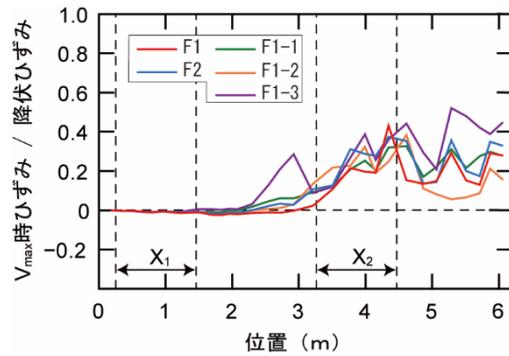


図 4-55 ひずみ分布図(M1)  
( $V_{max}$ 時)

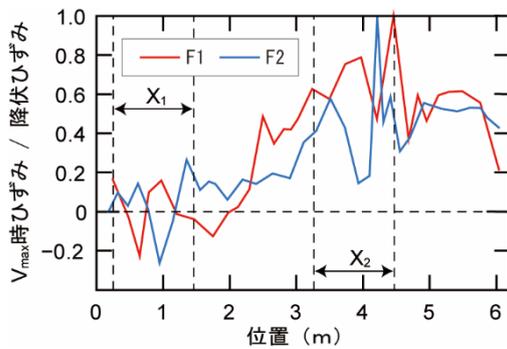


図 4-56 ひずみ分布図(M2)  
(変位 12mm 時)

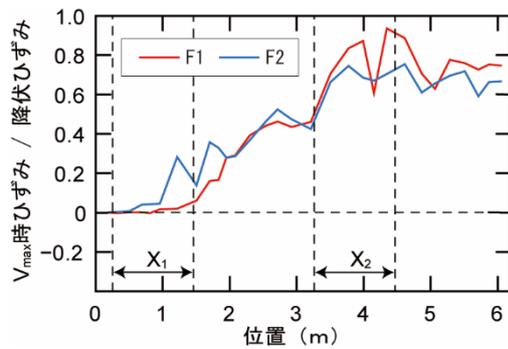


図 4-57 ひずみ分布図(M1)  
(変位 12mm 時)

ずみと考えられ、実験試験体検討時に確認された軸方向鉄筋のひずみ分布と同様の挙動を示している事が分かる。

図 4-55 に、M1 位置の軸方向鉄筋のひずみ分布図を示した。杭による局所的な押し込みが無いので、降伏ひずみに達している箇所は無く、曲げ応力が大きくなるスパン中央に近づくにつれてひずみが大きくなる傾向を示すが、降伏に対して十分に余裕があることが確認できる。

図 4-56、図 4-57 に、F1 モデル、F2 モデルの最大荷重を超え変位が十分大きくなった時点（変位 12mm）の同位置の軸方向鉄筋（M1、M2）のひずみ分布を示した。図 4-56 より M2 位置の軸方向鉄筋は最大せん断荷重時に比べて全体的にひずみ量が増えたが、降伏ひずみに達している箇所は  $X_2$  列の杭近傍のみで最大せん断荷重時のときと変化はない。図 4-57 より M1 位置においても全体的にひずみ量は増加しているが、新たに降伏ひずみに達する箇所はなく、変位が 12mm に達した状況においても、軸方向鉄筋のひずみには余裕があることが分かる。

図 4-58 に、配筋詳細図で示す S1、S2 位置の最大荷重時のスターラップのひずみ分布を

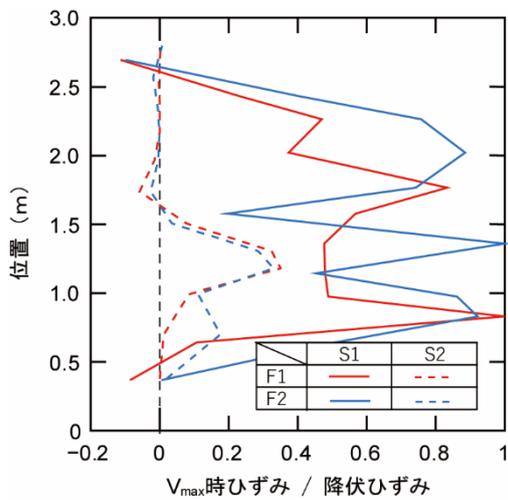


図 4-58 ひずみ分布図 ( $V_{max}$  時)

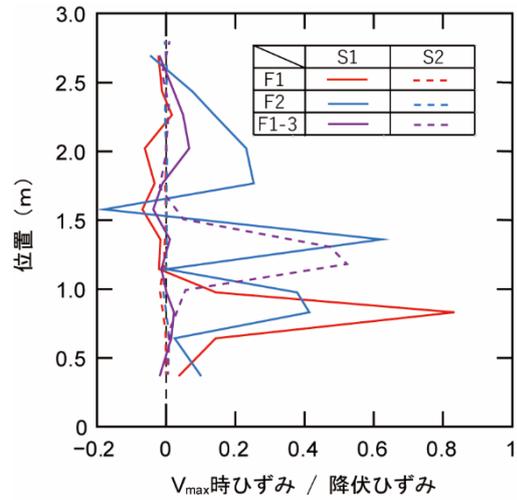


図 4-59 ひずみ分布図 (変位 12mm 時)

示す。F1, F2 モデルでは S1 側でひずみが発生しているが、S2 側ではほぼひずみが無い結果となっている。F1-3 モデルでは S2 側にひずみが発生している。これらのひずみの発生は図 4-44, 図 4-45 に示すひび割れに対応しており、ひび割れとスターラップが交差する箇所で比較的大きな値を示している。これらの結果から、スターラップはフーチング全体に均等に配置されているが、荷重を負担しているのはせん断スパンの内側のスターラップで、そのひずみも降伏まで達していないため、スターラップの最大荷重に対する効果は少ないと考えられる。F1 モデルと F1-2 モデルの最大荷重を比較した際に、それほど差異が無いのはこの理由からと考えられる。

図 4-59 に変位が 12mm に達し、 $X_1$  列の杭反力が多くなってきた際の F1 モデル, F2 モデルのスターラップのひずみ分布を示す。 $X_1$  列の杭反力が次第に大きくなり、一面せん断的な耐荷機構から斜め方向に耐荷機構が変化することで、S2 側のひずみも増加し始めている。これは図 4-52, 図 4-53 に示すひび割れ性状とよく対応しており、ひび割れが発生している箇所でひずみが大きくなっていることが分かる。

#### 4.5.6 実構造物スケールの破壊性状と鉄筋配置の関係

以上の結果より、杭が多列配置された実構造物スケールの杭基礎フーチングにおいても、フーチング下側の鉄筋の配置位置を杭直上からずらした場合に、所定の鉄筋量を確保するように配置換えを行えば、フーチングの耐力への影響はほぼ無いと言える。なお、地震時のように橋脚壁に水平力が発生しフーチングに曲げが作用する場合については、幸左ら<sup>8),9)</sup>の研究から、フーチング上側の引張が破壊の主要因であることが考えられることから、フーチング下側の鉄筋配置の影響はこの場合も少ないと考えられる。しかしながら、これを確認するための検討は今後の課題である。

## 4.6 まとめ

本章では、ひび割れ等の不連続現象の表現に優位性のある剛体バネモデルにより杭基礎フーチングの解析を行い、杭基礎フーチングを模擬した実験試験体の実験結果との整合性を確認し、せん断破壊挙動の詳細な分析を行った。さらに、杭が多列配置された実物大スケールの杭基礎フーチングをモデル化し、鉄筋干渉が問題となる杭基礎直上のフーチング下側鉄筋の配置を変更した解析を行い、耐力や破壊性状に及ぼす影響について解析的に検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- 1) 実験試験体の数値解析結果は実験結果とよく対応しており、せん断スパン比およびせん断補強鉄筋比がせん断耐力に及ぼす影響を評価することができた。
- 2) 数値解析により、実験試験体の杭基礎フーチングに生じる押抜きせん断型の複雑な破壊形態を再現することができた。また、実験試験体において杭直上の鉄筋干渉を避けるために軸方向鉄筋を除外してもせん断耐力への影響は小さいことが確認できた。
- 3) 実物大スケールの杭が多列配置された杭基礎フーチングは、橋脚壁基部とその近傍の杭との間の狭い範囲で荷重を負担するため、鉛直に近いひびわれが発生し、一面せん断型の破壊形態をとることが確認できた。また、この場合の破壊線は鉛直に近い形であるため、鉛直方向に配置されているスターラップは破壊線と交差する箇所が少なく、実験試験体で確認されたほどの最大荷重に対するせん断補強筋の効果を発揮していないことが分かった。
- 4) 杭が多列配置されるフーチングにおいて、フーチング下側の鉄筋は耐力に対する影響は小さく、鉄筋の干渉が課題となっている杭基礎の鉛直鉄筋（杭基礎の軸方向鉄筋）との干渉を避けるように配置換えを行っても、所定の鉄筋量を確保すれば、耐力の低下につながるということが分かった。また、配置換えを行った場合でも、破壊挙動に大きな違いは生じないことが確認できた。

## 参考文献（第4章）

- 1) 国土交通省：土木工事施工管理基準及び規格値（案），2018.
- 2) 土木学会：土木学会誌, vol.106, No.6, pp.30-37,2021
- 3) 谷村幸裕, 二羽淳一郎, 渡邊忠朋, 佐藤勉, 鈴木裕隆, 吉田幸司：スターラップを有する杭基礎フーチングのせん断耐力評価に関する研究, 土木学会論文集, No.795/V-68, pp. 127-143, 2005.
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書 [設計編], 2017.
- 5) 谷村幸裕, 佐藤勉, 渡辺忠明, 松岡茂：スターラップを有するディープビームのせん断耐力に関する研究, 土木学会論文集, No.760/V-63, pp.29-44, 2004.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋・コンクリート部材編, 2017.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編, 2017.
- 8) 左賢二, 藤井康男, 水田崇志, 森田修二：地震時のフーチング損傷メカニズムに関する研究, 土木学会論文集, No. 655/V-48, pp. 63-73, 2000.
- 9) 幸左賢二, 安藤高士, 白戸真大, 水田和之：地震時における柱・フーチング接合部の損傷メカニズムに関する研究, 土木学会論文集, No. 746/V-61, pp. 41-55, 2003.

## 第5章 L形接合部における 配筋の合理化に関する検討

### 5.1 L形接合部における課題

#### 5.1.1 生産性が低下する要因

本章では、ラーメン高架橋やラーメン橋脚などの柱と梁や、ボックスカルバートの底版・頂版と壁などに代表されるような土木構造物のL形部材接合部の配筋の合理化について検討を行う。

このL形接合部は、図 5-1 のように部材それぞれの配筋が交わることにより鉄筋が過密になることが多い。これは、道路構造物におけるラーメン橋脚の柱梁接合部は、柱と梁が剛結され一体となり作用に抵抗することを前提として設計<sup>1),2)</sup>されることや、鉄道構造物におけるラーメン高架橋の柱と梁の接合部では、鉄道構造物等設計標準・同解説<sup>3)</sup>に示される配筋仕様で設計され、安全側の設計であることなどから過密な配筋となってしまう。さらに近年の大規模な自然災害の発生により構造物に対する要求性能が高まり、耐震設計では考慮する地震力の増大に伴って鉄筋量が増える傾向であるため、それぞれの部材同士の様々な鉄筋が接合部内で3次元的に複雑に錯綜することで鉄筋干渉が増え、生産性を低下させている。

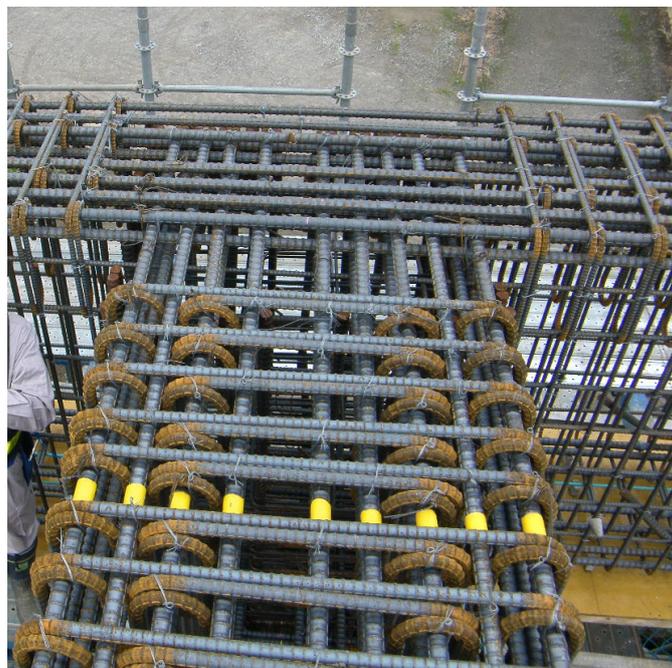


図 5-1 接合部の配筋状況

### 5.1.2 L形接合部の一般的な設計

土木構造物における柱梁接合部の基本的な設計手法は、昭和6年発行のコンクリート標準示方書から変更されていないのが現状である。図5-2に示すように、この設計手法の中に示されている仕様規定に、接合部の外側に沿う鉄筋の曲げ内半径は鉄筋の直径の10倍以上（以降 $10\phi$ ）でなければならないというものがある。この梁の大きな曲げ内半径のため、鉄筋が3次元的に複雑に干渉し合い生産を低下させる原因となっている。また、コンクリート標準示方書<sup>4)</sup>には、ラーメンの柱・梁のせん断補強鉄筋の配置例として図5-3が記載されており、せん断補強鉄筋の配置について以下の事項が推奨されている。

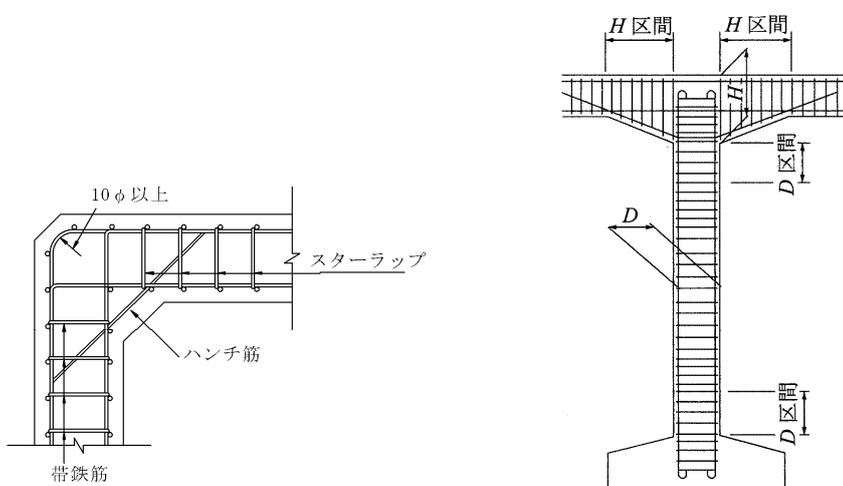
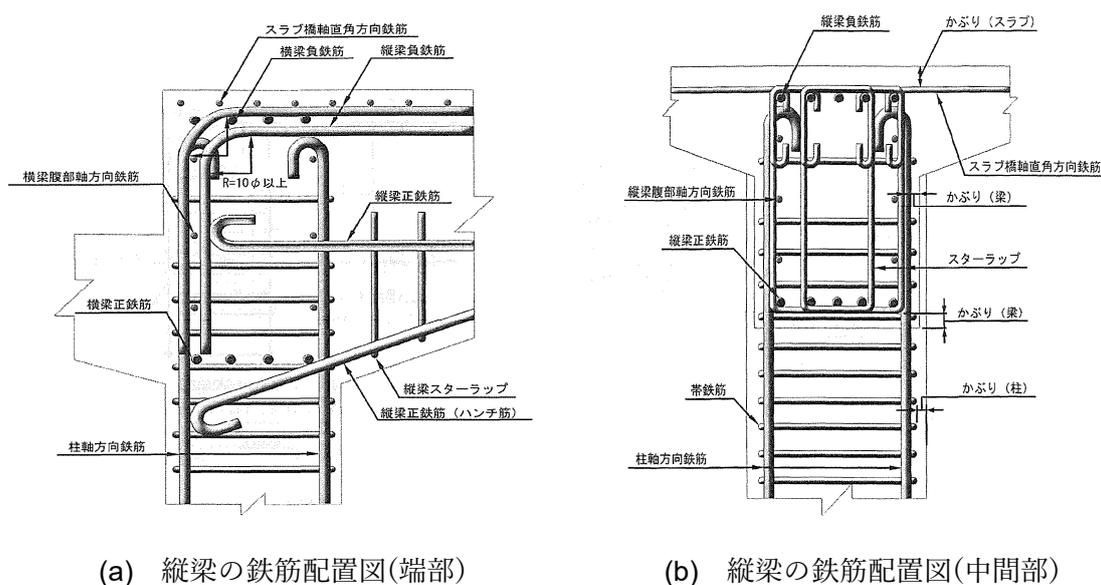


図5-2 接合部の配筋仕様<sup>4)</sup> 図5-3 ラーメンのせん断補強鉄筋の配置<sup>4)</sup>



(a) 縦梁の鉄筋配置図(端部) (b) 縦梁の鉄筋配置図(中間部)

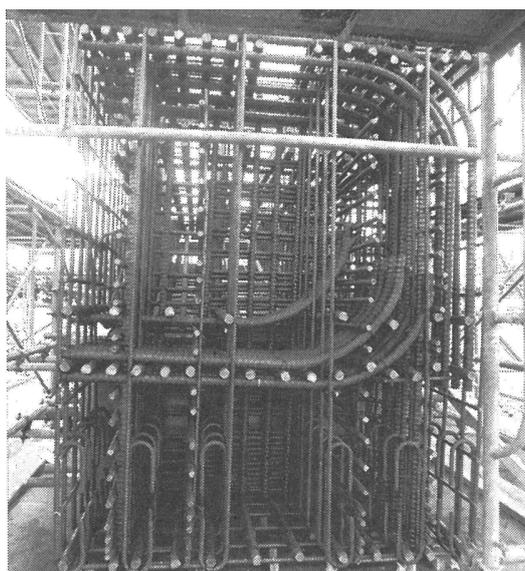
図5-4 鉄道構造物の接合部鉄筋配置の例<sup>5)</sup>



は、鉄筋メーカーの特色やロットごとの硬さや伸びといった製造時の品質のばらつきにより、多少の加工誤差が生まれてくる。さらに、加工時の技能者による誤差も発生する。このような状況下において、**図 5-5** に示すような組み立てや加工の許容誤差の少ない配筋は、図面で想像された組立順序に従って作業を行ったとしても、加工や組み立ての誤差により所定の位置に配置できないことがあり、鉄筋の組み直しや配筋の変更協議が発生し生産性を低下させることとなる。

**図 5-6** に同種の部位における実際の配筋状況を示す。縦梁主筋の  $10\phi$  という曲げ内半径の大きさが影響し、横梁の主筋を曲げ内半径の内側に入れるか、外側に入れるかで組み立ての順序が変わることが分かる。さらに、縦梁主筋の  $10\phi$  曲げ部付近に配置された横梁主筋は、鉄筋干渉するため配置位置をずらして対応していることが分かる。これらの影響によって当初設計と位置がずれた鉄筋は、その他に配置された鉄筋とさらなる鉄筋干渉を生む可能性がある。また、鉄筋干渉を解決し、鉄筋組立が可能となった場合でも、高密度配筋となることにより、コンクリートの打設に関して不具合が生じる可能性があり、生産性や品質の低下といった事象も確認されている。

**図 5-7** の配筋事例に示すように、太径の主鉄筋、配力筋、せん断補強鉄筋が隙間なく重なりに合い高密度配筋になる設計の場合には、コンクリート打設時のポンプ車の筒先やバイブレーターの挿入ができなくなるため、打設前に一度組み立てた鉄筋をばらして鉄筋の隙間を広げてコンクリート打設のための開口を確保することが必要となる。この打設開口は、コンクリートの打ち上がりに合わせて適切なタイミングで配筋を設計の位置に戻すことが必要となる。しかしながら、**図 5-7** から分かるように、特に接合部において主筋、配力筋、せん断補強鉄筋などが三次元的に交わっているため、一部の鉄筋を動かして打設開口を確保することは難しい。さらにコンクリート打設時には型枠が設置されているため、打設の進



**図 5-6** 鉄道高架橋の柱梁接合部の配筋状況<sup>6)</sup>

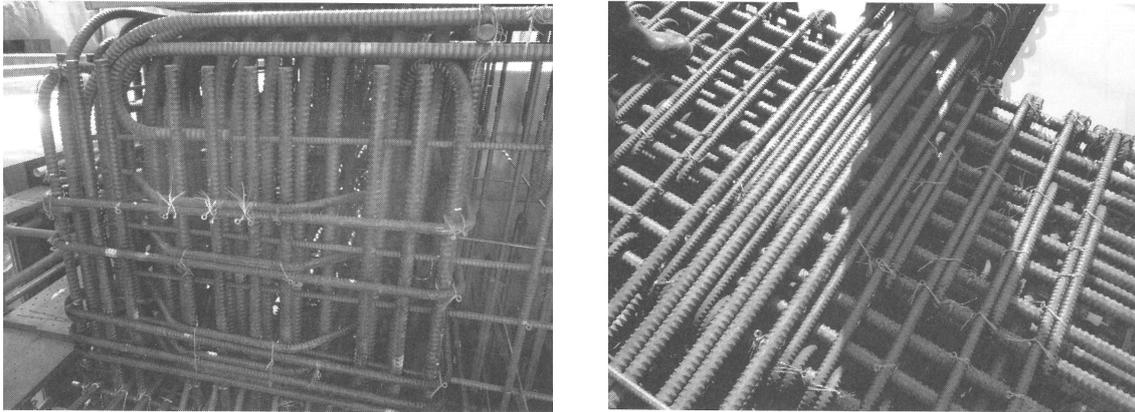


図 5-7 高密度配筋事例<sup>6)</sup>

捗に合わせ鉄筋を戻すことはますます容易ではない。また、図 5-7 のように過密配置となることで、鉄筋を一時的にばらし打設開口を設けてポンプ車の筒先やバイブレーターを挿入できたとしても、骨材が鉄筋の間を通過できるすき間も確保できない場合もあることから、コンクリートの充填不足や締固め不足が発生し、密実なコンクリートとならず、ひどい場合はジャンカなどといった品質不良を起こす場合がある。このような高密度鉄筋の設計の場合の現場でできる対応としては、鉄筋の仕様変更は一般に時間がかかるため、一部では高流動コンクリートを用いるなど、充填性の高いコンクリートが用いられる事例<sup>7),8)</sup>もある。

#### 5.1.4 ボックスカルバートの L 形隅角部の課題の詳細と現状

ボックスカルバートの L 形隅角部は、柱梁接合部と同じように主鉄筋が交錯するうえ、接合部の補強鉄筋が複雑に配置されるため、鉄筋が過密配置となり生産性が低下する部位である。しかしながら、この L 形隅角部は応力状態や破壊性状が複雑であることから、設計手法が確立されておらず、各発注者において様々な実験<sup>9),10),11)</sup>を行うことにより、接合部の補強鉄筋配置や形状が決定されている。

ボックスカルバートの L 形隅角部にはハンチ構造がしばしば用いられる。ハンチ構造は部材接合部の断面寸法を大きくする意味で有効な構造であるが、ハンチの大きさやハンチ

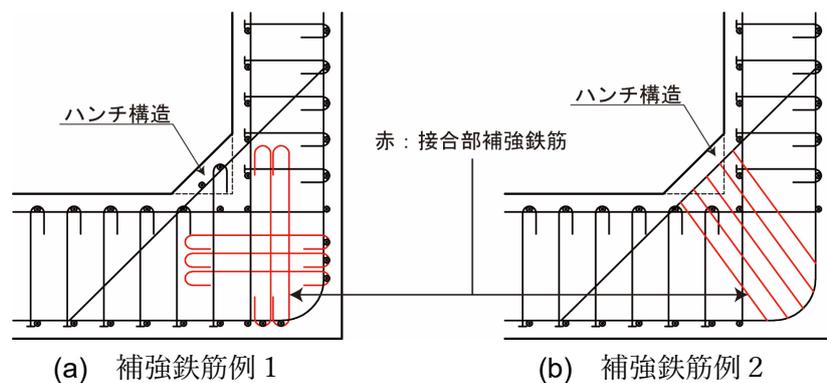
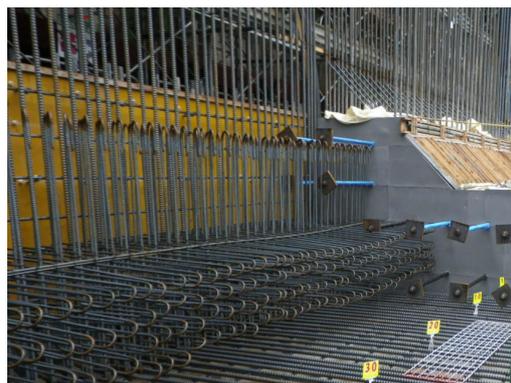


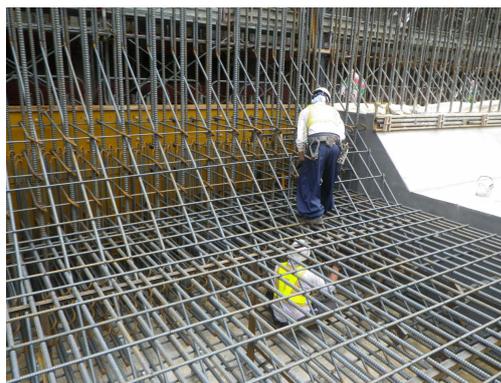
図 5-8 ボックスカルバートの一般的な構造

筋の配置方法の設計手法が確立されておらず、発注者ごとに設計で用いる隅角部のハンチ形状や鉄筋配置を仕様規定的<sup>1), 3), 12), 13), 14), 15), 16), 17), 18)</sup>に定めている。

これらの状況を踏まえて、土木構造物のボックスカルバートでは、**図 5-8**に示すような補強鉄筋やハンチ構造の隅角部とすることが多い。これらの隅角部の施工は、**図 5-9**に示すように、ハンチ筋や隅角部の補強鉄筋が主鉄筋やせん断補強鉄筋と交錯することで底版や側壁に比べ複雑な配筋となる。また、道路土工カルバート工指針<sup>12)</sup>には、**図 5-10**のように、

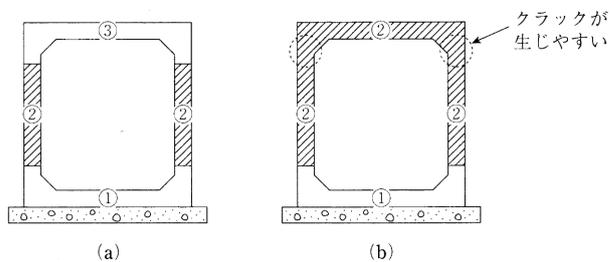


(a) 補強筋の配筋

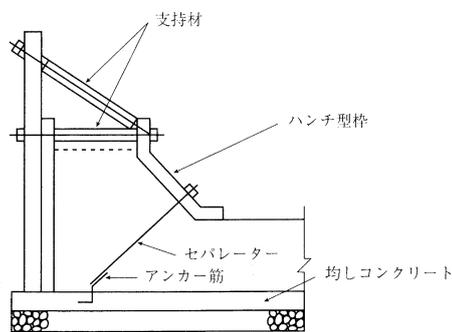


(b) 主筋, ハンチ筋の配筋

**図 5-9** ボックスカルバート補強筋例 1 の隅角部配筋状況



**図 5-10** コンクリートの打設順序<sup>12)</sup>



**図 5-11** 底版ハンチ型枠設置例<sup>12)</sup>



(a) ハンチ型枠設置状況



(b) ハンチ部コンクリート打設状況

**図 5-12** ハンチ部の型枠, コンクリート施工状況

ハンチと底版は一緒に打設することが構造上望ましいとされていることから、図 5-11、図 5-12 に示すように、ハンチ部の型枠の組み立てにおいては浮き型枠となり、熟練の技能者でも難易度の高い型枠組立となっており、生産性の低下する要因の一つになっている。また、ハンチ部のコンクリート打設は、底版のコンクリートをハンチ下まで打設したあとハンチの浮き型枠内にコンクリートを流し込んでいくが、底版のコンクリートがフレッシュな状態でハンチの浮き型枠内に打ち込むと、ハンチ内に流し込んだコンクリートがバイブレーターなどの振動でハンチ下から型枠の外側へ吹き上がってしまうため、適度にハンチ下の底版コンクリートが固くなってきた時期を見計らって打設するなどタイミングが難しい。さらに、このタイミングはコンクリート性状、気温、湿度などによっても違うため、コンクリート品質の良否は技能従事者の技量に左右されやすく、タイミングを誤るとジャンカ、コールドジョイント、気泡といった不具合も生じやすい。

これらのことより、生産性向上の観点から、L形接合部の検討を行い、補強鉄筋の量および配置位置やハンチの要否、または適切なハンチの大きさを決定し、合理的な設計とすることが望ましいといえる。

### 5.1.5 まとめ

本節では、ラーメン高架橋やラーメン橋脚などの柱と梁や、ボックスカルバートの底版・頂版と壁などに代表されるような土木構造物のL形部材接合部の鉄筋干渉や過密配置の発生原因と現状について説明を行った。また、鉄筋の過密配置や躯体形状から生じる生産性を阻害する要因についても述べた。

このL形接合部は、地震時に大きな曲げモーメントやせん断力が同時に作用するなど構造物の安定上、重要な部位である。この接合部が外力により損傷を受けると速やかな補修や補強といった対策が求められるが、供用中の構造物では補修や補強が困難になることが多い。このため、土木構造物では柱側に損傷を生じさせるように設計するのが一般的になっている。こうした理由から、接合部で部材同士を剛結させて一体とし、耐荷力を向上させるために様々な仕様規定がなされている。その結果、生産性を低下させるような過密配筋や構造となってしまう場合があるため、効果的で生産性に配慮した補強鉄筋の配置やハンチの必要性、大きさなど、合理的な設計が望まれる。

この状況を踏まえて、鉄筋干渉を軽減したうえで耐荷力の向上が可能な配筋方法を提案し、生産性を改善することが課題である。

## 5.2 実験試験体を対象とした解析の妥当性検証

### 5.2.1 解析概要

本節では解析の妥当性の検証のために、既往の研究で載荷試験が行われた L 形柱梁接合部を模擬した実験試験体を対象に数値解析を行い、破壊挙動の詳細を評価することで、実験と解析の比較を行った。

本研究で解析対象としたのは、一般的な鉄道ラーメン高架橋に用いられる L 形柱梁接合部を模擬したもので、草野ら<sup>19)</sup>、中田ら<sup>20)</sup>が実験を行った実構造物寸法の 50% 程度の縮尺の 4 つの試験体である。

表 5-1 に試験体の諸元を示す。試験体は図 5-13 に示すように、柱と梁の断面寸法はいずれも高さ 500mm、幅 500mm の正方形断面で、支持点または載荷点から部材基部までの長さ

表 5-1 試験体諸元

試験体名	接合部の補強鉄筋			柱、梁の帯鉄筋			軸方向鉄筋			コンクリート				
	径・間隔 (mm)	$p_w$ (%)	曲げ内 半径 <sup>*1</sup>	径・間隔 (mm)	$f_{wy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$p_w$ (%)	径	$f_{sy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$p_t$ (%)	$f'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )
No.1	D10ctc50	0.57	10 $\phi$	D10ctc50	367	179	0.57	D19	530	189	0.89	27.0	2.6	25.9
No.2	—	0	10 $\phi$											
No.3	—	0	3 $\phi$											
No.4	D10ctc50	0.57	3 $\phi$											

$p_w, p_t$ : 部材の補強鉄筋比, 軸方向鉄筋比,  $f_{wy}, f_{sy}$ : 補強鉄筋および軸方向鉄筋の降伏強度

$E_s, E_c$ : 鉄筋およびコンクリートのヤング係数,  $f'_c, f_t$ : コンクリートの圧縮強度, 引張強度, \*1:  $\phi$  は軸方向鉄筋径

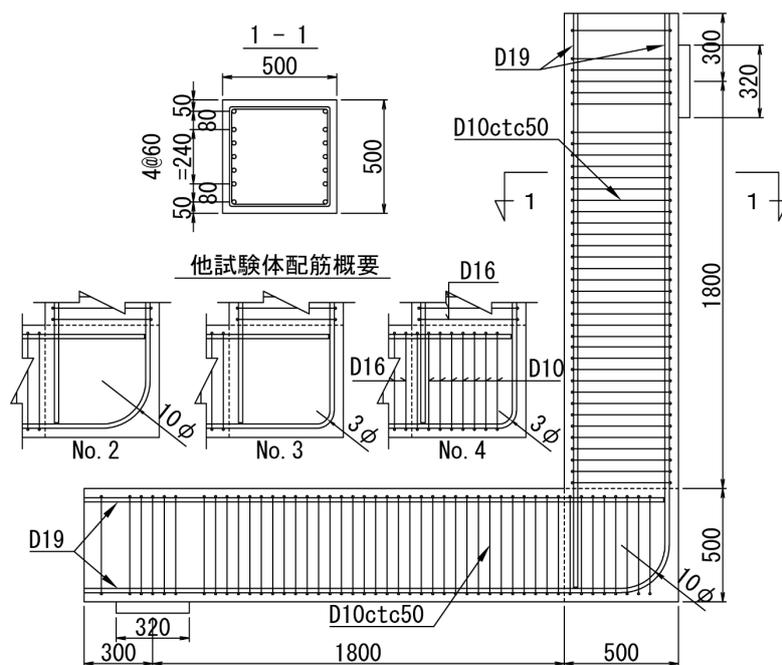


図 5-13 L 形柱梁試験体概要図 (No.1 試験体, 単位: mm)

は、鉛直部材、水平部材ともに 1800mm である。軸方向鉄筋 D19、帯鉄筋 D10 (ctc 50mm) を配置した No.1 試験体が基準で、No.2~No.4 試験体は外側軸方向鉄筋の曲げ内半径、接合部内の補強鉄筋の有無、柱梁部の帯鉄筋径を変化させたものである。

表 5-1 に解析で用いたコンクリートおよび鉄筋の材料諸元を示す。これらの値は実験時の No.2 試験体の材料試験結果であり、実験では試験体によって材料の試験結果に多少の違いが生じているが、解析では比較を容易にするために全ての試験体に共通してこの値を用いた。軸方向鉄筋は SD490、帯鉄筋は SD345 相当であり、接合部が先行破壊するように設定されている。

実験では、梁部の支持板を固定したうえで柱部荷板を鉛直方向の変位がゼロとなるように制御し、水平方向に荷重されている。荷重方向は、L 形接合部が開く方向が正荷重、閉じる方向が負荷重となる。解析においても同様の荷重方法とするが、実験は正負交番荷重であるのに対し、解析では計算労力の軽減のため、正荷重・負荷重それぞれ単調漸増荷重とした。

解析には、RC 部材の破壊挙動解析に実績のある離散型の解析手法である 3 次元剛体バネモデル (RBSM) を用いた。図 5-14 に解析モデルを示す。接合部のひび割れ挙動の詳細が再現できるように、接合部付近の要素は細かく設定し平均寸法を 30mm 程度とした。柱梁部については計算の労力を軽減させるために、要素寸法をその 2 倍程度の大きさとした。

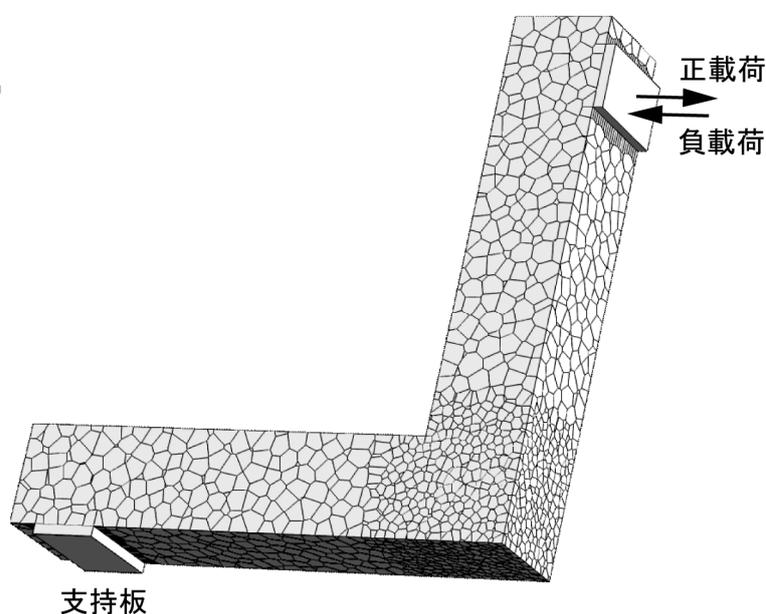
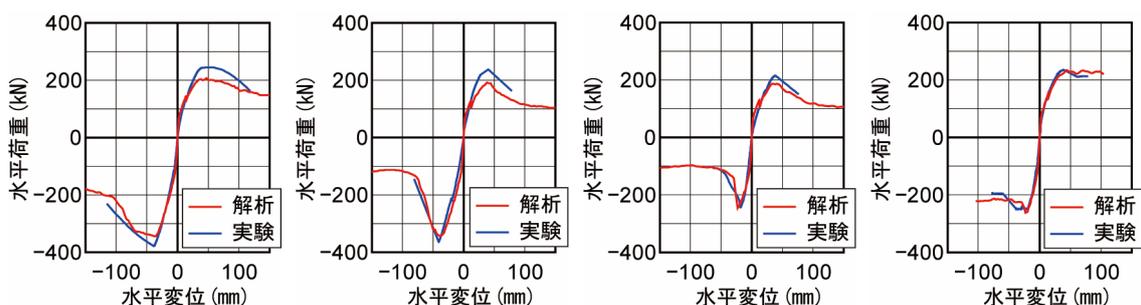


図 5-14 L 形柱梁試験体解析モデル

## 5.2.2 荷重－変位関係

図 5-15 に解析で得られた各試験体の荷重－変位関係を示す。図には実験<sup>19),20)</sup>で得られた正負交番载荷のピーク値を結んだ包絡線を併せて示した。また表 5-2 には、実験と解析における正载荷、負载荷それぞれの最大水平荷重を示した。これらより、解析結果は実験結果を一部で過小評価している部分があるものの、概ねよく対応していることが確認できる。

No.1 試験体に対して No.2 試験体は接合部内の補強鉄筋をなくしたものである。図 5-15(a) と図 5-15(b) から、接合部の補強鉄筋は最大水平荷重後の荷重低下を緩やかにする効果があるが、最大水平荷重に与える影響は小さいことが分かる。また、図 5-15(b) と図 5-15(c) から、外側軸方向鉄筋の曲げ内半径を小さくした No.3 試験体では、正载荷側では最大水平荷重に大きな変化は生じないが、負载荷側では最大水平荷重が低下し、実験時に観察された接合部の破壊に伴う急激な荷重低下を示すことを解析でも確認できた。図 5-15(d) より、曲げ内半径を小さくし、接合部にせん断補強筋を配置した No.4 試験体についても、解析と実験は概ね対応していることが分かる。



(a) No.1 試験体

(b) No.2 試験体

(c) No.3 試験体

(d) No.4 試験体

図 5-15 荷重－変位関係

表 5-2 最大水平荷重（実験と解析の比較）

荷重状態	試験体	载荷方向	実験値 (kN)	解析値 (kN)	比率 (解析/実験)
最大水平荷重 $V_{max}$	No.1	正载荷	247	207	0.84
		負载荷	-379	-345	0.91
	No.2	正载荷	238	191	0.80
		負载荷	-365	-343	0.94
	No.3	正载荷	215	187	0.87
		負载荷	-245	-246	1.00
	No.4	正载荷	235	234	1.00
		負载荷	-250	-262	1.05

### 5.2.3 ひび割れ性状

図 5-16(a)に、最大水平荷重直後の No.3 試験体について、解析より得られたひび割れ性状を示す。図より、正載荷時には隅角部から軸方鉄筋に沿ったひび割れ (A) と、隅角部から

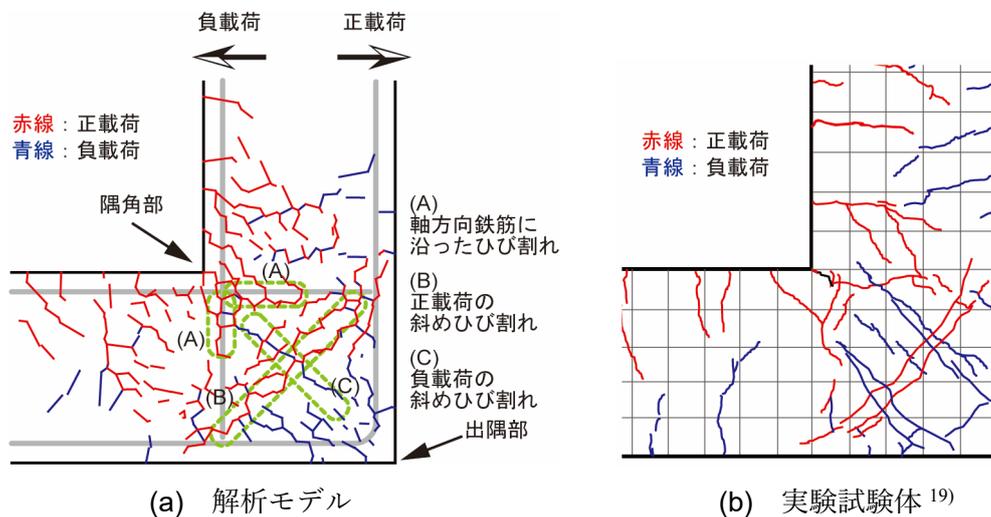


図 5-16 ひび割れ性状(No.3 試験体)

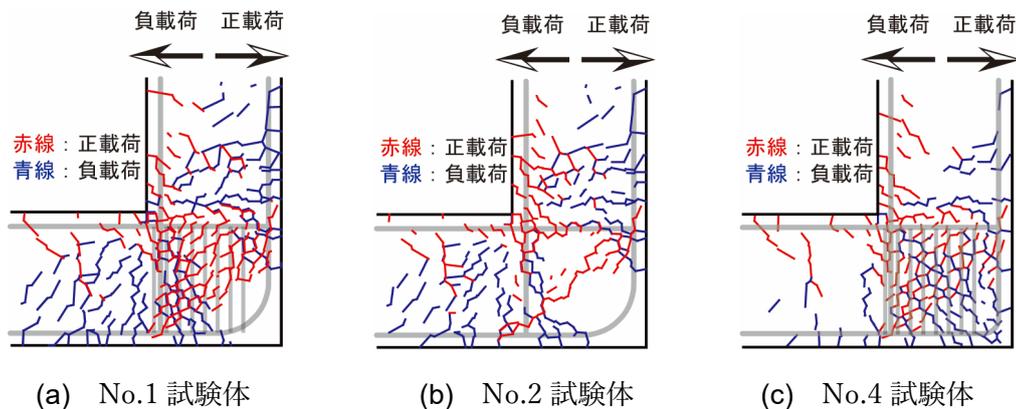


図 5-17 ひび割れ性状 (解析)

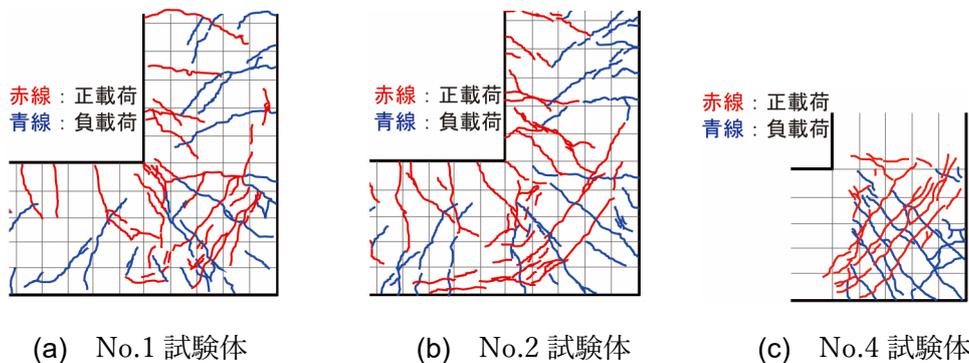


図 5-18 ひび割れ性状 (実験)<sup>19), 20)</sup>

出隅部への対角線（以下，対角線）方向と直交する向きに斜めひび割れ（B）が発生し，負荷荷時には対角線と平行な向きに斜めひび割れ（C）が発生した．これらは図 5-16(b)に示す実験<sup>19), 20)</sup>で得られたひび割れ性状と対応しており，解析はひび割れ性状をよく再現できている．また，図 5-17 に No.1 試験体，No.2 試験体および No.4 試験体のひび割れ性状を示す．補強鉄筋の配置された No.1 試験体と No.4 試験体は，接合部内の広範囲にひび割れが発生し，補強鉄筋によって接合部内の荷重が分散されていることが分かる．また，図 5-18 には実験<sup>19), 20)</sup>で観察された各試験体のひび割れ性状を示す．この図からも解析と実験のひび割れ性状は概ね対応しており，解析によって再現できていることが分かる．なお，図 5-18(c)に示す No.4 試験体の実験におけるひび割れは，接合部付近のものだけを表示している図となっている．

### 5.2.4 鉄筋ひずみ分布

接合部に補強鉄筋が配置された No.1 試験体について，解析と実験<sup>19), 20)</sup>で得られた鉄筋ひずみ分布を比較した．図 5-19(a)に，正荷荷時の内側（引張側）の軸方向鉄筋のひずみ分布を示した．ここに  $V_{cr}$  は，正荷荷時の斜めひび割れ（B）の発生荷重を表す．図の縦軸は柱基部を 0mm とし軸方向鉄筋の位置を示す．図より，柱基部付近でひずみが大きくなり，正荷荷の降伏時（ $+1\delta_y$ ）にかけてひずみが増大していることが分かる．また，図 5-19(b)に負荷荷時の外側（引張側）の軸方向鉄筋のひずみ分布を示した．こちらも柱の荷荷部から柱基部に向かってひずみが増える傾向であることが分かる．負荷荷の降伏時（ $-1\delta_y$ ）に接合部内のひずみ分布に違いが生じている理由は，実験に比べて解析の方が基部に近い位置でひび割れが生じているためである．

図 5-20(a)に，正荷荷時の接合部の中心高さ位置における補強鉄筋ひずみ分布を示した．ここに  $V_{max}$  は，最大水平荷重時を表す．図の横軸は，梁部材基部を 0mm として接合部側に配置した補強鉄筋の位置を示す．図 5-17(a)より，斜めひび割れ（B）が発生した箇所と補強鉄筋が降伏した箇所は対応していることが分かる．解析と実験では発生したひずみの大

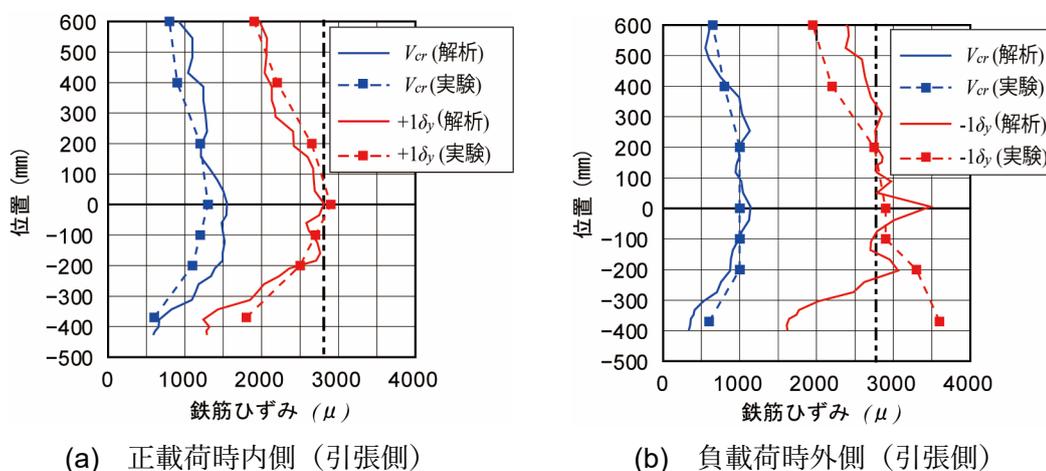


図 5-19 軸方向鉄筋ひずみ分布(No.1 試験体)

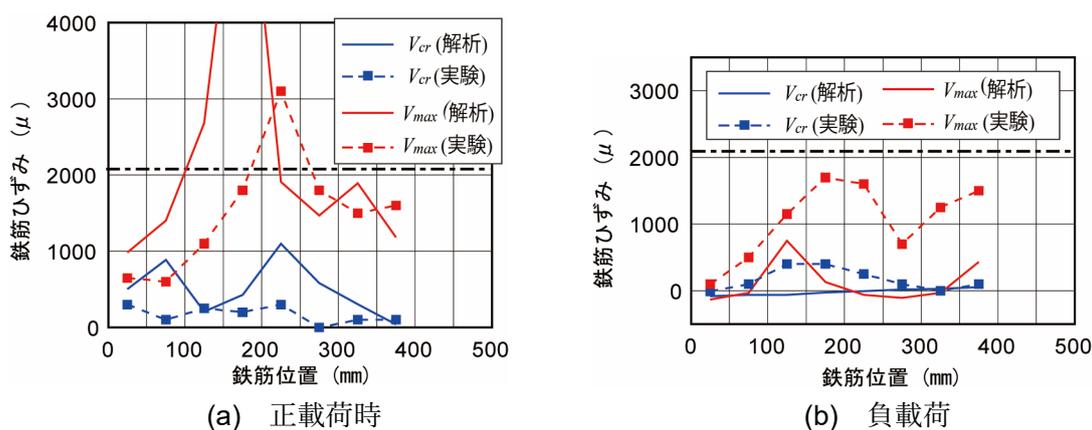


図 5-20 補強鉄筋ひずみ分布(No.1 試験体)

きさに違いはあるものの、荷重の増加に伴いひび割れ (B) が開口したことによって補強鉄筋が降伏する状況が再現できている。また、負荷荷時の接合部内の補強鉄筋ひずみ分布を図 5-20(b)に示したが、負荷荷時の斜めひび割れ (C) が生じていないことにより、補強鉄筋は降伏ひずみまで達していないことが確認できる。なお、実験に比べて解析のひずみが小さいのは、実験は正負交番荷重であることが原因の一つと考えられる。

### 5.3 外側軸方向鉄筋の曲げ内半径の影響

図 5-15 に示す荷重-変位関係より、No.2 試験体(図 5-15(b))と No.3 試験体(図 5-15(c))を比較すると、軸方向鉄筋の曲げ内半径を小さくした場合に、正荷側では最大水平荷重は概ね同等の値を示しているが、負荷側では最大水平荷重が小さくなり、最大水平荷重を示した後に急激に荷重が低下することが分かる。これは図 5-17(b)に示す No.2 試験体のひび割れ性状より、曲げ内半径  $10\phi$  の場合には、負荷側に対角線と並行して発生する斜めひび割れ (C) と外側軸方向鉄筋の曲げ部が交わることでひび割れの発生を抑える効果があったが、図 5-16(a)に示す No.3 試験体のひび割れ性状より、曲げ内半径が  $3\phi$  になると、斜めひび割れ (C) と軸方向鉄筋の曲げ部が交差しなくなることで局所的な破壊が進行し、急激な荷重低下を招いたと考えられる。これにより、斜めひび割れ (C) に直交する鉄筋量を確保することが負荷荷時の接合部の耐荷力に影響することが分かる。

### 5.4 接合部内の補強鉄筋の影響

図 5-15 に示す荷重-変位関係と表 5-2 に示す最大水平荷重より、接合部内の補強筋の有無が異なる No.1 試験体と No.2 試験体を比較すると、接合部内への補強鉄筋の配置は最大

水平荷重後の荷重低下を緩やかにする効果はあるが、最大水平荷重への影響は小さいことが分かる。図 5-17(a)と図 5-17(b)に示す No.1 試験体と No.2 試験体の比較より、正載荷時には隅角部から軸方向鉄筋に沿って生じるひび割れ(A)や対角線と直行する斜めひび割れ(B)が、負載荷時には対角線と並行に生じる斜めひび割れ(C)が接合部の耐荷力に影響することから、接合部内のかぶり付近に帯状に配置された補強鉄筋の効果は小さかったことが考えられる。一方で、接合部内のコンクリートを拘束し、ひび割れを分散させる効果があるため、最大水平荷重後の変形特性を向上させる役割があると考えられる。

## 5.5 補強鉄筋の配置位置が接合部に与える影響

### 5.5.1 解析概要

前節までで、外側軸方向鉄筋の曲げ内半径は負載荷側で最大水平荷重および変形性能に影響を与え、正載荷側では大きな影響がないことを確認した。また、帯状に配置した接合部内の補強鉄筋は、最大水平荷重に対しては大きな影響を及ぼさないことが確認された。これらの検討の結果を踏まえ、ここでは接合部内の効果的な配筋について解析的に検討を行う。接合部内の過密配筋を解消する観点から、曲げ内半径が $3\phi$ で鉛直の補強鉄筋を配置しない No.3 試験体をベースに、正載荷、負載荷それぞれに効果のある補強鉄筋を提案する。

正載荷時に発生する主要なひび割れは、対角線と直角方向に生じる斜めひび割れ(B)であることから、正載荷時に効果のある補強鉄筋の配置として、ひび割れ(B)に直交する補強鉄筋を配置したモデルを Case1 とした(図 5-21(a))。また、負載荷時に発生する主要なひび割れは対角線と並行に生じる斜めひび割れ(C)であることから、斜めひび割れ(C)に直交する補強鉄筋を配置したモデルを Case2 とした(図 5-21(b))。なお、どちらのモデルも補強鉄筋は D19 とし、奥行き方向に 4 列配置した。提案する配筋は、曲げ内半径を大きくとったうえで帯状の補強鉄筋を配置する場合よりも、接合部内の配筋やコンクリートの打設が容易になるものと考えられる。

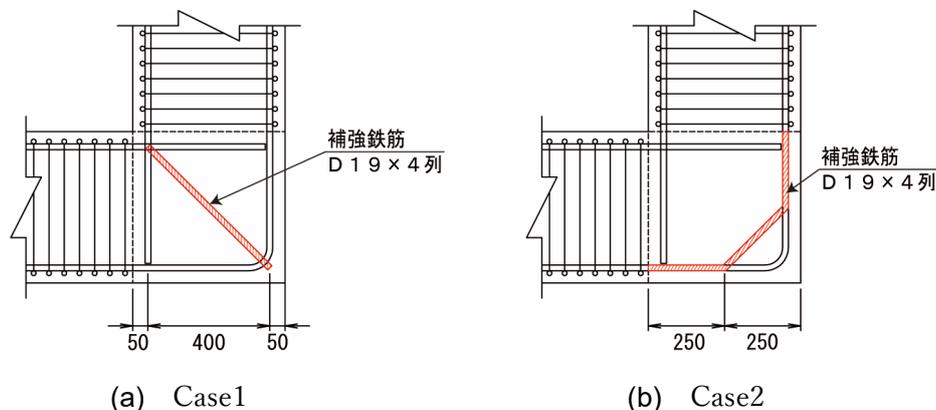


図 5-21 補強鉄筋概要図

## 5.5.2 解析結果

図 5-22 に Case1, Case2 の荷重－変位関係を示す。また、表 5-3 に解析で得た最大水平荷重と No.3 試験体との最大水平荷重の比を示す。

Case1 では、正載荷側の最大水平荷重が No.3 に比べて 21%ほど向上しており、補強鉄筋が正載荷時に発生する斜めひび割れ (B) の開口を抑える効果があったことが分かる。一方で、負載荷側に対してはほとんど補強の効果を果たさないことも確認された。

Case2 では、補強鉄筋が斜めひび割れ (C) を抑制する効果を発揮するため、負載荷側の最大水平荷重が No.3 に比べて 33%ほど向上しており、急激な荷重低下も若干緩和されていることが分かる。この場合においても正載荷に対しては補強効果がほとんどないことが確認された。

図 5-23 に Case1, Case2 のひび割れ性状を示す。Case1, Case2 ともにひび割れの示す傾向は同等であるが、Case1 では正載荷時に発生する対角線と直角方向の斜めひび割れ(B)に補強鉄筋が交差していることが分かる。また、Case2 では負載荷時に発生する対角線方向のひび割れ(C)と補強鉄筋が主筋の曲げ内半径付近で交差していることが分かる。これらのように、ひび割れと補強鉄筋が直交することで耐荷力が向上したものと考えられる。

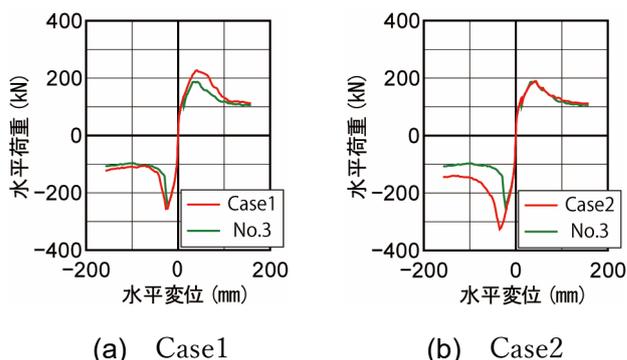


図 5-22 荷重－変関係

表 5-3 最大水平荷重

荷重状態	試験体	載荷方向	解析値 (kN)	比率※
最大水平荷重 $V_{max}$	Case1	正載荷	227	1.21
		負載荷	-257	1.04
	Case2	正載荷	189	1.01
		負載荷	-326	1.33
	Case3	正載荷	286	1.53
		負載荷	-366	1.49
No.3 (解析)	正載荷	187	1.00	
	負載荷	-246	1.00	

※比率 =  $V_{max} / V_{max}^{No.3}$

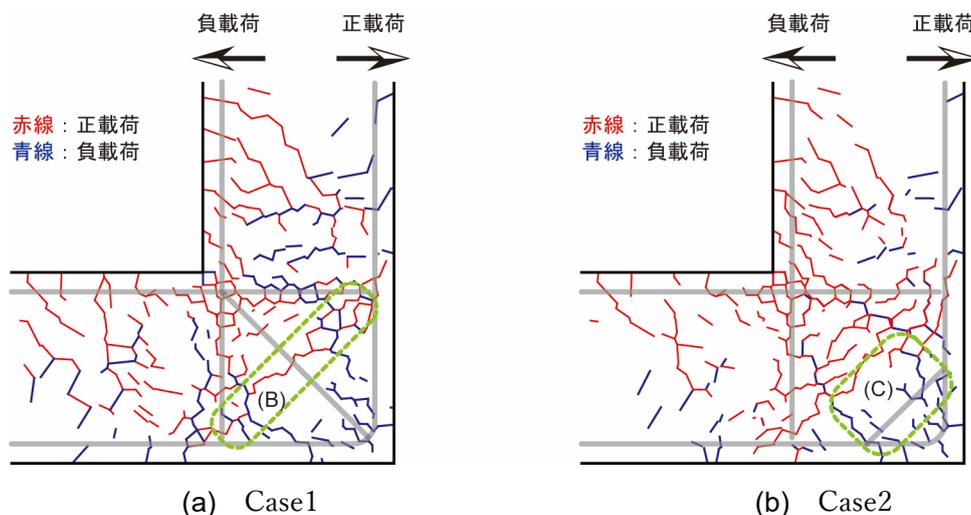


図 5-23 ひび割れ性状

## 5.6 効果的な補強鉄筋の検討

### 5.6.1 解析概要

前節の結果を踏まえて、正載荷、負載荷ともに効果のある補強鉄筋として、Case1 と Case2 の特徴を併せ持った補強鉄筋の配置の案 (Case3) を図 5-24 に示す。図に示すように 2 個のコの字型の鉄筋を重ね合わせることで、接合部に生じる主要なひび割れに多く直交する配置にしたものである。Case1, Case2 と同様に奥行き方向に D19 で 4 列配置したモデルを Case3 とする。ただし、実際の鉄筋では、折り曲げ部を曲げ内半径の規定に沿った鉄筋形状にする必要がある。

### 5.6.2 解析結果

図 5-25 に解析より得られた Case3 の荷重-変位関係を示す。表 5-3 より、提案した補強鉄筋を配置することで No.3 に比べて最大水平荷重が正載荷側は 53%、負載荷側は 49%ほど向上し、負載荷側では No.1 と同等の耐荷力となっている。また、最大水平荷重後の荷重低下量も減少し、変形性能も改善できることが分かる。図 5-26 のひずみ分布より、No.1 試

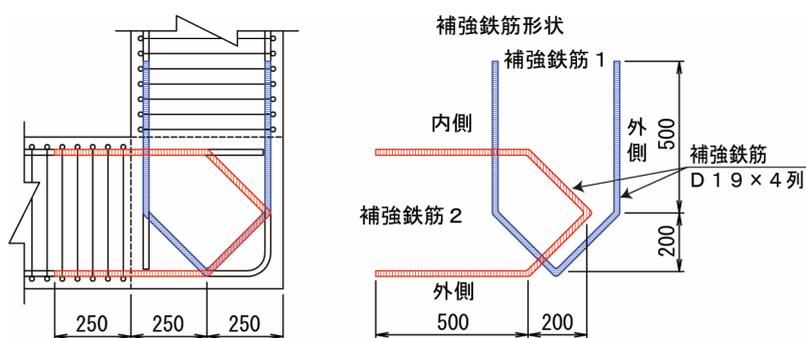


図 5-24 補強鉄筋概要図(Case3)

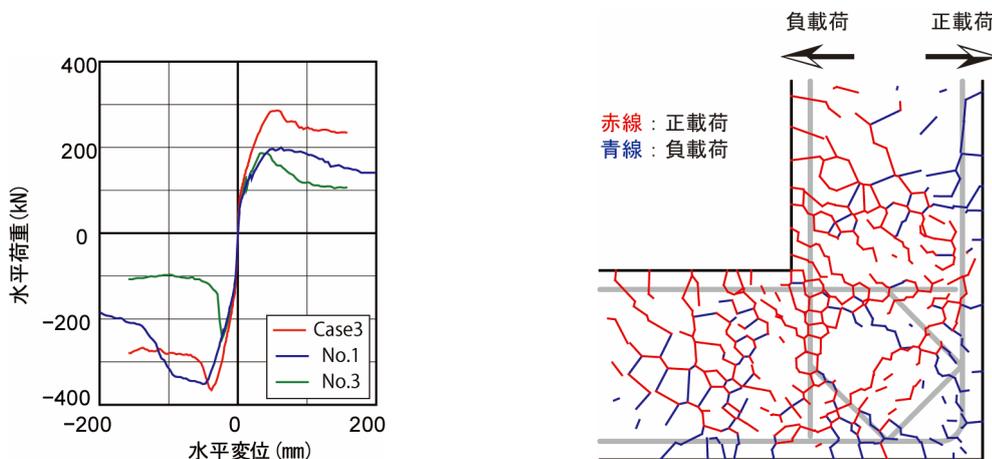


図 5-25 荷重-変関係(Case3)

図 5-26 ひび割れ性状(Case3)

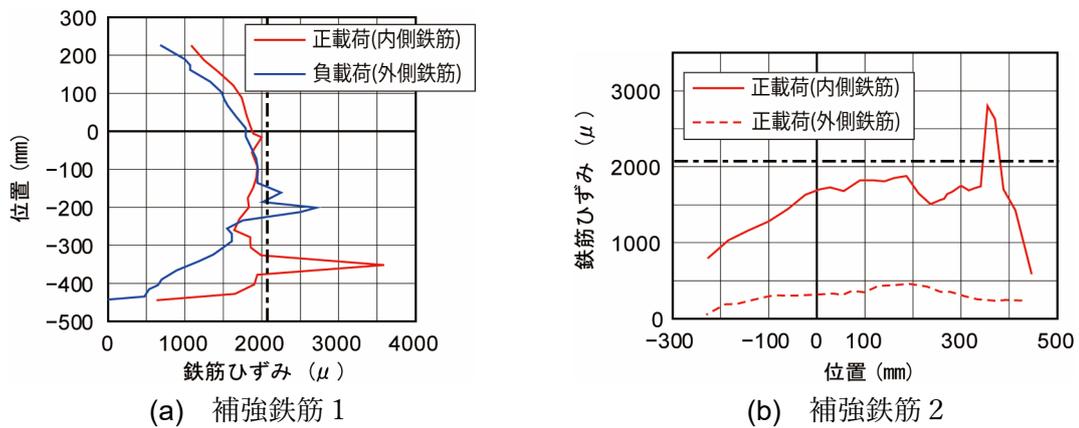


図 5-27 補強鉄筋ひずみ分布(Case3)

験体（図 5-17(a)）に比べて接合部内のひび割れの分散性は低下しているが、斜めひび割れ（B）に直交する補強鉄筋量が増大したことにより最大水平荷重が増加したものと考えられる。図 5-27 に最大水平荷重時の補強鉄筋のひずみを示す。位置 0 は接合部の基部を示し、正載荷、負載荷ともに降伏ひずみ付近までひずみが増加している箇所が多いことから、補強鉄筋が効果的な配置となっていることが確認できる。また、最大水平荷重後の荷重低下が緩やかになって変形性能が向上しているのは、接合部内で補強鉄筋が重ね合わさることで閉じた形となり、コンクリートを拘束する効果があったためと考えられる。

## 5.7 実構造物を対象とした L 形接合部の補強鉄筋の検討

### 5.7.1 解析概要

前節までは、鉄道ラーメン高架橋を模擬した L 形柱梁接合部の実験試験体を対象に、耐荷挙動の詳細な評価を行うとともに、外側軸方向鉄筋の曲げ内半径や接合部内の補強鉄筋が接合部にもたらす影響について検討を行った。その結果、外側軸方向鉄筋の曲げ内半径は負載荷側の最大水平荷重に影響を与えることが分かり、従来の帯状の補強鉄筋は最大水平荷重の向上には影響が少ないが、変形特性を向上させることが分かった。さらに、L 形接合部内の耐荷力を向上させるために、従来の帯状の補強鉄筋を改良し、主要なひび割れに交わるように補強鉄筋の形状を変更して配置（図 5-24）すると、最大水平荷重が大きくなり耐荷性能が向上することが確認できた。

この節からは、高速道路として実設計された RC ボックスカルバートを対象に、耐荷性能や破壊挙動を確認し、合理的な補強鉄筋の配置を検討する。図 5-28 に対象としたボックスカルバートの概要図を示す。このボックスカルバートは 2 連の RC ボックスカルバートで、側壁と底版の接合部、側壁と床版の接合部にそれぞれハンチ構造が設けられている。今回モデル化し、解析対象とした範囲は、図 5-28 に示すとおり、底版と側壁の隅角部から底

版や側壁の部材の約半分の長さの範囲であり、奥行き方向は 5m のスパンとした。

ボックスカルバート全体の配筋を図 5-29 に示す。このうち解析のためにモデル化した範囲の詳細配筋図を図 5-30 に示す。側壁の外側主鉄筋は D32 が 150mm 間隔で配置され、接合部内で曲げ内半径  $10\phi$  の大きさを曲げられて底版の下側主鉄筋へと続く。側壁の内側主鉄筋は D32 が 300mm 間隔で配置され、底版下側で鉄筋径の 15 倍の長さの直角フックで定着されている。底版上側の主鉄筋は D38 が 150mm 間隔で配置され、側壁外側で鉄筋径の 15 倍の長さの直角フックで定着されている。側壁の外側、内側および底版の上側、下側の配筋の径と配置間隔はそれぞれ、D22 ctc 300, D16 ctc 300, D25 ctc 300, D22 ctc 300 である。

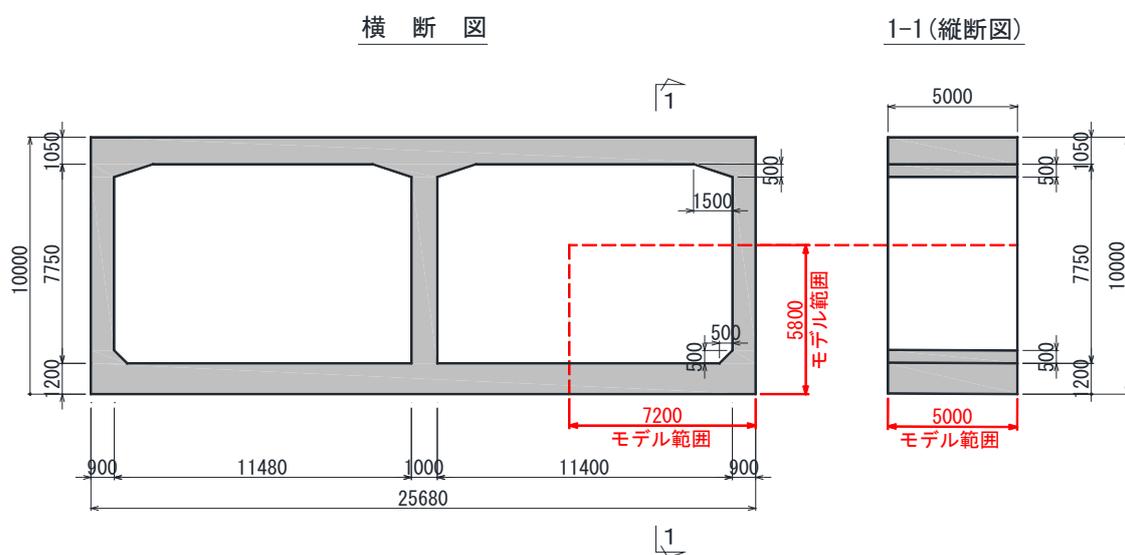


図 5-28 モデル概要図 (単位: mm)

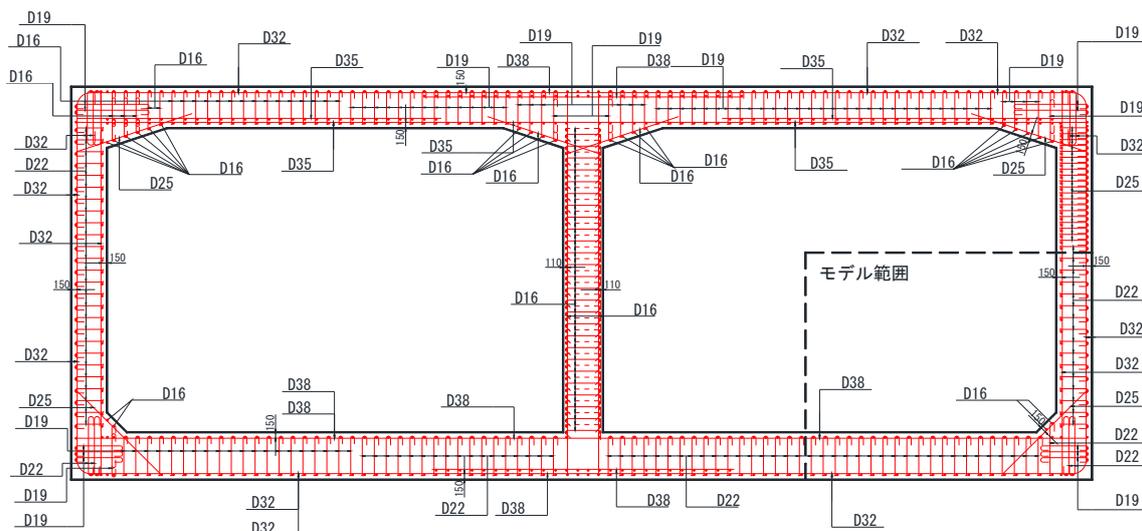
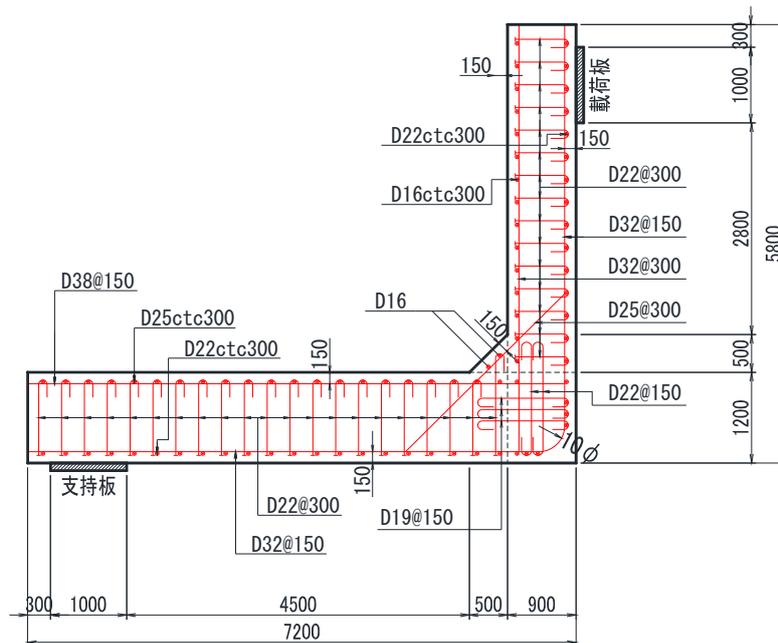


図 5-29 ボックスカルバート全体配筋図



※@ 以下の数字は奥行き方向の配筋間隔を表す

※配力筋の ctc 以下の数字は水平方向，鉛直方向の配筋間隔を表す

図 5-30 モデル範囲配筋詳細図 (B1 モデル，単位：mm)

また，壁のせん断補強筋はD22で，高さ方向，奥行き方向ともに300mm間隔で配置されている。底版のせん断補強筋も同様に，D22が横断方向，奥行き方向ともに300mm間隔となっている。隅角部の補強鉄筋については，鉛直方向にD22の両側に半円形フックのある鉄筋が2本，水平方向にD19の両側に半円形フックのある鉄筋が3本を奥行き方向に150mm間隔で配置されている。ハンチ鉄筋はハンチと平行にD25の主筋が配置され，両端は45度で曲げられて隅角部外側の主筋に沿うように鉄筋径の15倍の長さで定着されており，奥行き方向には300mm間隔で配置されている。配力筋は，D16がハンチ主筋のかぶり側にハンチ主筋と直交する様に2列配置されている。このRCボックスカルバートの隅角部のモデルをB1モデルとして，ベースのモデルとした。

図 5-31 に今回比較検討する4つの解析モデルの接合部の配筋概要図を示す。

B1モデルをベースとして，補強鉄筋の影響を確認するためにハンチ筋を残し，鉛直方向，水平方向の補強鉄筋を全て除外したモデルをB2モデルとした。

さらに，B2モデルからハンチ構造の主鉄筋および配力筋を除外し，ハンチ部分を無筋にしたモデルをB3モデルとし，ハンチ鉄筋の影響を確認できるモデルとした。

B4モデルはB1モデルの補強鉄筋形状を変更したもので，実験試験体の検討時に帯状の補強鉄筋に対して改良を行った配筋を参考に，接合部内で2個のコの字型の鉄筋を重ね合わせた補強鉄筋形状を採用したモデルである。

B1モデルの補強鉄筋は接合部内の中央付近に独立して配置されるため、実際の施工では位置や形状を保持するために固定が難しく（図 5-9）、組立用に別途配置した段取り筋などに結束させていく必要があり手間のかかる配筋であるが、B4モデルの補強鉄筋は主鉄筋に沿うように配置して比較的容易に鉄筋の配置および結束が可能のため、生産性の良い配筋

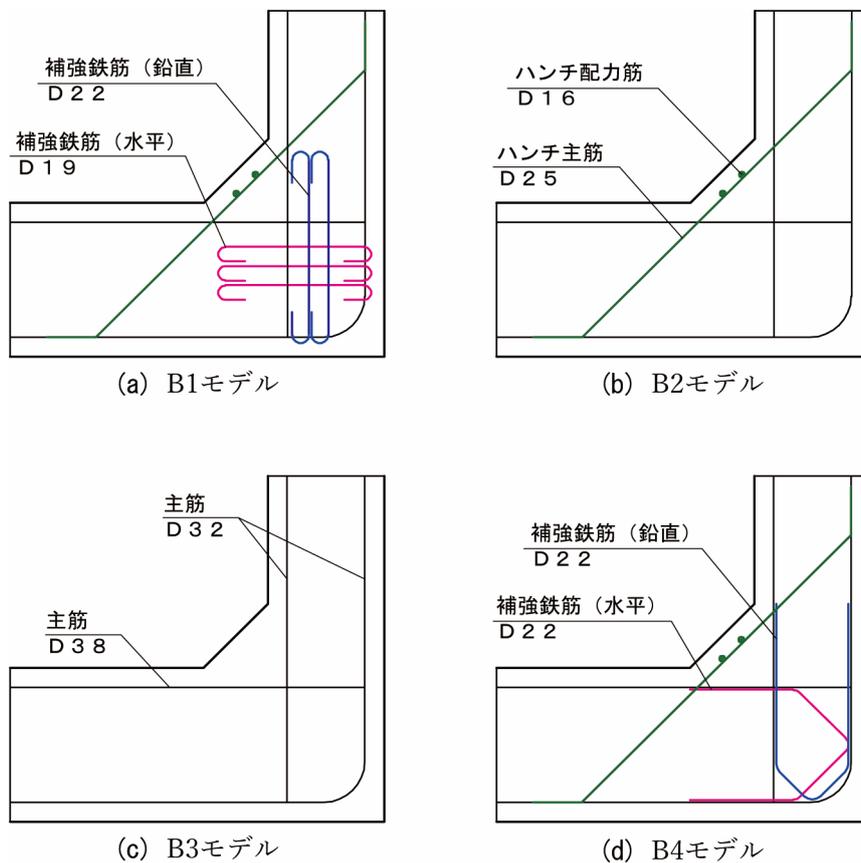


図 5-31 解析モデル鉄筋概要図

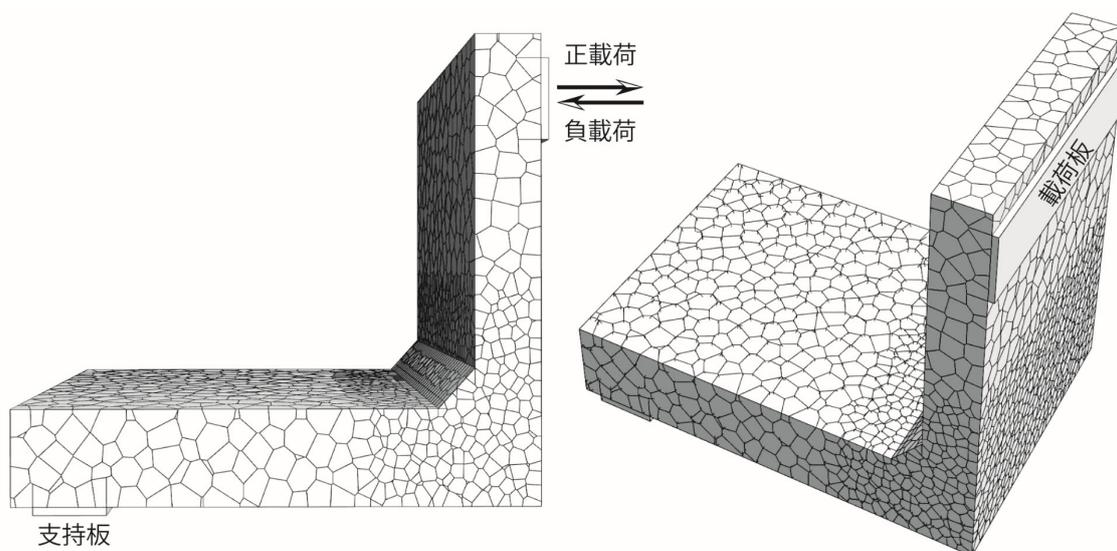


図 5-32 解析モデル

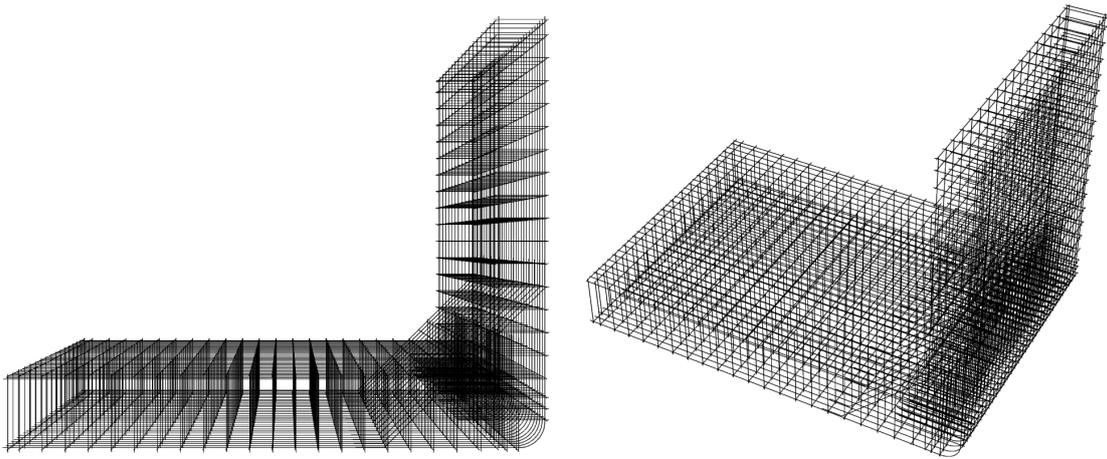


図 5-33 鉄筋モデル(B1 モデル)

形状と考えられる。

荷重方法は実験試験体の時と同様に行い、梁部の支持板を固定したうえで柱部荷重板を鉛直方向の変位がゼロとなるように制御し、水平方向に荷重した。荷重方向は、L形接合部が開く方向を正荷重、閉じる方向を負荷重とし、正荷重・負荷重ともに単調漸増荷重とした。

図 5-32 に解析モデルを示す。接合部のマクロなひび割れ挙動が再現できるように、接合部付近の要素は平均寸法を 130mm 程度とした。柱梁部については計算の労力を低減させるために、要素寸法をその 2 倍程度の大きさとした。また、図 5-33 に示すように、鉄筋はより要素を用いてモデル化した。B1 モデルの接合部内の補強鉄筋は、実構造物設計では両側半円形フックを用いているが、解析上では鉄筋の端部は直線形状として、この端部においてコンクリートとの付着を十分に強くして定着させ解析を行った。また、壁や底版のせん断補強筋においても、実構造物設計で半円形フックや機械式定着鉄筋を用いている箇所は、接合部内補強鉄筋と同様に解析を行った。

解析上のコンクリートおよび鉄筋の材料の諸元は実構造物の設計と同じとし、鉄筋は SD345 を用い、コンクリートは呼び強度  $24\text{N/mm}^2$  とした。ただし、本検討では接合部の耐力や破壊性状を確認するため、接合部が先行破壊するように主鉄筋の降伏強度を十分に強く設定 (SD345 の 10 倍) して解析を行った。また、コンクリートの圧縮強度、鉄筋の降伏強度および弾性係数は道路橋示方書<sup>1)</sup>で設計に用いる値の通りとし、コンクリートの引張強度は式(5.1)から、コンクリートの弾性係数はコンクリート標準示方書<sup>4)</sup>より式(5.2)を用いて求めた。

$$f_{tk} = 0.23f'_{ck}{}^{2/3} \quad (5.1)$$

ここに、 $f_{tk}$  :コンクリートの引張強度( $\text{N/mm}^2$ )  
 $f'_{ck}$  :コンクリートの圧縮強度( $\text{N/mm}^2$ )

$$E_c = \left( 2.2 + \frac{f'_{ck} - 18}{20} \right) \times 10^4 \quad f'_c < 30 \text{ N/mm}^2 \quad (5.2)$$

ここに、 $E_c$  : コンクリートの弾性係数(N/mm<sup>2</sup>)

$f'_{ck}$  : コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

これらから求めた解析で使用する材料の諸元を表 5-4 に示す。

### 5.7.2 荷重－変位関係

図 5-34 に、各解析モデルの荷重－変位関係を示す。また、表 5-5 に解析で得た最大水平荷重の値、および B1 モデルの最大水平荷重と各モデルの最大水平荷重の比を示した。

B1 モデルと B2 モデルを比較すると、B2 モデルは接合部内の補強鉄筋が無くなったことで正載荷側、負載荷側ともに大きく最大水平荷重が低下していることがわかる。表 5-5 に示す割合から、正載荷側で 39%、負載荷側で 20%と大きく低下している。この結果より、B1 モデルでは接合部内の補強鉄筋が有効に働いており、補強鉄筋の働きで接合部の耐荷力が向上していることを示している。

B3 モデルは B2 モデルのハンチ筋（ハンチ主鉄筋および配力筋）を配置せず、ハンチ部分が無筋状態にしたモデルである。B2 モデルと B3 モデルの解析結果の比較により、ハンチ筋が無くなったことにより最大荷重の低下が確認される。荷重の低下は B1 モデルとの比率で、B2 モデルよりさらに正載荷側では 14%、負載荷側では 12%低下していることが確認で

表 5-4 材料の諸元

鉄筋(SD345)		コンクリート	
降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
345	200	24.0	25.0

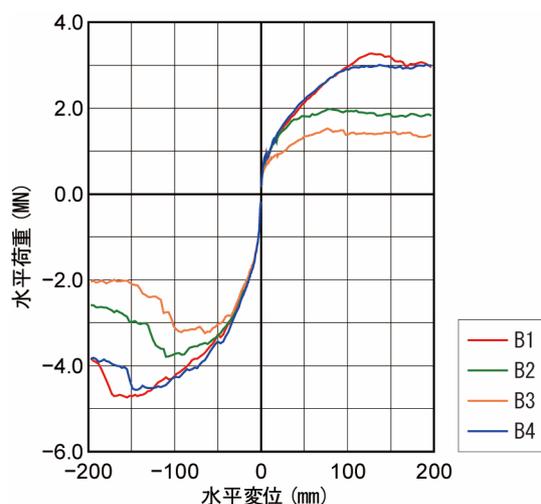


図 5-34 荷重－変位関係

表 5-5 最大水平荷重表

試験体	正載荷		負載荷	
	最大荷重 $V_{max}$ (MN)	比率※	最大荷重 $V_{max}$ (MN)	比率※
B1	3.27	1	-4.74	1
B2	1.98	0.61	-3.79	0.80
B3	1.53	0.47	-3.24	0.68
B4	2.96	0.91	-4.56	0.96

※1 比率= $V_{max}/V_{max}^{B1}$

きる。これらの低下割合は補強鉄筋の有無による低下量より少ない。これは鉄筋量の違いによる影響もあるが、接合部内の補強鉄筋はハンチ筋に比べ耐荷力に大きな影響を与えているといえる。

B4 モデルは B1 モデルの補強鉄筋の代わりに、実験試験体で用いた正負荷とも効果のあった補強鉄筋と同様の形状の補強鉄筋を用いたモデルである。B1 モデルと B4 モデルの解析結果の比較により、B4 モデルは B1 モデルに比べ正載荷側で 9%、負載荷側で 4%、最大水平荷重は低いものの、荷重－変位関係の傾向については同様であるといえる。したがって、B4 モデルに使用した補強鉄筋は、B1 モデルの補強鉄筋と同じ程度に接合部を補強する働きをしていると言える。一方で、実験試験体では柱と梁の断面寸法が一緒であったが、本節で検討を行っている RC ボックスカルバートは底版と壁の厚さが違うため、補強鉄筋の配置が接合部内で対称な形とならないため、実験試験体で確認されたほどの効果が得られなかった可能性が考えられる。

### 5.7.3 ひび割れ性状

図 5-35～図 5-40 に、B1 モデル～B3 モデルの正載荷、負載荷時の接合部付近の断面のひび割れ図を示す。ボックスカルバートの奥行方向 5m の 1 ブロックを  $y=1$  とした場合に、 $y=0$  (モデルの表面)、 $y=1/4$  (ブロックの 1/4 での断面)、 $y=1/2$  (スパンの中央断面) の 3 断面のひび割れ性状を示した。また、ひび割れ図は最大水平荷重を示した直後 (最大水平荷重の 90%程度まで荷重が低下した時点) のものとした。 $y=1/4$  の図に示すように、各モデルで発生したひび割れは、実験試験体のときに確認されたひび割れ性状と同様の傾向を示しており、正載荷時には隅角部から出隅部への対角線方向と直交する向きに斜めひび割れ (B) が発生し、負載荷時には対角線と平行な向きに斜めひび割れ (C) が発生している。一方で、実験試験体のときに確認された正載荷時の軸方向鉄筋に沿ったひび割れ (A) は一部では同様に発生しているものの、明確な傾向は確認できなかった。これは、壁と底版の軸方向鉄筋の降伏強度を解析上大きくしているため、相対的に軸方向鉄筋の変形量が少なくなり、主筋に沿うひび割れが少なくなったものと思われる。

正載荷では、図 5-36 と図 5-37 の比較より、ハンチ筋の配置された B2 モデルは B3 モデルに比べ、ハンチ筋の配置によって隅角部内のひび割れの発達範囲が広がり、隅角部内のより広い範囲で荷重に抵抗していることが分かる。負載荷側では、図 5-39、図 5-40 より、正載荷時と同様にひび割れの発達範囲が広がっていることが分かる。また B1 モデルでは、図 5-35 より接合部内の補強鉄筋によって正載荷による引張力が接合部内全体に分散され、それに伴ってひび割れも全体的に広がっていることが分かる。図 5-38 から、負載荷側では接合部内は圧縮力が支配的であると考えられるが、補強鉄筋によりひび割れが抑えられ、局所的な圧壊が起こりにくくなり大きな荷重に抵抗している。また、圧縮力が支配的であることから、最大荷重を示した直後では接合部内のひび割れが十分に発達しておらず、見かけでは損傷の少ない状態にある。

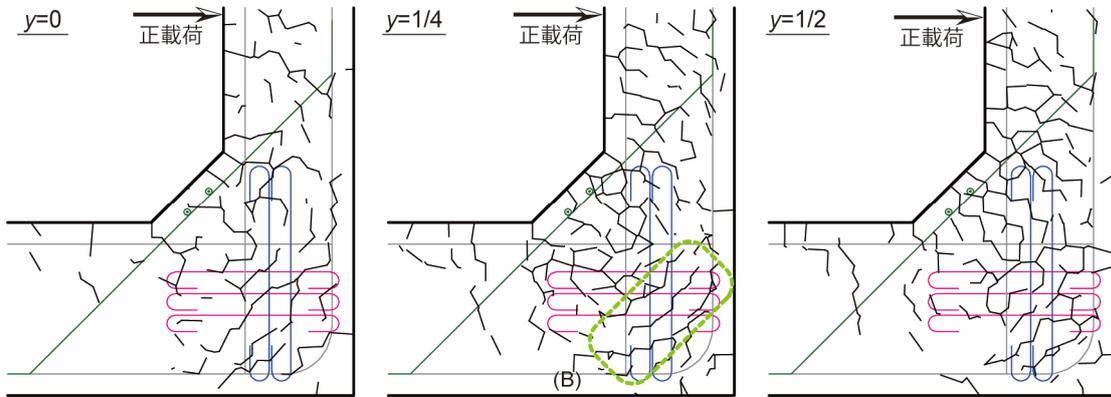


図 5-35 正載荷時ひび割れ性状 (B1 モデル)

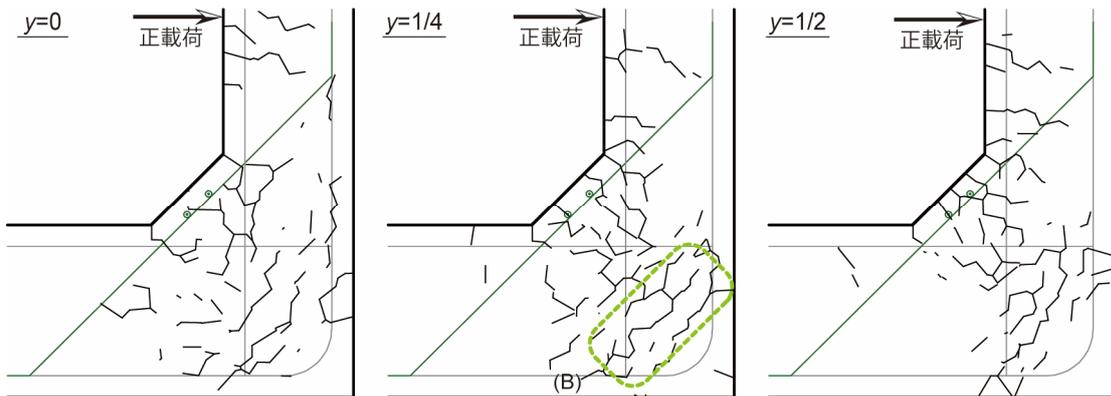


図 5-36 正載荷時ひび割れ性状 (B2 モデル)

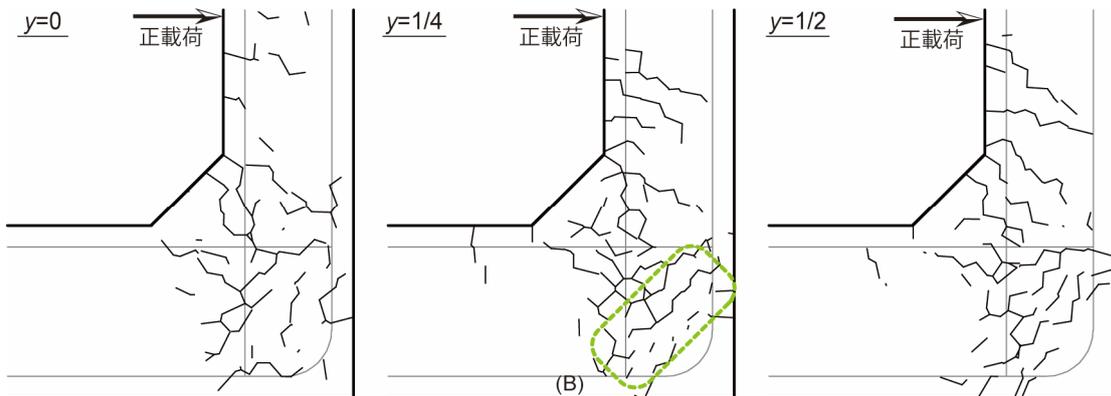


図 5-37 正載荷時ひび割れ性状 (B3 モデル)

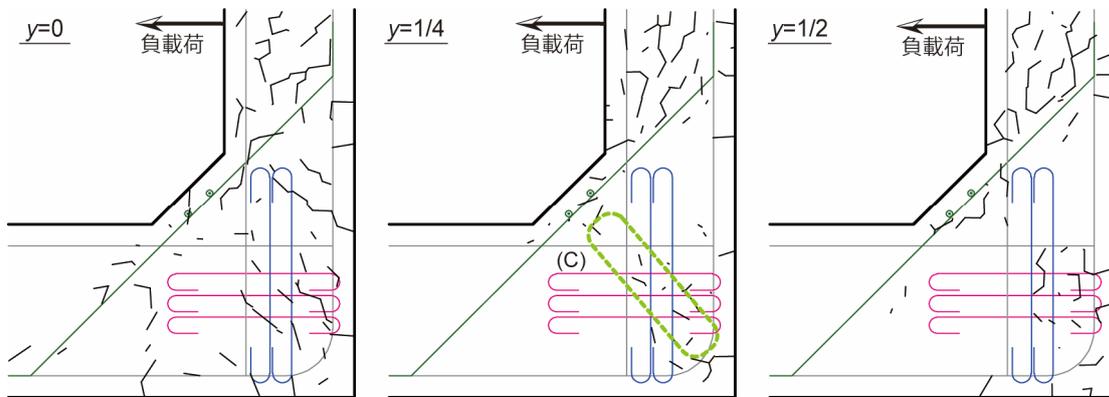


図 5-38 負載荷時ひび割れ性状 (B1 モデル)

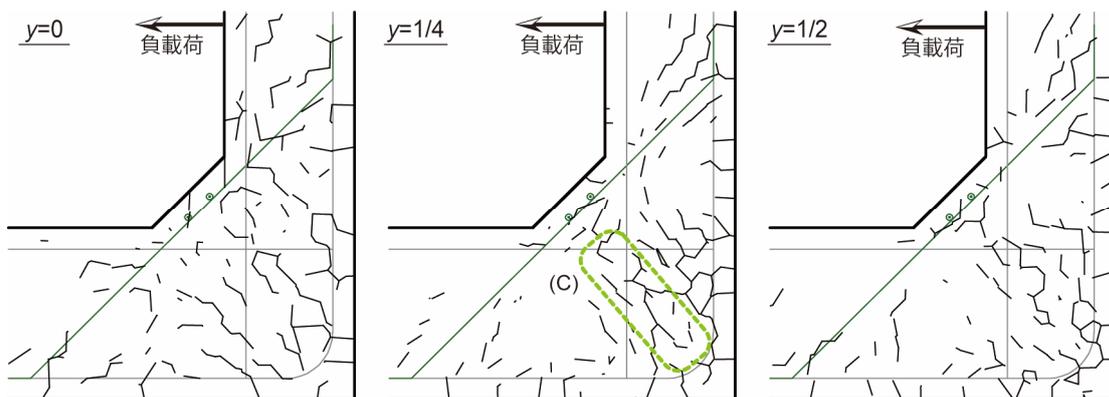


図 5-39 負載荷時ひび割れ性状 (B2 モデル)

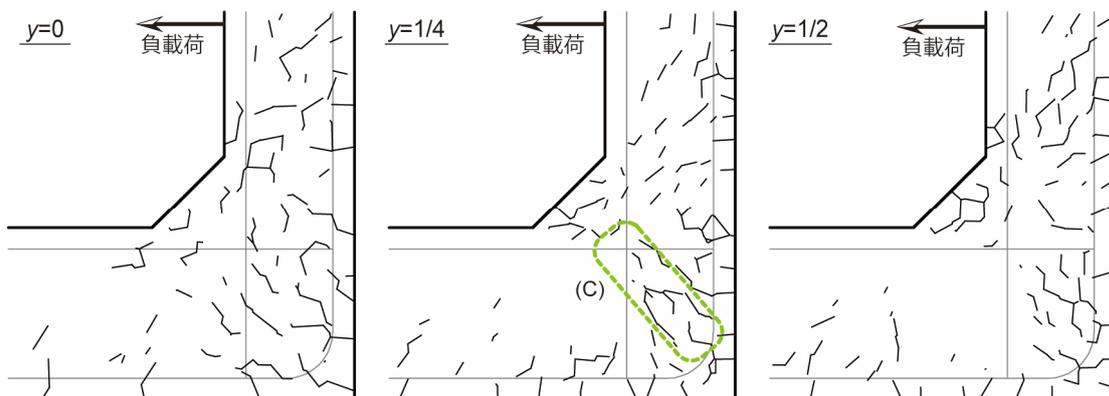


図 5-40 負載荷時ひび割れ性状 (B3 モデル)

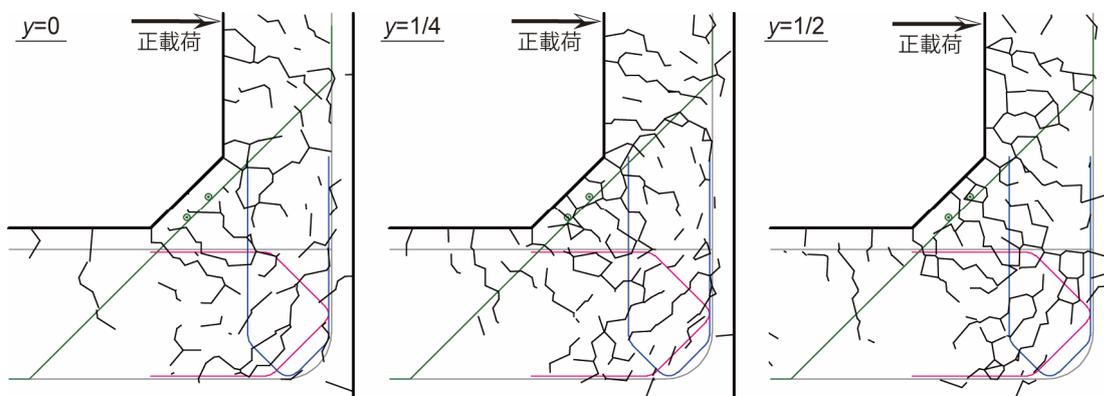


図 5-41 正載荷時ひび割れ性状 (B4 モデル)

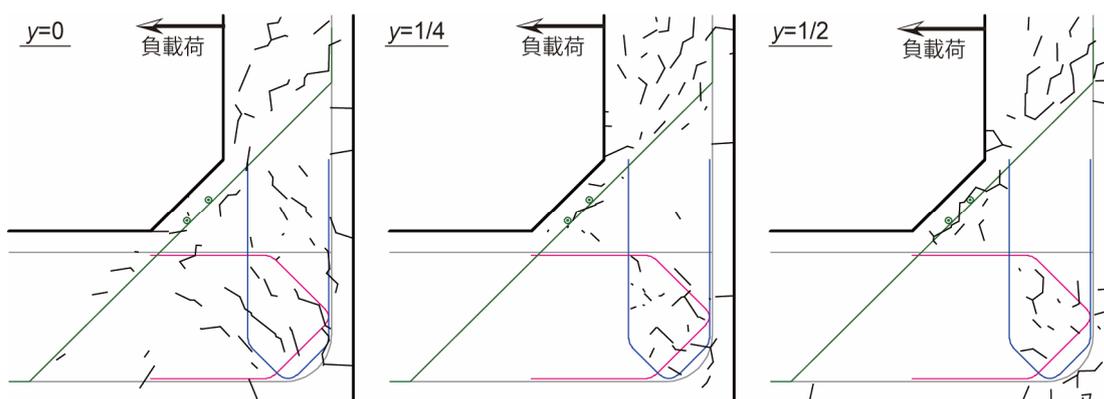


図 5-42 負載荷時ひび割れ性状 (B4 モデル)

図 5-41, 図 5-42 に, 補強鉄筋の形状を改良した B4 モデルの正載荷, 負載荷時のひび割れ性状を示す. 正載荷側では, B1 モデルと同様に引張力が補強鉄筋により接合部全体に分散されていることが分かる. 負載荷側においても, 最大水平荷重直後は接合部内のひび割れが少ない状態であり, B1 モデルと同様のひび割れ性状と言える.

#### 5.7.4 鉄筋ひずみ分布

ここでは, 接合部内の主要な鉄筋のひずみについて詳細を確認し, 耐荷挙動の検討を行う. 解析によって得られた各モデルの鉄筋ひずみ分布を図 5-43~図 5-53 に示した. ひずみ分布図の横軸は位置を示し, 縦軸は正規化ひずみ (発生したひずみ値を降伏ひずみで除したもの) を表す. したがって, 正規化ひずみが 1 である時に鉄筋は降伏していることになる. ひずみを示した鉄筋は奥行き方向の中央断面にある鉄筋で, ハンチの配力筋に関しては図 5-44 の

凡例に図示された下段の配力筋となっている。

図 5-43, 図 5-44 に, B2 モデルの正載荷時, 負載荷時のハンチ筋のひずみ分布を示す。B2 モデルは, 接合部内の補強鉄筋を配置せずハンチ筋のみを配置したモデルである。

ハンチ主筋のひずみを示した図 5-43 より, L 形接合部が開く方向の正載荷側では, 水平変位が 50mm 程度からハンチ主筋のひずみは降伏ひずみに達する箇所が発生してくる。さらに, 変位が大きくなるにつれて降伏範囲が広がっていることが分かる。一方で, 負載荷時にはひずみの増大は確認されない。

ハンチ配力筋を示した図 5-44 より, 閉じる方向の負載荷側では水平変位が 100mm 程度からひずみが急激に増大していることが分かる。これは L 形が閉じるときにハンチ部分のコンクリートが圧縮され, ポアソン効果によって割裂ひび割れが発生することによって配力筋にひずみが発生したと考えられる。正載荷時には割裂ひび割れは発生しないため, 配力筋のひずみは増えないことが分かる。

図 5-34 に示す荷重-変位関係では, B2 モデルの正載荷側では水平変位 50mm の手前ぐらいから水平荷重の上昇率低下が始まっており, 負載荷側では水平変位が 100mm 程度から

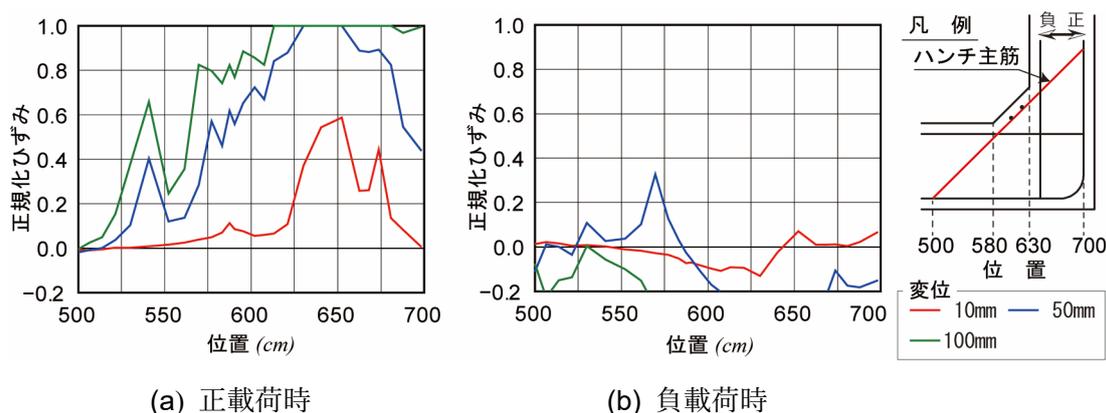


図 5-43 ハンチ主筋ひずみ分布 (B2 モデル)

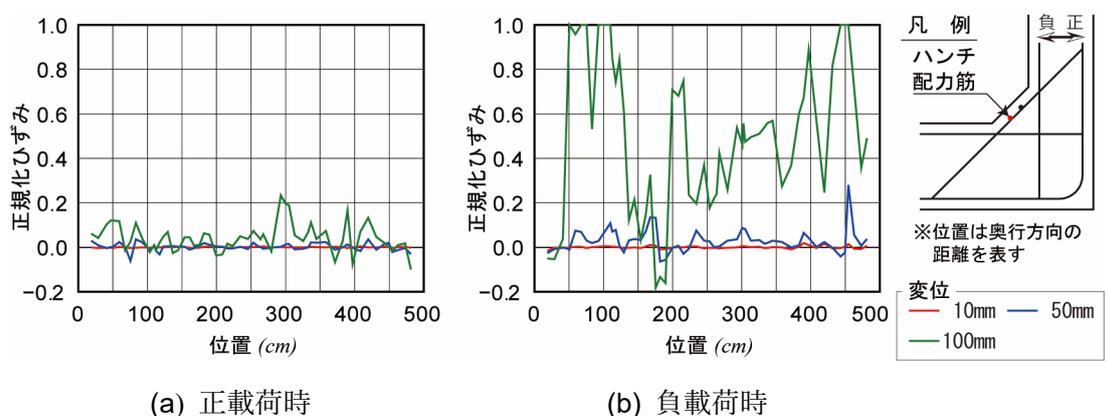
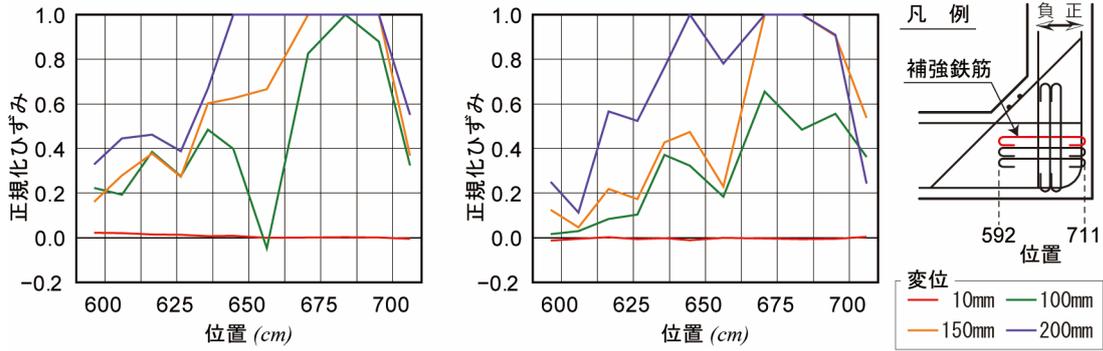


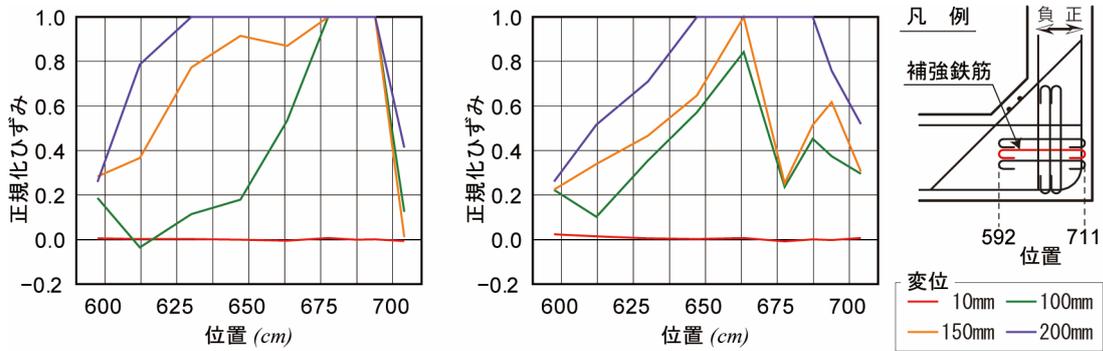
図 5-44 ハンチ配力筋ひずみ分布 (B2 モデル)



(a) 正載荷時

(b) 負載荷時

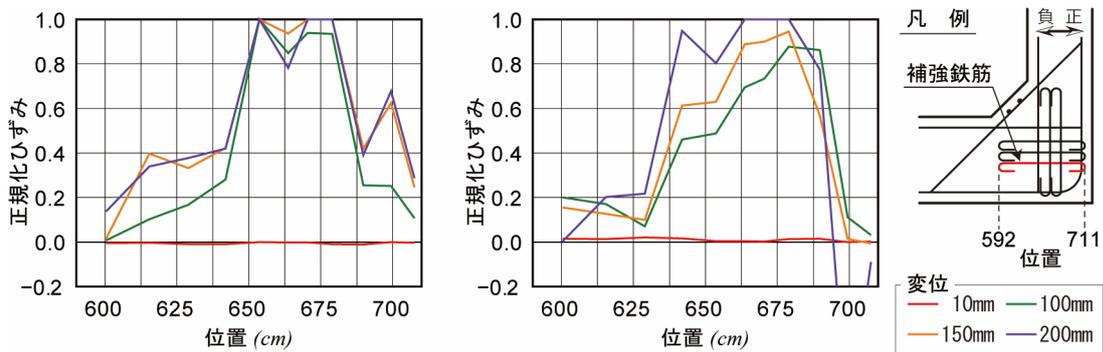
図 5-45 補強鉄筋（水平方向上段）ひずみ分布（B1 モデル）



(a) 正載荷時

(b) 負載荷時

図 5-46 補強鉄筋（水平方向中段）ひずみ分布（B1 モデル）



(a) 正載荷時

(b) 負載荷時

図 5-47 補強鉄筋（水平方向下段）ひずみ分布（B1 モデル）

水平荷重の増加が頭打ちになっていることが分かる。ひずみの検討結果より、水平荷重の上昇率の低下と降伏ひずみの発生のタイミングが概ね一致することから、B2モデルの耐荷力は正載荷側ではハンチ主筋の降伏に左右され、負載荷側ではハンチ部コンクリートの割れひび割れに伴うハンチ配力筋の降伏で決まっていると言える。

図 5-45～図 5-49 に、B1モデルの正載荷時、負載荷時の接合部内の補強鉄筋のひずみ分布を示す。B1モデルは実構造物で用いられている補強鉄筋を配置したモデルである。

図 5-45～図 5-47 に水平方向に3段配置されている補強鉄筋のひずみ分布を示した。配置位置によって多少のひずみの大きさに違いはあるものの傾向は同様であり、正載荷時には、水平変位が100mm程度から降伏ひずみに達する部分を確認され始める。負載荷時には水平変位が100mmの時には正載荷時に比べひずみが比較的小さな範囲が多く降伏している鉄筋はないが、水平変位が150mm程度から降伏ひずみに達するようになり、200mmのときには多くの範囲で降伏ひずみに達する。

図 5-48、図 5-49 に、鉛直方向に2列配置されている補強鉄筋のひずみ分布を示した。正載荷時には水平変位が100mm程度から内側の補強鉄筋が降伏しはじめ、水平変位が150mm

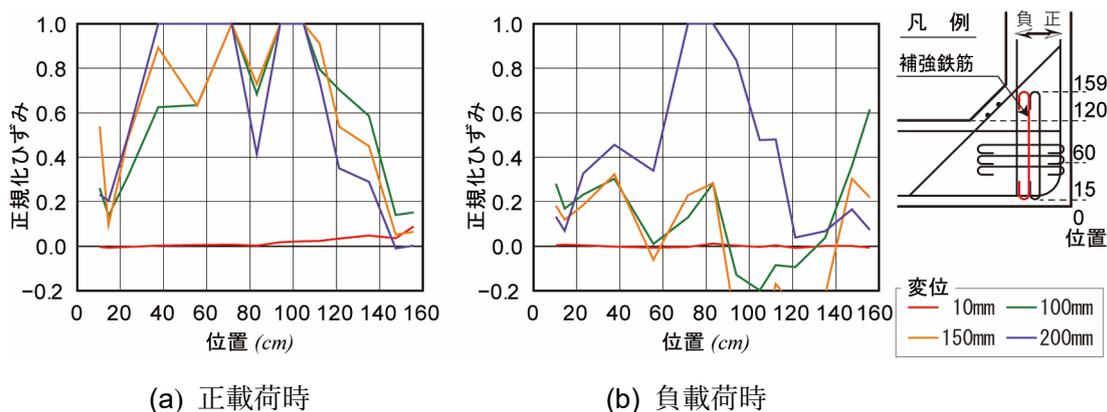


図 5-48 補強鉄筋（鉛直方向内側）ひずみ分布（B1モデル）

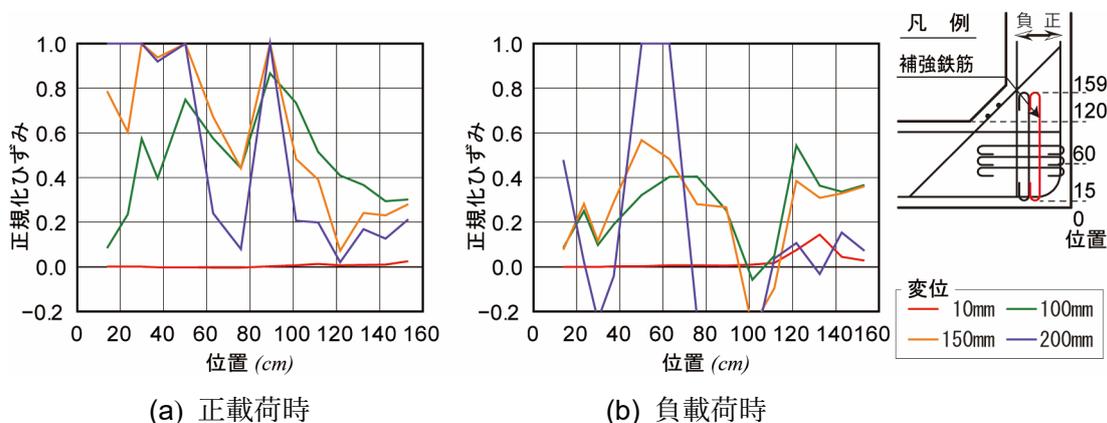


図 5-49 補強鉄筋（鉛直方向外側）ひずみ分布（B1モデル）

に達すると、内側の補強鉄筋は広い範囲で降伏ひずみに達し、外側の補強鉄筋まで降伏に至る箇所が広がってきている。負荷側では、水平変位が 150mm 程度まではひずみはそれほど大きくなく、比較的余裕のある状態であるが、水平変位が 200mm に達する頃には急激にひずみが増え、降伏ひずみに達している箇所があることが分かる。

図 5-34 に示す荷重-変位関係から、B1 モデルの正載荷側では、水平変位が 100mm を過ぎたあたりから水平荷重の増加割合が低下し、150mm 程度まで水平変位が増えると、水平荷重はピークを迎えたあと低下していることが分かる。また、負荷側では、水平変位が 150mm 程度までは水平荷重が増加傾向にあるが、それを過ぎた頃から増加割合が低下したあとにピークを迎え、水平荷重が急激に低下していることが分かる。鉄筋ひずみの分布と併せて考えると、正載荷側ではひび割れの発生とともに補強鉄筋のひずみが増加し、負荷側ではコンクリートの圧壊によって脆性的な破壊となり、急激な水平荷重の低下と鉄筋ひずみの増加が起こったものと考えられる。したがって、B1 モデルの耐荷力は、正載荷側では補強鉄筋の降伏で決まり、負荷側はコンクリートの圧壊に伴う補強鉄筋の降伏で決まっていると言える。

図 5-50～図 5-53 に、B4 モデルの正載荷時、負載荷時の接合部内の補強鉄筋のひずみ分布を示す。B4 モデルは B1 モデルの補強鉄筋形状を改良したモデルである。

図 5-50、図 5-51 に、鉛直方向に配置したコの字型の補強鉄筋のひずみ分布を示した。ひずみを確認するにあたり、補強鉄筋の最下端の位置で分けをして、接合部の内側の鉄筋と外側に位置する鉄筋に分けてひずみ分布を示した。

図 5-50 より、正載荷時に引張側となる内側の補強鉄筋のひずみが増えていることが分かる。また、図 5-51 からは、負載荷時に引張側となる外側の補強鉄筋のひずみが増えている。これらのひずみは水平変位が 50mm の時にはすでに大きなひずみとなっており、一部で降伏ひずみに達している箇所がある。水平変位が 100mm に達すると多くの範囲で降伏ひずみに達していることが分かる。このことより、B1 モデルの補強鉄筋に比べ B4 モデルの補強

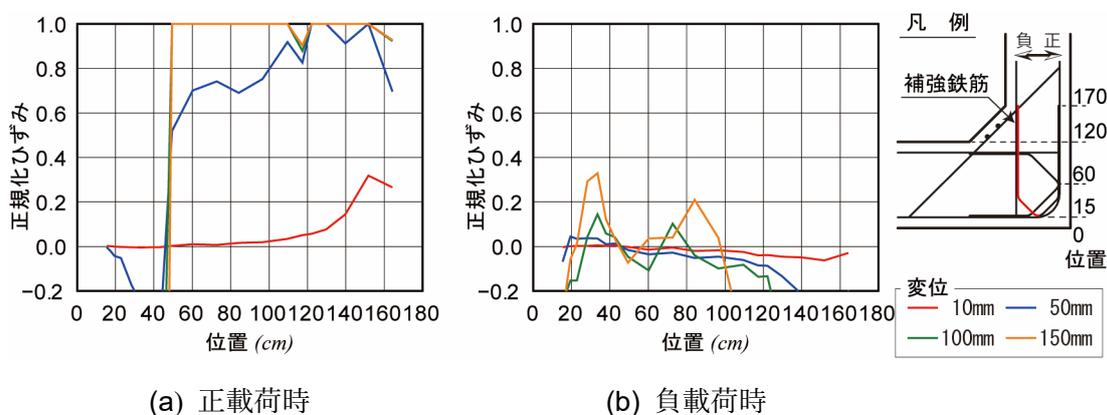
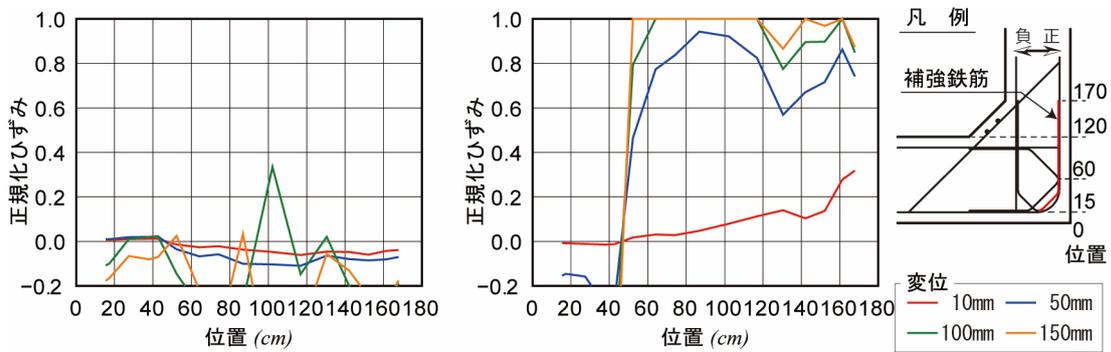


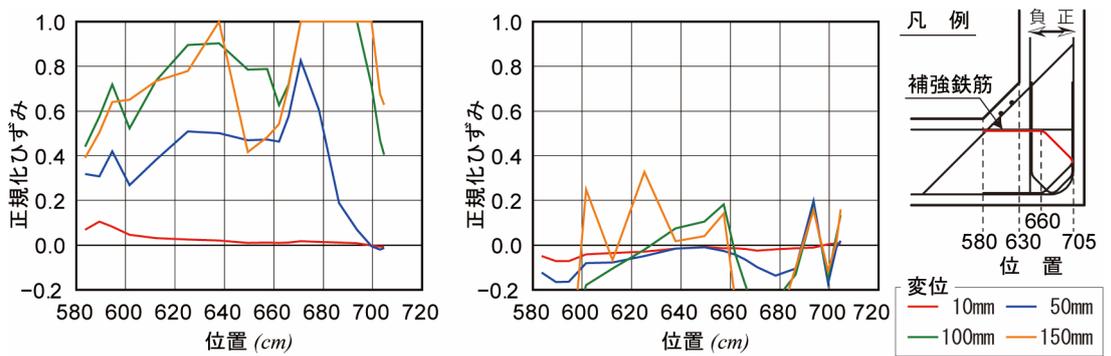
図 5-50 補強鉄筋（鉛直方向内側）ひずみ分布（B4 モデル）



(a) 正載荷時

(b) 負載荷時

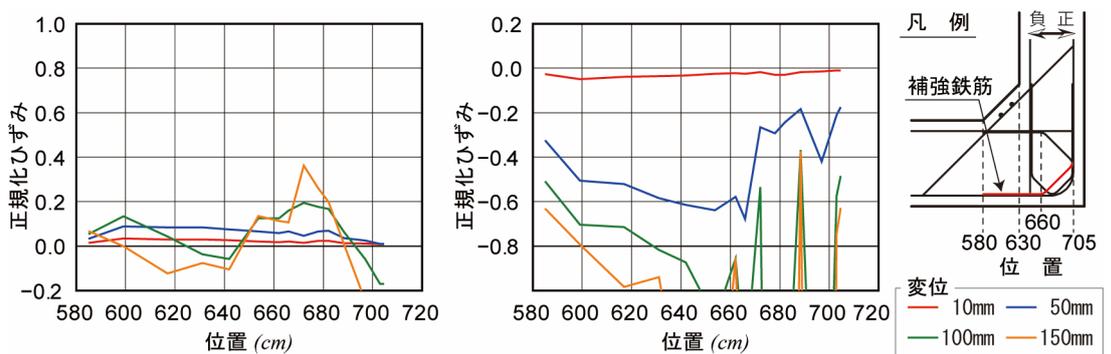
図 5-51 補強鉄筋（鉛直方向外側）ひずみ分布（B4 モデル）



(a) 正載荷時

(b) 負載荷時

図 5-52 補強鉄筋（水平方向上側）ひずみ分布（B4 モデル）



(a) 正載荷時

(b) 負載荷時

図 5-53 補強鉄筋（水平方向下側）ひずみ分布（B4 モデル）

鉄筋は変位の小さな段階から有効に働いていると言える。一方で、圧縮側となる負荷荷時の内側と正載荷時の外側の補強鉄筋のひずみは増えていない。

図 5-52、図 5-53 に、水平方向に配置したコの字型の補強鉄筋のひずみ分布を示した。鉛直方向の時と同じ様に、接合部の内側と外側に位置する鉄筋に分けてひずみ分布を示した。

図 5-52 より、内側の補強鉄筋は正載荷時には水平変位が 50mm の段階で比較的大きなひずみとなり、100mm に達すると降伏ひずみに達する箇所が増えてくる。一方、負荷荷時はひずみの値は大きくなる。図 5-53 より、外側の補強鉄筋は正載荷時、負荷荷時ともにひずみが大きくなること分かる。これは底版厚さが壁に比べて厚いことや、ハンチの存在、解析上で壁や底版の主鉄筋の剛性を高めていることなどから、片側は支持板で固定されている底版の底面は変形が起きにくいいため、ひずみが小さかったものと思われる。

これらのひずみの検討より、B1 モデルの補強鉄筋に比べ B4 モデルの補強鉄筋は比較的小さな水平変位の段階からひずみが大きくなる様子が確認されることから、効果的な配置になっていることが分かる。

図 5-34 に示す荷重－変位関係より、B4 モデルは B1 モデルと比較すると正載荷、負荷荷ともに水平変位が 100mm 程度までの段階では、若干ではあるが同じ変位での耐荷力は B4 モデルが上回っており、補強鉄筋が効果的に働いていることが分かる。ひずみの検討より水平変位が 100mm 程度まで増えると、B4 モデルの補強鉄筋は B1 モデルの補強鉄筋に比べ早い段階で広い範囲で降伏に達するために、水平変位が 100mm 程度を超えたあたりから B1 モデルと水平荷重の大きさが逆転し、その後の最大水平荷重に若干の差が出たものと思われる。この原因としては、解析上では壁や底版に破壊が起こらないように、壁と底版の主筋の剛性を高めて検討を行っていることや、ハンチによって壁や底版に力が分散されたことなどの影響が考えられる。

B3 モデルでは、補強鉄筋は配置されていないことより接合部内のコンクリートの破壊が耐荷力を決めていくことになるが、図 5-37 に示すひび割れ性状より、正載荷時は (B) のひび割れの発達によって接合部内の外側主鉄筋の曲げ内半径の内側辺りのコンクリートの圧壊によって破壊し、図 5-40 に示すひび割れ性状より、負荷荷側は (C) のひび割れの発達によってハンチ付近のコンクリートの圧壊によって耐荷力が決まっていると考えられる。

## 5.8 ハンチ構造の影響の検討

### 5.8.1 解析概要

この節では、ハンチが耐荷力に及ぼす効果について確認を行うために、B1 モデル、B3 モデル、B4 モデルのハンチ構造（ハンチコンクリートおよびハンチ鉄筋）を無くしたモデルを作り、B1(2)モデル、B3(2)モデル、B4(2)モデルとした。それぞれのモデルの接合部の配筋概要図を図 5-54 に示す。

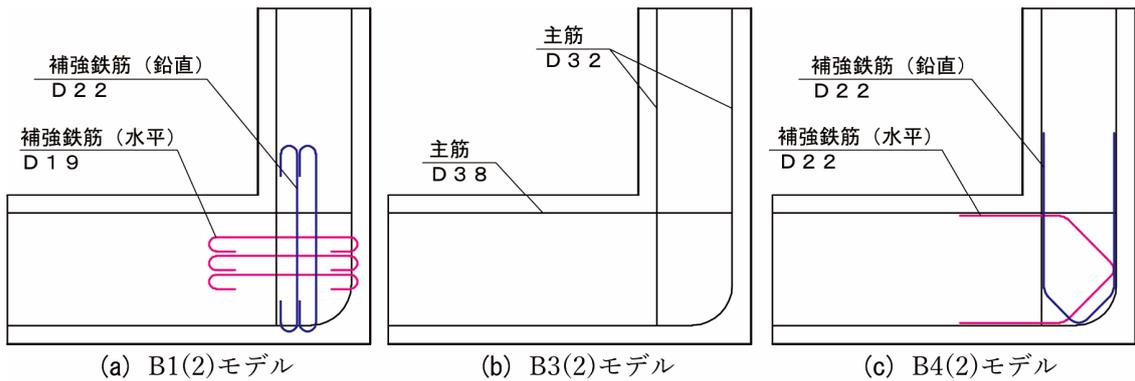


図 5-54 解析モデル鉄筋概要図（ハンチなし）

### 5.8.2 荷重－変位関係

図 5-55 にハンチのないモデルの荷重－変位関係を示す。また、表 5-6 に解析で得た最大荷重の値を示す。図 5-55 の荷重－変位関係は、ハンチのあるモデルは破線で示し、ハンチのないモデルは実線で示した。

図 5-55 の荷重－変位関係より、接合部内の補強鉄筋とハンチ筋を配置していない B3(2)モデルと B3 モデルの比較では、正載荷側では耐荷力の差はほとんどないが、負載荷側では最大水平荷重に差があることが分かる。これより、負載荷側に対してハンチは有効であると言える。一方で、比較したモデルのハンチは無筋であるため、正載荷側時の引張力に対しては耐荷力に影響を及ぼさなかった。また、表 5-6 に示す B1 モデルとの比較から、最大水平荷重は正載荷、負載荷ともに約半分まで低下しており、ハンチや補強鉄筋が無いと耐荷力が大きく低下することが分かる。

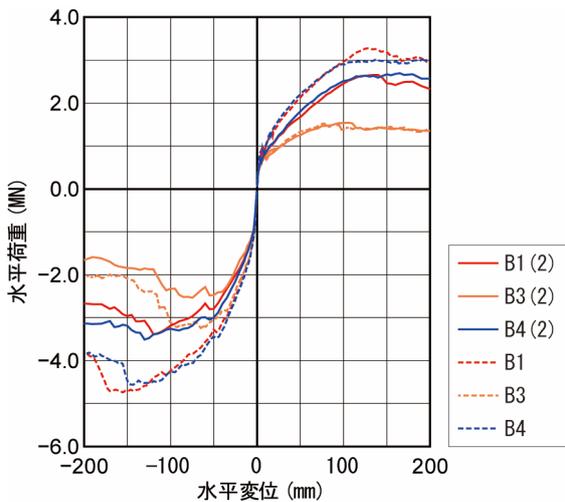


図 5-55 荷重－変位関係

表 5-6 最大水平荷重表

試験体	正載荷		負載荷	
	最大荷重 $V_{max}$ (MN)	比率*	最大荷重 $V_{max}$ (MN)	比率*
B1	3.27	1	-4.74	1
B1(2)	2.66	0.81	-3.38	0.71
B3(2)	1.54	0.47	-2.48	0.52
B4(2)	2.69	0.82	-3.50	0.74

※1 比率= $V_{max}/V_{max}^{B1}$

B1(2)モデル、B4(2)モデルの比較では、図 5-55 の荷重－変位関係より、接合部内に補強鉄筋を配置することによって B3(2)モデルに比べて正載荷、負載荷とも大きく耐荷力が向上していることが分かる。また、ハンチのある B1 モデルと B4 モデルでは、最大水荷重は正載荷、負載荷ともに B1 モデルの方が大きかったが、ハンチを無くした B1(2)モデルと B4(2)モデルでは表 5-6 より、若干であるが最大水平荷重の大きさが B4(2)モデルの場合が大きく逆転している。これは、ハンチ効果がなくなることで、壁や底版の影響がさらに取り除かれて、接合部の補強鉄筋の効果がより直接的に耐荷力や最大水平荷重に関係する様になったためと考えられる。

### 5.8.3 ひび割れ性状

図 5-56～図 5-61 に、ハンチのない3つのモデルの正載荷時、負載荷時のひび割れ性状を示す。ハンチのないモデルもハンチのある場合と同様に、正載荷時には対角線と直角方向の斜めひび割れ (B) と負載荷時には対角線方向の斜めひび割れ (C) が発達している。

正載荷時においてハンチのあるモデルとないモデルを比較すると、図 5-35、図 5-37、図 5-41 と図 5-56～図 5-58 の比較により、ひび割れ性状は同様の傾向を示している。

負載荷時においては、補強鉄筋のある B1 モデル (図 5-38) と B1(2)モデル (図 5-59) および B4 モデル (図 5-42) と B4(2)モデル (図 5-61) のひび割れ性状を比較すると、ハンチやハンチ筋がなくなったことにより、接合部の負担が増え、ひび割れが接合部内全体に広がっていることが分かる。ひび割れ性状からも、L形接合部が閉じる方向の負載荷側では、正載荷側に比べてハンチの有無の影響が大きいと考えられる。

図 5-55 の荷重－変位図からも、負載荷側では最大水平荷重後の荷重が B1 モデル、B4 モデルでは急激に低下していたものに対し、B1(2)モデル、B4(2)モデルでは、低下が緩やかになっていることから、接合部内のコンクリートの圧壊による脆性的な破壊から破壊性状に変化が生じたものと考えられる。

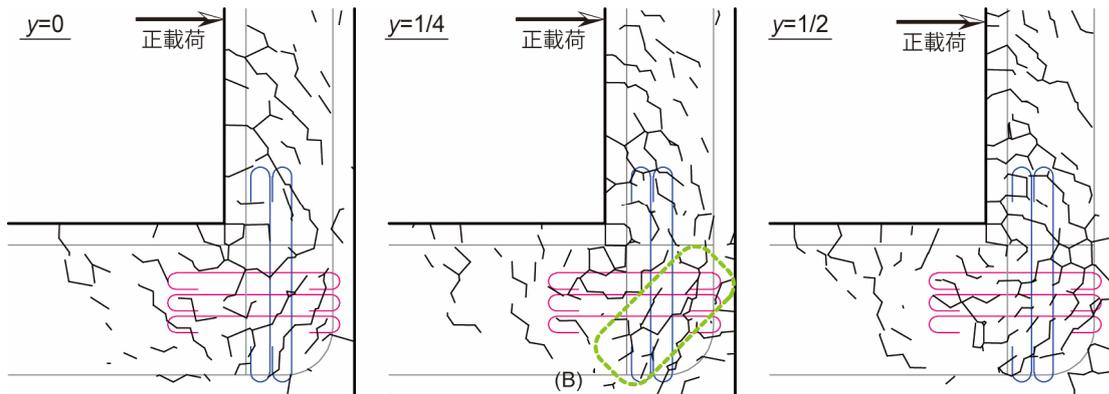


図 5-56 正載荷時ひび割れ性状 (B1(2)モデル)

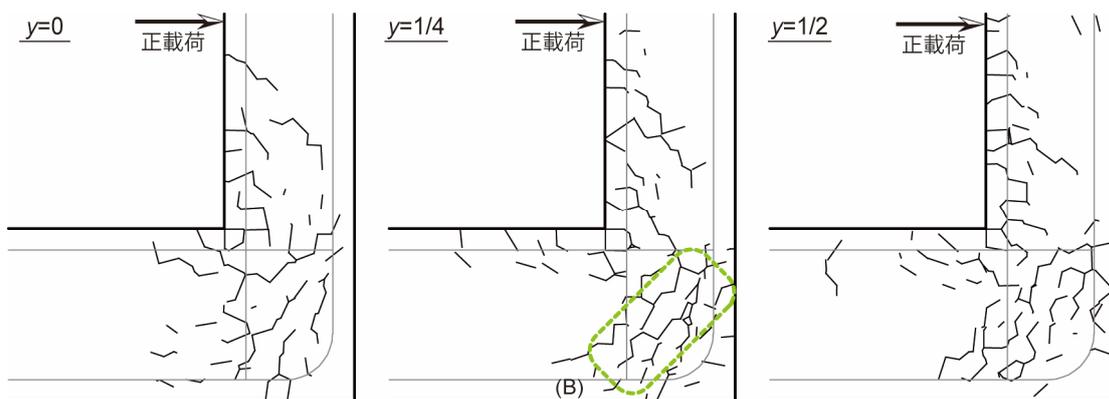


図 5-57 正載荷時ひび割れ性状 (B3(2)モデル)

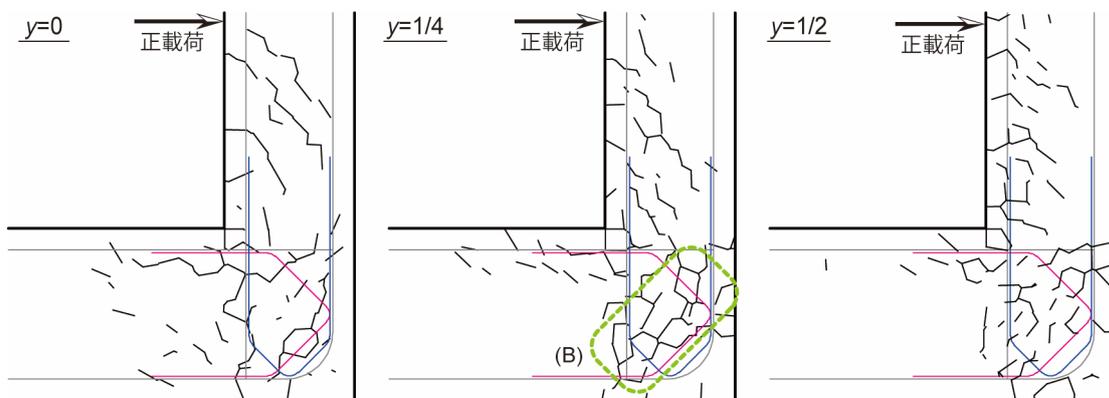


図 5-58 正載荷時ひび割れ性状 (B4(2)モデル)

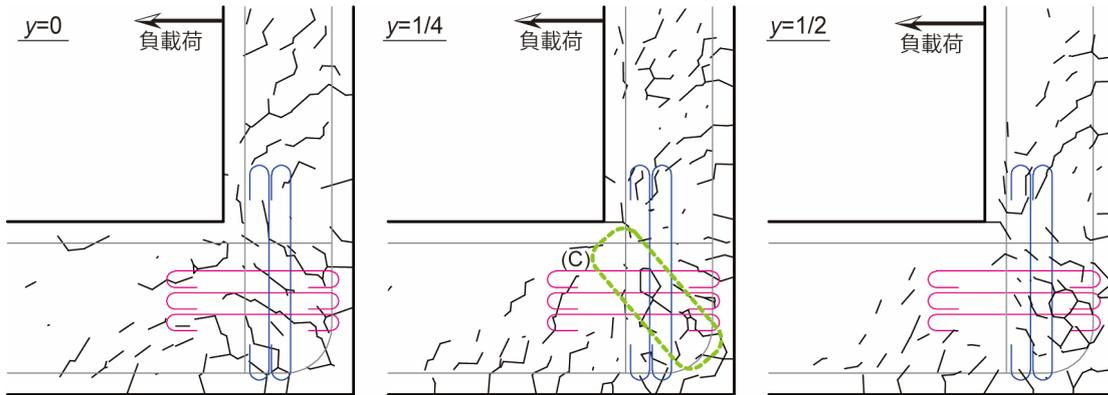


図 5-59 負荷荷時ひび割れ性状 (B1(2)モデル)

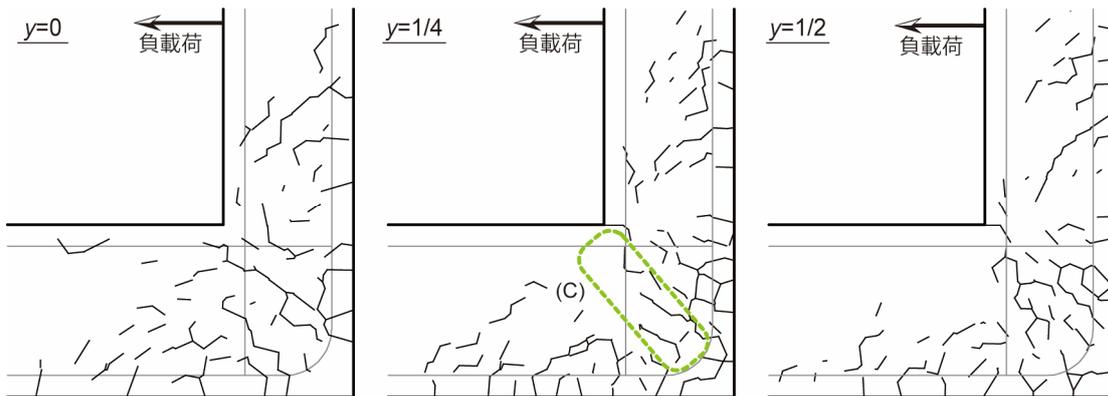


図 5-60 負荷荷時ひび割れ性状 (B3(2)モデル)

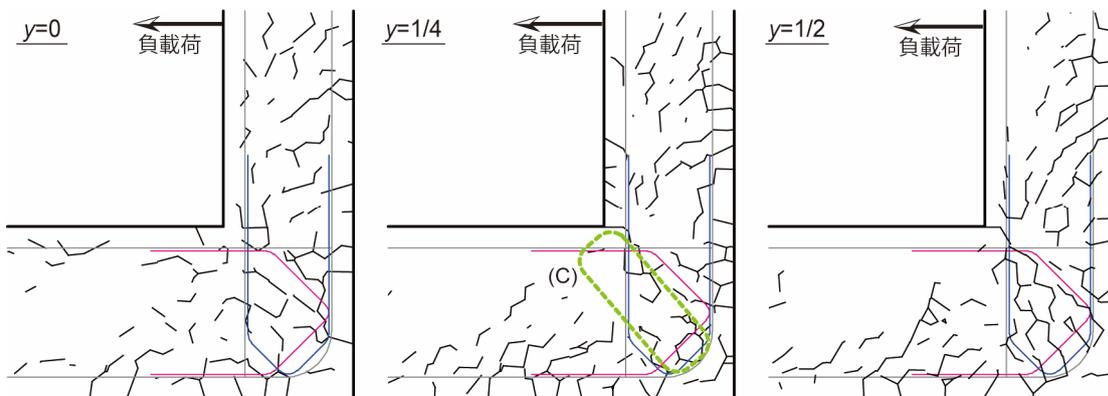


図 5-61 負荷荷時ひび割れ性状 (B4(2)モデル)

### 5.8.4 鉄筋ひずみ分布

図 5-62～図 5-70 に、ハンチのないモデルの補強筋のひずみ分布を示す。

B1(2)モデルでは、図 5-62～図 5-66 より、水平変位が 100mm 程度から接合部の補強鉄筋は正載荷、負載荷ともに降伏に達する箇所が増え始めている。正載荷側ではハンチのある B1 モデルと同様の傾向であったが、負載荷側においては B1 モデルで水平変位が 150mm～200mm 程度で急激にひずみが増加していたのに対して、B1(2)モデルでは、早い段階でひずみが降伏に達しひずみの増加傾向も比較的緩やかになっている。このことから、コンクリートの圧壊による脆性的な破壊性状ではなく、補強鉄筋の降伏による破壊性状に変化したものと考えられる。

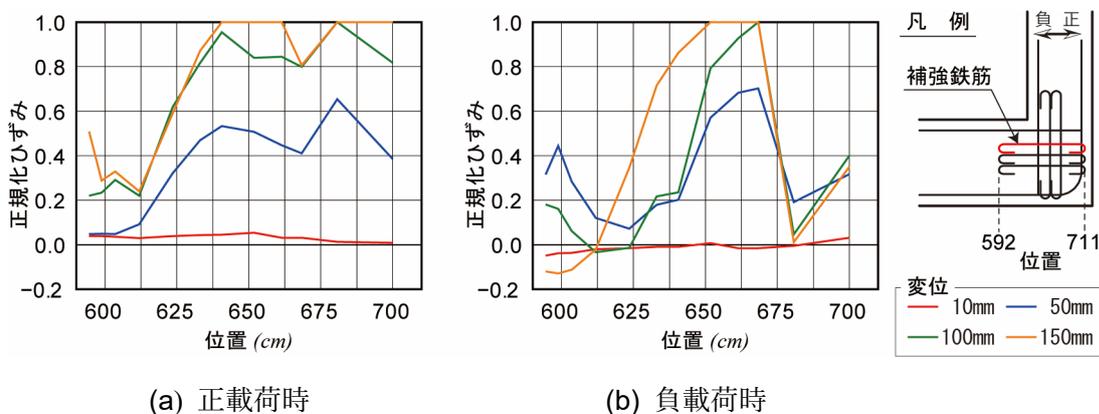


図 5-62 補強鉄筋（水平方向上段）ひずみ分布（B1(2)モデル）

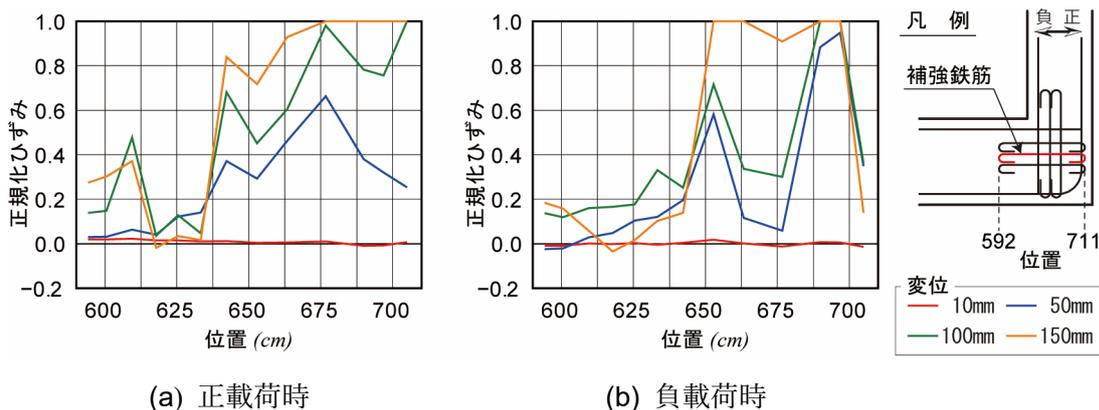
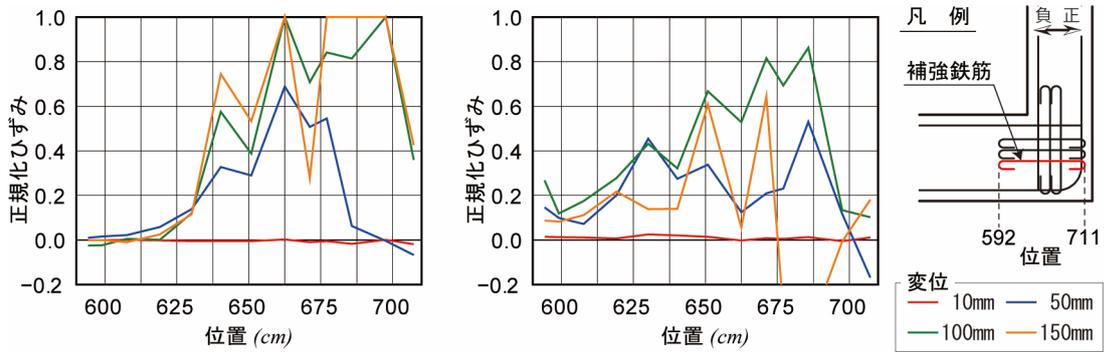


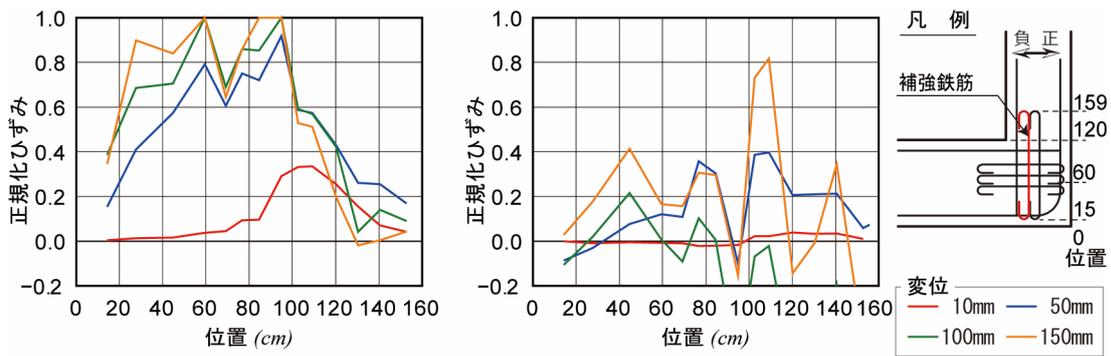
図 5-63 補強鉄筋（水平方向中段）ひずみ分布（B1(2)モデル）



(a) 正載荷時

(b) 負載荷時

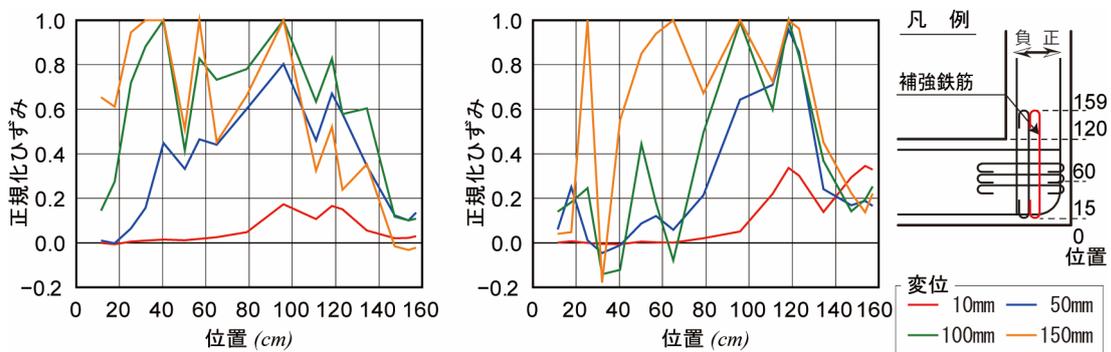
図 5-64 補強鉄筋（水平方向下段）ひずみ分布（B1(2)モデル）



(a) 正載荷時

(b) 負載荷時

図 5-65 補強鉄筋（鉛直方向内側）ひずみ分布（B1(2)モデル）



(a) 正載荷時

(b) 負載荷時

図 5-66 補強鉄筋（鉛直方向外側）ひずみ分布（B1(2)モデル）

B4(2)モデルでは、図 5-67～図 5-70 より、水平変位が 50mm と比較的早い段階で降伏ひずみに達する箇所が多くなっている。また、B4(2)モデルでは、水平変位が 10mm の段階で既にひずみが増え始め、B4 モデルの時に比べて早い段階でひずみの増加が確認されるようになった。これらのことから、B4(2)モデルの補強鉄筋は、ハンチのない形状においても効果的な補強鉄筋の配置になっていると言える。

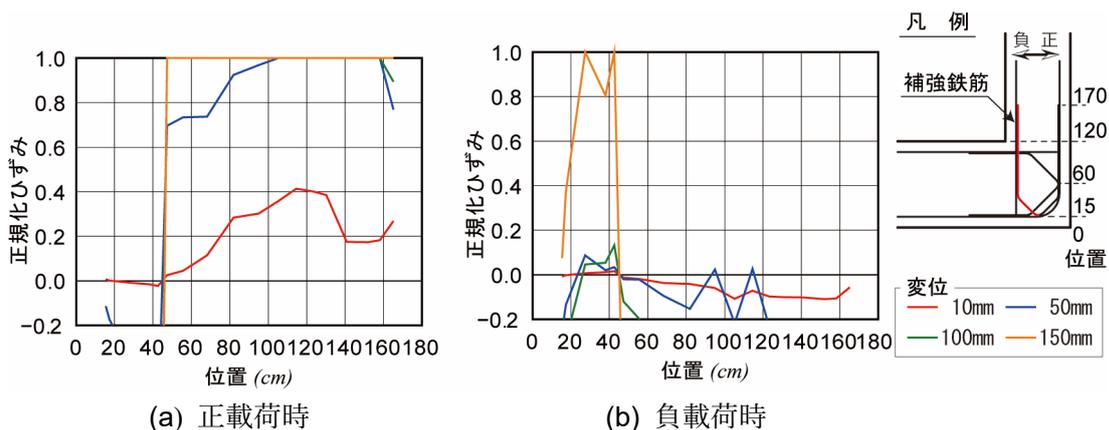


図 5-67 補強鉄筋（鉛直方向内側）ひずみ分布（B4(2)モデル）

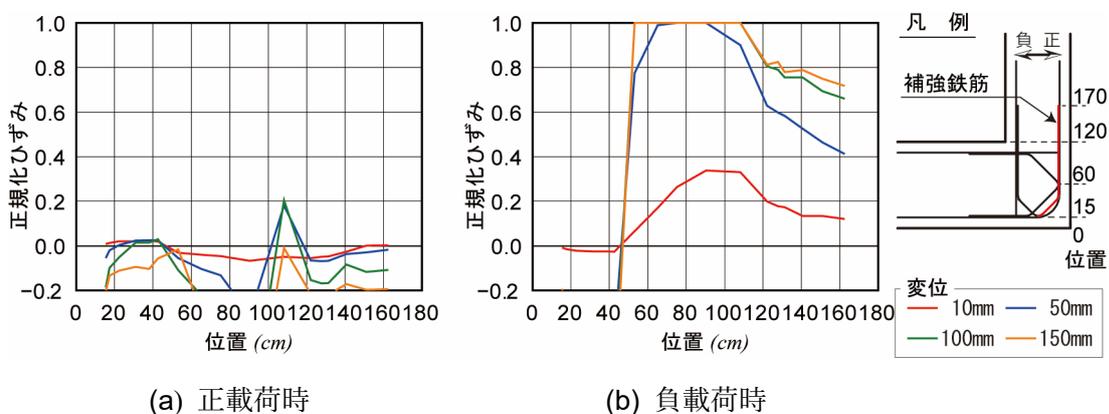
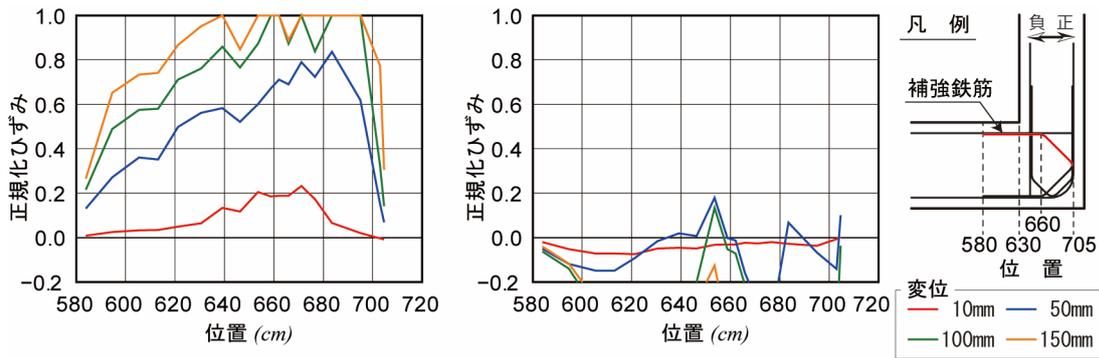


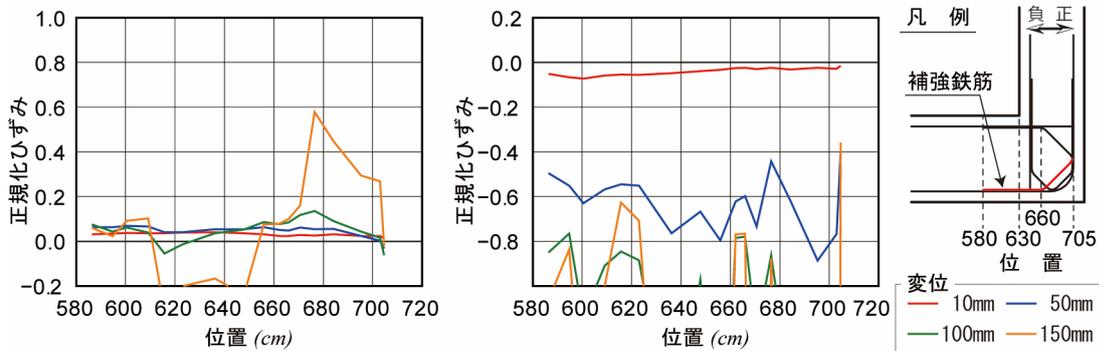
図 5-68 補強鉄筋（鉛直方向外側）ひずみ分布（B4(2)モデル）



(a) 正載荷時

(b) 負載荷時

図 5-69 補強鉄筋（水平方向上側）ひずみ分布（B4(2)モデル）



(a) 正載荷時

(b) 負載荷時

図 5-70 補強鉄筋（水平方向下側）ひずみ分布（B4(2)モデル）

## 5.9 補強鉄筋の形状による効果の検討

### 5.9.1 解析概要

この節では、補強鉄筋の形状が耐荷力に及ぼす影響を確認するために、補強鉄筋の効果がより直接的に表れると考えられるハンチのないモデルで検討を行う。具体的には B4(2)モデルのコの字型の補強鉄筋の形状を、基本形状は変更せず、鉄筋形状の調整を行い耐荷性状への影響を確認する。

図 5-71 に、B4(2)モデルの補強鉄筋の配置をひび割れ性状に合わせて変更した B4'(2)モデルの概要図を示す。B4'(2)モデルは、B4(2)モデルの接合部内の補強鉄筋をひび割れに直交するようにさらに形状を変更したモデルである。

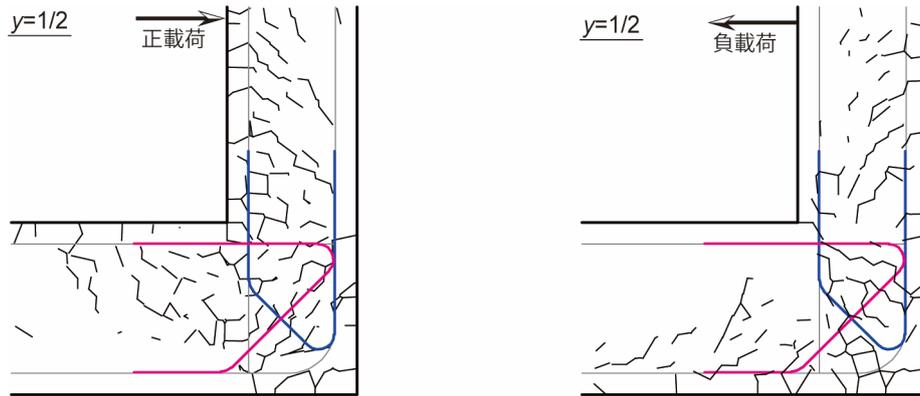


図 5-71 解析モデル鉄筋概要図 (B4'(2)：補強鉄筋形状変更)

### 5.9.2 耐荷力への効果

この補強鉄筋の変更により得られた荷重－変位関係を図 5-72 に示す。これより、補強鉄筋の配置位置の変更によって B4'(2)モデルは B4(2)モデルよりも L 形接合部の耐荷力が上昇していることが分かる。また、表 5-7 に示す最大荷重の比較により、ハンチ構造のある B1 モデルに対しては正載荷側で 5%、負載荷側で 19%、最大水平荷重が少ない結果となっている。

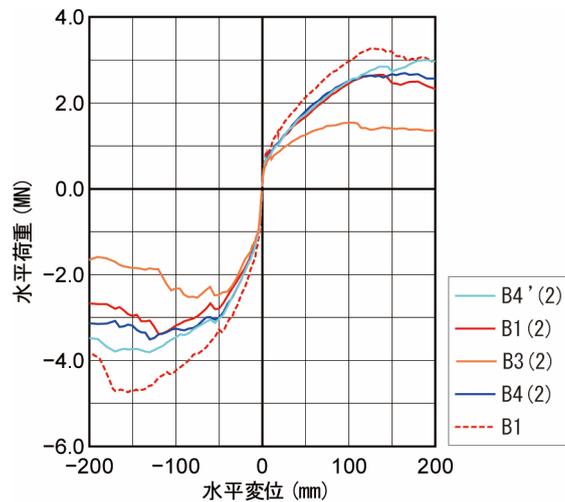


図 5-72 荷重－変位関係

表 5-7 最大水平荷重表

試験体	正載荷		負載荷	
	最大荷重 $V_{max}$ (MN)	比率※	最大荷重 $V_{max}$ (MN)	比率※
B1	3.27	1	-4.74	1
B4(2)	3.10	0.95	-3.84	0.81

※1 比率= $V_{max}^{B4(2)}/V_{max}^{B1}$

表 5-8 最大水平荷重表

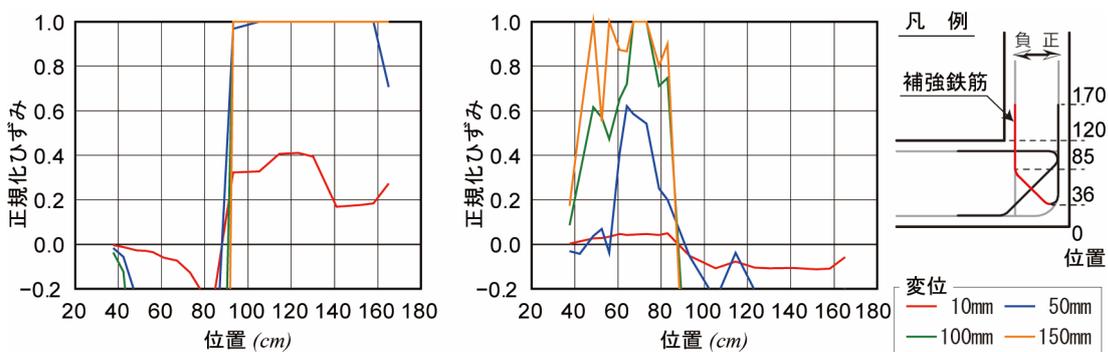
試験体	正載荷		負載荷	
	最大荷重 $V_{max}$ (MN)	比率※	最大荷重 $V_{max}$ (MN)	比率※
B3(2)	1.54	1	-2.48	1
B4'(2)	3.10	2.01	-3.84	1.55

※ 比率= $V_{max}^{B4'(2)}/V_{max}^{B3(2)}$

る。一方で、表 5-8 に示すハンチおよび補強鉄筋のない B3(2)モデルとの比較より、正載荷側で 101%、負載荷側で 55%、最大水平荷重が増加した。これらより、補強鉄筋を適切に配置することで耐荷力は向上し、ハンチ構造の有無による差もかなり解消される結果となった。

図 5-73～図 5-76 に、B4'(2)モデルの補強鉄筋のひずみ分布を示す。B4(2)モデルの対応する補強鉄筋のひずみ分布と大きな傾向の差は認められないが、配置位置の変更により全体的にひずみ量が増えていることが耐荷力の差につながったものと考えられる。

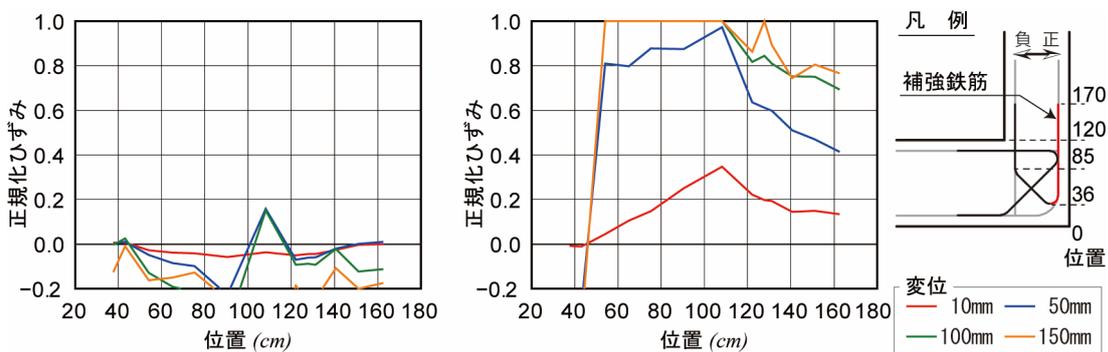
これらの結果より、補強鉄筋を適切な位置に配置すれば接合部の耐荷力の向上が期待できることが分かった。生産性の観点も踏まえると、接合部を合理的な配筋仕様にし、さらに躯体形状をシンプルにした生産性の高い設計や施工が今後望まれる。



(a) 正載荷時

(b) 負載荷時

図 5-73 補強鉄筋（鉛直方向内側）ひずみ分布（B4'(2)モデル）



(a) 正載荷時

(b) 負載荷時

図 5-74 補強鉄筋（鉛直方向外側）ひずみ分布（B4'(2)モデル）

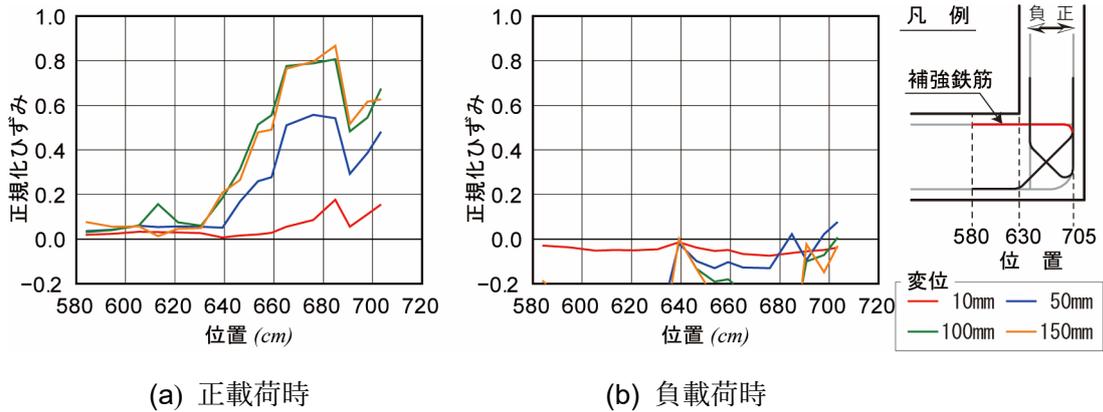


図 5-75 補強鉄筋（水平方向上側）ひずみ分布（B4'(2)モデル）

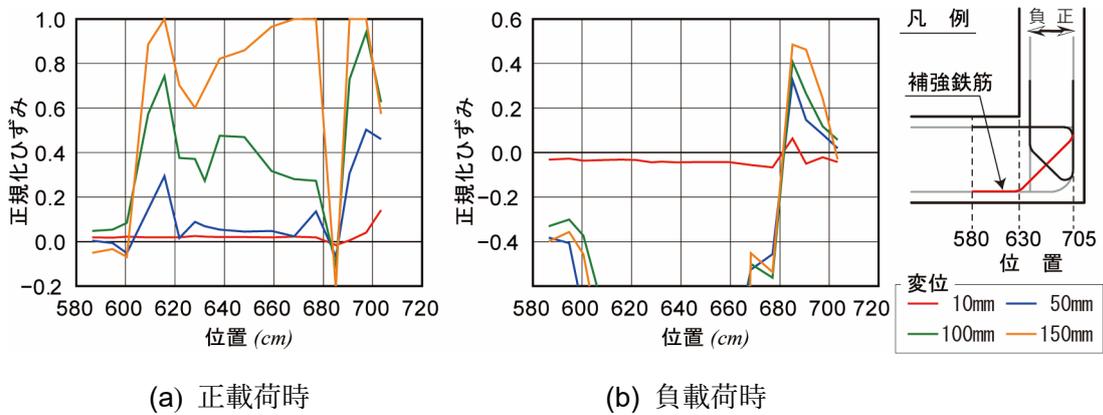


図 5-76 補強鉄筋（水平方向下側）ひずみ分布（B4'(2)モデル）

## 5.10 まとめ

本章では、過密配筋となる傾向にある L 形接合部を対象に RBSM を用いた数値解析を行った。実験試験体の解析では、解析の妥当性を確認するとともに、接合部の破壊挙動の詳細な分析を行った。また、その分析結果に基づき、接合部の耐荷性能の改善を目的とした補強鉄筋の配置を提案し、数値解析による検証を行った。さらに、RC ボックスカルバートの L 形隅角部を対象にして実験試験体の解析結果をもとに、実構造物スケールの解析を行い、耐荷性能と生産性を確保した補強鉄筋形状の配置やハンチ構造の役割などを解析的に検討した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 実験試験体の数値解析結果は実験結果とよく対応しており、ひび割れ性状や鉄筋ひずみから鉄筋の配置が破壊挙動に及ぼす影響を評価することができた。
- 2) 外側軸方向鉄筋は、曲げ内半径を大きくすることで負荷荷時に発生する接合部内の対角線方向のひび割れに交わり、最大水平荷重を増加させていることが確認された。
- 3) 接合部内の帯状の補強鉄筋は、接合部内に発生する主要なひび割れに直接対応していな

いため最大水平荷重に与える影響は少ないが、最大水平荷重後の変形特性を向上させる役割があることが確認された。

- 4) 実験試験体の解析において、接合部内に生じる主要なひび割れに直交するように補強鉄筋を適切に配置することで、最大水平荷重の増加や、その後の変形性能の改善が可能な配筋例を示した。
- 5) 実構造物大の RC ボックスカルバートにおいて、接合部内の補強鉄筋やハンチ構造が破壊挙動に与える影響の詳細を確認し、従来から用いられている一般的な補強鉄筋やハンチ構造は耐荷性状を大きく向上させていることが確認された。
- 6) RC ボックスカルバートにおいて、ハンチのない L 形接合であっても補強鉄筋を適切に配置することで、ハンチのある L 形接合部に近い耐荷力を確保できることが分かった。また、提案した補強鉄筋は、従来から用いられている補強鉄筋形状に比べ、生産性を確保できる形状であり、さらにはハンチ構造の省略など生産性向上の可能性について示すことができた。

## 参考文献（第5章）

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋・コンクリート部材編，2017.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，2017.
- 3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，2004.
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書 [設計編]，2017.
- 5) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物配筋の手引き，2005.
- 6) 土木学会：コンクリート構造物における品質を確保した生産性向上に関する提案，コンクリートライブラリー148，2016.
- 7) 井口重信，小谷美佐，小林将志，須藤正弘：コンクリートの充填性を考慮した RC ラーメン高架橋の施工，土木学会第 57 回年次学術講演会概要集，V-677，pp. 1353-1354，2002.
- 8) 深尾洋二，飯田和弘：ラーメン高架橋における高流動コンクリートの施工実績，土木建設技術発表会，pp. 77-84，2008.
- 9) 渡辺博志，河野宏隆：L型 RC 隅角部の強度と変形特性に関する検討，土木学会論文集，No.662/V-49，59-73，2000.
- 10) 本間英喜：掘割構造物の隅角部補強鉄筋に関する実験的研究，国土交通省国土技術研究報告会，2003.
- 11) 幸左賢二，安田扶律，藤井康男：開削トンネル隅角部の耐震性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.3，pp. 321-322，1998.
- 12) 日本道路協会：道路土工 カルバート工指針（平成 21 年度版），2010.
- 13) 国土交通省 中部地方整備局 道路部：道路設計要領，2014.
- 14) 東日本高速道路，中日本高速道路，西日本高速道路：整形要領 第二集 カルバート編，2014.
- 15) 首都高速道路：トンネル構造物設計要領 開削工法編，2008.
- 16) 阪神高速道路：開削トンネル設計指針（H20.10 一部改訂），2005.
- 17) 阪神高速道路：開削トンネル耐震設計指針，2008.
- 18) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 土留め構造物，2012.
- 19) 草野浩之，中田裕喜，田所敏弥，安保知紀：接合部内の配筋諸元が L 形 RC 柱梁接合部の破壊性状に及ぼす影響，日本地震工学シンポジウム，pp. 51-60，2018.
- 20) 中田裕喜，西村脩平，渡辺健，田所敏弥：L 形 RC 柱はり接合部における帯鉄筋による補強効果に関する一考察，土木学会年次学術講演，2020.

## 第6章 結論

本研究では、部材接合部の鉄筋干渉や過密配置による生産性の低下を解消するためにRBSMで部材接合部の数値解析を行い、合理的な配筋方法について検討を行った。各章で得られた成果を以下にまとめる。

第1章では、本研究の背景として我が国の建設業のこれまでの歩みと、生産性が他産業に比べて低くなっている現状について概説し、国や建設業界によって行われている生産性改善のための取り組みを紹介した。しかしながら、生産性の改善は難しく、特にコンクリート工では進んでいないことや、その中でも部材接合部の配筋の干渉や過密が生産性を低下させる大きな要因の一つになっていることに言及し、本研究では品質を確保した合理的な配筋方法の提案を目指すことを記した。

第2章では、部材接合部に関する既往の研究を概説した。特に本研究でテーマとする基礎杭フーチングとL形接合部に関する研究を取り上げ、その目的と結果について整理した。基礎杭フーチングの研究では耐荷力を適切に算出することが目的の研究が多く、生産性を向上させる設計方法の検討を試みた研究が少ないことを述べた。また、L形接合部では建築分野では柱や梁の構造が多く様々な研究がなされているが、土木分野とは設計思想が異なっているため、適用が難しいことを述べた。また、土木分野では接合部内の配筋合理化のために軸方向鉄筋の定着に機械式定着鉄筋を用いる検討や、接合部に鋼繊維コンクリートを用いることで配筋の合理化を検討している研究があるが、接合部内の適切な補強鉄筋配置を検討した研究が少ないことを述べた。

第3章では、本研究で用いる数値解析手法である3次元剛体バネモデル(RBSM)について説明した。はじめに、コンクリートの要素分割は3次元でランダムな多面体要素を生成するVoronoi分割を用いることを説明した。次に、3次元剛体バネモデルの定式化について述べた。また、鉄筋は3次元はり要素を用いてモデル化し、付着リンク要素を用いたコンクリート要素との付着方法について述べた。

第4章では、杭基礎フーチングを模擬した実験試験体の実験結果と解析結果の比較から、再現解析は実験で確認された押抜きせん断型の複雑な破壊形態を再現できることを示した。また、解析において杭直上の鉄筋干渉を避けるために軸方向鉄筋を除外しても実際の構造物において配置される杭の鉛直方向鉄筋を考慮すれば、せん断耐力への影響は小さいことを示した。

杭が多列配置された実物大スケールの杭基礎フーチングをモデル化して解析した結果、

この杭基礎フーチングは橋脚壁基部とその近傍の杭との間の狭い範囲で荷重を負担するため、鉛直に近いひびわれが発生し、一面せん断型の破壊形態をとることが確認できた。さらに、鉄筋の干渉が課題となっている杭基礎の鉛直方向鉄筋との干渉を避けるようにフーチング下側鉄筋の配置換えを行っても、所定の鉄筋量を確保すれば耐力の低下はなく、破壊挙動に大きな違いは生じないことが確認できた。これにより、フーチングの下側鉄筋の干渉がなくなり、生産性向上につながる結果を示すことができた。

第5章では、鉄道ラーメン高架橋にみられるL形柱梁接合部を模擬した実験試験体を解析し実験結果と比較した結果、荷重－変位関係、ひび割れ性状、鉄筋ひずみなど、解析は実験結果をよく再現できることを示した。解析結果の詳細な分析より、外側軸方向鉄筋は曲げ内半径を大きくすることで負荷時の最大水平荷重を増加させていることや、接合部内の帯状の補強鉄筋は最大水平荷重に与える影響は少ないが、最大水平荷重後の変形特性を向上させる役割があることが確認された。さらに、接合部内の帯状の補強鉄筋を改良しコの字型の鉄筋を組み合わせた新たな形状の補強鉄筋を検討した結果、最大水平荷重の増加や、その後の変形性能が向上することを示した。

実構造物大のRCボックスカルバートの底版と壁からなるL形隅角部を解析した結果、従来から用いられている一般的な補強鉄筋やハンチ構造は耐荷性状を大きく向上させていることが確認された。さらに、L形柱梁接合部で提案した新たな補強鉄筋形状を適用して検討を加えた結果、同程度の耐荷力が確認された。また、ハンチ構造をなくしたL形接合部では同等以上の耐荷力が確認された。提案した補強鉄筋は、従来から用いられている補強鉄筋形状に比べ、生産性を確保できる形状であり、さらにはハンチ構造の省略の可能性など生産性向上につながる結果を示すことができた。

以上より、本研究によって下記の成果が得られた。

#### 1) フーチングの配筋の合理化の可能性について

フーチングはマッシブなコンクリート構造物であるため、杭の鉛直方向鉄筋がフーチング内に定着されていればフーチングの下側鉄筋の配置位置は耐荷力への影響が小さいことを示した。これにより、杭基礎とフーチングの接合部における鉄筋が干渉する場合には杭直上を避けるようにフーチングの下側鉄筋の配置位置変更を行っても耐荷力に影響がないことを解析的に明らかにし、配筋の合理化の可能性を示した。

#### 2) L形接合部の配筋の合理化方法について

一般的に設計されるL形接合部の補強鉄筋形状はさまざまあるが、本研究で示した補強鉄筋は従来のものと比べて同等以上の耐荷力で、生産性向上が期待できる形状であることを示した。この合理的な配筋は荷重－変位関係、ひび割れ性状、鉄筋ひずみなどの解析結果を総合的に評価することで提案したものである。

### 3) 数値解析による配筋の合理化方法について

本研究では RC 構造物の数値解析手法に RBSM を用いた。RBSM は既往実験の再現解析において複雑な破壊挙動を精度よく評価できていることが分かった。この解析手法によってひび割れの発生・進展や鉄筋ひずみの状況など破壊機構解明のための有用な情報を得ることができ、これらの情報を適切に評価することで大がかりな実験をその都度実施することなく合理的で生産性の高い配筋方法を提案するためのツールとして有用であることを示した。

最後に、今後の課題を以下に示す。

#### 1) 基礎杭フーチングの接合部の配筋の合理化について

本研究では、基礎杭フーチングの検討においては橋脚壁を鉛直方向に載荷した場合について検討した。これは鉛直方向の載荷によりフーチングの下側が引張側になり下側鉄筋にとっては不利になると考えられたことや、既往の研究からも水平方向の載荷時はフーチングの上面の引張が破壊の主要因であることから鉛直方向の載荷とした。しかしながら、基礎杭フーチングの破壊挙動は複雑であるため、地震時などを想定し、水平方向の載荷を行い、鉄筋配置が破壊性状へもたらす影響を確認することが必要と考える。

#### 2) L 形接合部の配筋の合理化について

本研究では、壁や底版の部材厚は一定としたが、この部材厚の比によって補強鉄筋やハンチの効果に影響があることが考えられるため、最適な設計をするためには、部材形状を変化させた検討が必要である。また、実物大の配筋組み立てや載荷試験を行い、本研究の妥当性を確認し、実構造物への適用を図ることが望まれる。

## 謝 辞

本論文は、筆者が山梨大学の社会人博士後期課程に入学し、鉄筋コンクリート部材接合部の耐力評価と配筋の合理化に関する検討を行った一連の研究成果をまとめたものです。論文の作成に当たっては多くの方々からご指導・ご支援を賜りました。ここに感謝の意を表すとともに、御礼申し上げます。

山梨大学教授 齊藤成彦先生には本研究を始める機会を与えて頂きました。2002年に株式会社竹中土木に入社して以来、現場監督を主体として20年程度過ごしてきた筆者が社会人博士課程に入学し、現場業務をしながら研究活動に取り組みたい旨を相談させていただいた際に、「社会人ドクターの挑戦は大変よいことだと思います。」と肯定的な返事を頂きました。筆者には研究系・技術系の部署のように、自身の業務と直結するような研究のテーマがあるわけではなく、さらに論文を執筆するスキルや数値解析に対する知識もありませんでしたが、これまでの経験や興味と建設業界の動向を踏まえてテーマ選定から協力して頂き、研究を始める機会を与えて頂きました。仕事終わりに大学に寄った際には研究室のホワイトボードに図や式などを書き解析結果の考察や今後の進め方について議論を行ったり、パソコンを使用して数値解析についての指導を行って頂いたり、夜遅くまで研究に必要な知識をご教授いただきました。心から感謝申し上げます。このような私が査読付き論文を規定の本数以上の採択実績を残せたこと、またその論文において論文賞を受賞できたこと、そしてこの博士論文をまとめることができたのは、先生の手厚いご指導のおかげでした。重ねて御礼申し上げます。

筆者が社会人博士課程で研究に取り組むにあたって、株式会社竹中土木には全面的にバックアップしていただきました。ここに感謝を表します。

執行役員東京本店長 山田敏昭氏には博士課程を目指したい旨を相談した際には温かい励ましの言葉をいただくとともに社内調整を図っていただきました。また、入学後も困った時に相談に乗っていただきました。

東北支店工事部長 小國智一郎氏には、2019年の秋に社会人博士課程にチャレンジしたいことを最初に相談させていただきました。これからのキャリアと意欲を考慮して背中を押していただいたことを覚えています。筆者自身もこれまで社会人として積み上げてきたキャリアと違ったチャレンジであるため不安がありましたが、ご後援があったおかげで踏み出すことができました。

山梨大学の先輩である顧問 小幡伊三美氏には折をみて励ましの言葉を頂きました。東京本店統括営業部官庁営業部官庁グループ部長 市川晃央氏は同大学の博士を取得された先輩で、不安点など親身に相談に乗って頂き、温かい励ましをいただきました。先立って社会人として博士を取得された功績は大きな道標となりました。

現在は株式会社竹中土木を退職されましたが社会人博士課程を検討していた当時の技術・生産本部長 森田英仁氏にも社内の調整や後方支援をして頂きました。その後も現場を訪れていただいた際にはたくさんの励ましの言葉を頂きました。

東京本店技術・設計部技術グループ グループリーダー 岡本健氏には現場における様々な問題を解決して頂いているうえに、鉄筋干渉の3次元CADを描画していただくなど多大な支援を賜りました。また、直近の博士取得者として非常に心強い存在でした。

関わっていただいた会社の皆様には、ここに感謝の意を表すとともに、御礼申し上げます。

筆者が山梨大学の修士課程で在学中に所属した研究室の教授である故平嶋健一先生には研究内容のみならず研究に対する心構えなど厳しくも温かい指導をして頂きました。今回指導教員を引き受けて下さった斉藤成彦先生とはこの頃に平嶋健一先生のゼミでご一緒させて頂いたことがきっかけで親交ができました。また、平嶋健一先生には卒業後に大学を訪れた際に博士を目指してみてもどうかと言って頂きましたが、当時は仕事と学業の両立が難しいと感じ、残念でしたが断念させて頂きました。その当時のご期待に沿えませんでした。長い年月を経てここに博士論文が完成したことを報告するとともに、謹んで哀悼の意を表します。

最後に、本研究をまとめることができたのは、自分の仕事や子育てがあるなか、いつも傍で励ましてくれた妻 幸子の支えがあったおかげです。また、長男 惺太、次男 遙斗が応援してくれたおかげで、彼らに背中では何かを語る事ができればと最後までモチベーションを落とすことなく執筆できました。本当にありがとう。そして、これまで温かく育ててくれた両親に心より感謝します。

この研究は現場から上げた小さな声ですが、建設業が変わる一助になれば幸いです。建設業がさらに誇れる業界に発展するために微力ながら貢献できるよう、挑戦や研鑽を今後も継続していく所存です。ここに改めて多大な支援を頂いた皆様に感謝の意を表し、謝辞とさせていただきます。

2024年3月  
中山 岳彦