

コンクリート床版を有する鋼はりに用いるずれ止めが
その合成効果と耐荷挙動に及ぼす影響に関する研究

A study on influence of shear connectors for steel beam with concrete slab
on its composite action and load carrying behavior

平成 30 年 9 月

溝 江 慶 久

論文要旨

2018年9月

コンクリート床版を有する鋼はりに用いるずれ止めが その合成効果と耐荷挙動に及ぼす影響に関する研究

鋼コンクリート合成はりでは、コンクリート床版にはりの一部としての作用を期待するため、鋼はり上フランジの上面に頭付きスタッドなどのずれ止めが設けられる。一方、非合成はりにおいても、床版の浮き上がりや側方荷重に対する床版の移動を防止するため、鋼はり上フランジ上面にはスラブ止めが設けられる。スラブ止めは一般に柔なずれ止めであり、水平せん断力を伝達しないものとして取り扱われるものの、鋼はりとコンクリート床版の間の水平ずれに抵抗することは避けられないため、両部材はある程度一体となって挙動する。このように、頭付きスタッドやスラブ止めなどのずれ止めの剛度は、合成はりあるいは非合成はりの力学性状に大きく影響を及ぼすものと考えられる。

そこで、本研究では、合成はりや非合成はりといったコンクリート床版を有する鋼はりに用いられるずれ止めに着目し、そのずれ止め剛度がはりの合成効果や耐荷挙動に及ぼす影響について明らかにすることを目的として、種々の載荷試験や弾塑性解析を実施した。

第1章では、本研究の背景を述べ、関連する既往の研究をまとめた後、研究目的と本論文の内容を示した。

第2章では、不完全合成はりの基礎方程式から得られる軸力や水平せん断力などの解に着目し、断面諸量とスパンからなるパラメータ（はり特性）と単位長さあたりのずれ止め剛度の関係を用いて、はりの不完全度を簡易に推定する方法を提案した。

第3章では、非合成はりに使用されるスラブ止めを対象として、押抜き試験体および正曲げ、負曲げはり試験体の静的載荷試験および疲労試験を実施し、スラブ止めの静的水平せん断ずれ性状および疲労強度を明らかにした。

第4章では、スラブ止めを有する連続非合成はりを対象として、剛体ばねモデルを用いた弾塑性解析を実施し、コンクリート床版のひび割れ、活荷重によるたわみ、スラブ止めに繰り返し作用する水平せん断力の大きさを非合成はりの設計値や連続合成はりの挙動と比較して、連続非合成はりの活荷重レベルにおける実挙動を明らかにした。

第5章では、頭付きスタッドの配置間隔が異なる2種類の合成はり試験体を対象に、それらの静的載荷試験の結果から、両者の構成部材の損傷順序を比較し、耐荷挙動の違いを検討した。

第6章では、正曲げを受ける単純支持された合成はりを対象として、頭付きスタッドの配置間隔、鋼材の降伏強度、コンクリートの圧縮強度が、同はりの耐荷挙動に及ぼす影響について、剛体ばねモデルを用いた弾塑性解析により検討した。

第7章では、本研究で得られた結論と今後の課題をとりまとめた。

ABSTRACT

September 2018

A study on influence of shear connectors for steel beam with concrete slab on its composite action and load carrying behavior

In a steel-concrete composite beam, shear connectors such as headed studs are arranged adequately on the top steel flange of the beam to expect interaction between the concrete slab and the steel beam. On the other hand, in a non-composite beam which does not have the interaction between the concrete slab and the steel beam, shear connectors such as slab clamps are also arranged on the top flange of the steel beam to restrain the upward movement and the horizontal movement due to the vehicle load, the earthquake motion and so on. Although, the slab clamp is considered as a flexible shear connector and does not transmit the shear force between the concrete slab and the steel beam in design, the slab clamp actually restrains the horizontal slip between the concrete slab and the steel beam. Consequently, the concrete slab and the steel beam behave almost together in a non-composite beam with slab clamps. Therefore, it is considered that the shear stiffness of the headed studs or the slab clamps have a significant effect on the mechanical behavior of the steel beam with the concrete slab.

In this research, the effect of the shear connectors on the composite action and the load carrying behavior of the steel beam with the concrete slab such as the steel-concrete composite beam and non-composite beam is investigated in detail by the test and numerical analysis.

In Chapter 1, the background of this study, the associated previous study, the purpose of this study and the brief outline of this article are shown.

In Chapter 2, a simplified procedure for estimating a degree of imperfection of a composite beam with partial interaction is proposed. In this procedure, a relation between rigidity of shear connectors and a parameter which is composed of the sectional properties and the beam span is used in estimating a degree of imperfection of a longitudinal force, a horizontal shearing force and a deflection for the composite beam.

In Chapter 3, in order to investigate the static horizontal shear behavior and fatigue characteristics of the slab anchor generally used in a non-composite beam, the beam test under positive and negative bending moment, and the push-out test are carried out.

In Chapter 4, in order to investigate a behavior of a continuous non-composite beam under a service load level, a crack width of a concrete slab over the internal support, a deflection along the span and magnitude of the cyclic shearing force of shear connectors are analyzed by employing a rigid-body-spring model having nonlinear material properties. These behavior obtained by the numerical analysis is compared with the behavior according to the design practice and the actual behavior for the continuous non-composite beam.

In Chapter 5, in order to investigate the load carrying behavior of the composite beam in detail, the static test of the specimens with the compact cross section are carried out. In this case, two types of the

specimens with different stud arrangement are employed. A different load carrying behavior of the specimens are investigated based on and the sequence of the damage of the steel beam and the concrete slab such as the yielding of steel beam and the compressive failure of concrete.

In Chapter 6, the influence of the arrangement of shear connectors, the yield strength of steel and the compressive strength of concrete on the load carrying behavior of the composite beam are investigated by employing a nonlinear rigid-body-spring model analysis. It is revealed that the load carrying behavior of the composite beam is characterized at four load stages based on the damage of the steel beam and concrete slab.

In Chapter 7, conclusions of this study are summarized and related future issues are described.

目 次

論文要旨

第1章 序 論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 既往の研究	3
(1) 不完全合成はり	3
(2) スラブ止めを有する連続非合成はり	3
(3) 合成はりの耐荷挙動	4
1.3 研究の目的と本論文の内容	5
参考文献	8
第2章 不完全合成はりの不完全度の簡易推定法	9
2.1 はじめに	9
2.2 不完全合成はりの基礎方程式	11
2.3 軸力に着目した不完全度の推定	13
(1) 等分布荷重を受ける等断面単純はり	13
(2) 等分布荷重を受ける変断面単純はり	15
(3) 等分布荷重を受ける等断面両端固定はり	18
2.4 水平せん断力に着目した不完全度の推定	20
(1) 等分布荷重を受ける等断面および変断面の単純はり	20
(2) 等分布荷重を受ける等断面の両端固定はり	21
2.5 たわみに着目した不完全度の推定	25
(1) 等分布荷重を受ける等断面および変断面の単純はり	25
(2) 等分布荷重を受ける等断面の両端固定はり	27
(3) 不完全合成はりの断面2次モーメントの評価	28
2.6 縁応力度の算定	29
2.7 不完全度の推定結果	31
2.8 まとめ	32
参考文献	33
第3章 押抜きおよびはり試験によるスラブ止めの水平せん断ずれ性状と疲労強度の検討	34
3.1 はじめに	34
3.2 実験方法	35
(1) 概要	35

(2) 静的載荷試験	37
(3) 疲労試験	37
3.3 実験結果と考察	39
(1) はり試験体の荷重-たわみ関係およびひび割れ状況	39
(2) はり試験におけるスラブ止めの伝達せん断力の算定法	40
(3) スラブ止めの静的水平せん断ずれ性状	44
(4) 疲労試験中におけるスラブ止めの応答性状	45
(5) スラブ止めの S-N 線図	47
3.4 まとめ	50
参考文献	51
第4章 活荷重レベルにおける連続非合成はりの挙動に関する一考察	52
4.1 はじめに	52
4.2 剛体ばねモデル解析	53
(1) 連続非合成はりの剛体ばねモデル	53
(2) 各要素の剛性マトリックス	53
(3) ばね要素特性	58
(4) 解析モデル	60
4.3 解析結果と設計値の比較	62
(1) 解析条件	62
(2) 鋼はりおよびコンクリート床版のひずみ分布	63
(3) 引張を受けるコンクリート床版のひび割れ幅	64
(4) 活荷重によるたわみ	66
4.4 鉄筋比の差異の影響	67
4.5 ずれ止めの配置間隔の影響	68
4.6 スラブ止めに作用する繰り返しの水平せん断力	70
4.7 乾燥収縮および温度差の影響	73
4.8 まとめ	74
参考文献	75
第5章 材料損傷の発生順序に着目した合成はりの耐荷挙動に関する実験的研究	76
5.1 はじめに	76
5.2 静的載荷試験	78
5.3 全体挙動	82
(1) 載荷点のたわみ	82
(2) 頭付きスタッドのずれ変位とひずみ	83
5.4 各部材のひずみ挙動	85
(1) 床版上下縁のひずみ	85

(2) 鋼はり上下縁のひずみ	87
(3) 鋼はりウェブのひずみ	89
5.5 各部材の損傷順序	91
5.6 軸力差と水平せん断力の関係	93
5.7 まとめ	94
参考文献	95
第6章 合成はりの諸因子がその耐荷挙動に及ぼす影響に関する解析検討	96
6.1 はじめに	96
6.2 剛体ばねモデル解析	97
6.3 合成はり模型試験体の解析	100
(1) 対象とした試験体	100
(2) ずれ止めの水平せん断力-ずれ変位関係	101
(3) 解析結果	102
6.4 パラメトリック解析	107
(1) 頭付きスタッドの配置間隔	107
(2) 鋼材の降伏強度	117
(3) コンクリートの圧縮強度	123
6.5 実構造モデルの解析	128
6.6 まとめ	133
参考文献	135
第7章 結 論	136
謝 辞	140
参考論文・国際会議発表論文	142

第 1 章 序 論

1.1 研究の背景

プレートガーダー橋は、道路橋として最も多く建設されている橋梁形式であり、鋼はりコンクリート床版を使用部材とするのが一般的である。鋼は、材料強度が高く、塑性変形性能に優れているが、高価であり、腐食や疲労といった耐久性や座屈に対する配慮が必要である。一方、コンクリートは、圧縮強度に比べて引張強度が極端に低く、塑性変形性能に劣るが、安価であり、耐食性に優れている。プレートガーダー橋はこの両者の材料特性をうまく利用し、それぞれを有効に組み合わせて建設される。なお、本論文で取り扱う鋼部材は、上下フランジとウェブからなる単純な構造を想定しているため、本論文では橋梁で一般に用いられる「桁」ではなく「はり」という用語を用いることとする。

設計上、鋼はりコンクリート床版の合成効果を期待するはりは合成はり、期待しないはりは非合成はりと呼ばれる。合成はりでは、それら 2 つの部材を合成するため、鋼はり上フランジ上面に頭付きスタッドなどのずれ止めを配置する。しかしながら、橋軸方向に発生する水平せん断力によって起こるずれの力のほとんどがずれ止めを介して伝達されるため、ずれ止めの弾性変形は避けられず、理想的な完全合成を期待することは不可能である。一方、合成効果を期待しない非合成はりにおいても、コンクリート床版の浮き上がりや活荷重の加速・制動、地震などの水平力による床版の移動を防ぐため、鋼はり上フランジ上面には棒鋼などのスラブ止めが設けられる¹⁾。そのような役割から、スラブ止めは一般に水平せん断力を伝達しないものとして取り扱われるものの、鋼はりコンクリート床版の間の水平ずれに抵抗することは避けられず、両部材はある程度一体となって挙動する。このように、コンクリート床版を有する鋼はりはいずれも、完全合成はりと非合成はりの間の挙動、すなわち不完全合成はりの挙動を呈するものと考えられる。

また、非合成はりにおいて、鋼はりコンクリート床版がある程度一体となって挙動するとすれば、連続非合成はりにおいても連続合成はりと同様な問題が生じると予想され、連続非合成はりを構成する各部材の静的挙動ならびに疲労強度について改めて検討し直す必要がある。上述のとおり、スラブ止めについては、設計上考慮されていない水平せん断力の作用が問題となり、同時に、車両走行などの繰返し応力の発生による疲労の観点からの検討が重要になる。また、鋼はりについては、合成効果を考慮することでコンクリート床版が荷重の一部を負担してくれるため、非合成はりとして設計された断面では安全すぎる可能性もあるが、水平せん断力がスラブ止めを介して鋼はりにも作用することを考えると一概に安全であるとは言い難い。そして、最も懸念されるのが、中間支点付近のコンクリート床版に生じるひび割れの問題である。非合成はりに用いるコンクリート床版については、一般に、はりの

部材軸方向に関する照査は行われなため、仮に、はりの引張フランジとして引張力を負担するとすれば、大きなひび割れが発生する可能性が高い。

一方、合成はりに関して、現行の設計基準に目を向けると、土木学会の複合構造標準示方書²⁾や鋼・合成構造標準示方書³⁾では、曲げ破壊に関する照査に際し、鋼はりの座屈挙動に応じて、以下のように、コンパクト断面、ノンコンパクト断面、スレンダー断面の3つに分類し、それぞれコンクリートの圧縮破壊、鋼部材の降伏、鋼部材の座屈といった異なる材料損傷を限界状態に設定して耐力照査を行うことにしている。

a) コンパクト断面：

全塑性モーメントまで座屈しない断面

b) ノンコンパクト断面：

弾性座屈は生じないが、弾塑性座屈によって全塑性モーメントまで達することのできない断面

c) スレンダー断面：

弾性座屈によって降伏モーメントに達することのできない断面

しかしながら、このような1つの材料損傷を特定して断面決定するのではなく、発生する材料損傷の種類やそれらの発生順序を任意に設定し、曲げ破壊に至るまでの耐荷挙動（降伏耐力や曲げ耐力、それら耐力に対応する変位など）を自在に制御することができれば、非線形解析の利用が必要になるものの、鋼とコンクリートの材料特性を最大限に活かした合理的な設計を行える可能性がある。

1.2 既往の研究

(1) 不完全合成はり

不完全合成はりについては、これまで様々な研究が行われてきた。Newmark ら⁴⁾は、ずれ止めが等間隔に配置された単純支持の不完全合成桁を対象に、コンクリート床版に作用する軸力に関するつり合い方程式を誘導した。山本⁵⁾は、単純合成桁について、荷重状態をフーリエ級数を用いて表すことで、それまで用いられてきた Newmark らの初等はり理論の応用範囲を広めた。橘・足立⁶⁾は、2 径間連続合成桁橋について、中間支点付近とそれ以外の位置でずれ止め剛度を変え、橋軸方向に対して断面諸量とずれ止め剛度で決まるパラメータを変化させながら、軸力分布、水平せん断力分布、応力分布を描いた。小松・佐々木⁷⁾は、ある断面諸量を有する不完全合成格子桁橋に対して、フレキシビリティ定数 s なるパラメータを定義して、これと軸力、たわみや縁応力度との関係をグラフに示した。また、簡易な縁応力度計算法を提案し、有限要素法から得た解と比較した。さらに、佐々木・小松⁸⁾は、合成効果低減係数 f に注目し、これを用いて主桁が 3 本、4 本、5 本のそれぞれの場合の単純合成桁について、簡易的な縁応力度計算法 (ICI 法) の妥当性を確認した。

しかし、これら既往の研究では、ずれ止め剛度や断面諸量、材料定数等が変わるたびに、諸量を、求めた解析解に代入して、合成はりに生じる軸力やずれ止めの受け持つ水平せん断力を求めなければならず不便である。

(2) スラブ止めを有する連続非合成はり

スラブ止めに関する既往の研究はかなり少ない。その中でも中島ら^{9),10)}は、実寸大スラブ止めの水平せん断ずれ性状および疲労強度を明確にする目的で、直径 16mm の丸鋼を実寸大スラブ止めとして取り付けた押抜き試験体の静的載荷試験および疲労試験を行い、同時に打設した一般的な諸元を有する $\phi 19$ 頭付きスタッドの押抜き試験の結果と比較した。その結果、実寸大スラブ止め 1 本は、実寸大スタッド 2 本と同程度のずれ止め剛度を有し、疲労強度もさほど変わらないという結論を得ている。さらに、車両走行により非合成桁実橋モデル上のスラブ止めが受ける水平せん断力の動的応答を、剛体ばねモデルを用いた動的応答解析法によって明らかにし、245kN の大型車両走行によって作用する繰り返し水平せん断力に対しては、スパン 30m 程度の単純非合成桁橋に配置されたスラブ止めは比較的十分な疲労強度を有していると推定した。一方、頭付きスタッドについてはこれまで数多くの研究が行われてきており、その水平せん断ずれ性状や疲労強度に関する検討から発展し、その配置方法に関する研究も行われている。橘・足立⁶⁾は、中間支点上のコンクリート床版のひび割れの原因となる引張応力を低減させる目的で、中間支点付近のずれ止め剛度を変化させ、理論的な検討を行った。また谷口ら¹¹⁾は、連続非合成桁のずれ止めとして頭付きスタッドを用い、不完全合成モデルによる定量的な取り扱いを検討して、実橋設計への適用例を紹介した。さらに、平城ら¹²⁾は、頭付きスタッドの根元にウレタンを巻きつけてずれ止め剛度を低減し、できるだけ非合成桁の挙動を再現しようとする検討を行った。

このように、スラブ止めを有する非合成はりに関しては、スラブ止めに合成効果を期待し

ないとされてきたため、既往の研究は少なく、明確にされていない部分が多い。

(3) 合成はりの耐荷挙動

合成はりの耐荷挙動に関しては、これまで曲げ耐力を中心に耐力評価に関して数多くの研究が行われてきた。例えば、大垣ら^{13),14)}は、正曲げを受ける合成桁模型試験体の静的載荷試験を実施し、同試験の範囲内では、鋼断面がノンコンパクト断面であっても腹板の座屈は生じず、等価応力ブロックにより曲げ耐力を評価できることを確認している。さらに、正曲げおよび曲げせん断の組合せ載荷を受ける合成桁の弾塑性解析を行い、同解析の範囲内では、腹板の幅厚比によらず、腹板がほぼ全塑性の状態を終局強度を評価できることを確認している。Guptaら^{15),16)}は、合成桁の曲げ破壊照査に用いる断面区分の判定ならびに曲げ強度の評価に関し、EurocodeやAASHTOに示された判定式ならびに評価式は安全側の結果を与えると指摘し、合成桁の弾塑性解析や静的載荷試験を実施して、新しい判定式ならびに評価式を提案している。長井ら¹⁷⁾は、正曲げを受ける合成桁模型試験体の静的載荷試験を実施し、塑性中立軸が床版内にあり、スタッド下部を取り巻くコンクリートにひび割れが生じる場合にも、終局時にはコンクリートの引張域を無視した計算上の全塑性モーメントに達することを確認している。高久ら¹⁸⁾は、ファイバーモデルによる弾塑性解析を実施し、支間中央部に適用したコンパクト断面の塑性化が想定どおりに先行して生じ、最終的に床版上面の圧壊や鋼桁全断面の降伏を経て全断面が塑性化することを確認している。

合成はりを構成する部材の材料損傷の種類やそれらの発生順序を任意に設定し、その耐荷挙動を自在に制御するには、これらの耐力評価に関する知見に加え、合成はりの耐荷挙動を各構成部材の材料損傷と関連付けて説明することが必要である。

1.3 研究の目的と本論文の内容

本研究では、合成はりや非合成はりといった、コンクリート床版を有する鋼はりに用いられるずれ止めに着目し、その剛度がはりの合成効果や耐荷挙動に及ぼす影響を明らかにするため、図 1-1 に示す流れで検討を行う。まず、断面諸量およびずれ止め剛度が与えられたときのはりの不完全度を簡易に推定する方法を提案し、実構造物の不完全度の試算により実構造物が完全合成と非合成の間の挙動を示すことを明らかにする。次に、これまで合成効果はないものとして設計されてきた非合成はりにも実際にはある程度の合成効果があることを明らかにするため、非合成はりに一般的に用いられるスラブ止めが、合成はりに一般的に用いられる頭付きスタッドと同様、使用性や安全性といった各限界状態に対し、ずれ止めとしての性能を有していることを静的載荷試験ならびに疲労試験を実施して明確にする。さらに、一般的な諸元を有する連続非合成はりの弾塑性解析を実施し、非合成はりとして設計されたはりの実挙動を明らかにする。最後に、配置するずれ止めの剛度に対応したはりの実挙動に着目し、その耐荷挙動を制御する設計法の構築に資するため、模型はり試験体の静的載荷試験ならびに弾塑性解析を実施し、はりの耐荷挙動と構成材料の損傷の関係について、耐荷挙動の特徴を表わす限界状態を定義して詳細に説明するとともに、ずれ止めの剛度がその材料損傷の発生順序に及ぼす影響を明らかにする。これらにより、合成はりや非合成はりといった区分けをすることなく、配置するずれ止めの剛度に対応した、コンクリート床版を有する鋼はりの合理的な設計法の構築に資する有用な知見を見出すことができるものと考えられる。

本論文は全 7 章から構成されており、その概要は以下のとおりである。なお、本研究では、ずれ止め剛度の影響が大きい、はりの面内方向の挙動について取り扱うため、実構造物の設計における断面照査と同様に、1 本の鋼はりとそれに対応する床版のみを対象とする。

第 1 章では、本研究の背景を述べ、関連する既往の研究をまとめた後、研究目的と本論文の内容を示している。

第 2 章では、断面諸量およびずれ止め剛度が与えられたときのはりの不完全度、すなわち完全合成と非合成との間のどの程度の合成効果を有しているかを簡易に推定する方法を提案している。本章では、まず、簡易推定に必要な不完全合成はりの基礎方程式について説明した後、同式から得られる軸力や水平せん断力などの解に着目して、具体的に等分布荷重を受ける等断面および変断面はりの不完全度を推定している。そして最後に、実構造物の不完全度を試算し、実構造物の不完全度が完全合成と非合成の間にあることを明らかにしている。

第 3 章では、非合成はりに使用されるスラブ止めが、合成はりに一般的に用いられる頭付きスタッドと同様に、ずれ止めとしての性能を有していることを明らかにするため、押抜き試験体および正曲げ、負曲げはり試験体の静的載荷試験と疲労試験を実施して、その静的せん断ずれ性状および疲労強度について検討している。本章では、まず、正曲げ、負曲げはり試験体内のスラブ止めが伝達する水平せん断力とずれ変位の関係を明らかにし、その関係を押抜き試験の結果と比較して考察している。そして最後に、正曲げ、負曲げはり試験体内のスラブ止めの疲労破壊を明確に検知し、得られた疲労強度をスラブ止めや頭付きスタッドの押抜き試験結果と比較して考察している。

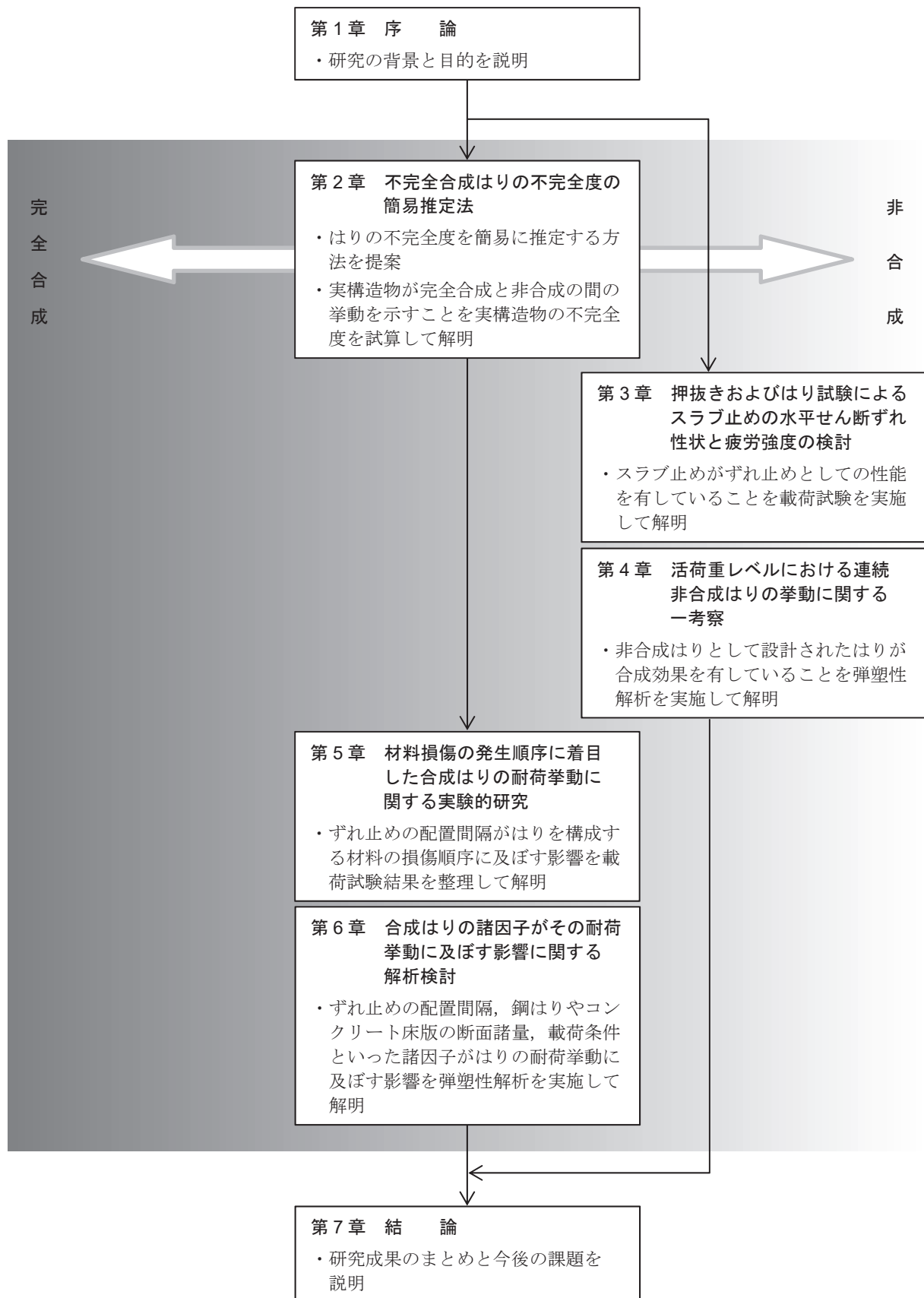


図 1-1 本研究の流れ

第4章では、コンクリート床版と鋼はりとの間にスラブ止めを配置した連続非合成はりの活荷重レベルにおける実挙動を解明するため、剛体ばねモデルを用いた弾塑性解析を実施している。本章では、まず、剛体ばねモデル解析の概要を説明した後、一般的な諸元を有する連続非合成はりを対象として解析を行い、その結果を連続合成はりあるいは連続非合成はりの設計値と比較している。そして最後に、合成はりとして捉えた場合に問題となる、引張を受けるコンクリート床版のひび割れ幅、活荷重によるたわみ、車両走行などによりずれ止めに作用する繰り返しの水平せん断力（疲労）に対し、床版内に配置する鉄筋量やずれ止めの配置間隔などをパラメータとした検討を加えている。

第5章では、ずれ止めの配置間隔の違いがはりを構成する材料の損傷順序に及ぼす影響を明らかにするため、ずれ止めの配置間隔が異なる2体の合成はり模型試験体の静的載荷試験結果を分析している。本章では、まず、両試験体に生じた床版コンクリートの圧縮破壊や鋼はりの降伏などの材料損傷のタイミングを整理した後、その整理結果から、はりの耐荷挙動を構成材料の損傷と関連付けて説明している。そして最後に、合わせて実施した押抜き試験の試験結果と比較して、はり模型試験体内の頭付きスタッドに作用する水平せん断力について考察している。

第6章では、ずれ止めの配置間隔の違い、鋼はりやコンクリート床版の断面諸量の違い、載荷条件の違いといった諸因子がはりの耐荷挙動に及ぼす影響を明らかにするため、剛体ばねモデルを用いた弾塑性解析を実施している。本章では、まず、解析に用いた剛体ばねモデルの概要を説明した後、第5章に示した静的載荷試験を再現し、解析モデルの妥当性を検証している。次に、同モデルを用い、ずれ止めの配置間隔、鋼やコンクリートの材料強度をパラメータとして実施した解析の結果について、耐荷挙動の特徴を表わす限界状態を定義しながら分析している。そして最後に、実橋の断面諸量を用いて実施した解析の結果を示し、パラメトリック解析の結果と比較して考察している。

第7章では、本研究で得られた結論と今後の課題をとりまとめている。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編，2012.4.
- 2) (社)土木学会複合構造委員会：2014 年制定 複合構造標準示方書，2015.3.
- 3) (社)土木学会鋼構造委員会：2007 年制定 鋼・合成構造標準示方書，2007.3.
- 4) Newmark, N. M., C. P. Siess, and I. M. Viest : Tests and analysis of composite beams with incomplete interaction, Proceedings of the Society for Experimental Stress Analysis, Vol.9, No.1, pp.75-92, 1951.
- 5) 山本 稔：不完全合成桁の曲げ理論，土木学会論文集，No.67，pp.1-10，1960.3.
- 6) 橋善雄，足立義雄：不完全合成桁について，土木学会論文集，No.112，pp.11-19，1964.12.
- 7) 小松定夫，佐々木孝：不完全合成格子桁橋の理論と近似計算法について，土木学会論文集，No.329，pp.27-37，1983.1.
- 8) 佐々木孝，小松定夫：不完全合成桁橋の合理的設計，橋梁と基礎，Vol.20, No.5, pp.23-28, 1986.
- 9) 中島章典，池川真也，土橋健治，阿部英彦：非合成桁橋スラブ止めの動的水平せん断伝達性状と疲労強度，鋼構造年次論文報告集，第 2 巻，pp.1-8，1994.11.
- 10) 中島章典，池川真也，森内大介，西園広之，大江浩一，阿部英彦：非合成桁橋スラブ止めの水平せん断ずれ性状と疲労強度について，第 3 回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp.197-201，1995.11.
- 11) 谷口紀久，星川正明，高木芳光：非合成桁のスラブ止めの設計，構造物設計資料，No.82，pp.19-24，1985.6.
- 12) 平城弘一，松井繁之，武藤和好：柔な合成作用に適するスタッドの開発，構造工学論文集 Vol.44A，pp.1485-1496，1998.3.
- 13) 大垣賀津雄，川口喜史，磯江暁，高橋昭一，川尻克利，長井正嗣：合成 2 主桁橋の鋼主桁補剛設計に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1229-1239，1998.3.
- 14) 大垣賀津雄，安川義行，稲葉尚文，長井正嗣：正曲げモーメント受ける合成 2 主桁無補剛腹板の弾塑性挙動に関する解析的研究，第 5 回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp.49-56，2003.11.
- 15) Gupta, V.K., Okui, Y. and Nagai, M. : Development of web slenderness limits for composite I-girders accounting for initial bending moment, 土木学会論文集 A, Vol. 62, No.4, pp.854-864, 2006.
- 16) Gupta, V.K., Okui, Y., Inaba, N. and Nagai, M. : Effect of concrete crushing on flexural strength of steel-concrete girders, 土木学会論文集 A, Vol. 63, No. 3, pp.475-485, 2007.
- 17) 長井正嗣，稲葉尚文，奥井義昭，宮下剛，平山繁幸，細見直史：合成 I 桁の正，負曲げ及び相関強度評価に関する一考察，構造工学論文集，Vol.55A，pp.115-123，2009.3.
- 18) 高久英彰，藤野和雄，岸隆，佐々木力，三宅隆文，田中雅人：コンパクト断面を設計に採用した鋼連続合成桁橋，橋梁と基礎，pp.5-10，2011.12.

第2章 不完全合成はりの不完全度の簡易推定法

2.1 はじめに

合成はりにおいては、ずれ止めの弾性変形のために、理想的な完全合成を期待することはできない。一方、非合成はりにおいても、実際にはコンクリート床版と鋼はりとはある程度一体となって働いている。このように、完全合成はりとは非合成はりの間の挙動を呈するのがいわゆる不完全合成はりである。

不完全合成はりについては、従来から様々な研究が行われてきた。山本¹⁾は、単純合成桁について、荷重状態をフーリエ級数を用いて表すことで、それまで用いられてきた Newmark²⁾の不完全合成はりに関する初等はり理論の応用範囲を広めた。橘・足立³⁾は、2径間連続合成桁橋において、中間支点上のコンクリート床版に生じる引張応力を低減させるために、この付近のずれ止め剛度を低下させた場合について理論的に検討した。また、浜田・有住⁴⁾は有限要素法を用いた不完全連続合成桁の解析法を示した。さらに、井上・佐藤ら⁵⁾はずれ止め剛度が橋軸方向に変化する不完全合成桁を差分方程式から得られる剛性マトリックスを用いて解析した。

一方、小松・佐々木⁶⁾は、不完全合成格子桁橋を設計するに際して、フレキシビリティ定数 s なるずれ止め剛度の無次元量を定義し、不完全度を考慮して不完全合成桁各部の縁応力を求める近似計算法を示した。しかし、この研究で用いられた不完全度は典型的な鋼合成桁橋に用いられるずれ止め剛度で基準化したものであり、任意のプロポーシヨンの不完全合成はりに適用するには限界があると考えられる。

以上のように、不完全合成はりに関しては多くの研究がなされている。しかし、種々の単位長さあたりのずれ止め剛度や断面諸量を有する不完全合成はりの不完全度を簡易に知るためには、少なくとも不完全合成理論に基づいて得られた解析解を用いて、コンクリート床版と鋼はりに相互に作用する軸力やずれ止めの受け持つ水平せん断力を求めなければならないのが現状である。したがって、任意のプロポーシヨンをもち不完全合成はりの不完全度が、不完全合成理論に基づいた解析解等を用いることなく簡易に推定できれば、合成はりあるいは非合成はりの設計において、応力やたわみ等を推定するうえで有効であると考えられる。また、合成はりとは非合成はりの不完全度を、統一した単純な指標を用いて推定できることは、配置するずれ止めの剛度に対応した設計を行ううえで有効であると考えられる。

このような背景のもとに、本研究では、断面諸量およびずれ止め剛度が与えられたときの不完全合成はりの不完全度、つまり完全合成とは非合成との間のどの程度の合成効果を有しているかを簡易に推定する方法を提案した。ここでは、等分布荷重を受ける等断面および変断面の不完全合成単純はりや等断面の不完全合成両端固定はりを対象とし、軸力、水平せん断

力およびたわみを推定する方法を示した。また、軸力に着目して推定された不完全度を用いて、不完全合成はりの縁応力度の値が推定できることを示した。本来、ずれ止めが離散的に配置されている合成はりや非合成はりに対する不完全合成理論の適用には、自ずと限界はあるものの、使用性の立場からは、不完全合成はりの不完全度が簡易に推定できれば、応力やたわみを概算するうえで有効であると考えられる。

2.2 不完全合成はりの基礎方程式

まず、不完全合成はりの基礎方程式を導くにあたり、**図 2-1** に示す長さ dx の微小はり要素を考えた。ここで、 N_c 、 M_c はそれぞれ、コンクリート床版に作用する軸力および曲げモーメントであり、 N_s 、 M_s はそれぞれ、鋼はりに作用する軸力および曲げモーメントである。さらに、 T はコンクリート床版と鋼はり間に作用する水平せん断力であり、 δ はコンクリート床版と鋼はり間のずれを表している。この図から変形の適合条件、水平方向の力のつり合い、曲げモーメントのつり合い、コンクリート床版と鋼はりの曲率が全スパンにわたって一致するという 4 つの条件式を組み合わせることによって、不完全合成はりに関する以下の基礎方程式を導くことができる^{1)~3)}。

$$\frac{d^2 N}{dx^2} - \omega^2 N = -\gamma M_0 \quad (2-1)$$

ここに、 N は不完全合成時にコンクリート床版および鋼はりに相互に作用する軸力であり、 M_0 は外力曲げモーメントである。

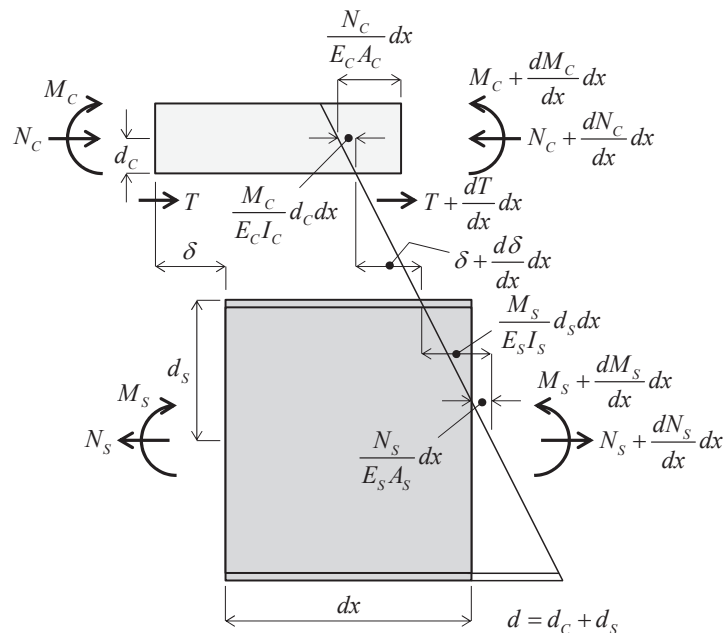


図 2-1 不完全合成はりの微小区間での変形とつり合い

また、 ω 、 γ は、以下の2式で表され、断面諸量 (E_C 、 A_C 、 I_C はそれぞれ、コンクリート床版の弾性係数、断面積、断面2次モーメント、 E_S 、 A_S 、 I_S はそれぞれ、鋼はりの弾性係数、断面積、断面2次モーメントであり、 d はコンクリート床版の中立軸と鋼はりの中立軸との間の距離である)と単位長さあたりのずれ止め剛度 C によって定まる形となっている。そして、この微分方程式を解くことにより、不完全合成はりに生ずる軸力の式を得ることができる。

$$\omega^2 = \left(\frac{1}{E_C A_C} + \frac{1}{E_S A_S} + \frac{d^2}{E_C I_C + E_S I_S} \right) C \quad (2-2)$$

$$\gamma = \frac{d}{E_C I_C + E_S I_S} C \quad (2-3)$$

2.3 軸力に着目した不完全度の推定

(1) 等分布荷重を受ける等断面単純はり

一例として，図 2-2 に示す等分布荷重を受ける等断面単純はりについて，軸力に着目した不完全度の推定に関する検討を行った．解析に用いた断面形状は，図 2-3 に示すとおりである．図中の G は，合成断面の重心を示しており， G_c ， G_s はそれぞれコンクリート床版および鋼はりの重心を示している．

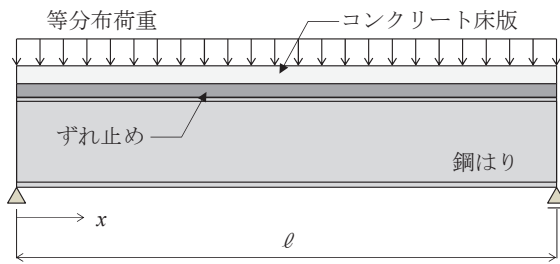


図 2-2 等分布荷重を受ける等断面単純はりの形状

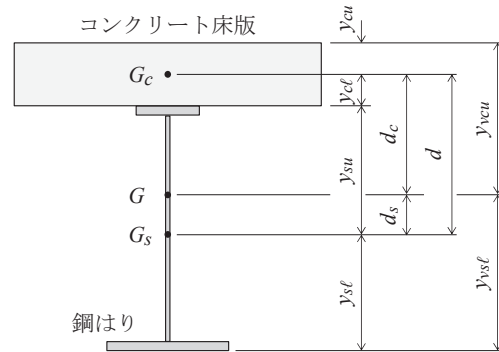


図 2-3 等断面はりの断面形状

式(2-1)を境界条件を用いて解き，軸力の式を求め，これを用いて部材軸方向に軸力分布を描いたのが図 2-4 である．ここでは，単位長さあたりのずれ止め剛度 C は全スパンにわたって一定としている．この図から，不完全合成時の軸力分布はずれ止め剛度の増加にともなって，非合成時の軸力分布から完全合成時の軸力分布へ移行することがわかる．

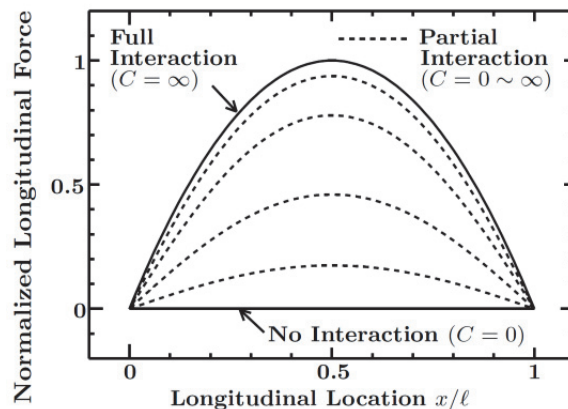


図 2-4 等分布荷重を受ける等断面単純はりの軸力分布

ここで、**図 2-4** に示す軸力分布を描くために、式(2-1)を解いて求めた軸力の式を変形すると、以下のように表せる。

$$N = N_0(1 - R_N) \quad (2-4)$$

ここに、 N_0 は完全合成時にコンクリート床版および鋼はりに相互に作用する軸力であり、 R_N は不完全な合成効果による軸力の低減率である。すなわち、 R_N が不完全合成はりの軸力に着目した不完全度を示しており、 R_N が 0 から 1 に変化するにつれ、完全合成時の軸力 ($N = N_0$) から非合成時の軸力 ($N = 0$) に移行するのである。この場合の R_N の式を具体的に示せば、

$$R_N = \frac{2}{\omega^2 x(\ell - x)} \left\{ 1 - \frac{\cosh \omega \left(x - \frac{\ell}{2} \right)}{\cosh \omega \frac{\ell}{2}} \right\} \quad (2-5)$$

と表される。ここに、 x は左端からの部材軸方向位置、 ℓ はスパン長であり、 ω は式(2-2)で与えられる。ここで、不完全度を推定する着目点 x ($=\xi\ell$) を決め、式(2-2)の ω のうち、ずれ止め剛度 C を除いた部分を次式のように、

$$\Gamma = \sqrt{\frac{1}{E_C A_C} + \frac{1}{E_S A_S} + \frac{d^2}{E_C I_C + E_S I_S}} \quad (2-6)$$

とおくと、 R_N は Γ とスパン ℓ の積 $\Gamma\ell$ (以下、これをはり特性と呼ぶ) および単位長さあたりのずれ止め剛度 C によって与えられる関数として整理される。

例えば、着目点 x を**図 2-4** で最大軸力が得られた径間中央部とし、式(2-5)から R_N を求めると、

$$R_N = \frac{8}{(\Gamma\ell)^2 C} \left\{ 1 - \frac{1}{\cosh(\Gamma\ell\sqrt{C}/2)} \right\} \quad (2-7)$$

となる。これを用いて R_N が 0.9, 0.7, 0.5, 0.3, 0.1 になる時、すなわち軸力 N が完全合成時の 10~90% に低減する場合のはり特性 $\Gamma\ell$ と単位長さあたりのずれ止め剛度 C の関係を両者の常用対数をとって示したのが**図 2-5** である。いずれの低減率においても、両者は直線関係を示しており、また、左側に位置している直線の方が不完全度は大きいことがわかる。これより、不完全合成はりの断面諸量とスパンおよび単位長さあたりのずれ止め剛度が与えられれば、**図 2-5** において、縦軸と横軸の値の交わる点を見るだけで、容易に軸力をパラメータとした不完全度を概算することができる。また、本研究で定義している軸力に着目した不完全度の正確な値は、式(2-7)を解くことによって得られる。逆に、不完全合成時の軸力は、推定した不完全度 R_N と完全合成時の軸力 N_0 を用いて式(2-4)より容易に求められる。

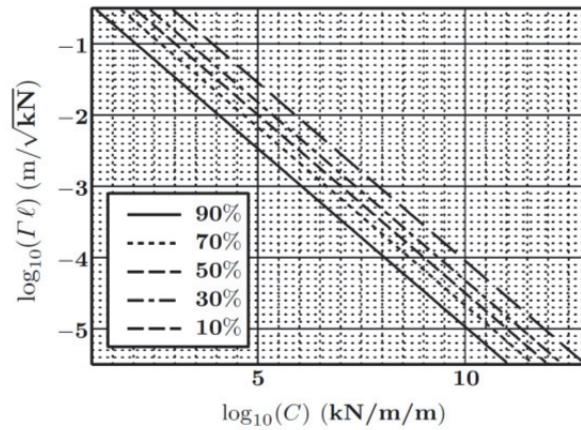


図 2-5 等分布荷重を受ける等断面単純はりの軸力に着目したはり特性とずれ止め剛度の関係
(着目点：径間中央部)

(2) 等分布荷重を受ける変断面単純はり

実際の合成はりおよび非合成はりでは、部材軸方向に鋼はりが変断面になっていることから、本研究では、図 2-6 に示すような等分布荷重を受ける変断面単純合成はりおよび非合成はりについても検討を行った。

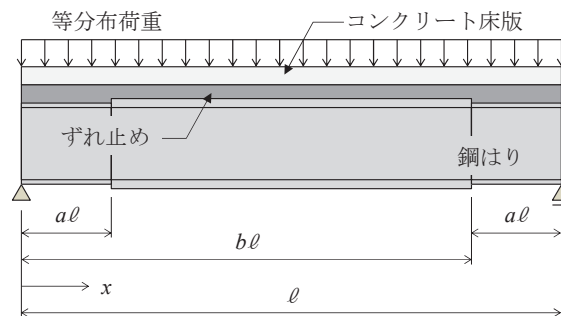


図 2-6 等分布荷重を受ける変断面単純はりの形状

この際、式(2-1)を解いて軸力の式を導くにあたり、用いた境界条件および連続条件は以下の 6 式である。

$$[N_1]_{x=0} = 0 \quad (2-8a)$$

$$[N_1]_{x=a\ell} = [N_2]_{x=a\ell} \quad (2-8b)$$

$$[\delta_1]_{x=a\ell} = [\delta_2]_{x=a\ell} \quad (2-8c)$$

$$[N_2]_{x=b\ell} = [N_3]_{x=b\ell} \quad (2-8d)$$

$$[\delta_2]_{x=bl} = [\delta_3]_{x=bl} \quad (2-8e)$$

$$[N_3]_{x=l} = 0 \quad (2-8f)$$

ここに、 N_i 、 δ_i はそれぞれ不完全合成時の軸力および水平方向のずれを示している。さらに、下付き添字 $i=1, 2, 3$ はそれぞれ断面 1 ($0 \leq x \leq al$)、断面 2 ($al \leq x \leq bl$)、断面 3 ($bl \leq x \leq l$) に対応している。

式(2-8a)および式(2-8f)の条件は、はりの端部において、コンクリート床版の連続性および鋼はりの連続性が絶たれるために、軸力の伝達が行われなことから説明される。式(2-8b)および式(2-8d)の条件は、断面変化点の両側で発生する軸力は断面変化点で一致するという仮定の下に決定した。式(2-8c)および式(2-8e)の条件は、断面変化点で水平せん断力による水平方向のずれ $\delta_i (= T_i / C_i)$ が一致するという仮定の下に決定した。ここに、 T_i は不完全合成時にずれ止めが受け持つ水平せん断力であり、 N_i を x で微分することにより求められる。また、 C_i はそれぞれの断面でのずれ止め剛度である。

以上の仮定の妥当性を確かめるために、微分方程式を解いて軸力の値を求め、その部材軸方向軸力分布を図 2-7 に、部材軸方向水平せん断力分布を図 2-8 に実線で描いた。また図中には、不完全合成理論の仮定を満足するように十分な要素分割数を設けた剛体ばねモデル (RBSM) 解析⁷⁾による結果を破線で示した。

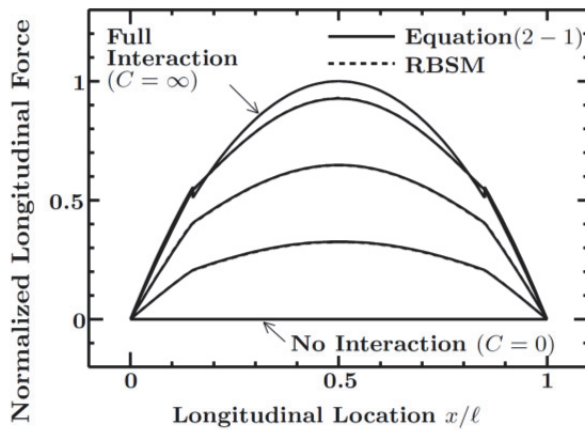


図 2-7 等分布荷重を受ける変断面単純はりの軸力分布

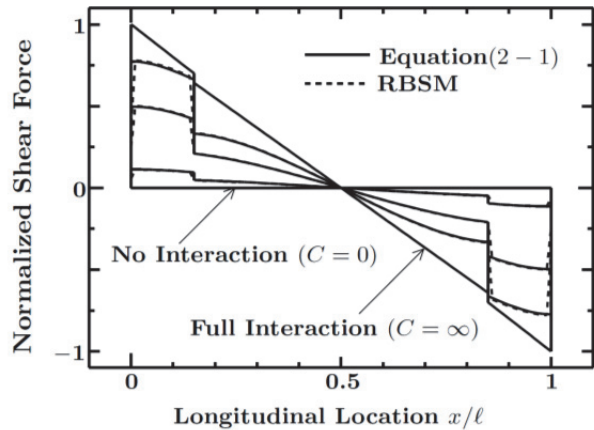


図 2-8 等分布荷重を受ける変断面単純はりの水平せん断力分布

この図から、ずれ止め剛度の増加にともなって、軸力分布あるいは水平せん断力分布が、それぞれ非合成時の値から完全合成時の値に移行するが、いずれの不完全度を有する場合にも実線と破線はほぼ重なっており、よく一致していることがわかる。したがって、式(2-8)に示した境界条件は実際の変断面不完全合成はりの挙動を十分反映しているものであると考えられる。

ところで、変断面はりの場合に得られる軸力の式は非常に複雑で、軸力の低減率 R_N をはり特性 Γl と単位長さあたりのずれ止め剛度 C の関数として整理することは容易ではない。そこで、解析には、文献 8)、9) や実構造物の寸法を参考にした数種類の不完全合成はりのデータ（断面諸量およびスパン）を用いて、一定の R_N を有する場合の Γl と C の関係を数値的に求めた。

図 2-6 に示す変断面不完全合成はりの径間中央部における $\Gamma l, C$ と不完全度の関係を図 2-9 に示す。縦軸の Γ には、径間中央部付近の大きい断面諸量を用いている。図 2-9(a) は合成はりを対象として、断面変化点より外側のずれ止め剛度を中央部の 2 倍にした結果である。 C_2 は中央部のずれ止め剛度を表している。一方、図 2-9(b) は非合成はりを対象として、全スパンにわたって単位長さあたりのずれ止め剛度 C を一定とした結果である。

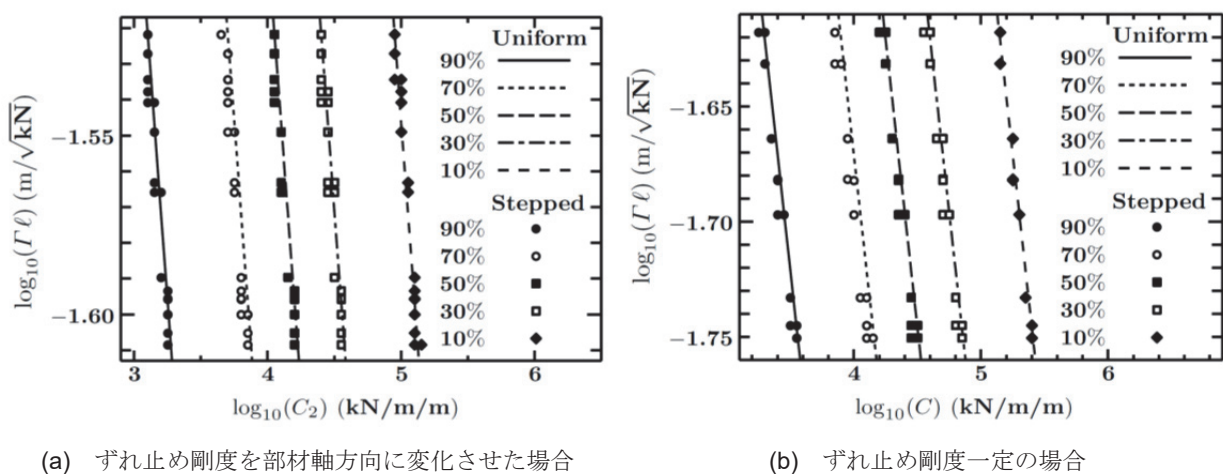


図 2-9 等分布荷重を受ける変断面単純はりの軸力に着目したはり特性とずれ止め剛度の関係
(着目点：径間中央部)

いずれも、変断面はりの結果を各マークで示し、図 2-5 に示した等断面はりの結果を各直線で示している。これらの図から、不完全度に応じた各マークはそれぞれ対応した直線上もしくはその近辺にあることがわかる。以上のことは、軸力に着目する限り、ずれ止め剛度を部材軸方向に一定とした場合と、ここで用いた程度にずれ止め剛度を変化させた場合には、推定される変断面はりの不完全度はほぼ一致し、その値はずれ止め剛度を一定とした等断面はりの不完全度によって推定できることを意味している。

(3) 等分布荷重を受ける等断面両端固定はり

本研究では、建築構造における基本的な形式である両端固定支持の場合についても検討を行った。検討対象は図 2-10 に示す等分布荷重を受ける等断面の両端固定はりであり、解析に用いた断面形状は上述の図 2-3 と同じである。

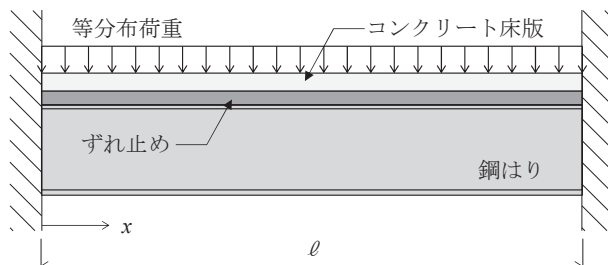


図 2-10 等分布荷重を受ける等断面両端固定はりの形状

ここで対象とした両端固定はりでは、鋼はりの端部のみが固定されていると考えて、式(2-1)を次の境界条件を用いて解き、軸力の式を求めた。

$$[N]_{x=0} = [N]_{x=l} = 0 \quad (2-9)$$

図 2-11 はこの式を用いて鋼はりに生じる部材軸方向の軸力分布を描いたものである。縦軸は、完全合成時のスパン中央の軸力の大ききで無次元化した軸力比であり、横軸はスパン長 l で無次元化した部材軸方向位置である。ここでは、単位長さあたりのずれ止め剛度 C は全スパンにわたって一定としている。この図から、ずれ止め剛度が大きくなるにつれて、両端部で鋼はりに生じる圧縮軸力が急激に大きくなるのがわかる。この場合、コンクリート床版は対応する引張軸力を受けることになるが、使用性の立場で考慮すべき常時の荷重は小さいものとし、コンクリート床版のひび割れは無視できるものとした。

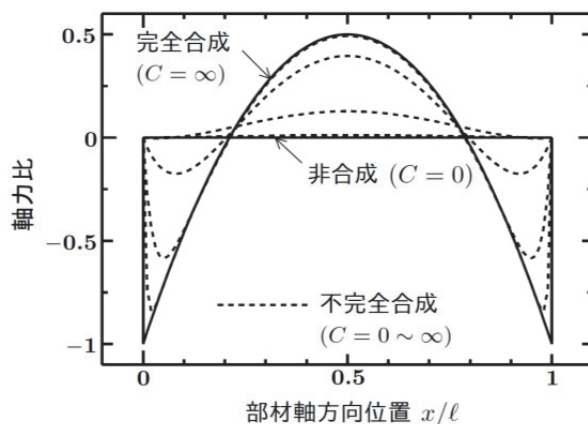


図 2-11 等分布荷重を受ける等断面両端固定はりの軸力分布

ところで、**図 2-11** に示す軸力分布を描くために、式(2-1)を解いて求めた軸力の式を変形すると、式(2-4)と同様になる。この場合の R_N の式を具体的に示せば、

$$R_N = \frac{1}{\omega^2(6x^2 - 6lx + l^2)} \left[(\omega^2 l^2 + 12) \frac{\cosh \omega \left(x - \frac{l}{2} \right)}{\cosh \omega \frac{l}{2}} - 12 \right] \quad (2-10)$$

と表され、例えば、着目点 x を径間中央部として R_N を求めると、下式のとおりとなる。

$$R_N = \frac{2}{(\Gamma l)^2 C} \left[12 - \frac{(\Gamma l)^2 C + 12}{\cosh(\Gamma l \sqrt{C}/2)} \right] \quad (2-11)$$

これを用いて R_N が 0.9, 0.7, 0.5, 0.3, 0.1 になる時、すなわち軸力 N が完全合成時の 10~90% に低減する場合のはり特性 Γl と単位長さあたりのずれ止め剛度 C の関係を両者の常用対数をとって示したのが **図 2-12** である。いずれの低減率においても、この関係は直線関係となっており、**図 2-5** に示した単純はりの場合と同様である。ただし、単純はりの場合と比較すると、いずれの低減率も両端固定はりのほうが右側に位置しており（例えば、90%の結果に着目すると、縦軸が-1の時に横軸は単純はりが約2で両端固定はりが約2.2、縦軸が-4の時に横軸は単純はりが約8で両端固定はりが約8.3）、はり特性 Γl も単位長さあたりのずれ止め剛度 C も同じであれば、両端固定はりのほうが不完全度は大きいと言える。

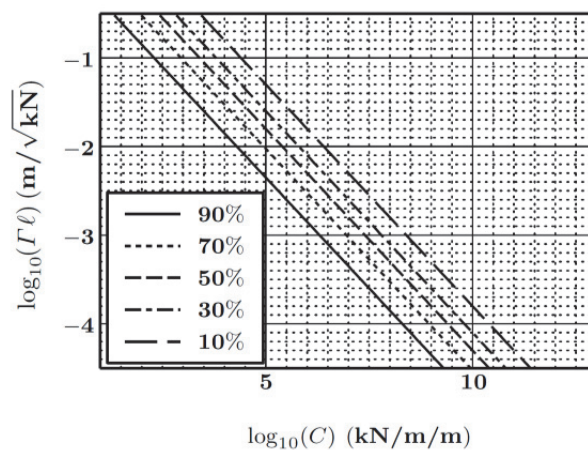


図 2-12 等分布荷重を受ける等断面両端固定はりの軸力に着目したはり特性とずれ止め剛度の関係
(着目点：径間中央部)

2.4 水平せん断力に着目した不完全度の推定

(1) 等分布荷重を受ける等断面および変断面の単純はり

式(2-1)を解いて得られる軸力の式を x で微分するとずれ止めが受け持つ水平せん断力の式を得ることができる。そこで、図 2-2 に示す等分布荷重を受ける等断面単純はりについて、水平せん断力の式を求め、変形を行うと、式(2-4)と同様に以下のような形に整理できる。

$$T = T_0(1 - R_T) \quad (2-12)$$

ここに、 T_0 は完全合成時にずれ止めが受け持つ水平せん断力であり、 R_T は次式で表される不完全な合成効果による水平せん断力の低減率である。

$$R_T = \frac{2}{\omega(2x - \ell)} \frac{\sinh \omega \left(x - \frac{\ell}{2} \right)}{\cosh \omega \frac{\ell}{2}} \quad (2-13)$$

これより、上式の R_T は式(2-6)で表される Γ とスパン ℓ の積すなわちはり特性 $\Gamma \ell$ と、単位長さあたりのずれ止め剛度 C で整理できる。したがって、水平せん断力に着目した場合の不完全度も、はり特性とずれ止め剛度との直線関係を用いることによって容易に推定できる。

図 2-2 に示す等断面はりとは図 2-6 に示す変断面はりについて、着目点を図 2-8 で最大水平せん断力が得られた径間端部 ($x=0$) とし、水平せん断力に着目して不完全度を推定した結果が図 2-13 である。変断面はりの計算結果を表す各マークの方が等断面はりの結果を表す直線よりも右側に位置しており、これは同じ断面諸量、同じずれ止め剛度を有する場合には、変断面はりの方が等断面はりよりも多少、水平せん断力に着目した不完全度は大きいことを示している。しかし、その差は 10%程度であり、水平せん断力に着目した場合も、変断面はりの不完全度は等断面はりの値によってある程度推定できると言える。

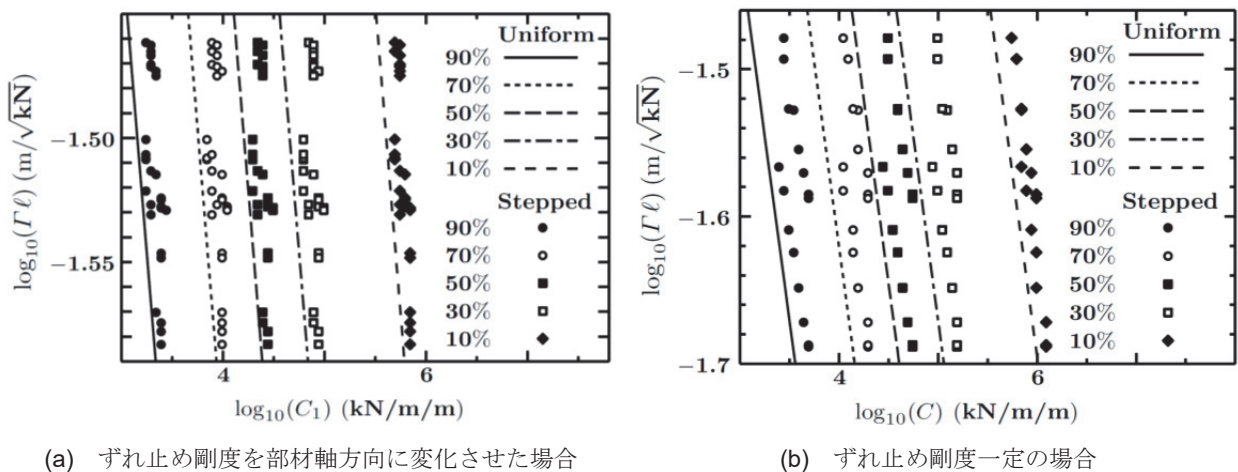


図 2-13 等分布荷重を受ける単純はりの水平せん断力に着目したはり特性とずれ止め剛度の関係 (着目点：径間端部)

(2) 等分布荷重を受ける等断面の両端固定はり

図 2-10 に示した等分布荷重を受ける両端固定はりについて、上記の単純はりと同じ手順で水平せん断力の式を求め、その部材軸方向分布を描いたのが図 2-14 である。縦軸は単位長さあたりの水平せん断力を、完全合成時のはり端部の単位長さあたりの水平せん断力で無次元化して表している。この図からわかるように、ずれ止め剛度が大きくなるにつれて、ずれ止めの水平せん断力ははり端部で非常に大きい値になる。これは、図 2-11 の軸力分布において、両端部で急激に軸力が大きくなったことに対応しており、鋼はり端部のみが固定されていると仮定したことによる。したがって、端部付近でずれ止めは降伏する可能性がある。

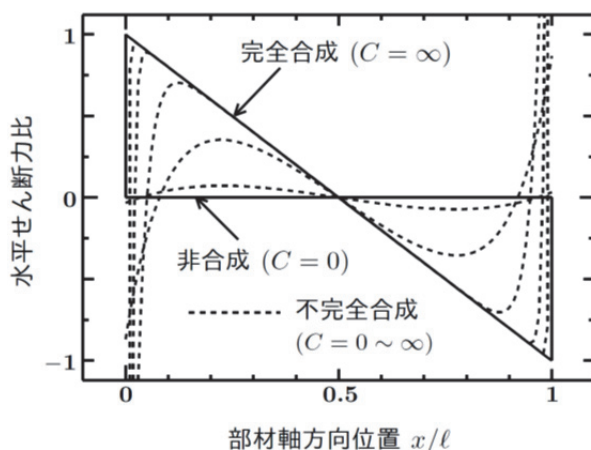


図 2-14 等分布荷重を受ける等断面両端固定はりの水平せん断力分布

そこで、ずれ止めが降伏したときに、その降伏が径間中央部付近の軸力分布に及ぼす影響を調べるために、本研究では、不完全合成理論の仮定を満足するように、十分な要素分割数（部材軸方向に 120 要素）を設け、ずれ止めの降伏を考慮できる剛体ばねモデル解析⁷⁾を行った。このとき用いた不完全合成はりの断面諸元を表 2-1 に示す。また、単位長さあたりのずれ止め剛度は 21.56 GN/m とし、ずれ止めの水平せん断力—ずれ関係は完全弾塑性型、その単位長さあたりの降伏強度は 49 MN/m と仮定した。

表 2-1 計算に用いた不完全合成はりの諸元

コンクリート床版 (m)		0.1×2.65
鋼はり (m)	上フランジ部	0.020×0.201
	ウェブ部	0.566×0.012
	下フランジ部	0.020×0.201
スパン (m)		12
弾性係数 (GPa)	コンクリート	29.4
	鋼	205.8

図 2-15 に、ずれ止めが降伏する前の部材軸方向軸力分布および水平せん断力分布を、剛体ばねモデル解析の結果を実線で、また図 2-11 と同様な方法で、不完全合成理論に基づいて求めた結果を破線で示す。ここに、図 2-15(a)の縦軸は、不完全合成理論から導いた径間中央部の軸力で無次元化して表しており、図 2-15(b)の縦軸は単位長さあたりの水平せん断力を表している。このとき、はりに載荷した等分布荷重は 98 kN/m としたが、ずれ止めが降伏しない範囲で行った剛体ばねモデル解析の結果と不完全合成理論による結果は、径間中央部の軸力に 2%ほど差異が生じたものの、軸力分布および水平せん断力分布ともかなり一致していると言える。また両者の軸力の差異は、剛体ばねモデル解析がせん断変形の影響を考慮しているのに対し、不完全合成理論ではこの影響を含んでいないために生じたものと考えられる。

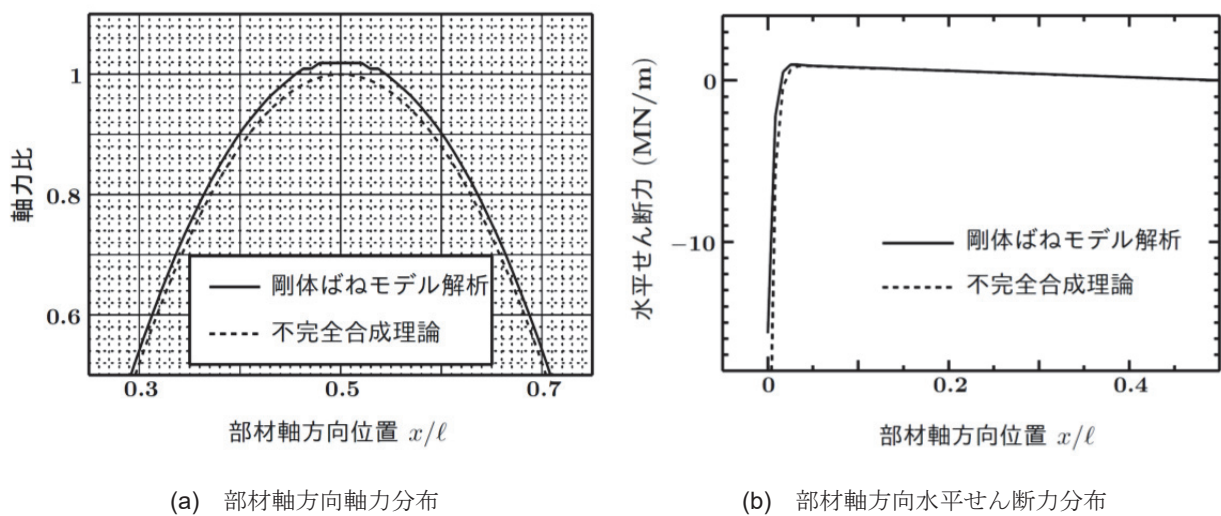


図 2-15 ずれ止め降伏前の不完全合成理論と剛体ばねモデル解析の比較

一方、ずれ止めが降伏した場合の部材軸方向軸力分布および水平せん断力分布を図 2-16 に示す。このとき、ずれ止めが降伏するように載荷荷重を 783kN/m まで増加させた。図 2-16(b) に示すように剛体ばねモデル解析の結果では、水平せん断力分布の端部において、ずれ止めが降伏していることがわかる。上述のように、ずれ止めが降伏する前から剛体ばねモデル解析の軸力の最大値と不完全合成理論の値には、2%程度の差が生じていたことを考慮すると、図 2-16(a)からわかるように、ずれ止めの降伏が径間中央部付近の軸力分布に及ぼす影響は、たかだか 5%以下であるといえる。したがって、上載荷重が小さい使用性の立場において不完全度を推定する場合には、ずれ止めの降伏が不完全度に及ぼす影響は小さいと考えられる。

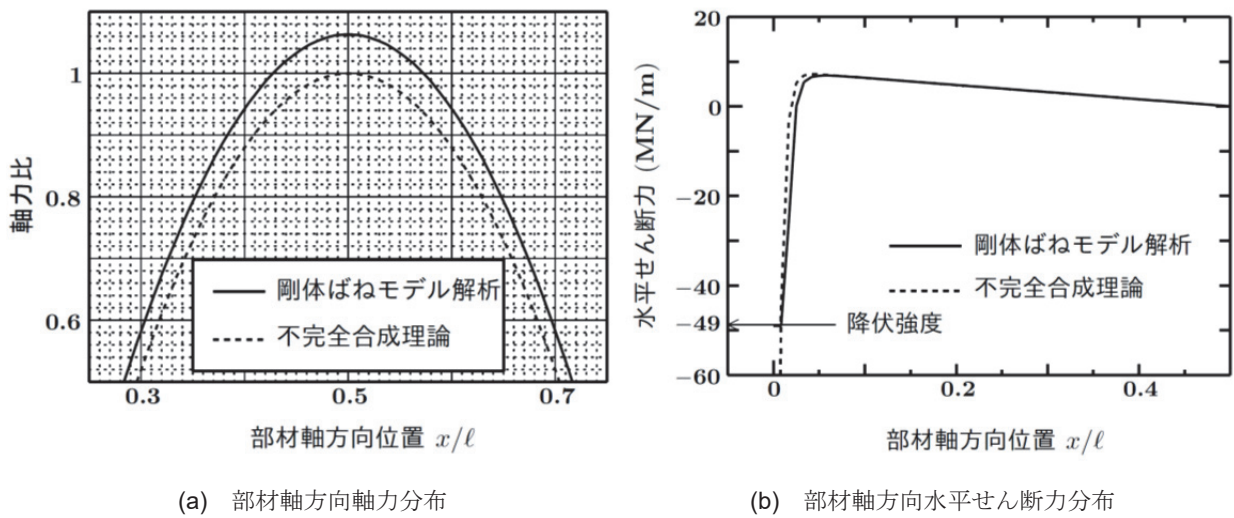


図 2-16 ずれ止め降伏後の不完全合成理論と剛体ばねモデル解析の比較

ところで、図 2-14 に示す部材軸方向水平せん断力分布を描くのに用いた式を変形すると、式(2-12)と同様に表され、 R_T は下式のようになる。

$$R_T = \frac{(\omega^2 \ell^2 + 12) \sinh \omega \left(x - \frac{\ell}{2} \right)}{6\omega(2x - \ell) \cosh \omega \frac{\ell}{2}} \quad (2-14)$$

図 2-10 に示す両端固定はりについて、水平せん断力に着目して不完全度を推定した結果が図 2-17 である。ここで不完全度を推定する着目点は、ずれ止め剛度によらず、図 2-14 において正の最大水平せん断力が生じる位置 ($x = \xi \ell$, $0 \leq \xi \leq 0.5$) とした。ただし、最大水平せん断力を求めるにあたり、断面諸元、スパンあるいはずれ止め剛度によって、最大水平せん断力の生じる位置は微妙に変化する。そこで、水平せん断力の最大値が生じる位置は、1 つの典型的な断面の場合に一致すると仮定し、はり特性とずれ止め剛度を変化させてこの図を描いた。

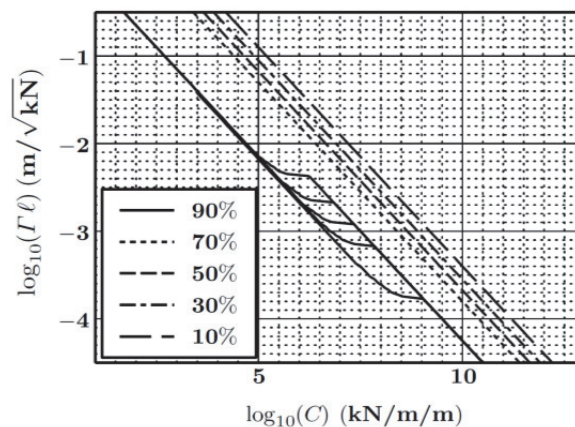


図 2-17 等分布荷重を受ける等断面両端固定はりの水平せん断力に着目したはり特性とずれ止め剛度の関係
(着目点：正の最大水平せん断力発生位置)

この図より、低減率が 90%である場合を除けば、はり特性とずれ止め剛度の間には軸力に着目した場合と同様、直線関係が成立していることがわかる。しかし、低減率 90%の場合には、図のように 1 つの直線で表せなかったため、参考までにプロポーシヨンの異なる 5 つの断面を参考にして、最大水平せん断力が生じる位置を決めて図に示した。

低減率が 90%の場合だけ、このように 1 つの直線関係にならない理由は、図 2-11 からわかるように、ずれ止め剛度が低い場合、水平せん断力は $0 \leq x \leq \ell/2$ の間で比較的滑らかであるので、最大水平せん断力の生じる位置が、参考にする断面によって幾分大きく変化するためであると考えられる。

2.5 たわみに着目した不完全度の推定

(1) 等分布荷重を受ける等断面および変断面の単純はり

コンクリート床版と鋼はりは上下方向に離れないという不完全合成理論の仮定を考慮すると、不完全合成はりのたわみは、コンクリート床版部のたわみあるいは鋼はり部のたわみに等しい。したがって、不完全合成はりのたわみを求めるに際して、ここでは、コンクリート床版部のたわみ v_c を求める。そのためには、コンクリート床版部の曲げモーメントを求める必要がある。

図 2-2 に示す等断面はりを例にとり、コンクリート床版に生じる曲げモーメント M_c を求める。曲げモーメントのつり合いより次式が得られる。

$$M_0 = M_c + M_s + d \cdot N \quad (2-15)$$

また、コンクリート床版と鋼はりの曲率 ϕ が全スパンにわたって一致するという仮定に基づいて、

$$\phi = \frac{M_c}{E_c I_c} = \frac{M_s}{E_s I_s} \quad (2-16)$$

が成り立つ。以上の 2 式と式(2-4)から、

$$M_c = \frac{I_c}{n I_V} M_0 \left(1 + \frac{A_c d_c^2 + n A_s d_s^2}{I_c + n I_s} R_N \right) \quad (2-17)$$

が導ける。ここに、 n は弾性係数比 (E_s / E_c) であり、 R_N は式(2-5)に示す不完全な合成効果による軸力の低減率である。

この M_c を用いて初等はり理論により、コンクリート床版すなわち不完全合成はりのたわみを求めると次式のように表せる。

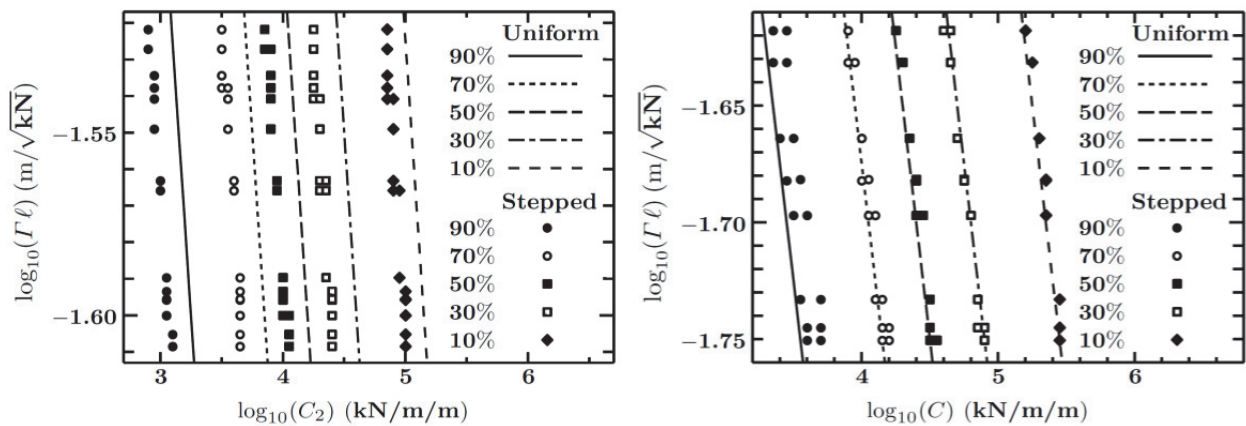
$$v_c = v_0 \left(1 + \frac{A_c d_c^2 + n A_s d_s^2}{I_c + n I_s} R_V \right) \quad (2-18)$$

ここに、 v_0 は完全合成時のコンクリート床版すなわちはりのたわみであり、 R_V は不完全な合成効果によるたわみの増加率である。この R_V が 0~1 に変化するにつれて、完全合成時のたわみ v_0 から非合成時のたわみ $\{ n I_V / (I_c + n I_s) \} v_0$ に移行する。図 2-2 に示す等分布荷重を受ける等断面単純はりに対して、式(2-5)に示した軸力の低減率 R_N を用いて具体的に R_V を求めると、下式のとおりとなる。

$$R_V = \frac{12}{\omega^2(\ell^2 + \ell x - x^2)}(1 - R_N) \quad (2-19)$$

たわみを推定する点 x を決め、式(2-2)および式(2-6)を用いれば、式(2-19)の R_V もはり特性 $\Gamma\ell$ とずれ止め剛度 C の関数として変形できる。

そこで、等分布荷重を受ける等断面はりおよび変断面はりにおいて、最大たわみが得られる径間中央部で、 R_V が変化する場合のはり特性 $\Gamma\ell$ と単位長さあたりのずれ止め剛度 C の関係を示したのが図 2-18 である。ずれ止め剛度を部材軸方向に一定とした図 2-18(b) の場合には、変断面はりの計算結果である各マークは、等断面はりの計算結果である各直線にかなりよく一致している。しかし、図 2-9(a) の場合と同じ条件で、ずれ止め剛度を部材軸方向に変化させた図 2-18(a) の場合には、各マークの方が各直線よりも左側に分布した結果となった。これは、径間中央部で同じ断面諸量、同じずれ止め剛度を有する場合には、変断面はりの方が等断面はりよりも不完全度が小さいことを示している。したがって、着目点を径間中央部とし、ずれ止め剛度を部材軸方向に一定とした場合には、変断面はりの不完全度は等断面はりの値で推定できるが、ずれ止め剛度を部材軸方向に変化させた場合には、推定される変断面はりの不完全度は、等断面はりの値よりも幾分小さいことがわかる。



(a) ずれ止め剛度を部材軸方向に変化させた場合

(b) ずれ止め剛度一定の場合

図 2-18 等分布荷重を受ける単純はりのたわみに着目したはり特性とずれ止め剛度の関係
(着目点：径間中央部)

(2) 等分布荷重を受ける等断面の両端固定はり

図 2-10 に示した等分布荷重を受ける両端固定はりのたわみも式(2-18)と同じ形で表され、不完全な合成効果によるたわみの増加率 R_V は、式(2-10)に示した軸力の低減率 R_N を用いて下式のように表せる。

$$R_V = -\frac{2}{\omega^2} \frac{(6x^2 - 6lx + l^2)}{x^2(x-l)^2} (1 - R_N) \quad (2-20)$$

たわみを推定する点 x を径間中央部とし、式(2-2)および式(2-6)を用いて、 R_V が変化する場合はり特性 Γl と単位長さあたりのずれ止め剛度 C の関係を示したのが図 2-19 である。この場合にも、それぞれの不完全度を示す各直線はほぼ線形関係となっており、不完全合成はりの断面諸元、スパンおよび単位長さあたりのずれ止め剛度が与えられれば、この図より不完全度を推定することができる。

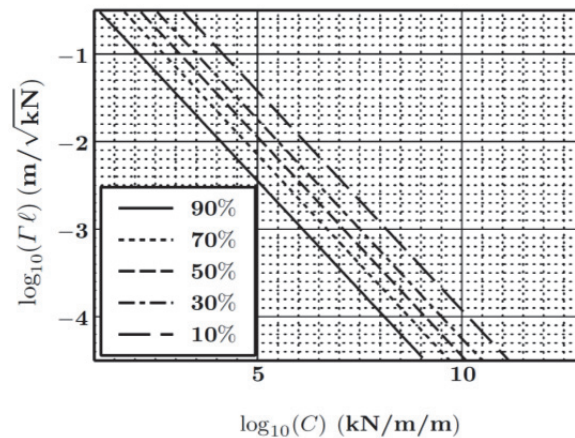


図 2-19 等分布荷重を受ける等断面両端固定はりのたわみに着目したはり特性とずれ止め剛度の関係
(着目点：径間中央部)

また、 R_V は、式(2-20)を用いて正確に推定でき、さらに、式(2-18)を用いることで、不完全合成時にはりに生じるたわみを容易に算定することができる。

(3) 不完全合成はりの断面 2 次モーメントの評価

不完全な合成効果がたわみに与える影響は、結果的に不完全な合成効果がはり全体の断面 2 次モーメントに及ぼす影響によるものである。したがって、不完全合成はりの断面 2 次モーメントの不完全度を直接推定することができれば、はりのたわみや固有周期を求めるうえで有効であると考えられる。

不完全合成はりのたわみは式(2-18)で与えられるが、この場合の断面 2 次モーメントを I とすれば、一般にたわみ v_c は曲げ剛性 $E_S I$ に反比例することから、

$$v_c = \frac{\alpha}{E_S I} \quad (2-21)$$

の形で表される。ここに、 α は任意定数である。一方、対応する完全合成時のたわみ v_0 も、載荷荷重および境界条件が同じであれば、

$$v_0 = \frac{\alpha}{E_S I_V} \quad (2-22)$$

と表される。したがって、これらの式を式(2-18)に代入することによって、

$$\frac{\alpha}{E_S I} = \frac{\alpha}{E_S I_V} \left(1 + \frac{A_c d_c^2 + n A_s d_s^2}{I_c + n I_s} R_V \right) \quad (2-23)$$

と変形できるので、結果的に不完全合成はりの断面 2 次モーメントは、

$$I = I_V \left(1 + \frac{A_c d_c^2 + n A_s d_s^2}{I_c + n I_s} R_V \right)^{-1} \quad (2-24)$$

と書き表され、 R_V が 0 から 1 に変化するにつれて、不完全合成はりの断面 2 次モーメント I が完全合成時の I_V から非合成時の $I_s + I_c/n$ に移行することがわかる。

したがって、不完全合成はりの断面 2 次モーメントの不完全度は、たわみの場合とまったく同じ図 2-18 や図 2-19 の関係を用いることによって得られる。

2.6 縁応力度の算定

一般に、不完全合成はりのコンクリート床版および鋼はりに生じる縁応力度 σ_{cu} (床版上縁), σ_{cl} (床版下縁), σ_{su} (鋼はり上縁), σ_{sl} (鋼はり下縁)は次式で計算される.

$$\sigma_{cu} = -\frac{N}{A_C} - \frac{M_C}{I_C} y_{cu} \quad (2-25a)$$

$$\sigma_{cl} = -\frac{N}{A_C} + \frac{M_C}{I_C} y_{cl} \quad (2-25b)$$

$$\sigma_{su} = \frac{N}{A_S} - \frac{M_S}{I_S} y_{su} \quad (2-25c)$$

$$\sigma_{sl} = \frac{N}{A_S} + \frac{M_S}{I_S} y_{sl} \quad (2-25d)$$

ここに、 M_C は式(2-17)に示すコンクリート床版部の曲げモーメント、 M_S は鋼はり部の曲げモーメントであり、次式で表される.

$$M_S = \frac{I_S}{I_V} M_0 \left(1 + \frac{A_C d_C^2 + n A_S d_S^2}{I_C + n I_S} R_N \right) \quad (2-26)$$

また、 y_{cu} , y_{cl} , y_{su} , y_{sl} は図 2-3 に示す距離である. 式(2-17)や上式に示したように、曲げモーメント M_C , M_S は、軸力の場合と同様、不完全な合成効果による軸力の低減率 R_N を用いて整理できる. したがって、軸力と曲げモーメントの関数になっている各縁応力度は軸力の低減率 R_N を用いて表すことができ、軸力に着目して推定された不完全度を用いて容易に求められる.

一例として、図 2-2 に示す等分布荷重を受ける等断面単純はりの径間中央部について検討を行った. 縦軸に不完全合成時の応力を、コンクリート床版の場合は完全合成時の応力で、鋼はりの場合は非合成時の応力で除した応力比 λ_σ をとり、この応力比と軸力による不完全度の関係を示したのが図 2-20 である. ここでは、図を見やすくするために、絶対値が大きい方の応力で無次元化して表した. この図を描くために用いた不完全合成はりの断面諸量、スパン、材料定数および荷重の大きさは表 2-2 に示すとおりである. ここで、縦軸の正の領域は引張側を示し、負の領域は圧縮側を示している. 横軸は不完全度を示し、0 は完全合成時、1 は非合成時を表している. この図から応力比と不完全度の間には直線関係が成り立っていることがわかる. 以上のような関係は不完全合成はりの断面諸量などによらずに得られる. したがって、図 2-5 のように軸力から不完全度が推定できれば、容易に応力比を得ることができ、結果的に各縁応力度を推定することが可能である.

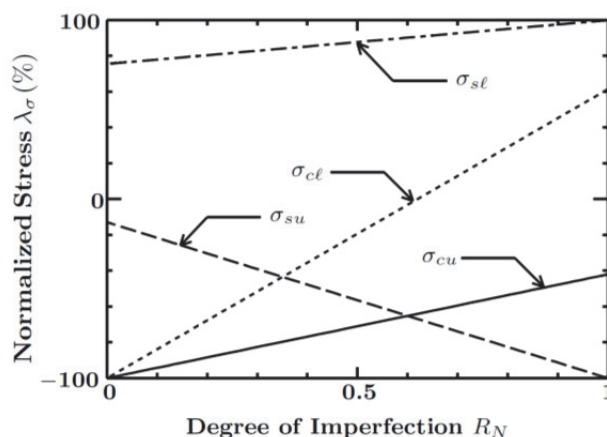


図 2-20 等分布荷重を受ける等断面単純はりの各縁応力度と不完全度との関係（着目点：径間中央部）

表 2-2 縁応力度の算出に用いた不完全合成はりの諸量

コンクリート床版 (m)		0.21×2.6
鋼はり (m)	上フランジ部	0.019×0.41
	ウェブ部	2.15×0.011
	下フランジ部	0.028×0.66
スパン (m)		44
弾性係数 (GPa)	コンクリート	29.4
	鋼	205.8
等分布荷重の大きさ (kN/m)		49

ここで、具体的に縁応力度を算出してみる。表 2-2 に示す不完全合成はりの諸元を用いて軸力に着目した不完全度を推定すると、ずれ止め剛度を一般の合成はりの値 ($C = 2\text{GN/m/m}$) とした場合には、その不完全度は式(2-7)から 0.5%となる。したがって、図 2-20 に示す関係を用いると、コンクリート床版上縁で応力比は約 99.7%である。コンクリート床版上縁の応力比は完全合成時を 100%としているので、これに完全合成時の応力度 11.22MPa を乗じれば、表 2-2 に示した不完全合成はりのコンクリート床版上縁応力度は 11.19MPa となる。

2.7 不完全度の推定結果

本研究では、径間中央部に集中荷重を受ける単純はりについても、上述したような検討を行った。そこで、その結果も含めて、表 2-3 に示すような範囲の実構造物のはり寸法および単位長さあたりのずれ止め剛度を用いて、具体的に単純はりの径間中央部で軸力に着目して不完全度を推定した結果を表 2-4 に示す。この表から、実構造サイズの合成はりの不完全度はかなり小さいことがわかる。また、合成効果をあまり期待しない非合成はりにおいても、スラブ止めのずれ止め剛度¹⁰⁾を考慮すると、実際にはかなり大きな合成効果が生じていることがわかる。さらに、これらの不完全度は集中荷重を受ける場合の方が等分布荷重を受ける場合よりも大きくなっている。この理由は、完全合成時のはりの曲げモーメント分布形の差異によるものと考えられる。

表 2-3 不完全度の推定に用いた実構造物のはり寸法およびずれ止め剛度の範囲

<はり寸法>		(m)	
コンクリート床版	厚さ	0.180~0.260	
	幅	2.200~3.000	
鋼はり	上フランジ	厚さ	0.010~0.019
		幅	0.220~0.410
	ウェブ	高さ	1.600~2.150
		幅	0.009~0.011
	下フランジ	厚さ	0.010~0.028
		幅	0.280~0.660
スパン		30.00~44.00	
<弾性係数>		(GPa)	
コンクリート		29.4	
鋼		205.8	
<ずれ止め剛度>		(MN/m/m)	
合成はり		490~1960	
非合成はり		294~ 686	

表 2-4 軸力に着目した不完全度の推定結果 (着目点:径間中央部)

	径間中央部集中荷重	等分布荷重
単純合成はり	4.8~11.6%	0.5~2.7%
単純非合成はり	10.0~20.7%	2.0~8.4%

2.8 まとめ

合成はりおよび非合成はりは実際には不完全合成はりである。本研究では、不完全合成はりの基礎方程式から得られる軸力、水平せん断力等の解において、断面諸量とスパンからなるパラメータ（はり特性と呼ぶ）と単位長さあたりのずれ止め剛度の関係を用いて、等断面および変断面不完全合成はりの不完全度を、軸力、水平せん断力およびたわみに着目して簡易に推定する方法を提案した。また、軸力に着目して推定された不完全度を用いて不完全合成はりの縁応力度が概算できることを示した。

本研究によって得られた主な結果をまとめると以下のようになる。

1. 等分布荷重を受ける不完全合成はりにおいて、コンクリート床版と鋼はりに相互に作用する軸力、水平せん断力およびたわみに着目した不完全度は、はり特性とずれ止め剛度の関係を用いて容易に推定できる。
2. 軸力、水平せん断力およびたわみに着目して推定された不完全度と完全合成時の値を用いて、逆に、不完全合成はりの軸力、水平せん断力およびたわみを求めることができる。
3. 軸力に着目して推定された不完全度を用いて、不完全合成はりに生じる縁応力度が容易に推定できる。
4. 本法を用いて推定した実構造の合成はりの不完全度は非常に小さくなった。また、合成効果を期待しない非合成はりの不完全度もかなり小さいことがわかった。

ただし、不完全合成はりのコンクリート床版と鋼はりに相互に作用する軸力、水平せん断力およびたわみの部材軸方向分布形状と完全合成時のそれぞれの分布形状には差異があるために、それぞれに着目した場合の不完全度は多少異なる。したがって、実際には、着目すべき応答に対応した不完全度を用いることが考えられる。

参考文献

- 1) 山本稔：不完全合成桁の曲げ理論，土木学会論文集，No.67，pp.1-10，1960.3.
- 2) Newmark, N.M., C.P. Siess, and I.M. Viest：Tests and analysis of composite beams with incomplete in-teraction, Proceedings of the Society for Experimental Stress Analysis, Vol.9, No.1, pp.75-92, 1951.
- 3) 橋善雄，足立義雄：不完全合成桁について，土木学会論文集，No.112，pp.11-19，1964.12.
- 4) 浜田純夫，有住康則：不完全連続合成桁の有限要素解析，土木学会論文集，No.265，pp.1-9，1977.9.
- 5) 井上稔康，佐藤浩一，渡辺昇：不完全合成桁の差分剛性マトリックス解析法について，構造工学論文集，Vol.36A，pp.1223-1236，1990.3.
- 6) 小松定夫，佐々木孝：不完全合成格子桁橋の理論と近似計算法について，土木学会論文集，No.329，pp.27-37，1983.1.
- 7) 中島章典，阿部英彦，岸省治，斎藤崇，宮田明：合成桁ずれ止めの水平せん断伝達性状に着目した実験的研究，鋼構造年次論文報告集，第1巻，pp.669-676，1993.7.
- 8) 島田静雄，熊沢周明：合成桁の理論と設計，山海堂，1983.1.
- 9) 大地羊三，出穂孝之：パソコンによる橋梁の設計と計算，オーム社，1983.4.
- 10) 中島章典，池川真也，土橋健治，阿部英彦：非合成桁橋スラブ止めの動的水平せん断伝達性状と疲労強度，鋼構造年次論文報告集，第2巻，pp.683-690，1994.11.

第3章 押抜きおよびはり試験によるスラブ止めの水平せん断ずれ性状と疲労強度の検討

3.1 はじめに

非合成はりに通常用いられるスラブ止めは、実際にはかなり剛なずれ止めであり、上載荷重によるはりの曲げせん断に伴ってスラブ止めも水平せん断力を伝達していることが予想されてきた。このような観点から、中島ら¹⁾は、実寸大スラブ止めを取り付けた押抜き試験体を用いて、スラブ止めの静的水平せん断ずれ性状および疲労強度特性を検討するとともに、車両走行時にスラブ止めに作用する繰り返しのせん断力が、スラブ止めの疲労強度に及ぼす影響を検討した。しかし、押抜き試験を通して得られるずれ止めの水平せん断ずれ性状や疲労強度特性は、必ずしもはり内のずれ止めのそれらに一致するとは限らないことが指摘されている²⁾。

さらに、スラブ止めがある程度剛なずれ止めであるとするれば、連続非合成はりでは、中間支点付近の負曲げによりコンクリート床版にひび割れが生じる可能性があるため、負曲げ領域にあるスラブ止めの水平せん断ずれ性状などを検討しておくことも必要である。

そこで、大西ら³⁾は径10mmの丸鋼のスラブ止めを取り付けたはり試験体と押抜き試験体を用いて、静的載荷試験および疲労試験を行い、スラブ止めの静的水平せん断ずれ性状および疲労強度を調べた。しかしながら、その実験研究では、はり試験、特に負曲げはり試験体内のスラブ止めに作用する静的水平せん断力をうまく算定できないこと、また、はり試験体の疲労試験時においてスラブ止めの疲労破壊までの繰り返し回数が明確に把握できないことなどの問題点があった。

本研究では、上述の問題点を改善して、スラブ止めの静的水平せん断ずれ性状および疲労強度特性を再検討するために、スラブ止め前後の鋼はりのひずみを詳細に計測し、また、スラブ止めの疲労破断感知装置を新たに考案して、押抜き試験体および正曲げ、負曲げはり試験体の静的載荷試験および疲労試験を改めて実施した。さらに、その結果に基づいて、スラブ止めの静的水平せん断ずれ性状および疲労強度を試験体のタイプごとに相互に比較検討した。

3.2 実験方法

(1) 概要

静的載荷試験および疲労試験に用いた押抜き試験体および正曲げ、負曲げはり試験体を図 3-1～図 3-3 に示す。ただし、図 3-2 および図 3-3 のはり試験体では全長の 1/2 部分のみを示している。スラブ止めは径 10mm の丸鋼鉄筋とし、いずれもフランジの長手方向に 30° の角度で溶接により取り付け、その後 45° の角度で曲げ上げて形を整えた。

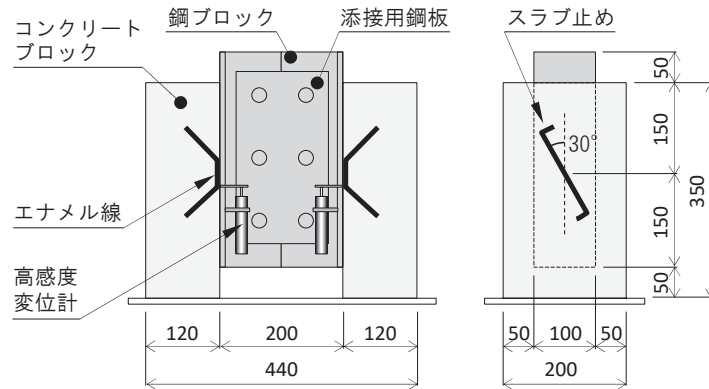


図 3-1 押抜き試験体

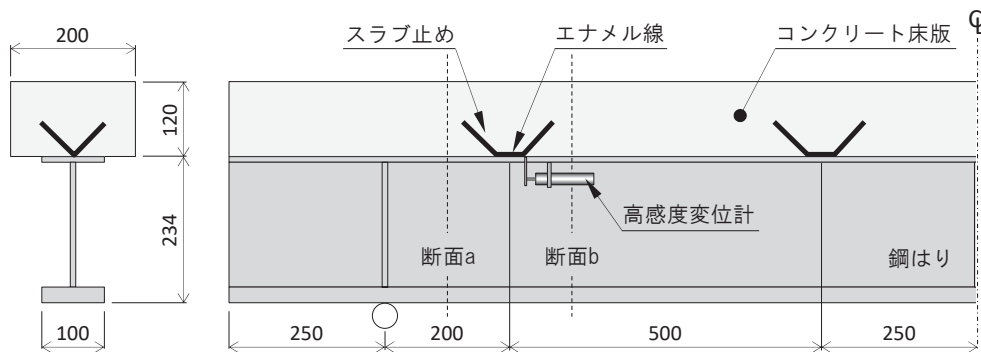


図 3-2 正曲げはり試験体

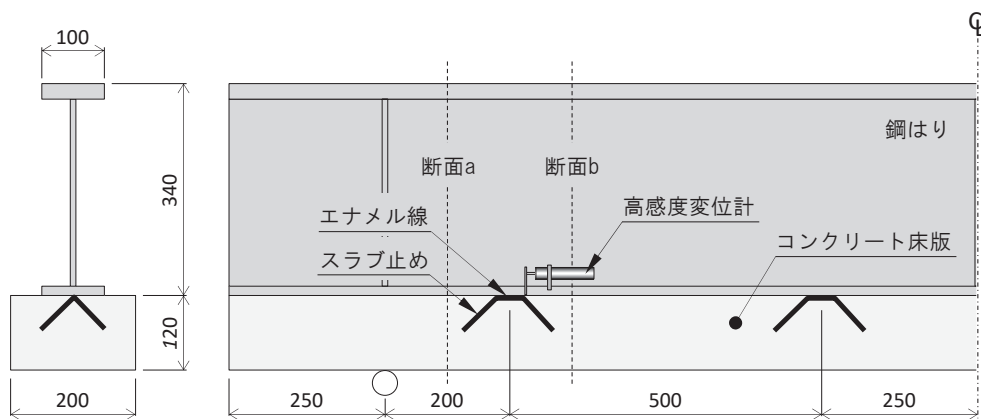


図 3-3 負曲げはり試験体

押抜き試験体は、図 3-1 のように鋼ブロックの高さを 350mm とし、フランジ (100×9mm) およびウェブ (90×9mm) を溶接により組み立て、スラブ止め 1 本を取り付けた T 形鋼 2 体一組からなる。はり試験体と同じ状態でコンクリートブロック (200×120mm) を打設できるように、フランジ面を上にして左右のコンクリートブロックを同時に打設し、コンクリート打設後 28 日以降に、分割していた 2 つの T 形部材を図 3-1 のように添接板とボルトを用いて 1 つの押抜き試験体に組み立てた⁴⁾。

正曲げはり試験体は図 3-2 のように上フランジ (100×9mm)、下フランジ (100×25mm) およびウェブ (200×9mm) の鋼板を溶接により組み立てた、全長 2400mm、スパン 1900mm の試験体であり、1 つの試験体に 50cm 間隔でスラブ止めを 4 本取り付けた。コンクリート床版の断面は、押抜き試験体のコンクリートブロックと同じく幅 200mm、高さ 120mm とし、その内部に D10 鉄筋を 2 段で合計 6 本長手方向に配置し、直角方向には D6 鉄筋を 50~135mm 間隔で配置した。

負曲げはり試験体は図 3-3 のように上フランジ (コンクリート床版側、100×15mm)、下フランジ (100×25mm) およびウェブ (300×9mm) の鋼板を溶接により組み立てた試験体で、コンクリート床版内には D13 鉄筋を 2 段で合計 6 本配置した。他の条件については正曲げはり試験体と同じである。

いずれの試験体も、鋼フランジとコンクリートブロックあるいは床版との間の摩擦や付着がスラブ止めの水平せん断伝達性状に及ぼす影響を極力小さくするために、鋼フランジ表面にクラフトテープを丁寧に貼り、その上にグリースを塗布した。各試験体とも静的載荷試験用として 2 体、疲労試験用として 3 体製作した。

表 3-1 にコンクリート、鋼板、スラブ止めおよび鉄筋の材料特性をまとめる。

表 3-1 材料特性

材料		降伏応力度 or 圧縮強度	弾性係数
鋼板	9mm	305 MPa	202 GPa
	15mm	265 MPa	205 GPa
	25mm	229 MPa	204 GPa
鉄筋	D 6	255 MPa	180 GPa
	D10	335 MPa	181 GPa
	D13	335 MPa	183 GPa
スラブ止め	φ 10 丸鋼	398 MPa	195 GPa
コンクリート	28 日標準	36.6 MPa	37.8 GPa
	試験時平均	42.6 MPa	36.3 GPa

(2) 静的載荷試験

疲労試験に先立って、スラブ止めの静的水平せん断ずれ性状を把握するために、静的押抜き試験およびはり試験を行った。はり試験では 1 点集中荷重をスパン中央に載荷し、コンクリート床版に大きな変状が生じない範囲内で、正曲げ試験では 50, 100, 150, 200kN を、負曲げ試験では 50, 90, 120, 150, 180, 240 を 1 つの荷重サイクルの最大荷重として、それぞれ 2 回の載荷除荷を繰り返した後、はりが破壊するまで荷重を載荷した。ただし、負曲げはり試験体では、図 3-3 のように鋼はりコンクリート床版を正曲げはり試験体と上下逆にし、荷重を載荷した。またはり試験では、より大きい水平せん断力が生じると思われる支点側スラブ止めの前後 10cm の鋼はり断面（図中の a, b 断面）のみに着目し、1 断面に 20 枚のひずみゲージを貼付して鋼はりのひずみを計測した（図 3-7 参照）。

コンクリート床版と鋼はりとの相対ずれ変位を計測するため、押抜き試験体ではスラブ止めの中心高さ 4 箇所（図 3-1）に、はり試験体では外側スラブ止め取り付け位置の両側 2 箇所合計 4 箇所（図 3-2 および図 3-3）に高感度変位計を設置した。さらにはり試験では、荷重載荷点と支点位置にダイヤルゲージを設置してたわみを計測した。

以後、静的載荷試験に用いた押抜き試験体を PS3, PS4, 正曲げはり試験体を SS3, SS4, 負曲げはり試験体を HS3, HS4 と呼ぶ。

(3) 疲労試験

疲労試験に用いた試験体は、どのタイプも静的載荷試験に用いた試験体と同じプロポーションであり、荷重も同じ位置に載荷した。また、疲労試験に際しても静的載荷試験と同じ位置で、スラブ止め位置の鋼フランジとコンクリートブロックあるいは床版との相対ずれ変位を計測するために高感度変位計を取り付けた。

大西ら³⁾のスラブ止めの疲労強度を把握するための既往の研究では、スラブ止めがコンクリート床版に埋め込まれた状態で疲労試験を実施しているため、スラブ止めの疲労破壊までの繰り返し回数を明確に把握することができなかった。そこで本研究では、スラブ止めの疲労破壊までの繰り返し回数を明確に把握するために、エナメル線を用いた疲労破断感知装置を新たに考案して用いた。この疲労破断感知装置の設置状況および計測器接続状況を図 3-4 に示す。この疲労破断感知装置によるスラブ止めの疲労破断の感知は以下のような手順によって行う。

1. 乾電池によって電圧を与えた径 0.26mm のエナメル線をスラブ止めの着目位置に接着しておく。ただし、エナメル線がスラブ止めより剥離するのを防ぐため、スラブ止めの長さ方向に深さ約 1mm の溝を彫り、接着剤を用いて溝の中にエナメル線を貼付する。
2. 静ひずみ計を用いて、疲労試験中に 1000~3000 回ごとの一定間隔でエナメル線の電圧を計測する。
3. スラブ止めの疲労破断と同時にエナメル線が切断され、計測した電圧が著しく変化することでスラブ止めの破断を感知する。

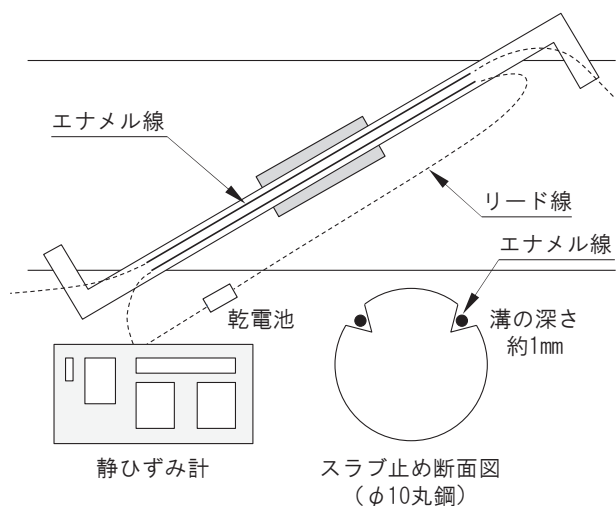


図 3-4 疲労破断感知装置

この疲労破断感知装置を押抜き試験体では両側のスラブ止めに対し、はり試験体では両支点側スラブ止めに対し、それぞれ 2 本ずつ取り付けられた。

疲労試験中の荷重の荷重方法は、荷重波形を正弦波、繰り返し速度 5Hz、下限荷重 9.8kN の部分片振り圧縮とし、表 3-2 に示すように上限荷重を試験体ごとに 3 段階に変えて行った。特にはり試験の上限荷重は、スラブ止めの疲労破壊までの繰り返し回数がある幅を持って得られるように、静的荷重試験で求められた荷重とスラブ止めに作用する水平せん断力の関係に着目して決定した。

表 3-2 疲労試験の荷重範囲（下限荷重 9.8kN）

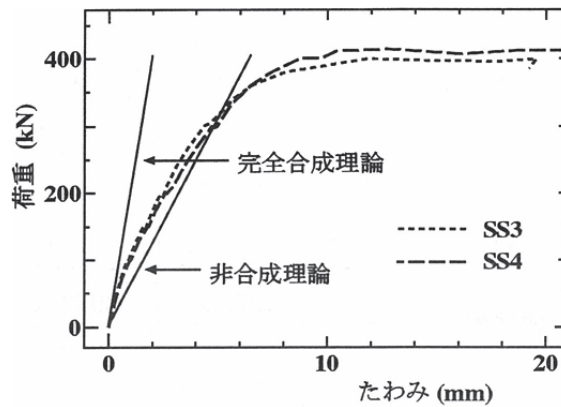
試験体のタイプ	試験体名	上限荷重	せん断力範囲
押抜き試験体	PF4	98.0kN	44.1kN
	PF5	78.4kN	34.3kN
	PF6	68.6kN	29.4kN
正曲げはり試験体	SF4	107.8kN	30.0kN
	SF5	88.2kN	23.4kN
	SF6	68.6kN	20.5kN
負曲げはり試験体	HF4	147.0kN	40.0kN
	HF5	205.8kN	48.1kN
	HF6	225.4kN	52.5kN

疲労試験に用いた押抜き試験体を PF4, PF5, PF6, 正曲げはり試験体を SF4, SF5, SF6, 負曲げはり試験体を HF4, HF5, HF6 と呼ぶ。

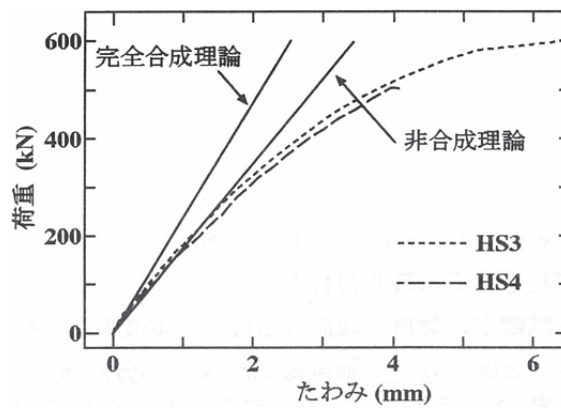
3.3 実験結果と考察

(1) はり試験体の荷重－たわみ関係およびひび割れ状況

まず，静的載荷試験時に計測したスパン中央部のたわみと荷重の関係を図 3-5 に示す．また，同図には参考のために完全合成理論値および非合成理論値も示している．図 3-5(a)は正曲げはり試験の結果であり，図 3-5(b)は負曲げはり試験の結果である．本研究では，スラブ止めにてできるだけ大きいせん断力が作用するようにはり試験体のプロポーシオンやスラブ止めの本数を決定したので，比較的荷重が小さい範囲の荷重－たわみ関係はかなり非合成理論値に近いことがわかる．



(a) 正曲げはり試験



(b) 負曲げはり試験

図 3-5 はり試験体のたわみ

一方、はり試験体の終局状態におけるコンクリート床版のひび割れ状況を、正曲げ試験体 SS3 および負曲げ試験体 HS3 について図 3-6 に示す。正曲げ試験体では、鋼はり下フランジが塑性化した後、コンクリート床版下縁にもひび割れが生じて、最終的にはスパン中央部のコンクリート床版上縁が圧壊してたわみが急激に増加した。これに対して、負曲げ試験体では、荷重の増加に伴ってコンクリート床版にひび割れが生じ、最終的にはスラブ止め前後のコンクリートの破壊によって、コンクリート床版と鋼はりとの合成が失われて終局状態に至った。ただし、以下でスラブ止めの水平せん断力とずれ変位の関係を整理した荷重範囲では、着目した支点側スラブ止め付近のコンクリート床版には、ほとんどひび割れが発生していなかったことを付記する。



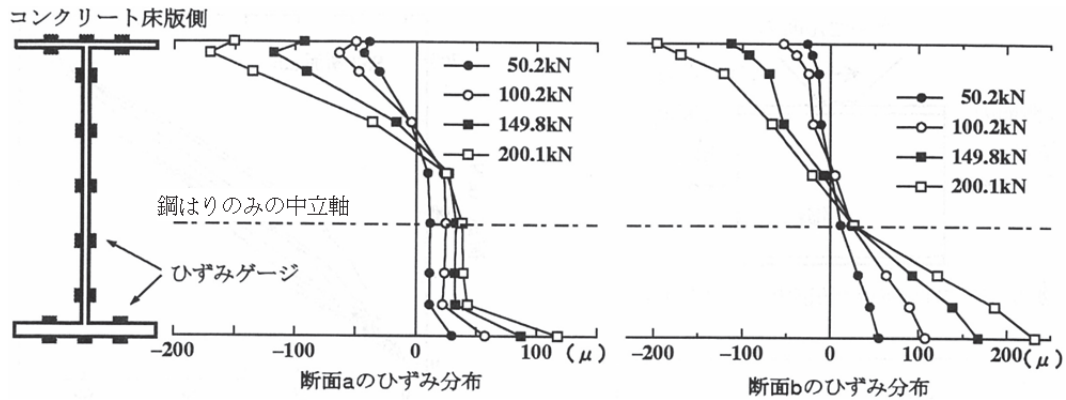
図 3-6 コンクリート床版のひび割れ状況

(2) はり試験におけるスラブ止めの伝達せん断力の算定法

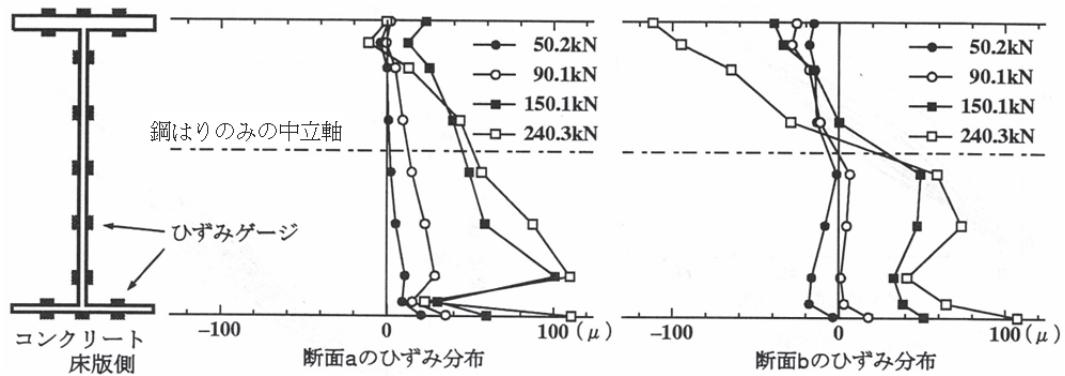
図 3-7 は、正曲げはり試験体 SS3 および負曲げはり試験体 HS3 について、1つの支点側スラブ止め前後に貼付したひずみゲージで計測された鋼はりのはり高方向ひずみ分布の例を示す。この図では、縦軸が断面の高さ方向の位置を、横軸がひずみを表しており、ひずみ分布に対応する断面はそれぞれ図 3-2、図 3-3 の断面 a、b である。このとき、ひずみゲージはそれぞれ図 3-7(a) および図 3-7(b) の左のように貼付している。正曲げはり試験体 SS3 の断面 b におけるひずみ分布においては、比較的平面保持の仮定に近い分布となっているが、その他については、載荷荷重が小さくひずみが小さい場合においても平面保持の仮定が成立していないことがわかる。

そこで、鋼はり断面の軸力を正確に算定するために、平面保持を仮定せずに上述のひずみ分布に基づいて軸力を算定した。このようにして得られた軸力と載荷荷重との関係を図 3-8 に示す。縦軸は載荷荷重、横軸はひずみ分布に基づいて得られた軸力であり、載荷荷重が、正曲げでは 200kN まで (図 3-8(a))、負曲げでは 240kN まで (図 3-8(b)) の範囲を示している。図中の断面 a、b は前述のように 1つの支点側スラブ止めの支点側と載荷点側断面の軸力に対応している。断面 a は本来軸力が生じない断面であるので、荷重の変化に伴う軸力の変化は小さく、断面 b の軸力の方が載荷荷重に伴う軸力の変化量は大きい。しかし、どちらの断面においても、1つの荷重サイクルの最大荷重から除荷を行って荷重をゼロに戻した際に、それぞれの断面の軸力がゼロにならず、特に負曲げはり試験体 HS3 では、複雑な挙動を示し

ていることがわかる。この理由は、ここでひずみを計測した断面が複雑な応力状態を示す支点付近にあり、多軸応力の作用により断面の一部が非弾性挙動を示した影響であると考えられる。

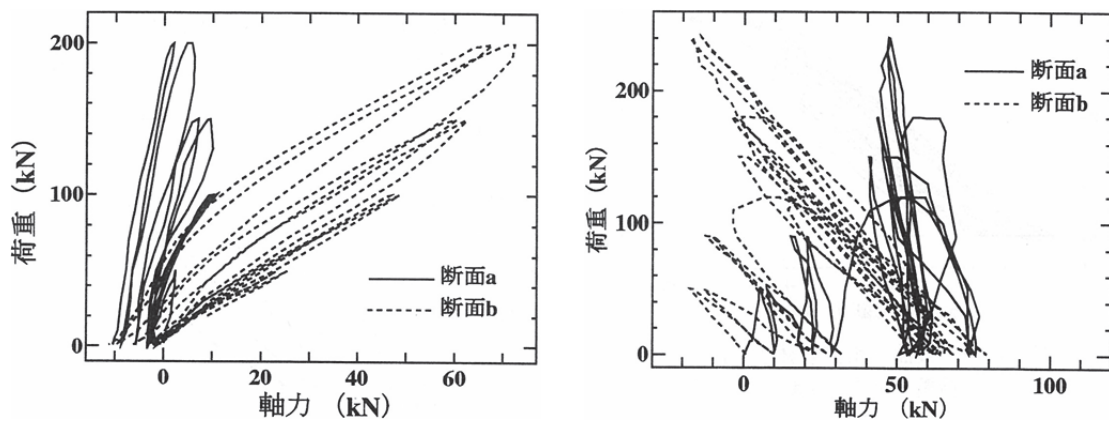


(a) 正曲げはり試験 SS3



(b) 負曲げはり試験 HS3

図 3-7 はり試験体鋼はり断面のはり高方向ひずみ分布



(a) 正曲げはり試験 SS3

(b) 負曲げはり試験 HS3

図 3-8 荷重と軸力の関係

ところで、スラブ止めが伝達する水平せん断力は図 3-9 に示すように、断面 b の軸力から断面 a の軸力を差し引いた値で算定されると考えられる。そこで、このようにして求めた水平せん断力と荷重の関係を図 3-10 に示す。縦軸は荷重を、横軸は上述のように軸力差として算定した水平せん断力である。図 3-10(a)は正曲げはり試験体 SS3 の関係であり、図 3-10(b)は負曲げはり試験体 HS3 の関係である。これらの図から、特に負曲げはり試験体の関係において、荷重をゼロに戻した場合に水平せん断力の値がゼロになっていないことがわかる。この理由は、上述のように荷重をゼロに戻した場合に軸力がそれぞれの断面でゼロとならないためであり、スラブ止めの疲労強度を検討する立場から、一般的なせん断力—ずれ変位関係における任意のせん断力の大きさからの除荷・載荷の割線の関係を求めるためには、これを補正する必要があると考えられる。

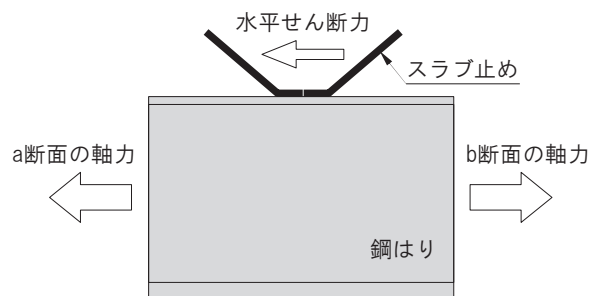


図 3-9 スラブ止めの水平伝達せん断力の算定

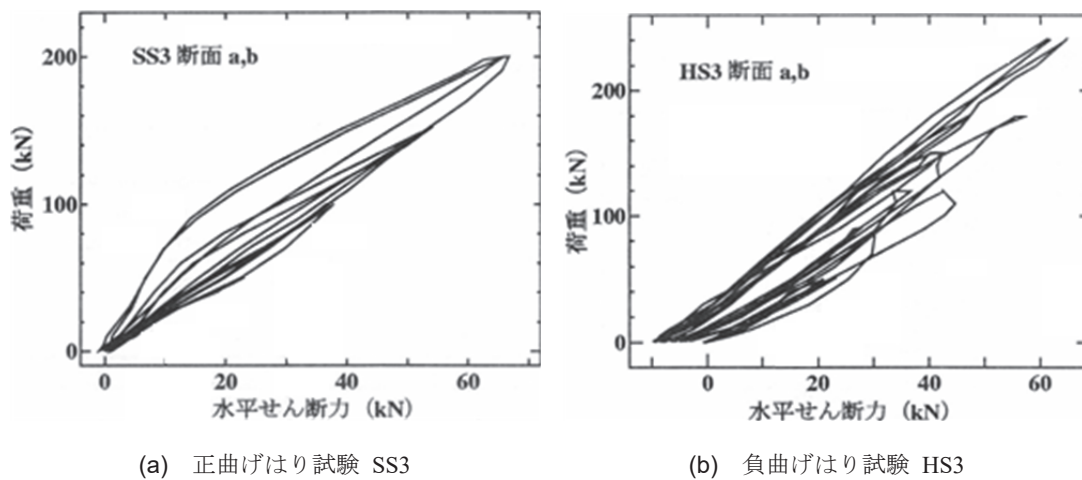
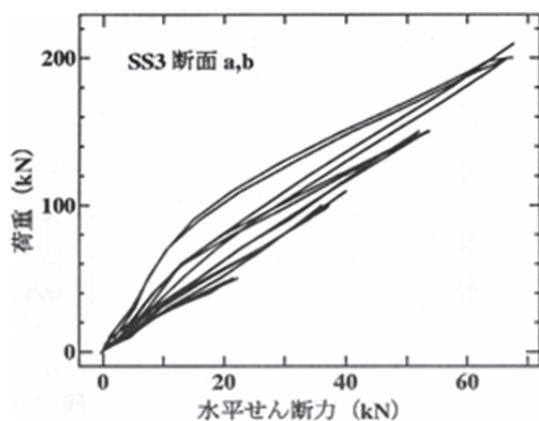
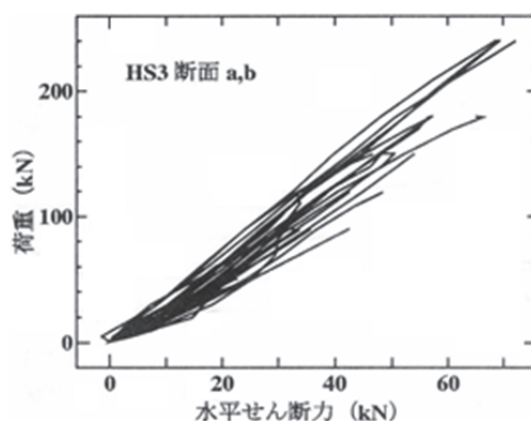


図 3-10 荷重と水平せん断力の関係 (補正なし)

そこで、この荷重と水平せん断力の関係において、最大荷重—ゼロ—最大荷重の 1 つの荷重サイクルに対して、各最大荷重を起点として形成されるループ全体を、荷重ゼロ時に残留する水平せん断力がゼロになるような補正を行う。このようにして得られたスラブ止めの水平せん断力と荷重の関係を図 3-11 に示す。図 3-11(b)の負曲げはり試験体 HS3 の結果では、荷重をゼロに戻した場合に、スラブ止めが伝達する水平せん断力もゼロに補正されたことがわかる。以上の整理によって、はり試験においてスラブ止めが伝達する水平せん断力と載荷荷重の関係が求められた。



(a) 正曲げはり試験 SS3



(b) 負曲げはり試験 HS3

図 3-11 荷重と水平せん断力の関係 (補正あり)

一方、同じはり試験体の同位置のスラブ止めに対して計測された図 3-12 のような荷重とずれ変位の関係を、図 3-11 の荷重と水平せん断力との関係に関連付けることによって、はり試験におけるスラブ止めの水平せん断力とずれ変位の関係が求められる。このようにして求めた着目スラブ止めの水平せん断力とずれ変位の関係の例が図 3-13 である。縦軸は水平せん断力を表し、横軸はずれ変位を表しているが、横軸のずれ変位についても荷重をゼロに戻した時に残留するずれ変位をゼロにする補正を行っている。この図は、はり試験の各荷重サイクルで載荷除荷を繰り返した場合に対応する水平せん断力範囲における、スラブ止めの水平せん断力とずれ変位の関係を表している。

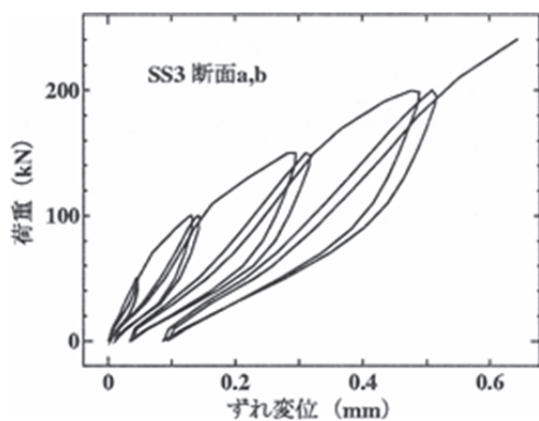


図 3-12 荷重とずれ変位の関係

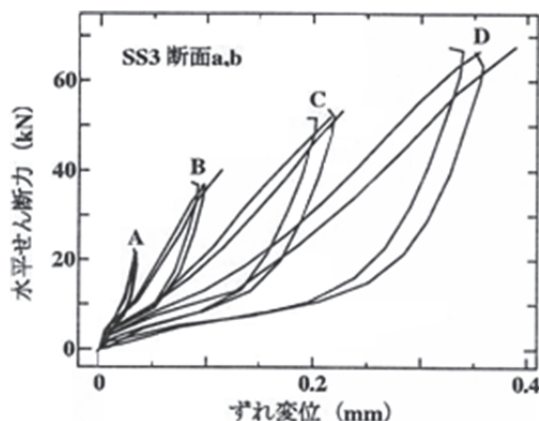


図 3-13 水平せん断力とずれ変位の関係

このようにして得られた図の荷重サイクルごとの水平せん断力とずれ変位との関係の A～D の各頂点を結ぶことによって、はり試験におけるスラブ止めの水平せん断力とずれ変位の一般的な関係 (包絡線) が得られる。したがって、任意の水平せん断力の大ききで除荷載荷を行った場合のスラブ止めの水平せん断力とずれ変位の関係は、原点とその水平せん断力の間の割線で与えられることになる。そこで以下では、正曲げおよび負曲げはり試験におけるスラブ止めのこのような水平せん断力とずれ変位の関係に着目して結果を整理する。

(3) スラブ止めの静的水平せん断ずれ性状

前節のようにして求められた正曲げはり試験におけるスラブ止めの水平せん断力とずれ変位の関係を図 3-14(a)に、負曲げはり試験の結果を図 3-14(b)に、それぞれ押抜き試験の結果とともに示す。

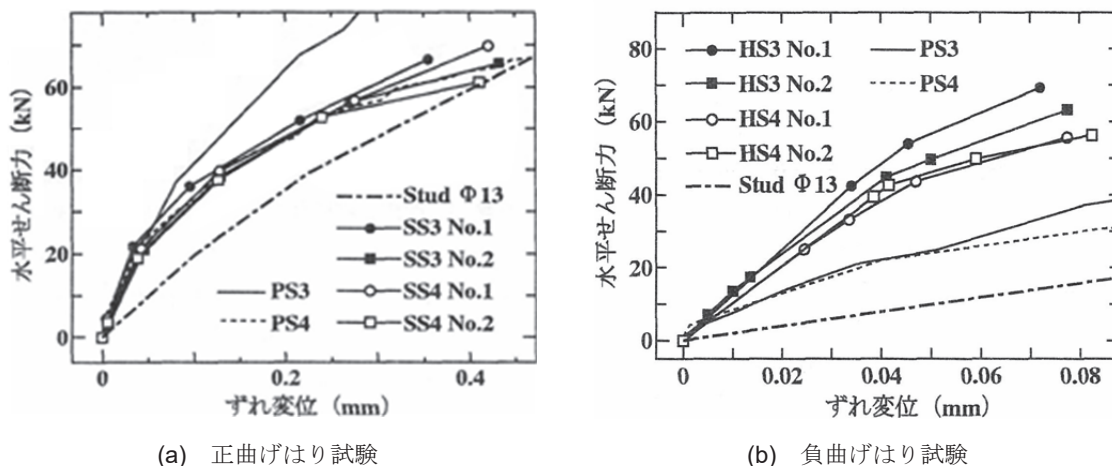


図 3-14 スラブ止めの水平せん断力とずれ変位の関係

ここで、両図の縦軸はスラブ止めに作用する水平せん断力を表し、横軸はコンクリート床版と鋼はりとのずれ変位を表す。押抜き試験のせん断力とずれ変位の関係においてもはり試験の場合と同様、荷重サイクルごとに除荷時の残留ずれ変位をゼロにする補正を行った。これらの図では、正曲げ、負曲げはり試験とも、2つの試験体について、両支点側で求めた結果を No.1, No.2 として表している。また同図には、中島ら⁵⁾が以前に実施した径 13mm、全高 70mm のスタッドを有する押抜き試験によって得られた水平せん断力とずれ変位の関係に対して、同様の補正を施したスタッド 2 本分の水平せん断力とずれ変位の関係も比較のために示した。

これらの図より、正曲げはり試験から得られた水平せん断力とずれ変位の関係は、押抜き試験の結果とほぼ一致しているが、負曲げはり試験から得られた結果は、同じずれ変位に着目した場合、押抜き試験の結果よりも水平せん断力の値が大きくなっていることがわかる。また、同じ大きさの水平せん断力に着目した場合、負曲げはり試験における結果に対して、正曲げはり試験における結果のほうがずれ変位が大きく、スラブ止めのずれ止め剛度は正曲げはり試験の場合よりも負曲げはり試験の場合のほうが大きいことがわかる。これは、負曲げはり試験体内のスラブ止めに對して算定した水平せん断力には、図 3-15 に示すようにコンクリート床版と鋼はり間の支圧により生じた摩擦力が含まれているためであると考えられる。しかし、スパン中央側のスラブ止めのように、支圧が小さくコンクリート床版がひび割れている領域のスラブ止めのずれ止め剛度は、支点側のスラブ止めのずれ止め剛度よりも小さくなることが予想される。さらに、径 13mm のスタッド 2 本分のずれ止め剛度は、水平せん断力の小さい範囲ではここで用いた各タイプのスラブ止めの値よりも小さいことがわかる。

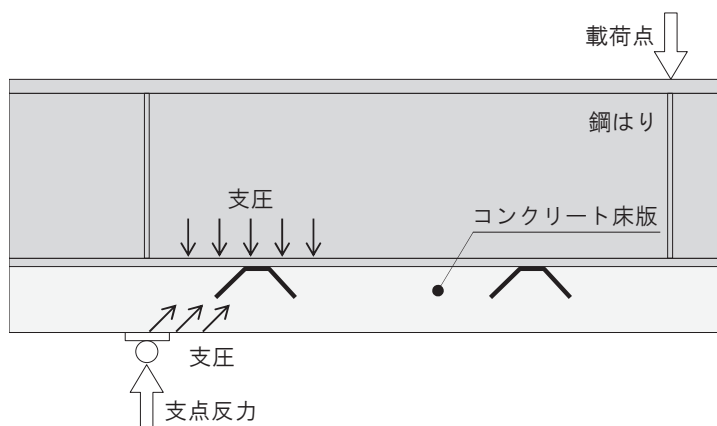


図 3-15 負曲げはり試験体のスラブ止めに作用する支圧の影響

(4) 疲労試験中におけるスラブ止めの応答性状

疲労破断感知装置として取り付けられたエナメル線の応答性状の例として、図 3-16 に、押抜き試験体 PF4 の疲労試験時に計測したエナメル線の電圧と繰り返し回数の関係を示している。縦軸は電圧、横軸は繰り返し回数であり、1 つのスラブ止めに取り付けられた 2 本のエナメル線の電圧変化をそれぞれ E-1、E-2 として示している。ただし、E-2 は図を見やすくするためにマイナス側に示している。

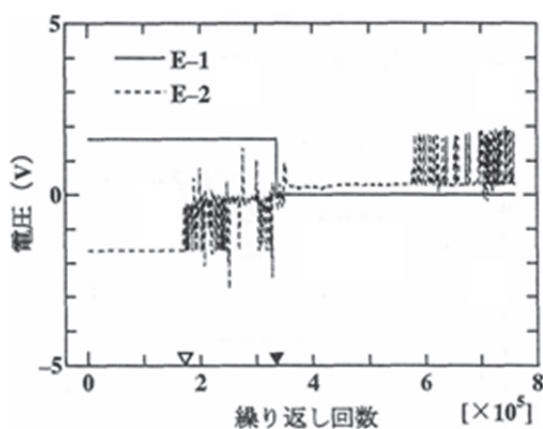


図 3-16 電圧－繰り返し回数曲線（押抜き試験 PF4）

この図から、いずれもはじめは 1.5V 程度で一定値を示していた電圧がある繰り返し回数以降急激に変化していることがわかる。つまり、この時点において、スラブ止めに疲労き裂が生じたのに伴ってエナメル線が切断されたことを表している。ただし、図中の横軸上の逆三角形マークの位置が示すように、1 つのスラブ止めに付けた 2 本のエナメル線は必ずしも同じ繰り返し回数において切断されていない。これは、スラブ止めの疲労き裂が徐々に進行するためであると考えられ、このことは、本実験で用いたスラブ止めの疲労破断感知装置の感度が非常に良いことを表していると言える。

さらに図 3-17 には、同じ疲労試験中の着目スラブ止め取り付け位置におけるずれ変位と繰り返し回数の関係を示している。縦軸は、疲労試験中の上限荷重、下限荷重時のずれ変位とその中立位置におけるずれ変位を示しており、横軸は繰り返し回数である。1 つの押抜き試験体に取り付けた 4 本のエナメル線のうち、最も遅くエナメル線の電圧が変化した繰り返し回数に達すると、図中の矢印が示すようにずれ変位にも有意な変化が現れる傾向が認められた。そこで本研究では、押抜き試験におけるスラブ止めの疲労破壊を、試験体に取り付けた 4 本のエナメル線のうち、4 本目のエナメル線の電圧の挙動に変化が生じた場合と定義する。

この場合、4 本すべてのエナメル線の電圧が変化しても、押抜き試験体には外見上大きな変化は見られず、疲労試験の実施上は、繰り返し荷重をさらに载荷することが可能であったことを付記しておく。

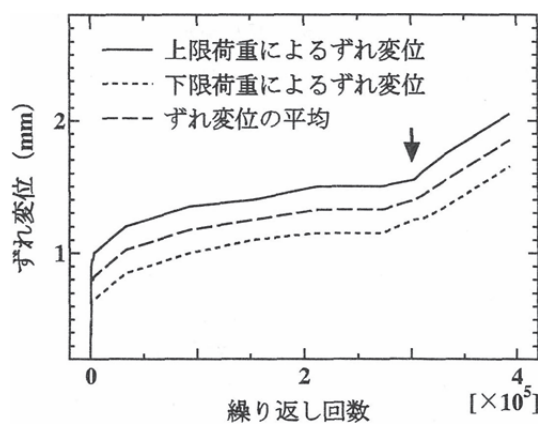


図 3-17 ずれ変位－繰り返し回数曲線（押抜き試験 PF4）

一方、はり試験におけるエナメル線の電圧およびずれ変位と繰り返し回数の関係を、正曲げはり試験体 SF5 の場合を例として図 3-18 および図 3-19 に示す。図 3-18 に示すように、はり試験時においても、押抜き試験時と同様、1 つのスラブ止めに取り付けた 2 本のエナメル線の電圧は異なった繰り返し回数において急激に変化しており、この繰り返し回数においてスラブ止めには、それぞれのエナメル線の位置に疲労き裂が生じたものと考えられる。

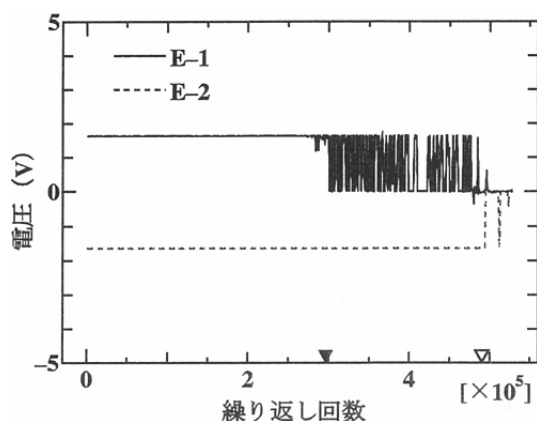


図 3-18 電圧－繰り返し回数曲線（正曲げはり試験 SF5）

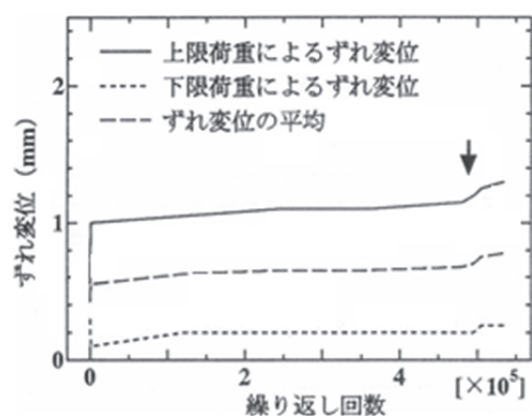


図 3-19 ずれ変位－繰り返し回数曲線（正曲げはり試験 SF5）

本研究では、両支点側の2つのスラブ止めに取り付けた4本のエナメル線すべての電圧の挙動に変化が生じた繰り返し回数を、はり試験におけるスラブ止めの疲労破壊までの繰り返し回数と定義し、以下に示すS-N図を描くときの繰り返し回数とした。このように定義した理由も、**図 3-19**中の矢印が示すように、その時点においてずれ変位にも有意な変化が認められたからである。ただし、3体の負曲げはり試験体のうち2体では、疲労試験時にエナメル線の一部の電圧の挙動は変化したが、4本のエナメル線すべての電圧の挙動に変化が認められないうちに、鋼はり自身に大きな疲労き裂が生じて、疲労試験の継続が困難になった。

上述のスラブ止めの疲労破壊までの繰り返し回数の定義の妥当性については、実験終了後に押抜き試験体およびはり試験体のコンクリート床版を取り除いてスラブ止めの状態を確認したところ、実際にスラブ止めが疲労破断していたことから確認できた。**写真 3-1** および**写真 3-2** は押抜き試験および正曲げはり試験におけるスラブ止めの疲労破断の状況を示している。

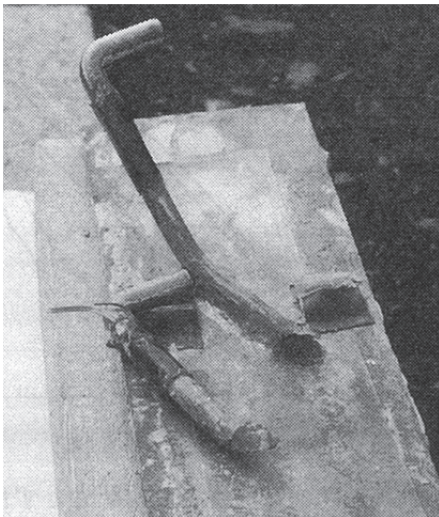


写真 3-1 押抜き試験体スラブ止めの疲労破断

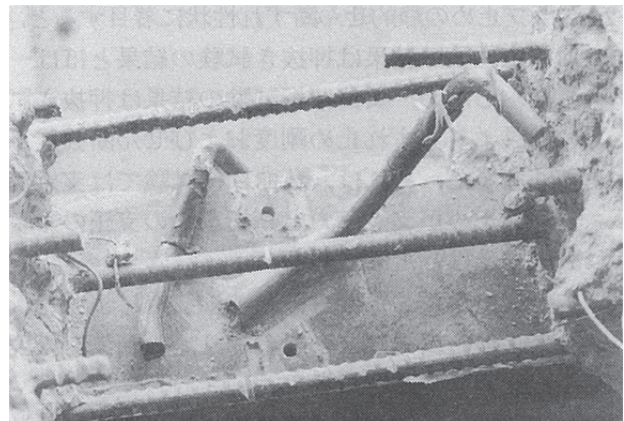


写真 3-2 正曲げはり試験体スラブ止めの疲労破断

(5) スラブ止めの S-N 線図

図 3-20に各タイプの試験体の疲労試験により得られたスラブ止めの S-N 線図を示す。縦軸はせん断力範囲を示し、横軸は前述の定義に従った疲労破壊までの繰り返し回数を示す。押抜き試験のスラブ止めのせん断力範囲は上載荷重の 1/2 で算定できるが、はり試験においては、静的載荷試験における**図 3-11**のような荷重と水平せん断力の関係に対応させて、疲労試験時の荷重振幅に相当するせん断力範囲を算定した。つまり、上限荷重に対するせん断力と下限荷重に対するせん断力の差をせん断力範囲とした。試験体ごとのせん断力範囲を**表 3-2**に示している。負曲げはり試験においては、4本のエナメル線すべてが切断するよりも先に鋼はりが破壊したために、その時点で実験を中止した試験体があった(**図 3-20**中の矢印付きの結果)。

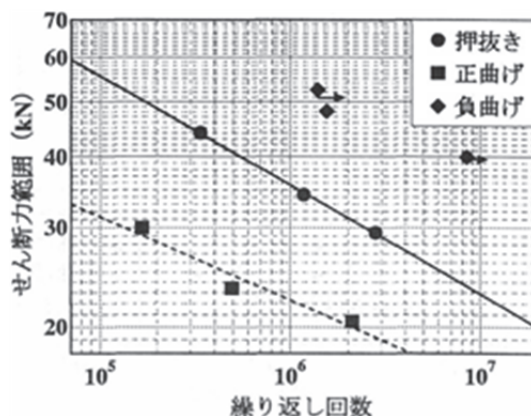


図 3-20 スラブ止めの S-N 線図 (せん断力範囲)

この S-N 線図より、正曲げはり試験におけるスラブ止めの疲労強度は押抜き試験の結果に比べて低く、負曲げはり試験におけるスラブ止めの疲労強度は押抜き試験に比べて高いことがわかる。これは、静的水平せん断ずれ性状の節でも述べたように、負曲げはり試験におけるスラブ止めの水平伝達せん断力には、鋼はりコンクリート床版との摩擦力の影響が含まれるためであると考えられる。また逆に、正曲げはり試験における支点側のスラブ止め位置では、荷重の増加に伴って鋼はりからコンクリート床版が浮き上がるような挙動を示すことに起因して、両者の間の摩擦力の影響が非常に小さいためであり、押抜き試験では、摩擦力の影響が正曲げはり試験と負曲げはり試験の中間的な程度であるためと考えられる。

ところで、図 3-21 は各タイプの試験体について、同じせん断力範囲に対応する疲労試験時のずれ変位と静的試験時のずれ変位の比を表している。縦軸はずれ変位の比を、横軸はせん断力範囲を表している。この図から、押抜き試験では、静的試験時と疲労試験時のずれ変位には大きな差異はないが、はり試験では、疲労試験時のずれ変位は静的試験時のずれ変位の 5 倍以上にも達していることがわかる。つまり、このことは静的はり試験時に比較して疲労はり試験時のスラブ止めのずれ止め剛度が 1/5 以下であることを意味していると言える。これは、静的試験時に比較して疲労試験時の方が、繰り返し回数の著しい増加にともなって、鋼はりコンクリート床版の間の付着の影響が小さくなるためであると考えられる。しかし、一般に不完全合成はりにおいてずれ止め剛度が比較的大きい場合には、ずれ止め剛度の変化に対応してずれ変位は顕著に変化するが、ずれ止めが伝達する水平せん断力の大きさは顕著に変化しない（結果的に、軸力の大きさが変化しない）ことが知られている⁶⁾。したがって、疲労試験時と静的試験時のずれ変位の大きさが 5 倍程度異なっても、上述のようにはり試験体の疲労試験時におけるスラブ止めの伝達せん断力の大きさを、静的試験時との対応関係から求めることは妥当であると言える。

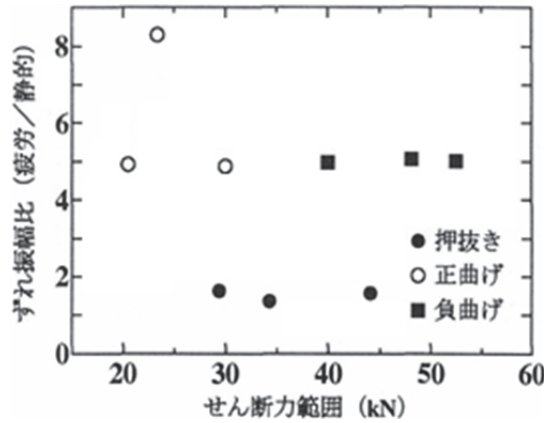


図 3-21 静的载荷試験および疲労試験時のずれ変位の比較

一方、図 3-22 には、せん断応力範囲で示したスラブ止めの S-N 線図を示す。縦軸には、図 3-20 のせん断力範囲をスラブ止め丸鋼の断面積の 2 倍で除して得られるせん断応力範囲を取った。本実験の範囲では、スラブ止めの疲労破壊がスラブ止め溶接部から曲げ上がる部分のスラブ止め丸鋼自身に生じていたことから、せん断応力範囲として上述のような値を用いた。また同図には、径 16mm の実寸大スラブ止めの押抜き疲労試験結果¹⁾ および松井、平城ら⁷⁾ が提案したスタッドの疲労強度評価式に、中島ら⁵⁾ の実施した径 13mm、全高 70mm のスタッドの静的強度 Q_u を当てはめて得られるせん断応力範囲での S-N 線図も参考のために破線で示している。この図から、上述のようなせん断応力に着目した S-N 線図では、径 10mm と 16mm の押抜き試験におけるスラブ止めの疲労強度は同程度であることがわかる。ただし、径 13mm のスタッドの静的強度を用いた松井、平城らの疲労強度評価式は、スラブ止め S-N 線図よりも下側に位置する結果となった。

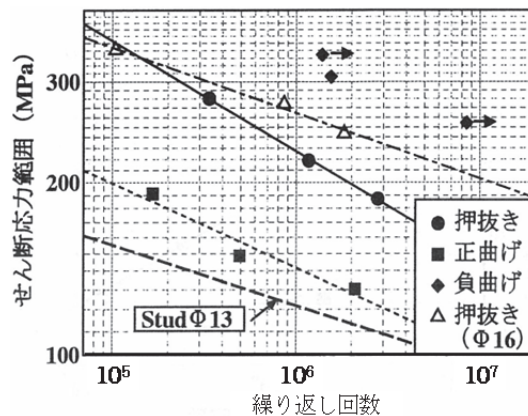


図 3-22 スラブ止めの S-N 線図 (せん断応力範囲)

3.4 まとめ

本研究では、非合成はりに使用されるスラブ止めの静的水平せん断ずれ性状および疲労強度を明らかにするため、はり試験においてスラブ止めが伝達する水平せん断力をできる限り正確に把握し、また、スラブ止めの疲労破壊を正確に感知することを目指して、押抜き試験体および正曲げ、負曲げはり試験体の静的載荷試験および疲労試験を行った。

本研究の実験を通して得られた主な結果を以下にまとめる。

1. スラブ止め前後の鋼はり断面に貼付したひずみゲージのひずみ値に基づいて求めた荷重サイクルごとの鋼はり断面の軸力に着目し、その差を取ることによってはり試験におけるスラブ止めの伝達せん断力をモニターした。
2. スラブ止めの静的せん断ずれ性状に着目すると、正曲げはり試験の結果は押抜き試験の結果とほぼ一致した。しかし、負曲げはり試験の結果は押抜き試験の結果よりもずれ止め剛度およびせん断強度が大きくなった。これは、負曲げはり試験では支点側のスラブ止めが支点反力と鋼はりからの支圧の影響を大きく受けたためである。
3. 本研究で考案した疲労破断感知装置によって、スラブ止めの疲労破壊までの繰り返し回数を精度よく把握することができた。
4. 正曲げはり試験におけるスラブ止めの疲労強度は押抜き試験の結果より小さくなり、逆に、負曲げはり試験におけるスラブ止めの疲労強度は押抜き試験の結果より大きくなった。これは、正曲げはり試験における鋼はりとコンクリート床版との支圧の影響が最も小さく、押抜き試験、負曲げはり試験の順に鋼はりとコンクリート床版との支圧の影響が大きくなるためであると考えられる。

実際の連続はりにおいても、中間支点付近では鋼はりとコンクリート床版の間に支圧を受けることが予想される。しかし、正曲げ区間では、死荷重あるいは活荷重による支圧の影響もあることを考慮すれば、本研究の正曲げはり試験によるスラブ止めの疲労強度はかなり安全側の結果を示していると考えられる。

参考文献

- 1) 中島章典, 池川真也, 土橋健治, 阿部英彦: 非合成桁橋スラブ止めの動的水平せん断伝達性状と疲労強度, 鋼構造年次論文報告集, 第2巻, pp.683-690, 1994.11.
- 2) 阿部英彦: 鉄道用合成桁のずれ止めに関する研究, 鉄道技術研究報告, No.961, 1975.3.
- 3) 大西竜浩, 中島章典, 溝江慶久, 小滝功, 西園広之, 大江浩一: スラブ止めの押し抜きおよび桁試験の静的荷重ずれ性状と疲労強度, 第51回年次学術講演会講演概要集, 第1部(A), pp.876-877, 1996.9.
- 4) 頭付きスタッドの押し抜き試験方法(案)とスタッドに関する研究の現状, JSSCテクニカルレポート No.35, 日本鋼構造協会, 1996.11.
- 5) 中島章典, 池川真也, 山田俊行, 阿部英彦: ずれ止めの非線形挙動を考慮した不完全合成桁の弾塑性解析, 土木学会論文集, No.537/I-35, pp.97-106, 1996.4.
- 6) Newmark, N.M, Siess, C.P. and Viest, I.M. : Tests and analysis of composite beams with incomplete interaction, Proceedings of the Society for Experimental Stress Analysis, Vol.9, No.1, pp.75-92, 1951.
- 7) 松井繁之, 平城弘一, 福本昉士: 頭付きスタッドの強度評価式の誘導—疲労強度評価式—, 構造工学論文集 Vol.35A, pp.1233-1244, 1989.3.

第4章 活荷重レベルにおける連続非合成はりの挙動に関する一考察

4.1 はじめに

通常、非合成はりと呼ばれる、コンクリート床版を有する鋼はりに用いられるスラブ止めは一般に柔なずれ止めと見なされ、その主な役目は鋼はりとコンクリート床版の相対的な位置の確保であり、道路橋示方書・同解説Ⅱ 鋼橋編¹⁾ (以下、道示Ⅱ) の基準をはじめとして、設計上は鋼はりとコンクリート床版間に働く水平せん断力を伝達しないとされている。しかし、スラブ止めも実際には合成はりの標準的なずれ止めとして用いられる頭付きスタッドと同程度のずれ止め剛度を有していることが明らかにされてきた²⁾。つまり、スラブ止めを取り付けた非合成はりの挙動は、設計上考えている鋼はりとコンクリート床版との合成作用を考慮しない挙動とは異なる可能性があり、どちらかといえば合成はりの挙動に近いことも予想される。したがって、非合成はりにおいても、スラブ止めに作用する繰返しりの水平せん断力による疲労問題や連続はりの負曲げ領域におけるコンクリート床版のひび割れの問題などが懸念される。

道路橋では、合成はりあるいは非合成はりに関わらず、その終局耐力よりも活荷重の作用がもたらす使用性や耐久性の問題が重要であることが認識されている³⁾。また、連続合成はりの負曲げ領域を非合成とし、その領域のコンクリート床版のひび割れを低減しようとする断続合成はりの考え方は古くからあり^{4),5)}、最近においても、連続合成はりの負曲げ領域に柔ジベルを取り付けて、その領域のコンクリート床版のひび割れ低減効果を検討した研究が行われている⁶⁾。一方、頭付きスタッドの根元にウレタンを巻きつけてずれ止め剛度を低減し、できるだけ非合成はりの挙動を再現しようとする研究も行われている⁷⁾。また、中島ら⁸⁾は押抜き試験体およびはり試験体内のスラブ止めの水平せん断力とずれ変位の関係あるいは疲労強度特性などを検討してきている。

本研究では、コンクリート床版と鋼はりとの間にスラブ止めを配置した連続はり（以後、連続非合成はりと呼ぶ）の活荷重レベルにおける実挙動の解明を主たる目的とし、一般的な諸元を有する連続非合成はりの挙動を検討するとともに、これらの結果を連続合成はりあるいは連続非合成はりの設計値と比較することとした。合成はりの使用性に関しては、引張を受けるコンクリート床版のひび割れ幅、活荷重によるたわみ、車両走行などによりずれ止めに作用する繰返しりの水平せん断力などが重要な問題となる。ここでは、おもにスラブ止めを有する連続非合成はりを対象とし、これらの問題点について剛体ばねモデルを用いた非線形解析により検討を行った。

4.2 剛体ばねモデル解析

(1) 連続非合成はりの剛体ばねモデル

剛体ばねモデル解析では、押抜き試験から得られる非線形の荷重ずれ曲線や、材料試験から得られる鋼やコンクリートの材料特性を、剛体間に連結しているばねのばね特性として容易に導入することができる。このような弾塑性挙動を考慮することによる連続非合成はりの非線形挙動を、ここでは弧長増分法によって追跡する^{9), 10)}。そのためには、各要素の弾塑性域での接線剛性マトリックスを誘導する必要がある。非弾性域での接線剛性マトリックスを誘導する場合には、各ばねの力と変位における接線勾配に相当するばね定数を用いる以外は、弾性剛性マトリックスの誘導方法と同様であるので、以下ではスラブ止めの合成効果を考慮した非合成はりの弾性剛性マトリックスの誘導方法を説明する。

(2) 各要素の剛性マトリックス

剛体ばねモデルを用いて非合成はりを解析するにあたり、**図 4-1** のように鋼はりおよび鉄筋コンクリート床版を部材軸方向に分割し、分割された剛体間には、はり要素として、複数の軸ばねと 1 本のせん断ばねを設ける。また、コンクリート床版と鋼はりの剛体間には、スラブ止めの挙動を模擬するずれ止め要素として、水平方向の力に抵抗する水平ばねと鉛直方向の力に抵抗する鉛直ばねを設ける。さらにここでは、支承位置の鋼はり下フランジ下面と固定面との間に、水平ばねと鉛直ばねでモデル化した支承要素を設ける。

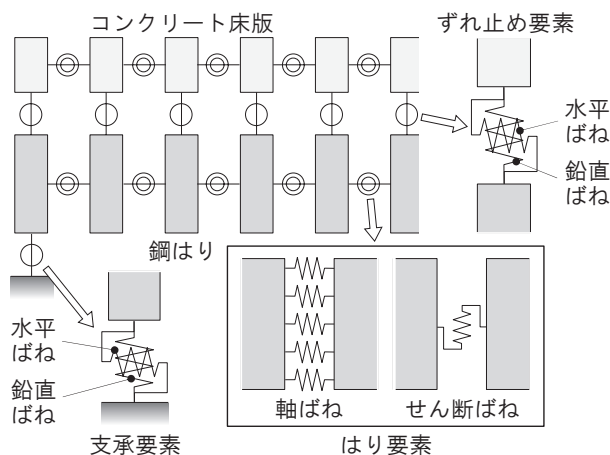


図 4-1 剛体間ばね要素形状

コンクリート床版や鋼はりの剛体間のばねは、分割した各分割断面の重心位置に設置し、軸ばねとせん断ばねから構成する。**図 4-2** に示すような隣接する 2 つの剛体 i と $i+1$ の間のばね要素 (i) において、分割断面が j 番目の位置に設置した軸ばねのばね定数を k_{aj} 、せん断ばねのばね定数を k_{sj} とし、ばねの取り付け位置は剛体表面とする。隣接する 2 つの剛体要素の重心点において、鉛直変位、水平変位および回転角度に伴う変位 (u_i, v_i, θ_i) , $(u_{i+1}, v_{i+1}, \theta_{i+1})$ が生じたとき、剛体間のばね要素 (i) のばねの相対変位は、両側の剛体の重心点の変位を用

いて表すことができる. 図 4-2 の幾何学的関係により, j 番目に設置した軸ばねの相対変位 ζ_j とせん断ばねの相対変位 η_j は以下のように表される.

$$\zeta_j = u_{i+1} - u_i - y_j(\theta_{i+1} - \theta_i) \quad (4-1)$$

$$\eta_j = v_{i+1} - v_i - (\ell_{i+1}\theta_{i+1}/2 + \ell_i\theta_i/2) \quad (4-2)$$

ここに, y_j は弾性, 非弾性に関わらず, コンクリート床版あるいは鋼はりのそれぞれの剛体断面の重心位置から j 番目の軸ばねまでの距離 (上方向を正) を表している.

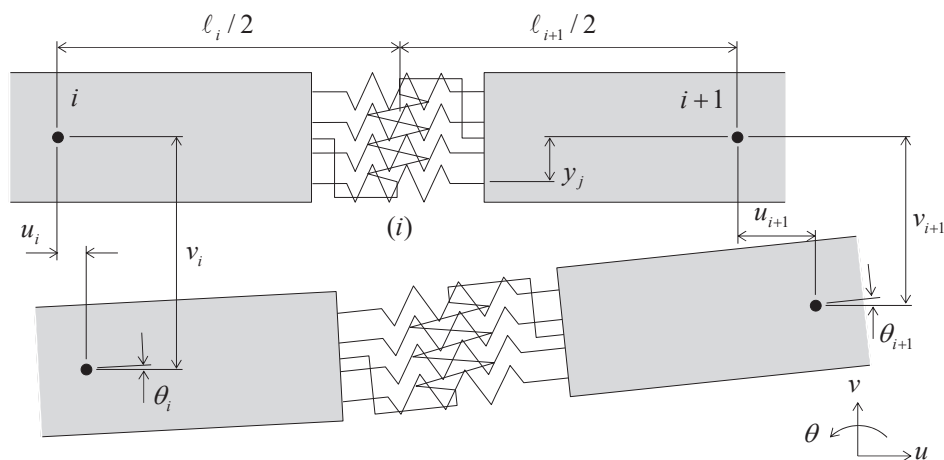


図 4-2 はり要素に用いる軸ばねおよびせん断ばねの相対変位

2 つの剛体間のばね要素 (i) に蓄えられる軸ばねとせん断ばねのひずみエネルギーの総和 U_{br} は, 次式のようになる.

$$U_{br} = \frac{1}{2} \left(\sum_j k_{aj} \zeta_j^2 + \sum_j k_{sj} \eta_j^2 \right) \quad (4-3)$$

一方, コンクリート床版および鋼はりを連続体と仮定した場合, 部材長 $(\ell_{i+1} + \ell_i)/2$ のはり要素に蓄えられるひずみエネルギー U_{bc} は, 以下のように表される.

$$U_{bc} = \frac{1}{2} \int_A (E\varepsilon^2 + G\gamma^2) dA \frac{\ell_{i+1} + \ell_i}{2} \quad (4-4)$$

ここに, E および G は, それぞれの部材の弾性係数とせん断弾性係数であり, ε はコンクリート床版および鋼はりの繊維の軸ひずみを, γ はせん断ひずみを表している. ε ははり部材の軸ひずみ成分 ε_a と曲率 $1/\rho$ によって表され, その他のひずみと曲率は近似的に次式で与えられるものとする.

$$\varepsilon = \varepsilon_a - \frac{y_j}{\rho} \quad (4-5)$$

$$\varepsilon_a = \frac{2(u_{i+1} - u_i)}{\ell_{i+1} + \ell_i} \quad (4-6)$$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{2(\theta_{i+1} - \theta_i)}{\ell_{i+1} + \ell_i} \quad (4-7)$$

$$\gamma = \frac{2(v_{i+1} - v_i)}{\ell_{i+1} + \ell_i} - \frac{\ell_{i+1}\theta_{i+1} + \ell_i\theta_i}{\ell_{i+1} + \ell_i} \quad (4-8)$$

以上の各ひずみを式(4-4)に代入した U_{bc} と、式(4-1)および式(4-2)を式(4-3)に代入した U_{br} が等しい条件より、各ばねのばね定数が以下のように決定される。

$$k_{aj} = \frac{2EA_j}{\ell_{i+1} + \ell_i} \quad (4-9)$$

$$k_{sj} = \frac{2GA_j}{\ell_{i+1} + \ell_i} \quad (4-10)$$

ここに、 A_j は軸ばねとせん断ばねが設置されている分割断面の面積を表している。

各ばねに関する相対変位式(4-1)、(4-2)をばね要素のひずみエネルギー式(4-3)に代入して、カスティリアノの定理を適用すると、次式の剛性方程式が得られる。

$$\frac{\partial U_{br}}{\partial u} = p = K_B u \quad (4-11)$$

ここに、外力ベクトル p および変位ベクトル u は、剛体要素重心点の節点力および節点変位から構成される。したがって、コンクリート床版および鋼はりのばね要素の剛性マトリックス K_B は以下ようになる。

$$K_B = \begin{bmatrix} A & 0 & -Ay_j & -A & 0 & Ay_j \\ & S & Sl_i/2 & 0 & -S & Sl_{i+1}/2 \\ & & Ay_j^2 + Sl_i^2/4 & Ay_j & -Sl_i/2 & -Ay_j^2 + Sl_i\ell_{i+1}/4 \\ & & & A & 0 & -Ay_j \\ & Sym. & & & S & -Sl_{i+1}/2 \\ & & & & & Ay_j^2 + Sl_{i+1}^2/4 \end{bmatrix} \quad (4-12)$$

$$A = \sum_j k_{aj}, \quad S = \sum_j k_{sj}$$

コンクリート床版と鋼はりの剛体間に設けるスラブ止めは、図 4-3 に示すように、水平ばねと鉛直ばねから構成する。それぞれのばねの相対変位 ζ_s , η_s は、近似的に以下のように表される。

$$\zeta_s = u_{i+1} - u_i - d_c \theta_i - d_s \theta_{i+1} \quad (4-13)$$

$$\eta_s = v_{i+1} - v_i \quad (4-14)$$

ここに、 d_c はスラブ止め取付け位置からコンクリート床版の剛体要素重心までの距離を表し、 d_s は同じく鋼はりの剛体要素重心までの距離である。

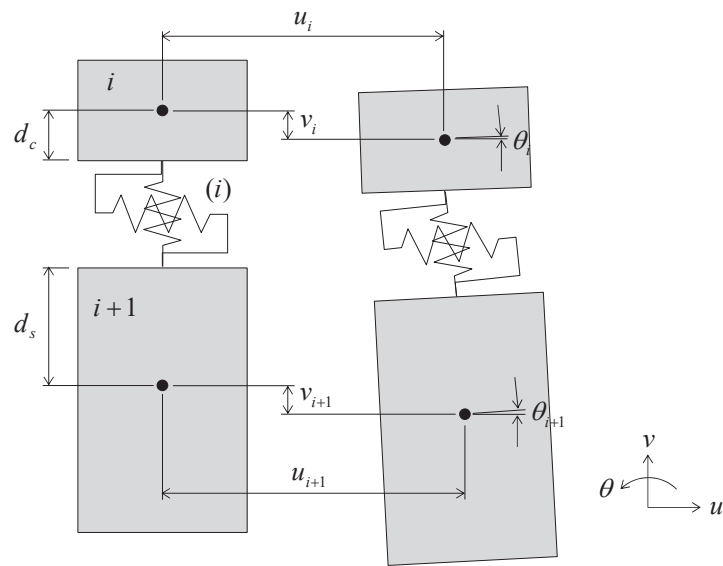


図 4-3 ずれ止め要素に用いる水平ばねおよび鉛直ばねの相対変位

したがって、1 つのずれ止め要素 (i) に蓄えられるひずみエネルギー U_J は、以下のように求められる。

$$U_J = \frac{1}{2} (k_\ell \zeta_s^2 + k_v \eta_s^2) \quad (4-15)$$

ここに、 k_ℓ および k_v はずれ止め要素の水平ばね定数および鉛直ばね定数である。

上式に式(4-13)および式(4-14)を代入し、カスティリアノの定理を適用すれば、以下のような剛性方程式が得られる。

$$\frac{\partial U_J}{\partial u} = p = K_J u \quad (4-16)$$

また、ずれ止め要素の剛性マトリックス K_J は以下ようになる。

$$K_J = \begin{bmatrix} k_\ell & 0 & d_c k_\ell & -k_\ell & 0 & d_s k_\ell \\ & k_v & 0 & 0 & -k_v & 0 \\ & & d_c^2 k_\ell & -d_c k_\ell & 0 & d_c d_s k_\ell \\ & & & k_\ell & 0 & -d_s k_\ell \\ \text{Sym.} & & & & k_v & 0 \\ & & & & & d_s^2 k_\ell \end{bmatrix} \quad (4-17)$$

支承要素は、図 4-4 に示すように、鋼はりとは固定面との間に水平ばねと鉛直ばねを設けてモデル化する。それぞれのばねの相対変位 ζ_h , η_h は、近似的に以下のように表される。

$$\zeta_h = -u_i - (h_s - d_s)\theta_i \quad (4-18)$$

$$\eta_h = -v_i \quad (4-19)$$

ここに、 h_s は鋼はりの高さである。

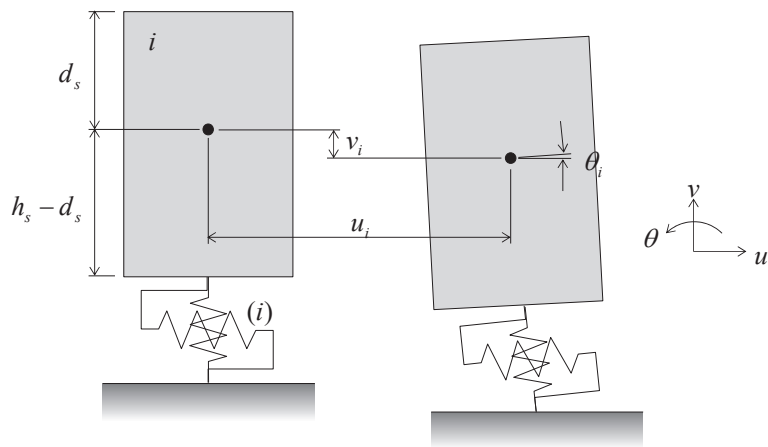


図 4-4 支承要素に用いる水平ばねおよび鉛直ばねの相対変位

したがって、1つの支承要素 (i) に蓄えられるひずみエネルギー U_G は、以下のように求められる。

$$U_G = \frac{1}{2} (s_\ell \zeta_h^2 + s_v \eta_h^2) \quad (4-20)$$

ここに、 s_ℓ および s_v は支承要素の水平ばね定数および鉛直ばね定数である。

上式に式(4-18)および式(4-19)を代入し、カスティリアノの定理を適用すれば、以下のような剛性方程式が得られる。

$$\frac{\partial U_G}{\partial u} = p = K_G u \quad (4-21)$$

また、支承要素の剛性マトリックス K_G は以下のようにになる。

$$K_J = \begin{bmatrix} s_\ell & 0 & (h_s - d_s)s_\ell & -s_\ell & 0 & 0 \\ s_v & 0 & 0 & 0 & -s_v & 0 \\ & (h_s - d_s)^2 s_\ell & -(h_s - d_s)s_\ell & 0 & 0 & 0 \\ & & s_\ell & 0 & 0 & 0 \\ \text{Sym.} & & & s_v & 0 & 0 \\ & & & & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (4-22)$$

(3) ばね要素特性

各ばねは材料の構成関係を表すものであり、剛体ばねモデルを用いて非合成はりの非線形挙動を追跡するためには、各ばねが表す材料の非線形の構成関係を決定しておく必要がある。

鋼はりおよびコンクリート床版内に配置する鉄筋の軸ばね特性は完全弾塑性型の一軸の応力-ひずみ関係で表現し、弾性係数 $E=206\text{GPa}$ 、降伏応力 $\sigma_Y=314\text{MPa}$ とした。コンクリート床版の軸ばね特性は、コンクリートの一軸の応力-ひずみ関係で表現した。圧縮領域の終局圧縮ひずみ σ_{cu} ($=0.35\%$) までは、図 4-5 のようにコンクリート標準示方書¹¹⁾に従った応力-ひずみ関係とした。ここに、圧縮強度 σ_c およびそれに対応するひずみ ε_c はそれぞれ、 33MPa および 0.2% とした。一方、引張領域においては、引張強度 σ_t ($=3.14\text{MPa}$) までは圧縮側の初期弾性係数 ($=33\text{GPa}$) に従い、それ以後は引張強度に相当するひずみ ε_t の 20 倍までひずみが緩やかに減少するものとした。

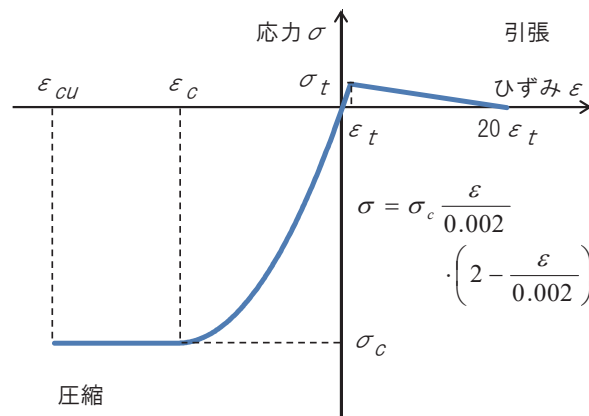


図 4-5 コンクリート床版の軸ばね特性

はり要素のせん断ばね特性には常に弾性関係を仮定し、鋼およびコンクリートのせん断弾性係数は、それぞれ 79.2GPa および 12.3GPa とした。ただし、鋼はりに作用するせん断力にはウェブのみが抵抗するものと考え、その形状係数を考慮してせん断ばねのばね定数を決定した。また、コンクリート床版に作用するせん断力にはコンクリート部のみが抵抗するものと考えた。

スラブ止めや頭付きスタッドなどのずれ止めの鉛直ばね特性を図 4-6 に示す。引張側の応力-ひずみで表した構成関係は、ずれ止めがコンクリート床版の浮き上がりに抵抗すると考えて、近似的にずれ止めの軸部断面積（スラブ止め 1 本の断面積の 2 倍）と軸部長さ（それぞれ図 4-6 の l ）に基づいて、鋼材の応力-ひずみ関係で表した。一方、圧縮力は連結している剛体間の界面全域（1 つの剛体要素の鋼はり上フランジ上面の面積）で伝達されると考え、コンクリートの一軸の応力-ひずみ関係を構成関係として用いている¹²⁾。

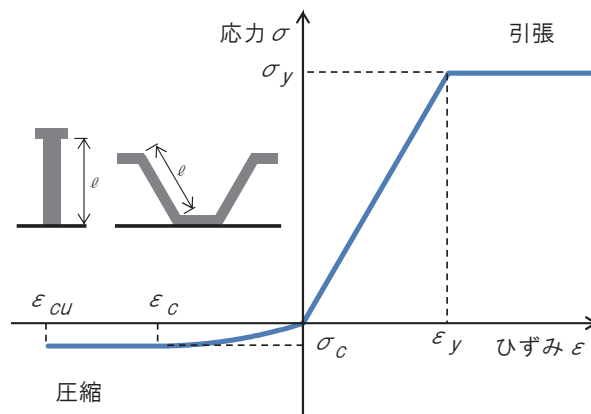


図 4-6 ずれ止めの鉛直ばね特性

ずれ止めの水平せん断伝達を表す水平ばね特性には、図 4-7 に示すように、Fisher ら¹³⁾ によって提案された一般化されたせん断力 Q (kN) とずれ変位 δ (mm) の関係を適用した。この曲線は、漸近値であるせん断強度 Q_u のみで定まる形になっており、静的押抜き試験より得られるずれ止めの水平せん断力-ずれ変位関係を容易にモデル化することができる。

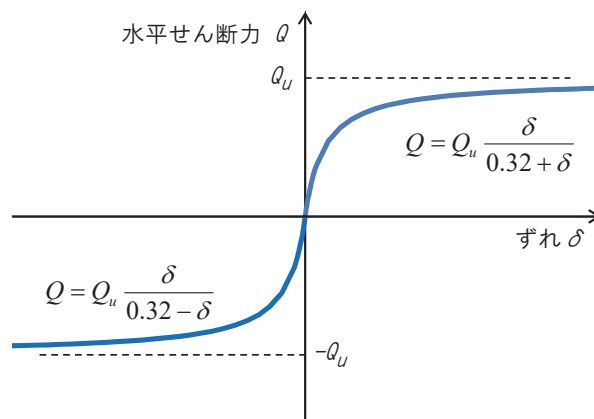


図 4-7 ずれ止めの水平ばね特性

そこで、スラブ止めの静的押抜き試験より得られた水平せん断力とずれ変位の関係²⁾を Fisher らの提案式を用いてモデル化する。この実験ではスラブ止めとして、実寸大の直径 16mm の丸鋼を用いている。図 4-8 に径 16mm のスラブ止めの押抜き試験結果を実線で示す。縦軸はスラブ止め 1 本に作用するせん断力であり、横軸はスラブ止めのずれ変位である。一点鎖線で示した Fisher らの提案式は実線で示した実験値を近似するように、せん断強度 $Q_u = 195\text{kN}$ でモデル化した。これと同様にして、破線で示す軸径 19mm、全高 150mm の頭付きスタッドの押抜き試験より得られた水平せん断力-ずれ変位関係から、そのスタッド 1 本の水平せん断力-ずれ変位関係は、点線で示すようにせん断強度 $Q_u = 105\text{kN}$ でモデル化した。以下で行う連続はりの解析では、この最終的に得られたスラブ止めの水平せん断力-ずれ変位関係を剛体ばねモデル解析に導入するスラブ止め要素の水平ばね特性として使用することとする。つまり、ばね定数としてはその水平せん断力-ずれ変位関係の接線勾配を用いることになる。

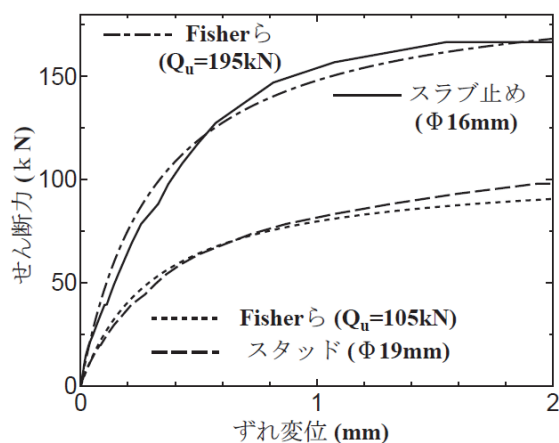


図 4-8 静的押抜き試験結果

支承要素の水平ばねおよび鉛直ばねは、常に弾性範囲で挙動するものとし、水平ばねのばね定数の大きさによって、支承の可動（ばね定数 9.8kN/m ）および固定（ばね定数 980GN/m ）を仮定した。

(4) 解析モデル

本研究では、実際的な諸元を考慮して、1 スパン 30m、2 車線あたりで 4 本の鋼はりを有する 2 径間連続非合成はりを解析対象とした。これを、はりとしての挙動を検討する観点から、図 4-9 に示すように、対応する幅のコンクリート床版と鋼はり 1 本を解析モデルとして用いた。鋼はり断面を中間支点付近で変化させたが、コンクリート床版断面は部材軸方向に一定で、幅を 2.4m、厚さを 0.21m とした。以下特に断らない限り、床版内にはかぶりを 4cm とし、上側には D19 鉄筋を 15cm 間隔で、下側に 30cm 間隔で上下 2 段に配置する場合を想定した。この場合、上側に配置した鉄筋のコンクリート床版全断面積に対する鉄筋比は 0.91% となった。ただし、取り扱いを容易にするため、鉄筋の配置は部材軸方向に一定とした。また、道

路橋示方書・同解説 I 共通編¹⁾に従い、活荷重として、コンクリート床版幅 2.4m 分に相当する等分布荷重 8.2kN/m を全載させ、31.8kN/m を図 4-9 に示すように、片側の径間中央部付近の 10m の範囲に載荷させた。

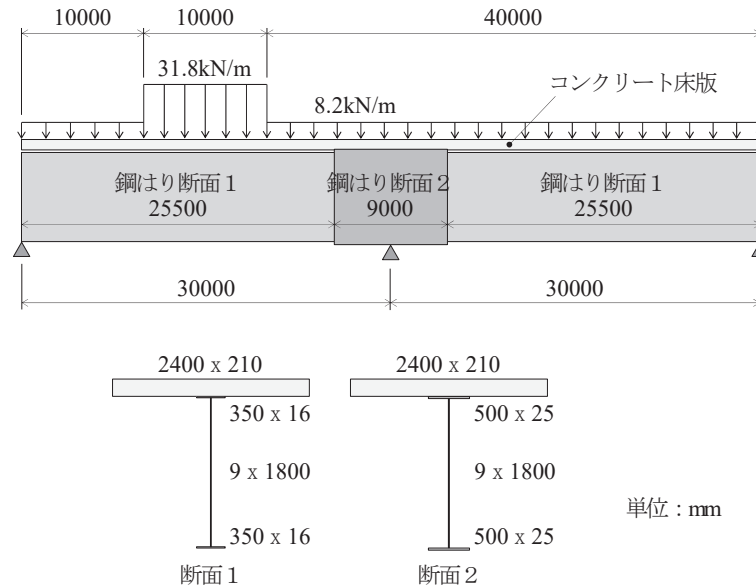


図 4-9 解析モデル

剛体ばねモデル解析における部材軸方向の要素分割数は 60 とした。結果的に 1 剛体要素あたりの要素長は 1m となった。また、鋼はり断面は 12 の小断面に分割（上下フランジ分とウェブを高さ方向に 10 分割）し、鉄筋コンクリート断面も 12 の小断面に分割（上下の鉄筋分とコンクリート断面を高さ方向に 10 分割）した。

4.3 解析結果と設計値の比較

(1) 解析条件

連続非合成はりの実挙動を検討するため、上述の解析モデルを対象として剛体ばねモデルを用いた非線形解析を行う。連続非合成はりでは径 16mm のスラブ止めを部材軸方向 1m あたりに 1 本配置するのと同程度のずれ止め剛度をずれ止め要素の水平ばねに与える。つまり図 4-8 に示すように、そのばねのせん断強度 Q_u は 195kN (=195kN×1 本) となった。また、比較のために、ずれ止めに頭付きスタッドを用いた連続合成はりについても検討した。その場合、軸径 19mm、全高 150mm の頭付きスタッドを部材軸方向 1m あたり 12 本配置する場合と同程度のずれ止め剛度として、水平ばねには 1260kN (=105kN×12 本) のせん断強度を与えた。ただし、この場合、鋼はりおよびコンクリート床版の断面は連続非合成はりの断面と同じとした。さらにそれぞれのはりに対して、コンクリートの引張強度を図 4-5 に示すように考慮した場合と、コンクリートが引張に全く抵抗しないものとした場合の 2 つのケースについて検討を行った。

なお、以下の解析結果を示す図に用いているそれぞれの解析ケースの内容を、図中に示した記号とともに表 4-1 にまとめている。

表 4-1 解析ケースの内容

略称	記号	略称の内容
鋼はりのみ	A	通常連続非合成はりの設計値であり、コンクリート床版を無視し、荷重は鋼はりのみで受け持つと考え、はり理論により求めた値
完全合成はり	B	道示 II に従った連続合成はりの設計値であり、完全合成を仮定し、コンクリートは全断面有効と考え、はり理論により求めた値
非合成 (引張考慮)	C	スラブ止めを用い、コンクリートの応力-ひずみ関係において引張強度を考慮した解析値
非合成 (引張無視)	D	スラブ止めを用い、コンクリートの応力-ひずみ関係において引張強度を無視した解析値
合成 (引張考慮)	E	頭付きスタッドを用い、コンクリートの応力-ひずみ関係において引張強度を考慮した解析値
合成 (引張無視)	F	頭付きスタッドを用い、コンクリートの応力-ひずみ関係において引張強度を無視した解析値
100%	G	中間支点付近のスラブ止めの配置を非合成はりの場合と同じにした断続合成はりの解析値
50%	H	中間支点付近のスラブ止めの配置を非合成はりの 1/2 の量とした断続合成はりの解析値
0%	I	中間支点付近にまったくずれ止めを配置しない断続合成はりの解析値

(2) 鋼はりおよびコンクリート床版のひずみ分布

以上のような条件の下で連続はりを解析した場合の基本的な応答量として、まず、鋼はり上下縁およびコンクリート床版上縁の部材軸方向ひずみ分布を以下に示す。図4-10(a)および図4-10(b)は鋼はり上下縁の部材軸方向ひずみ分布である。縦軸はひずみを、横軸は部材軸方向位置を表している。一点鎖線および点線はコンクリートの引張強度を考慮した連続非合成はりおよび連続合成はりのひずみ分布 (C, E) であり、太い実線および破線はコンクリートの引張強度を無視した連続非合成はりおよび連続合成はりのひずみ分布 (D, F) である。また、細い実線で示す「鋼はりのみ」とは、連続非合成はりの設計値であり、合成効果を無視し、荷重は鋼はりのみで受け持つものと考え、はり理論により求めた分布 (A) である。これに対して、細い破線で示す「完全合成はり」とは道示 II に従った連続合成はりの設計値であり、完全合成を仮定し、コンクリートは全断面有効として求めたもの (B) である。

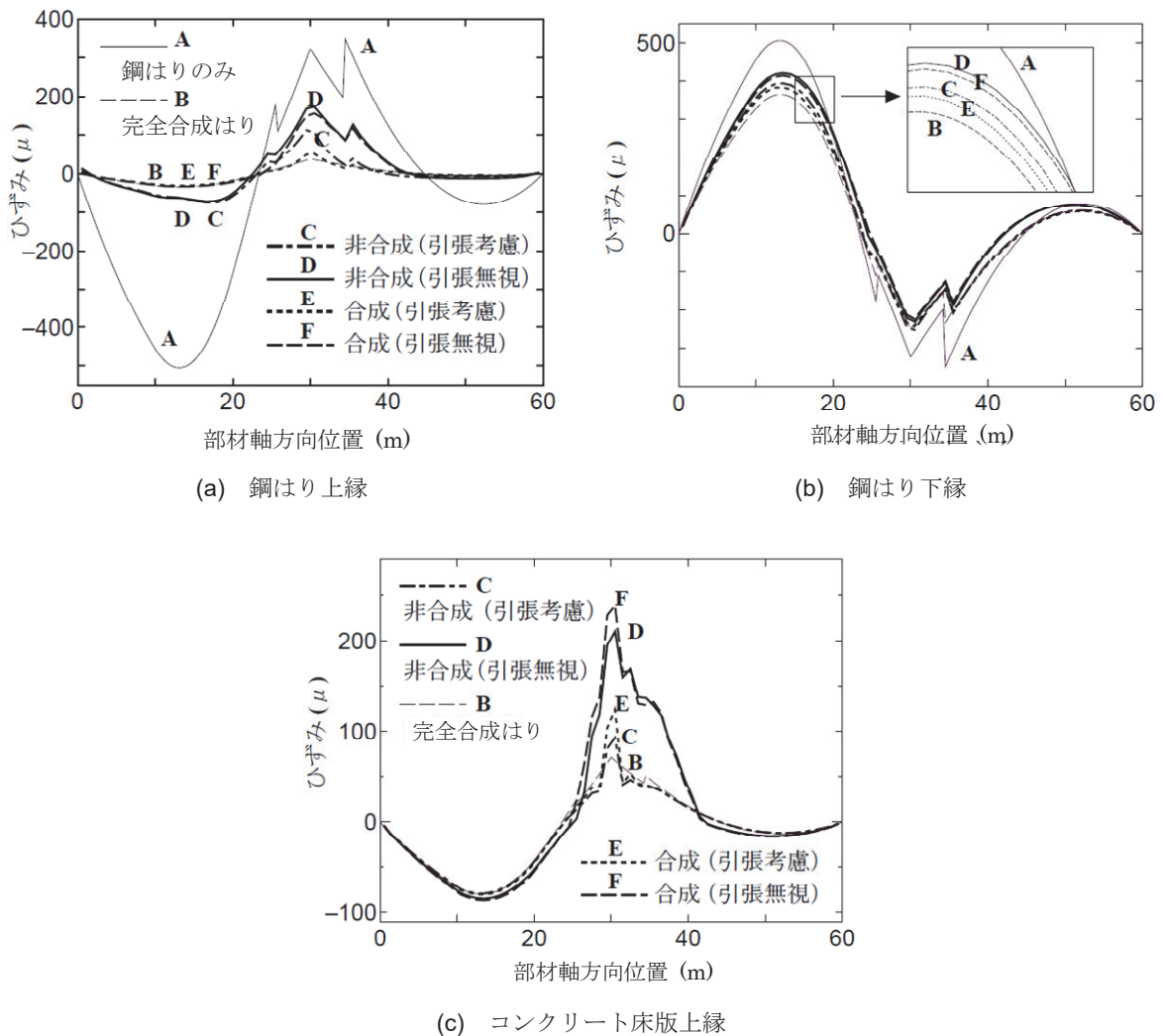


図4-10 部材軸方向ひずみ分布 (解析結果と設計値の比較)

図 4-10(b)より,連続非合成はりおよび連続合成はりの鋼はり下縁のひずみ分布(C~F)は,コンクリートの引張強度の有無に関わらず,どちらかと言えば完全合成はりのひずみ分布(B)に近いことがわかる. また,コンクリートの引張強度を考慮した連続非合成はりおよび連続合成はりの鋼はり上縁のひずみ分布(C, E)は,完全合成はりのひずみ分布(B)に近く,コンクリートの引張強度を無視した場合(D, F)には,合成,非合成に関わらず,中間支点付近において引張ひずみの値が比較的大きくなっている. しかし,鋼はりのみを考慮した場合(A)に対しては,引張ひずみの最大値は1/2程度となっていることがわかる.

これに対して,図 4-10(c)はコンクリート床版上縁の部材軸方向ひずみ分布である. 連続非合成はりおよび連続合成はりのひずみ分布(C~F)は,中間支点付近において完全合成はりの値(B)と異なり,引張ひずみの値が局部的に大きくなっており,特に,コンクリートの引張強度を無視した場合(D, F)には,その引張ひずみの値が 200μ を超えることがわかる. 以上のことは,中間支点付近のコンクリート床版にひび割れが生じる可能性があることを意味している.

(3) 引張を受けるコンクリート床版のひび割れ幅

上述のように,中間支点付近のコンクリート床版にはひび割れが生じる可能性があるので,剛体ばねモデル解析におけるひび割れ幅の概算方法を説明する. まず,コンクリート床版を表すはり要素の1つの分割小断面に対応する軸ばね1本に生じるひび割れ幅を求める. 図 4-11 に示すように,長さ dl の剛体要素間が引張力を受け,分割小断面のばねが ϵdl だけ伸びたと仮定する. 図 4-11 中の dA_c は,コンクリート床版の分割された1つの小断面の断面積である. この ϵdl が,図 4-12 に示すように,コンクリートの引張強度に対応する変位量 $\epsilon_i dl$ よりも大きくなれば,そのばね要素にはひび割れが生じたと考えられる,つまり, $\epsilon_i dl$ からの増分 w をそのばねに生じたひび割れ幅とすれば,

$$w = (\epsilon - \epsilon_i) dl \tag{4-23}$$

と表される. 図 4-12 中の σ_i および ϵ_i はそれぞれ,コンクリートの引張強度およびこれに対応する引張ひずみである. ただし,コンクリートの引張強度を無視した場合には, ϵdl がひび割れ幅を表す.

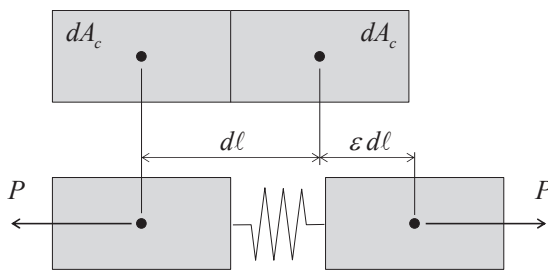


図 4-11 コンクリート床版の剛体と軸ばね

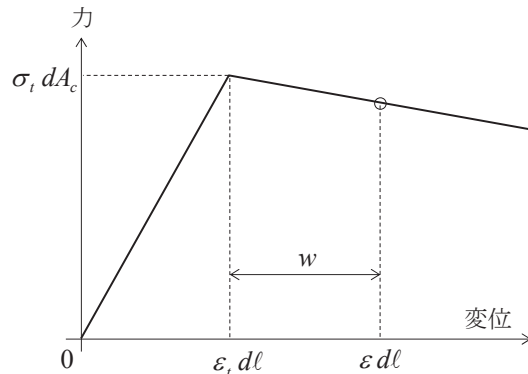


図 4-12 ひび割れ幅の定義

一方、ここで用いたコンクリート床版のひび割れの最大間隔 ℓ_{\max} は、コンクリート標準示方書¹¹⁾を参考にすれば、

$$\ell_{\max} = k\{4c + 0.7(c_s - \phi)\} \quad (4-24)$$

と表される。ここに、 c はかぶり(cm)、 c_s は鋼材の中心間隔(cm)、 ϕ は鋼材径(cm)である。また、 k は鋼材の付着性状の影響を表す定数で、異形鉄筋を用いる場合 $k=1$ である。この式を用いることによって、この場合の最大ひび割れ間隔が求められる。つまり、剛体長さ $d\ell$ あたりに生じると考えられるひび割れの最小本数 n_{\min} は、

$$n_{\min} = d\ell / \ell_{\max} \quad (4-25)$$

となり、この最小本数 n_{\min} と上に求めた剛体長さ $d\ell$ あたりのひび割れ幅 w を用いることによって、最大ひび割れ幅 w_{\max} は、

$$w_{\max} = w / n_{\min} \quad (4-26)$$

と概算できる。本研究で対象とした解析モデルでは、 $d\ell$ は 1m であり、ここで用いた鉄筋径および配置間隔などの諸量を式(4-24)に代入すると、 ℓ_{\max} は約 0.25m となった。

図 4-13 には、このようにして得られたコンクリート床版上縁の最大ひび割れ幅の部材軸方向分布を示す。縦軸は最大ひび割れ幅であり、横軸は部材軸方向位置であり、10~50m の範囲のみを示している。図中に示す点線および一点鎖線は、コンクリートの引張強度を考慮した連続合成はりおよび連続非合成はりの解析結果 (E, C) であり、破線および実線はコンクリートの引張強度を無視した連続合成はりおよび連続非合成はりの解析結果 (F, D) である。これより、確かにスラブ止めの合成効果によって、非合成はりにおいても、中間支点部付近のコンクリート床版にはひび割れが生じることがわかる。しかし、その最大幅はコンクリートの引張強度を無視した場合でも約 0.06mm であり、一般に耐久性の照査に用いられるひび割れ幅の制限値 0.2mm (=0.005 c , c : かぶり) よりも小さい。

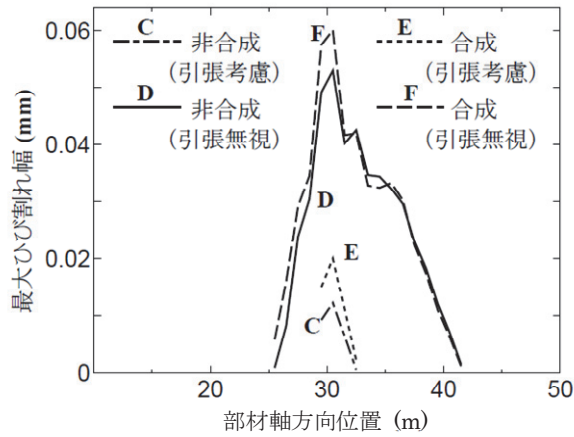


図 4-13 部材軸方向最大ひび割れ幅分布（解析結果の相互比較）

(4) 活荷重によるたわみ

図 4-14 は上述と同じ解析条件における部材軸方向のたわみ分布を示す。縦軸ははりのたわみであり、横軸は部材軸方向位置である。この図より、スラブ止め合成効果を考慮した連続非合成はりの解析結果は、コンクリートの引張強度を考慮した場合 (C) も、しない場合 (D) もその最大値は、図に「鋼はりのみ」として示した非合成はりの設計値 (A) の最大値の約半分であり、どちらかと言えば完全合成はりのたわみ (B) に近いことがわかる。また、道示 II¹⁾ に従ったこのモデルのたわみの制限値は 4.5cm となることから、スラブ止め合成効果を考慮することはたわみ制限の観点から有利であると考えられる。

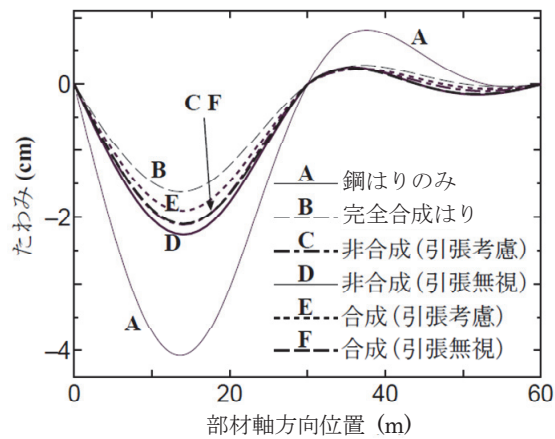


図 4-14 部材軸方向たわみ分布（解析結果と設計値の比較）

4.4 鉄筋比の差異の影響

鋼はりコンクリート床版の合成効果を期待する合成はりを連続はりとして用いる場合、中間支点付近の負の曲げモーメントによるコンクリート床版の引張ひずみの問題は避けられない。また上述のように、スラブ止めをもつ非合成はり実際にはかなりの合成効果を有しているとすれば、連続はりにおいて生じる問題は合成はりだけのものとは言えなくなる。

そこで、コンクリート床版の引張応力を簡易に低減させる方法として、本研究ではまず床版内に配置する鉄筋量に着目し、コンクリート床版の断面積に対する比である鉄筋比をパラメーターとして検討を行った。

解析においては、コンクリートの引張強度を考慮し、コンクリート床版の上側配置鉄筋比を0.91%(D19, 15cm 間隔)とした連続非合成はりモデルを基準とし、上側配置鉄筋比を0.402%、1.609%、2.521%に変化させた場合について検討を行った。これらの鉄筋比は、D13、D25、D32の鉄筋をそれぞれ15cm 間隔で配置する場合に対応している。ただし、いずれの場合も、下側に配置した鉄筋量は上側の鉄筋量の1/2とした。

図4-15は鉄筋比を変えた場合のコンクリート床版上縁の最大ひび割れ幅の部材軸方向分布を示す。縦軸は最大ひび割れ幅であり、横軸は部材軸方向位置である。図中に破線で示す鉄筋比「0.910%」の結果は、図4-13に示した結果と同じである。この図より、鉄筋量を増やすことにより、最大ひび割れ幅は幾分小さくなるが、その低減量はあまり大きくないことがわかる。

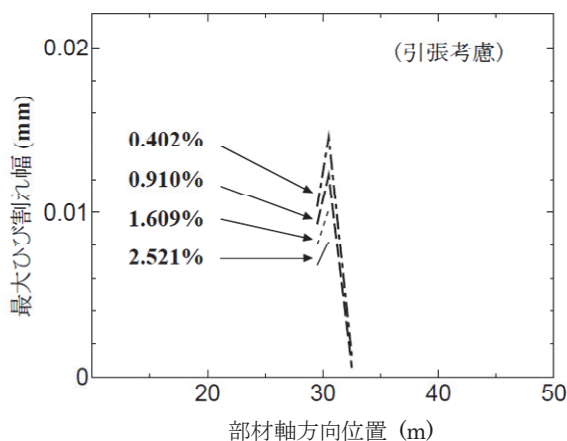


図4-15 部材軸方向最大ひび割れ幅分布（鉄筋比の影響）

4.5 ずれ止めの配置間隔の影響

連続合成はりにおいて、中間支点上のコンクリート床版に生じる引張応力の絶対値を低減する 1 つの方法として考案されたのが断続合成^{4),5)}である。断続合成はりでは、正曲げ領域には完全合成を仮定するために、十分な量のずれ止めを配置し、負曲げ領域には非合成を仮定するために、柔なずれ止めを配置するか、もしくは少量の剛なずれ止めを配置すると考えるのが一般的である。

ここでは、断続合成の考え方の有効性を確認するために、正曲げ領域には完全合成を仮定できるほどの頭付きスタッドを配置し、負曲げ領域（中間支点の左右 10m の範囲）には柔なずれ止めを配置した場合について解析を行った。ただし、柔なずれ止めの配置としては、上述と同じスラブ止めを同じく 1m 間隔で配置した場合（以下、100%と呼ぶ）、スラブ止めの配置間隔は同じであるが、図 4-8 に示す Fisher らの提案式におけるせん断強度 Q_u を 1/2 とした水平せん断カーズれ変位関係をもつスラブ止めを有する場合（以下、50%と呼ぶ）およびずれ止めをまったく配置しない場合（以下、0%と呼ぶ）を考えた。

図 4-16 は以上の解析モデルにおける最大ひび割れ幅の部材軸方向分布を示す。図の縦軸は最大ひび割れ幅であり、横軸は部材軸方向位置である。図中に示す一点鎖線および実線は図 4-13 にも示したコンクリートの引張強度を考慮した連続合成はりおよび連続非合成はりの解析結果 (E, C) である。また図中の 100%, 50%, 0% は上述のずれ止めの配置方法の差異に対応している。これより、最大ひび割れ幅の最大値は、連続合成はりのもの (E) が最も大きく、次いで 100% 断続合成はり (G)、連続非合成はり (C)、50%断続合成はり (H)、0% 断続合成はり (I) の順になっていることがわかる。

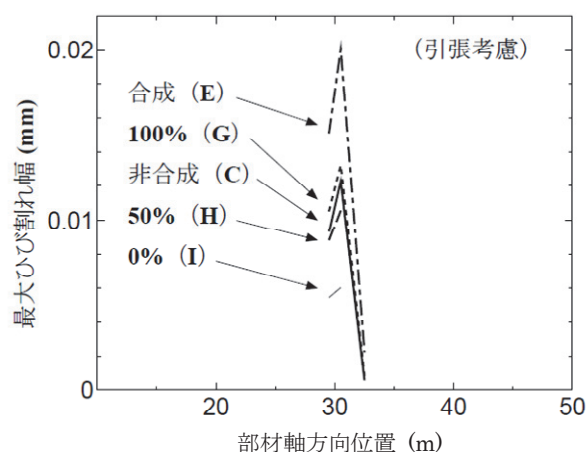


図 4-16 部材軸方向最大ひび割れ幅分布（ずれ止めの配置による影響）

また、図 4-17 は同じ解析結果における部材軸方向たわみ分布を示す。図の縦軸ははりのたわみであり、横軸は部材軸方向位置である。これより、ここで解析対象とした断続合成はりのたわみ分布 (G, H, I) は、合成はりあるいは非合成はりのたわみ分布 (C, E) とほとんど変わらないことがわかる。

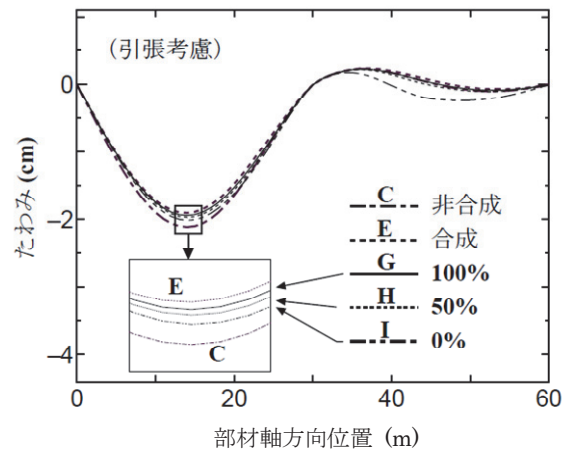


図 4-17 部材軸方向たわみ分布 (ずれ止めの配置による影響)

以上のことから、連続はりに断続合成の考え方を適用することは、コンクリート床版の引張応力を低減する観点からは有用であることが確認できる。

4.6 スラブ止めに作用する繰り返しの水平せん断力

最大ひび割れ幅および最大たわみ量を低減することができる断続合成はりとは、以上の結果から連続はりとして合理的な構造系であるように思える。しかし、この構造のように、ずれ止め剛度を部材軸方向に変化させる場合には、そのずれ止め剛度が変化する点で、局部的に水平せん断力が増加することが指摘されている⁶⁾。また、非合成はりにおいてスラブ止めの合成効果を考慮する場合、車両走行によってスラブ止めに生じる繰り返しの水平せん断力を検討することは、使用性の立場から重要である。

そこで、疲労の観点から、スラブ止めに生じるせん断力の振幅を概算するために、L 荷重ではなく、大型車両 1 台（重量 245kN の 1/2）がここで解析対象とした 2 車線 4 本はりのうちの 1 本のはりと対応するコンクリート床版上を移動する場合について解析を行った。つまり、車両重量を任意の位置に静的に載荷させ、その載荷位置を移動させることにより、車両の移動を模擬してずれ止めに作用する水平せん断力を概算する。ここで、車両は図 4-18 のように前輪を 24.5kN、後輪を 98kN の 2 点集中荷重としてモデル化し、これら 2 つの集中荷重は 4m の間隔をもつものとした。

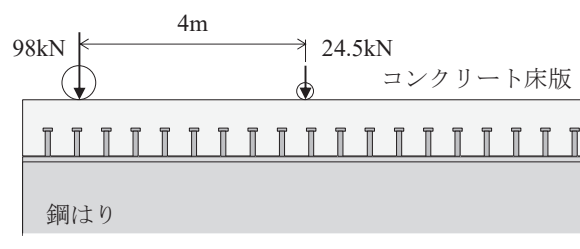


図 4-18 車両走行のモデル

ただし、車両走行に対する動的問題を取り扱う場合、厳密にはコンクリート床版の応力-ひずみ関係あるいはずれ止めに作用する水平せん断力-ずれ変位関係などに対して繰り返しの力-変位関係を用いなければならない。しかし、ここで対象とした解析モデル上を車両が走行する場合、コンクリート床版に発生する圧縮応力およびずれ止めに作用する水平せん断力は比較的小さく、また、コンクリート床版のひび割れはほとんど中間支点付近にのみ生じると考えられることから、車両がどの位置に作用する場合に対しても、上述の非線形解析プログラムを用いて個々にずれ止めに作用する水平せん断力を概算した。

図 4-19 はスラブ止めに有する連続非合成はりについて、車両の前輪を左端から 10m, 20m, 30m, 40m, 50m の位置とした場合に、スラブ止めに作用する水平せん断力の部材軸方向分布を示したものである。横軸はスラブ止めの部材軸方向位置を、縦軸はスラブ止めに作用する水平せん断力を表している。この図のように、車両の載荷位置が変化するとスラブ止めに作用する水平せん断力の大きさも変化するが、車両が移動することによって任意の位置のスラブ止めに生じる水平せん断力の振幅は、その位置のスラブ止めに作用する最大の水平せん断力と最小の水平せん断力の差を取ることによって概算することができると考えられる。

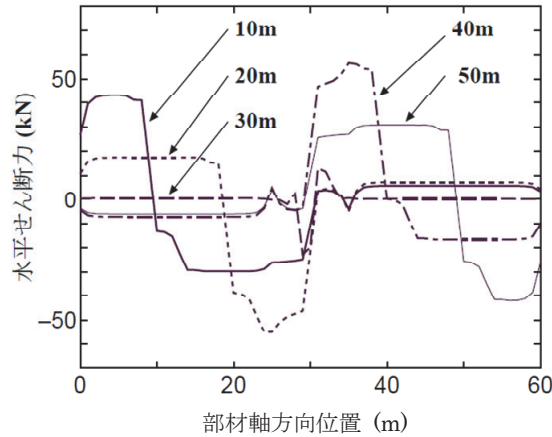


図 4-19 部材軸方向の水平せん断力分布

図 4-20 は、このようにして求めたずれ止めの水平せん断力の振幅の部材軸方向分布を表している。図の横軸はずれ止めの部材軸方向位置、縦軸は水平せん断力の振幅であり、実線および破線がコンクリート床版の引張強度を考慮した連続非合成はりおよび連続合成はりの結果 (C, E) を表している。ここで、縦軸の水平せん断力の振幅は、剛体ばねモデル解析における 1 要素あたり (1m あたり) の大きさで示している。したがって、合成はりの場合には頭付きスタッドの配置間隔が 12 本 / m であることから、スタッド 12 本分の水平せん断力であり、非合成はりの場合にはスラブ止めの配置間隔が 1 本 / m であることから、スラブ止め 1 本分の水平せん断力である。この図より、連続非合成はりのスラブ止めに生じる水平せん断力の最大振幅は約 50kN であり、連続合成はりの頭付きスタッド 12 本分に生じる水平せん断力の最大振幅は約 70kN (スタッド 1 本分で約 5.8kN) であることがわかる。

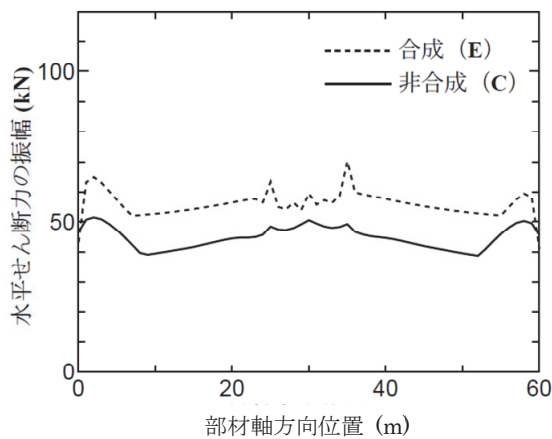


図 4-20 部材軸方向の水平せん断力の振幅分布

ここで、中島ら²⁾が実施した径16mmの実寸大スラブ止めおよび軸径19mm、全高150mmの頭付きスタッドの押抜き試験体の疲労試験から得られたS-N線図を図4-21に示すが、この図に照らし合わせて考えると、上記で求められたスラブ止めおよび頭付きスタッドに作用する水平せん断力の振幅は十分な疲労寿命を期待できるせん断力範囲であると予想され、特に、頭付きスタッドを十分に配置した場合の方が疲労の観点から好ましいと考えられる。

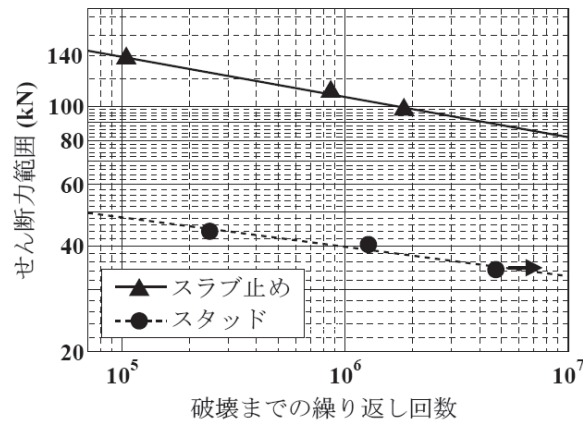


図 4-21 スラブ止めおよび頭付きスタッドの S-N 線図²⁾

一方、前節で示した50%断続合成はりに対して同様の手順により得られたずれ止めには作用する水平せん断力の振幅の部材軸方向分布を図4-22に示す。この図より、負曲げ領域のずれ止め剛度を低減した断続合成はりでは、正曲げ、負曲げ領域の境界付近のずれ止めを生じる水平せん断力の最大振幅が100kNを超えており、また、断続合成を仮定している範囲のずれ止めのせん断力の振幅はあまり低減していない。したがって、ずれ止めの疲労の観点からは好ましくない場合もあると考えられる。

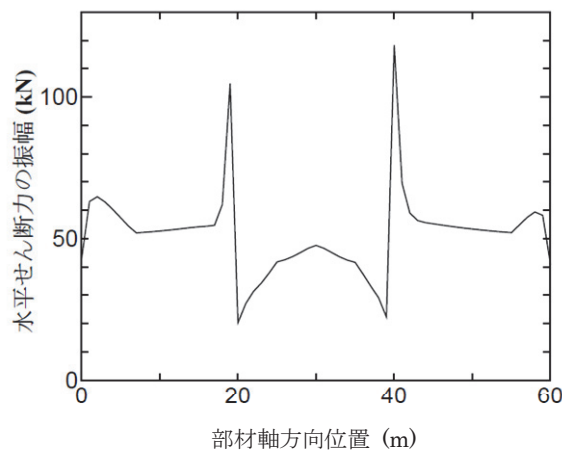


図 4-22 部材軸方向の水平せん断力の振幅分布 (50%断続合成はり)

4.7 乾燥収縮および温度差の影響

コンクリート床版を有する合成はりでは、乾燥収縮によりコンクリート床版に引張応力が生じる。また、鋼はりとはコンクリート床版との温度差によっても、コンクリート床版には不利な引張応力が生じることになる。したがって、スラブ止めの合成効果を考慮した非合成はりにおいても同様の問題が起こると考えられる。

そこで、乾燥収縮および鋼はりとコンクリート床版との温度差がコンクリート床版の引張ひずみに及ぼす影響を連続非合成はりの線形解析により概算し、ひび割れ幅などを再検討した。ただし、ここでは乾燥収縮に伴うクリープの影響は考えていない。

まず、道示Ⅱ¹⁾を参考にして、乾燥収縮の最終ひずみ 200μ および鋼とコンクリートの温度差を 10°C としたときの収縮ひずみ 120μ を加えた 320μ に相当する圧縮力を図4-9に示す連続非合成はりの解析モデルのコンクリート床版の両端に作用させた。その後、収縮ひずみ 320μ を差し引いてコンクリート床版に作用する引張ひずみを算定した。ただし、非合成はりを構成する材料特性はコンクリートの引張側も含めてすべて弾性範囲で挙動するものとした。

その結果、 320μ 分の圧縮力を作用させたときに、コンクリート床版の中間支点付近に生じる引張ひずみは 150μ 程度となり、非線形解析において設定したコンクリートの引張強度に相当するひずみ (約 95μ) よりも大きくなった。つまり、同様の比率で考えると約 210μ 分の圧縮力を作用させたときに、コンクリート床版の中間支点付近に生じるひずみが、コンクリートの引張強度に相当するひずみにほぼ等しくなる。

安全側を考えて、上述のひずみ差である $110 (=320-210)\mu$ 分の収縮ひずみがすべて、コンクリートのひび割れに寄与するとすれば、ひび割れ1本あたりの最大幅は、図4-12と同様の考えにより、約 $0.03\text{mm} (=110\mu \times 1\text{m} / n_{\text{min}})$ になると概算できる。活荷重が作用する前に、乾燥収縮および鋼とコンクリートの温度差によって、コンクリート床版にすでに上述の 0.03mm のひび割れが生じていたとすれば、活荷重作用時には、中間支点付近の床版コンクリートは引張に抵抗できない。したがって、図4-13に示すコンクリートの引張強度を無視した連続非合成はりの最大ひび割れ幅約 0.06mm を、上述の 0.03mm に加え合わせた、約 0.09mm のひび割れがコンクリート床版に生じるものと概算できる。非常に簡易な算定法による値ではあるが、それでも連続非合成はりの中間支点付近の活荷重によるひび割れの最大幅は 0.1mm 以下であり、一般に耐久性の照査に用いられるひび割れ幅の制限値 (0.2mm) 以内であることがわかる。

4.8 まとめ

非合成はりに用いられるスラブ止めは、実際には鋼はりとコンクリート床版間のずれに対してかなり抵抗する。したがって、非合成はりの実挙動は設計上考えている挙動とは異なることが予想される。本研究では、スラブ止めを有する連続非合成はりの活荷重レベルにおける実挙動を再現することを目的として、剛体ばねモデルを用いた非線形解析により、コンクリート床版のひび割れ、たわみ、スラブ止めに作用する水平せん断力の大きさを、非合成はりの設計値や連続合成はりの挙動と比較して検討した。

その結果、以下のような知見が明らかにされた。

1. 連続非合成はりでは、スラブ止めの合成効果を考慮することにより、径間中央部の最大たわみは、非合成はりの設計値よりもかなり低減される。
2. スラブ止めを有する連続非合成はりあるいはずれ止めを十分に配置した連続合成はりでは、活荷重の作用により中間支点付近のコンクリート床版にひび割れが生じる。しかし、乾燥収縮および温度差による影響の概算値を考慮しても、そのひび割れ幅は、一般に耐久性の照査に用いられるひび割れ幅の制限値より小さくなると予想される。
3. ずれ止めの疲労の観点からは、スラブ止めを有する連続非合成はりよりもずれ止めを十分に配置した連続合成はりの方が好ましい。また、断続合成はりの考えを取り入れた連続はりは、ずれ止めの疲労の観点からは好ましくない場合もある。

本研究の結果から、実構造の連続非合成はりにおいても、連続合成はりと同様に中間支点付近のコンクリート床版にはひび割れが生じると予想される。しかし、連続非合成はりの使用性についての合理的な設計の観点から、たわみ照査を行う場合には、スラブ止めの合成効果を考慮した方が有利であり、また、ずれ止めを十分に配置した連続合成はりの方がずれ止めの疲労の観点からは好ましいことを示した。したがって、連続形式の鋼はりは、合成はりとして設計することの利点をさらに生かすように、いわゆるプレストレスしない連続合成はりのコンクリート床版のひび割れ性状を検討するための実験的研究などを進めていくことが今後の課題である。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編，II 鋼橋編，丸善，1996.12.
- 2) 中島章典，池川真也，森内大介，西園広之，大江浩一，阿部英彦：非合成桁橋スラブ止めの水平せん断ずれ性状と疲労強度について，第3回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp.197-201，1995.11.
- 3) 園田恵一郎：土木分野における複合構造の最近の動向と研究状況，研究展望，土木学会論文集，No.556 / I-38，pp.31-42，1997.1.
- 4) 橋善雄，足立義雄：不完全合成桁について，土木学会論文集，No.112，pp.11-19，1964.12.
- 5) 土木学会：鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン，構造工学シリーズ3，pp.57-64，1990.3.
- 6) 稲葉紀昭，井口光雄：鉄道橋用断続合成桁の設計法の提案，構造工学論文集 Vol.41A，pp.1085-1096，1995.3.
- 7) 平城弘一，松井繁之，武藤和好：柔な合成作用に適するスタッドの開発，構造工学論文集 Vol.44A，pp.1485-1496，1998.3.
- 8) 中島章典，溝江慶久，廣田篤，吉原知佳，西園広之，大江浩一：押抜きおよび桁試験によるスラブ止めの水平せん断ずれ性状と疲労強度の検討，構造工学論文集 Vol.44A，pp.1505-1514，1998.3.
- 9) 細野透：弧長法による弾性座屈問題の解析（その1）座屈点に於ける増分解の性質，日本建築学会論文報告集，第242号，pp.41-50，1976.4.
- 10) 細野透：弧長法による弾性座屈問題の解析（その2）数値解析法としての弧長法，日本建築学会論文報告集，第243号，pp.21-31，1976.5.
- 11) 土木学会：平成3年版コンクリート標準示方書，設計編，土木学会，1995.3.
- 12) 中島章典，池川真也，山田俊行，阿部英彦：ずれ止めの非線形挙動を考慮した不完全合成桁の弾塑性解析，土木学会論文集，No.537 / I-35，pp.89-96，1996.4.
- 13) J.G.Ollgaard, R.G.Slutter and J.W.Fisher : Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normalweight Concrete, AISC Engineering Journal, No.5, pp.55-64, 1971.4.

第5章 材料損傷の発生順序に着目した合成はりの耐荷挙動に関する実験的研究

5.1 はじめに

土木学会の複合構造標準示方書¹⁾や鋼・合成構造標準示方書²⁾では、合成はりの曲げ破壊照査に際し、鋼はりの座屈挙動に応じて、コンパクト断面、ノンコンパクト断面、スレンダー断面の3つに分類し、それぞれコンクリートの圧縮破壊、鋼部材の降伏、鋼部材の座屈といった異なる材料損傷を限界状態とすることになっている。しかしながら、このような断面分類を行うことなく、発生する材料損傷の種類やそれらの発生順序を任意に設定し、耐荷挙動（降伏耐力や曲げ耐力、それら耐力に対応する変位など）を自在に制御することができれば、鋼とコンクリートの材料特性を最大限に活かした合理的な設計を行える可能性がある。

合成はりに関しては、これまで曲げ耐力を中心に耐力評価に関して数多くの研究が行われてきた。例えば、大垣ら^{3),4)}は、正曲げを受ける合成桁模型試験体の静的載荷試験を実施し、同試験の範囲内では、鋼断面がノンコンパクト断面であっても腹板の座屈は生じず、等価応力ブロックにより曲げ耐力を評価できることを確認している。さらに、正曲げおよび曲げせん断の組合せ載荷を受ける合成桁の弾塑性解析を行い、同解析の範囲内では、腹板の幅厚比によらず、腹板がほぼ全塑性の状態で終局強度を評価できることを確認している。また、長井ら⁵⁾は、正曲げを受ける合成桁模型試験体の静的載荷試験を実施し、塑性中立軸が床版内にあり、スタッド下部を取り巻くコンクリートにひび割れが生じる場合にも、終局時にはコンクリートの引張域を無視した計算上の全塑性モーメントに達することを確認している。

このように、合成はりが正曲げを受ける場合、早期に鋼はりの座屈が発生する場合を除いて、曲げ耐力は鋼はりの断面によらずに全塑性の状態の評価できる可能性がある。実際、高久ら⁶⁾は、ファイバーモデルによる弾塑性解析を実施し、支間中央部に適用したコンパクト断面の塑性化が想定どおりに先行して生じ、最終的に床版上面の圧壊や鋼はり全断面の降伏を経て全断面が塑性化することを確認している。

上述の材料損傷の発生過程に着目した耐荷挙動の制御に基づく設計法の構築には、これらの耐力評価に関する知見に加え、合成はりの耐荷挙動を各構成部材の材料損傷と関連付けて説明することが必要である。そこで、本研究では、配置する頭付きスタッドの間隔が異なる2体の合成はり模型試験体の静的載荷試験結果を整理し、床版コンクリートの圧縮破壊や鋼はりの降伏など、合成はりを構成する部材の損傷順序から耐荷挙動の解明を試みた。また、頭付きスタッドの配置間隔が、それらの耐荷挙動に及ぼす影響について検討するとともに、合わせて実施した押抜き試験の試験結果と比較して、模型試験体内の頭付きスタッドに作用する水平せん断力について考察を行った。なお、鋼とコンクリートの材料特性を活かすには、鋼はりとコンクリート床版がそれぞれ引張力と圧縮力を全塑性状態に至るまで負担し続ける

のが望ましいと考え、試験体の鋼はり断面には全塑性モーメントまで座屈しないコンパクト断面を採用した。

5.2 静的載荷試験

検討に用いたはり試験体の側面図と断面図を図 5-1 および図 5-2 に、試験体に用いた各材料の特性を表 5-1 に示す。試験体は、荷重フレームの寸法およびジャッキ能力の制約から、全高 520mm、スパン 4,000mm の単純合成はりとし、上フランジ (100×9mm) と下フランジ (120×12mm)、ウェブ (379×9mm) で構成される鋼はりに厚さ 120mm のコンクリート床版を軸径 16mm、高さ 90mm の頭付きスタッドを介して合成している。床版内にははり軸方向に D13 鉄筋を配置するとともに、せん断補強筋として D10 鉄筋を頭付きスタッド間の中央に配置している。また、Type I と Type II では、鋼はりおよびコンクリート床版の寸法は同じで、頭付きスタッドの配置間隔がそれぞれ 200mm、150mm と異なっている。なお、この配置間隔は、後述するように、試験体の全塑性モーメント到達前後で頭付きスタッドが破壊するように設定した。

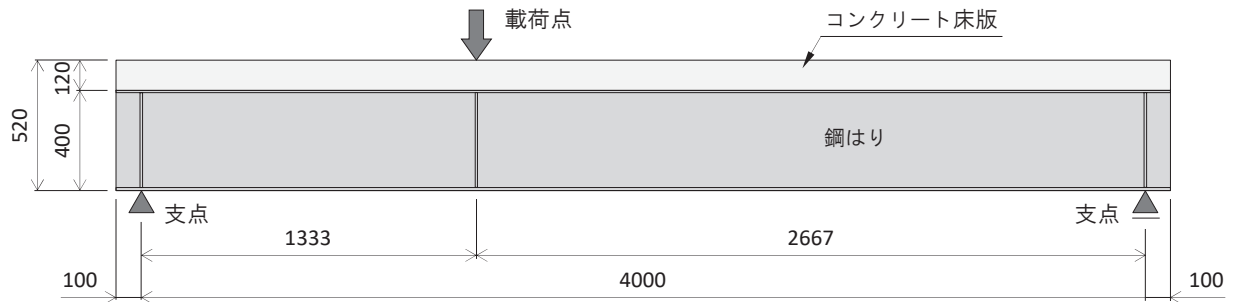


図 5-1 はり試験体側面図

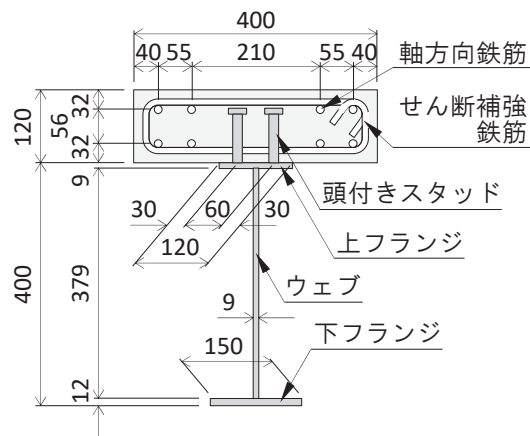


図 5-2 はり試験体断面図

表 5-1 使用材料の特性

材 料		Type I	Type II
コンクリート	圧縮強度 (N/mm ²)	36.4	36.1
	引張強度 (N/mm ²)	3.2	3.3
	弾性係数 (N/mm ²)	26,900	28,000
軸方向鉄筋 D13	降伏強度 (N/mm ²)	343	353
	引張強度 (N/mm ²)	466	458
せん断補強鉄筋 D10	降伏強度 (N/mm ²)	353	384
	引張強度 (N/mm ²)	480	502
スタッド φ 16	降伏強度 (N/mm ²)	395	401
	引張強度 (N/mm ²)	463	465
上フランジ, ウェブ t 9	降伏強度 (N/mm ²)	380	429
	引張強度 (N/mm ²)	532	519
下フランジ t 12	降伏強度 (N/mm ²)	396	410
	引張強度 (N/mm ²)	537	529

※鋼材(鉄筋, スタッド, 上下フランジ, ウェブ)の弾性係数は 205,000 N/mm²とした.

試験では, スパン 1/3 点に集中荷重を載荷し, 図 5-3 に示すように, 載荷点のたわみや鋼はりとコンクリート床版間のずれ変位のほか, 鉄筋や鋼はりの部材軸方向ひずみを主に設計せん断力大きい左支点側で計測している. また, 鋼はりウェブの上方では, 3 軸方向ゲージを用いて主ひずみも計測している.

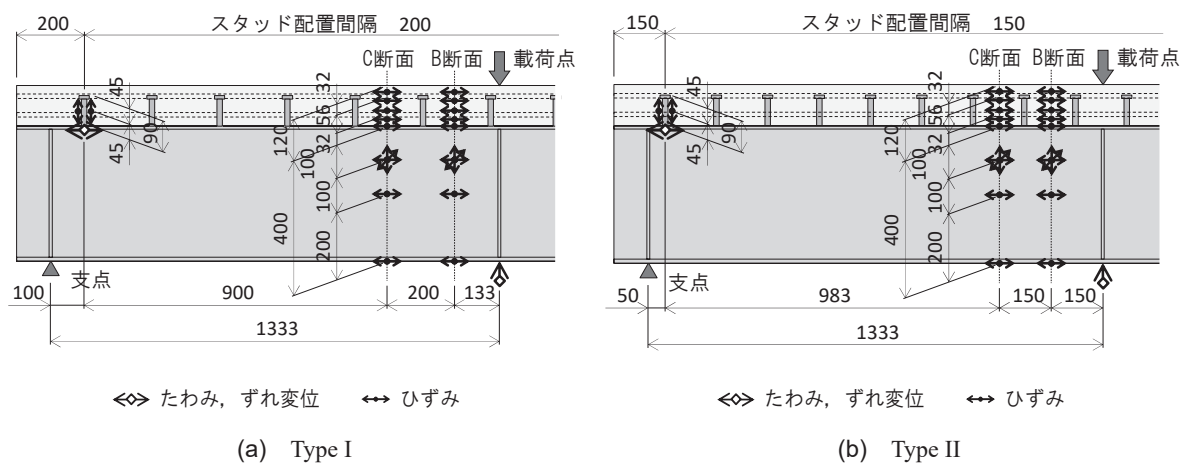


図 5-3 はり試験体の計測位置

ところで、はり試験体の断面は、複合構造標準示方書¹⁾に示された式(5-1)を満足するため、全塑性モーメントまで座屈しない断面（コンパクト断面）に相当する。

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{2.0}{\alpha} \sqrt{\frac{E_s}{f_{yd}}} \quad (5-1)$$

ここに、 h_w ：鋼はりウェブの純高さ (mm)、 t_w ：鋼はりウェブ厚 (mm)、 α ：鋼はりウェブの塑性中立軸から圧縮域の高さと純高さの比、 E_s ：鋼はりウェブの弾性係数 (N/mm²)、 f_{yd} ：鋼はりウェブの設計降伏強度 (N/mm²)である。

そこで、全塑性モーメント時の応力分布を図 5-4 に示すように仮定して曲げ耐力に対応する荷重値を算出すると、Type I で 701kN、Type II で 743kN となる。しかしながら、はり試験体の塑性中立軸位置は鋼はりウェブ内にあり、鋼はりが全塑性状態になる前にコンクリート床版上縁が圧縮破壊し、曲げ耐力が全塑性モーメントに到達できない場合がある。そこで、複合構造標準示方書に示された式(5-2)に従い、曲げ耐力（＝全塑性モーメント）を低減して設計曲げ耐力に対応する荷重値を求めると、Type I で 611kN、Type II で 640kN となる。

$$M_{ud} = \left(1.05 - 0.33 \frac{D_p}{D_t} \right) \frac{M_{pl}}{\gamma_b} \quad (5-2)$$

ここに、 M_{ud} ：設計曲げ耐力 (N・mm)、 D_p ：コンクリート床版上縁から塑性中立軸までの距離 (mm)、 D_t ：合成断面の全高さ (mm)、 M_{pl} ：全塑性モーメント (N・mm)、 γ_b ：部材係数 (=1.1) である。

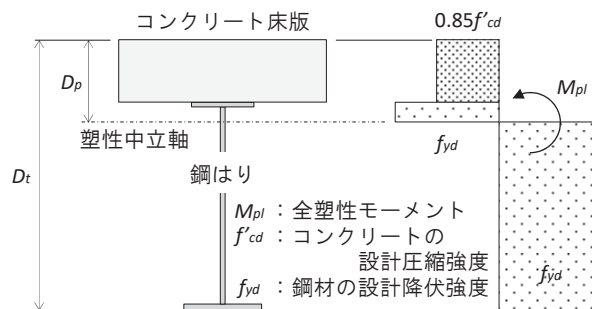


図 5-4 全塑性モーメント時の応力分布

一方、試験に用いた頭付きスタッドのせん断耐力を複合構造標準示方書¹⁾を参考に式(5-3)から算出すると、Type I で 93.1kN / 本、Type II で 93.4kN / 本となる。

$$\begin{aligned}
 V_{ssu} &= \min(V_{ssu1}, V_{ssu2}) \\
 V_{ssu1} &= 31A_{ss}\sqrt{(h_{ss}/d_{ss})f'_c} + 10000 \\
 V_{ssu2} &= A_{ss}f_{ssu}
 \end{aligned}
 \tag{5-3}$$

ここに、 V_{ssu} 、 V_{ssu1} 、 V_{ssu2} ：せん断耐力 (N)、 A_{ss} ：頭付きスタッドの軸部断面積 (mm^2)、 h_{ss} ：頭付きスタッドの高さ (mm)、 d_{ss} ：頭付きスタッドの軸径 (mm)、 f'_c ：コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)、 f_{ssu} ：頭付きスタッドの引張強度 (N/mm^2)である。

また、全塑性モーメント時にコンクリート床版が受け持つ軸力は、図 5-4 に基づき算出すると、Type I で 1,490kN、Type II で 1,470kN である。これをはり試験体に配置した頭付きスタッドが等しく負担すると仮定すれば、全塑性モーメント時に頭付きスタッドに作用する水平せん断力は Type I で 106kN / 本、Type II で 82kN / 本となる。よって、頭付きスタッドの配置間隔が広い Type I では、作用する水平せん断力がせん断耐力を約 1 割だけではあるが上回っており、全塑性モーメント時に頭付きスタッドが破壊する可能性がある。

なお、本試験では、頭付きスタッドに作用する水平せん断力とずれ変位の関係を得るため、それぞれのはり試験と並行して押抜き試験を実施している。試験体の形状と寸法は図 5-5 に示すとおりで、それぞれのはり試験体と同じ材料を用い、頭付きスタッドに対するコンクリートの打設方向を同一にして製作した。コンクリートブロックの配筋もはり試験体のコンクリート床版と同一としている。また、荷重載荷は、頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)⁷⁾に準じて実施したが、はり試験体内の頭付きスタッドの挙動を再現するため、試験体はコンクリートブロックの中央下を回転および水平移動が可能ないように支点支持した⁸⁾。

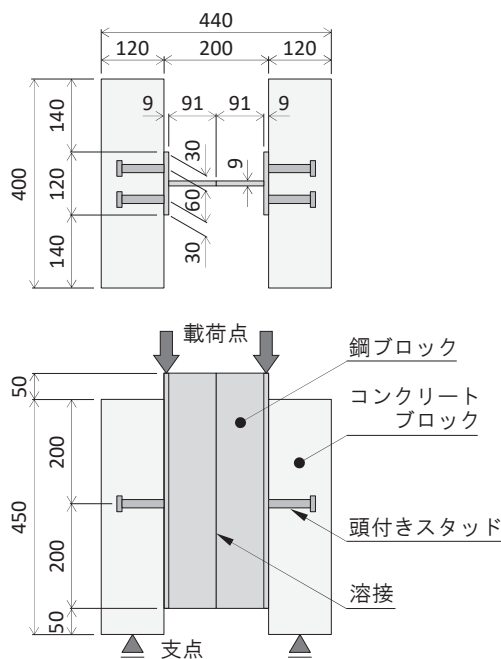


図 5-5 押抜き試験体

5.3 全体挙動

(1) 載荷点のたわみ

載荷点直下で計測したたわみと荷重の関係を図 5-6 に示す。図中には、完全合成ならびに非合成を仮定した場合の計算値をともに示した。計算には Type I の材料特性を用いたが、Type I と Type II の計算値の差異はほとんどない。なお、本文中に示す非合成とは、コンクリート床版と鋼はりが各々の弾性係数の比に応じて荷重を分担し合い、重ねはりとして挙動することを示している。

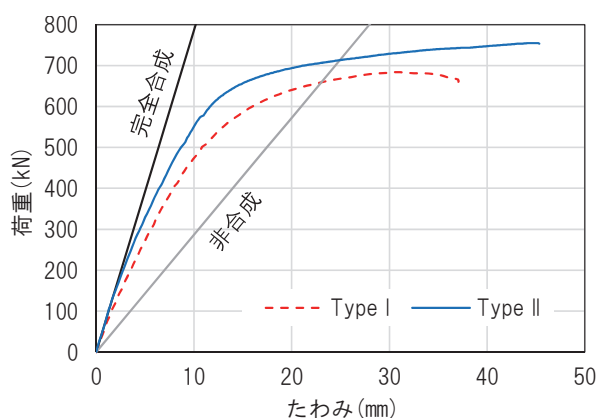


図 5-6 載荷点のたわみ

図 5-6 より、Type II が載荷初期に完全合成に近似した挙動を示す一方で、Type I は載荷初期から完全合成とは乖離したたわみを示していることがわかる。また、いずれもたわみが約 13mm に到達して以降に急増し始めているが、その際の荷重値は Type I で約 550kN、Type II で約 630kN であり、1 割ほど異なる。なお、急増前の 500kN 到達時のたわみは Type I で 10.8mm、Type II で 8.7mm であり、Type I のほうが 2 割ほど大きい。

このように、両者のたわみに差異が生じたのは頭付きスタッドの配置間隔によるものであり、Type I は配置間隔が広いために不完全度⁹⁾ (完全合成からの乖離) が大きくなり、たわみが大きくなったものと推測される。また、Type II は載荷初期に完全合成にかなり近似した挙動を示したことから、鋼はりとコンクリート床版の間に付着力が存在していた可能性があり、この点も両者のたわみに差異が生じた一因であると考えられる。

(2) 頭付きスタッドのずれ変位とひずみ

左支点側最端部の頭付きスタッド位置（図 5-3 参照）で計測した鋼はりコンクリート床版間のずれ変位を図 5-7 に、合わせて実施した押抜き試験の結果を図 5-8 に示す。

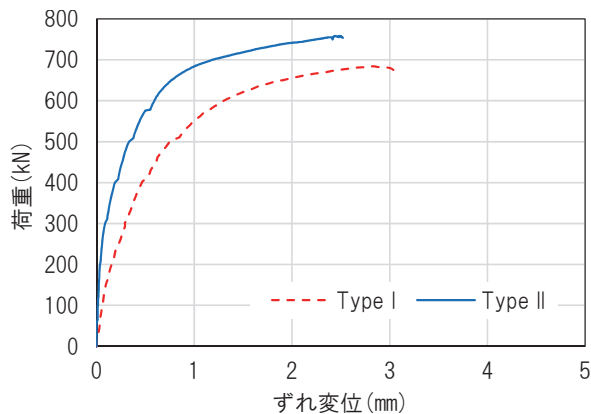


図 5-7 頭付きスタッドのずれ変位

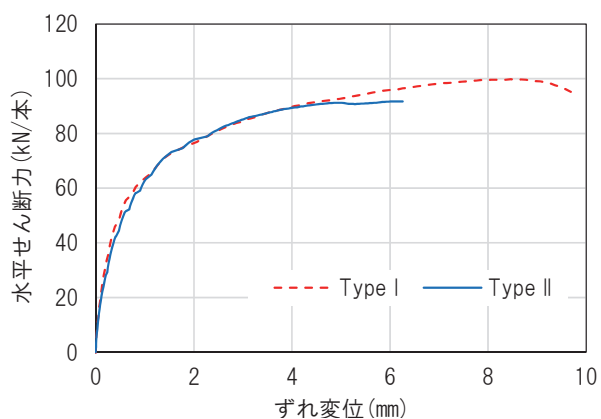


図 5-8 押抜き試験結果

図 5-7 より、ずれ変位はいずれの試験体においても約 0.8mm に到達して以降に急増し始めているが、その際の荷重値は Type I で約 510kN、Type II で約 660kN であり、たわみが急増した際の荷重値に近い。また、最大荷重時のずれ変位は Type I で約 3.0mm、Type II で約 2.5mm である。ここで、図 5-8 の押抜き試験結果と比較すると、これら最大荷重時のずれ変位は、押抜き試験における最大ずれ変位の半分程度以下であり、Type I、Type II とも、最大荷重時に頭付きスタッドは破壊に至っていないと考えられる。また、押抜き試験におけるずれ変位の急増は約 1.0mm に到達して以降に生じており、はり試験体のずれ変位の急増点とほぼ一致する。

上記のずれ変位計測位置にある頭付きスタッドの表面ひずみを図 5-9(a)に、それらから算出したひずみ成分を図 5-9(b)に示す。ひずみは頭付きスタッドの中央高さの支点側および载荷点側の両面で計測しており、軸成分はそれらの和の半分、曲げ成分は差の半分として計算している。

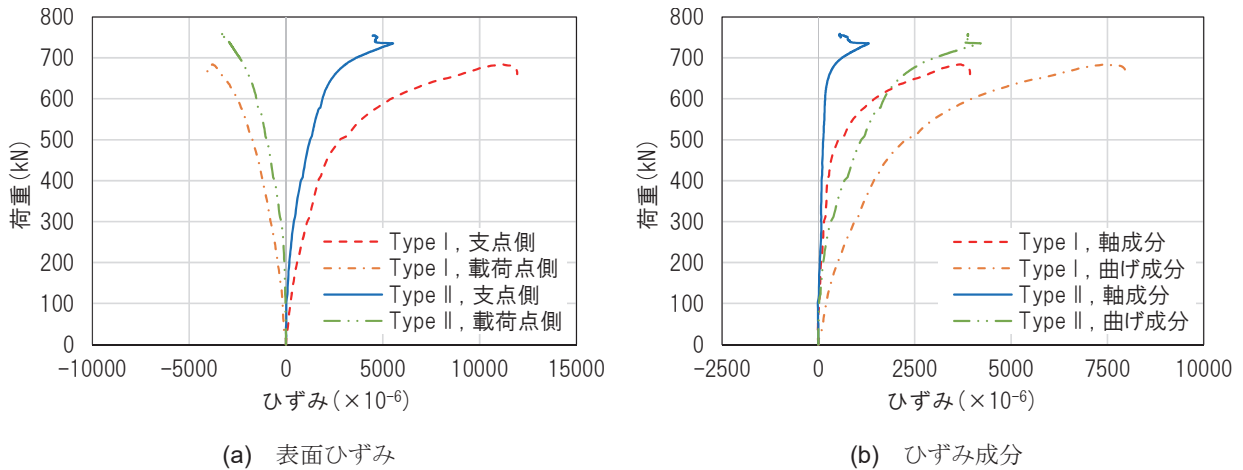


図 5-9 頭付きスタッドのひずみ

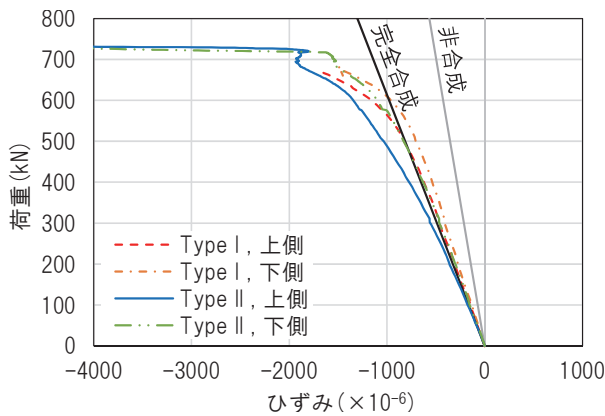
図 5-9(a)より、頭付きスタッドの表面ひずみは、Type I では約 520kN 時に、Type II では約 660kN 時に両面が降伏ひずみ (Type I は 1930μ 、Type II は 1960μ) に達している。すなわち、頭付きスタッドの中央高さにおける降伏は、ずれ変位の急増とほぼ同じタイミングで生じている。また、図 5-9(b)のひずみ成分に着目すると、表面ひずみが降伏ひずみに達するまでは、軸方向にひずみはほとんど生じておらず、曲げひずみのみ発生していることがわかる。

このように、両試験体で降伏ひずみ到達時の荷重値に差異が生じたのは、降伏ひずみ到達時の荷重比 $1.27 (= 660\text{kN} / 520\text{kN})$ が頭付きスタッドの配置間隔の比 $1.33 (= 200\text{mm} / 150\text{mm})$ にほぼ一致していることから、作用した水平せん断力の差によるものと考えられる。

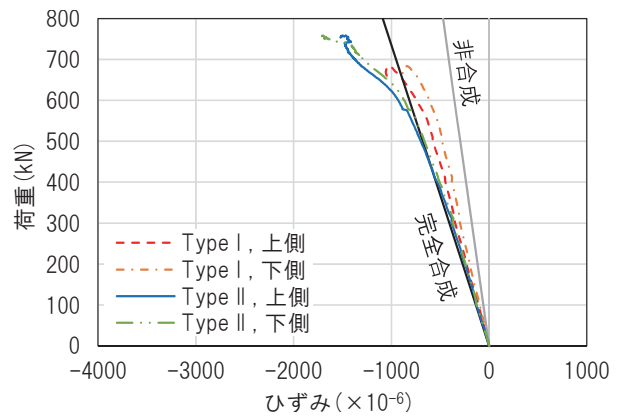
5.4 各部材のひずみ挙動

(1) 床版上下縁のひずみ

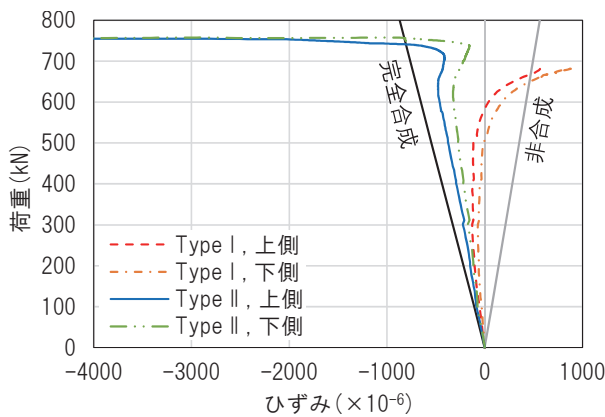
床版上下縁のひずみは、コンクリート床版内に配置した上下鉄筋のひずみから平面保持を仮定して算出したが、**図 5-3** に示したように、鉄筋のひずみはそれぞれの上下面で計測しており、床版上下縁のひずみの算出にはこれらの各平均値を用いた。



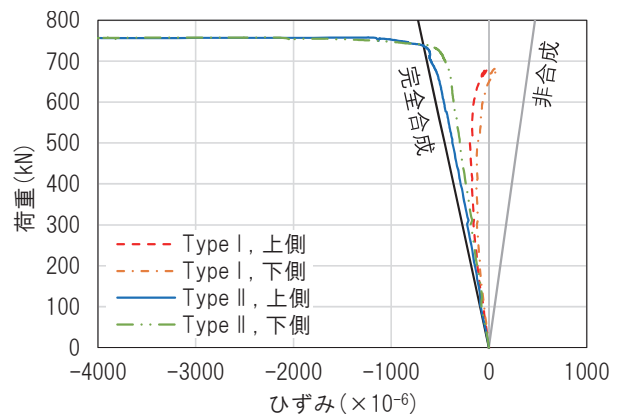
(a) 上段鉄筋



(a) 上段鉄筋



(b) 下段鉄筋



(b) 下段鉄筋

図 5-10 B 断面の鉄筋ひずみ

図 5-11 C 断面の鉄筋ひずみ

はじめに**図 5-10** と **図 5-11** の鉄筋ひずみについて概説する。図中には、完全合成ならびに非合成を仮定した場合の計算値をともに示したが、計算には Type I の材料特性を用いている (Type I と Type II の計算値の差異は 0~6%)。上段鉄筋のひずみは荷重の増加とともに圧縮方向に増加し、B 断面では、Type I, Type II とともに、660~670kN 程度で圧縮側の降伏ひずみ (Type I は 1670μ , Type II は 1720μ) に達している。また、Type II では最高荷重に等しい 755kN 時に C 断面においても圧縮側の降伏ひずみに達している。一方、下段鉄筋のひずみ挙動は Type I と Type II で異なり、頭付きスタッドの配置間隔が広い Type I では、B 断面、C 断面ともに、載荷荷重が 500kN を超えて以降に引張方向へ増加する傾向を示した。なお、Type II では、約 750kN 時に B 断面で、最高荷重に等しい 755kN 時に C 断面で圧縮側の降伏ひずみ

に到達している．なお，C 断面において，下段鉄筋のひずみが上段鉄筋よりも圧縮側に大きく増加したのは，試験中に荷重点から C 断面に向かって発生したせん断ひび割れ（写真 5-1 参照）による影響であると推測される．



写真 5-1 Type II 試験体に生じたせん断ひび割れ

B 断面における床版上下縁のひずみを図 5-12 に示す．図中には，完全合成を仮定した場合の計算値をともに示したが，計算には Type I の材料特性を用いている（Type I と Type II の計算値の差異は 4～7%）．床版上縁のひずみは，荷重荷重が 600kN 程度までの範囲で Type I が小さい値を示したが，いずれの試験体も約 620kN 時に圧縮強度に相当するひずみ 2000μ に到達している．また，最高荷重が大きい Type II は約 680kN 時に終局圧縮ひずみに相当する 3500μ に到達した．一方，床版下縁のひずみは，Type II が荷重初期に圧縮を呈していたのに対し，Type I は荷重初期から引張を呈していた．また，いずれの試験体も引張強度に相当するひずみ 100μ に到達したが，その際の荷重値は Type I で約 300kN，Type II で約 620kN である．

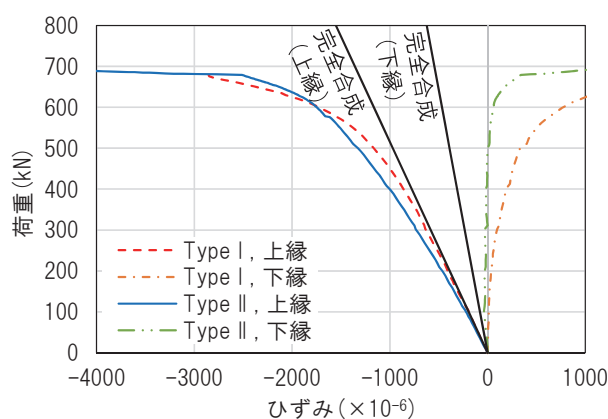


図 5-12 B 断面の床版ひずみ

C 断面における床版上下縁のひずみを図 5-13 に示す．図中には，完全合成を仮定した場合の計算値をともに示したが，計算には Type I の材料特性を用いている（Type I と Type II の計算値の差異は 0～2%）．床版上縁のひずみは，B 断面と同様，各荷重段階において Type I が

小さい値を示した。いずれの試験体も、圧縮強度に相当するひずみ 2000μ には到達していない。一方、床版下縁のひずみは、Type II が常に圧縮を呈していたのに対し、Type I は载荷初期に圧縮を呈していたものの、途中で引張側に転じ、約 500kN 時に引張強度に相当するひずみ 100μ に到達した。

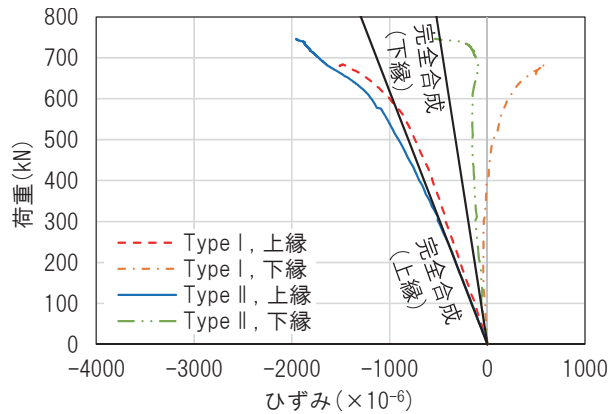


図 5-13 C 断面の床版ひずみ

以上のように、頭付きスタッドの配置間隔が広い Type I の床版上縁ひずみは、各荷重段階において Type II よりも小さい値を示し、床版下縁ひずみは引張側に大きい値を示した。これは、上述したたわみの差異と同様に、Type I の不完全度が Type II よりも大きいためであると考えられる。さらに、Type II のコンクリート床版が上下鉄筋がともに降伏するほど圧縮を負担していたのに対し、Type I のコンクリート床版は早期かつ広範囲にわたって引張強度に達した点が両者の大きな相違である。

なお、ここでの床版ひずみは、床版内の鉄筋ひずみの計測値から推測しているため、床版下縁の引張強度到達後は、下段鉄筋のひずみが大きくなり、推測した床版上縁のひずみが過大であった可能性があることを付記しておく。

(2) 鋼はり上下縁のひずみ

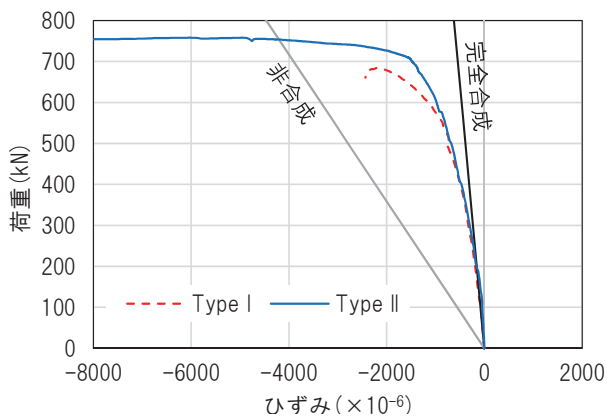
B 断面および C 断面における鋼はり上下縁のひずみを図 5-14 と図 5-15 に示す。同ひずみは、それぞれ上フランジ上面の中央、下フランジ下面の中央で計測している。また、図中には、完全合成ならびに非合成を仮定した場合の計算値をともに示したが、計算には Type I の材料特性を用いており、Type I と Type II の計算値の差異は 2~7% である。

まず、载荷点に近い B 断面に着目する。図 5-14 より、鋼はり上縁のひずみは、载荷荷重が 500kN 程度までの範囲ではほぼ等しい値を示したが、それ以降は頭付きスタッドの配置間隔が広い Type I のほうが大きくなり、Type I では約 670kN 時に、Type II では約 730kN 時に圧縮側の降伏ひずみ (Type I は 1850μ 、Type II は 2090μ) に到達していることがわかる。また、鋼はり下縁のひずみは、Type I では 430kN 時に、Type II では約 510kN 時に引張側の降伏ひずみ (Type I は 1930μ 、Type II は 2000μ) に達し、その後、Type I では約 500kN 時に、Type II

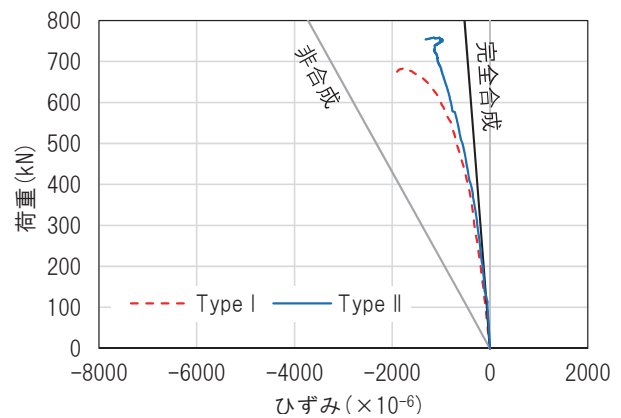
では約 610kN 時に急増する傾向を示したが、その際のひずみはいずれも 2500~3000 μ 程度である。

次に、載荷点から少し離れた C 断面に着目する。図 5-15 より、鋼はり上縁のひずみは、B 断面と同様、載荷荷重が 500kN 程度を超えて以降に Type I が若干大きい値を示し、Type I では最高荷重到達直後の約 680kN 時に圧縮側の降伏ひずみに達したものの、Type II では降伏ひずみに到達することはなかった。また、鋼はり下縁のひずみは、Type I では約 550kN 時に、Type II では約 540kN 時に引張側の降伏ひずみに達した。なお、Type II では、B 断面と同様に、2500~3000 μ に到達した約 690kN 時に急増する傾向を示した。

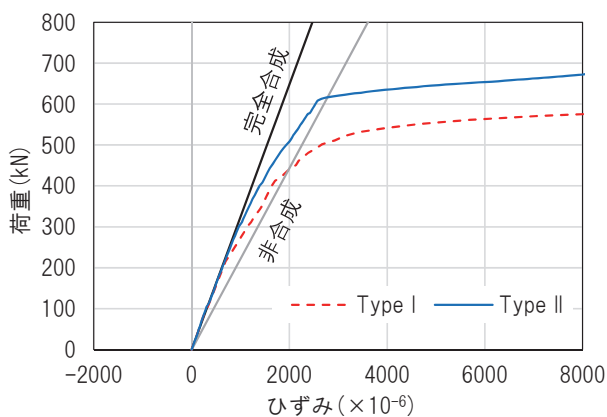
以上のように、鋼はり下縁のひずみは、降伏後の 2500~3000 μ に到達した際に急増する傾向を示したが、これは降伏域が下フランジの全断面に拡がり、鋼はり下フランジが塑性化したことを表しているものと推測される。



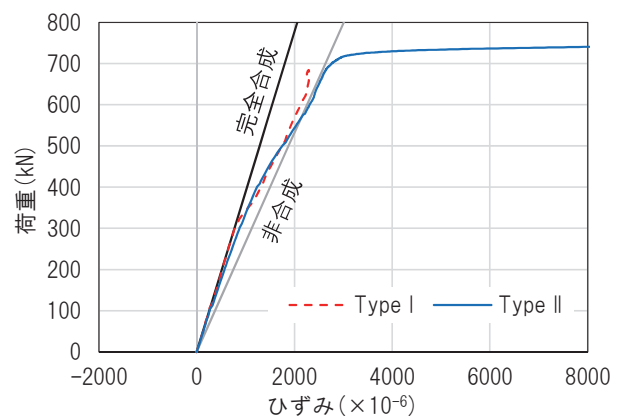
(a) 鋼はり上縁



(a) 鋼はり上縁



(b) 鋼はり下縁



(b) 鋼はり下縁

図 5-14 B 断面の鋼はり上下縁ひずみ

図 5-15 C 断面の鋼はり上下縁ひずみ

(3) 鋼はりウェブのひずみ

B断面およびC断面における鋼はりウェブのひずみを図5-16と図5-17に示す。同ひずみは、ウェブの片面で計測している。また、図中には、完全合成ならびに非合成を仮定した場合の部材軸方向ひずみに関する計算値をともに示したが、計算にはType Iの材料特性を用いた。Type IとType IIの計算値の差異は、完全合成を仮定した場合に、ウェブ上方において中立軸位置の違いによる影響が大きく表れて約15%あるが、その他は2~3%である。

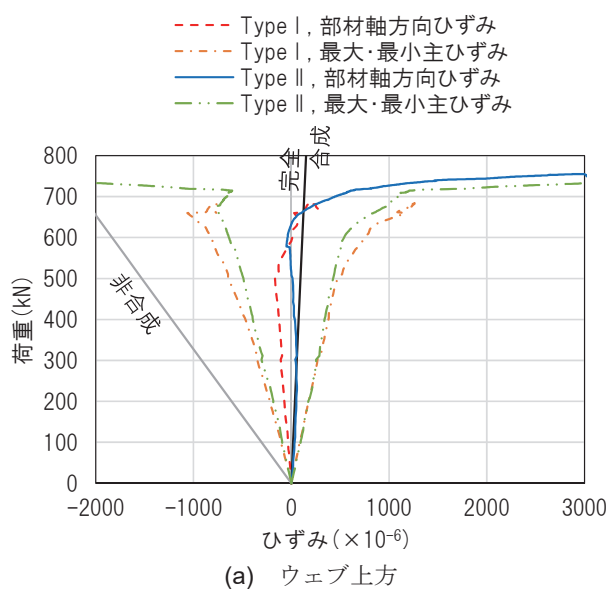


図5-16 B断面の鋼はりウェブひずみ

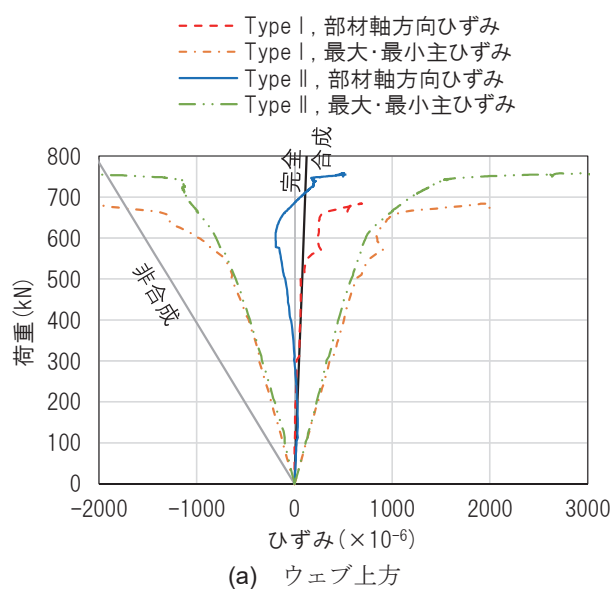
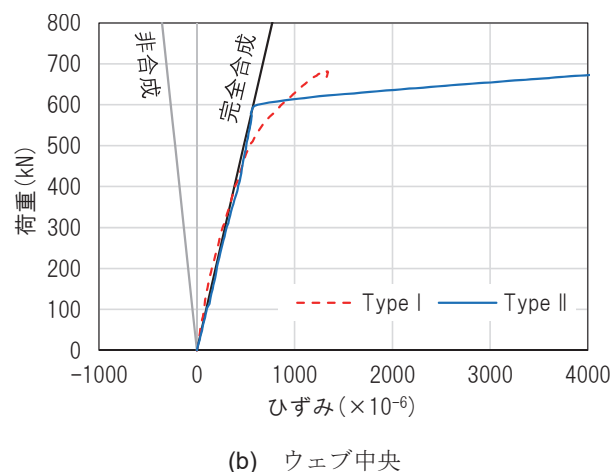
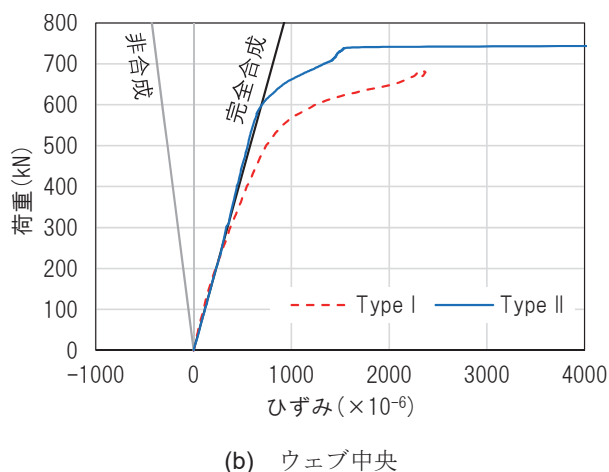


図5-17 C断面の鋼はりウェブひずみ



まず、載荷点に近いB断面に着目する。図5-16より、完全合成を仮定した場合の中立軸位置に近いウェブ上方において、部材軸方向ひずみの絶対値はType I, Type IIともに最大・最小主ひずみの絶対値に比べてかなり小さいことがわかる。また、Type Iでは降伏ひずみ(1850 μ)に到達することはなかったが、Type IIでは720~730kN時に最大・最小主ひずみがそれぞれ引張・圧縮側の降伏ひずみ(2090 μ)に達している。一方、鋼はりの中央高さに位置するウェブ中央の部材軸方向ひずみは、Type Iでは約520kN時に、Type IIでは約600kN時に急増し始めているが、その際のひずみは降伏ひずみに比べてかなり小さい。

次に、載荷点から少し離れた C 断面に着目する。図 5-17 からわかるように、ウェブ上方の部材軸方向ひずみの絶対値は、B 断面と同様、Type I，Type II ともに最大・最小主ひずみの絶対値に比べてかなり小さく、載荷終了まで降伏ひずみには達しなかった。最大・最小主ひずみは、Type I では約 680kN 時に、Type II では約 750kN 時にそれぞれ引張・圧縮側の降伏ひずみに到達している。また、ウェブ中央のひずみは、Type I では約 500kN 時に、Type II では約 600kN 時に急増し始めているが、B 断面と同様、その際のひずみは降伏ひずみに比べてかなり小さい。

以上のように、ウェブ上方では、最大・最小主ひずみの絶対値が部材軸方向ひずみの絶対値よりもかなり大きくなったが、各主ひずみの絶対値がほぼ等しいため、同位置ではせん断ひずみが支配的になっているものと考えられる。また、同様に、ウェブ中央では、曲げモーメントに加え、せん断力が影響を及ぼし、部材軸方向ひずみがかなり小さい段階でウェブが塑性化したと考えられる。なお、ウェブ中央に関し、頭付きスタッドの配置間隔が広い Type I が Type II に比べて早期に塑性化した。これはウェブ材料の降伏強度が 1 割ほど小さいのに加え（表 5-1 参照）、鋼はり下縁の降伏が早期に生じたために、それ以降、ウェブの引張負担が大きくなり、そこにせん断の影響が加わったためと考えられる。

5.5 各部材の損傷順序

Type I および Type II の最高荷重に至るまでの材料損傷の状況を表 5-2 にまとめる。表中には上記で算出した両試験体の曲げ耐力および設計曲げ耐力をともに示した。

表 5-2 材料損傷のまとめ

荷重	Type I (スタッド配置間隔 200mm)			Type II (スタッド配置間隔 150mm)		
	全体挙動	B 断面 載荷点から 133mm	C 断面 載荷点から 333mm	全体挙動	B 断面 載荷点から 150mm	C 断面 載荷点から 300mm
300kN		床版下縁引張強度				
430kN		鋼はり下縁降伏				
500kN		鋼はり下縁塑性化	床版下縁引張強度 ウェブ中央塑性化			
510kN	ずれ急増			鋼はり下縁降伏		
520kN	スタッド降伏	ウェブ中央塑性化				
540kN						鋼はり下縁降伏
550kN	たわみ急増		鋼はり下縁降伏			
600kN					ウェブ中央塑性化	ウェブ中央塑性化
610kN	<設計曲げ耐力>				鋼はり下縁塑性化	
620kN		床版上縁圧縮強度			床版下縁引張強度	
630kN				たわみ急増	床版上縁圧縮強度	
640kN				<設計曲げ耐力>		
660kN				ずれ急増 スタッド降伏	上段鉄筋降伏	
670kN		鋼はり上縁降伏 上段鉄筋降伏				
680kN			ウェブ上方降伏		床版上縁圧縮破壊	
684kN	最高荷重					
701kN	<曲げ耐力>					
720kN					ウェブ上方降伏	
730kN					鋼はり上縁降伏	
743kN				<曲げ耐力>		
750kN					下段鉄筋降伏	ウェブ上方降伏
755kN				最高荷重		上段鉄筋降伏 下段鉄筋降伏

頭付きスタッドの配置間隔が広い Type I では、床版下縁が早期に引張強度に達し、これに追従するように、鋼はり下縁が塑性化した。また、同時に鋼はり-床版間のずれが急増したが、たわみが急増するよりも約 40kN ほど早い。たわみの急増後は、鋼はり下縁の降伏範囲が部材軸方向に拡がり、本試験体の設計曲げ耐力に近い荷重段階で床版上縁が圧縮強度に達して以降は、床版内鉄筋の降伏や、鋼はり上縁およびウェブ上方の降伏など、圧縮領域にある材料の損傷を経て最高荷重に達している。

一方、頭付きスタッドの配置間隔が狭い Type II では、鋼はり下縁が降伏に至った後、鋼はりウェブ中央と鋼はり下縁が順に塑性化し、床版上縁が圧縮強度に、床版下縁が引張強度に

達した。また、同時に鋼はり一床版間のずれやたわみも急増しており、この際の荷重値は同試験体の設計曲げ耐力に近い。その後、床版内鉄筋の降伏や、鋼はり上縁およびウェブ上方の降伏など、圧縮領域にある材料の損傷を経て最高荷重に達したことは、Type I と同様である。

以上より、頭付きスタッドの配置間隔を狭くし、不完全度を小さくすることで、床版下縁の引張強度への到達や鋼はり下縁の降伏、鋼はり一床版間のずれやたわみの急増など、使用性に係わる事象の発生荷重を大きくできるとともに、床版上縁が圧縮強度に到達してから最高荷重に至るまでの荷重増分も大きくできると考えられる。また、両試験体とも、塑性中立軸位置が鋼はり内にありながら、床版下縁が引張強度に到達するなど、曲げ耐力算出時に仮定した図5-4の応力分布と異なる挙動を示したが、最高荷重は設計曲げ耐力を大きく上回り、全塑性モーメントから算出した曲げ耐力とほぼ一致した。

ここで、B断面における鋼はりの中立軸位置の変化を図5-18に示す。縦軸の中立軸位置は、図5-3に示した鋼はり上縁、ウェブ上方およびウェブ中央の部材軸方向ひずみから求めた、ひずみがゼロとなった位置である。また、図中には、完全合成ならびに非合成を仮定した場合の弾性中立軸と塑性中立軸をともに示した。これより、鋼はりの中立軸位置は、非合成よりも完全合成を仮定した場合に近く、載荷終了直前には上方に移動し、塑性中立軸に近づく傾向を示している。

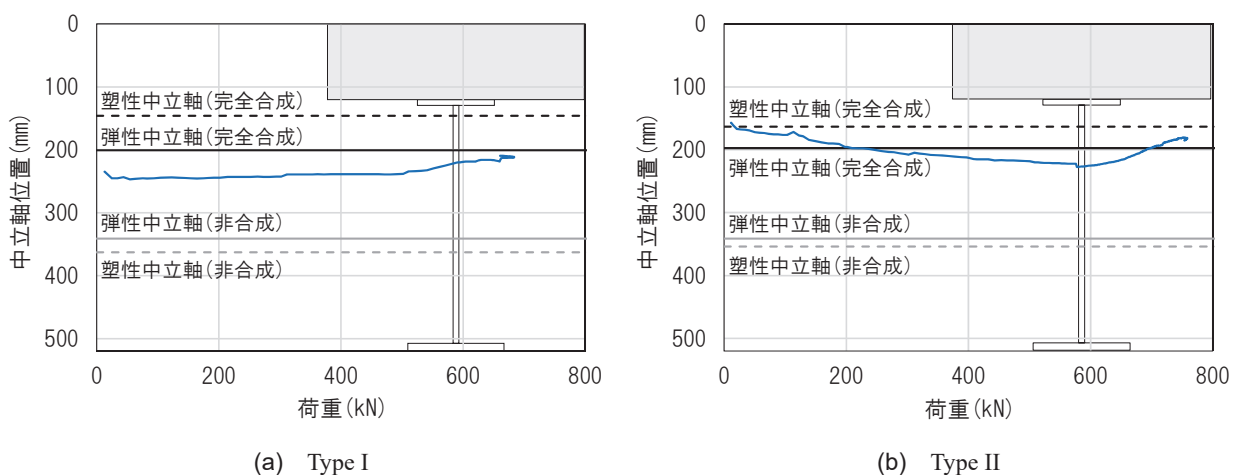


図5-18 鋼はりの中立軸位置の変化

よって、本試験体では、頭付きスタッドが載荷終了まで破壊することなくコンクリート床版と鋼はりを結合し続けたことにより、床版下縁が引張強度に、床版上縁が圧縮強度に到達して以降も、床版コンクリートや床版内鉄筋が鋼はり上縁と共同して圧縮力を負担したため、抵抗モーメントが完全合成を仮定した場合の全塑性モーメントに近づいたと考えられる。同時に、このような合成はりの耐荷挙動を精緻に追跡するためには、コンクリート床版や鋼はりの材料損傷に伴う頭付きスタッドのずれ性状の変化を適切にモデル化した数値解析を行う必要があると考えられる。その上、同解析に鋼はりの弾塑性座屈の影響を考慮することができれば、鋼はりの断面分類によらない統一的な曲げ破壊照査を行える可能性がある。

5.6 軸力差と水平せん断力の関係

両試験体が弾性範囲内にあると考えられる 300kN までの荷重範囲における、鋼はりひずみから算出した軸力差と、鋼はり一床版間のずれ変位から算出した水平せん断力を図 5-19 に示す。ここで、軸力差は、B 断面、C 断面、D 断面（C 断面から左支点側に頭付きスタッドの配置間隔だけ離れた断面）における鋼はりひずみに鋼はり断面積を乗じて軸力を求め、それらの差分から算出した。また、水平せん断力は、鋼はり一床版間のずれ変位を押抜き試験から得られた水平せん断力-ずれ変位関係に当てはめて算出した。なお、Type II において、B-C 断面間のずれ変位は計測していない。

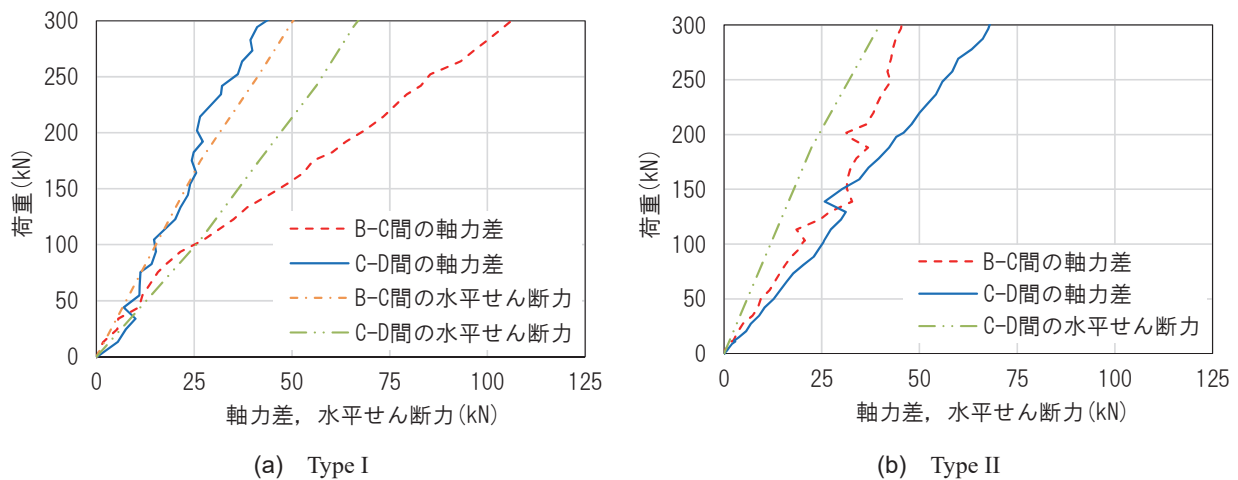


図 5-19 軸力差と水平せん断力

図 5-19 より、軸力差に着目すると、荷重値が 300kN 時の両断面間の平均値は、Type I で約 75kN、Type II で約 55kN である。すなわち、Type I のほうが 36%大きく、各断面間の離れ（頭付きスタッドの配置間隔）の比 1.33 (= 200mm / 150mm) にほぼ一致する。また、水平せん断力に着目すると、荷重値が 300kN 時の各断面間の平均値は、Type I で約 60kN、Type II で約 40kN であり、この差異も頭付きスタッドの配置間隔の比におおむね一致する。

軸力差と水平せん断力とは、Type I で約 2 割、Type II で約 3 割だけ水平せん断力のほうが小さい。すなわち、頭付きスタッドには軸力差に相当するほどの水平せん断力が作用しなかったことになるが、その度合いは頭付きスタッドの配置間隔が狭い Type II のほうが大きい。図 5-6 で示したように、Type II は荷重初期に完全合成にかなり近似した挙動を示し、鋼はりとコンクリート床版の間に付着力が存在していた可能性があることから、頭付きスタッドに作用する水平せん断力は、鋼はり-コンクリート床版間の付着によって小さくなると推測される。

5.7 まとめ

本研究では、コンパクト断面（全塑性モーメントまで座屈しない断面）に分類され、頭付きスタッドの配置間隔が異なる 2 種類の合成はり試験体を対象に、両者の構成部材の損傷順序を比較し、耐荷挙動の違いについて検討した。さらに、ともに行われた押抜き試験結果と比較し、はり試験体内の頭付きスタッドに作用する水平せん断力について考察を行った。

本研究によって得られた主な結果をまとめると以下のようなになる。

1. 頭付きスタッドの配置間隔によらず、合成はり試験体は、鋼はり下縁が降伏に至った後、床版上縁が圧縮強度に達し、その後、床版内鉄筋の降伏や、鋼はり上縁およびウェブの降伏など、圧縮領域にある材料の損傷を経て最高荷重に到達する。
2. 頭付きスタッドの配置間隔を狭くすることで、床版下縁の引張強度への到達や鋼はり下縁の降伏、鋼はり-床版間のずれやたわみの急増など、使用性に係わる事象の発生荷重を大きくできる。その上、床版上縁が圧縮強度に到達してから最高荷重に至るまでの荷重増分を大きくできる。
3. 塑性中立軸位置が鋼はり内にある場合でも、最高荷重の段階では床版下縁が引張強度に到達するなど、完全合成を仮定した全塑性モーメント時の応力分布と異なる挙動を示す。しかし、最高荷重に到達するまで、コンクリート床版と鋼はりが結合され続けられれば、最高荷重は上記の応力分布から算出した曲げ耐力にほぼ一致する。
4. 本試験体の頭付きスタッドに作用する水平せん断力は、スタッド前後のはり断面に生じる軸力の差よりも 2~3 割ほど小さい。また、その小さくなる割合は、鋼はりとコンクリート床版の間に付着力が存在する場合に大きくなる。

このように、鋼はりの座屈が生じない条件下では、合成はりを構成する鋼はりとコンクリート床版の諸元が同等であっても、頭付きスタッドの配置間隔によって耐荷挙動が変化するため、鋼とコンクリートの材料特性を最大限に活かすには、構成部材の諸元の設定に加え、ずれ止め配置に関する検討も必要であると考えられる。ただし、合成はりの耐荷挙動は、鋼はりやコンクリート床版の寸法、載荷・支持条件の違いによって異なるものと予想されるため、負の曲げモーメントを受ける場合やせん断力が卓越する領域での挙動も含め、それらに対する検討は今後の課題としたい。

参考文献

- 1) (社)土木学会複合構造委員会：2014年制定 複合構造標準示方書，2015.3.
- 2) (社)土木学会鋼構造委員会：2007年制定 鋼・合成構造標準示方書，2007.3.
- 3) 大垣賀津雄，川口喜史，磯江暁，高橋昭一，川尻克利，長井正嗣：合成 2 主桁橋の鋼主桁補剛設計に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1229-1239，1998.3.
- 4) 大垣賀津雄，安川義行，稲葉尚文，長井正嗣：正曲げモーメント受ける合成 2 主桁無補剛腹板の弾塑性挙動に関する解析的研究，第 5 回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp.49-56，2003.11.
- 5) 長井正嗣，稲葉尚文，奥井義昭，宮下剛，平山繁幸，細見直史：合成 I 桁の正，負曲げ及び相関強度評価に関する一考察，構造工学論文集，Vol.55A，pp.115-123，2009.3.
- 6) 高久英彰，藤野和雄，岸隆，佐々木力，三宅隆文，田中雅人：コンパクト断面を設計に採用した鋼連続合成桁橋，橋梁と基礎，pp.5-10，2011.12.
- 7) (社)日本鋼構造協会：頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)，JSSC テクニカルレポート，No.35，pp.1-24，1996.11.
- 8) 島弘，中島章典，渡辺忠朋：土木分野におけるずれ止めの性能評価法－土木学会複合構造委員会研究小委員会－，第 9 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム，pp.29-37，2011.11.
- 9) 中島章典，溝江慶久：不完全合成桁の不完全度の簡易推定法，土木学会論文集，No.537 / I-35，pp.89-96，1996.4.

第 6 章 合成はりの諸因子がその耐荷挙動に及ぼす影響に関する解析検討

6.1 はじめに

土木学会の複合構造標準示方書¹⁾や鋼・合成構造標準示方書²⁾では、合成はりの曲げ破壊照査に際し、鋼はりの降伏や座屈挙動に応じて、コンパクト断面、ノンコンパクト断面、スレンダー断面の 3 つに分類し、それぞれコンクリートの圧縮破壊、鋼部材の降伏、鋼部材の座屈といった異なる材料損傷を限界状態とすることにしている。しかしながら、このような断面分類を行うことなく、発生する材料損傷の種類やそれらの発生順序を任意に設定し、耐荷挙動（降伏耐力や曲げ耐力、それら耐力に対応する変位など）を自在に制御することができれば、鋼とコンクリートの材料特性を最大限に活かした合理的な設計を行える可能性がある。

このような材料損傷の発生過程に着目した耐荷挙動の制御に基づく設計法の構築には、既往の耐力評価に関する知見^{3)~6)}に加え、合成はりの耐荷挙動を各構成部材の材料損傷と関連付けて説明することが必要である。そこで、著者らは、配置する頭付きスタッドの間隔が異なる 2 体の合成はり模型試験体の静的載荷試験結果を整理し、床版コンクリートの圧縮破壊や鋼はりの降伏など、合成はりを構成する部材の損傷順序から耐荷挙動の解明を試みた⁷⁾。その結果、コンパクト断面を有する合成はり試験体は、鋼はり下縁が降伏に至った後、床版上縁が圧縮強度に達し、圧縮領域にある材料の損傷を経て最高荷重に到達することや、頭付きスタッドの配置間隔を狭くすることで、鋼はり下縁の降伏や鋼はり-床版間のずれの急増など、使用性に係わる事象の発生荷重を大きくできることなどを明らかにした。

しかしながら、合成はりの耐荷挙動は、頭付きスタッドの配置間隔のみならず、鋼はりやコンクリート床版の断面諸量、載荷条件の違いによっても異なることが予想される。このため、本研究では、これらの諸因子が合成はりの耐荷挙動に及ぼす影響を明らかにすることを目的として、剛体ばねモデルを用いた非線形解析を実施した。本文では、まず、解析に用いた剛体ばねモデルの概要について説明した後、上述の静的載荷試験を再現して解析モデルの妥当性について検証する。次に、同モデルを用い、頭付きスタッドの配置間隔、鋼やコンクリートの材料強度をパラメータとして実施した解析の結果について分析する。そして最後に、実際の構造物の断面諸量を用いて実施した解析の結果を示し、パラメトリック解析の結果と比較して考察する。なお、鋼とコンクリートの材料特性を活かすには、鋼はりとコンクリート床版がそれぞれ引張力と圧縮力を全塑性状態に至るまで負担し続けるのが望ましいと考え、本研究では、正曲げを受ける単純はりを対象とし、鋼はりには全塑性モーメントまで座屈しないコンパクト断面を採用して検討を行っている。

6.2 剛体ばねモデル解析

合成はりの非線形挙動に関する検討を行うにあたり、第4章と同じく、剛体ばねモデルを使用する。ただし、第4章で用いたモデルと本章で用いるモデルでは鋼はりのウェブ要素のばね構成が異なる。具体的には、第4章では、ウェブ要素の剛体間に複数の軸ばねと1本のせん断ばねを設け、軸ばねの直応力と伸びひずみの関係を用いて降伏を判定していたのに対し、本章では、**図 6-1** に示すように、複数の軸ばねとそれと同じ本数のせん断ばねを設け、軸ばねの直応力とせん断ばねのせん断応力を合成した相当応力と相当ひずみの関係を用いて降伏を判定している。それ以外の非線形挙動の追跡方法は第4章と同じであるため、以下では本章で用いた各ばね要素の構成関係について説明する。なお、合成はりの非線形解析に剛体ばねモデルを用いることの有効性は、形状や材料特性、载荷条件の異なる複数の解析ケースの検証^{8)~10)}で明らかにされている。

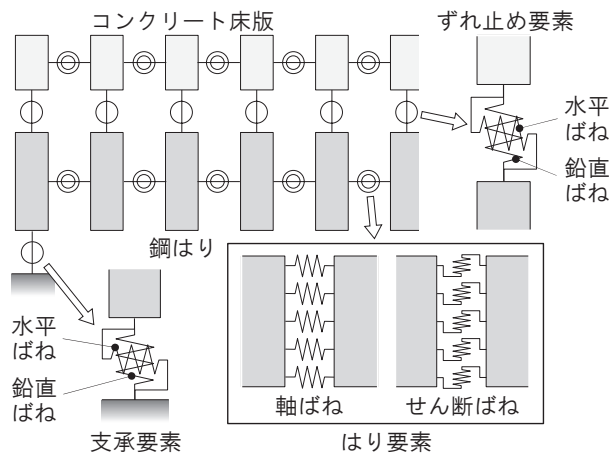


図 6-1 合成はりモデルにおける剛体間のばね要素

鋼はりについては、上・下フランジを部材軸直角方向に 10 分割し、ウェブを高さ方向に 10 分割して、分割した各断面の隣接する剛体間（重心位置）に、上・下フランジでは軸ばねを、ウェブでは軸ばねとせん断ばねを各々 1 本ずつ設ける。軸ばね特性およびせん断ばね特性は、各々、鋼材の直応力と伸びひずみ、せん断応力とせん断ひずみの関係を表し、上・下フランジでは直応力と伸びひずみの関係が、ウェブでは軸ばねの直応力とせん断ばねのせん断応力を合成した相当応力と相当ひずみの関係が**図 6-2**の完全弾塑性型の構成関係を示すようにした。

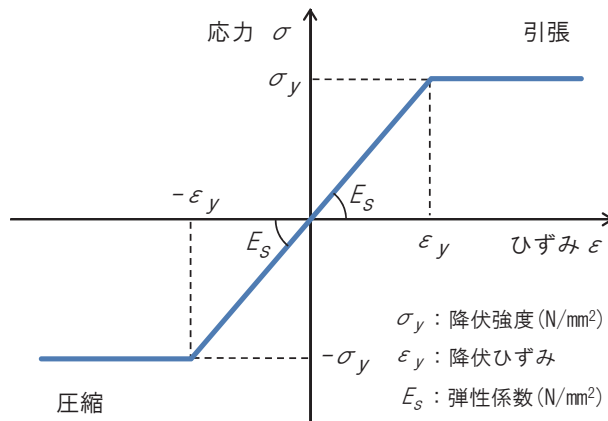


図 6-2 鋼はりおよび床版内鉄筋の軸ばね特性

コンクリート床版のばね要素も軸ばねとせん断ばねによって構成し、これらを隣接する床版の剛体間に配置した。軸ばねは、床版を高さ方向に 6 分割して各分割断面の重心位置に 1 本ずつ配置し、せん断ばねは、隣接する剛体間に 1 本だけ配置した。軸ばね特性は、材料試験により得られる応力-ひずみ関係を再現するため、図 6-3 に示すように、圧縮領域において係数 γ で定まる曲線の応力-ひずみ関係を適用し、1/3 割線勾配が弾性係数に等しくなるように係数 γ を決定した。また、引張には抵抗しないものとした。せん断ばね特性は、コンクリートのせん断応力とせん断ひずみの関係を線形で表し、せん断弾性係数をポアソン比を 0.2 として算出して用いた。

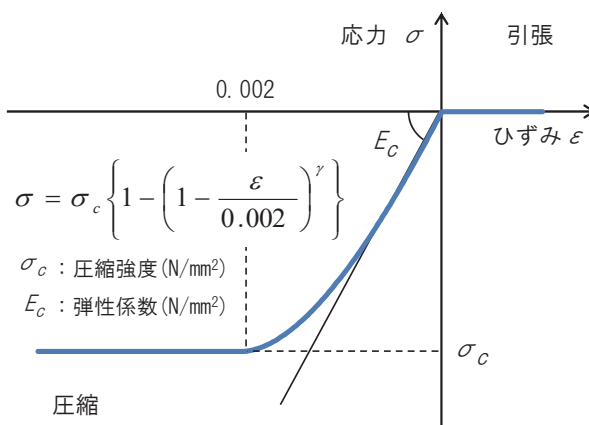


図 6-3 コンクリート床版の軸ばね特性

コンクリート床版内に配置する鉄筋のばね要素は軸ばねのみで構成し、床版断面と平面保持を仮定して配置した。なお、鉄筋の断面積は控除していない。また、軸ばね特性は、鋼はりと同じ図 6-2 の完全弾塑性型の応力-ひずみ関係とした。

コンクリート床版と鋼はりの剛体間の接触面には、ずれ止め要素として、水平ばねと鉛直ばねをそれぞれ 1 本ずつ設ける。ずれ止めを配置する位置での水平ばね特性には、図 6-4 に示すように、複合構造標準示方書¹⁾に示されている頭付きスタッドの水平せん断力 V (kN) とずれ変位 δ (mm) の関係を適用した。この関係式は第 4 章の図 4-7 に示した Fisher らの式と

は異なり，漸近値であるせん断耐力だけでなく，頭付きスタッドの軸径 d ，係数 α ， β で定まる形になっており， α と β を調整することで，静的押抜き試験から得られるせん断耐力に至るまでのずれ止めの挙動をより忠実にモデル化することができる。

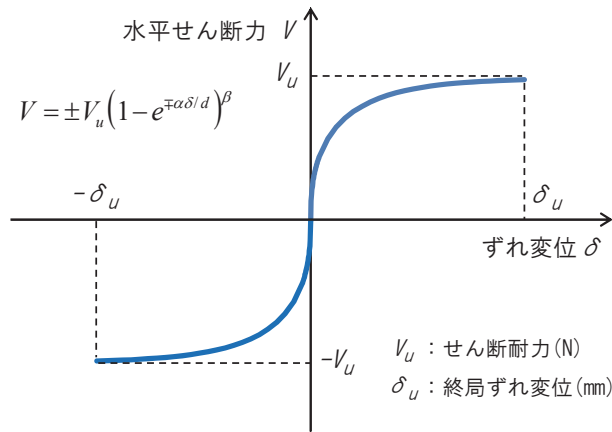


図 6-4 ずれ止めの水平ばね特性

一方，ずれ止めを配置する位置での鉛直ばね特性は，図 6-5 に示すように，引張側ではずれ止めがコンクリート床版の浮き上がりに抵抗すると考え，近似的に頭付きスタッドの軸部断面積と軸部長さに基づいて鋼材の応力-ひずみ関係（図 6-2）で表した．また，圧縮力は連結している剛体間の界面全域（1つの剛体要素の鋼はり上フランジ上面の面積）で伝達されると考え，コンクリートの線形の応力-ひずみ関係を構成関係として用いた．ずれ止めを配置しない位置での鉛直ばね特性は，引張には抵抗しないものとし，圧縮側においては上記と同じとした．

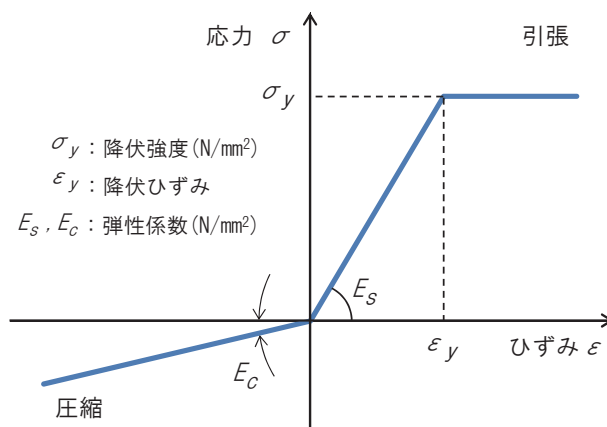


図 6-5 ずれ止めの鉛直ばね特性

支承要素の水平ばねおよび鉛直ばねは，常に弾性範囲で挙動するものとし，水平ばねのばね定数の大きさによって，支承の可動（ばね定数 1 kN/m）と固定（ばね定数 100 GN/m）を仮定した．なお，鉛直ばねのばね定数は，固定を仮定した水平ばねと同じ 100 GN/m である．

6.3 合成はり模型試験体の解析

上記 6.2 のように設定した各ばね要素の構成関係の妥当性を検証するため、過去に実施した模型はり試験体の静的載荷試験⁷⁾を対象として非線形解析を実施し、得られた解析結果を試験結果と比較する。

(1) 対象とした試験体

はり試験体を図 6-6 に、試験体に用いた各材料の特性を表 6-1 に示す。試験体は、全塑性モーメントまで座屈しない断面（コンパクト断面）を有する全高 520mm、スパン 4,000mm の単純合成はりであり、上フランジ（100×9 mm）と下フランジ（120×12 mm）、ウェブ（379×9 mm）で構成される鋼はりに、厚さ 120 mm のコンクリート床版を軸径 16 mm、高さ 90 mm の頭付きスタッドを介して合成している。頭付きスタッドは 200 mm 間隔（Type I）あるいは 150 mm 間隔（Type II）で 2 本ずつ配置している。床版内には、部材軸方向に D13 鉄筋を上下段 4 本ずつ配置するとともに、せん断補強筋として D10 鉄筋を頭付きスタッド間の中央に配置している。

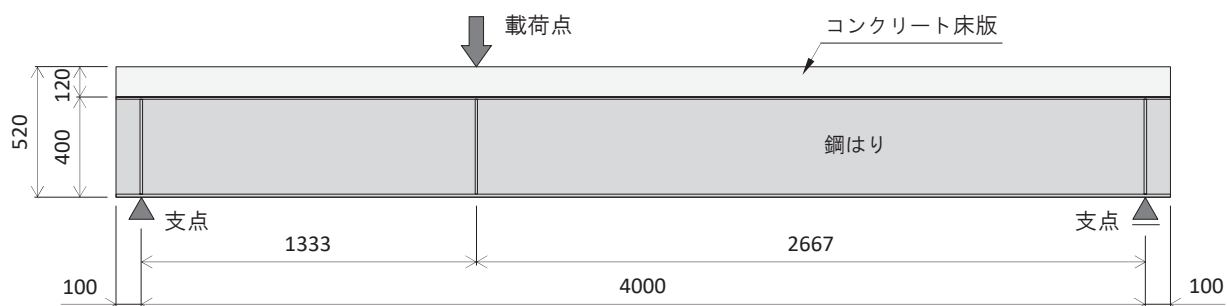


図 6-6 はり試験体

表 6-1 使用材料の特性

材 料		Type I	Type II
コンクリート	圧縮強度 (N/mm ²)	36.4	36.1
	引張強度 (N/mm ²)	3.2	3.3
	弾性係数 (N/mm ²)	26,900	28,000
軸方向鉄筋	降伏強度 (N/mm ²)	343	353
	D13	引張強度 (N/mm ²)	466
せん断補強鉄筋	降伏強度 (N/mm ²)	353	384
	D10	引張強度 (N/mm ²)	480
スタッド	降伏強度 (N/mm ²)	395	401
	φ 16	引張強度 (N/mm ²)	463
上フランジ, ウェブ	降伏強度 (N/mm ²)	380	429
	t 9	引張強度 (N/mm ²)	532
下フランジ	降伏強度 (N/mm ²)	396	410
	t 12	引張強度 (N/mm ²)	537

※鋼材（鉄筋、スタッド、上下フランジ、ウェブ）の弾性係数は 205,000 N/mm² とした。

試験では、スパン 1/3 点に集中荷重を載荷し、図 6-7 に示すように、載荷点のたわみや鋼はりコンクリート床版間のずれ変位のほか、鉄筋や鋼はりの部材軸方向ひずみを設計せん断力が大きい左支点側で計測している。

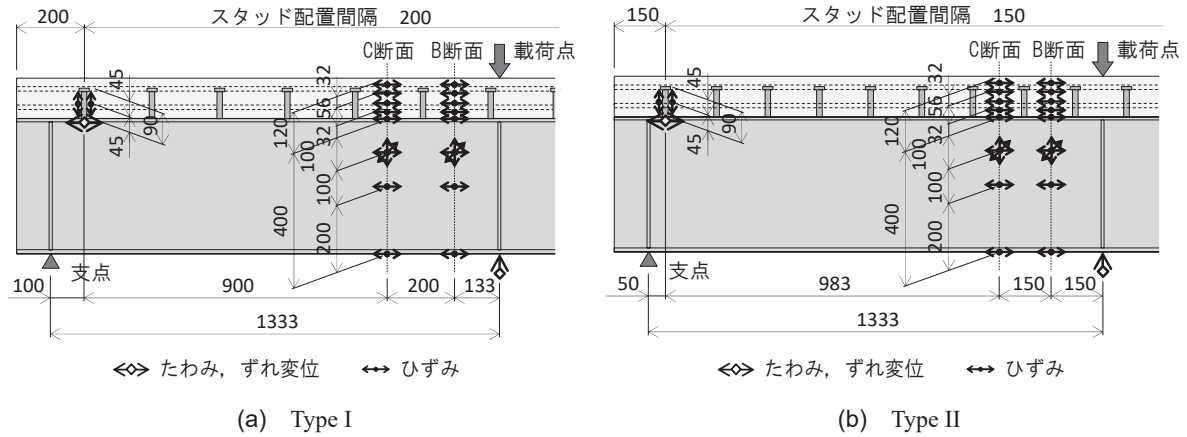


図 6-7 はり試験体の計測位置

(2) ずれ止めの水平せん断力—ずれ変位関係

解析に用いるずれ止めの水平せん断力—ずれ変位関係は、上述のはり試験とともに実施した頭付きスタッドの押抜き試験⁷⁾の結果から求めた。押抜き試験体の鋼フランジとウェブには、はり試験体の上フランジ、ウェブと同じ寸法・材質の鋼材を用いている。コンクリートブロックの寸法もはり試験体のコンクリート床版と同じ断面であり、ブロック内の鉄筋配置もはり試験体とほぼ同じである。鋼フランジと各コンクリートブロック間の界面についても、はり試験体と同様に特別な処理は行っていない。また、荷重載荷は、頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)¹¹⁾に準じて実施したが、はり試験体内の頭付きスタッドの挙動を再現するため、試験体はコンクリートブロックの中央下を回転および水平移動が可能のように支点支持した¹²⁾。

解析に適用した水平せん断力—ずれ変位関係を押抜き試験の結果と合わせて図 6-8 に示す。解析に用いた関係式は、上述の図 6-4 に示したとおり、 V_u 、 α 、 β で定まる形になっているが、押抜き試験結果に近似するように、Type I では $V_u = 99.8 \text{ kN}$ 、 $\alpha = 6.0$ 、 $\beta = 0.4$ とし、Type II では $V_u = 91.7 \text{ kN}$ 、 $\alpha = 11.5$ 、 $\beta = 0.6$ とした。

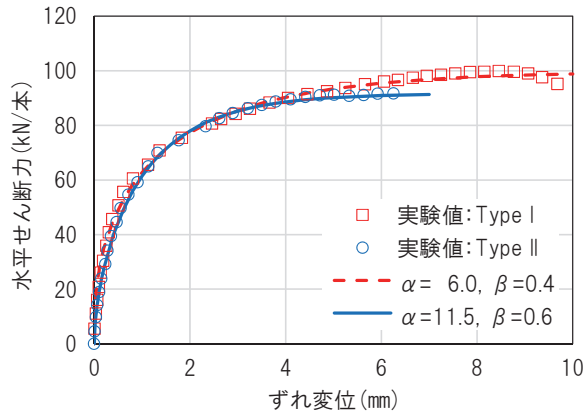


図 6-8 押抜き試験結果

(3) 解析結果

解析では、ずれ止めの配置間隔が異なる上記 2 種類の試験体を同等に評価するため、部材軸方向の要素を 1 剛体要素あたりの要素長が 50mm となるように分割した。

解析より得られた荷重点直下のたわみを試験結果と比較して図 6-9 に示す。この図から、解析結果は試験結果よりも耐力を 5%ほど高く評価していることがわかる。この理由として、解析では、コンクリートの応力-ひずみ関係に、圧縮強度に到達して以降の応力低下を考慮していないことが考えられる。また、試験において最高荷重の直前に目視確認された、荷重点近傍の床版コンクリートのせん断に伴う損傷（写真 6-1 参照）を表現するモデル化ができていないことも一因であると考えられる。しかしながら、頭付きスタッドの配置間隔が狭いほうが、初期勾配、耐力ともに大きいという傾向は、試験結果と一致している。

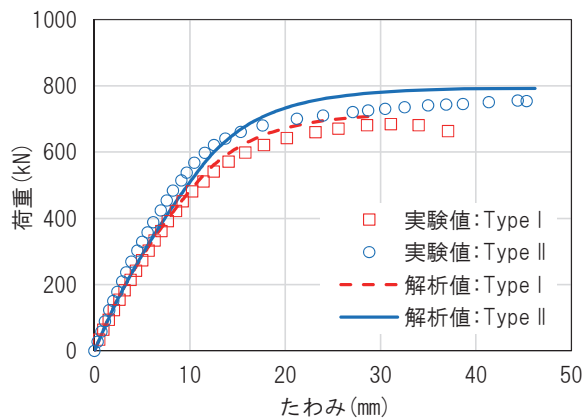


図 6-9 荷重点のたわみ

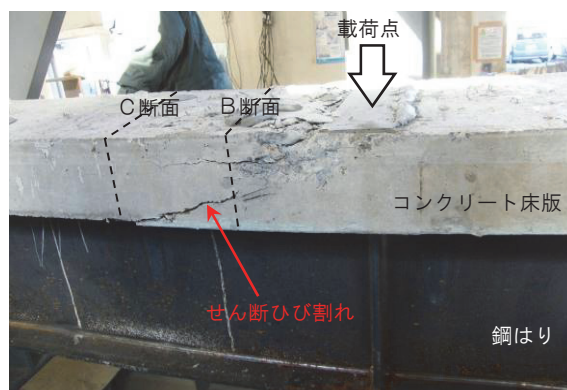


写真 6-1 Type II 試験体に生じたせん断ひび割れ

左支点側最端部の頭付きスタッド位置で計測した鋼はりとコンクリート床版間のずれ変位を図 6-10 に示す。この図から、解析結果と試験結果は Type II で多少の乖離があるものの、全体的には概ね一致していると考えられる。なお、Type II の試験結果では、Type I の試験結果や図 6-8 に示した押抜き試験の結果とは異なり、荷重初期において、ずれ変位はほとんど生じていない。よって、Type II の試験結果については、鋼はりとコンクリート床版の間の付着力が少なからず影響した可能性があり、解析でこの付着力に関するモデル化を行っていないことが、試験結果との乖離が生じた原因であると考えられる。

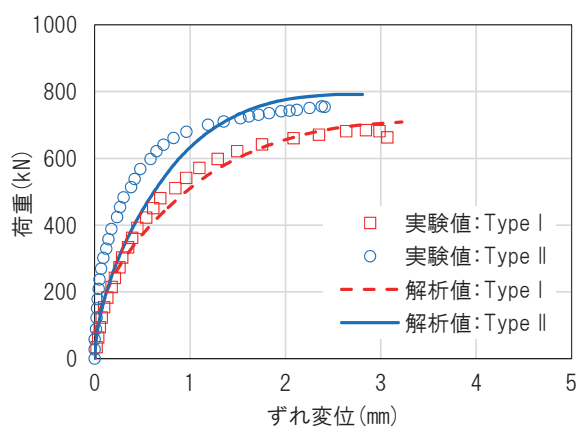
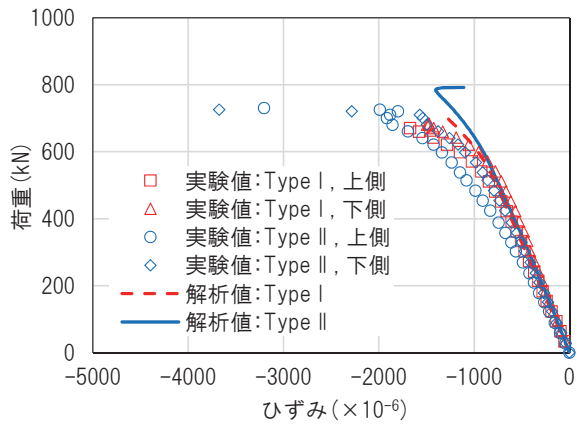
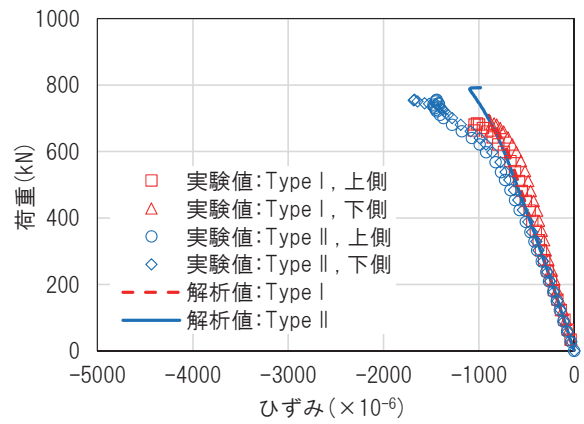


図 6-10 頭付きスタッドのずれ変位

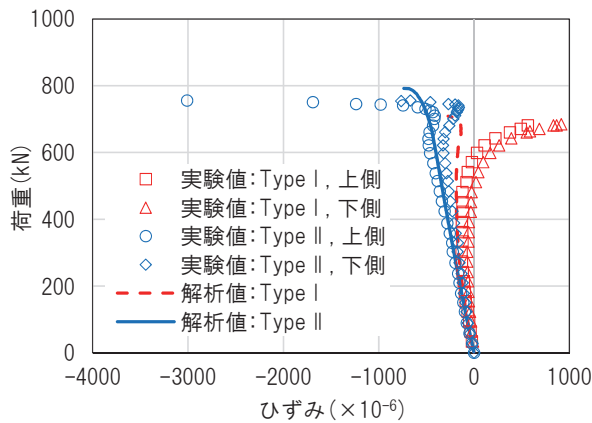
床版内鉄筋のひずみを図 6-11 と図 6-12 に示す。図 6-11(a), 12(a)の上段鉄筋に関し、頭付きスタッドの配置間隔が狭い Type II では、解析結果は試験結果よりもひずみを若干小さく評価しているものの、配置間隔が広い Type I では、解析結果と試験結果はよく一致している。一方、図 6-11(b), 12(b)の下段鉄筋に関しては、Type I の試験結果に見られる、圧縮から引張へひずみの増分方向が変化する挙動は再現できていないものの、初期勾配や Type II のひずみが急増する様子は再現できているものと考えられる。なお、下段鉄筋のひずみが圧縮から引張へ増分方向を変える挙動は、後述の図 6-18(a)に示すとおり、荷重点位置の断面で認められていることから、解析結果と試験結果とでは、床版ひずみの部材軸方向分布が若干異なるものと推測される。



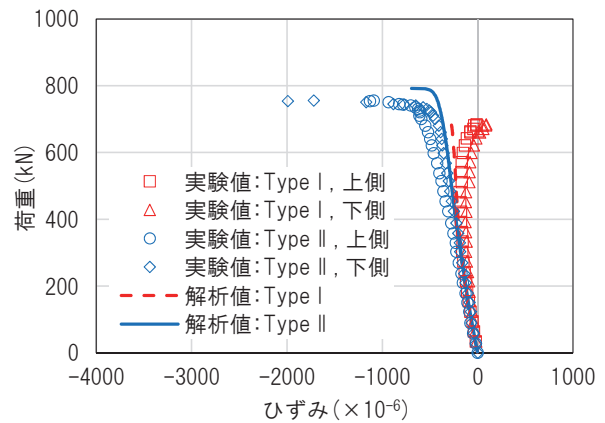
(a) 上段鉄筋



(a) 上段鉄筋



(b) 下段鉄筋

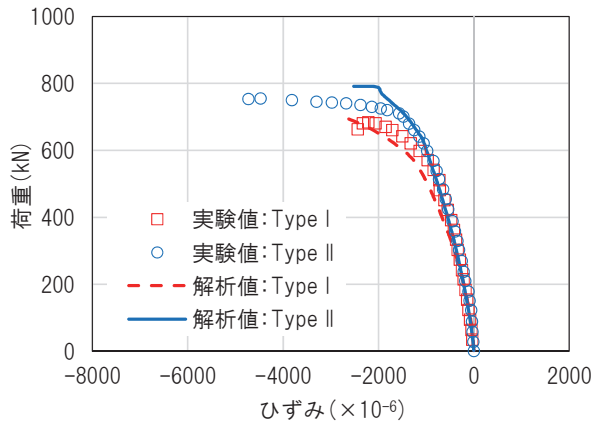


(b) 下段鉄筋

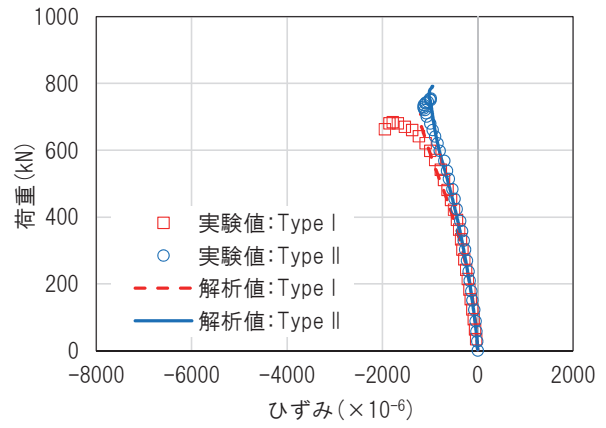
図 6-11 B 断面の鉄筋ひずみ

図 6-12 C 断面の鉄筋ひずみ

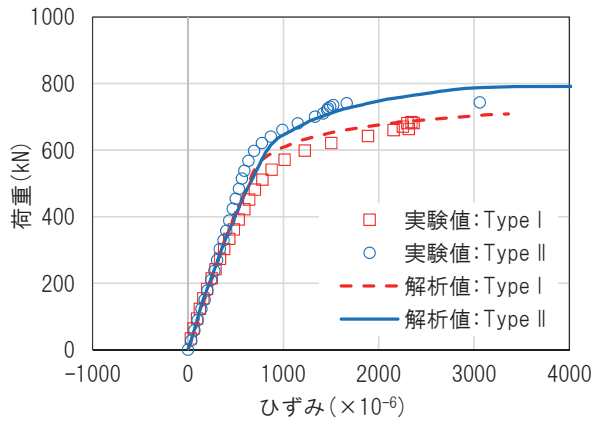
鋼はりのひずみを図 6-13 と図 6-14 に示す。これより、載荷点に近い B 断面では、初期勾配やひずみが急増する様子など、解析結果と試験結果はよく一致していることがわかる。しかしながら、載荷点から 300mm 程度離れた C 断面におけるウェブ中央と下縁において、解析では、荷重の増加に伴ってひずみが急増する傾向は再現できているものの、Type II の試験結果に見られるひずみが大きく増加する傾向は再現できていない。これは、上述したように、解析では写真 6-1 に示した床版の損傷を表現できていないため、その損傷が生じた後の応力の拡がりも再現できていないことによるものと考えられる。ただし、Type II の試験結果から、床版の損傷が認められた載荷点近傍の頭付きスタッド (C 断面の左側 83mm の位置のスタッドおよび B 断面の右側 67mm の位置のスタッド) のずれ変位を確認すると、図 6-15 に示すように、載荷終了まで特異な変化は認められない。よって、床版の損傷がずれ止めの挙動に及ぼす影響は大きくなく、その影響は損傷部近傍の断面の最高荷重直前のひずみ挙動に限定されるものと考えられる。



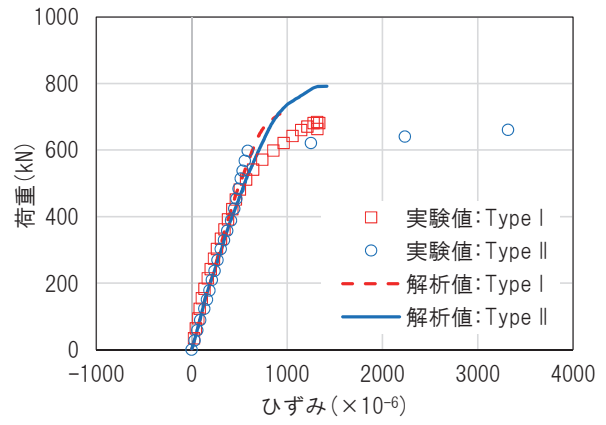
(a) 鋼はり上縁



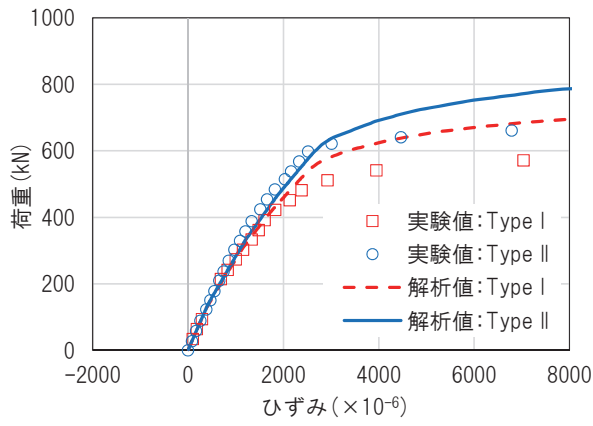
(a) 鋼はり上縁



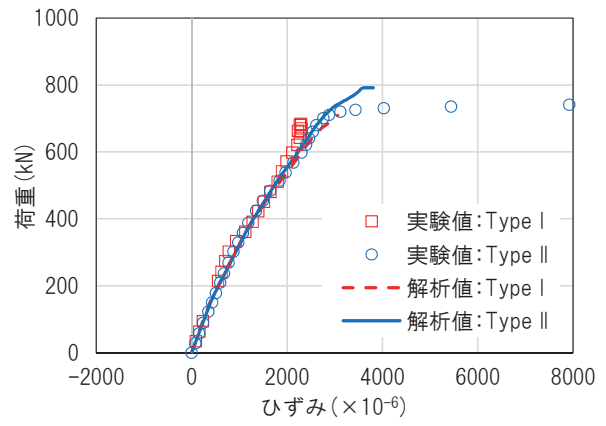
(b) 鋼はりウェブ中央



(b) 鋼はりウェブ中央



(c) 鋼はり下縁



(c) 鋼はり下縁

図 6-13 B 断面の鋼はりのひずみ

図 6-14 C 断面の鋼はりのひずみ

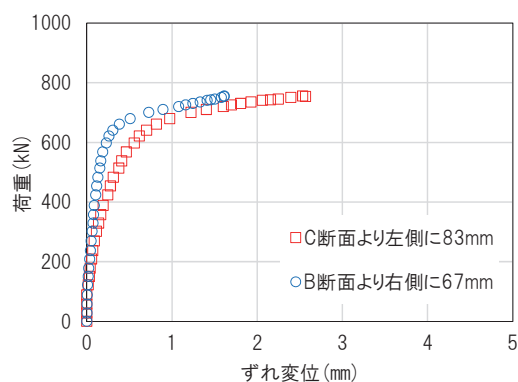


図 6-15 載荷点近傍における頭付きスタッドのずれ変位

以上より、載荷点付近に損傷が生じて以降のひずみ挙動を若干過小評価する傾向は認められるものの、頭付きスタッドの配置間隔の違いによるたわみやひずみの大きさの違いやそれらが急増する荷重の違い、耐力の違いなどは、本解析でおおむね評価できるものと考えられる。また、試験体に生じる材料損傷の順序、すなわち、鋼はり下フランジが塑性化した後、床版内の上段鉄筋が降伏し、その後、鋼はり上フランジが降伏するといった損傷順序も本解析では再現できている。

6.4 パラメトリック解析

合成はりの耐荷挙動は、頭付きスタッドの配置間隔のみならず、鋼はりやコンクリート床版の断面諸量の違いによっても異なることが予想される。そこで、上記で妥当性を検証した試験体モデルを対象として、頭付きスタッドの配置間隔、鋼材の降伏強度およびコンクリートの圧縮強度を種々変化させたパラメトリック解析を行う。

(1) 頭付きスタッドの配置間隔

図 6-6 に示した試験体において、全塑性モーメント時に載荷点より左側のコンクリート床版が受け持つ単位長さあたりの軸力を図 6-16 に基づき算出すると、Type I で 1.11 kN/mm, Type II で 1.10 kN/mm となる。これに対し、試験に用いた頭付きスタッドのせん断耐力は、複合構造標準示方書¹⁾を参考にして以下の式(6-1)から算出すると、Type I で 93.1 kN/本, Type II で 93.4 kN/本となる。

$$\begin{aligned}
 V_{ssu} &= \min(V_{ssu1}, V_{ssu2}) \\
 V_{ssu1} &= 31A_{ss}\sqrt{(h_{ss}/d_{ss})f'_c} + 10000 \\
 V_{ssu2} &= A_{ss}f_{ssu}
 \end{aligned}
 \tag{6-1}$$

ここに、 V_{ssu} , V_{ssu1} , V_{ssu2} : せん断耐力 (N), A_{ss} : 頭付きスタッドの軸部断面積 (mm^2), h_{ss} : 頭付きスタッドの高さ (mm), d_{ss} : 頭付きスタッドの軸径 (mm), f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2), f_{ssu} : 頭付きスタッドの引張強度 (N/mm^2)である。

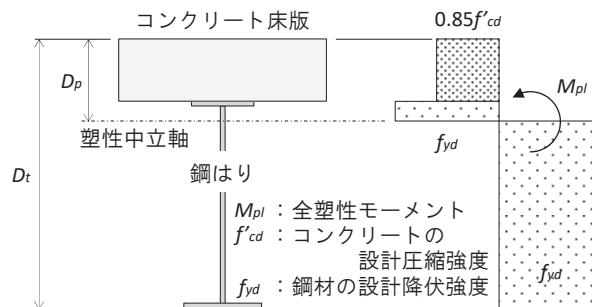


図 6-16 全塑性モーメント時の応力分布

よって、全塑性モーメント時に必要となる頭付きスタッドの配置間隔は、1列に2本配置するものとして、Type I で 168 mm、Type II で 170 mm となる。すなわち、Type II 試験体に適用した頭付きスタッドの配置間隔 150 mm は、全塑性モーメントに対応した配置間隔であると言える。なお、塑性中立軸が鋼はりウェブ内に位置する場合、鋼はりが全塑性状態になる前にコンクリート床版上縁が圧縮破壊し、曲げ耐力が全塑性モーメントに到達できない場合があり、複合構造標準示方書¹⁾では、そのような場合に、以下の式(6-2)で全塑性モーメントを低減して設計曲げ耐力を求めることとしている。

$$M_{ud} = \left(1.05 - 0.33 \frac{D_p}{D_t} \right) \frac{M_{pl}}{\gamma_b} \quad (6-2)$$

ここに、 M_{ud} ：設計曲げ耐力 (N・mm)、 D_p ：コンクリート床版上縁から塑性中立軸までの距離 (mm)、 D_t ：合成断面の全高さ (mm)、 M_{pl} ：全塑性モーメント (N・mm)、 γ_b ：部材係数 (=1.1) である。この式から、例えば Type II について、設計曲げ耐力と全塑性モーメントの比を求めると 0.95 となり、設計曲げ耐力時に必要な頭付きスタッドの配置間隔は 179 mm となる。

一方、弾性時の断面平面保持を仮定した鋼はりコンクリート床版の界面に作用する単位長さあたりの水平せん断力 q (N/mm) は以下の式(6-3)から求められる。

$$q = \frac{Q A_c d_c}{n I_v} \quad (6-3)$$

ここに、 Q ：断面に作用するせん断力 (N)、 A_c ：床版コンクリートの断面積 (mm²)、 d_c ：合成断面の図心とコンクリート断面の図心との間の距離 (mm)、 n ：ヤング係数比 (= E_s / E_c)、 I_v ：合成断面の鋼換算断面 2 次モーメント (mm⁴) である。この式から、鋼はりの下フランジが許容応力度 (SM490材で 185 N/mm²) に達する際の水平せん断力を求めると、Type I で 0.38 kN/mm、Type II で 0.39 kN/mm となる。これに対し、道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編¹³⁾に基づく頭付きスタッドの許容せん断力 Q_a (N) は、スタッドの全高と軸径の比が 5.5 以上である場合、以下の式(6-4)から求められる。

$$Q_a = 9.4 d_{ss}^2 \sqrt{f'_{ck}} \quad (6-4)$$

ここに、 f'_{ck} ：コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)、 d_{ss} ：頭付きスタッドの軸径 (mm) である。この式から、はり試験体に用いた頭付きスタッドの許容せん断力を求めると、Type I、Type II ともに 14.5 kN となる。よって、鋼はり下フランジが許容応力度に達する際に必要となる頭付きスタッドの配置間隔は、1列に2本配置するものとして、Type I で 76mm、Type II で 74mm となり、道路橋示方書の規定を満足するには、頭付きスタッドを 74mm 以下の間隔で配置する必要がある。

以上を踏まえ、頭付きスタッドの配置間隔をパラメータとして、表 6-2 に示す 4 ケースの解析を実施する。Case A1 は配置間隔が全塑性モーメントに対応している Type II 試験体を再現した基本モデルである。複合構造標準示方書¹⁾では、合成はりの終局時にずれ止めの一部が塑性変形することを許容しているため、このモデルにより、ずれ変形を伴う合成はりの耐荷挙動を確認する。また、Case A2 は道路橋示方書の規定を満足するように配置間隔を狭くしたモデルである。さらに、Case A3 は配置間隔を Case A1 の 2 倍とし、Case A4 は中央部と端部で配置間隔を変えて配置本数を Case A1 とほぼ同じにしたモデルである。なお、鋼材の降伏強度、コンクリートの圧縮強度については、いずれのケースにおいても、表 6-1 の Type II 試験体の値を用いている。

表 6-2 頭付きスタッドの配置間隔をパラメータとした解析ケース

ケース名	配置間隔	ケース内容
Case A1	150 mm	Type II 試験体を再現したモデル。スタッドの配置は全塑性モーメントに対応しており、配置本数は 54 本。
Case A2	50 mm	Case A1 のスタッド配置間隔を 50mm としたケース。スタッドの配置は道路橋示方書の規定に対応し、配置本数は 162 本。
Case A3	300 mm	Case A1 のスタッド配置間隔を 300mm としたケース。スタッドの配置本数は 28 本。
Case A4	50~300 mm	Case A1 のスタッド配置間隔を両端部で 50mm、中央部で 300mm としたケース。スタッドの配置本数は 52 本。

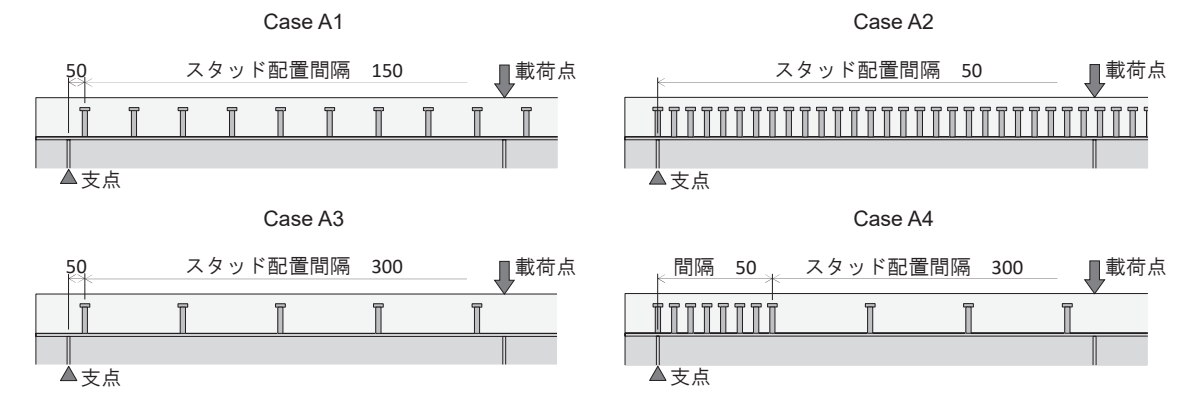


図6-17に示す各要素の、荷重点位置における荷重－ひずみ関係を図6-18～図6-21に示す。なお、床版02および床版05の荷重－ひずみ関係は、それぞれ同等の高さにある上段鉄筋、下段鉄筋のそれとほぼ一致するため、省略している。これより、頭付きスタッドの配置本数がほぼ等しいCase A1とCase A4では、荷重600kN以下の範囲で、コンクリート床版および鋼はりの各中立軸の位置（ひずみがほぼゼロの位置）がそれぞれ下段鉄筋とウェブ03の位置にあり、不完全合成はり¹⁴⁾の挙動を示していることがわかる。これに対し、頭付きスタッドの配置本数が多いCase A2では、コンクリート床版と鋼はりの各中立軸の位置がそれぞれ床版06とウェブ02の位置にあり、両者が近接して完全合成はりに近い挙動を示している。一方、頭付きスタッドの配置本数が少ないCase A3では、コンクリート床版および鋼はりの各中立軸の位置がそれぞれ床版04とウェブ04の位置にあり、両者が離れて非合成はりに近い挙動を示している。ただし、非合成はりとして仮定した場合の中立軸は、コンクリート床版で上縁から60mm（床版03と床版04の間）、鋼はりで上縁から221mm（ウェブ06付近）の位置になるため、Case A3でもある程度の合成効果は発揮されていると言える。なお、本文中に示す非合成はりとは、コンクリート床版と鋼はりが各々の弾性係数の比に応じて荷重を分担し合い、重ねはりとして挙動するはりを指している。

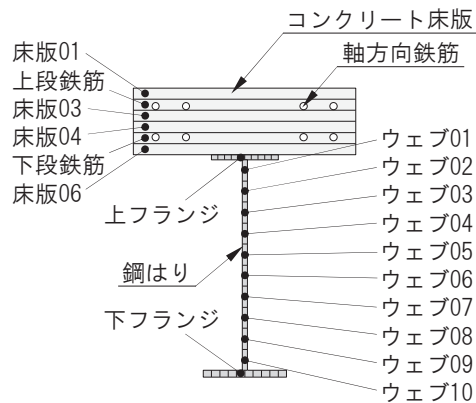
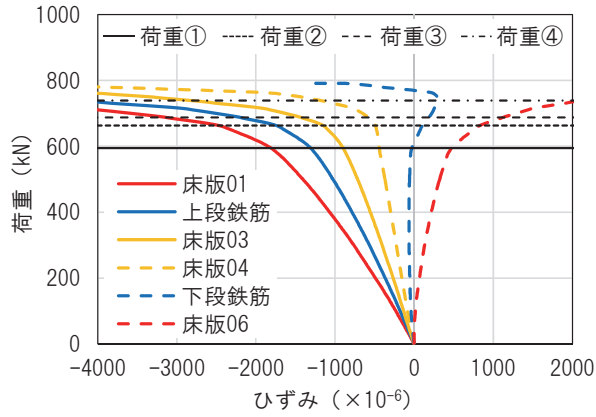
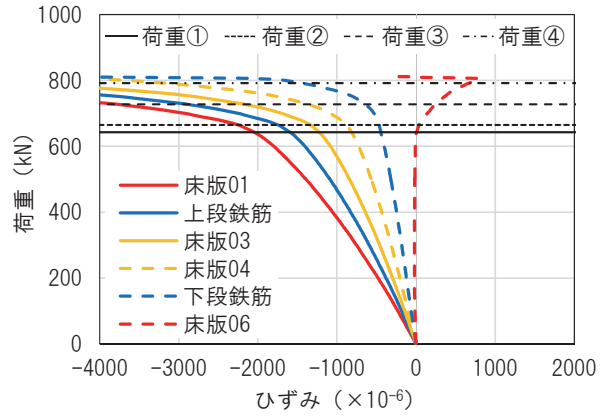


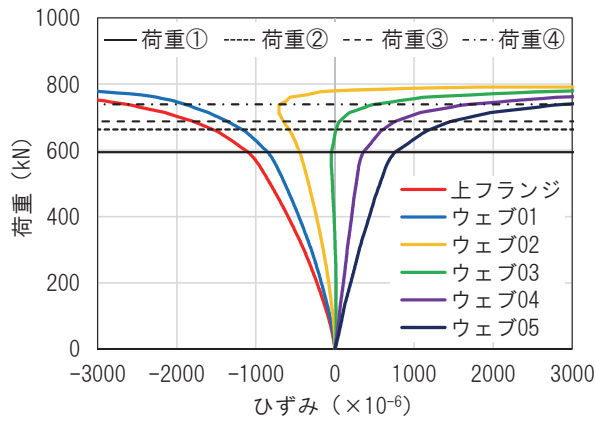
図6-17 解析結果の抽出要素



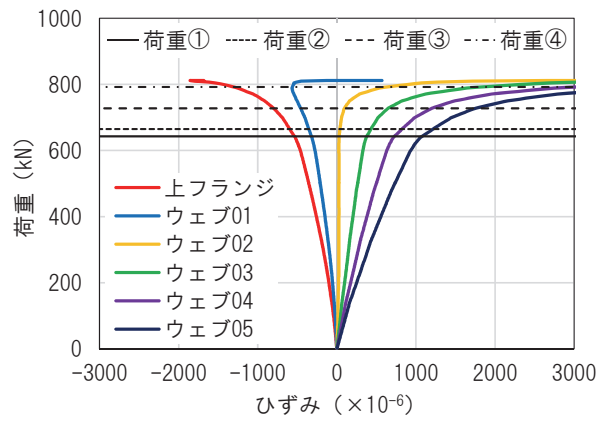
(a) 床版および鉄筋



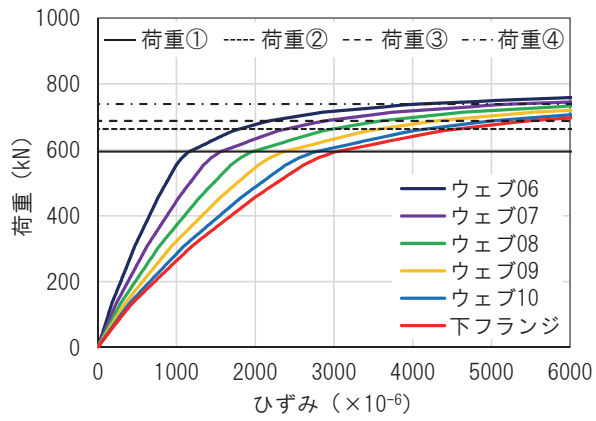
(a) 床版および鉄筋



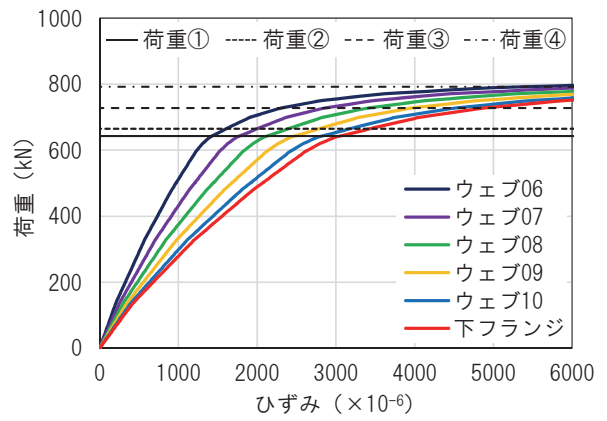
(b) 鋼はり上部



(b) 鋼はり上部



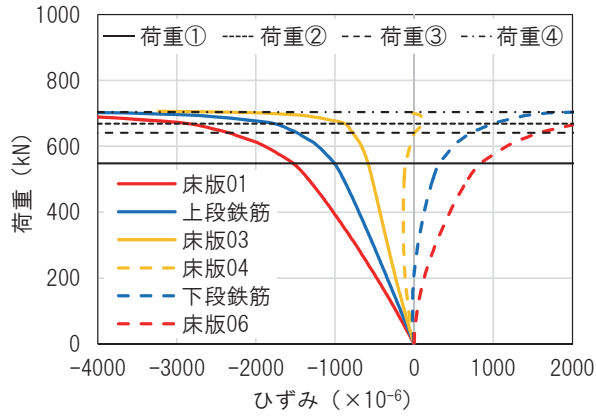
(c) 鋼はり下部



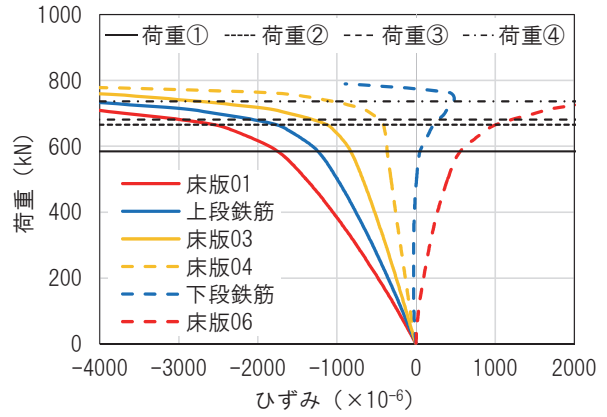
(c) 鋼はり下部

図 6-18 Case A1 (150mm 間隔)の荷重-ひずみ関係

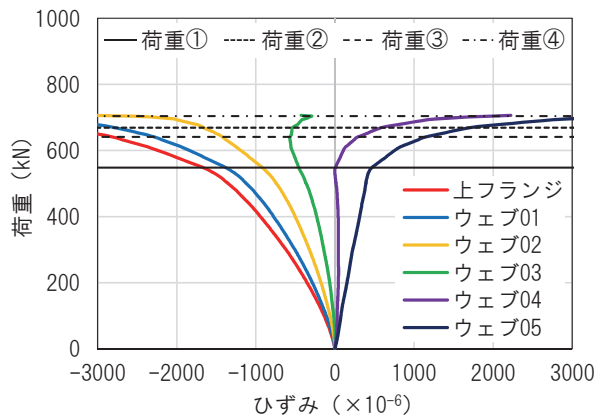
図 6-19 Case A2 (50mm 間隔)の荷重-ひずみ関係



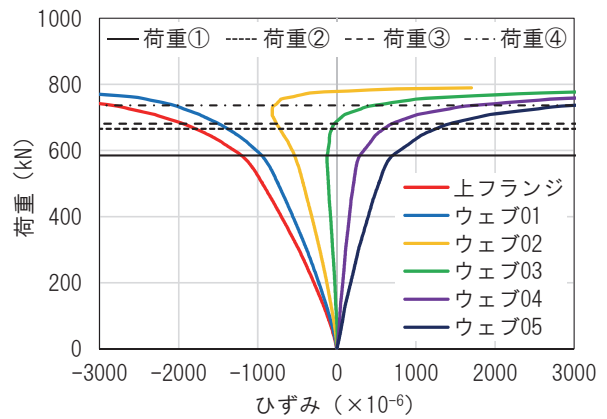
(a) 床版および鉄筋



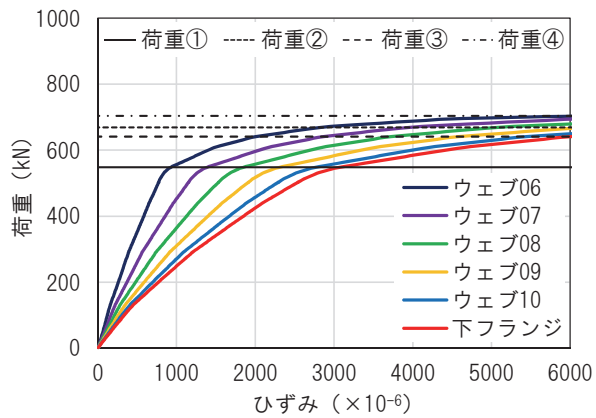
(a) 床版および鉄筋



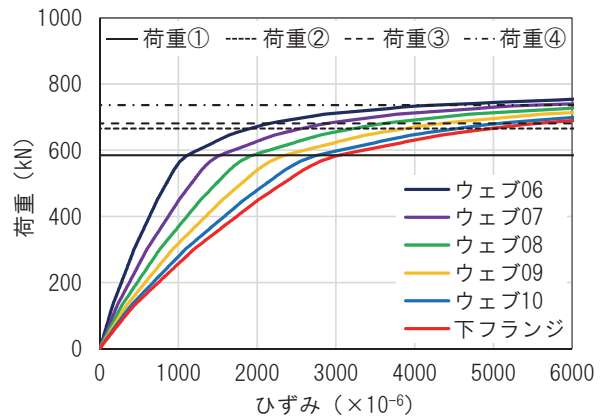
(b) 鋼はり上部



(b) 鋼はり上部



(c) 鋼はり下部



(c) 鋼はり下部

図 6-20 Case A3 (300mm 間隔)の荷重-ひずみ関係

図 6-21 Case A4 (50~300mm 間隔)の荷重-ひずみ関係

また、それぞれの図中には 4 種類の水平な直線を示したが、それらは各ケースでひずみの急変が認められた荷重値を表しており、以下にその詳細を示す。

- ひずみ急変荷重①：実線

各要素のひずみの線形性が失われたり、鋼はりの下フランジや引張域にあるウェブのひずみが急増したりし始める際の荷重であり、同荷重の前後でウェブ 08 のひずみが降伏ひずみ (2090μ) に到達している。なお、この時点で、下フランジのひずみはすでに降伏ひずみ (2000μ) に到達しており、この荷重段階は鋼はり下フランジ付近の塑性化を表していると考えられる。

- ひずみ急変荷重②：点線

コンクリート床版の圧縮域にある要素（例えば、床版 03 や床版 04）のひずみが急増し始める際の荷重であり、同荷重の前後で上段鉄筋のひずみが降伏ひずみ (1720μ) に到達している。なお、この時点で、床版上縁の 01 要素のひずみはすでに圧縮強度に対応するひずみ (2000μ) に到達している。ただし、終局圧縮ひずみ (3500μ) には達していない。

- ひずみ急変荷重③：破線

鋼はりの中立軸付近にあるウェブ要素（例えば、ウェブ 02 やウェブ 03）のひずみが引張側に急増し始める際の荷重であり、同荷重の前後でウェブ 06 のひずみが降伏ひずみ (2090μ) に到達している。この荷重段階は、鋼はりの塑性化が進行し、中立軸位置が上フランジ側に移行し始める状態を表していると考えられる。

- ひずみ急変荷重④：一点鎖線

床版要素が引張から圧縮にひずみの増分方向を変えたり、圧縮域にあるウェブ要素が圧縮から引張にひずみの増分方向を変えたりする挙動が現れる際の荷重であり、同荷重の前後で鋼はりの引張域にあるほぼすべての要素が降伏に至っている。なお、頭付きスタッドの配置間隔を 50mm とした CaseA2 を除き、この荷重段階で、鋼はり上フランジのひずみは圧縮の降伏ひずみ (2090μ) に到達している。

この荷重①～④を荷重-たわみ関係にプロットして図 6-22 に示す。これより、荷重-たわみ関係の初期勾配は頭付きスタッドの配置間隔が狭いほど大きくなっており、コンクリート床版と鋼はりの合成の程度に起因した結果となっている。また、各ケースの最高荷重は、Case A1 で 792 kN、Case A2 で 812 kN、Case A3 で 707 kN、Case A4 で 789 kN であり、Case A3 を除けば 3 つのケースではほぼ等しく、Case A3 のみ荷重④に到達してすぐに解析が終了している。これは、頭付きスタッドの配置間隔が広く、非合成はりに近い挙動を示したことに伴い、荷重④に到達する時点ですでに各要素の塑性化が部材軸方向に大きく広がっていたためであり、その詳細については後述する。さらに、初期勾配が小さい Case A3 を除き、各ケースともたわみは荷重③付近から急増していることがわかる。すなわち、引張域の鋼はり下フランジ付近が塑性化したり、圧縮域にある床版内の上段鉄筋が降伏したりして以降、たわみは線形性を徐々に失いながら増大を続け、鋼はりの塑性化が進行するにつれて中立軸が上方に移行し、合成はりとしての剛性が急激に低下してたわみが急増すると考えられる。

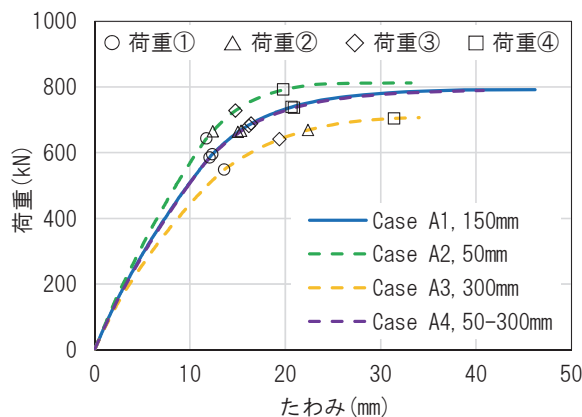


図 6-22 Case A1～A4 の荷重-たわみ関係

また、頭付きスタッドの配置間隔が狭いほど、荷重①、③、④は大きくなっているが、逆にその際のたわみは小さく、初期勾配と同様、コンクリート床版と鋼はりの合成の程度に起因した結果であると考えられる。一方、荷重②は、頭付きスタッドの配置間隔に関わらず、その大きさは同程度である。これは、頭付きスタッドの配置間隔が広いほど、非合成はりの挙動に近いために床版が受け持つ軸力は小さいが、その反面、鋼はり下フランジ付近の塑性化の進行とともに床版が負担する曲げが大きくなり、床版のひずみが増大するためであると考えられる。

荷重④以降は、各要素の塑性化が部材軸方向に広がって最高荷重に到達する。そこで、最高荷重時における塑性化の広がり程度を確認するため、同荷重時に塑性化していた要素の分布を、荷重点付近の1mの範囲を取り出して図6-23に示す。ここで、床版コンクリートについては、圧縮強度に対応するひずみに達した要素あるいは引張ひずみが生じた要素をそれぞれ青色と赤色で着色し、鋼はりについては、圧縮あるいは引張の降伏ひずみに達した要素をそれぞれ青色と赤色で着色している。なお、以下では、コンクリートに引張ひずみが生じた場合も含め、着色した要素はすべて塑性化と呼ぶことにした。また、図中には、弾性中立軸および塑性中立軸とともに、非合成はり（鋼はり）の弾性中立軸を示した。

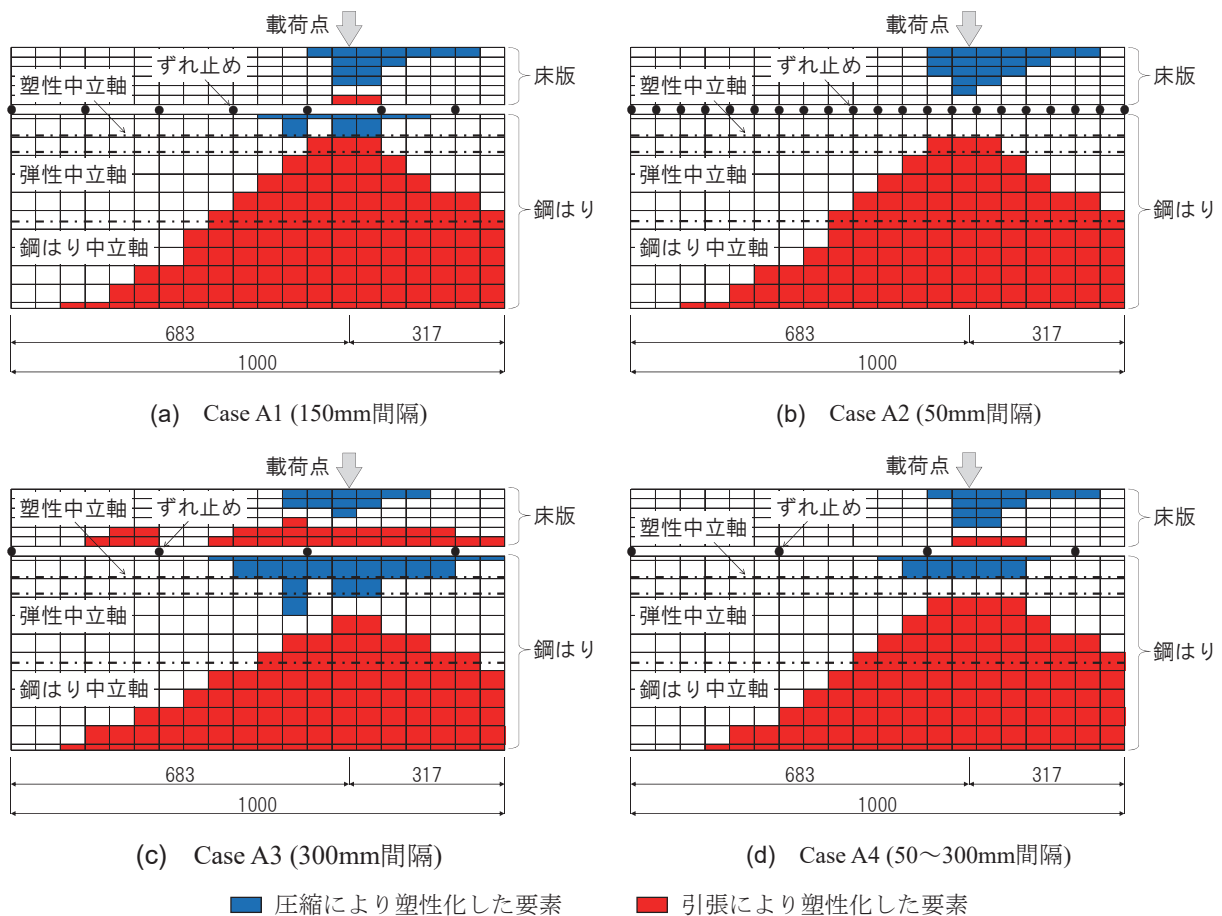


図6-23 Case A1~A4の塑性化した要素の分布図

まず、Case A1に着目すると、荷重点直下では床版の上下縁、鋼はりの上下縁とも塑性化しており、最高荷重時には幾分、非合成はりのような状態が認められる。また、塑性化範囲が荷重点を中心に大きく広がっている。これに対し、頭付きスタッドの配置間隔を50mmと狭くしたCase A2では、荷重点を中心とした塑性化範囲の広がり程度はCase A1とほぼ同等であるものの、床版下縁や鋼はり上縁が塑性化しておらず、完全合成はりに近い状態になっていることがCase A1と異なる。すなわち、頭付きスタッドの配置本数が多いこのケースは、床版上縁の著しい塑性化により、鋼はりの塑性化が全断面にまで至らない

といった、式(6-2)で表される状況を顕著に示しているものと考えられる。また、塑性化が全断面にまで至っていないことが、最高荷重時のたわみが比較的大きくならなかった要因であるとも考えられる。次に、頭付きスタッドの配置間隔を 300mm と広くした Case A3 では、先の 2 ケースとは異なり、床版下縁や鋼はり上縁の塑性化範囲が広く、非合成はりに似た性状を示している。また、中立軸からすぐ下の要素の塑性化が部材軸方向にさほど広がっていないことから、頭付きスタッドの配置本数が少なく、合成効果が低いこのケースでは、中立軸付近にあるウェブ要素の塑性化が部材軸方向に広がる前に、床版下縁や鋼はり上下縁の塑性化が著しく進行し、終局状態に至るものと考えられる。最後に、頭付きスタッドの配置間隔を 50mm から 300mm に変化させた Case A4 では、載荷点付近の配置間隔が同じ Case A3 よりもむしろ、配置本数が同じ Case A1 に近い分布になっている。よって、単純はりを対象とした本研究の範囲内ではあるが、コンクリート床版と鋼はりのずれが大きいはり端部に配置する頭付きスタッドの本数を多くすることで、はりの耐荷挙動を非合成はりの挙動から完全合成はりの挙動に近づけることができると考えられる。

図 6-24 に最高荷重時の部材軸方向のずれ変位分布を示す。ずれ変位の最大値は、Case A1 で 2.8mm、Case A2 で 0.4mm、Case A3 で 5.4mm、Case A4 で 2.0mm である。複合構造標準示方書¹⁾によれば、頭付きスタッドの終局ずれ変位は軸径の 0.3 倍で表される。このため、頭付きスタッドの配置間隔が広い Case A3 では、はりが最高荷重を迎える前に、頭付きスタッドが終局ずれ変位 4.8mm ($=0.3 \times 16\text{mm}$) に到達したことになる。よって、非合成はりとして設計し、頭付きスタッドの配置間隔を広くしたはりは、たわみやひずみが合成効果によって設計値よりも小さくなる反面、頭付きスタッドのずれ変位が大きくなり、早期に損傷する可能性があると考えられる。なお、頭付きスタッドが終局ずれ変位に到達した際の荷重値は、荷重④より少し手前の 703 kN である。

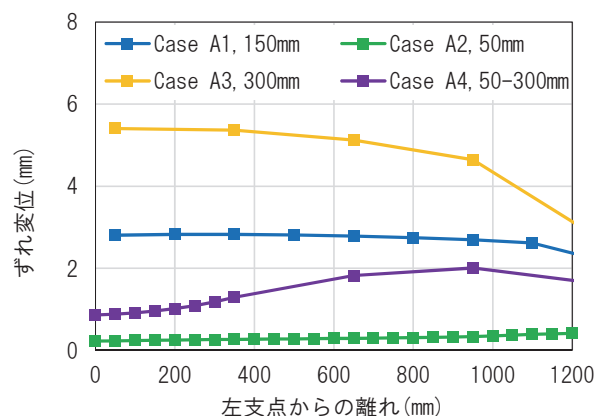


図 6-24 Case A1～A4 の部材軸方向のずれ変位分布

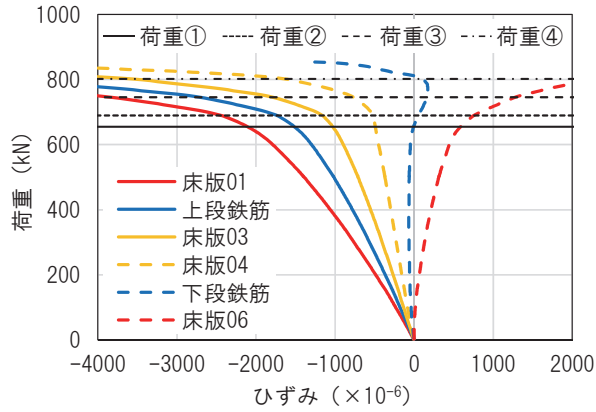
(2) 鋼材の降伏強度

鋼材の降伏強度をパラメータとして、表 6-3 に示す 4 ケースの解析を実施する。Case B1～B4 は、鋼はりに用いる鋼材の降伏強度を、それぞれ SM570 材、SM520 材、SM490 材、SM400 材の降伏点の下限值に設定している。鋼材の降伏強度以外の材料特性は Case A1 と同じである。

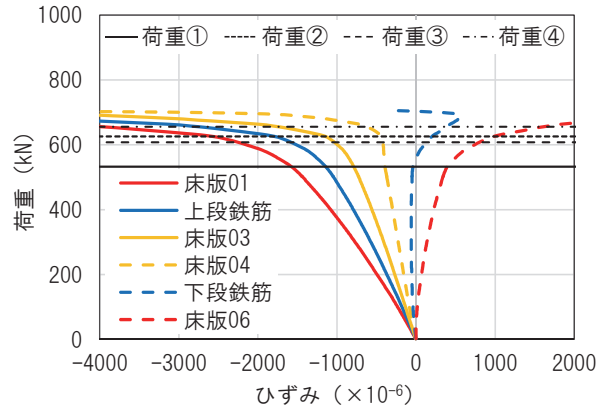
表 6-3 鋼材の降伏強度をパラメータとした解析ケース

ケース名	降伏強度	ケース内容
Case B1	460 N/mm ²	Case A1 の鋼材の降伏強度を 460 N/mm ² (降伏ひずみ 2240 μ)としたケース。設定した降伏強度は SM570 材の降伏点の下限值。
Case B2	365 N/mm ²	Case A1 の鋼材の降伏強度を 365 N/mm ² (降伏ひずみ 1780 μ)としたケース。設定した降伏強度は SM520 材の降伏点の下限值。
Case B3	325 N/mm ²	Case A1 の鋼材の降伏強度を 325 N/mm ² (降伏ひずみ 1590 μ)としたケース。設定した降伏強度は SM490 材の降伏点の下限值。
Case B4	245 N/mm ²	Case A1 の鋼材の降伏強度を 245 N/mm ² (降伏ひずみ 1200 μ)としたケース。設定した降伏強度は SM400 材の降伏点の下限值。

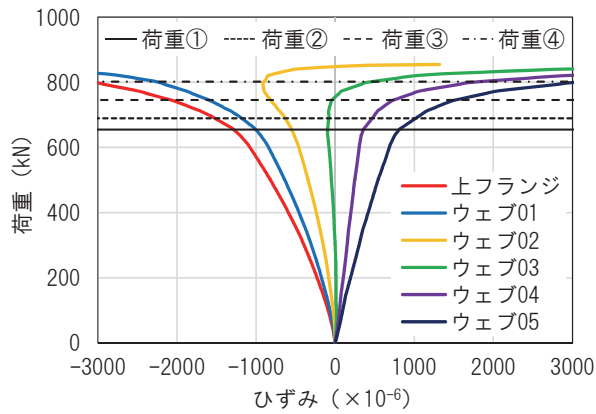
載荷点位置における各要素の荷重－ひずみ関係を図 6-25～図 6-28 に示す。これより、各ケースの最高荷重は降伏強度に比例して大きくなっていることがわかる。また、4 ケースとも頭付きスタッドの配置間隔が同じであるため、コンクリート床版および鋼はりの中立軸の位置にそれぞれ違いはなく、下段鉄筋とウェブ 03 の位置にある。



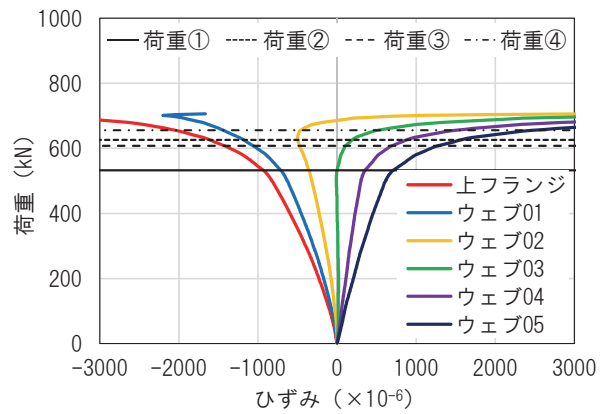
(a) 床版および鉄筋



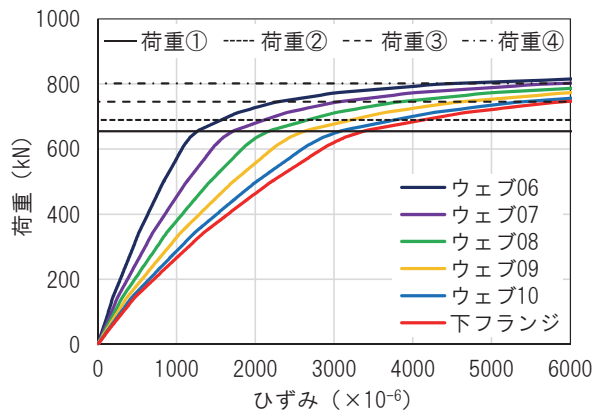
(a) 床版および鉄筋



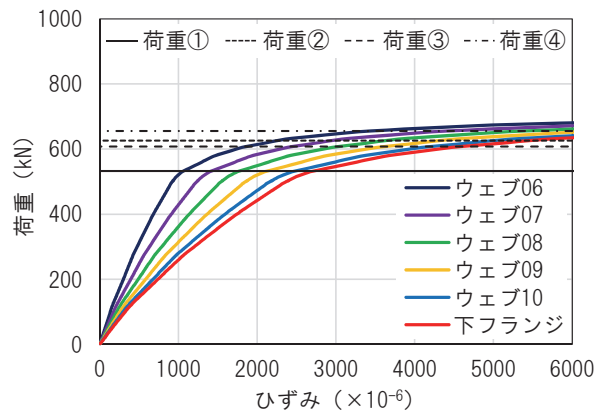
(b) 鋼はり上部



(b) 鋼はり上部



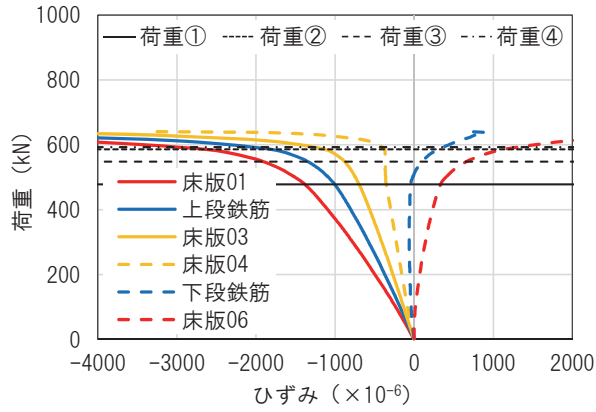
(c) 鋼はり下部



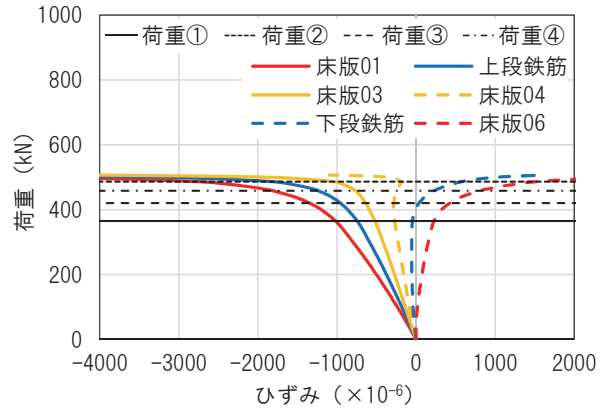
(c) 鋼はり下部

図 6-25 Case B1 (降伏強度 460 N/mm²)の荷重-ひずみ関係

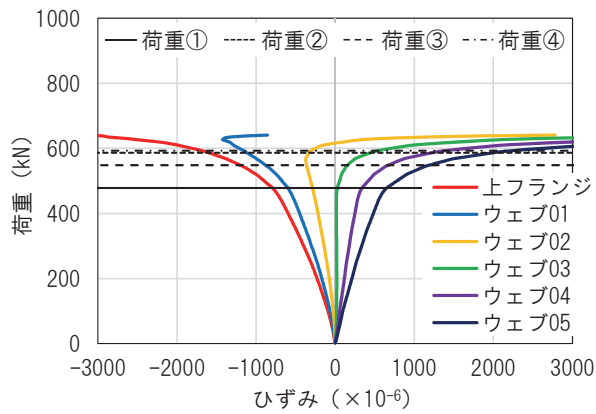
図 6-26 Case B2 (降伏強度 365 N/mm²)の荷重-ひずみ関係



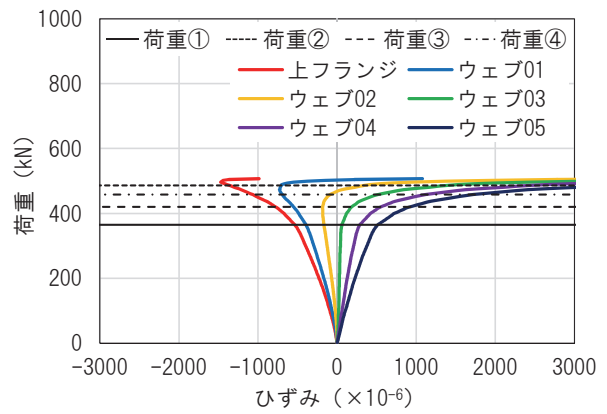
(a) 床版および鉄筋



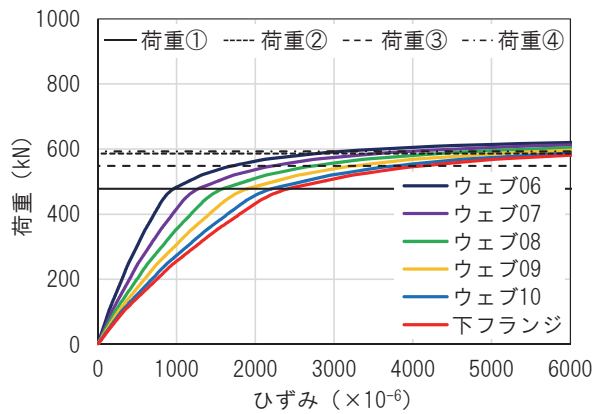
(a) 床版および鉄筋



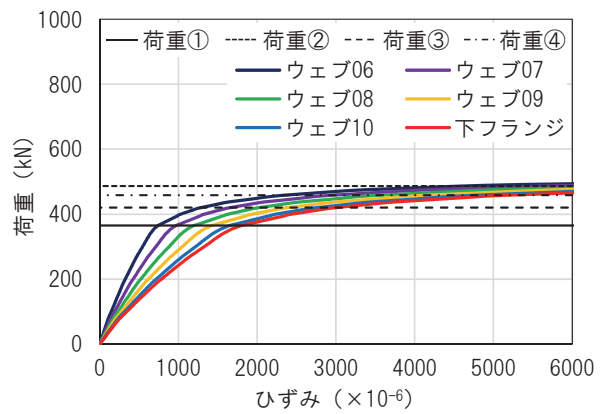
(b) 鋼はり上部



(b) 鋼はり上部



(c) 鋼はり下部



(c) 鋼はり下部

図 6-27 Case B3 (降伏強度 325 N/mm²)の荷重-ひずみ関係

図 6-28 Case B4 (降伏強度 245 N/mm²)の荷重-ひずみ関係

それぞれの図中には、上述の頭付きスタッドの配置間隔をパラメータとした解析の結果と同様に、ひずみ急変荷重①～④を示した。荷重①における挙動は各ケースで差異は無く、Case A1～A4の結果と同様、ウェブ 08 のひずみが降伏ひずみに到達した前後で、荷重－ひずみ関係の線形性が失われたり、荷重の増加とともにひずみが急増したりしている。また、上段鉄筋のひずみが降伏ひずみに到達して、コンクリート床版の圧縮域にある要素のひずみが急増する荷重②については、荷重①～④の中での発生順が各ケースで異なる。具体的には、鋼材の降伏強度が高い Case B1 では荷重①と荷重③の間で生じているのに対し、降伏強度が低い Case B4 では荷重④以降に生じている。この理由については、後述の荷重－たわみ関係をもとに説明する。一方、荷重③における挙動は Case A1～A4 の結果と同様であり、ウェブ 06 のひずみが降伏ひずみに到達した前後で、鋼はりの中立軸付近のひずみ（この場合はウェブ 03 のひずみ）が引張側に急増している。また、荷重④以降のひずみ挙動も Case A1～A4 の結果と同様であり、引張域にある要素のほぼすべて（この場合は下フランジからウェブ 04 まで）が降伏して以降、床版要素や圧縮域にあるウェブ要素にひずみ増分方向が反転する挙動が認められる。

この荷重①～④を荷重－たわみ関係にプロットして図 6-29 に示す。この図から、荷重①、③、④は、降伏強度に比例して大きく、その際のたわみも大きくなっているうえ、荷重①から荷重③、荷重④に至るまでのたわみの増分量も大きくなっていることがわかる。また、荷重②は降伏強度に比例して大きくなっているものの、その際のたわみはほとんど変わらない。すなわち、鋼はりは降伏強度に応じて異なる変形量で降伏に至ったものの、コンクリート床版内の鉄筋はある一定の変形量で降伏に至ったという結果となっており、床版の剛性を一定にしたまま、鋼材の降伏強度だけを変化させたことによるものと考えられる。一方、たわみ挙動については、荷重①を境に線形性が失われ、荷重③以降に急増している。以上のことから、鋼材の降伏強度は、合成はりの使用性と耐荷性に大きく影響する因子であると考えられる。

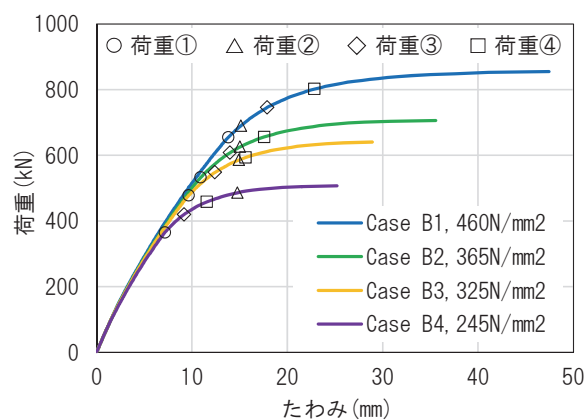


図 6-29 Case B1～B4 の荷重－たわみ関係

図 6-23 と同様に, Case B1~B4 について, 最高荷重時に塑性化していた要素の分布を 図 6-30 に示す. これより, 鋼材の降伏強度が低いほど, 床版下縁の着色部が多いうえ, 塑性中立軸が鋼はり上縁に近づくため, 鋼はり上フランジやウェブ上縁の着色部が少ないことがわかる. よって, 鋼材の降伏強度が低いと, 鋼はり上縁が塑性化する前に, 床版下縁の塑性化が著しく進行し, 終局状態に至るものと考えられる. また, その場合, 鋼はり上フランジやウェブ上縁が塑性化せず, 鋼はりの全断面が塑性化に至らないために, 最高荷重時のたわみが大きくなることも考えられる. さらに, 鋼材の降伏強度が低くなると, 式(6-2)に示した D_p / D_t が小さくなり, 設計曲げ耐力は全塑性モーメントに近づくことになるが, 頭付きスタッドにずれ変位が生じ, 床版下縁の塑性化が進行することで, 全塑性状態に至らない場合があると考えられる.

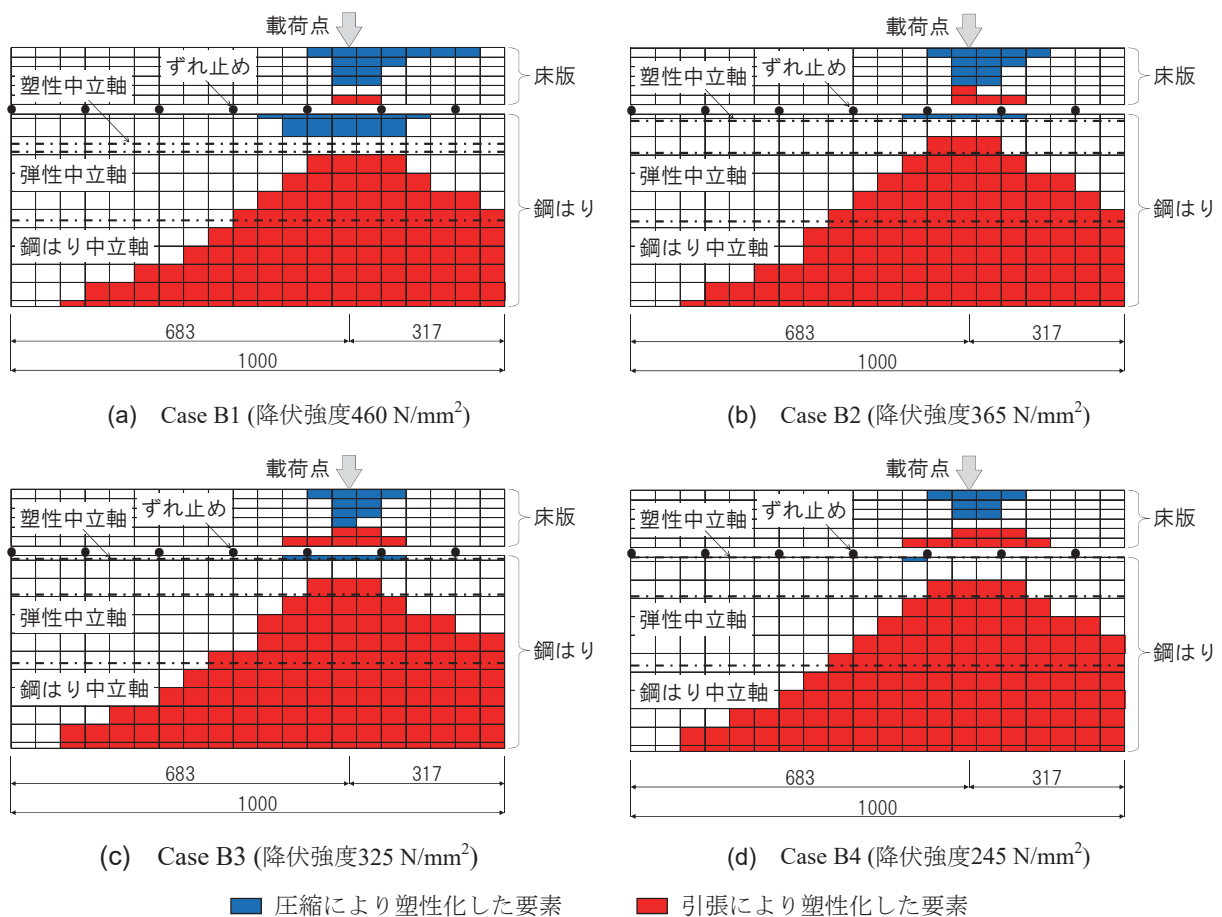


図 6-30 Case B1~B4 の塑性化した要素の分布図

図 6-31 に、最高荷重時の部材軸方向のずれ変位分布を示す。ずれ変位の最大値は、鋼材の降伏強度すなわち最高荷重に比例して大きくなっているが、いずれのケースも軸径の 0.3 倍で表される終局ずれ変位 4.8mm には至っていない。ただし、鋼材の降伏強度が高い Case B1 では、最大ずれ変位が終局ずれ変位の 7 割程度に達していることから、鋼材の降伏強度が高く、最高荷重が大きくなる場合には、頭付きスタッドの配置間隔を広くしすぎないように配慮する必要がある。

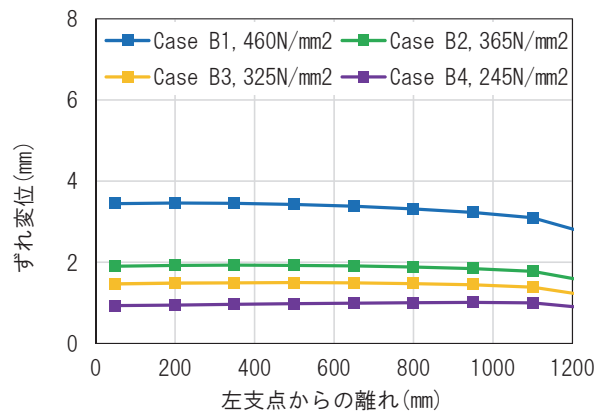


図 6-31 Case B1～B4 の部材軸方向のずれ変位分布

(3) コンクリートの圧縮強度

コンクリートの圧縮強度をパラメータとして、表 6-4 に示す 4 ケースの解析を実施する。Case C1～C4 は、床版に用いるコンクリートの圧縮強度を、合成はりに一般的に適用される範囲で 6 N/mm^2 ずつ変化させている。圧縮強度以外の材料特性は Case A1 と同じである。

表 6-4 コンクリートの圧縮強度をパラメータとした解析ケース

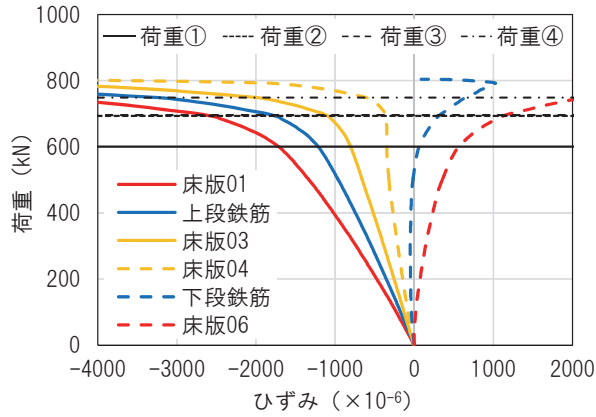
ケース名	圧縮強度	ケース内容
Case C1	42 N/mm^2	Case A1 のコンクリートの圧縮強度を 42 N/mm^2 としたケース。弾性係数は $2.95 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ に設定。
Case C2	36 N/mm^2	Case A1 のコンクリートの圧縮強度を 36 N/mm^2 としたケース。弾性係数は $2.81 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ に設定。
Case C3	30 N/mm^2	Case A1 のコンクリートの圧縮強度を 30 N/mm^2 としたケース。弾性係数は $2.64 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ に設定。
Case C4	24 N/mm^2	Case A1 のコンクリートの圧縮強度を 24 N/mm^2 としたケース。弾性係数は $2.45 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ に設定。

解析に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係は、図 6-3 に示したとおりであるが、弾性係数 $E_c (\text{N/mm}^2)$ は複合構造標準示方書¹⁾を参考にして式(6-5)により設定した。

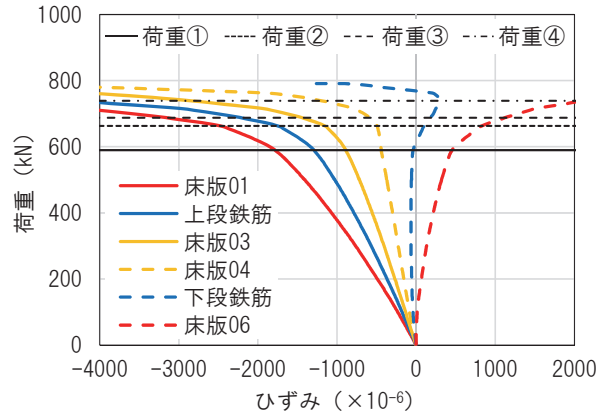
$$E_c = 8500 f'_{ck}{}^{1/3} \quad (6-5)$$

ここに、 f'_{ck} ：コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2)である。

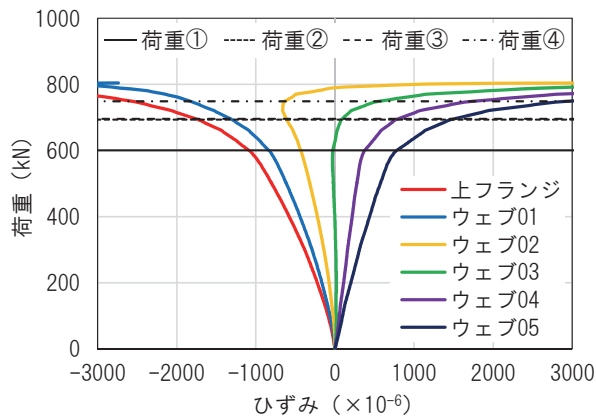
載荷点位置における各要素の荷重-ひずみ関係を図 6-32～図 6-35 に示す。これより、各ケースの最高荷重はコンクリートの圧縮強度に比例して大きくなっているものの、その増分量は鋼材の降伏強度を変化させたケースよりも小さいことがわかる。これは、圧縮強度が高くなると、塑性中立軸が床版側へ近づくことから、結果として床版が負担する曲げモーメントは大きく変化せず、合成はりの耐力としてはさほど大きくなりたためである。一方、コンクリート床版の中立軸位置、すなわちひずみがゼロになる要素の位置は、圧縮強度が高くなるにつれて上方に移動しているようである。これは圧縮強度に比例して弾性係数が大きくなることに起因するものと考えられるが、鋼はり側の中立軸はすべてのケースでウェブ 03 の位置にあり、圧縮強度の違いによる影響は無い。



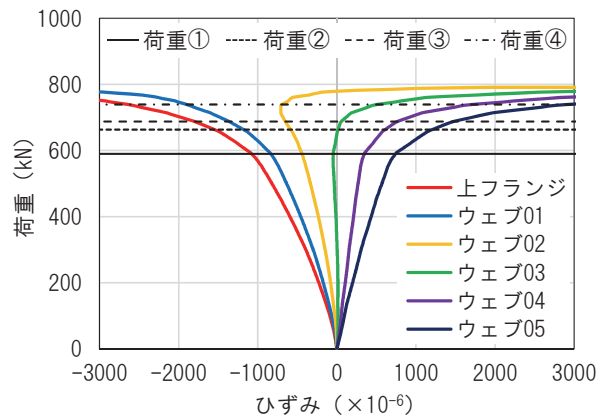
(a) 床版および鉄筋



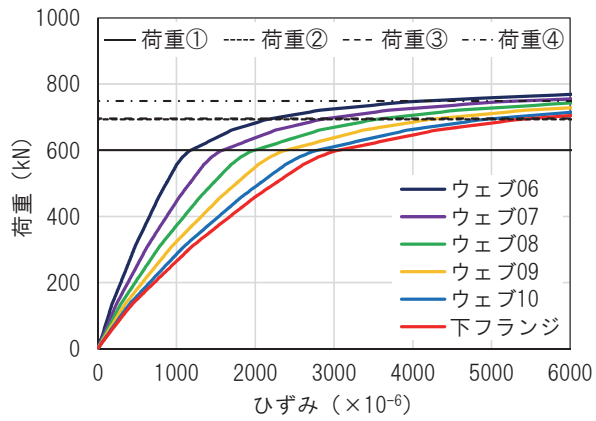
(a) 床版および鉄筋



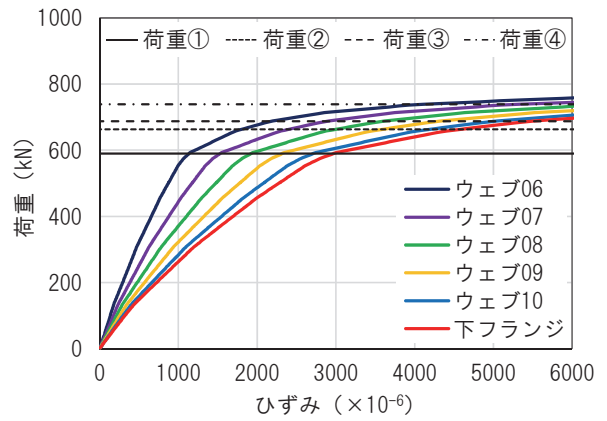
(b) 鋼はり上部



(b) 鋼はり上部



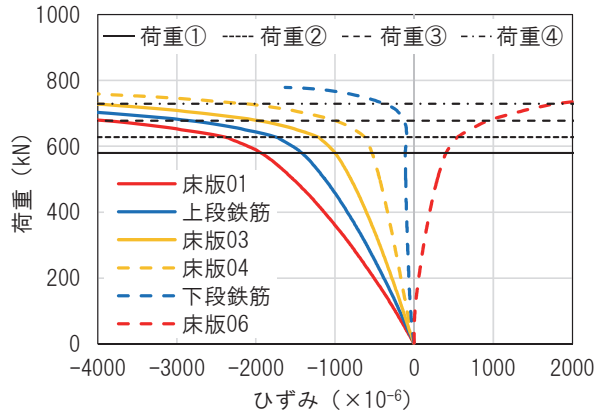
(c) 鋼はり下部



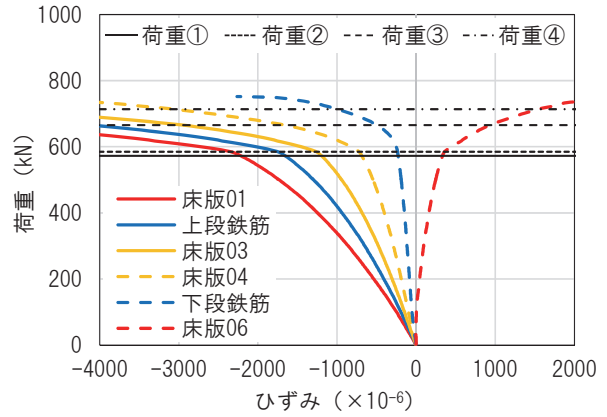
(c) 鋼はり下部

図 6-32 Case C1 (圧縮強度 42 N/mm²)の荷重-ひずみ関係

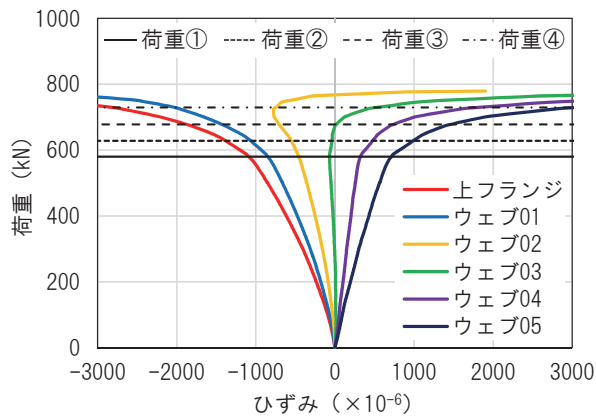
図 6-33 Case C2 (圧縮強度 36 N/mm²)の荷重-ひずみ関係



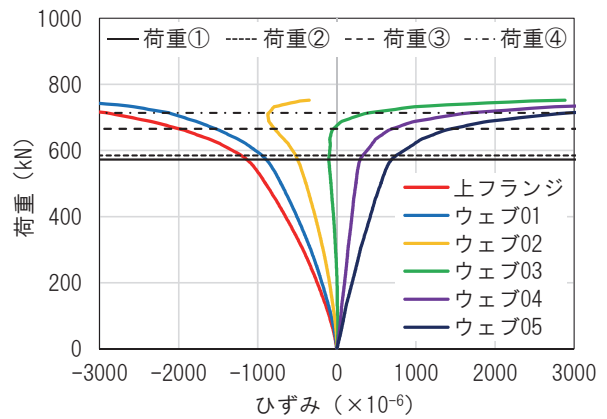
(a) 床版および鉄筋



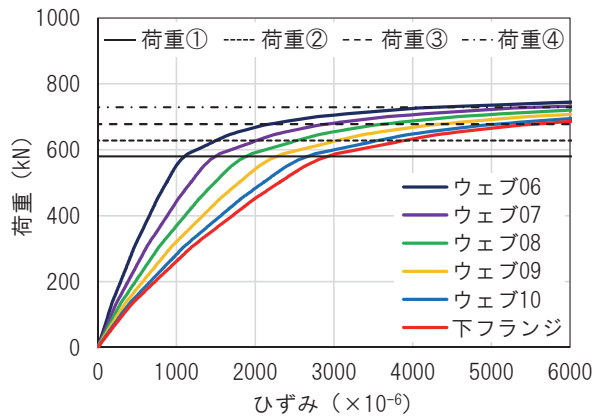
(a) 床版および鉄筋



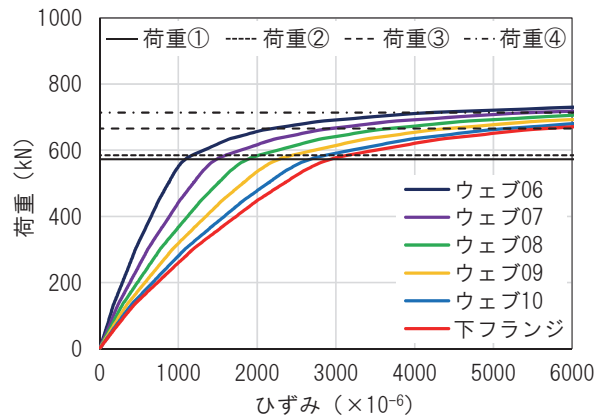
(b) 鋼はり上部



(b) 鋼はり上部



(c) 鋼はり下部



(c) 鋼はり下部

図 6-34 Case C3 (圧縮強度 30 N/mm²)の荷重-ひずみ関係

図 6-35 Case C4 (圧縮強度 24 N/mm²)の荷重-ひずみ関係

それぞれの図中には、これまでと同様にひずみの急変が認められた荷重①～④を示した。鋼はりのひずみに関連した荷重①、③、④の大きさは各ケースでさほど違いはない。また、それらの荷重以降のひずみ挙動は、頭付きスタッドの配置間隔や鋼材の降伏強度をパラメータとした解析の結果と同様である。しかしながら、荷重②の大きさは各ケースで大きく異なり、圧縮強度が高いCase C1では荷重③と、圧縮強度が低いCase C4では荷重①とほぼ等しい。この理由については、後述の荷重－たわみ関係をもとに説明する。

荷重①～④を荷重－たわみ関係にプロットして図 6-36 に示す。これより、荷重①、③、④は、コンクリートの圧縮強度に比例して大きくなっているものの、その際のたわみはほとんど変わらないことがわかる。しかしながら、荷重②は圧縮強度に比例して大きく、その際のたわみも大きくなっている。これは、鋼材の降伏強度をパラメータとした解析とは逆の傾向であり、鋼はりの降伏強度を一定としたまま、コンクリートの圧縮強度のみ変化させることで、鋼はりはある一定の変形量で降伏に至るものの、コンクリート床版内の鉄筋は圧縮強度に比例した弾性係数に応じ、異なる変形量で降伏に至ることを表していると考えられる。

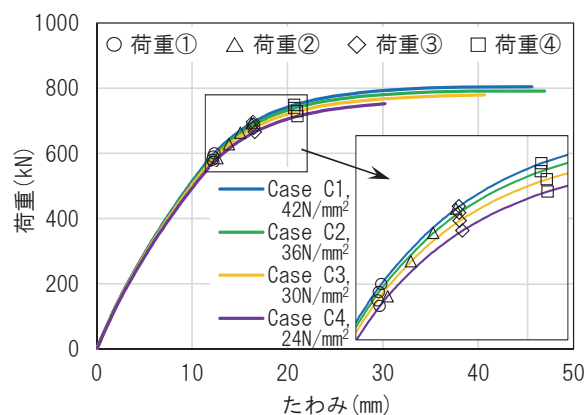


図 6-36 Case C1～C4 の荷重－たわみ関係

図 6-37 に、最高荷重時に塑性化していた要素の分布を示す。これより、コンクリートの圧縮強度が高い Case C1 と Case C2 では、鋼はりの着色部が高さ方向の全域に及び、鋼はりが全断面にわたって塑性化していることがわかる。また、圧縮強度が低いほど、床版上縁の着色部が多く、塑性化範囲が広いことがわかる。よって、圧縮強度が低いと、鋼はりの塑性化が全断面に広がる前に床版上縁の塑性化が著しく進行し、終局状態に至るものと考えられる。

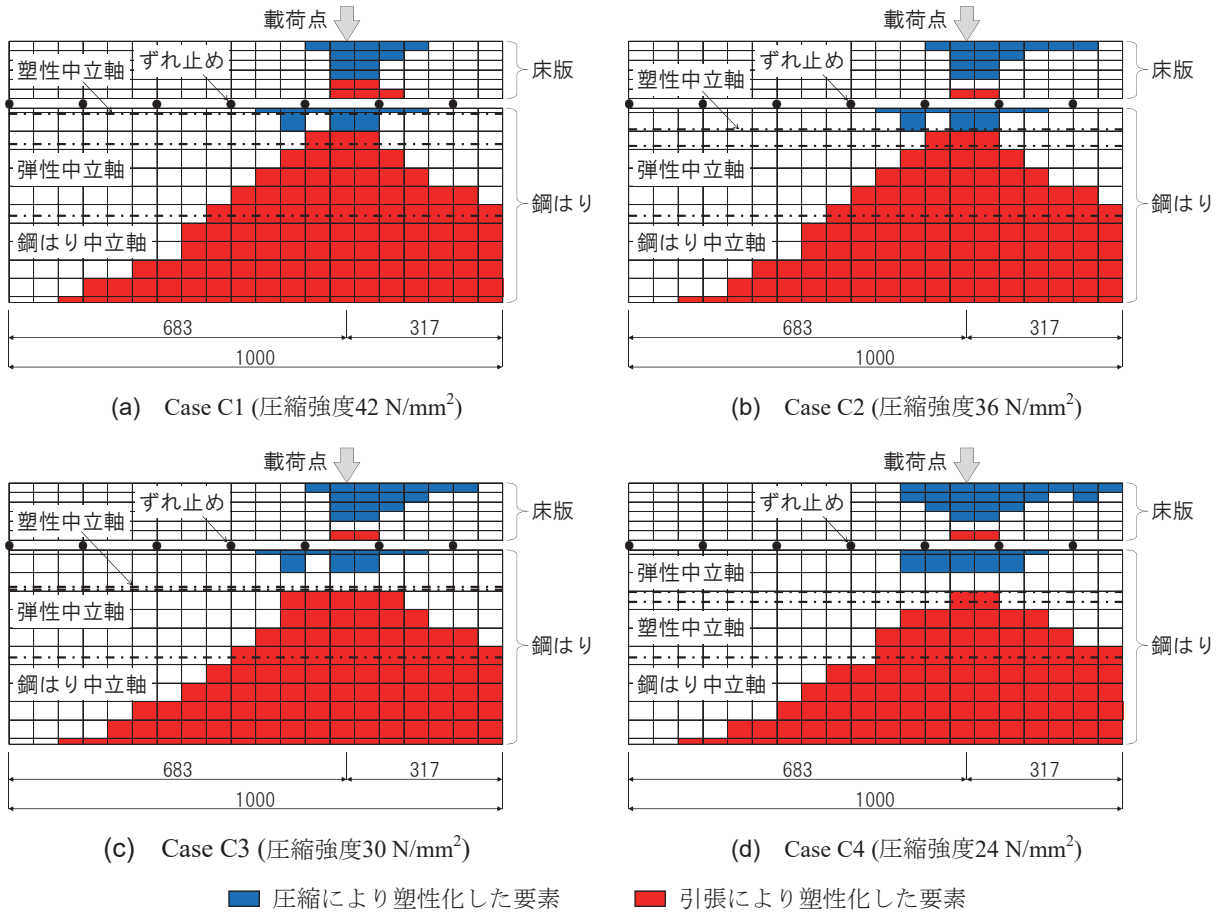


図 6-37 Case C1~C4 の塑性化した要素の分布図

図 6-38 に、最高荷重時の部材軸方向のずれ変位分布を示す。ずれ変位の最大値は圧縮強度に比例して大きくなっているが、いずれのケースも終局ずれ変位 4.8mm には至っておらず、最も大きい Case C1 の最大ずれ変位でさえ、終局ずれ変位の 6 割程度である。

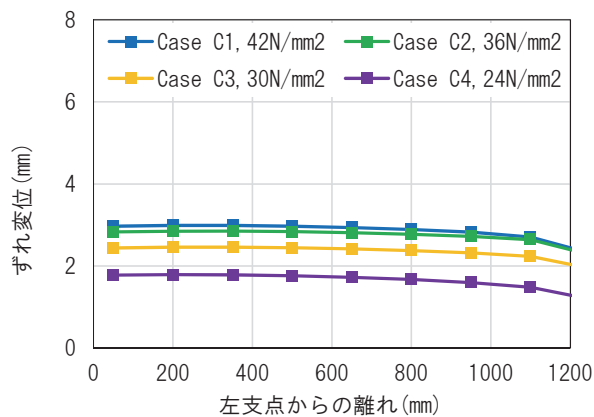


図 6-38 Case C1~C4 の部材軸方向のずれ変位分布

6.5 実構造モデルの解析

上述の試験体モデルによるパラメトリック解析で確認した耐荷挙動（各材料の損傷に応じたひずみやたわみの挙動）が、実構造サイズのモデルを用いた場合にも認められるか確認する。

対象とした合成はりを図 6-39 と表 6-5 に示す。このはりは、道路橋示方書¹³⁾にて設計されたスパン 30m の単純合成はりであり、鋼はりの断面は部材軸方向に変化しているが、コンクリート床版の断面は一定である。床版には高さ 60mm のハンチ（剛性には見込まない）があり、床版内にはかぶりを 40mm として D16 鉄筋を 250mm 間隔で上下 2 段に配置している。また、鋼はりコンクリート床版の間には、ずれ止めとして $\phi 22\text{mm} \times 150\text{mm}$ の頭付きスタッドを部材軸方向に間隔を変えながら配置している。

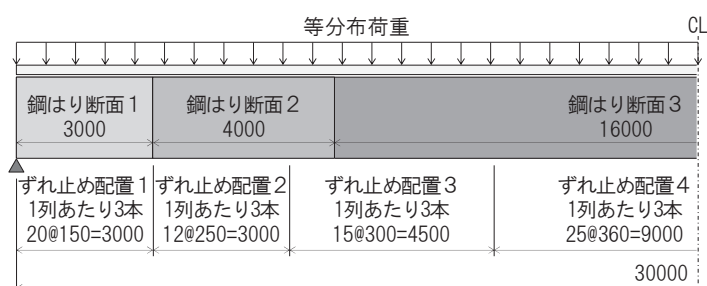


図 6-39 実構造サイズの解析モデル

表 6-5 断面諸量

断面種類		断面寸法	
コンクリート床版		2250mm ×	210mm
鋼はり	断面 1	上フランジ	220mm × 10mm
		ウェブ	1750mm × 9mm
		下フランジ	340mm × 11mm
	断面 2	上フランジ	260mm × 13mm
		ウェブ	1750mm × 9mm
		下フランジ	440mm × 19mm
	断面 3	上フランジ	290mm × 16mm
		ウェブ	1750mm × 9mm
		下フランジ	540mm × 25mm

部材軸方向の要素分割数は 200（1 剛体要素あたりの要素長は 150mm）とし、コンクリート床版と鋼はりの断面分割数は上述の試験体モデルと同じとした（図 6-17 参照）。この際、頭付きスタッドを要素長に合わせて配置するため、配置間隔ごとに 1 列あたりの配置本数を調整した。具体的には、例えば 250mm 間隔の範囲では、1 列あたりの本数を 3.6 本（= 3 本 × 300 / 250）に増やして 300mm 間隔で配置した。

解析に用いた材料特性を表 6-6 に示す。頭付きスタッドの水平せん断耐力は上述の式(6-1)から求めた。また、水平せん断力とずれ変位の関係（図 6-4 参照）に用いる係数 α 、 β は、複合構造標準示方書¹⁾に示された式(6-6)から、それぞれ 11.8 と 0.4 とした。

$$\alpha = 11.5(f'_{cd} / f'_{c0}) \{1.1(\eta - 1)^2 + 1\} \quad (6-6)$$

$$\beta = 0.4$$

ここに、 f'_{cd} ：コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)、 f'_{c0} ：30 (N/mm²)、 η ：破壊モードに関する係数で式(6-1)の V_{ssu1} の値に対する V_{ssu2} の値の比である。

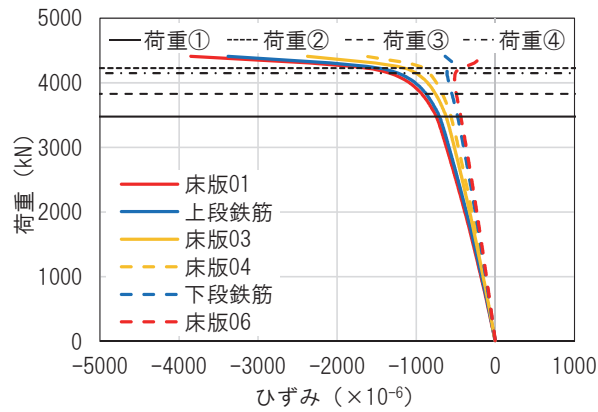
表 6-6 使用材料の特性

材 料		特性値
コンクリート	圧縮強度 (N/mm ²)	30
	弾性係数 (N/mm ²)	26,400
軸方向鉄筋	降伏強度 (N/mm ²)	295
	弾性係数 (N/mm ²)	200,000
鋼 材	降伏強度 (N/mm ²)	365
	弾性係数 (N/mm ²)	200,000
頭付きスタッド	せん断耐力 (N)	152,000

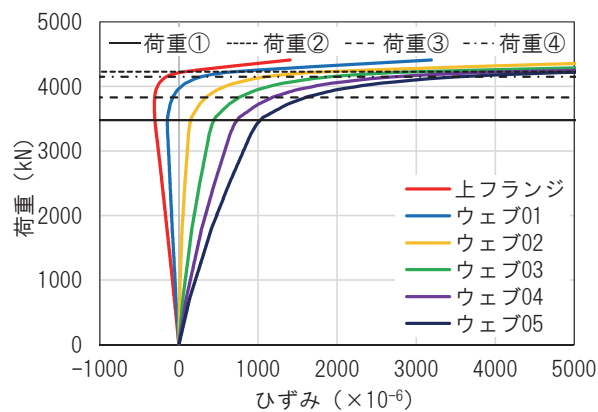
このような条件で作成したモデルに対し、死荷重や道路橋の設計に用いる活荷重を想定して、等分布荷重を載荷した。参考までに、このはりの設計に用いた総荷重は約 1490 kN（合成前死荷重約 600 kN，合成後死荷重 180 kN，活荷重 710 kN）である。

支間中央部における荷重－ひずみ関係を図 6-40 に示す。なお、縦軸の荷重は、等分布載荷した総荷重である。これより、図 6-40(a)に示す床版 06 要素のひずみと図 6-40(b)に示す鋼はり上フランジのひずみがほぼ一致しており、本モデルは完全合成はりの挙動を示していることがわかる。また、本解析においても、試験体モデルの場合と同様のひずみの急変が認められたため、図中には、それら急変時の荷重①～④を示したが、試験体モデルの場合とは各荷重段階における材料の損傷状況が異なる。具体的には、まず、荷重①の段階において、鋼はり下フランジ付近の降伏（1825 μ ）がウェブ 07 とウェブ 08 の中間ほどまで到達している。次に、荷重②の段階において、同荷重の前後で上段鉄筋のひずみが降伏ひずみ（1475 μ ）に到達した点は試験体モデルの場合と同様であるが、床版上縁の 01 要素のひずみが圧縮強度に

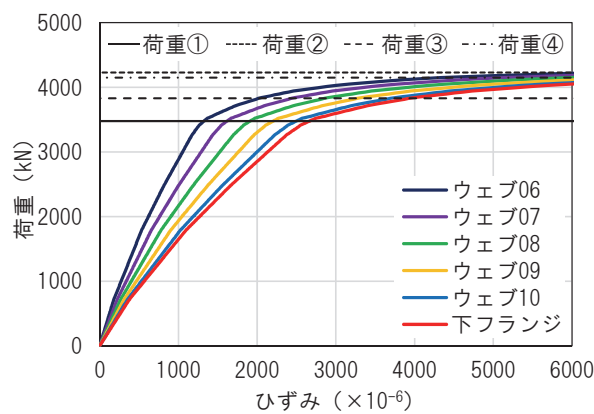
対応するひずみ (2000 μ) に到達するのは、同荷重以降となっている。一方、荷重③の段階においては、鋼はりの引張域の降伏がウェブ 05 とウェブ 06 の中間ほどまで達している。また、荷重④の段階においては、鋼はりの上フランジまでひずみの増分方向を引張側に転じている。



(a) 床版および鉄筋



(b) 鋼はり上部



(c) 鋼はり下部

図 6-40 支間中央部における荷重-ひずみ関係

以上のように、各荷重段階における材料の損傷状況が試験体モデルの場合と異なるのは、コンクリート床版と鋼はりの断面諸量の違いによるものと考えられ、合成はりの断面 2 次モーメント I_r に対する鋼はりの断面 2 次モーメント I_s の比は、試験体モデルで 36%、実構造モデルで 31%となっている。すなわち、この比が小さいほど、コンクリート床版の損傷が遅れるうえ、鋼はりの塑性化がより進行しないと、ひずみの線形性が失われたり、中立軸が移行したりしないものと考えられる。

また、**図 6-40** から、実構造モデルでは荷重②の発生順が遅いことが確認できるが、これは鋼材の降伏強度を低くした **Case B4** と同じ傾向である。すなわち、鋼材が受け持つ軸力が小さい場合に荷重②の発生順は遅くなるものと考えられる。しかしながら、両者では損傷過程が異なり、**Case B4** では床版下縁の引張側の塑性化が進行して最高荷重に達したのに対し、実構造モデルでは完全合成はりの挙動を示したために、最高荷重に至るまで床版下縁に引張ひずみは生じていない。よって、鋼材が受け持つ軸力が小さい場合、荷重②の発生順が遅くなり、床版下縁の引張側の塑性化が進行して、圧縮部材としての床版の性能を活かしきれない可能性があるが、頭付きスタッドの配置間隔を狭くすることで、その性能は確保されるものと考えられる。

図 6-41 に、支間中央部における荷重－たわみ関係を示す。これより、同関係と荷重①～④の相関は試験体モデルの場合と同様であり、たわみは荷重①を境に線形性を失った後、荷重③以降に急増していることがわかる。なお、本解析における最高荷重は 4,409 kN であり、全塑性モーメントに対応する荷重 (4,089 kN) との差は 8%であった。

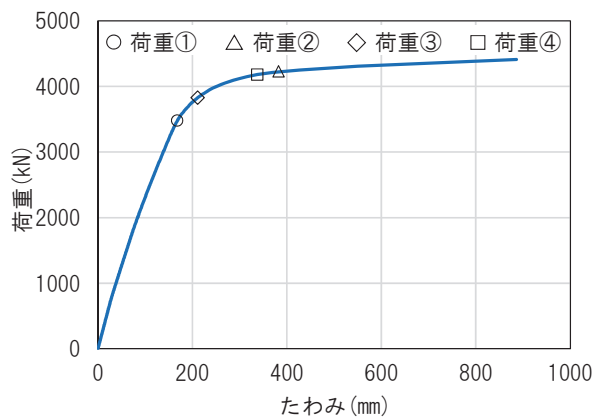


図 6-41 支間中央部における荷重－たわみ関係

図 6-42 に、最高荷重時の部材軸方向のずれ変位分布を示す。完全合成はりの挙動を示した本モデルの最大ずれ変位は 0.7 mm 程度と小さく、軸径の 0.3 倍で表される終局ずれ変位 6.6 mm に対してかなり余裕がある。なお、その最大ずれ変位は、頭付きスタッドの配置間隔が変化する箇所で生じているが、これは、頭付きスタッドの配置間隔が断面内で変化する鋼はり断面 2 および 3 において、はりの塑性化が配置間隔の広い側でより進行するためであると考えられる。

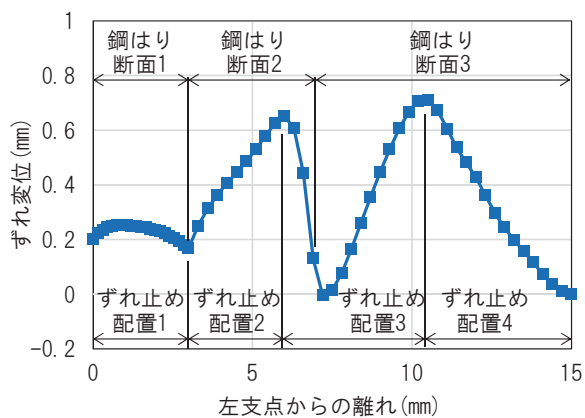


図 6-42 最高荷重時の部材軸方向のずれ変位分布

6.6 まとめ

本研究では、正曲げを受ける単純支持された合成はりを対象として、頭付きスタッドの配置間隔、鋼材の降伏強度、コンクリートの圧縮強度が、同はりの耐荷挙動に及ぼす影響について、剛体ばねモデルを用いた非線形解析により検討した。さらに、実構造モデルの解析を実施して、鋼はりやコンクリート床版の断面諸量、載荷条件による影響について確認した。

本研究によって得られた主な結果をまとめると以下のようなになる。

1. 合成はりの耐荷挙動は、鋼はりやコンクリート床版の断面諸量、載荷条件によらず、ひずみが急変する4つの荷重段階で特徴付けることができる。具体的には、荷重一ひずみ関係の線形性が失われたり、鋼はりの引張域のひずみが急増したりし始める際の荷重①と、コンクリート床版の圧縮域のひずみが急増し始める荷重②と、鋼はりの中立軸付近のひずみが引張側に急増し始める際の荷重③と、床版や鋼はりの圧縮域のひずみが増分方向を反転させる際の荷重④である。
2. 荷重①～④は、合成はりを構成する各材料の損傷と関連しており、荷重①の段階では鋼はり下フランジとウェブ下縁が降伏し、荷重②の段階ではコンクリート床版内の上段鉄筋が降伏している。また、荷重③の段階では鋼はりの塑性化がウェブ高の中央付近まで進行し、荷重④の段階では鋼はりの塑性化が合成はりの中立軸付近まで進行している。なお、各々の荷重段階に至る際の鋼はりの塑性化範囲は、合成はりの断面2次モーメントに対する鋼はりの断面2次モーメントの比が小さいほど広くなる。
3. 合成はりの荷重一たわみ関係は、荷重①を境に線形性を失い、荷重③以降に急増する。
4. 荷重①を大きくするには、すなわち大きな荷重域まで線形挙動を保持するには、頭付きスタッドの配置間隔を狭くする、あるいは鋼材の降伏強度を高くするとよく、本研究の範囲内 ($\sigma_c = 24 \sim 42 \text{ N/mm}^2$) ではコンクリートの圧縮強度はあまり影響しない。また、荷重①を大きくすることで、荷重③や荷重④、最高荷重も大きくなる。さらに、鋼材の降伏強度を高めることで、荷重①から荷重③、荷重④、最高荷重に至るまでのたわみの増分量を大きくすることができる。
5. 頭付きスタッドの配置間隔が狭い場合、床版上縁の圧縮破壊により、鋼はりの塑性化が全断面にまで至らず、その際のたわみは小さい。また、鋼材の降伏強度が低く、塑性中立軸位置が鋼はり上縁に近い場合であっても、床版下縁の引張破壊により、鋼はりの塑性化が全断面にまで至らない場合があり、その際のたわみは小さい。
6. 頭付きスタッドの配置間隔が広い場合や鋼材の降伏強度が低い場合には、荷重②の発生順が遅くなる。また、荷重②の発生順が遅くなる場合、床版下縁の引張域が拡がり、圧縮部材としての床版の性能を活かしきれない可能性がある。ただし、そのような場合でも、頭付きスタッドの配置間隔を狭くすることで、床版の圧縮部材としての性能は確保される。

本研究では、鋼はりにコンパクト断面を採用して検討を行ったが、頭付きスタッドの配置間隔によって完全合成はりの挙動を示す場合もあれば、不完全合成はりの挙動を示す場合もあることが改めて確認された。また、完全合成はりの挙動を示す場合であっても、最高荷重時に全塑性状態に至らない場合があることも確認された。

よって、合成はりについて検討する際には、コンクリート床版や鋼はりの材料特性に加え、頭付きスタッドの挙動も考慮しながら耐荷挙動を確認することが望ましいと考えられる。また、本研究で示したように、そのような耐荷挙動の確認を各材料の損傷と関連付けて行うことで、コンパクト断面、ノンコンパクト断面といった断面分類を行うことなく、耐荷挙動（降伏耐力や曲げ耐力、それら耐力に対応する変位など）を自由に設定することが可能になるものと考えられる。

ただし、このような検討を行う場合には、鋼材の座屈の影響も考慮することが必要であり、この点については今後の課題としたい。

参考文献

- 1) (社)土木学会複合構造委員会：2014年制定 複合構造標準示方書，2015.3.
- 2) (社)土木学会鋼構造委員会：2007年制定 鋼・合成構造標準示方書，2007.3.
- 3) 大垣賀津雄，川口喜史，磯江暁，高橋昭一，川尻克利，長井正嗣：合成 2 主桁橋の鋼主桁補剛設計に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1229-1239，1998.3.
- 4) 大垣賀津雄，安川義行，稲葉尚文，長井正嗣：正曲げモーメント受ける合成 2 主桁無補剛腹板の弾塑性挙動に関する解析的研究，第 5 回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp.49-56，2003.11.
- 5) 長井正嗣，稲葉尚文，奥井義昭，宮下剛，平山繁幸，細見直史：合成 I 桁の正，負曲げ及び相関強度評価に関する一考察，構造工学論文集，Vol.55A，pp.115-123，2009.3.
- 6) 高久英彰，藤野和雄，岸隆，佐々木力，三宅隆文，田中雅人：コンパクト断面を設計に採用した鋼連続合成桁橋，橋梁と基礎，pp.5-10，2011.12.
- 7) 溝江慶久，中島章典，NGUYEN Van Duong，永尾和大：材料損傷の発生順序に着目した合成はりの耐荷挙動に関する実験的研究，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.72，No.5，pp.II_69-II_79，2016.6.
- 8) 中島章典，池川真也，山田俊行，阿部英彦：ずれ止めの非線形挙動を考慮した不完全合成桁の弾塑性解析，土木学会論文集，No.537 / I-35，pp.89-96，1996.4.
- 9) 中島章典，斉木功，安中真紀，和田敏雄，吉田育生：橋軸直角方向力による合成桁ずれ止めの挙動の把握に関する研究，構造工学論文集，Vol.46A，pp.1573-1582，2000.3.
- 10) 坂口淳一，中島章典，鈴木康夫：負曲げを受ける合成桁 RC 床版のひび割れ及び鉄筋ひずみ挙動の数値解析，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.68，No.1，pp.136-150，2012.
- 11) (社)日本鋼構造協会：頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)，JSSC テクニカルレポート，No.35，pp.1-24，1996.11.
- 12) 島弘，中島章典，渡辺忠朋：土木分野におけるずれ止めの性能評価法—土木学会複合構造委員会研究小委員会—，第 9 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム，pp.29-37，2011.11.
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編，2012.4.
- 14) 中島章典，溝江慶久：不完全合成桁の不完全度の簡易推定法，土木学会論文集，No.537 / I-35，pp.89-96，1996.4.

第7章 結 論

本研究では、合成はりや非合成はりといった、コンクリート床版を有する鋼はりに用いられるずれ止めに着目し、その剛度がはりの合成効果や耐荷挙動に及ぼす影響について明らかにすることを目的として、種々の載荷試験や弾塑性解析を実施した。これらにより、合成はりや非合成はりといった区分けをすることなく、配置するずれ止めの剛度に対応した、コンクリート床版を有する鋼はりの合理的な設計法の構築に資する有用な知見を見出すことができたと考えられる。

以下、本研究で得られた主な結果を章ごとに示す。

第2章では、不完全合成はりの基礎方程式から得られる解に着目し、はりの不完全度を簡易に推定する方法を提案した。得られた主な結果は以下のとおりである。

1. コンクリート床版と鋼はりに相互に作用する軸力、水平せん断力およびたわみに着目した不完全度は、断面諸量とスパンからなるパラメータ（はり特性）とずれ止め剛度の関係を用いて容易に推定できる。
2. 軸力に着目して推定された不完全度を用いて、はりに生じる縁応力度を容易に推定できる。
3. 本法を用いて推定した実構造の合成はりの不完全度は非常に小さく、合成効果を期待しない非合成はりの不完全度もかなり小さい。

なお、不完全合成はりのコンクリート床版と鋼はりに相互に作用する軸力、水平せん断力およびたわみの部材軸方向分布形状と完全合成時のそれぞれの分布形状には差異があるために、それぞれに着目した場合の不完全度は多少異なる。したがって、実際には、着目すべき応答に対応した不完全度を用いることが考えられる。

また、本論文で提案した推定方法は不完全合成はりの基礎方程式に基づいたものであるため、配置したずれ止めの剛度が既知の実構造物でたわみやひずみを計測するなどして、本法の妥当性を検証することが今後の課題である。本法で推定する不完全度の精度が明確になれば、例えば、非合成はりとして設計された実構造物の模型試験体を作製する際、試験体と実構造物の不完全度の対応性を事前に確認するといった本法の利用も可能になると考えられる。

第3章では、非合成はりに使用されるスラブ止めを対象として、押抜き試験体および正曲げ、負曲げはり試験体の静的載荷試験および疲労試験を実施した。得られた主な結果は以下のとおりである。

1. スラブ止めの静的せん断ずれ性状に着目すると、正曲げはり試験の結果は押抜き試験の結果とほぼ一致した。しかし、負曲げはり試験から得られるずれ止め剛度およびせん断強度は、押抜き試験の結果よりも大きくなった。
2. 正曲げはり試験におけるスラブ止めの疲労強度は押抜き試験の結果より小さくなり、逆に、負曲げはり試験におけるスラブ止めの疲労強度は押抜き試験の結果より大きくなった。
3. 以上の結果は、鋼はりコンクリート床版との支圧の大きさに依存しており、その大きさは、正曲げはり試験、押抜き試験、負曲げはり試験の順に大きいと考えられる。

実構造においては、正曲げ区間においても、死荷重あるいは活荷重による支圧の影響があると考えられるため、本研究の正曲げはり試験によるスラブ止めの疲労強度は、かなり安全側の結果を示していると考えられる。

第4章では、スラブ止めを有する連続非合成はりを対象として、剛体ばねモデルを用いた弾塑性解析を実施し、コンクリート床版のひび割れ、活荷重によるたわみ、スラブ止めに繰り返し作用する水平せん断力の大きさを非合成はりの設計値や連続合成はりの挙動と比較した。得られた主な結果は以下のとおりである。

1. 連続非合成はりでは、スラブ止めの合成効果を考慮することにより、径間中央部の最大たわみは、非合成はりの設計値よりもかなり低減される。
2. スラブ止めを有する連続非合成はりあるいはずれ止めを十分に配置した連続合成はりでは、活荷重の作用により中間支点付近のコンクリート床版にひび割れが生じる。しかし、乾燥収縮および温度差による影響の概算値を考慮しても、そのひび割れ幅は、一般に耐久性の照査に用いられるひび割れ幅の制限値より小さくなると予想される。
3. ずれ止めの疲労の観点からは、スラブ止めを有する連続非合成はりよりもずれ止めを十分に配置した連続合成はりの方が好ましい。また、断続合成はりの考えを取り入れた連続はりは、ずれ止めの疲労の観点からは好ましくない場合もある。

以上から、実構造の連続非合成はりにおいても、中間支点付近のコンクリート床版にはひび割れが生じると予想される。しかしながら、たわみ照査を行う場合には、スラブ止めの合成効果を考慮した方が有利であり、また、ずれ止めを十分に配置した連続合成はりの方がずれ止めの疲労の観点からは好ましい。したがって、連続形式の鋼はりについて合成はりとして設計することの利点をさらに生かすように、いわゆるプレストレスしない連続合成はりのコンクリート床版のひび割れ性状を検討するための実験的研究などを進めていくことが今後の課題である。

第5章では、頭付きスタッドの配置間隔が異なる2種類の合成はり試験体を対象に、それらの静的載荷試験の結果から、両者の構成部材の損傷順序を比較し、耐荷挙動の違いについて検討した。得られた主な結果は以下のとおりである。

1. 頭付きスタッドの配置間隔によらず、合成はり試験体は、鋼はり下縁が降伏に至った後、床版上縁が圧縮強度に達し、その後、床版内鉄筋の降伏や、鋼はり上縁およびウェブの降伏など、圧縮領域にある材料の損傷を経て最高荷重に到達する。
2. 頭付きスタッドの配置間隔を狭くすることで、床版下縁の引張強度への到達や鋼はり下縁の降伏、鋼はり-床版間のずれやたわみの急増など、使用性に係わる事象の発生荷重を大きくできるうえ、床版上縁が圧縮強度に到達してから最高荷重に至るまでの荷重増分を大きくできる。

第6章では、正曲げを受ける単純支持された合成をりを対象として、頭付きスタッドの配置間隔、鋼材の降伏強度、コンクリートの圧縮強度が、同はりの耐荷挙動に及ぼす影響について、剛体ばねモデルを用いた弾塑性解析により検討した。得られた主な結果は以下のとおりである。

1. 合成はりの耐荷挙動は、鋼はりやコンクリート床版の断面諸量、載荷条件によらず、ひずみが急変する4つの荷重段階（荷重①～④）で特徴付けることができる。
2. 荷重①～④は、合成をりを構成する各材料の損傷と関連しており、荷重①の段階では鋼はり下フランジとウェブ下縁が降伏し、荷重②の段階ではコンクリート床版内の上段鉄筋が降伏している。また、荷重③の段階では鋼はりの塑性化がウェブ高の中央付近まで進行し、荷重④の段階では鋼はりの塑性化が合成はりの中立軸付近まで進行している。なお、各々の荷重段階に至る際の鋼はりの塑性化範囲は、合成はりの断面2次モーメントに対する鋼はりの断面2次モーメントの比が小さいほど広がる。
3. 合成はりの荷重-たわみ関係は、荷重①を境に線形性を失い、荷重③以降に急増する。
4. 荷重①を大きくするには、すなわち大きな荷重域まで線形挙動を保持するには、頭付きスタッドの配置間隔を狭くする、あるいは鋼材の降伏強度を高くするとよく、本研究の範囲内（ $\sigma_c = 24 \sim 42 \text{ N/mm}^2$ ）ではコンクリートの圧縮強度はあまり影響しない。また、荷重①を大きくすることで、荷重③や荷重④、最高荷重も大きくなる。さらに、鋼材の降伏強度を高めることで、荷重①から荷重③、荷重④、最高荷重に至るまでのたわみの増分量を大きくすることができる。
5. 頭付きスタッドの配置間隔が広い場合や鋼材の降伏強度が低い場合には、荷重②の発生順が遅くなる。また、荷重②の発生順が遅くなる場合、床版下縁の引張域が拡がり、圧縮部材としての床版の性能を活かしきれない可能性がある。ただし、そのような場合でも、頭付きスタッドの配置間隔を狭くすることで、床版の圧縮部材としての性能は確保される。

本研究では、鋼はりにコンパクト断面を採用して検討を行ったが、頭付きスタッドの配置間隔によって完全合成はりの挙動を示す場合もあれば、不完全合成はりの挙動を示す場合もあることが改めて確認された。また、完全合成はりの挙動を示す場合であっても、最高荷重時に全塑性状態に至らない場合があることも確認された。よって、合成はりについて検討する際には、コンクリート床版や鋼はりの材料特性に加え、頭付きスタッドの挙動も考慮しながら耐荷挙動を確認することが望ましいと考えられる。ただし、このような検討を行う場合には、鋼材の座屈の影響も考慮することが必要であり、この点については今後の課題である。

本論文では、配置するずれ止めの剛度に対応したはりの不完全度を簡易に推定する方法を提案するとともに、その推定結果から構成部材の応力を容易に知ることができることを示した。近年、非合成桁として設計・施工された既設橋梁において、老朽化に加え、増大した設計荷重への対応に伴う鋼桁の補強が課題となることがある。そのような場合において、スラブ止めのずれ止めとしての性能を考慮し、その剛度を用いて不完全度を算定することにより、実挙動に即した鋼桁の応力を容易に評価し、鋼桁の補強を小規模に抑えられる可能性がある。そのためにも、今後、本推定法に基づく不完全度と実際の構造物の挙動を比較し、それらの対応性を明らかにすることが望まれる。

また、本論文では、はりの耐荷挙動を制御することを目的として、配置するずれ止めの剛度がはりの耐荷挙動に及ぼす影響について明らかにした。合成桁として設計・施工された既設橋梁において、劣化した床版を取り替える際、設計時と同様に完全合成を期待するならば、鋼桁には数多くのずれ止めを配置することになる。その場合、箱抜き部で鋼桁と接合するプレキャスト床版の採用が難しくなり、交通規制を要する施工の期間が長期化する懸念がある。そのようなケースにおいては、同橋梁に要求する性能、すなわち必要な耐荷挙動を明確にし、配置するずれ止めの量を抑えることが有効な手段の1つになると考えられる。そのためにも、今後、より実際の構造物に即して、負の曲げモーメントを受ける場合や支点部等のせん断力が卓越する領域における耐荷挙動についても検討することが望まれる。また、このような検討が進み、橋梁全体を通して耐荷挙動を制御する設計が可能になれば、新設橋梁においても、新たな材料の適用やより合理的な構造形式の提案など、多様な要求に応えることが可能になるものと考えられる。

謝 辞

本論文は、筆者が学生時代から取り組んできた、ずれ止めに着目した複合構造に関する研究の成果をとりまとめたものです。宇都宮大学地域デザイン科学部社会基盤デザイン学科教授 中島章典先生には、学生時代より 20 年以上の長きにわたって懇切なるご指導と不断のご鞭撻を賜りました。また、先生には、本研究のみならず、学協会活動など数多くの場面で、鋼構造、複合構造についてのご指導とご助言をいただきました。先生のご指導なくして、このように論文をとりまとめることはできませんでした。深甚なる謝意をここに表す次第です。

また、宇都宮大学地域デザイン科学部社会基盤デザイン学科教授 藤原浩已先生、同教授 池田裕一先生、同准教授 丸岡正知先生、同准教授 藤倉修一先生には、本論文の審査にあたり、多くの貴重なご助言とご指導をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。

本研究を遂行するにあたり、宇都宮大学土木構造研究室の皆様には大変お世話になりました。特に、廣田篤氏(現 国土交通省)、吉原知佳氏(現 鹿島建設株式会社)、NGUYEN Van Duong 氏(現 オリエンタル白石株式会社)、永尾和大氏(現 JFE エンジニアリング株式会社)には、本研究の実験を行うにあたり、多大なご協力をいただきました。皆様のご尽力に対して深く感謝いたします。

本研究を学生時代から継続して行うにあたり、土木学会の複合構造委員会・幹事会の皆様には、長きにわたって種々のご高配とご助言を賜りました。特に、複合構造ずれ止めの性能評価法に関する調査研究小委員会、複合構造物の耐荷メカニズム研究小委員会の皆様には、本研究に対して、的確なご助言とご指導をいただくとともに、常々、激励のお言葉をいただき、感謝の念につきません。ここに、厚くお礼申し上げます。

川田テクノロジーズ株式会社顧問 越後滋博士には、著者が同社に入社して間もない頃から、上記の複合構造委員会へ参画する機会を与えていただき、本研究に対してもあたたかい励ましの言葉を賜りました。心より感謝申し上げます。

また、川田工業株式会社鋼構造事業部の岩崎祐次事業部長、高田嘉秀副事業部長(現 橋梁メンテナンス株式会社社長)、内海靖副事業部長ならびに技術部長の街道浩博士には、筆者に本研究に取り組む機会を与えていただくとともに、あたたかい励ましのお言葉と多くのご助言を賜りました。ここに、深く感謝申し上げます。

さらに、筆者が現在所属する川田工業株式会社鋼構造事業部橋梁企画部長の枝元勝哉博士、以前所属していた同社橋梁事業部保全技術室の江崎正浩室長(現 同社北陸事業部富山工場長)には、本研究を遂行するにあたり、深いご理解をいただき、終始、あたたかいご支援を賜りました。厚くお礼申し上げます。

本研究に際しまして、この他にも非常に多くの方々からご指導とご鞭撻をいただきました。このように論文としてとりまとめることができましたのは、お支えくださった皆様のおかげです。心より感謝申し上げます。

最後に、本論文をまとめるにあたり、休日の多くを研究や論文執筆に費やしましたが、これを陰ながら支えてくれた妻と子供たちに感謝するとともに、これまであたたかく見守って応援してくれた父と母に心から感謝し、本論文の謝辞とさせていただきます。

2018年9月
溝江 慶久

参考論文・国際会議発表論文

- 1) 中島章典, 溝江慶久: 不完全合成桁の不完全度の簡易推定法, 土木学会論文集, No.537 / I-35, pp.89-96, 1996.4.
- 2) 中島章典, 溝江慶久: 両端固定合成梁の不完全度の簡易推定法について, 鋼構造論文集, 第3巻, 第12号, pp.39-45, 1996.12.
- 3) 中島章典, 溝江慶久, 廣田篤, 吉原知佳, 西園広之, 大江浩一: 押抜きおよび桁試験によるスラブ止めの水平せん断ずれ性状と疲労強度の検討, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1505-1514, 1998.3.
- 4) 中島章典, 溝江慶久: 活荷重レベルにおける連続非合成桁橋の挙動に関する一考察, 土木学会論文集, No.626 / I-48, pp.163-172, 1999.7.
- 5) 溝江慶久, 中島章典, NGUYEN Van Duong, 永尾和夫: 材料損傷の発生順序に着目した合成はりの耐荷挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.72, No.5, pp.II_69 - II_79, 2016.6.
- 6) 溝江慶久, 中島章典: 合成はりの諸因子がその耐荷挙動に及ぼす影響に関する解析検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.74, No.5, pp.II_81 - II_99, 2018.5.
- 7) Yoshihisa Mizoe, Akinori Nakajima, Van Duong Nguyen and Kazuhiro Nagao : Fundamental study on load carrying behavior of composite beam focusing on sequence of damage of constitutive materials, Proceedings of The Fourteenth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, pp.976-985, 2016.1.