

道路橋コンクリート床版の
疲労損傷機構と寿命予測

Fatigue Damage Mechanism and Lifetime Prediction
of Highway Bridge Concrete Deck Slabs

2021年2月

竹 田 京 子
Kyoko TAKEDA

道路橋コンクリート床版の
疲労損傷機構と寿命予測

Fatigue Damage Mechanism and Lifetime Prediction
of Highway Bridge Concrete Deck Slabs

2021年2月

早稲田大学大学院 創造理工学研究科
建設工学専攻 構造設計研究

竹 田 京 子
Kyoko TAKEDA

目次

第1章 序論.....	- 1 -
1-1 研究背景.....	- 1 -
1-2 道路橋床版の疲労破壊に関する既往の研究.....	- 2 -
1-3 RC 梁のせん断破壊に関する既往の研究.....	- 5 -
1-4 本研究の位置付け.....	- 7 -
1-5 研究目的と本論文の構成.....	- 8 -
第1章の参考文献.....	- 10 -
第2章 RC 梁部材のせん断疲労破壊機構.....	- 13 -
2-1 概説.....	- 13 -
2-2 破壊機構に関する解析的検討.....	- 16 -
2-3 破壊機構に関する実験的検討.....	- 23 -
2-4 破壊機構に基づくせん断耐力低下モデルの構築.....	- 55 -
2-5 まとめ.....	- 60 -
第2章の参考文献.....	- 62 -
第3章 破壊形式に応じた疲労寿命予測.....	- 65 -
3-1 概説.....	- 65 -
3-2 繰返し移動輪荷重を受ける RC 床版の破壊形式の整理.....	- 69 -
3-3 RC 床版の疲労寿命予測法.....	- 72 -
3-4 まとめ.....	- 90 -
第3章の参考文献.....	- 92 -
第4章 コンクリート床版構造に対する疲労寿命.....	- 94 -
4-1 概説.....	- 94 -
4-2 荷重履歴の評価に関する検討.....	- 97 -
4-3 PC 床版の疲労寿命予測.....	- 104 -
4-4 床版構造の疲労寿命予測に関連する試算例.....	- 117 -
4-5 まとめ.....	- 119 -

第4章の参考文献.....	- 121 -
第5章 結論.....	- 123 -
5-1 各章のまとめ	- 123 -
5-2 総括と今後の課題.....	- 125 -
謝辞.....	- 127 -
付録 既往の輪荷重走行試験の実験データの基本情報.....	- 128 -

本論文で使用する主要な記号一覧

2章で登場する記号

b	: 梁幅
C_{ag}	: 斜めひび割れ面の骨材の噛み合わせによる水平方向の圧縮抵抗
C_{com}	: 圧縮部コンクリートの圧縮力
E'_c	: コンクリート弾性係数
E_s	: 鉄筋弾性係数
f'_c	: コンクリート圧縮強度
f_t	: コンクリート引張強度
f_{sy}	: 鉄筋降伏強度
G	: 梁の平均せん断剛性
G_f	: 破壊時の梁の平均せん断剛性
G_0	: 梁の仮想上の初期平均せん断剛性
N	: 疲労载荷における繰返し回数
N_f	: 疲労破壊時の繰返し回数 (疲労寿命)
S	: 疲労载荷における荷重比
T_{CH1}	: ひずみゲージ CH1 の位置の鉄筋引張力
T_{CH3}	: ひずみゲージ CH3 の位置の鉄筋引張力
T_{CH4}	: ひずみゲージ CH4 の位置の鉄筋引張力
T_{LP}	: 载荷点位置の断面における鉄筋引張力
T_{SC}	: 斜めひび割れ面と交差する位置の鉄筋引張力
V_{ag}	: 斜めひび割れ面の骨材の噛み合わせによるせん断抵抗
V_{com}	: 圧縮部コンクリートによるせん断抵抗
V_{com_M}	: モーメント釣り合い式から算出した圧縮部コンクリートによるせん断抵抗
V_d	: ダウエル作用によるせん断抵抗
V_{max}	: 疲労载荷における上限作用せん断力
V_r	: 残存せん断耐力
V_0	: 初期せん断耐力
x_m	: 中立軸深さ
$\overline{\gamma}_{xy}$: 梁の平均せん断ひずみ
ω	: 斜めひび割れの幅
δ	: 斜めひび割れのずれ量
δ_p	: 载荷点の鉛直方向の塑性たわみ
δ_s	: 梁のせん断変形量
δ_{total}	: 载荷点の鉛直方向変位
τ	: 斜めひび割れ面のせん断伝達応力
σ'	: 斜めひび割れ面に垂直な方向の圧縮直応力
σ_3	: 三次元有限要素解析における圧縮主応力
ε_1	: 三次元有限要素解析における引張主ひずみ
ε_3	: 三次元有限要素解析における圧縮主ひずみ

$\overline{\sigma'_{com}}$: 圧縮部コンクリートの平均圧縮応力（「平均 σ'_{com} 」とも表す）
$\overline{\tau_{com}}$: 圧縮部コンクリートの平均せん断応力（「平均 τ_{com} 」とも表す）

3章で登場する記号

B	: 松井式による床版の梁状化の梁幅
b_{w_e}	: 提案式における梁状化の腹部の幅（梁幅）
d	: 主鉄筋の有効高さ
f_{rd}	: 土木学会のコンクリート設計疲労強度式におけるコンクリート設計疲労強度
f_{srd}	: 土木学会の鉄筋設計疲労強度式における鉄筋設計疲労強度
f_{ud}	: 鉄筋の設計引張強度
f_{vmcd}	: 提案式における圧縮強度の影響を表す項
P	: 荷重
P_{sx}	: 松井式による押抜きせん断耐荷力
p_1	: 主鉄筋比
p_2	: 配力筋比
S_{cal}	: 実験疲労寿命と S-N 曲線式から算出される荷重比
S_{test}	: せん断耐力式と輪荷重から算出される荷重比
V_{bc}	: 本論文の提案式による RC・PC 床版のせん断耐力
α_e	: 提案式における環境条件を表す係数
α_B	: 提案式における支持条件の差異を表す係数
β_{p1}, β_{p2}	: 提案式における主鉄筋と配力筋の影響を表す係数
σ'_{crd}	: 梁のコンクリート圧縮疲労に関する疲労照査に用いる設計疲労強度
σ'_{cu}	: 梁のコンクリート圧縮疲労に関する疲労照査に用いる梁の上縁の圧縮応力
σ_p	: 土木学会のコンクリート設計疲労強度式における永続作用による応力度
σ_{sp}	: 土木学会の鉄筋設計疲労強度式における永続作用による応力度

4章で登場する記号

A_p	: PC 鋼材の断面積
A_s	: 引張主鉄筋の断面積
d_p	: PC 鋼材の有効高さ
M	: マイナー則におけるマイナー数
N_{eq}	: 松井による等価繰返し回数
n_i	: 荷重が変動する疲労載荷の i 番目の荷重における繰返し回数
N_i	: 荷重が変動する疲労載荷の i 番目の荷重によって一定疲労載荷をする場合の破壊時繰返し回数
P_f	: 荷重が変動する疲労載荷の破壊時の荷重
P_i	: 荷重が変動する疲労載荷の i 番目の荷重
β_n	: 提案式におけるプレストレスの影響を表す項

第 1 章 序論

1-1 研究背景

日本では 1950 年代から始まった高度経済成長期以降に盛んに道路インフラの整備が行われ、これらの道路インフラの高齢化が現在一斉に進行している。市町村の管理する橋梁では老朽化による通行止めや車両重量等の通行規制が増加し続けているなど、道路インフラの点検や維持管理、老朽化対策が課題となっている。建設後 50 年を経過した橋梁は、2020 年時点で全橋梁数の約 30% であり、さらに 2030 年には 55% にまで増加することが示されている¹⁻¹⁾。2014 年には国内の橋梁・トンネルに対して 5 年に一度の定期点検が義務付けられるなど、道路インフラの維持管理を継続的に実施する仕組みの構築が進められている。

コンクリート構造物は、繰返し荷重を受けることで損傷を生じて力学的性能が低下し、疲労破壊に至る。疲労破壊は、設計段階で想定する最大荷重よりも低い荷重レベルで生じる破壊であるため、常時の安全性と使用性の確保の観点から重要な損傷機構である。コンクリート橋梁を構成する部材のうち、道路橋の鉄筋コンクリート床版（以下、RC 床版）は特に損傷事例が多い部材である。道路橋を走行する交通荷重はまず舗装に作用し、続いて RC 床版へと至るため、RC 床版は直接的かつ継続的に疲労作用を受ける。さらに RC 床版は供用期間を通じて交通荷重による疲労作用に加えて、水や凍結融解といった複合作用を受けることで、劣化が顕在化して疲労破壊に至る。繰返し移動輪荷重を受ける道路橋 RC 床版は、図-1.1 や写真-1.1 に示すように、まず橋軸直角方向にひび割れが生じて貫通することで梁状化し、これが格子状の 2 方向ひび割れとなり、やがて押抜きせん断破壊に至ることが知られている。写真-1.2 には、文献 1-2) に報告されている床版の抜け落ち事例を示す。

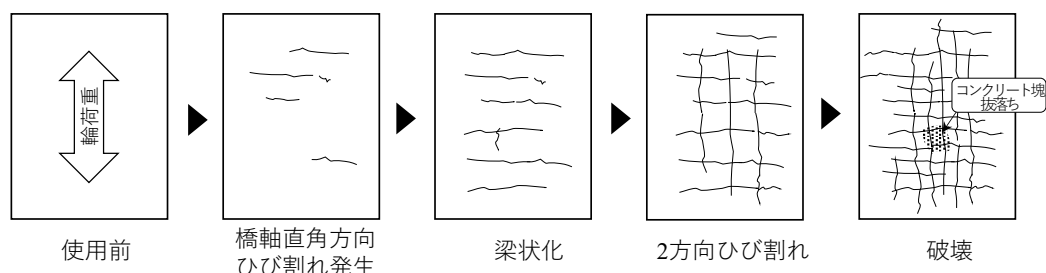


図-1.1 道路橋 RC 床版のひび割れ進展過程



写真-1.1 実橋の床版下面のひび割れ



写真-1.2 RC床版の抜け落ちの事例¹⁻²⁾

RC床版の疲労破壊に関する研究は1970年代後半から存在し、現在に至るまで多くの研究者によって数々の実験的および解析的検討が報告されている。しかし、設計に活用できるような疲労寿命予測法は未だ確立しているとはいえない。また、許容応力度に基づく現在の設計法では床版の疲労寿命予測を行うことはできず、供用中の残存耐力を見出すすべもない。このため、現在は、損傷状態に基づく維持管理の方法が提案されているものの、定量的評価に基づく合理的な維持管理を行うことができない¹⁻²⁾。

1-2 道路橋床版の疲労破壊に関する既往の研究

当時、許容応力度設計法が採用されていた土木学会コンクリート標準示方書の限界状態設計法への移行準備が進められる中、角田ら¹⁻³⁾はRC床版の押抜きせん断に対する基礎的な実験的検討として、定点載荷の疲労試験を多数行い、破壊機構に関する検討を行った。その結果、押抜きせん断破壊に対する100万回疲労強度は、静的押抜きせん断強度の55%前

後であると示した。岡田ら¹⁻⁴⁾は、定点載荷の疲労試験で観察されるひび割れパターンと実橋梁の実床版で観察されるひび割れパターンが異なることに着目し、定点ではなく移動する輪荷重の繰返し載荷によるひび割れの進展が RC 床版を破壊に至らしめる要因であると考え、一定回数ごとに載荷点を移動させる多点移動疲労載荷試験を行った。その結果、実床版に近いひび割れパターンを生じることが確認され、移動して載荷される荷重が RC 床版に典型的な破壊形式を生じさせる要因であることを示した。前田・松井^{1-5), 1-6), 1-7)}は、輪荷重が走行することによる荷重の移動によって生じる鉛直方向の交番せん断や、床版面内のねじりモーメントによる交番せん断力の繰返し作用が床版の疲労劣化の要因であると考え、写真-1.3 に示すような、輪荷重を走行させて繰返し載荷を行う疲労試験機（輪荷重走行試験機）を開発し、実験における RC 床版の押抜きせん断破壊を再現可能とした。今日に至るまで、複数の研究機関で輪荷重走行試験が導入され、実験的検討が盛んに行われている。土木研究所における輪荷重走行試験の様子を写真-1.4 に示す。

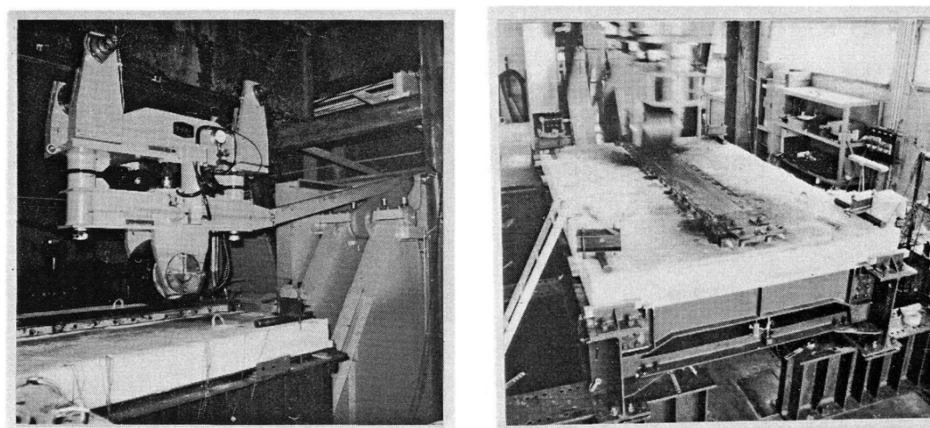


写真-1.3 松井による輪荷重走行試験機¹⁻⁷⁾

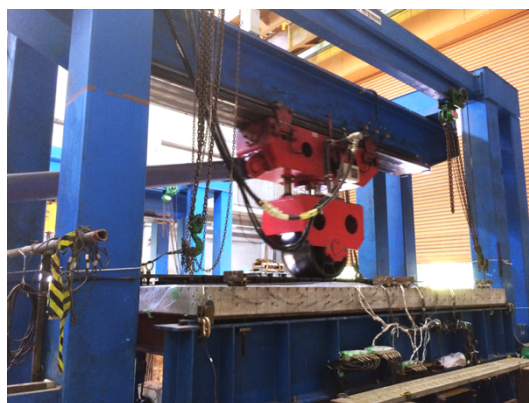


写真-1.4 土木研究所による輪荷重走行試験の様子

それぞれの研究機関が所有する輪荷重走行試験機を用いた床版の疲労試験が実施されており、その実験結果と評価に関する検討が多数報告されている^{例えば、1-7)~1-10)}。松井^{1-6),1-7)}は自身の行った実験結果に基づき、輪荷重走行試験による S-N 曲線式、道路橋床版の梁状化の梁幅の算出式、梁状化した RC 床版の押抜きせん断耐荷力式を提案し、自身の輪荷重走行試験結果および園田ら¹⁻⁸⁾の輪荷重走行試験結果を統一的に評価可能であることを示した。阿部ら¹⁻⁹⁾による検討では、自身らの実験結果に基づき、松井による提案式を修正した力学モデルとせん断耐荷力式を提案している。また、土木研究所¹⁻¹⁰⁾では、松井によるせん断耐荷力式と合わせて適用する S-N 曲線式を自身らの実験結果に基づき提案している。

国外においても道路橋床版の押抜きせん断破壊に関する研究は活発に行われている。Graddy ら¹⁻¹¹⁾は床版モデルと桁を含む上部構造フルモデルの解析による比較を行い、床版供試体を用いて道路橋床版に関する検討を行うことの妥当性を確認するとともに、静的耐力および定点載荷の疲労強度に対する実験的比較を行っている。Muttoni ら¹⁻¹²⁾は、1 方向スラブに対するせん断破壊基準として適用可能な力学モデルとして Critical shear crack theory を構築し、床版-柱の接合付近で生じる押抜きせん断破壊の耐力式を提案している。Einpaal ら¹⁻¹³⁾は、連続床版における内部柱付近に生じるモーメント再分配とメンブレン効果の向上に着目し、これを考慮した数値モデルと Critical shear crack theory による破壊基準を組み合わせることで、内部柱を中心とした床版の押抜き破壊耐力の予測を行っている。このように、スラブの押抜きせん断耐力の問題は、未だ世界的に関心が高い。しかし、海外での検討は、定点を対象とした検討に限定されており、移動荷重に関する研究論文は見当たらない。これは、輪荷重走行試験は大阪大学で誕生した日本特有の試験方法であり、海外には広がってはいないことを示す。

日本では、輪荷重走行試験機を用いた実験的な検討が進められる一方で、前川ら¹⁻¹⁴⁾は繰返し移動輪荷重を受ける RC 床版の疲労寿命に対する解析的検討手法を開発し、検討を進めている。前川らによって開発された鉄筋コンクリート構造物三次元非線形有限要素解析プログラム DuCOM-COM3 は、高サイクル経路依存型構成モデルにより、繰返し荷重による疲労損傷挙動の再現を行うもので、時間に依存した塑性変形の増加と剛性低下により、繰返し荷重による疲労損傷を説明することができるとしている。また平塚ら¹⁻¹⁵⁾は、同解析プログラムを用いた解析的検討と輪荷重走行試験による実験的検討を合わせて行うことで、解析的評価の妥当性について検討を行っている。

著者は過去に、解析的手法により繰返し移動輪荷重を受ける RC 床版の疲労耐久性の評価を試みた¹⁻¹⁶⁾。その結果、三次元非線形有限要素解析を用いた RC 床版の疲労解析では、疲労寿命を得られないという問題や、疲労破壊機構の解明ができないといった理由から、解析的手法によって疲労破壊機構に基づく疲労寿命の評価を行うことは困難であると考えた。具体的には、疲労解析では床版中央のたわみが著しく増加した後も、安定的に計算が継続し

てしまうため、どの時点で破壊したかを判断できない。仮に、たわみの著しい増大によって疲労破壊が生じていると考えるならば、破壊基準とするたわみ値を与える必要があるが、疲労破壊時のたわみ値は、輪荷重の大きさや床版の諸元によって異なる。したがって、疲労破壊を定義することができず、疲労寿命を得ることができない。また、輪荷重走行試験で観察される梁状化や水平ひび割れ、押抜きせん断破壊面の斜めひび割れといった破壊に至る過程を疲労解析で追跡することもできず、破壊機構の解明や、破壊機構に基づく評価法の構築も困難である。

以上の理由から、RC床版の疲労耐久性評価にあたっては実験的アプローチが有効であると考えられるが、先述したように、国内には十数台の輪荷重走行試験機が存在し、異なる研究機関で行われた実験データのそれぞれに対して、異なる評価式を用いた整理が行われているという現状がある。過去には、試験機による実験結果の違いの整理や統一的な評価法の構築を目指し、複数研究機関でほぼ同一の供試体諸元と荷重条件を用いた輪荷重走行試験の共通試験¹⁻¹⁷⁾が実施されたが、輪荷重走行試験機が開発されて約35年が経過する現在でも、多数の実験データを統一的に評価可能な手法は確立していない。異なる研究機関で実施されてきた多数の実験データを、統一的に評価可能とする疲労寿命評価法を構築することは、学術的な意味があるとともに、疲労耐久性に影響を及ぼすパラメーターを逆説的に得ることに繋がると思われる。

著者は、文献1-5)から1-10)をはじめとした複数の研究機関で過去に実施された輪荷重走行試験の実験データに基づき、繰返し移動輪荷重を受けるRC床版の疲労寿命予測式の開発を行ってきた。過去に開発した疲労寿命予測式¹⁻¹⁶⁾は、せん断抵抗機構および破壊機構に基づいたRC床版のせん断耐力式とS-N曲線式の2つの式からなり、幅広い範囲の諸元や荷重条件を含む多数の実験データを統一的に評価可能であるが、その一方で、せん断抵抗機構および破壊機構に関する実験的・解析的根拠が十分とはいえず、さらなる検討が必要と考えられる。

1-3 RC梁のせん断破壊に関する既往の研究

繰返し移動輪荷重を受ける道路橋のRC床版は、図-1.1に示したように、まず橋軸直角方向にひび割れが発生し、これが上下に貫通することで梁状化と呼ばれる状態となることが知られている。RC床版の梁状化部材はせん断補強筋を持たないRC梁としてみなすことができる。したがって、梁状化したRC床版のせん断耐力や疲労寿命の評価には、せん断補強筋を持たないRC梁を対象としたせん断抵抗機構や疲労破壊機構が有用である。

RC梁のせん断破壊に関する研究は1900年代から存在し、Morschによるトラス理論を

始めとして多くの研究が行われてきた¹⁻¹⁸⁾。1900年代前半の約60年間のせん断に関する広範囲の研究成果は、ACI-ASCE 合同委員会により取りまとめられている^{1-19),1-20)}。その多くは終局耐力の算出を目的としたものであり、実験による経験式や半理論式の提案、あるいはトラス理論やアーチ理論¹⁻²¹⁾といったマクロな破壊機構を仮定した力学モデルの検討が行われてきた。1970年代には塑性力学を応用した Nielsen による塑性理論、応力の釣り合い条件およびひずみの適合条件を用いた Collins による斜め圧縮場理論が発表され、せん断抵抗機構に関する力学的アプローチがなされるようになった^{1-18), 1-22), 1-23)}。しかしながら、せん断破壊はコンクリートの多軸応力状態や斜めひび割れ面のせん断伝達、コンクリートと鉄筋の付着性状といった多くの要因によって影響を受ける複雑な現象であり、現在においても力学的な解析手法は確立していない。

RC 梁は作用せん断力に対して、コンクリートと鉄筋が分担する内力によって抵抗すると考えられる。図-1.2 に示すような斜めひび割れに沿った自由物体を考えると、圧縮部コンクリートのせん断抵抗 V_{com} 、斜めひび割れ面に沿った骨材の噛み合わせによるせん断抵抗 V_{ag} 、主鉄筋のダウエル作用によるせん断抵抗 V_d の総和によって RC 梁は作用せん断力に抵抗する。 V_{com} と V_{ag} はまとめてコンクリート寄与分 V_c として表され、また、ダウエル作用によるせん断抵抗 V_d はせん断破壊時には消失すると考えられることから¹⁻²⁴⁾、土木学会のコンクリート標準示方書¹⁻²⁵⁾においては、せん断補強筋を持たない RC 梁の終局耐力は $V = V_c$ として求めることとなっている。Okamura, Higai¹⁻²⁶⁾は国内外の既往の RC 梁のせん断試験結果 288 体を総合的に整理して、せん断補強筋を持たない RC 梁のせん断耐力算定式を提案した。さらに、二羽ら¹⁻²⁷⁾は大型断面で主鉄筋比の小さい梁供試体によるせん断破壊試験の結果に基づき、Okamura, Higai らの式に修正を加えてせん断耐力算定式を再評価した。二羽らによる式は、現在の土木学会のコンクリート標準示方書¹⁻²⁵⁾における設計せん断耐力式の基礎となっている。

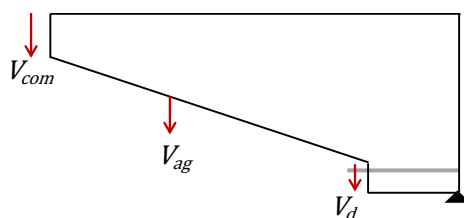


図-1.2 せん断補強筋を持たない RC 梁のせん断抵抗成分

せん断補強筋を持たない RC 梁のせん断疲労に関する研究としては、例えば、Chang, Kesler¹⁻²⁸⁾によってせん断スパン比が一定の単鉄筋矩形断面のせん断疲労試験による検討の成果が発表されており、静的には曲げ破壊に至る RC 梁であっても、疲労荷重下ではせん断

破壊を生じることや、せん断疲労破壊には疲労限界が存在することを示している。梶貝¹⁻²⁹⁾は、せん断スパン比をパラメーターとしたせん断疲労試験の結果に基づき、せん断スパン比によってせん断疲労破壊形式は決定し、比較的大きい場合には斜め引張破壊、小さい場合にはせん断圧縮破壊や鉄筋疲労破断に至ることを示している。上田、岡村¹⁻³⁰⁾は繰返し载荷の荷重振幅に着目したせん断疲労試験を行うとともに、既往の実験結果を総合的に整理し、下限荷重と上限荷重の比をパラメーターとしたせん断補強筋を持たない RC 梁のせん断疲労強度の算定式を提案した。現在の土木学会のコンクリート標準示方書¹⁻²⁵⁾におけるせん断疲労強度算定式は、上田、岡村による式を簡単な形に近似したものである。

繰返し移動輪荷重を受ける RC 床版の梁状化部材は、配力筋によって梁状化部材同士が連結されている点、そして梁状化部材同士がぴったりと隣接している点がせん断補強筋を持たない RC 梁と異なる。したがって、配力筋や隣接する梁状化部材の存在がせん断耐力や疲労耐久性に及ぼす影響を新たに考慮する必要があると考えられる。

1-4 本研究の位置付け

本研究の位置付けを道路橋床版の設計と維持管理の観点から整理する。

通常、コンクリート構造物は図-1.3の左図に示すように、設計段階において構造性能照査に加えて塩害や腐食といった耐久性照査を行っている。耐久性照査を満たすことで、劣化を生じずに初期の構造性能が供用期間にわたり確保され、安全性と使用性を保持したまま構造物を使用できるものと仮定をしている。しかし、実際には複数の作用を同時に受けることで劣化作用が互いに進行を促進させているため、実構造物では構造性能が低下して劣化が顕在化しており、50年を超える長期供用は困難であるのが現実である。すなわち、設計と維持管理の間に大きな隔たりが存在しており、設計と維持管理が完全に分離した性能照査体系を採用していることが問題であると考えられる。また、構造性能の低下は、実際には複合作用によって加速的に進行する可能性や、供用期間中に交通状況に変化が生じる可能性などがあることから、非線形的な低下となると考えられる。

図-1.3の右図に、設計-維持管理を一体化した将来的な設計法のイメージを示す。現在の設計法を分離型性能照査体系と考えるならば、将来的には、設計と維持管理を一体して行えるような統合型性能照査体系が望ましい。統合型性能照査体系を行うためには、構造性能の経時変化の評価、連続照査用の作用の評価、外観による評価と管理、といった技術開発が必要となる。本研究は、道路橋床版を対象として疲労寿命評価法の構築を目指しており、これは、構造性能の経時変化の評価にあたると言える。

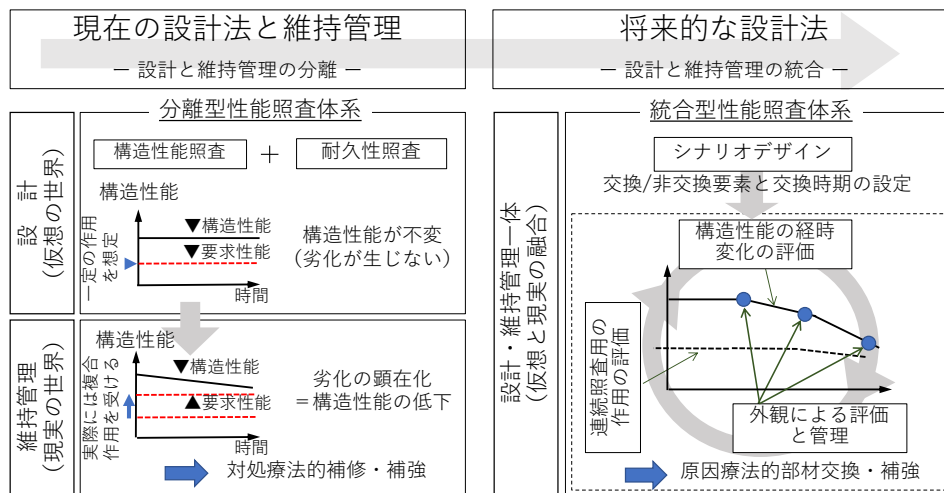


図-1.3 コンクリート構造物の設計法のイメージ

高度経済成長期以降，道路橋床版の交通荷重による押抜き破壊の事例が多く報告されてきた。道路橋示方書における RC 床版の設計基準に対しては，こういった疲労損傷と交通量の増加への対応として，床版厚，主鉄筋および配力筋，設計荷重に対する変更が行われてきた^{1-31), 1-32)}。本来，床版特有の破壊形式である押抜き破壊に対しては耐力や疲労寿命を直接評価することが望ましいが，現在は，最小版厚や曲げモーメントに対する応力度に対する規定を設けることで，間接的に押抜きせん断耐力を確保する仕組みとなっている。また，土木学会コンクリート標準示方書¹⁻²⁵⁾においても，移動輪荷重に対する RC 床版の評価法として押抜きせん断耐力や疲労寿命予測式は示されていない。

以上より，設計-維持管理における道路橋床版の疲労破壊に関する問題は，(1)新設床版の疲労寿命予測法が存在せず，それゆえ設計段階では，何年間使用可能なのかを決められない点，(2)損傷の進行過程が明らかになっていないため，供用中の既設床版をあと何年間使用できるのか判断できない点，の 2 点と考えられ，損傷過程および破壊機構を明らかにした上で疲労寿命評価法を構築することが重要と考えられる。

1-5 研究目的と本論文の構成

本研究の目的は，繰返し移動輪荷重を受ける RC 床版のせん断抵抗機構と疲労損傷機構を明らかにした上で，道路橋に一般に用いられる RC 床版，PC 床版，プレキャスト PC 床版接合部といったコンクリート系床版構造の疲労寿命評価法を構築することである。検討には実験と解析に加えて，過去の輪荷重走行試験のデータを用いる。本論文は 5 章で構成され，その概要を以下に示す。

この1章において、本研究の背景と目的を明確にし、本研究成果が将来の設計-維持管理体系を支える具体的な手法を提案するものであることを示した。2章では、まず、繰返し移動輪荷重を受けるRC床版の梁状化部材に見立てたせん断補強筋を持たないRC梁を対象に、三次元有限要素解析と実験結果を用いたサンプリングモアレ解析を行う。変形挙動やせん断抵抗機構に着目した静的載荷と疲労載荷の比較から、せん断圧縮破壊機構の解明を試みる。3章では、RC床版の破壊形式を3つに分類した上で、その中で特にせん断圧縮破壊形式に対する評価法として、一定荷重の繰返し移動輪荷重を受けるRC床版のせん断耐力式とS-N曲線式を提案し、過去に複数の研究機関で実施された輪荷重走行試験の実験データに対する適用性を確認する。さらに、他2つの破壊形式である土砂化後の押抜き破壊形式、鉄筋降伏・破断形式について疲労寿命評価の方針を示した上で試算を試みる。4章では、2章で構築した疲労破壊機構に基づき、輪荷重走行試験における階段状漸増載荷の評価法を提案するとともに、3章で構築したRC床版の疲労寿命評価法をPC床版やプレキャストPC床版接合部へ拡張することを試みる。また、荷重履歴や、床版のプレストレス量や接合部構造の選択による疲労寿命と破壊形式の差異に関する試算を行い、本研究で提案した疲労寿命評価法が、将来的に目指すべき床版構造の合理的な設計法に有用となる可能性を示す。5章では、各章で得られた重要な知見と残された課題を示す。

なお、本研究では、鉄筋が2方向に配置された床版を対象としているため、すべての章において、橋軸直角方向の鉄筋を対象とする場合には主鉄筋と、橋軸方向の鉄筋を対象とする場合は配力筋と呼ぶことにする。

第 1 章の参考文献

- 1-1) 道路メンテナンス年報（令和元年度・二巡目），国土交通省道路局，2020. 参照：
<https://www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/yobohozen.html> (2020 年 10 月 21 日
閲覧)
- 1-2) 鋼構造シリーズ 27 道路橋床版の維持管理マニュアル 2016, 土木学会鋼構造委員会
道路橋床版の複合劣化に関する調査研究小委員会, 2016
- 1-3) 角田与史雄, 藤田嘉夫: RC スラブの疲労押抜きせん断強度に関する基礎的研究, 土
木学会論文報告集, No.317, pp.149-157, 1982
- 1-4) 岡田清, 岡村宏一, 園田恵一郎, 島田 功: 道路橋鉄筋コンクリート床版のひびわれ損
傷と疲労性状, 土木学会論文報告集第 321 号, pp.49-61, 1982
- 1-5) 前田幸雄, 松井繁之: 輪荷重動移動装置による道路橋床版の疲労に関する研究, 第 6
回コンクリート工学年次講演会論文集, pp.221-224, 1984
- 1-6) 松井繁之: 橋梁の寿命予測 (RC 床版の疲労寿命予測), 安全工学, Vol.30, No.6,
pp.432-440, 1991
- 1-7) 松井繁之: 道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究, 大阪大学学位論
文, 1984
- 1-8) 園田恵一郎, 堀川都志雄: 輪荷重の反復作用下での道路橋 RC 床版の低サイクル疲労
特性, 土木学会論文集第 390 号, pp.97-106, 1988
- 1-9) 阿部忠, 川井豊: 輪荷重走行疲労実験における RC 床版の押抜きせん断耐荷力およ
び S-N 曲線式との整合性の評価, コンクリート工学論文集, 第 30 巻, pp.1-10, 2019
- 1-10) 中谷昌一, 内田賢一, 西川和廣, 神田昌幸, 宮崎和彦, 川間重一, 松尾伸二: 道路橋
床版の疲労耐久性に関する試験, 国土交通省国土技術総合研究所資料第 28 号, 2002
- 1-11) Graddy, C. J., Kim, J., Whitt, H. J., Burns, H. N., Klingner, E. R. : Punching Shear
Behavior of Bridge Decks under Fatigue Loading, ACI Structural Journal, Vol.99, No.3,
pp.257-266, 2002
- 1-12) Muttoni, A., Fernández Ruiz, M., Simões, J.T. : The theoretical principles of the critical
shear crack theory for punching shear failures and derivation of consistent closed-form
design expressions, Structural Concrete, Vol.19, pp.174-190, 2018
- 1-13) Einpaul, J., Fernández Ruiz, M., Muttoni, A. : Influence of moment redistribution and
compressive membrane action on punching strength of flat slabs, Engineering
structures, Vol.86, pp.43-57, 2015

- 1-14) Maekawa, K., Gebreyouhannes, E., Mishima, T., An, X. : Three-Dimensional Fatigue Simulation of RC Slabs under Traveling Wheel-Type Loads, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.4, No.3, pp.445-457, 2006
- 1-15) 平塚慶達, 千田峰生, 藤山知加子, 前川宏一 : RC 床版の疲労余寿命に及ぼす先行荷重履歴の影響, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.72, No.4, pp.323-342, 2016
- 1-16) 竹田京子 : 輪荷重走行試験における RC 床版の疲労寿命予測に関する研究, 北海道大学修士論文, 2018
- 1-17) 土木学会 鋼構造委員会道路橋床版の調査研究小委員会 第 1 分科会 : 床版の輪荷重走行試験, 道路橋床版の設計の合理化と耐久性の向上, pp.1-62, 2004
- 1-18) 田辺忠顕, 檜貝勇, 梅原秀哲, 二羽淳一郎 : コンクリート構造, 朝倉書店, 1992
- 1-19) ACI-ASCE Committee 326 : Shear and diagonal tension, Journal of ACI, Vol.59, No.1, pp.3-30; No.2, pp.277-333; No.3, pp.353-395, 1962
- 1-20) ACI-ASCE Committee 426 : The shear strength of reinforced concrete members, Proceedings of ASCE, Vol.99, ST6, pp.1091-1187, 1973
- 1-21) Kani, G. N. J. : The Riddle of Shear Failure and its Solution, Journal of ACI, Vol.61, No.4, pp.441-466, 1964
- 1-22) Nielsen, M. P., Braestrup, M. W., Jensen, B. C., Bach, F. : Concrete plasticity-shear in beam, CEB Bulletin D'Information, No.126, pp.285-357, 1978
- 1-23) Collins, M. P. : Towards a rational theory for RC members in shear, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.104, No.ST4, pp.649-666, 1978
- 1-24) 吉川弘道 : 第 2 版鉄筋コンクリートの解析と設計 限界状態設計法と性能設計法, 丸善出版, 2004
- 1-25) 土木学会 : コンクリート標準示方書 [設計編], 土木学会, 2017
- 1-26) Okamura, H., Higai, T. : PROPOSED DESIGN EQUATION FOR SHEAR STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE BEAMS WITHOUT WEB REINFORCEMENT, Proceedings of the JSCE, No.300, pp.131-141, 1980
- 1-27) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫 : せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, No.372/V-5, pp.167-176, 1986
- 1-28) Chang, T.S., Kesler, C.E. : Static and Fatigue Strength in Shear of Beams with Tensile Reinforcement, Journal of ACI, Vol.54, No.12, pp.1033-1057, 1958
- 1-29) 檜貝勇 : 鉄筋コンクリートはりのせん断破壊に関する基礎研究, 土木学会論文報告集, No.279, pp.113-126, 1978

- 1-30) 上田多門, 岡村甫, Sabry A. Farghaly, 榎本松司: せん断補強鉄筋のないはりのせん断疲労強度 -荷重振幅のせん断疲労強度に及ぼす影響-, コンクリート工学, Vo.20, No.9, pp.89-98, 1982
- 1-31) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編, 2017
- 1-32) 土木学会: 鉄筋コンクリート構造の疲労破壊 -破壊機構と性能評価の将来像を探る-, コンクリート技術シリーズ No.109, 2015

第2章 RC 梁部材のせん断疲労破壊機構

2-1 概説

2-1-1 緒言

本章では、道路橋コンクリート床版の疲労寿命予測法の基礎となるせん断抵抗機構と疲労破壊機構に関する検討を行う。疲労载荷を受ける RC 床版は、繰返し回数の増加に伴って版としての一体化が失われ、疲労による損傷が進行し、せん断破壊を引き起こす。すなわち、RC 床版の疲労破壊とは、RC 床版の梁状化部材の残存せん断耐力が低下した結果、作用する疲労荷重を下回ることによって生じるせん断破壊であると解釈し、これを本研究における疲労破壊の定義とする。本章では、この理解の下で、疲労破壊機構を明らかにした上で、疲労繰返し回数増加に伴う RC 床版の梁状化部材のせん断耐力低下モデルを構築する。

2-1-2 過去の研究

松井ら^{2-1), 2-2)}は輪荷重走行試験による実験的検討から、RC 床版の破壊機構を、梁状化後のせん断破壊であると示した。松井により提案された梁状化した RC 床版の押抜きせん断耐荷力式は、静的破壊実験の押抜きせん断破壊パターンに基づき、载荷位置から 45 度の破壊面を想定して構築されている。押抜きせん断耐荷力式と実験的に求めた S-N 曲線式から疲労寿命の評価が可能だが、その一方で、疲労損傷がどのように部材に現れ、どのように進行し、そして破壊に至らしめているのかといった疲労破壊機構は明らかにされていない。

過去に著者は、輪荷重走行試験における階段状漸増载荷試験の疲労寿命評価法として、繰返し回数増加に伴うせん断耐力低下線を提案した²⁻³⁾。既往の研究におけるコンクリート圧縮疲労試験の結果^{2-4), 2-5)}から、疲労損傷の指標として圧縮ひずみの増加や割線弾性係数の低下に着目すれば、いずれも、初期に著しく進行する第一段階、ほぼ損傷が進行しない第二段階、破壊直前に再び急激に損傷が進行する第三段階、の三段階に分けて考えられることがわかっている。輪荷重走行試験における床版中央のたわみ増加も同様の傾向を示すことから^{例えば 2-6)}、著者は、こういった三段階からなる疲労損傷挙動とせん断耐力の低下に関連があると考え、図-2.1 に示すようなせん断耐力低下線を過去に提案した。また、この低下線を用いて階段状漸増载荷試験の疲労寿命評価を行った結果、一定の精度を得られることを確認した。しかし、提案したせん断耐力低下線は大胆な仮定を多く含む。その大きな欠点とし

て、せん断耐力の低下を疲労損傷機構に基づいて説明できていない点、三段階からなる疲労損傷挙動のうち第一段階の著しい進行を計算の簡便のため無視している点が挙げられる。

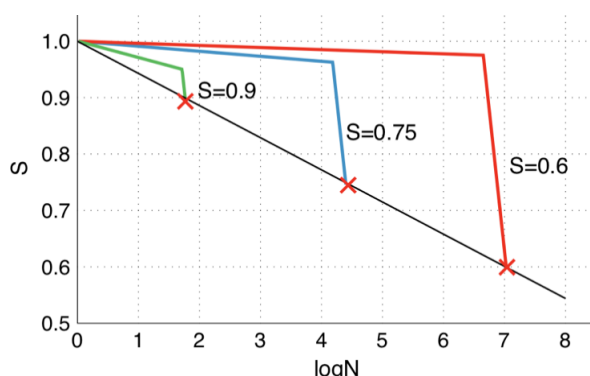
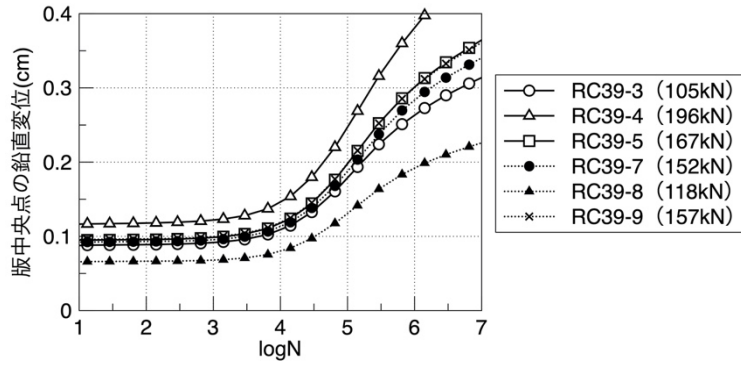
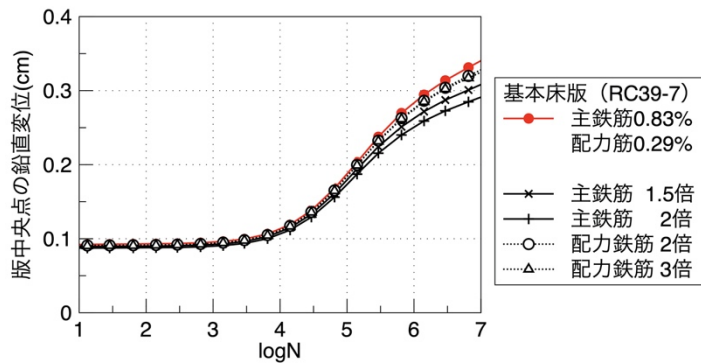


図-2.1 著者が過去に提案したせん断耐力低下線²⁻³⁾

この課題の解決のため、まずは三次元非線形有限要素解析により、RC床版の疲労繰返し回数の増加に伴う疲労損傷挙動の解明を試みた²⁻³⁾。解析では、東京大学で開発された鉄筋コンクリート構造物三次元非線形有限要素解析プログラム²⁻⁷⁾である DuCOM-COM3 を用いた。有限要素モデルは、国土技術政策総合研究所（土木研究所）による RC床版の輪荷重走行試験の実験供試体²⁻⁶⁾を参考に作成した。疲労作用荷重の大きさと主鉄筋量・配力筋量をそれぞれパラメーターとした場合の版中央の鉛直方向変位の変化を図-2.2 に示す。図-2.2(a)に示すように、作用荷重の大きい床版ほど、初期たわみやその後のたわみ増加が大きいという傾向が確認できた。しかし、図-2.2(b)に示すように、供試体 RC39-7（主鉄筋比 0.83%，配力筋比 0.29%）²⁻⁶⁾を基本床版として、分散鉄筋として導入する鉄筋量をパラメーターに解析を行った結果、主鉄筋量を 2 倍にした場合でも、たわみの増加の傾向に大きな差異は見られなかった。また、配力筋量を増加させた場合も大きな差異は見られなかった。さらに、数値解析においては、たわみが著しく増加したのちも安定的に計算が継続するため、どの時点で破壊したかを判断できない²⁻⁸⁾。以上の検討から、三次元非線形有限要素解析を用いた移動輪荷重を受ける RC床版の疲労解析では、梁状化した RC床版の主鉄筋や配力筋の抵抗への寄与、圧縮部コンクリートの応力状態の変化、ひび割れ進展挙動といった破壊に至る過程を追跡することが困難であると考えられる。そこで本研究では、RC床版を対象とした解析ではなく、RC床版の梁状化部材を想定して、せん断補強筋を持たない RC梁を対象とした検討から疲労損傷機構の解明を試みることにした。



(a)作用荷重を変えた場合



(b)鉄筋量を変えた場合

図-2.2 RC床版の疲労解析における版中央の鉛直変位の増加図²⁻³⁾

せん断補強筋を持たない RC 梁のせん断疲労に関する検討としては、例えば、荷重振幅の影響に着目した上田ら²⁻⁹⁾による検討、鉄筋腐食ひび割れを有する場合のせん断疲労耐荷機構に着目した山田ら²⁻¹⁰⁾による検討が挙げられる。また、静的解析による検討としては、せん断スパンの内部応力状態に着目した二羽²⁻¹¹⁾による検討が挙げられる。RC 梁のせん断疲労においては、疲労上限荷重が斜めひび割れ発生荷重を上回ることによって 1 度目の荷重で斜めひび割れが形成される場合や、繰返し荷重を受ける過程で徐々に斜めひび割れが形成・進展する場合など、静的荷重下でのせん断破壊よりも問題は複雑となる。このため、静的荷重と疲労荷重で損傷の進行にどのような差異があるのかを明確にするためには、内部応力状態に着目した比較を行うことが有効である。そこで本研究では、せん断補強筋を持たない RC 梁について解析と実験の両方を行い、静的荷重と疲労荷重の損傷機構の比較から疲労破壊機構の解明を試みる。

2-2 破壊機構に関する解析的検討

2-2-1 解析概要

2-2-1-1 解析プログラム

解析には、東京大学で開発された鉄筋コンクリートの三次元非線形有限要素解析プログラム DuCOM-COM3 を用いた。このプログラムによる疲労解析では、高サイクル経路依存型構成モデルによって、鉄筋コンクリートの繰返し荷重による疲労損傷挙動の再現を行う²⁻⁷⁾。鉄筋コンクリートの引張、圧縮およびひび割れ面でのせん断伝達を表す構成則からなり、時間に依存した塑性変形の増分と剛性低下から繰返し荷重による疲労損傷を説明することができるとしている。なお、解析プログラムの梁部材の定点疲労に対する信頼性は、数多くの論文で確認されている(例えば、2-12)、2-13)。

2-2-1-2 有限要素モデル

有限要素(FE)モデルは、2-3 節で後述する実験的検討の供試体の諸元を参考に作製した。実験では、試験機によるサイズ制限の範囲内で、斜めひび割れ形成後に脆性的に破壊せずにアーチ機構で疲労に抵抗するようせん断スパン比を決定した。解析に用いたモデルは、軸方向 1300mm、幅 150mm、高さ 180mm の RC 梁の 1/4 モデルとした。モデル寸法と FE メッシュを図-2.3 に、材料特性値を表-2.1 に示す。コンクリートの弾性係数は圧縮強度から算出した。また、鉄筋降伏による破壊を避けるため、高強度鉄筋を想定した。有効高さ 150mm、鉄筋比 1.77% とし、高さ方向に下 2 層を RC (鉄筋コンクリート) 要素、上 4 層を PL (プレーンコンクリート) 要素とした。プログラムにおける引張軟化硬化係数は RC 要素で 0.4、PL 要素で 1.5 とした。コンクリートモデルには、福浦・前川によって開発されたひび割れの相互作用を考慮可能な多方向ひび割れモデル²⁻¹⁴⁾を使用した。

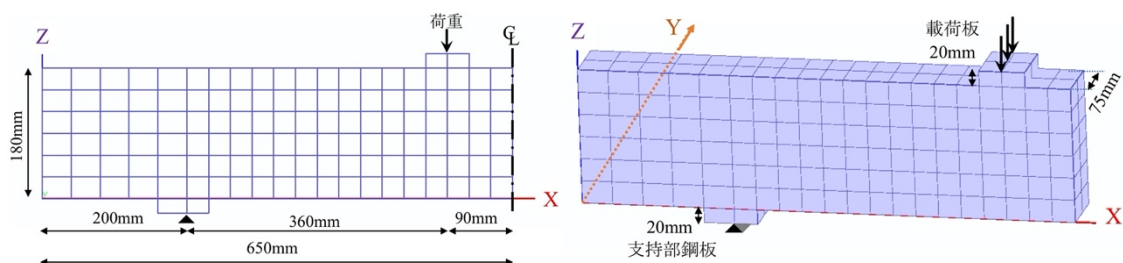


図-2.3 1/4 モデル RC 梁の FE メッシュ

表-2.1 解析における材料特性値

材料	コンクリート			鉄筋	
	f'_c	f_t	E'_c	f_{sy}	E_s
特性値 (MPa)	30.0	1.55	2.80×10^4	700	2.00×10^5

2-2-1-3 荷条件

単純支持による2点荷とし、有効高さに対するせん断スパン比 a/d は 2.4 とした。荷部および支持部には、幅 150mm、厚さ 20mm の鋼板を剛結して設けた。静的解析では1ステップあたり 0.1mm の強制変位を与えた。また、静的解析で得た最大荷重を解析モデルのせん断耐力と考え、疲労解析における荷重比 S (せん断耐力に対する疲労荷重の上限作用せん断力の比) の算出に用いた。疲労解析では、上限作用せん断力と下限作用せん断力との間を4ステップで荷および除荷を行った。下限作用せん断力は本解析では 0kN とした。解析においては、1回の荷と除荷が、繰返し回数1回分の疲労荷重となるのが通常である。このため、疲労解析は膨大な計算時間を要する。DuCOM-COM3 では、疲労の計算を比較的短時間でより正確に行う手法として、Magnified direct time and path-integral 法²⁻¹⁵⁾を導入している。この手法によると、拡大係数 (Magnification factor) を各荷重ステップに指定することで、複数回分に相当する疲労損傷を、実際には少ない計算ステップで加速的に与えることになる。例えば、拡大係数を 10 に設定した場合、解析上の1サイクルの計算で疲労荷重 10 サイクル分に相当する損傷を与えることになる。RC 梁の疲労寿命は作用荷重によって大きく異なるため、実際に解析を行う際には、拡大係数は想定される疲労寿命に応じて変える必要があると考えられる。本研究ではこの拡大係数を、土木学会²⁻¹⁶⁾によるせん断疲労寿命の算出値の10%の値とした。解析を行った3つの供試体の荷条件を表-2.2に示す。なお、予備解析において、疲労寿命に及ぼす拡大係数の影響は大きい、損傷のプロセスには差異がないことを確認している。

表-2.2 解析における供試体名と荷条件

供試体	STA	FT-55	FT-70
荷条件	静的荷		疲労荷
	0.1mm / 1STEP	S=0.55 (P=62kN)	S=0.7 (P=79kN)

2-2-2 解析結果

2-2-2-1 静的解析

静的解析における荷重変位曲線を図-2.4に示す。最大荷重は 113.5kN で、このとき荷点の鉛直方向変位は 3.9mm であった。また、斜めひび割れは 69.7kN で生じた。土木学会

2-16)における斜めひび割れ発生荷重およびアーチ機構（ディープビーム）によるせん断耐力の計算値と、解析における斜めひび割れ発生荷重・最大荷重を表-2.3 に示す。なお、耐力の計算では安全率は 1.0 とし、せん断耐力は荷重に換算している。解析によるせん断耐力は設計式の約 1.3 倍となった。

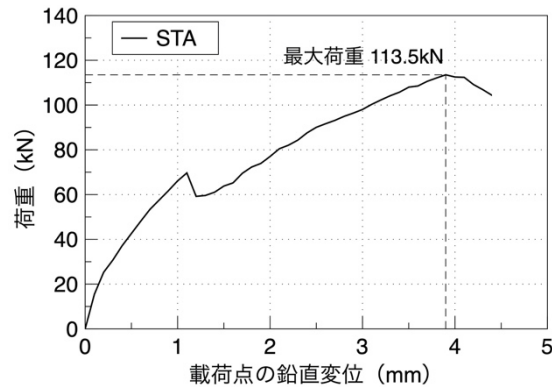


図-2.4 静的解析の荷重変位曲線

表-2.3 斜めひび割れ発生荷重と最大荷重

	解析値 (kN)	計算値(kN)
斜めひび割れ発生荷重	69.7	81.7
最大荷重	113.5	85.8

2-2-2-2 疲労解析

疲労解析における載荷点の鉛直変位の増加図を図-2.5 に示す。載荷点における鉛直変位 δ_{total} は繰返し回数の増加に伴って着実に増加しているが、塑性たわみ δ_p はほとんど変化しない状態が続く。その後、FT-70、FT-55 とともに δ_{total} と δ_p が急増した。この疲労解析法は、2-1-2 節で述べたように、定点載荷の梁部材の疲労解析においてもたわみが非常に大きい値をとった後も計算を継続してしまうため、疲労寿命の定義が困難である。そこで本研究では、静的解析と疲労解析の比較を行うにあたり、疲労解析の鉛直方向変位が、静的解析における最大荷重時の鉛直変位 3.9mm に至るまでの範囲で比較検討を行うこととした。これは、疲労破壊が静的破壊時の変位で起こると考えているのではなく、両者の損傷機構の比較を、静的解析における最大荷重時の鉛直変位まで比較するということである。なお、この時の繰返し回数 N は、FT-70 で約 180 回 ($\log N=2.25$)、FT-55 で約 21000 回 ($\log N=4.32$) である。

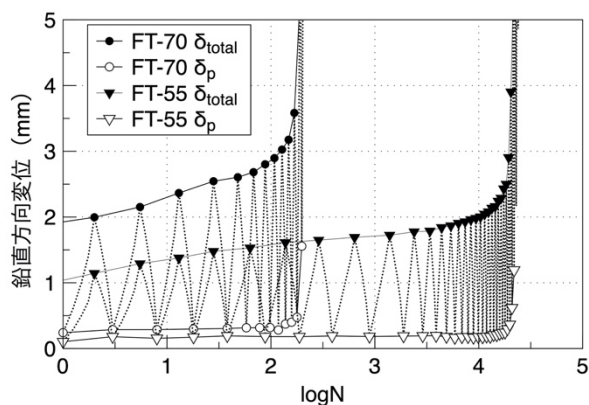


図-2.5 疲労解析の鉛直変位増加図

2-2-3 損傷機構の差異に関する検討

2-2-3-1 剛性低下の挙動

静的解析における剛性低下曲線を図-2.6(a)に示す。各荷重における剛性を求めるために、作用荷重が28kN, 42kN, 66kN, 78kN, 100kN, 111kNに達したときに除荷する6通りの静的解析を行った。剛性の算出には、除荷時の勾配を用いた。また、疲労解析における剛性低下曲線を図-2.6(b)に示す。疲労解析では、拡大係数(Magnification factor)を用いて解析上加速的に計算しているため、静的解析のように除荷時の勾配を用いることができない。このため、疲労における剛性の値は、各サイクルにおける最大荷重と弾性たわみから算出した。

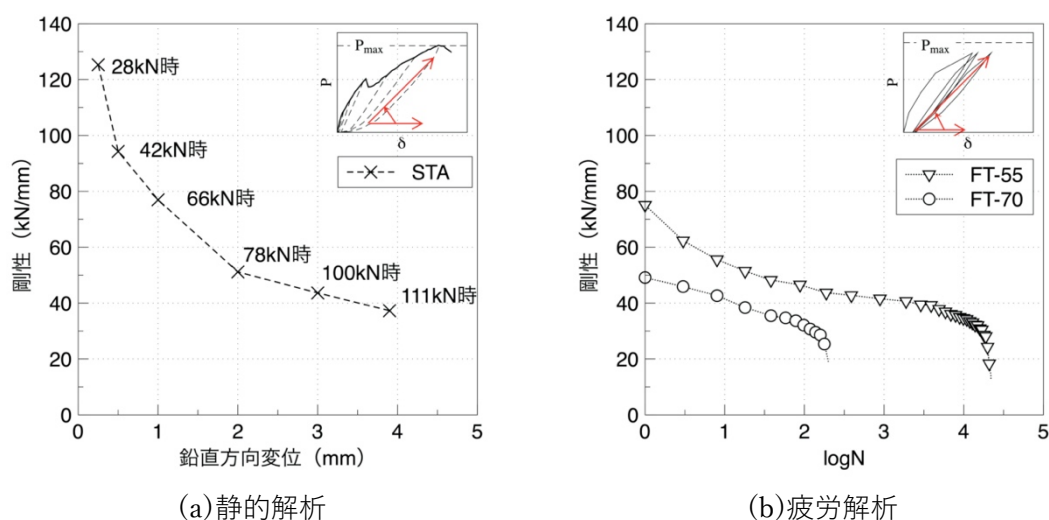


図-2.6 解析による剛性の低下曲線

疲労解析における初期剛性はFT-70で50kN/mm, FT-55で75kN/mmであり、それぞれ静的解析における同荷重時の剛性とほぼ一致した。また、静的破壊直前の剛性は約

38kN/mm であったが、疲労解析ではこの値を下回った後も剛性は低下し続けた。なお、静的破壊直前とは、解析におけるピーク荷重より 1 つ手前のステップを指す。疲労解析における剛性は繰返し回数増加に伴って緩やかに低下するが、たわみが急増すると同時に急激に剛性低下が進行し、最終的には作用荷重の小さい FT-55 の方が、FT-70 よりも小さい剛性の値をとった。静的荷重では、曲げひび割れおよび斜めひび割れの発生により、それぞれ剛性低下曲線の勾配が変化していると考えられる。疲労荷重では、一定の大きさの作用荷重下にあるにも関わらず、繰返し回数増加に伴って剛性低下を示すことから、明らかに疲労荷重の影響を受けていることが分かる。疲労荷重において剛性がどの程度低下しうるかは、与えている荷重の大きさによって異なり、例えば、小さい作用荷重を受ける場合の方が剛性はより低い値を取りうる。また、図-2.6(b)の曲線形状から、RC 梁の疲労荷重による損傷過程とは、まず静的荷重と同様の状態から徐々に進行し、その後、疲労破壊が近づくことで急激に進行するものと考えられる。

2-2-3-2 応力ひずみ関係

RC 梁のせん断スパンにある PL (プレーンコンクリート) 要素について、圧縮主応力-圧縮主ひずみ関係から圧縮軟化領域を調べた。鉛直方向変位 δ_{total} が 3.9mm に至った時点で圧縮軟化を生じていた要素を図-2.7 に青色で示す。ここで、主応力および主ひずみの値は、1 つの要素に 8 点存在するガウス積分点の平均値とした。なお、前ステップよりも応力の絶対値が低下してひずみの絶対値が増加している場合を軟化と考え、圧縮軟化の判定を行った。この際、微小な値の変動を誤って軟化と判定しないよう、圧縮主応力の絶対値が 5MPa 以上かつ圧縮主ひずみの絶対値が 1000 μ 以上の要素に絞って判定を行った。なお、圧縮軟化の判定では、ひび割れ幅の増大により生じるひび割れ平行方向の見かけ上の軟化も含んでいる。疲労解析 (FT-70, FT-55) では荷重部と支持部を結ぶ圧縮ストラットに沿って圧縮軟化が生じている。特に、上層の荷重部付近では、FT-55, FT-70 の両供試体で軟化に至っており、疲労荷重では上層部の圧縮疲労が厳しい状況にあると考えられる。一方、静的解析 (STA) では圧縮軟化が下層中央部で一部生じ、上層では全く生じていない。その後の応力ひずみ関係を追うと、ポストピークにおいて複数箇所軟化が生じたことが分かる。ポストピークの軟化箇所を図-2.7 に青色斜線で示す。せん断スパンの圧縮軟化が生じる領域は、疲労荷重と静的荷重で大きく異なっていることが確認できた。

続いて、要素ごとに圧縮軟化の状況を確認するため、図-2.7 中に A~D で示した 4 つの PL 要素の上限荷重時の圧縮主応力と圧縮主ひずみの関係を図-2.8(a)に示す。また、疲労荷重における圧縮ストラットでは、せん断破壊で支配的な斜めひび割れによる引張ひずみが圧縮疲労強度に大きな影響を及ぼすと考えられる。そこで、図-2.8(b)に圧縮主応力と引張主ひずみの関係を示す。

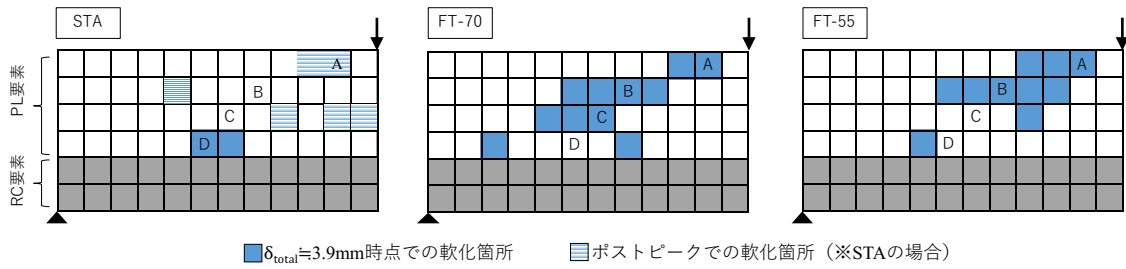
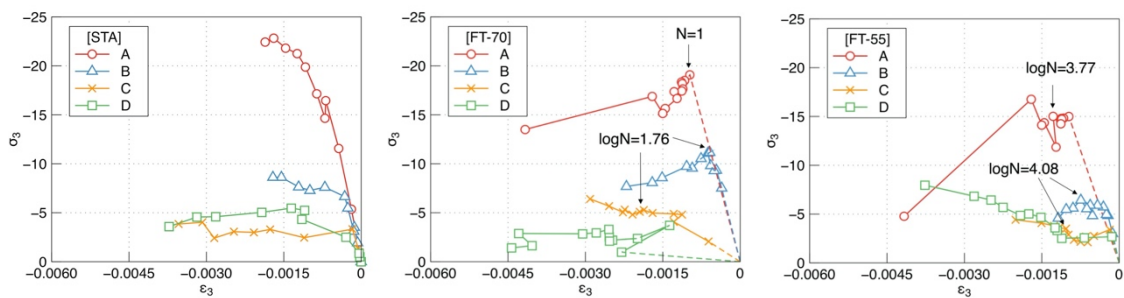
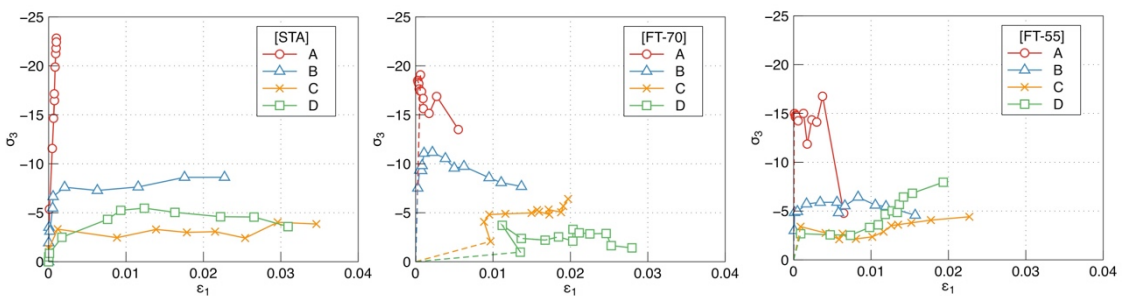


図-2.7 解析におけるせん断スパンの圧縮軟化箇所



(a) 圧縮主応力-圧縮主ひずみ関係 ($\sigma_3 - \epsilon_3$ 関係)



(b) 圧縮主応力-引張主ひずみ関係 ($\sigma_3 - \epsilon_1$ 関係)

図-2.8 解析における圧縮ストラットの圧縮主応力と圧縮/引張主ひずみの関係

静的載荷 (STA) と疲労載荷 (FT-70, FT-55) のいずれの場合も最大応力は上層荷点付近の要素 A であった。静的載荷 STA では荷重が増加するに伴い、最大応力も増加している。図-2.8(a)に着目すると、静的載荷 STA では荷重が進むとともに要素 A と B の圧縮主応力が着実に増加し、最大値は約 23MPa であった。作用荷重は疲労載荷 FT-55 が最も小さいため、最大圧縮主応力は FT-55 が最も小さく、最大で 17MPa であった。また、疲労載荷 FT-70 と FT-55 で要素 A および B が最大応力をとった繰返し回数と、要素 B が最大応力をとった繰返し回数の要素 B および C のプロットの位置を図-2.8(a)に合わせて示す。上層の要素 A と B が圧縮軟化したのち、下層へと応力の再分配が生じたかのように、要素 C が一定値から増加に転じていることが分かる。図-2.8(b)に着目すると、STA は上層荷点付近

の要素 A が破壊に至るまで大きな応力を負担し、要素 B, C, D は応力がほぼ一定のまま引張主ひずみが増加している。疲労载荷 FT-70 と FT-55 では要素 A と B の応力が低下して要素 C と D はやや増加し、全体が同程度の圧縮主応力へと収束していくように見える。疲労载荷は初期段階では静的载荷と同様に上層の要素が多く応力を負担しているが、その要素が破壊すると、応力は他の箇所へと分配される。これを繰り返すことで、徐々に梁の損傷領域が広がっていくと考えられる。疲労载荷において最終的には、全体として応力を負担できる領域が少なくなるため、静的载荷よりも小さい作用荷重でも疲労破壊に至っていると考えられる。

2-2-3-3 解析的検討のまとめ

三次元有限要素解析による検討の要点を以下にまとめる。

- ・ 疲労载荷における初期剛性は、静的载荷における同荷重時の剛性値とほぼ一致したが、破壊時の剛性値は疲労载荷と静的载荷で異なる傾向が確認された。疲労载荷では、静的载荷における破壊時の剛性値を下回ったのちも、ゆっくりと低下し続け、途中で急激に低下した。
- ・ 圧縮ストラットの圧縮主応力-圧縮主ひずみ関係に着目すると、静的载荷では荷重の増加に伴い着実に応力は増加した。一方で、疲労载荷では繰り返し回数の増加に伴い圧縮軟化が生じた。鉛直方向変位 3.9mm 時点で圧縮軟化を生じている領域は、静的载荷よりも疲労载荷の方が広範囲であった。
- ・ 圧縮ストラットの圧縮主応力-引張主ひずみ関係に着目すると、静的载荷では破壊に至るまで上層载荷点付近の要素が大きな応力を負担するのに対し、疲労载荷では徐々に圧縮ストラット全体で応力を負担する傾向が確認できた。疲労载荷では、損傷を受けた箇所から別の箇所へと応力が再分配されることで、徐々に損傷領域が拡大し、最終的に静的耐力よりも小さい作用荷重で破壊に至っていると考えられる。

以上より、損傷機構において、静的载荷と疲労载荷で剛性低下傾向と内部応力状態は明らかに異なっており、繰り返し载荷による疲労破壊やその寿命について検討するには、静的破壊における変位や耐力との直接的な比較では十分とは言えず、疲労载荷の損傷をフォローできる剛性や応力ひずみといった内部状態との定量的な関連性を明らかにすることが重要であると考えられる。そこで、実験的検討では、斜めひび割れ幅やずれ量、圧縮部コンクリートの応力状態に着目する。

2-3 破壊機構に関する実験的検討

2-3-1 実験概要

2-3-1-1 供試体寸法と载荷条件

実験に用いた供試体の寸法と配筋を図-2.9 に示す。供試体は幅 150mm、高さ 180mm、長さ 1300mm の RC 梁とし、等曲げ区間を 240mm 設けて 2 点载荷とした。主鉄筋には高強度異形鉄筋 D16 (USD685)、圧縮鉄筋とスターラップには D10 (SD295) を用いた。また、供試体のせん断スパンに着目して変形性状について詳細な検討を行うため、サンプリングモアレ法による解析（以下、モアレ解析）を行う。モアレ解析のため、あらかじめ供試体の右側せん断スパンの側面にモアレ格子をスタンプと油性インクでプリントし、载荷中はモアレ解析領域全体の動画撮影を行った。撮影する右側スパンで破壊を生じさせるために、左側スパンのみにスターラップを配置するとともに、せん断スパン外での定着破壊を防ぐ目的で、両支点の外側にスターラップを設けた。破壊を意図する右側スパンの鉄筋ひずみを測定するため、引張鉄筋の 4 箇所鉄筋ひずみを測定した。ひずみゲージ CH1~CH4 の測定値を図-2.9 に併せて示す。なお、ひずみゲージは片側スパンのスターラップと対称となる位置に貼り付けた。試験機の制約に基づき供試体寸法を決定した後、斜めひび割れが形成された後の疲労载荷の影響を十分観察できるように、斜めひび割れ発生後の圧縮ストラットの形成を意図して、せん断スパン比 a/d が 2.2 となるよう諸元を決定した。実験状況を写真-2.1 に示す。

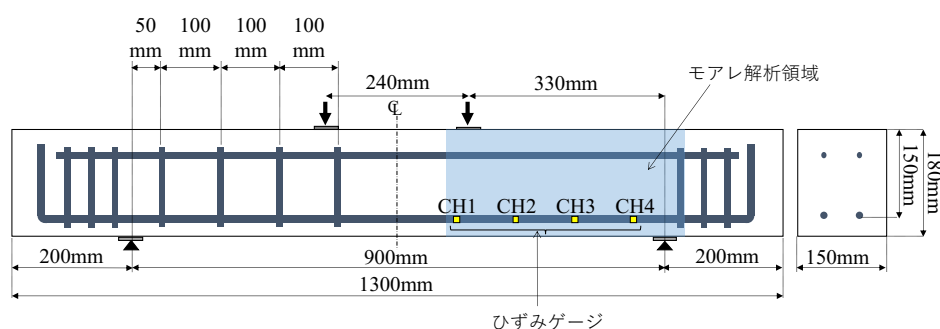


図-2.9 実験供試体寸法と鉄筋配置



写真-2.1 実験状況

供試体は静的载荷 3 体と疲労载荷 6 体の計 9 体を用意した。供試体名と载荷条件を表-2.4 に示す。疲労载荷における上限荷重は表-2.4 に示し、下限荷重は 5kN とした。また、疲労载荷供試体における 1 回目の载荷 (N=1) は静的に载荷と除荷を行い、N=2 から疲労载荷を行った。また、荷重を変動させる場合は、変動後の荷重の大きさまで一度静的に载荷と除荷を行い、その後を疲労载荷とした。静的载荷供試体は「S+番号」、一定荷重による疲労载荷供試体は「F+番号」、疲労载荷の途中で荷重の大きさを変動させる疲労载荷供試体は「FF+番号」とした。また、静的载荷における終局荷重と、疲労载荷における疲労破壊時の繰返し回数 (疲労寿命) も併せて表-2.4 に示す。また、供試体 F1 は測定不良によりモアレ解析や変位計による実験結果を得られなかったため、変位に関する検討を行わず疲労寿命のみを示す。供試体の打設は 2 度に分けて行い、打設グループ A の平均圧縮強度が 33.9MPa、B の平均圧縮強度が 27.4MPa であった。打設グループも表-2.4 に示す。

表-2.4 実験供試体名と载荷条件

供試体	载荷方法	終局荷重 (kN)	疲労荷重 (kN)	疲労寿命 (回)	打設グループ
S1	静的	133.7	-	-	A
S2		133.0	-	-	B
S3		95.6	-	-	B
F1	疲労	-	80	45544	A
F2		-	90	51	A
F3		-	80	95505	A
FF1	疲労 荷重変動あり	-	90→80	6073 (231 ^{*1} →5842 ^{*2})	A
FF2		-	80→90	4804 (4011 ^{*1} →793 ^{*2})	B
FF3		-	80→90	4804 (3010 ^{*1} →1794 ^{*2})	B

*1 最初の上限荷重を与えた回数 *2 上限荷重変更後から破壊に至るまでの回数

2-3-1-2 モアレ解析の概要

モアレ解析の概要を説明する。モアレ解析には市販カメラ（OLYMPUS OM-D E-M1 Mark II）と、サンプリングモアレカメラ オフライン解析ソフトウェア²⁻¹⁷⁾を用いた。動画を連番静止画として出力して解析を行い、1枚目の画像に対する相対的な変位量を取得する。軸方向および鉛直方向の変位量を得ることで、せん断変形、ひび割れ幅とずれ量、ひずみといった様々な値を求めることができる。具体的には、写真-2.2に示すように、10mmピッチのモアレ格子をせん断スパンにプリントし、任意の位置に解析領域を設定することで、各領域について変位量が算出される。領域に含まれるモアレ格子の数は解析精度に影響し、また、解析結果は領域内の平均変位量として算出される。本研究では、せん断スパン全体の変形挙動を捉えるために、モアレ格子の数と領域の細かさのバランスを考えて40mm四方の解析領域を設定した。まず、写真-2.2に示すように、高さ方向に4列、軸方向に9列の計36領域を設定した。なお、打設Aグループでは領域34、35、36の位置にモアレのプリントを設けていない。また、供試体表面に大きい気泡が存在する場合は、解析値に影響するため、なるべく気泡を避けて領域を設定した。著しく破壊が進行し、コンクリート片が落下してモアレ箇所を一部損失した場合は解析精度が低下するが、本研究の解析範囲内では、大きなコンクリート片の落下は無く、剥離の影響はほとんどないものと考えて検討を行った。また、動画撮影に用いたカメラがわずかに移動してしまうことに備えて、供試体とは別にモアレ格子をプリントした不動点を設けた。

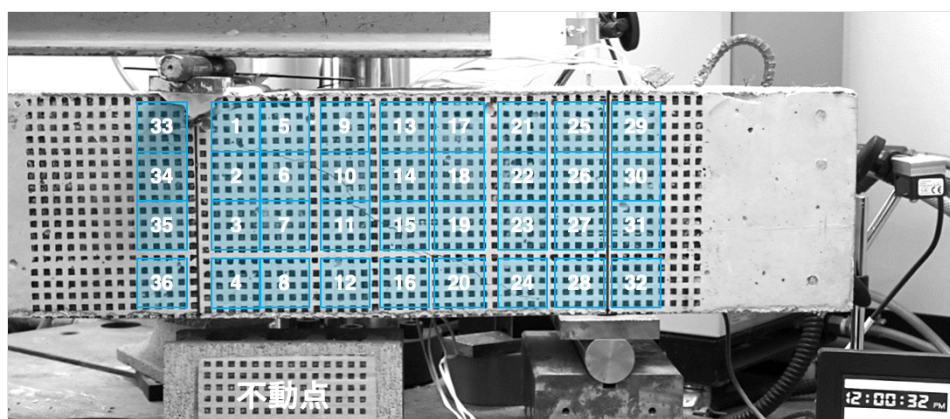


写真-2.2 モアレ解析の領域設定の例

モアレ解析の精度については、変位計との比較を行った研究が複数存在し、精度が確認されている。前田ら²⁻¹⁸⁾は鋼橋やコンクリート橋の実橋梁の測定を行い、モアレ解析値とリング式変位計との比較から、荷重走行時のたわみの最大値や波形が一致することを報告している。また、森本ら²⁻¹⁹⁾は長さ1000mm、幅30mm、厚さ20mmの鋼製の梁の曲げ載荷試

験を行い、梁中央部の変位計の測定値との比較から、非常に高精度のモアレ解析値が得られることを確認している。文献 2-17)では、格子ピッチの 1/100 から 1/1000 の間で、格子の撮影画素数にも依存する分解能を有するとしており、本研究では格子ピッチ 10mm に対して可能な限り画素数を上げて撮影を行うことで最大 0.01mm の精度を有するものと考えられる。実験時に設置した変位計の測定値と载荷点下の領域のモアレ解析値との比較を行った結果を図-2.10 に示す。モアレ解析の载荷点変位は、写真-2.2 に示す領域番号 1 と領域番号 33 の平均値とした。供試体 S1 は 1 回目に 76kN まで载荷したのち完全に除荷し、2 回目の载荷で破壊させたため、これを区別して示した。供試体 F3 は、N=1 の静的载荷の値と N=2 以降の疲労载荷の値を合わせて示す。供試体 S1、F3 とともに破壊が近くなるとモアレ解析値が変位計測定値をやや上回る傾向が見られるが、破壊直前までモアレ解析は変位計測定値と近い値を算出していることから、モアレ解析値は十分精度を有するものと考えて、これ以降の検討を行う。なお、破壊直前にモアレ解析値が変位計測定値を上回る理由としては、モアレ解析で設定した領域内にひび割れが生じたことで、領域内の平均変位量が増加したことが考えられる。これは、モアレ解析の精度が低下したのではなく、载荷点位置の変位とモアレ解析で設定した領域の変位を同一のものと考えることができないことを意味している。

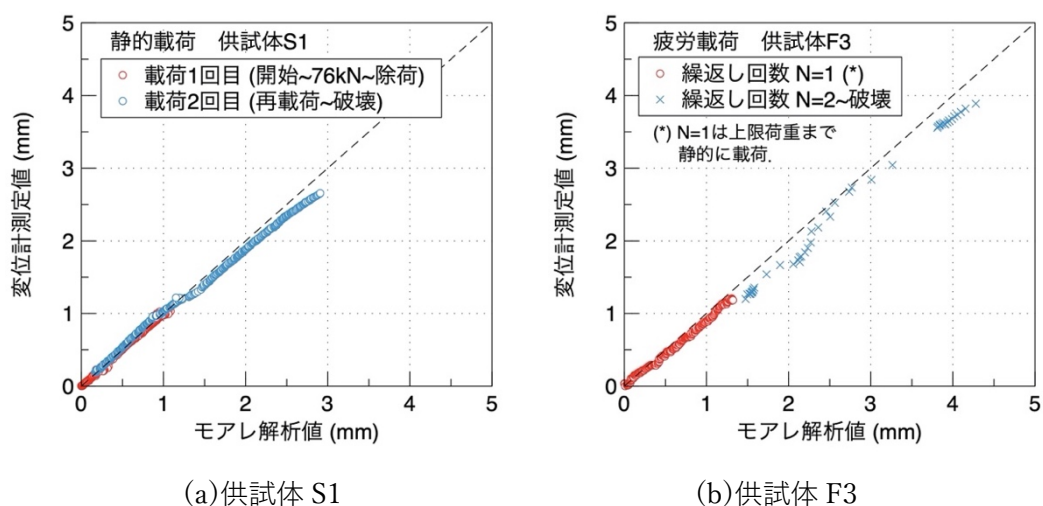


図-2.10 モアレ解析値と変位計測定値の比較

2-3-2 実験結果

2-3-2-1 終局荷重と疲労寿命

終局荷重および疲労寿命を表-2.4 に示す。すべての供試体で破壊形式はせん断圧縮破壊であった。静的载荷の終局荷重は、供試体 S1 で 133.7kN、供試体 S2 で 133.0kN、供試体 S3 で 95.6kN であり、静的耐力にはばらつきがあった。疲労载荷においては、疲労破壊を生じ

ると試験機に設定した上限荷重を供試体が受け持てなくなることから、疲労寿命を、上限荷重から 5.0kN を下回った時点とした。例えば、供試体 F3 では 80kN の上限荷重が与えられ、繰返し回数 95006 回で 75kN、95007 回で 69kN までしか載荷ができなかった。それゆえ、95005 回を疲労寿命とした。80kN で疲労載荷を行った供試体 F1 と供試体 F2 の疲労寿命はそれぞれ 45544 回、95505 回であった。一方、90kN で疲労載荷を行った供試体 F3 の疲労寿命は 51 回と非常に短かった。また、疲労載荷の途中で上限荷重を 90kN から 80kN に変えた荷重変動を行った供試体 FF1 は、90kN の疲労載荷を 231 回受けたのちに 80kN での疲労載荷を 5842 回受けている。疲労寿命にはばらつきがあることに加えて、疲労供試体の有する初期耐力も、静的供試体と同様にばらつきがあったと考えられる。松谷²⁻²⁰⁾は、本研究と同様の供試体を対象に、供試体 S1 から S3 の 3 体の静的載荷供試体の初期剛性に基づき、疲労載荷における N=1 の初期剛性から疲労供試体の初期耐力を予測している。初期耐力の予測値と、初期耐力に対する上限荷重の比 S を表-2.5 に示す。供試体 F2 は初期耐力が小さく、疲労上限荷重比が 77.5%と比較的大きいため、疲労寿命が短かったと考えられる。

表-2.5 実験疲労供試体の初期耐力と荷重比の予測値

供試体	疲労荷重 (kN)	予測される初期耐力 (kN)	荷重比 S (%)
F1	80	122.3	65.4
F2	90	116.2	77.5
F3	80	127.3	62.8
FF1	90→80	133.4	67.5→60.0
FF2	80→90	129.8	61.6→69.3
FF3	80→90	127.4	62.8→70.6

2-3-2-2 載荷点鉛直変位とせん断変形の変化

載荷点位置の鉛直変位とせん断変形量の変化に着目する。鉛直変位は写真-2.2 に示す領域番号 1 と領域番号 33 の平均値として算出した。また、せん断変形量は文献 2-21)の手法を参考に算出した。せん断スパンの四隅の領域である写真-2.2 の領域番号 1, 4, 25, 28 の各座標変化量からせん断ひずみを得ることで、図-2.11 と次式によって算出した。

$$\delta_s = \overline{\gamma_{xy}} a = \frac{\gamma_{xy1} + \gamma_{xy2}}{2} a \quad (\text{式 2.1})$$

ここで、

$$\gamma_{xy1} = (u_2 - u_1)/h + (v_4 - v_1)/a \quad (\text{式 2.2})$$

$$\gamma_{xy2} = -(u_4 - u_3)/h - (v_2 - v_3)/a \quad (\text{式 2.3})$$

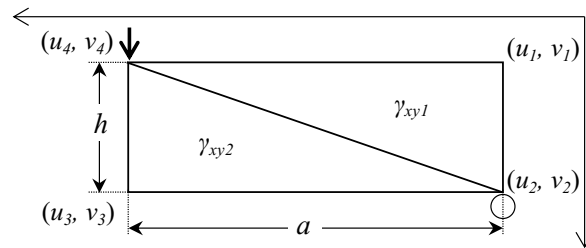
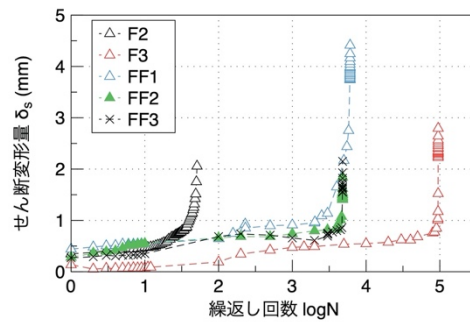
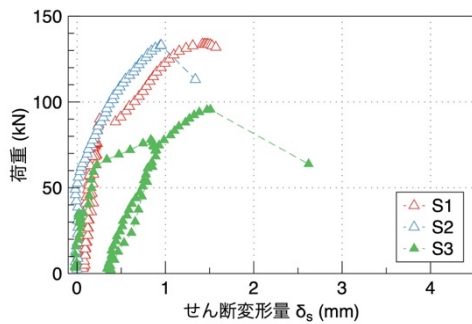
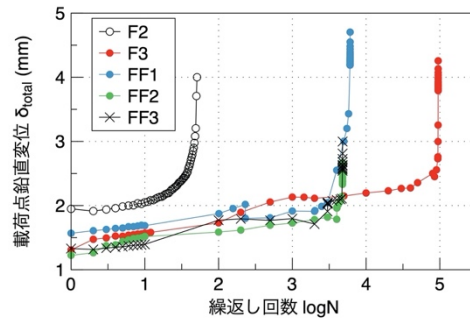
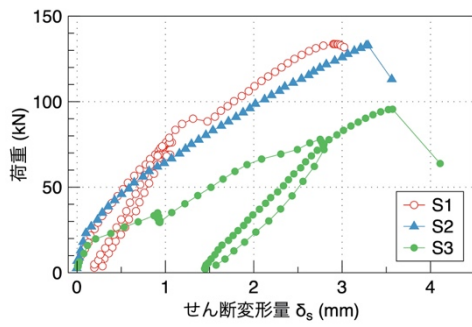


図-2.11 せん断変形の算出手法

載荷点の鉛直変位 δ_{total} を図-2.12に示す。図-2.12(a)は静的載荷供試体の荷重-変位関係、図-2.12(b)は疲労載荷供試体の繰返し回数-変位関係である。破壊時の鉛直変位は、静的破壊時が3.0mm~3.5mm、疲労破壊が2.7mm~4.7mmであった。疲労荷重を変動させた供試体では、荷重の変動時に鉛直変位に変化がある。すなわち、供試体FF1では $N=232$ ($\log N=2.36$)で90kNから80kNへの荷重変動があり、変動後に鉛直変位は低下している。供試体FF2と供試体FF3はそれぞれ $N=4012$ ($\log N=3.60$)、 $N=3011$ ($\log N=3.48$)で80kNから90kNの荷重変動があり、変動後に鉛直変位は増加している。図-2.12にはせん断変形 δ_s の変化も併せて示す。静的載荷供試体の斜めひび割れ発生荷重は供試体S1が87kN、供試体S2が約60kN、供試体S3が約66kNであり、斜めひび割れ発生後にせん断変形 δ_s が急増することがわかる。また、疲労載荷供試体は破壊の直前にせん断変形 δ_s が急増していることがわかる。

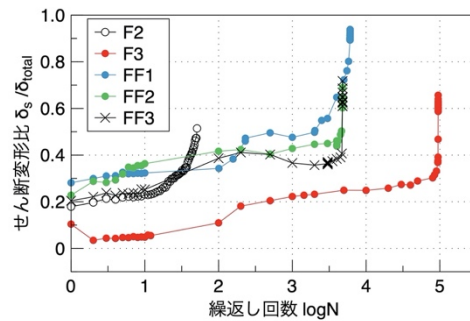
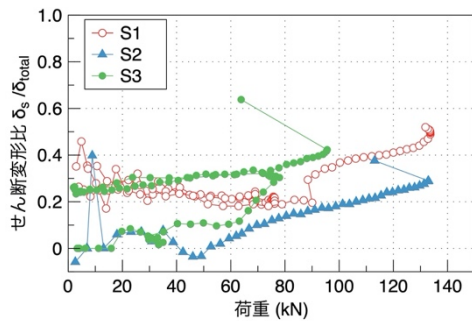
また、図-2.13に、鉛直変位 δ_{total} に対するせん断変形 δ_s の比、すなわちせん断変形比 δ_s/δ_{total} の変化を示す。図-2.13(a)の静的載荷の図では横軸に荷重をとっている。斜めひび割れ発生後にせん断変形比が急増し、最終的には0.3~0.5程度で破壊に至っていることがわかる。また、斜めひび割れの発生前から、供試体S1は0.2程度、供試体S3は0.1程度のせん断変形比が算出されているが、これは、荷重が小さい範囲では δ_{total} と δ_s の両方が小さい値で細かく変動しており、比として安定しなかったことによる。図-2.13(b)の疲労載荷の図では、横軸に繰返し回数の対数 $\log N$ をとっている。疲労載荷では、せん断変形比 δ_s/δ_{total} が0.2から0.4程度の値で安定する区間を経た後、破壊直前に急増して0.5~0.7程度で破壊に至っている。以上より、破壊時のせん断変形比は、静的破壊よりも疲労破壊のほうが大きいことがわかる。また、図-2.12(b)より、疲労破壊の直前には鉛直変位が急増しているが、この時に増加しているのは曲げ変形ではなく、主にせん断変形であると考えられる。



(a) 静的載荷の荷重-変位関係

(b) 疲労載荷の繰返し回数-変位関係

図-2.12 鉛直方向変位 δ_{total} とせん断変形量 δ_s の変化



(a) 静的載荷の荷重- δ_s/δ_{total} 関係

(b) 疲労載荷の繰返し回数- δ_s/δ_{total} 関係

図-2.13 鉛直変位に対するせん断変形比 δ_s/δ_{total} の変化

2-3-2-3 斜めひび割れ幅とずれの変化

斜めひび割れに沿った骨材の噛み合わせによるせん断抵抗について検討するため、文献 2-22)の手法に基づいて斜めひび割れ幅 ω (以下、 ω) とずれ量 δ (以下、 δ) を算出する。図 2-14 に示すように、斜めひび割れの測定箇所を挟むよう A, B, C の 3つの領域を設定し、A-B, A-C の 2方向の変位をモアレ解析により測定した。変形によって B \rightarrow B', C \rightarrow C'に移動した場合、A-B', A-C'の長さはそれぞれ l_1 から l'_1 , l_2 から l'_2 に変化し、その値は式 2.4 によって表される。この連立方程式を解くことで ω と δ を求める式 2.5 と式 2.6 が得られる。

$$\begin{cases} l'_1 = l_1 + \omega \sin \theta_1 + \delta \cos \theta_1 \\ l'_2 = l_2 + \omega \sin \theta_2 + \delta \cos \theta_2 \end{cases} \quad (\text{式 2.4})$$

$$\omega = \frac{(l'_1 - l_1) \cos \theta_2 - (l'_2 - l_2) \cos \theta_1}{\sin \theta_1 \cos \theta_2 - \sin \theta_2 \cos \theta_1} \quad (\text{式 2.5})$$

$$\delta = \frac{(l'_1 - l_1) \sin \theta_2 - (l'_2 - l_2) \sin \theta_1}{\cos \theta_1 \sin \theta_2 - \cos \theta_2 \sin \theta_1} \quad (\text{式 2.6})$$

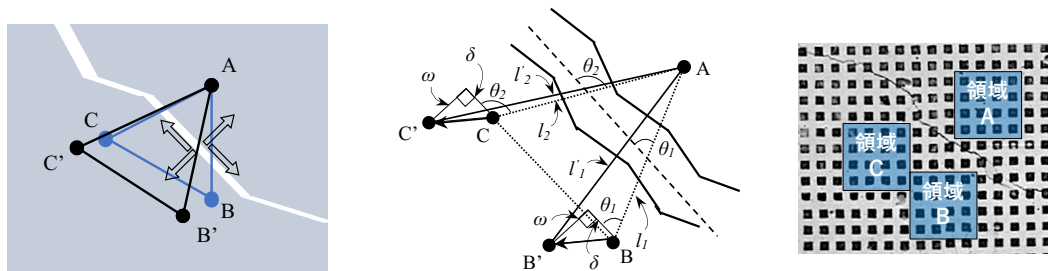
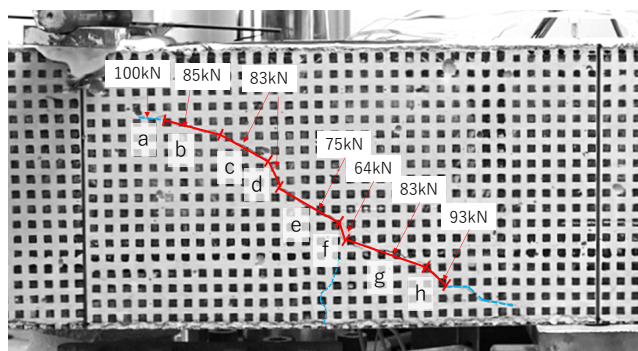
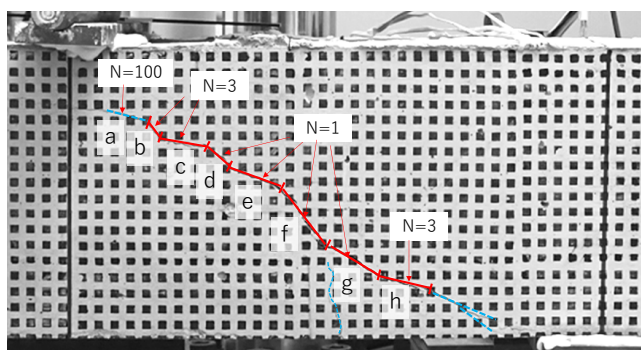


図-2.14 ひび割れ幅とずれ量の測定手法

本研究では、写真-2.3 に示すように、斜めひび割れを異なる角度と長さを持つ多直線として扱うこととした。これ以降、静的载荷を行った供試体 S2 と疲労载荷を行った供試体 FF2 の 2 体に着目して斜めひび割れの検討を行う。この 2 体を選出した理由は、斜めひび割れに基づくせん断抵抗に関する検討を詳細に行うため、写真-2.2 における領域 34, 35, 36 のモアレのプリントを有する打設 B グループであることと、4 つのひずみゲージが破壊直前まで測定可能であったことによる。写真-2.3 のように、ひび割れ測定箇所を上から順に a~h の文字を割り振った。それぞれの箇所に対して、ひび割れを挟むように A, B, C の 3 つの領域を設定し、式 2.4, 式 2.5, 式 2.6 によって ω と δ を算出した。各ひび割れの長さや主鉄筋に対する角度を表-2.6 に示す。また、写真-2.3 に青色の波線で、圧縮部に水平に進展したひび割れ箇所 a, 主鉄筋より下部に位置する斜めひび割れ、破壊時に支配的とならなかった曲げせん断ひび割れを示している。これらの青色の破線のひび割れ箇所は、骨材の噛み合わせによるせん断抵抗を受け持っていないと考えられるため、これ以降は赤色で示す斜めひび割れ箇所 b~h のみを対象に、せん断伝達応力に関する検討を行う。



(a) 静的荷供試体 S2



(b) 疲労荷供試体 FF2

写真-2.3 斜めひび割れ測定箇所

表-2.6 各ひび割れ箇所の長さや角度

供試体	ひび割れ箇所	発生荷重 (kN)	長さ (mm)	角度 (°)	供試体	ひび割れ箇所	発生時繰返し回数	長さ (mm)	角度 (°)
S2	a	100	15.9	6	FF2	a	100回	25.8	11
	b	85	37.2	15		b	3回	16.5	48
	c	83	35.2	30		c	3回	29.8	10
	d	83	16.8	64		d	1回	17.4	41
	e	75	45.6	30		e	1回	29.5	20
	f	64	13.6	70		f	1回	46.5	50
	g	83	51.2	17		g	1回	35.9	30
	h	93	18.1	42		h	3回	29.6	16

算出した斜めひび割れ幅 ω とずれ量 δ の関係 ($\omega - \delta$ 関係) を図-2.15 に示す。なお、 ω が 0.05mm 以上をひび割れと定義して描く。図-2.15(a)と(b)を比較すると、疲労荷供試体 FF2 のほうが ω 、 δ ともに大きい値で破壊に至っている。また、斜めひび割れの下部に位置するひび割れ箇所 g や h では ω が δ を大きく上回っている。図-2.15(b)の供試体 FF2 に着目すると、 ω と δ が同程度の大きさである状態から、疲労荷が進むことで徐々に ω が δ を上回っている。一般に、骨材の噛み合わせによるせん断伝達力は、ひび割れのずれ量が大き

いほど大きくなるが、ひび割れ幅が大きくなりすぎればその効果は低下する²⁻²³⁾。このため、せん断伝達の効果を考える際には、ひび割れのずれ量とともに、ひび割れ幅の絶対値を考慮に入れる必要がある。

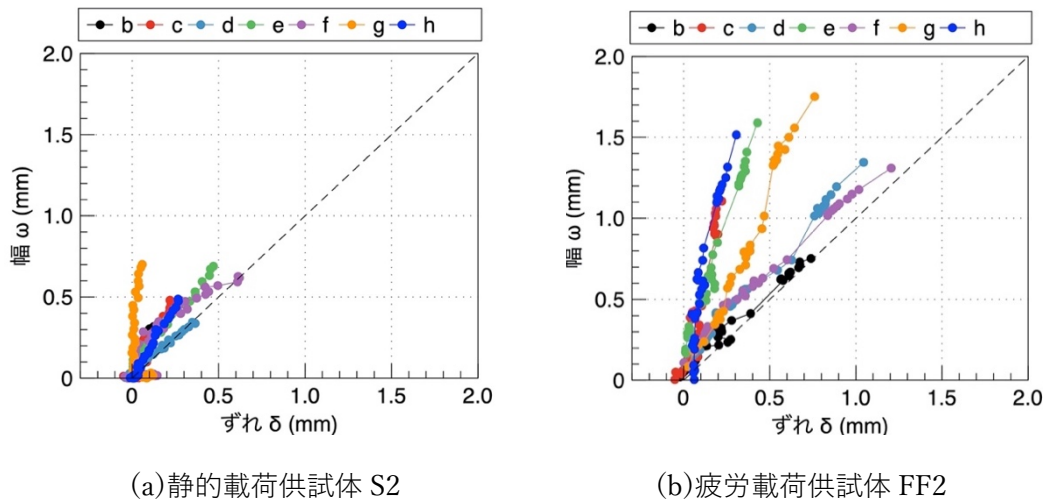


図-2.15 斜めひび割れ幅 ω とずれ量 δ の関係 ($\omega - \delta$ 関係)

2-3-3 ひび割れ情報を用いたせん断伝達力評価

2-3-3-1 評価に用いたモデル

ひび割れ幅とずれ量からせん断伝達力を算出する複数のモデルを用い、実験におけるせん断伝達力の評価を行う。本研究では、ひび割れ幅とずれ量の载荷履歴を考慮可能なせん断伝達モデルとして、Walravenらのモデル²⁻²³⁾（以下、Walravenモデル）、Bujadhamらのモデル²⁻²⁴⁾（以下、Bujadhamモデル）、李らのモデル²⁻²⁵⁾（以下、李モデル）の3つに対して感度解析を行ったのち、実験におけるひび割れ幅-ずれ量の関係 ($\omega - \delta$ 関係) をひび割れデータとして与え、静的载荷および疲労载荷におけるせん断伝達応力を算出する。Walravenモデルはひび割れ面を半径が異なる球状の骨材の集合としてモデル化し、ひび割れ平面における骨材とモルタルの交差面積を骨材寸法・ひび割れ幅・ずれ量の関数として算出し、塑性と摩擦則を与えて応力伝達構成式を導出している。李モデルは、ひび割れ面の幾何学的性状を代表する接触密度関数と、接触面の応力状態と履歴依存性を代表する弾塑性モデルを導入することで、応力伝達の構成式を導出している。Bujadhamモデルは李モデルを発展させたものであり、接触点での摩擦、異方性、破壊をひび割れ面の接触点近傍の変形モデルとして導入し、より広い適用範囲での高精度化を図っている。

まず、3つのモデルに対して感度解析を行った。図-2.16に、一定のひび割れ幅 ω に対してずれ量 δ を変化させた場合のせん断伝達応力 τ （以下、 τ ）の計算値を示す。いずれのモデルでも、同じ δ に対しては、 ω が大きいほど τ は小さく算出される。また、 $\omega > \delta$ の区間では下

に凸, $\omega < \delta$ の区間では上に凸となり, ω が大きいほど τ が増加しにくくなる. ω が 0.1mm と非常に小さい場合は 3 つのモデルでほとんど差は見られないが, ω が 0.5mm 以上の範囲では, ω が大きいほど τ が小さいという傾向が Walraven モデルで最も顕著であった. なお, 全体として Bujadham モデルは Walraven モデルより τ が大きく算出されているが, Bujadham モデルは $\omega - \delta$ 関係の形状, すなわち, ひび割れの経路を考慮するモデルであるため, 2 つのモデルで算出される値を単純に比較できないことに注意する必要がある.

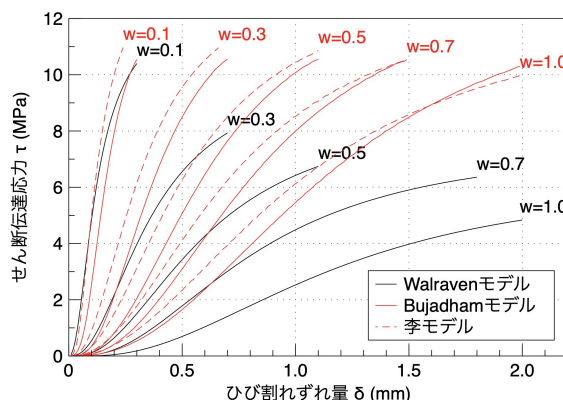


図-2.16 セン断伝達モデルの感度解析 (ひび割れ幅一定の場合)

続いて, ω と δ が同時に増加する場合について検討する. 今回の実験結果の値に近い $\omega - \delta$ 関係として図-2.17(a)に示す経路(A), (B), (C)の3つのひび割れデータを与え, その計算値を図-2.17(b), (c)に示す. Walraven モデルは経路(B), (C)のうち, ω がごく小さい値をとる区間では τ が大きい, ω と δ の絶対値がともに増加すると τ は低下していく. Bujadham モデルではどの経路でも小さい τ から徐々に増加し, ある値に収束していくという傾向がみられた. また, $\omega - \delta$ 関係が同じ傾きをもつ経路(A)と(B)を比較すると, Walraven モデルと Bujadham モデルの両方で, ω の大きい経路(A)の方が τ は小さく, ω と δ の絶対値が増えるとその差は縮まっている. 一方で, 李モデルでは ω が小さい範囲で τ が大きく算出され, その後, ω が増加してもほとんど τ は低下せず, ω の絶対値が増加することで τ が低下する影響を十分考慮できていないと考えられる. 以上より, 李モデルは ω と δ が同時に増加する今回の実験結果の評価には適していないと考え, 以降, 李モデルを除いた Walraven モデルと Bujadham モデルの2つのせん断伝達モデルを実験結果に適用し, 両方の結果について検討を行う.

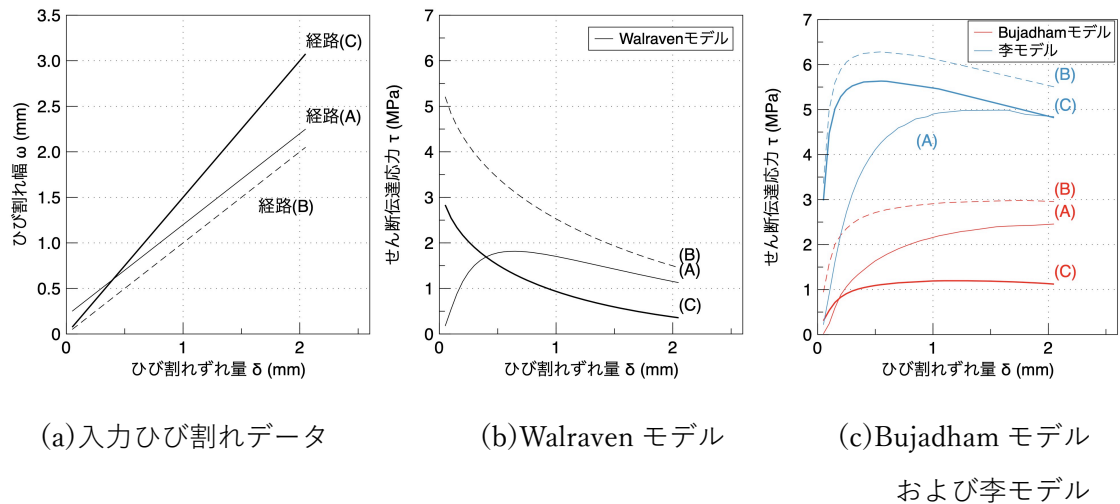
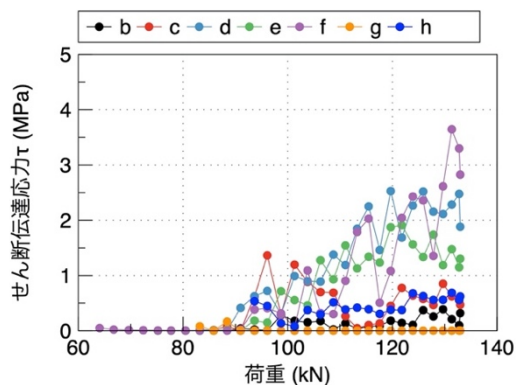


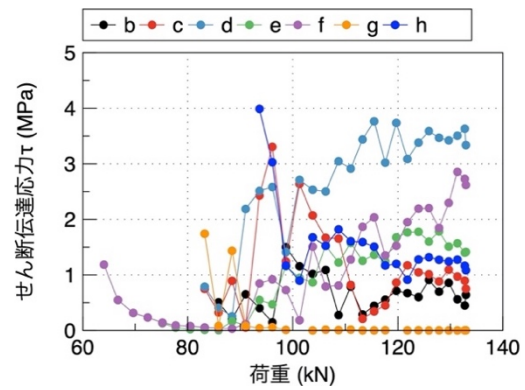
図-2.17 せん断伝達モデルの感度解析（ひび割れ幅とずれ量が増加する場合）

2-3-3-2 せん断伝達応力の比較

静的荷重供試体 S2 の τ の荷重増加に伴う変化を図-2.18 に示す。供試体 S2 では、Bujadham モデル、Walraven モデルのいずれのモデルでも、荷重の増加とともに τ は増加する。特にずれ量 δ が大きいひび割れ箇所 d や f で大きな τ が算出され、破壊時は 2.5~3.5MPa であった。疲労荷重供試体 FF2 における τ の繰返し回数増加に伴う変化を図-2.19 に示す。供試体 FF2 ではひび割れ箇所 b, d, f で比較的 τ が大きく、疲労荷重を 80kN から 90kN に上げた 4012 回以降に緩やかに増加する。破壊直前には Walraven モデルではやや低下したが、Bujadham モデルではほぼ一定であり、疲労破壊時の τ は最大で 2.5MPa 程度で静的破壊時よりもやや小さかった。なお、ひび割れ箇所 b では繰返し回数 1000 回、2000 回で特に大きい τ が算出されているが、これはずれ量 δ が大きいためである。また、疲労破壊に伴う大きなせん断伝達応力の変化はみられなかった。一般に、せん断伝達応力 τ はひび割れ幅 ω の増加に伴い低下し、また、ずれ量 δ の増加に伴い増加することがわかっている。図-2.15(b)に示すように、疲労荷重供試体 FF2 では、繰返し回数の増加に伴ってひび割れ幅 ω とずれ量 δ の両方が増加していることで、結果として、せん断伝達応力には大きな変化が生じないと考えられる。

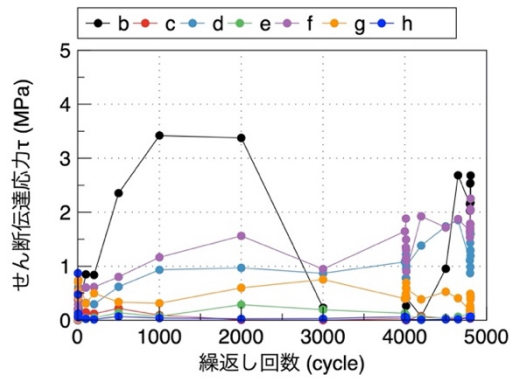


(a) Bujadham モデル

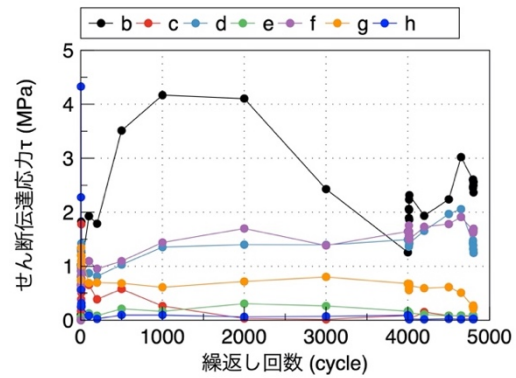


(b) Walraven モデル

図-2.18 静的载荷供試体 S2 のせん断伝達応力



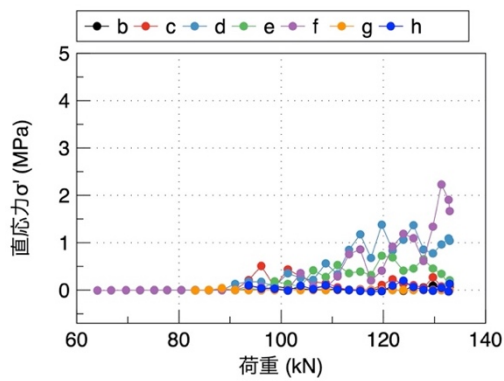
(a) Bujadham モデル



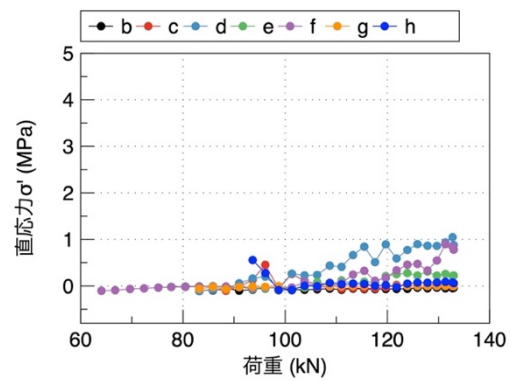
(b) Walraven モデル

図-2.19 疲労载荷供試体 FF2 のせん断伝達応力

また、静的载荷供試体 S2、疲労载荷供試体 FF2 における斜めひび割れ面に垂直な方向の圧縮直応力 σ' (以下、 σ') を図-2.20、図-2.21 に示す。供試体 S2 は破壊時の σ' が最も大きく、ひび割れ箇所 d や f で 1~2MPa であった。供試体 FF2 では、せん断伝達応力と同様に繰返し回数 1000 回、2000 回時のひび割れ箇所 b が大きく、疲労破壊時にはひび割れ箇所 b, d, f で最大値が 1~1.5MPa であった。また、ほとんどのひび割れ箇所でも 1MPa 未満であり、斜めひび割れ面では直応力よりもせん断応力のほうが大きかった。

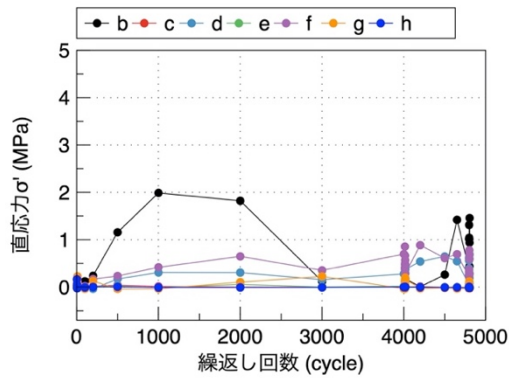


(a)Bujadham モデル

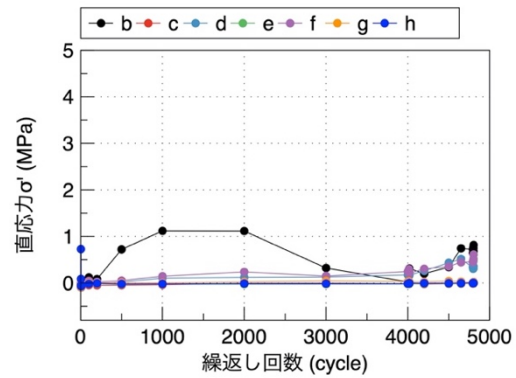


(b)Walraven モデル

図-2.20 静的载荷供試体 S2 の斜めひび割れ面の直応力



(a)Bujadham モデル



(b)Walraven モデル

図-2.21 疲労载荷供試体 FF2 の斜めひび割れ面の圧縮直応力

2-3-4 せん断抵抗成分の変化に関する検討

2-3-4-1 骨材の噛み合わせによるせん断抵抗成分の変化

前節で算出したせん断伝達力に基づき、骨材の噛み合わせによるせん断抵抗成分 V_{ag} を算出する。 V_{ag} は、図-2.22 に示すように、斜めひび割れ面に沿ったせん断伝達応力 τ と斜めひび割れ面に垂直な方向の直応力 σ' の鉛直方向成分を、表-2.6 に示したひび割れ角度 θ に基づき合成し、ひび割れ長さ L と梁の幅 b を乗じることで、次式のように表される。また、 V_{ag} 同様に、骨材の噛み合わせによる水平方向の圧縮抵抗 C_{ag} も算出できる。

$$V_{ag} = \sum V_{ag,i} = \sum (\tau_i \sin \theta_i - \sigma'_i \cos \theta_i) L_i b \quad (\text{式 2.7})$$

$$C_{ag} = \sum C_{ag,i} = \sum (\tau_i \cos \theta_i + \sigma'_i \sin \theta_i) L_i b \quad (\text{式 2.8})$$

ここで、

$V_{ag,i}$: i 番目のひび割れ箇所のせん断抵抗

- $C_{ag,i}$: i 番目のひび割れ箇所の水平方向の圧縮抵抗
- τ_i : i 番目のひび割れ箇所のせん断伝達応力
- σ'_i : i 番目のひび割れ箇所のひび割れ面に垂直な方向の圧縮直応力
- θ_i : i 番目のひび割れ箇所のひび割れ角度
- L_i : i 番目のひび割れ箇所のひび割れ長さ
- b : 梁の幅, である.

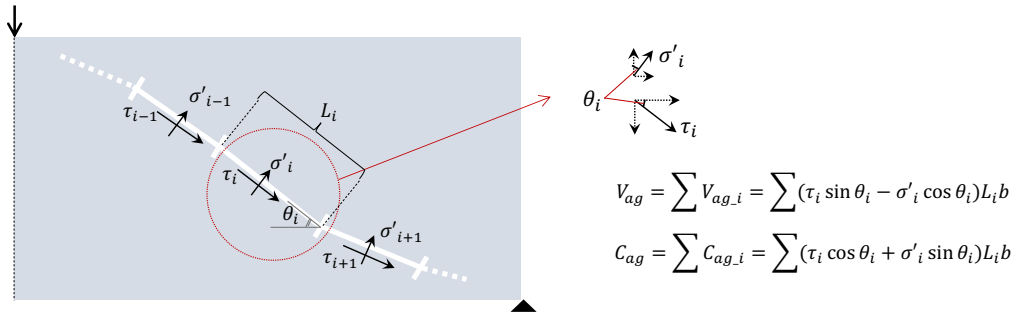
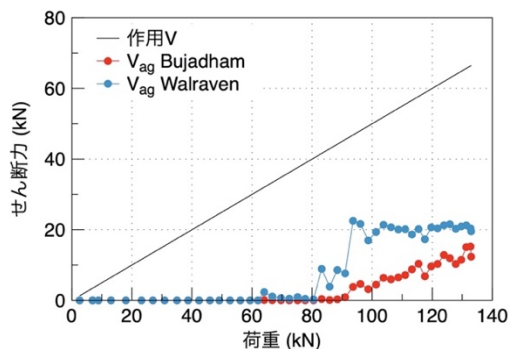
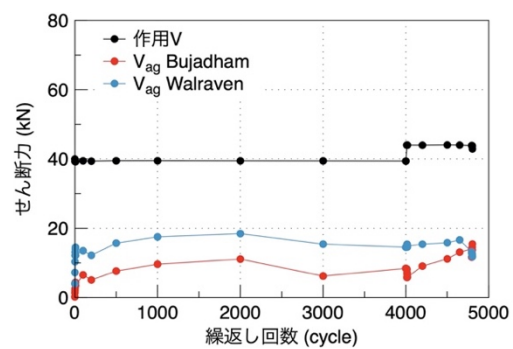


図-2.22 斜めひび割れ面に沿った骨材の噛み合わせによる抵抗の算出方法

静的荷重供試体 S2 における骨材の噛み合わせによるせん断抵抗成分 V_{ag} の荷重増加に伴う変化を図-2.23(a)に示す。また、疲労荷重供試体 FF2 における V_{ag} の繰返し回数増加に伴う変化を図-2.23(b)に示す。静的破壊時の V_{ag} は Bujadham モデルで 15kN, Walraven モデルで 20kN であり, 作用 V に占める V_{ag} の割合は 2 割から 3 割であった。疲労破壊時の V_{ag} は Bujadham モデルで 15kN, Walraven モデルで 12kN で, 作用 V に占める割合は 3 割前後であり, 静的破壊と疲労破壊で大きな差異は見られなかった。また, 疲労荷重に着目を見ると, 荷重開始から疲労破壊に至るまで, Bujadham モデルの場合は 15kN 程度, Walraven モデルの場合は 10kN 程度でほとんど一定のまま繰返し回数が増加しており, 梁の変形やひび割れ幅が増大する疲労破壊の直前にも, V_{ag} には大きな変化が見られなかった。



(a)静的荷重供試体 S2



(b)疲労荷重供試体 FF2

図-2.23 骨材の噛み合わせによるせん断抵抗成分の変化

太田による研究²⁻²⁶⁾では、正負交番载荷の荷重を受ける RC 柱は、斜めひび割れが発生しないような小さい荷重を受ける場合でも、繰返し载荷の影響で斜めひび割れが発生・発達して、せん断耐力や靱性が著しく低下することがわかっている。これは、正負交番の繰返し载荷によって曲げひび割れ幅の拡大とせん断伝達の劣化が生じるためと考えられる。その一方で、片振り载荷の荷重を受ける場合には繰返し载荷の影響は小さく、静的単調载荷と近い変形挙動を示すことがわかっている^{2-26), 2-27)}。また、Gebreyouhannes ら²⁻²⁸⁾は、単一ひび割れを有する RC 供試体を対象に、正負交番および片振りとなるひび割れずれ量を与えるせん断伝達疲労試験を行い、正負交番に比べて片振りの場合はせん断伝達の疲労による損傷は非常に小さいことを示している。ここで、疲労载荷供試体 FF2 の繰返し载荷は鉛直方向に片振りの荷重であり、また、斜めひび割れのずれ量についても、上限荷重時と下限荷重時でいずれも正の値の片振り载荷である。それゆえ、骨材の噛み合わせによるせん断抵抗 V_{ag} は繰返し载荷による疲労損傷を受けず、図-2.23(b)のように、ほぼ一定の値となったと考えられる。

さらに、前川ら^{2-12), 2-28)}は単一ひび割れ面を有する幅 150mm、高さ 280mm の鉄筋コンクリート供試体に片振りの高サイクルせん断伝達疲労試験を行った結果から、ひび割れ幅に対するひび割れずれ量の比 δ/ω の増分の関数としてせん断伝達剛性の低下率を次式で表すとともに、その関係を図-2.24 のように報告している。

$$\tau = X \cdot \tau_{or}(\delta, \omega) \quad \text{(式 2.9)}$$

$$X = 1 - \frac{1}{10} \log_{10} \left\{ 1 + \int \left| d \left(\frac{\delta}{\omega} \right) \right| \right\}, \geq 0.1 \quad \text{(式 2.10)}$$

ここで、

- τ_{or} : 接触密度モデルによるせん断伝達応力
- X : せん断伝達の剛性低下を表す疲労修正係数、である。

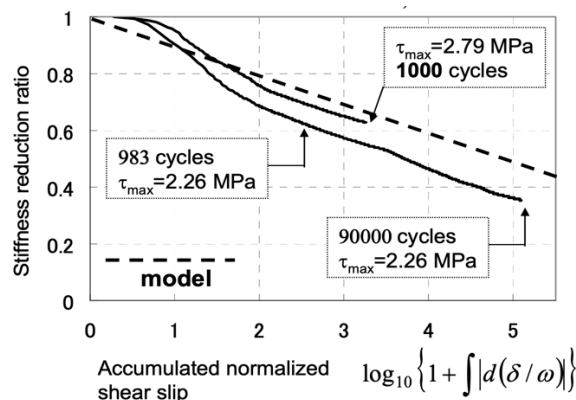


図-2.24 前川らの実験によるせん断伝達剛性低下率²⁻¹²⁾

ここで、図-2.24 の横軸となっている $\log_{10} \left\{ 1 + f \left| d \left(\frac{\delta}{\omega} \right) \right| \right\}$ の値を疲労载荷供試体 FF2 の各ひび割れについて計算すると、疲労破壊時の値は最大で 0.36 であった。したがって、図-2.24 から読み取れるせん断伝達剛性の低下率は 1.0 であり、せん断伝達剛性は全く低下していない領域であることがわかる。

以上より、疲労载荷供試体 FF2 では骨材の噛み合わせによるせん断抵抗は繰返し回数の増加によって低下はしていないとして進めた本論文の検討方法は正しいと考えられる。

2-3-4-2 圧縮部コンクリートによるせん断抵抗成分の変化

ここで、せん断抵抗成分の分担割合について考える。図-2.25 に示すような斜めひび割れ面を考えると、せん断抵抗は圧縮部コンクリートによる抵抗 V_{com} 、骨材の噛み合わせによる抵抗 V_{ag} 、ダウエル作用による抵抗 V_d からなる。作用せん断力を V とすると、斜めひび割れ面に沿った鉛直方向の釣り合いは次式で表される。

$$V = V_{com} + V_{ag} + V_d \quad (\text{式 2.11})$$

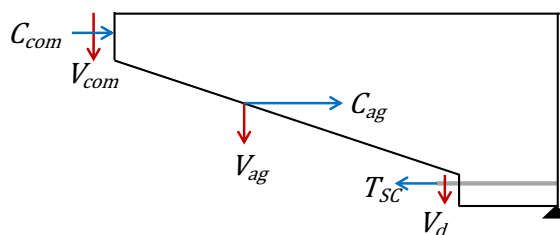


図-2.25 斜めひび割れ面におけるせん断抵抗成分

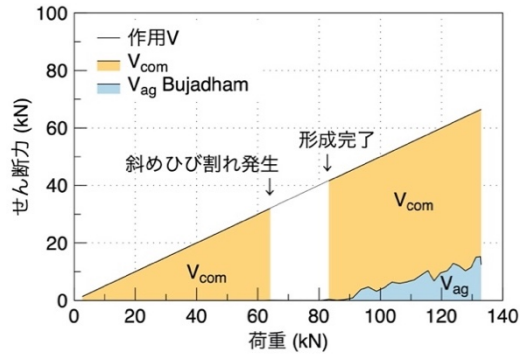
ダウエル作用は鉄筋が鉛直方向のせん断力に抵抗する作用を表すものであり、せん断破壊の終局時に軸方向鉄筋に沿った水平ひび割れや割裂破壊を伴う破壊形式の場合、ダウエル作用がかぶりコンクリートを直接的に割り裂く作用をもつ。徳田ら²⁻²⁹⁾は、人工の斜めひび割れを導入した RC 梁の供試体の軸方向鉄筋にダウエル力と引張力を作用させた実験を行った結果から、軸方向鉄筋の引張力の増加とともにダウエル力は増加し、軸方向鉄筋に沿った水平ひび割れが発生した時のダウエル力が 1~4kN 程度であることを報告している。また、水平ひび割れの発生後、载荷を継続してもダウエル力は最大で 6kN 程度であると示している。本実験では、破壊時に割裂破壊は生じておらず、水平ひび割れも確認できなかったことから、ダウエル作用による抵抗 V_d は無視できるほど小さいと考えた。したがって、式 2.11 からダウエル作用による抵抗 V_d を削除することで、斜めひび割れ面に沿った鉛直方向の釣り合いは次式で表される。

$$V = V_{com} + V_{ag} \quad (\text{式 2.12})$$

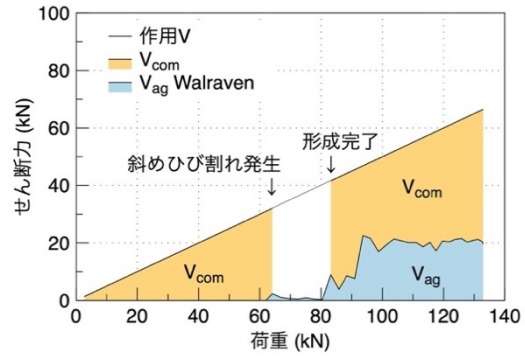
式 2.7 により V_{ag} を算出し、その結果を用いて式 2.12 により V_{com} を算出すると、静的荷重供試体 S2 と疲労荷重供試体 FF2 の作用 V に占める V_{ag} と V_{com} の変化は、それぞれ図-2.26 と図-2.27 のように表される。図-2.26 に示すように、静的荷重では斜めひび割れ発生荷重まではすべての作用せん断力を V_{com} で受け持つ。その後、斜めひび割れが高さ方向の中央付近に発生し、静的荷重の増加、もしくは繰返し回数の増加により、上下へと進展する。斜めひび割れが完全に形成されるまでは、 V_{ag} と V_{com} によるせん断抵抗機構が形成される過程の遷移期が存在し、荷重点直下の圧縮域から斜めひび割れの先端までのひび割れの無い領域でいくらかのせん断抵抗を受け持っていると考えられる。そのため、図-2.26 では、斜めひび割れ発生から形成完了までの区間の V_{ag} と V_{com} の分担割合を求めることができず、それらは描かれていない。

図-2.27 より、疲労荷重における V_{ag} は繰返し回数の増加による大きな変化や破壊直前の変化が確認できない。これは、疲労荷重中に斜めひび割れの幅とずれ量の両方が増加することで、 V_{ag} の増加と低下の影響を打ち消し合い、結果として一定となっているためと考えられる。ただし、 V_{ag} が一定の区間でも、斜めひび割れ幅とずれ量が増加することで図-2.13(b)に示すようにせん断変形は増大している。すなわち、疲労荷重においてせん断変形が増大している区間でも、せん断抵抗の分担割合には大きな変化がみられず、せん断変形とせん断抵抗の分担割合の挙動には関連性が見られない。

疲労による骨材の噛み合わせの損失が生じないと考えるならば、せん断圧縮破壊を決定づけるせん断抵抗機構の変化として、圧縮部コンクリートの疲労に着目する必要がある。斜めひび割れによって梁にはタイドアーチが形成されていると考えられ、圧縮部コンクリートには水平方向の圧縮力 C_{com} が作用しており、疲労荷重によって圧縮疲労の応力状態にあると考えられる。また、圧縮部コンクリートのせん断応力については、図-2.27 より、上限荷重時の圧縮部コンクリートのせん断抵抗 V_{com} に大きな変化は確認できない。そこで、上限荷重時の変化だけでなく、下限荷重時にも着目する必要があると考えた。それゆえ、疲労における上限荷重時と下限荷重時の圧縮部コンクリートの V_{com} と C_{com} に着目して、圧縮応力およびせん断応力の応力振幅の検討を行う。

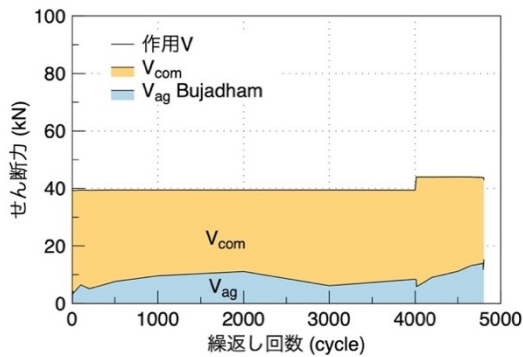


(a) Bujadham モデル

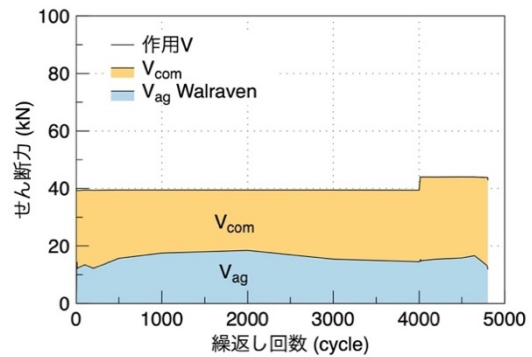


(b) Walraven モデル

図-2.26 静的載荷供試体 S2 のせん断抵抗成分の変化



(a) Bujadham モデル



(b) Walraven モデル

図-2.27 疲労載荷供試体 FF2 のせん断抵抗成分の変化

なお、ここで、式 2.12 により算出した V_{com} の値の妥当性を次のように確認する。図-2.28 に示すように、斜めひび割れと鉄筋の交差位置を中心としたモーメントの釣り合いは次式で表される。

$$C_{com} h_c + \sum C_{ag_i} h_{ag_i} = V_{com} l_c + \sum V_{ag_i} l_{ag_i} + \frac{P}{2} l_s \quad (\text{式 2.13})$$

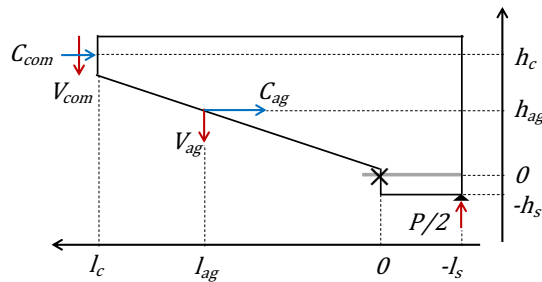
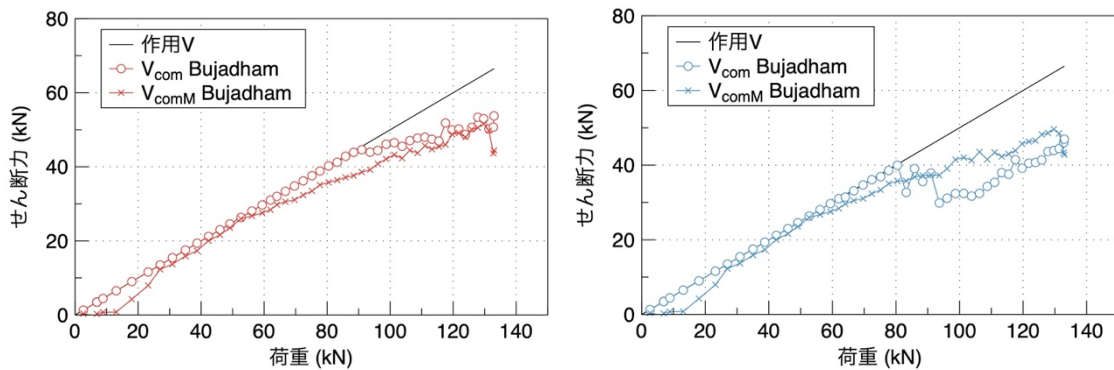


図-2.28 斜めひび割れと鉄筋の交差位置を中心としたモーメントの釣り合い

圧縮部コンクリートによるせん断抵抗 V_{com} を未知数として、式 2.13 から V_{com} を求める。区別のため、式 2.13 により算出した圧縮部のコンクリートによるせん断抵抗を V_{com_M} 、式 2.12 により算出した圧縮部のコンクリートによるせん断抵抗を V_{com} とする。静的荷重供試体 S2 の V_{com_M} と V_{com} の関係を図-2.29 に示す。なお、骨材の噛み合わせによるモーメントはひび割れ箇所 $b\sim h$ の V_{ag_i} 、 C_{ag_i} 、水平距離 h_{ag_i} 、鉛直距離 l_{ag_i} に応じてそれぞれ算出した。また、 C_{com} は、荷重点位置の断面のモーメント釣り合いより、荷重点位置の鉄筋引張力から算出した。 C_{com} の算出方法については 2-3-5-1 節で詳述する。図-2.29 より、Bujadham モデルを用いた場合は、斜めひび割れ発生直後の 64kN 付近では V_{com} が V_{com_M} を上回っているが、斜めひび割れが進展して圧縮部に到達する 94kN 以降はほとんど同程度の値となっている。 V_{com} と V_{com_M} が徐々に一致する理由として、斜めひび割れは梁の深さ方向の中央部にまず発生し、その後荷重が増加することで上下に進展し、アーチ機構を完全に形成することでせん断抵抗の釣り合い（式 2.12）が成立するようになるという過程を表していると考えられる。Walraven モデルでは、斜めひび割れ形成後の V_{com_M} が V_{com} を上回るが、静的破壊に近い 115kN 以降で V_{com} と V_{com_M} は近い値となっている。以上より、式 2.12 により算出した V_{com} の値の妥当性を確認できたと考える。



(a)Bujadham モデル

(b)Walraven モデル

図-2.29 静的荷重供試体 S2 の V_{com_M} と V_{com} の算出値の比較

2-3-5 圧縮部コンクリートの応力状態

2-3-5-1 荷重位置断面の中立軸と圧縮力

疲労における圧縮部コンクリートの上限荷重時と下限荷重時の圧縮応力とせん断応力の応力振幅について検討を行う。まず、圧縮部に作用する圧縮力と中立軸深さを求める。中立軸深さを考えるため、梁の荷重点位置におけるひずみ分布をモアレ解析により算出した。具体的には、写真-2.2 における領域 33 と 1、34 と 2 のように、梁の荷重点位置を挟むように計 16 領域を改めて設定し、深さ方向に 8 点の水平方向の直ひずみを算出した。8 点のひず

み分布から近似直線を与え、その切片を中立軸として算出した。静的荷重供試体 S2 の中立軸変化を図-2.30 に示す。中立軸深さは約 70mm から荷重増加とともに低下し、40mm まで低下した後、再び増加している。これは、荷重増加に伴い、最も圧縮応力の大きい上縁で圧縮軟化が生じたことで圧縮抵抗領域が減少し、これを補うために中立軸が再び増加するためと考えられる。

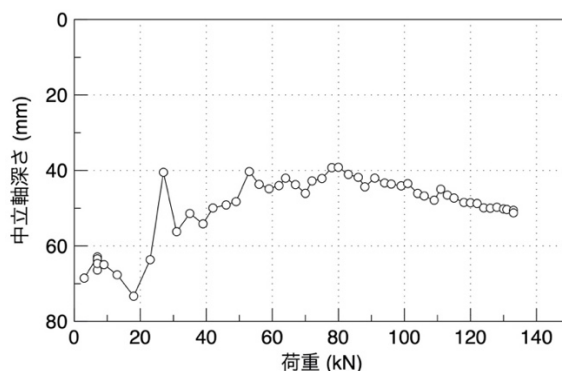


図-2.30 静的荷重供試体 S2 の中立軸変化

また、圧縮部のひずみ分布に応力ひずみ曲線を与えることで圧縮部の応力分布を図-2.31 のように算出した。なお、ここで与えた応力ひずみ関係は、供試体と同様のコンクリートを用いた無筋コンクリートのシリンダー圧縮試験の応力-ひずみ曲線の応力を圧縮強度で無次元し、3 次曲線で近似したものである。実験値と応力算出に用いた近似曲線を合わせて図-2.32 に示す。さらに、図-2.31 に示した応力を積分することで、各荷重における圧縮部に作用する水平方向の圧縮力を算出することができる。ここで、梁の荷重点位置の断面における圧縮力を C_{com} 、鉄筋の引張力を T_{LP} とすると、モーメントの釣り合いより、次式が成り立つ。

$$C_{com} = T_{LP} \quad (\text{式 2.14})$$

また、図-2.9 に示した鉄筋ひずみゲージの配置より、荷重点直下に位置する CH1 の鉄筋ひずみを ε_{CH1} とすると、梁の荷重点位置の断面における鉄筋引張力 T_{LP} は次式で表される。

$$T_{LP} = \varepsilon_{CH1} E_s A_s \quad (\text{式 2.15})$$

ここで、

- A_s : 鉄筋断面積
- E_s : 鉄筋の弾性係数, である.

圧縮部の応力分布から得た C_{com} と、式 2.15 から得た T_{LP} の関係を図-2.33 に示す。静的破壊の最大荷重時に C_{com} が T_{LP} を若干上回っていることを除き、式 2.14 が成立している。最大荷重時に C_{com} が T_{LP} を上回るのは、最大荷重時のコンクリート上縁の圧縮ひずみが約 3200μ であり、図-2.32 に示す実験で得た応力-ひずみ関係のポストピークを超えて軟化曲線を与えているためと考えられる。以上より、これ以降の検討では式 2.14 が成立すると考えて、圧縮部コンクリートに作用する圧縮力 C_{com} の値として鉄筋引張力 T_{LP} の値を用いる。

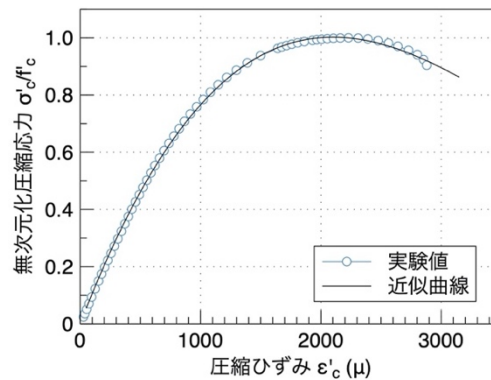
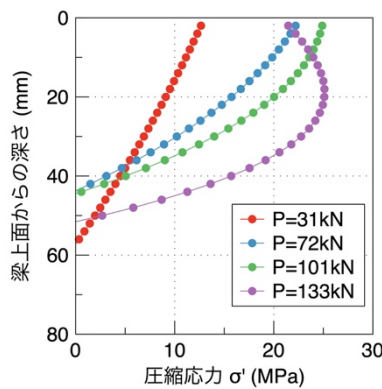


図-2.31 静的荷重供試体 S2 の応力分布変化 図-2.32 圧縮試験の無次元化圧縮応力-圧縮ひずみ関係

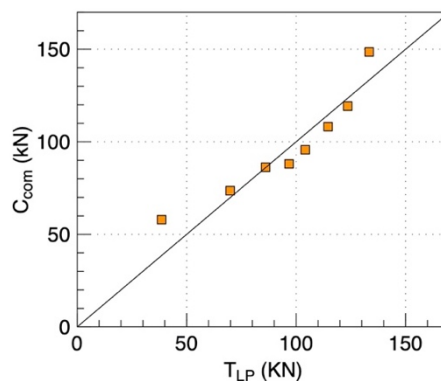


図-2.33 静的荷重供試体 S2 の荷重点位置の圧縮力 C_{com} と鉄筋引張力 T_{LP} の関係

また、疲労荷重供試体 FF2 についても同様の手法で中立軸と圧縮力を算出した。疲労荷重の中立軸変化を図-2.34 に、 C_{com} と T_{LP} の変化を図-2.35 に示す。疲労荷重 80kN を与えている $N=1$ から $N=4011$ の間、疲労荷重の T_{LP} はほとんど一定だが、 C_{com} は増減を繰り返している。中立軸深さの変化に着目すると、 $N=1$ の中立軸は 47mm であるが、 $N=100$ で 36mm まで低下した後、40mm から 50mm の範囲で増減を繰り返している。また、疲労破壊が近づく $N=4500$ 以降は 50mm 程度となる。この間、圧縮部コンクリートの弾性係数は疲労損傷

によって低下しており，鉄筋の引張力 T_{LP} に釣り合うために圧縮領域の広さが変動していると考えられる．さらに，上縁コンクリートと中立軸に近い位置のコンクリートでは弾性係数が異なると考えられ，圧縮域の中で局所的な変化が常に生じており，疲労载荷中に応力分布が刻々と変化していることが考えられる．

また，既往の研究により，一軸圧縮疲労試験では，弾性係数の低下とともに残留ひずみの増加も生じることがわかっているが^{2-4), 2-5)}，ひずみ分布の計算では残留ひずみと弾性ひずみを合わせたひずみ値を用いているため，この影響も無視できないと考えられる．すなわち，疲労载荷における圧縮応力分布を求める時に静的試験の応力ひずみ関係を適用しており，弾性係数の低下や残留ひずみの影響を考慮できていないため，図-2.35 では計算上 C_{com} が増減を生じているが，実際には式 2.14 が概ね成立していると考え，これ以降の検討を行う．

図-2.34 には下限荷重時の中立軸も破線で示している．下限荷重時は上限荷重時よりも中立軸深さは深い．疲労破壊の直前ではその大小関係が逆転しているが，実際には上限荷重時と下限荷重時ではほぼ同程度の中立軸深さであると考えられる．

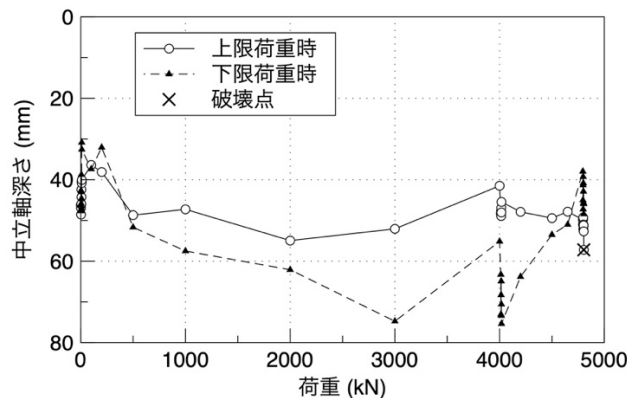


図-2.34 疲労载荷供試体 FF2 の中立軸変化

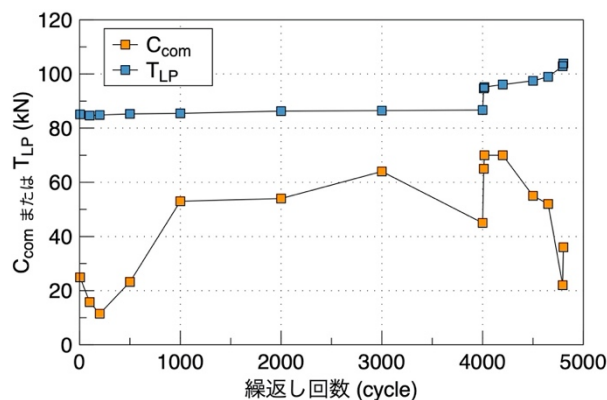


図-2.35 疲労载荷供試体 FF2 の载荷点位置の圧縮力 C_{com} と鉄筋引張力 T_{LP} の関係

疲労載荷における上限荷重時と下限荷重時の C_{com} の変化を図-2.36に示す。上限荷重時の C_{com} は、疲労荷重が80kNであるN=4011回まではほぼ一定であり、疲労荷重が90kNとなったN=4012回以降は徐々に増加している。また、下限荷重時にも20N程度の C_{com} が常に存在しており、圧縮部コンクリートには下限荷重時にも圧縮力が作用していることがわかる。

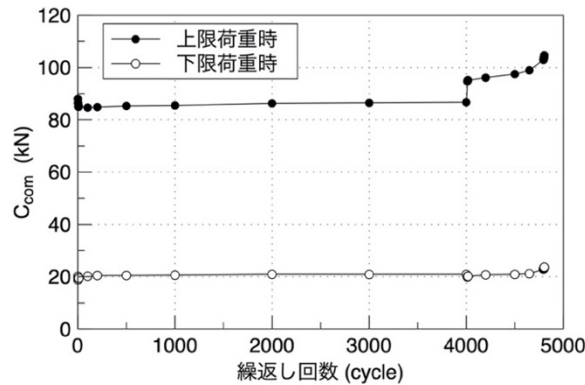


図-2.36 疲労載荷供試体 FF2 の上限荷重時と下限荷重時の圧縮力 C_{com}

2-3-5-2 圧縮部コンクリートの圧縮応力とせん断応力

疲労における上限荷重時と下限荷重時の圧縮部コンクリートの平均圧縮応力 $\overline{\sigma'_{com}}$ と平均せん断応力 $\overline{\tau_{com}}$ の応力振幅について検討を行う。圧縮部に作用する水平方向の平均圧縮応力とせん断応力は、次式で表される。

$$\overline{\sigma'_{com}} = \frac{C_{com}}{x_m b} \quad (\text{式 2.16})$$

$$\overline{\tau_{com}} = \frac{V_{com}}{x_m b} \quad (\text{式 2.17})$$

ここで、

- C_{com} : 圧縮部コンクリートに作用する圧縮力
- V_{com} : 圧縮部コンクリートに作用するせん断力
- x_m : 中立軸深さ
- b : 梁幅, である。

上限荷重時と下限荷重時の平均圧縮応力の変化を図-2.37に示す。疲労載荷中、圧縮部の平均圧縮応力は、上限荷重時に12MPa~14MPa程度、下限荷重時に3MPa~4MPaであるこ

とがわかる。この供試体のコンクリート圧縮強度は 27.4MPa であり、上限荷重時には、圧縮強度に対する応力比で 44%~51%の圧縮応力が生じている。上限荷重時の平均せん断応力の変化を図-2.38 に示す。上限荷重時で 3MPa~5MPa 程度の平均せん断応力が存在することがわかる。

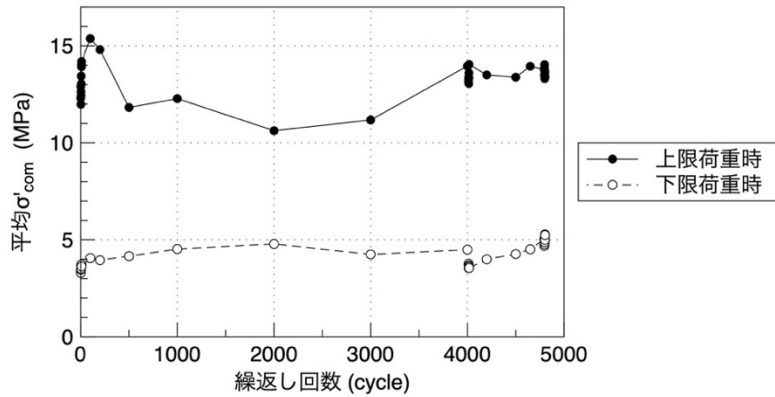


図-2.37 疲労荷重供試体 FF2 の上限荷重時と下限荷重時の平均圧縮応力の変化

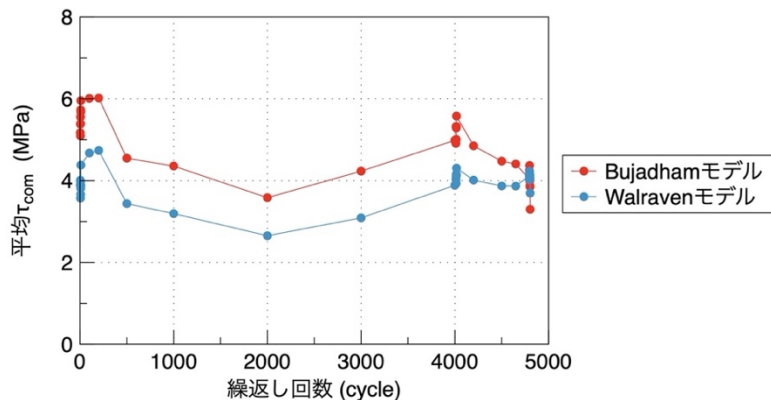


図-2.38 疲労荷重供試体 FF2 の上限荷重時の平均せん断応力の変化

図-2.38 には上限荷重時の平均せん断応力のみを示しているが、これは、疲労荷重における下限荷重時のせん断伝達評価に適用可能なモデルが存在せず、 V_{ag} と V_{com} を算出できないためである。本研究でせん断伝達モデルとして用いている Walraven モデル²⁻²³⁾では最大 2 度の荷重・除荷について、Bujadham モデル²⁻²⁴⁾では最大 4 度の荷重・除荷について検討を行っているが、いずれも疲労荷重における除荷時のせん断伝達応力の評価手法としては適用できないと考えられる。したがって、現時点では下限荷重時の平均せん断応力に定量的な評価を行うことはできず、下限荷重時の力の釣り合い等から間接的にその挙動を評価する必要がある。なお、上限荷重時のせん断伝達応力については、図-2.15 のひび割れ幅とずれ量の関係に示すように静的荷重と疲労荷重で同様の進展経路であるため、適用可能である。

ここで、圧縮部コンクリートのせん断疲労について検討するため、斜めひび割れ面の水平方向の力のつりあいから下限荷重時のせん断抵抗 V_{com} の挙動について検討する。 C_{ag} と V_{ag} はそれぞれ骨材の噛み合わせによる抵抗の水平方向成分(C_{ag})、鉛直方向成分(V_{ag})であり、増減の挙動が連動する。また、図-2.25 に示すように、斜めひび割れ面の水平方向の力のつりあいは次式で表される。

$$T_{SC} = C_{com} + C_{ag} \quad (\text{式 2.18})$$

式 2.14 より、

$$T_{SC} = T_{LP} + C_{ag} \quad (\text{式 2.19})$$

ここで、

- T_{SC} : 斜めひび割れと交差する位置の鉄筋引張力
- T_{LP} : 載荷点位置の鉄筋引張力、である。

式 2.19 より、斜めひび割れと交差する位置の鉄筋引張力 T_{SC} と載荷点位置の鉄筋の引張力 T_{LP} の差は、 C_{ag} 、ひいては V_{ag} の挙動を表すと考えられる。さらに、 V_{ag} がわかれば、斜めひび割れ面の鉛直方向の釣り合い式 2.12 より V_{com} を求めることができる。

写真-2.4 に疲労載荷供試体 FF2 の破壊時のひび割れ状況と 4 箇所の鉄筋ひずみゲージの配置を示す。斜めひび割れに近い CH3 と CH4 における鉄筋引張力 T_{CH3} 、 T_{CH4} と、載荷点位置の CH1 における鉄筋引張力 T_{CH1} ($=T_{LP}$) の変化を図-2.39 に示す。斜めひび割れが形成された N=100 以降も T_{CH4} はほとんど一定であり、破壊のごく直前まで T_{CH1} が T_{CH3} と T_{CH4} を上回っている。写真-2.4 に示すように、斜めひび割れと鉄筋のひずみゲージ CH4 の位置は約 40~80mm 離れているため、この計測値は斜めひび割れと交差する位置の鉄筋ひずみとは異なっており、鉄筋引張力 T_{SC} を得ることはできないと考えられる。

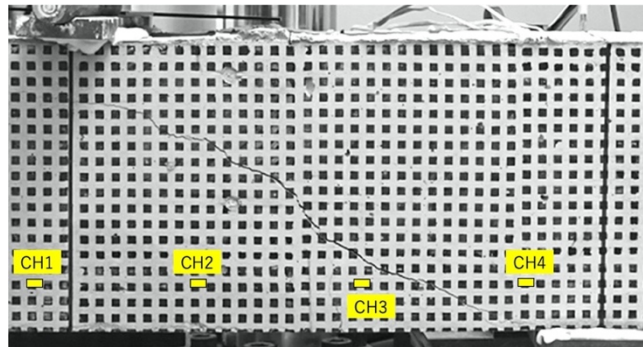


写真-2.4 供試体 FF2 の破壊時ひび割れ状況と鉄筋ひずみゲージの配置

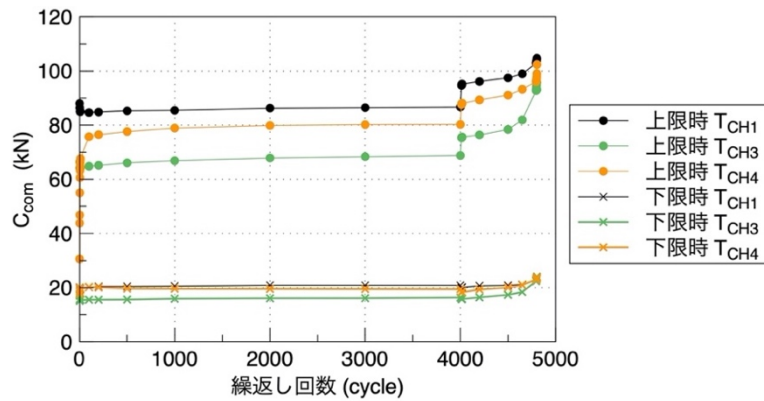


図-2.39 鉄筋引張力 T_{CH3} , T_{CH4} , T_{CH1} の変化

そこで、斜めひび割れと交差する位置の鉄筋引張力 T_{SC} の挙動を推測するために、主鉄筋位置のコンクリートの引張ひずみをモアレ解析により求めた。図-2.40に示すように、載荷点位置から斜めひび割れ位置までは軸方向に隣り合う2つの領域から直ひずみを算出し、斜めひび割れと鉄筋との交差位置では斜めひび割れを挟むように斜めに設定した2つの領域から直ひずみを算出した。図-2.40に測定位置と、上限荷重時の引張ひずみ分布を示す。N=1では載荷点付近の曲げひび割れ位置のD1, D2と、曲げせん断ひび割れ位置D4の引張ひずみが比較的大きい。その後、N=2000以降は斜めひび割れ位置D5, D6の引張ひずみが卓越していることがわかる。

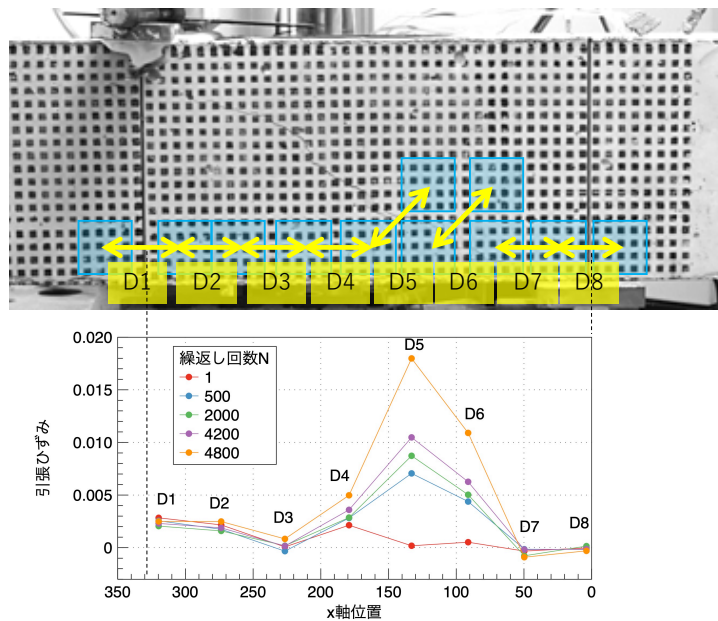


図-2.40 引張直ひずみの測定位置と上限荷重時の引張ひずみ分布

続いて、下限荷重時の D1, D5, D6 の引張ひずみの変化を図-2.41 に示す。N=10 時点では D1 が D5, D6 を上回っているが、斜めひび割れ領域が完全に形成された N=100 以降は D5, D6 の引張ひずみが D1 を大きく上回る。特に疲労破壊が近くなる N=4650 以降は、D1 は一定のまま、斜めひび割れ位置の D5, D6 だけが增大している。コンクリート表面のひび割れ幅と鉄筋の存在する深さのひび割れ幅は異なることが知られており、コンクリート表面に近いほどひび割れ幅は大きい^{2-30), 2-31)}。図-2.41 に示す引張ひずみ値は、コンクリート表面のひずみであるため、鉄筋の引張ひずみよりも大きいと考えられる。したがって、モアレ解析による引張ひずみ値を鉄筋の引張力 T_{SC} の算出には用いることはできないが、D1 が T_{LP} の変化を、D5 や D6 が T_{SC} の変化を示すと考えることで、下限荷重時の V_{ag} の増減の挙動を推察できる。

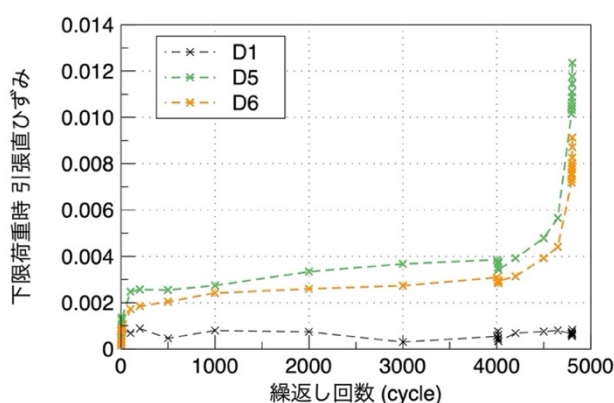


図-2.41 疲労荷重供試体 FF2 の下限荷重時の D1, D5, D6 の引張直ひずみの変化

疲労破壊時の圧縮部コンクリートの応力状態について整理する。図-2.41 の D1 が T_{LP} の挙動を表すとすれば、 $T_{LP} = C_{com}$ (式 2.14) より、下限荷重時の C_{com} は疲労破壊の直前もほとんど変化しない。また、D5 や D6 が T_{SC} の挙動を示すとすれば、下限荷重時の T_{SC} は疲労破壊の直前で急激に増加している。斜めひび割れ面の水平方向の釣り合い $T_{SC} = C_{com} + C_{ag}$ (式 2.18) を考えると、破壊直前で下限荷重時の T_{SC} が C_{com} を大きく上回ることで、 C_{ag} は増加していると考えられる。 C_{ag} と V_{ag} はそれぞれ骨材の噛み合わせの水平成分、鉛直成分であり、増減の挙動は一致するため、疲労破壊直前の下限荷重時の V_{ag} も増加していると考えられる。ここで、鉛直方向の釣り合い $V = V_{com} + V_{ag}$ (式 2.12) を考えると、作用 V は一定であるため、 V_{ag} が増加すれば V_{com} は減少すると考えられる。この場合、 $\overline{\tau}_{com} = \frac{V_{com}}{x_{mb}}$ (式 2.17) で得られる圧縮部コンクリートに生じる平均せん断応力 $\overline{\tau}_{com}$ も低下する。また、下限荷重時の作用 V は 2.5kN と小さく、 V_{ag} が大きく増加することで、 V_{com} と $\overline{\tau}_{com}$ は負の値をとる可能性も考えられる。

以上より、上限荷重時の平均せん断応力は疲労破壊が近づいてもほぼ一定だが、下限荷重

時には、平均せん断応力が大きく低下することで、せん断疲労の応力振幅が急激に大きくなり、コンクリートの圧縮疲労寿命を大幅に短くしていると考えられる。すなわち、せん断補強筋を持たない RC 梁のせん断圧縮破壊は、圧縮部コンクリートに圧縮疲労とせん断疲労の両方が作用することで、多軸の作用による疲労損傷によって引き起こされていることを実験的に明らかにできた。

2-3-6 せん断圧縮破壊機構に関する考察

圧縮部コンクリートの圧縮応力とせん断応力による疲労作用がせん断圧縮破壊を決定づけていると考え、破壊時の応力状態に着目した疲労破壊評価について検討を行う。静的載荷供試体 S2 と疲労載荷供試体 FF2 における上限荷重時の $\overline{\tau_{com}} - \overline{\sigma'_{com}}$ 関係を図-2.42 に示す。また、曲げ理論による $\overline{\tau_{com}} - \overline{\sigma'_{com}}$ 関係も併せて示す。供試体 FF2 は斜めひび割れ形成後の N=100 以降を、供試体 S2 では斜めひび割れ発生までと、斜めひび割れ域が完全に形成された後の $\overline{\tau_{com}} - \overline{\sigma'_{com}}$ 関係を描いている。供試体 S2 では、斜めひび割れ発生までは曲げ理論値と近い $\overline{\tau_{com}} - \overline{\sigma'_{com}}$ 関係を辿り、その後、斜めひび割れ形成後は曲げ理論値から遠ざかるように $\overline{\sigma'_{com}}$ が約 19MPa まで増加し、最大荷重のごく直前に再び減少している。これは、圧縮部の圧壊が生じ始めていたことを示唆するものと考えられる。疲労載荷供試体 FF2 では、 $\overline{\tau_{com}}$ 、 $\overline{\sigma'_{com}}$ とともに、静的破壊よりも小さい応力レベルで破壊に至る。これは、疲労荷重が静的破壊の終局荷重よりも小さいためであり、疲労荷重が比較的大きい場合は静的破壊時に近く、逆に疲労荷重が小さい場合はより小さい応力レベルとなると考えられる。

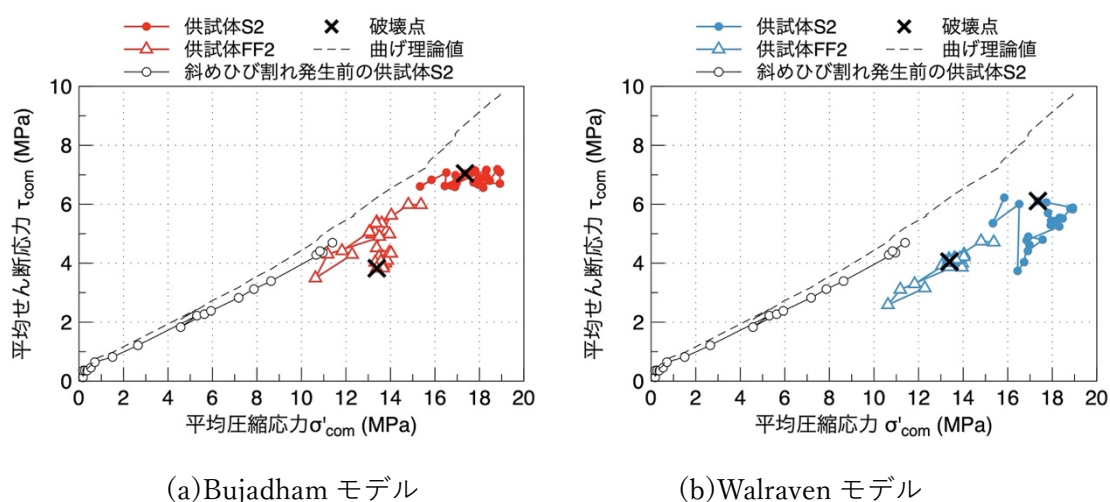


図-2.42 $\overline{\tau_{com}} - \overline{\sigma'_{com}}$ 関係の変化

破壊時の $\overline{\tau_{com}}$ や $\overline{\sigma'_{com}}$ の大きさが、疲労載荷における疲労荷重比に応じて異なるとすれば、図-2.43 に示すように、静的破壊時の破壊点から徐々に原点に近づくように破壊点が存在す

ると考えられる。先に、疲労载荷において破壊直前にはせん断応力の応力振幅が増加し、この時に下限荷重時のせん断応力は負の値をとる可能性を示した。もしそうであるならば、図-2.43 に示すように、下限荷重時のせん断応力が载荷方向と一致する場合と、载荷方向と逆向きに生じる場合の両方が考えられ、それぞれの $\overline{\tau}_{com} - \overline{\sigma}'_{com}$ 関係を考える必要がある。しかし、このような応力変動を考慮したコンクリートの疲労寿命は、実験の困難さなどから未だ明らかにされておらず、その評価法も確立されていない。また、RC床版の梁状化部材の圧縮部コンクリートには、主鉄筋方向に加えて、隣り合う梁状化部材同士が存在することで配筋方向にも圧縮力が生じており、2軸の圧縮応力状態であると考えられる。すなわち、梁状化した部材の圧縮部コンクリートには、2軸圧縮疲労とせん断疲労の両方が作用することで、図-2.44のように急激に疲労寿命が低下し、圧壊が生じていると考えられる。

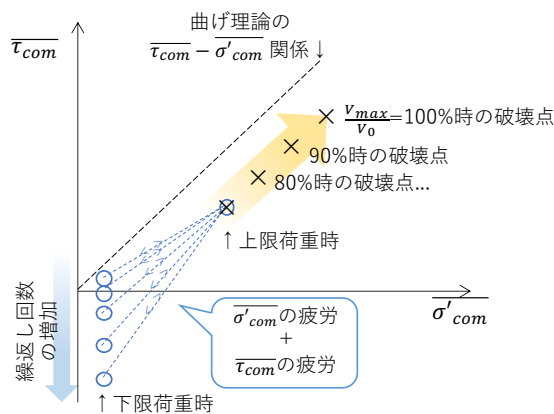


図-2.43 疲労载荷における $\overline{\tau}_{com} - \overline{\sigma}'_{com}$ 関係のイメージ

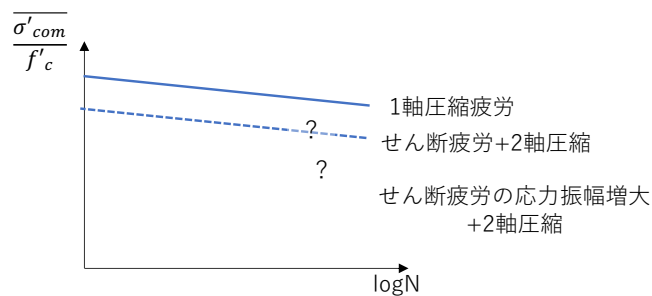


図-2.44 圧縮疲労とせん断疲労を受ける S-N 曲線のイメージ

佐藤ら²⁻³²⁾は非線形有限要素解析に基づき、せん断補強筋を持つ RC 梁のせん断耐力評価式（以下、佐藤式）を構築している。佐藤式では梁のせん断抵抗を、曲げ圧縮域コンクリートによるせん断抵抗、斜めひび割れ域でのせん断補強筋以外によるせん断抵抗、斜めひび割れ域でのせん断補強筋によるせん断抵抗、圧縮域横の水平領域のコンクリートによるせん断抵抗、の4つの成分の和として定義している。梁のせん断圧縮破壊を想定し、その破壊基

準を曲げ圧縮域での主応力により決定している。佐藤式は次式で表される。

$$V = V_{cpz} + V_{web} + V_{str} - V_{com} \quad (\text{式 2.20})$$

ここで、

- V_{cpz} : 曲げ圧縮域でのコンクリートが受け持つせん断力
- V_{web} : 斜めひび割れ域でのせん断補強筋が受け持つせん断力
- V_{str} : 斜めひび割れ域でのせん断補強筋以外が受け持つせん断力
- V_{com} : 水平領域でのコンクリートが受け持つせん断力、である。

なお、本研究における V_{com} は圧縮部コンクリートによるせん断抵抗であり、佐藤式における V_{cpz} にあたり、佐藤式における V_{com} は本研究とは定義が異なる。本研究で対象とする部材では、佐藤式におけるせん断抵抗成分 V_{web} と V_{com} は存在せず、 V_{cpz} と V_{str} のみからなると考えると、式 2.20 は次式により表される。

$$\begin{aligned} V &= V_{cpz} + V_{str} \\ &= bx_e \overline{\tau_{cpz}} + bL_{str} \overline{\tau_{str}} \end{aligned} \quad (\text{式 2.21})$$

ここで、

- b : 断面幅
- x_e : 曲げ圧縮域深さ
- $\overline{\tau_{cpz}}$: 曲げ圧縮域での平均せん断応力
- L_{str} : 斜めひび割れ域の部材軸垂直投影長さ
- $\overline{\tau_{str}}$: 斜めひび割れ域でのせん断補強筋以外が受け持つせん断力による平均せん断応力、である。

さらに佐藤は、 x_e , $\overline{\tau_{cpz}}$, L_{str} , $\overline{\tau_{str}}$ の算定式を、せん断スパン比、せん断補強筋比、圧縮強度といったパラメーターによって与えている。なお、佐藤式における $\overline{\tau_{cpz}}$ は本研究における $\overline{\tau_{com}}$ と同義である。ここで、静的破壊時の $\overline{\tau_{com}}$, x_e , $\overline{\tau_{str}}$ の値について、本研究の実験値と佐藤式による算出値を比較すると、 $\overline{\tau_{com}}$ は非常に近い値が算出されているが、 x_e と $\overline{\tau_{str}}$ は実験値よりも大きく算出される。これは、佐藤式がせん断補強筋を持つことを前提に構築された式であるためと考えられる。したがって、せん断補強筋を持たない RC 梁の評価式として佐藤式を適用するためには、式の修正が必要であると考えられる。佐藤式のように、圧縮部コンクリートのせん断応力を直接評価するせん断耐力評価式を用いれば、図-2.43 や図-

2.44 の考え方を併せて用いることで、圧縮部コンクリートの応力状態によりせん断圧縮破壊が決定するという破壊機構に基づいた評価を行える可能性がある。これは、せん断破壊の新しい解釈の定量的な表現方法と言え、今後の研究として位置付けられる。

2-3-7 せん断圧縮破壊における疲労損傷を表す指標

疲労破壊機構に基づき、RC 梁のせん断耐力低下モデルを構築する。梁の圧縮部コンクリートに 2 軸圧縮疲労とせん断疲労の両方が作用することで破壊に至ると考えるならば、破壊を決定付けるのは圧縮部コンクリートの応力状態である。このため、疲労損傷を表す指標として圧縮部コンクリートの応力を用いた評価を行うことが望ましい。図-2.43 や図-2.44 に示したように、せん断応力の上限荷重時と下限荷重時の応力振幅が徐々に大きくなることで、2 軸圧縮疲労による疲労寿命が大きく低下することを考慮するべきであるが、疲労载荷における下限荷重時のせん断伝達応力を評価可能なモデルが確立しておらず、下限荷重時のせん断抵抗成分を算出することができない。したがって、圧縮部コンクリートのせん断応力を直接評価することもできない。現時点では RC 梁の圧縮部コンクリートの応力状態を直接評価することは困難であり、応力に代わる指標を用いてせん断圧縮破壊の疲労損傷の評価を行う必要がある。

図-2.42 で示したように疲労载荷中の圧縮応力は大きく変化しないが、図-2.34 より中立軸が変動していることから、その間も弾性係数は徐々に低下しており、コンクリートの疲労損傷は進行していると考えられる。図-2.45 に圧縮部コンクリートの平均圧縮ひずみの変化を示す。繰返し回数増加に伴って平均圧縮ひずみは増加しているが、弾性係数が低下することで圧縮応力が一定となっていると考えられる。以上より、圧縮部コンクリートの平均圧縮ひずみの変化がせん断圧縮破壊の疲労損傷を表すと考えられる。

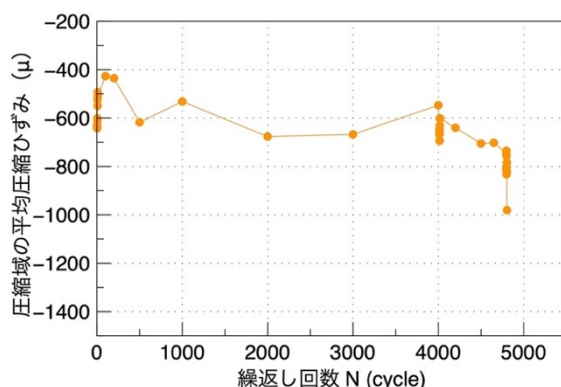


図-2.45 疲労载荷供試体 FF2 の圧縮域の平均圧縮ひずみの変化

ここで、図-2.12(b)および図-2.13(b)に示した梁の変形挙動に着目する。疲労破壊が近づ

くと急激に変形が増加することが明らかであり、また、疲労破壊の直前で増大しているのは、曲げ変形ではなくせん断変形であることがわかる。斜めひび割れが形成完了した N=100 以降の梁の平均せん断剛性 G の変化を図-2.46 に示す。さらに、図-2.46 に圧縮部コンクリートの平均圧縮ひずみを合わせて描くと、繰返し回数増加に伴う挙動がほとんど一致していることがわかる。なお、ここで梁の平均せん断剛性とは、梁の平均せん断応力を梁の平均せん断ひずみで除して算出される割線弾性係数を指し、下限荷重時の残留せん断変形増加の影響を含む値である。したがって、圧縮部コンクリートの下限荷重時の応力状態の変化との関連性が大きいと考えられ、図-2.46 に示すように平均圧縮ひずみと強い相関関係にあると考えられる。

以上より、梁の平均せん断剛性の低下が圧縮部コンクリートの疲労損傷を表す指標であると考えて、圧縮部コンクリートの応力状態の直接的な評価ではなく、平均せん断剛性に基づいたせん断耐力低下モデルの構築を行うこととする。

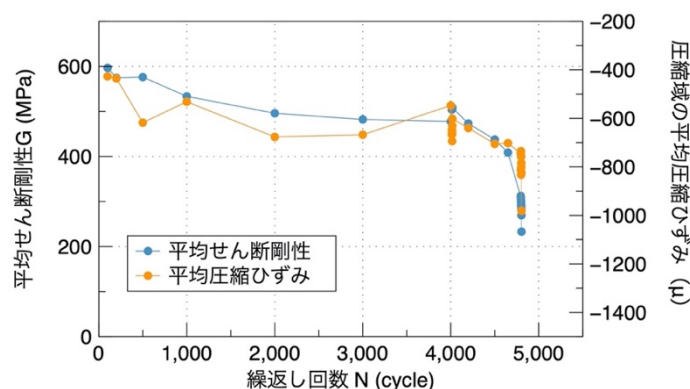


図-2.46 疲労载荷供試体 FF2 の平均せん断剛性と平均圧縮ひずみの変化

2-4 破壊機構に基づくせん断耐力低下モデルの構築

2-4-1 疲労損傷進行に伴う梁の平均せん断剛性の変化

2-2 節では三次元有限要素解析により、2-3 節では実験により、疲労破壊機構に関する検討を行った。解析的検討では、疲労载荷における除荷時の剛性は静的破壊時の剛性を下回り、特に疲労破壊の直前で急激に低下することを示した。実験的検討では、鉛直方向変位に占めるせん断変形が疲労破壊の直前に増大することを示し、疲労载荷における剛性の低下はせん断変形に起因することを示すとともに、せん断変形から算出される梁の平均せん断剛性が疲労損傷を表す指標として用いることが可能であるという考え方を示した。本節では、梁の圧縮部コンクリートの疲労によりせん断圧縮破壊が決定するという破壊機構を念

頭に、疲労損傷を表す指標として梁の平均せん断剛性にに基づき、せん断耐力の低下モデルを構築する。

図-2.47 に計 5 体の疲労载荷供試体 F2, F3, FF1, FF2, FF3 の梁の平均せん断剛性 G の変化を示す。横軸は疲労破壊時の繰返し回数 N_f で無次元化した繰返し回数 N/N_f とした。供試体 F3 では $N=200$ 以降、その他の供試体では $N=1$ からの値を示す。 $N=1$ の上限荷重時の剛性はそれぞれ異なるが、すぐに低下し、斜めひび割れが形成されるにしたがって 400~600MPa で一定の区間を経た後、破壊直前に再び低下するという三段階の曲線を描く。ここで、供試体 F2 は三段階の曲線ではあるものの、比較的直線的にせん断剛性が低下しており、斜めひび割れの進展、ひび割れ幅増大、圧縮部の圧壊が連続的に生じていると考えられる。供試体 F2 は 51 回でごく低サイクルの疲労破壊に至っており、今回のせん断耐力低下モデル構築の検討では低サイクル疲労の供試体は除外することとした。また、供試体 FF1 は $N/N_f=0.4$ 付近から破壊に向けて緩やかな低下が始まっており、明確な三段階の曲線を確認できない。ここで、供試体 FF1 の斜めひび割れの進展に着目すると、 $N/N_f=0.4$ で斜めひび割れは上面に到達して完全に貫通していることから、すでに圧壊が生じている状態と考えられる。本研究では、上限荷重を 5kN 以上下回る荷重を保てなくなった時を疲労破壊と定義しているが、供試体 FF1 は圧壊が生じた状態で疲労荷重を保ち続けており、斜めひび割れ状況から判断すると実際にはほとんど破壊している状態と考えられる。そこで、供試体 FF1 はせん断耐力低下モデル構築の検討から除外することとした。以上より、供試体 F3, FF2, FF3 の 3 体の梁の平均せん断剛性から、せん断耐力低下モデルを構築する。

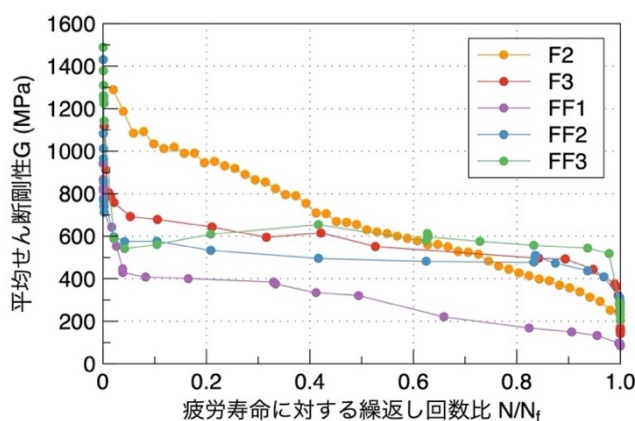


図-2.47 疲労载荷供試体の梁の平均せん断剛性の変化

2-4-2 せん断耐力低下モデルの構築

せん断耐力低下モデルは、初期せん断耐力 V_0 に対する残存耐力 V_r の比と、疲労寿命 N_f に対する現在の繰返し回数 N の比の関係として与えることを考える。すなわち、 $V_r/V_0 - N/N_f$ 関係の構築を目指す。

図-2.47に見られるように、初期の平均せん断剛性低下は非常に大きく、急激に半分程度まで低下するが、剛性低下と同様にせん断耐力が急激に半減するとは考えられず、平均せん断剛性低下線をそのまません断耐力低下曲線としては用いることができない。例えば、供試体 FF2 を考えると、 $N=1$ の最大荷重時の剛性は 1430MPa だが、斜めひび割れが形成されることで、 $N=100$ 時には 597MPa となり、約 43%に剛性が低下している。しかし、せん断圧縮破壊に至る供試体は、斜めひび割れの形成という過程を必ず経て破壊に至るため、斜めひび割れの発生はせん断耐力低下に影響しないものと考えられる。以上より、斜めひび割れ形成に伴う平均せん断剛性の急激な低下はせん断耐力低下線に考慮せず、斜めひび割れが形成された後の平均せん断剛性低下を考えることとする。

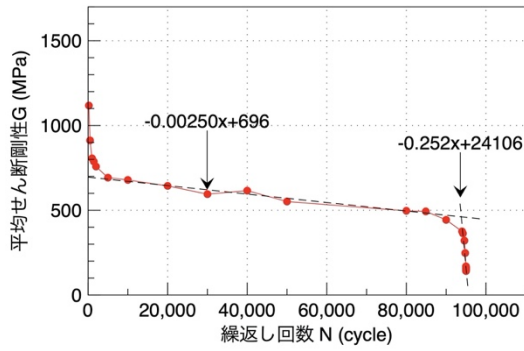
斜めひび割れ形成後の平均せん断剛性一定の区間と、破壊直前の急激に低下する区間の二段階を考え、これに基づいて2直線のせん断耐力低下線を考える。図-2.48に示すように、平均せん断剛性の低下線を、一定区間と破壊直前の低下区間の2直線で近似した。なお、供試体 FF2 と供試体 FF3 はそれぞれ 4012 回、3011 回で疲労荷重を 80kN から 90kN に上げているが、剛性変化が小さかったことから、荷重変動の影響は考慮していない。一定区間の近似直線の切片を仮想上の初期剛性 G_0 として表-2.7 に示す。また、初期剛性に対する破壊時の平均せん断剛性 G_f の比 G_f/G_0 も合わせて示す。

まず、せん断耐力低下線の破壊点について考える。残存せん断耐力が作用疲労荷重を下回ることによって疲労破壊に至るという本研究の疲労破壊の定義に基づき、 $V_r/V_0 - N/N_f$ 関係における破壊点の縦軸の座標は、初期せん断耐力 V_0 に対する疲労载荷の上限せん断力 V_{max} の比 V_{max}/V_0 で与える。破壊時の平均せん断剛性比 G_f/G_0 が上限せん断力比 V_{max}/V_0 と対応すると考えれば、平均せん断剛性比が G/G_0 の時の残存せん断耐力比 V_r/V_0 は次式で表される。

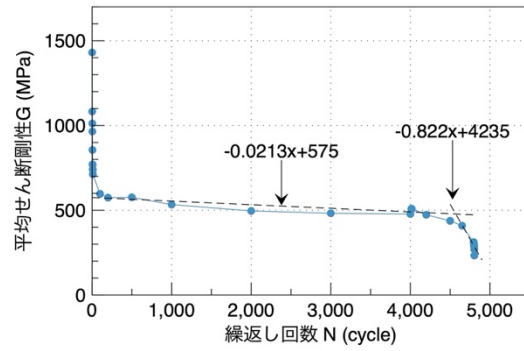
$$V_r/V_0 = \frac{1-V_{max}/V_0}{1-G_f/G_0} \times (G/G_0 - G_f/G_0) + V_{max}/V_0 \quad (\text{式 2.22})$$

本節では、表-2.5 に示した上限荷重比、すなわち上限せん断力比を用いて V_r/V_0 を算出することとする。

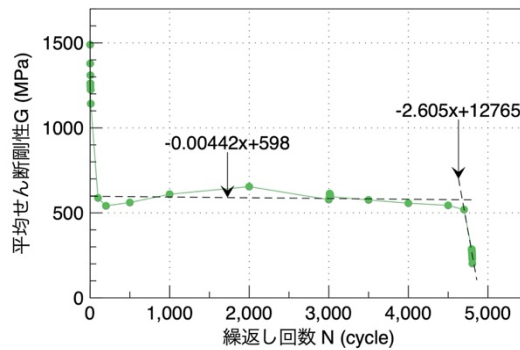
続いて、2直線の交点の座標について考える。2直線の交点の剛性比 G/G_0 と N_f を表-2.7 に示し、 G/G_0 に対応する残存耐力比 V_r/V_0 を式 2.22 によって算出した結果を示す。さらに、疲労破壊時の繰返し回数 N_f で無次元化した繰返し回数 N/N_f も示す。



(a)供試体 F3



(b)供試体 FF2



(c)供試体 FF3

図-2.48 2直線で近似した平均せん断剛性の低下線

表-2.7 2直線で近似した平均せん断剛性の低下割合

供試体	仮想上の初期剛性 G_0 (MPa)	破壊時の剛性比 G_f/G_0	破壊時の上限荷重比 V_{max}/V_0	2直線の交点の剛性比 G/G_0	2直線の交点の繰返し回数 N_f	2直線の交点の繰返し回数比 N/N_f	2直線の交点の残存耐力比 V_r/V_0
F3	696	0.203	0.654	0.662	93792	0.987	0.854
FF2	575	0.469	0.693	0.831	4570	0.951	0.903
FF3	598	0.383	0.696	0.965	4753	0.989	0.982

2直線の交点の座標は、 V_r/V_f が85%~98%、 N/N_f が95%~99%であった。本研究の範囲内では、疲労荷重において与える上限荷重比の大きさによって、2直線の交点の残存耐力比や繰返し回数比が異なることは確認できなかった。そこで、上限荷重比の大きさに関わらず、 V_r/V_f が90%まで低下した時の N/N_f を95%とし、その後に急激に耐力が低下するという2直線のせん断耐力低下モデルを想定する。この2直線の $V_r/V_0 - N/N_f$ 関係を図-2.49に示す。また、 $V_r/V_0 - N/N_f$ 関係は次式で表される。

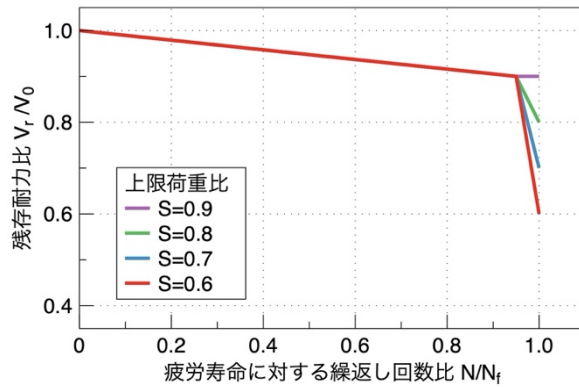


図-2.49 2直線で表すせん断耐力低下モデル ($V_r/V_0 - N/N_f$ 関係)

$$\frac{V_r}{V_0} = \begin{cases} 1 - \frac{2}{19} \left(\frac{N}{N_f} \right) & (0 < \frac{N}{N_f} \leq 0.95) \\ \left\{ 0.9 - 19 \left(\frac{V_{max}}{V_0} - 0.9 \right) \right\} + \frac{V_{max} - 0.9}{0.05} \left(\frac{N}{N_f} \right) & (0.95 < \frac{N}{N_f} < 1) \end{cases} \quad (\text{式 2.23})$$

ここで、

- V_r : 繰返し回数 N の時の残存せん断耐力
- V_0 : 初期せん断耐力
- V_{max} : 疲労载荷における上限せん断力
- N : 繰返し回数 (回)
- N_f : 破壊時繰返し回数 (回), である.

上式で与えた $V_r/V_0 - N/N_f$ 関係は、 $0 < N/N_f \leq 0.95$ の範囲では疲労载荷における作用荷重に関わらず同じ曲線を描き、 $0.95 < N/N_f < 1$ の範囲では上限せん断力がパラメーターとなっている。疲労の上限荷重比が $S=0.9$ の場合は、変曲点を残存耐力が90%まで低下したときと設定しているため、その後すぐに破壊に至ると考えられ、図-2.49で示すように $V_r/V_0=0.9$ のまま疲労寿命に至っている。

N_f を乗じて対数をとった $\log N$ を横軸にとり、 S に応じたせん断耐力低下線 ($V_r/V_0 - \log N$ 関係)を図-2.50に示す。 $V_r/V_0 - N/N_f$ 関係は2直線で与えたが、横軸を対数で表示すると曲線を描く。例えば $S=0.6$ のように比較的小さい疲労荷重を受ける場合、 $\log N=7$ 付近で変曲点に至るが、 $\log N=6$ 付近まではほとんどせん断耐力は低下しておらず、疲労破壊のごく直前に急激にせん断耐力の低下が生じるようなモデルとなっている。一方で、 $S=0.9$ の場合は、比較的直線的に低下する。

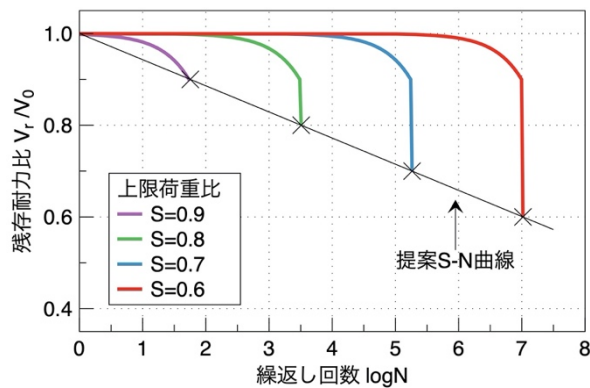


図-2.50 疲労荷重比 S に応じたせん断耐力低下線 ($V_r/V_0 - \log N$ 関係)

著者が過去に提案したせん断耐力低下線では、横軸を $\log N / \log N_f$ で与えていたため、横軸を $\log N$ で表すと、ごく初期にせん断耐力がある程度低下するようなモデルとなっていた点が、今回のモデルと大きく異なる。過去のモデルとの比較は 4-2-1 節で行う。

また、今回の検討の範囲では、疲労载荷の上限せん断力比の大小による 2 直線の交点の残存耐力比や繰返し回数比の差異は確認できなかったため、上限せん断力比に関わらず、残存耐力が 90% まで低下した後に急激に疲労破壊に至るモデルとしたが、モデル構築の根拠とした実験データは、特定の諸元の RC 梁から得たものであり、また、せん断圧縮破壊以外の破壊形式については検討を行っていない。以上より、上限荷重比や諸元が大きく異なる場合のせん断耐力低下の挙動に対しては、式 2.23 の残存せん断耐力低下モデルを広く適用可能であるとは言えず、今後さらなる検討が必要と考えられる。本研究の範囲内では、疲労载荷を受けるせん断補強筋を持たない RC 梁とみなせる部材であり、破壊形式がせん断圧縮破壊である場合、すなわち、梁状化を生じる RC 床版の輪荷重走行試験に対しては、式 2.23 の残存せん断耐力低下モデルを適用可能であると考えられる。なお、式 2.23 の残存せん断耐力低下モデルの適用性については、4 章において輪荷重走行試験における階段状漸増载荷試験の評価を行う際に検討を行う。

2-5 まとめ

2 章では道路橋 RC 床版の疲労破壊機構の解明を目的に、主としてせん断補強筋を持たない RC 梁のせん断圧縮破壊を対象とした解析的および実験的検討を行い、疲労繰返し回数の増加に伴うせん断耐力低下モデルを構築した。本章で示したせん断抵抗機構、疲労破壊機構、せん断耐力低下モデルの要点を以下に示す。

- ・ 実験的に得た斜めひび割れ幅とずれ量の変化から、斜めひび割れ面に生じるせん断伝

達力を Walraven モデルと Bujadham モデルの 2 通りから求め、これに基づいて骨材の噛み合わせによるせん断抵抗成分の変化を示した。その結果、疲労载荷における骨材の噛み合わせによる抵抗成分は、疲労载荷中もほとんど一定の値であり、繰返し回数が増加しても抵抗が失わないことを示した。

- 圧縮部コンクリートの応力状態に着目して、载荷点位置の中立軸深さと圧縮力とせん断力から、疲労における上限荷重時および下限荷重時の圧縮応力とせん断応力について検討した。疲労破壊が近づくと、下限荷重時の斜めひび割れ位置の鉄筋引張力が急増し、その結果として、圧縮部コンクリートに生じるせん断応力の疲労の応力振幅が増大することで、コンクリートの圧縮疲労寿命を大幅に短くしている可能性を示した。この考察に基づき、圧壊を生じる圧縮部コンクリートに圧縮疲労とせん断疲労の両方が作用することで生じる疲労破壊がせん断圧縮破壊を決定づける、という新たな疲労破壊機構を示した。
- 疲労破壊機構に基づき、せん断耐力低下を表す指標として梁の平均せん断剛性が適切であると示した上で、縦軸が初期せん断耐力に対する残存せん断耐力の比、横軸が疲労寿命に対する疲労繰返し回数の比で表される $V_r/V_0 - N/N_f$ 関係として、繰返し回数増加に伴う残存せん断耐力低下モデルを提案した。

第 2 章の参考文献

- 2-1) 松井繁之：橋梁の寿命予測（RC 床版の疲労寿命予測），安全工学，Vol.30，No.6，pp.432-440，1991
- 2-2) 前田幸雄，松井繁之：鉄筋コンクリート床版の押抜きせん断耐荷力の評価式，土木学会論文集，No.348/V-1，pp.133-141，1984
- 2-3) 竹田京子：輪荷重走行試験における RC 床版の疲労寿命予測に関する研究，北海道大学修士論文，2018
- 2-4) 徳光善治，松下博通：繰返し荷重を受けるコンクリートの疲労強度，コンクリート工学，Vol.17，No.6，pp.13-22，1979
- 2-5) RILEM COMMITTEE 36-RDL：Long-term random dynamic loading of concrete structures, Matériaux et Construction, Vol.17, Article No.1, pp.1-28, 1984
- 2-6) 中谷昌一，内田賢一，西川和廣，神田昌幸，宮崎和彦，川間重一，松尾伸二：道路橋床版の疲労耐久性に関する試験，国土交通省国土技術総合研究所資料第 28 号，2002
- 2-7) Maekawa, K., Gebreyouhannes, E., Mishima, T., An, X.: Three-Dimensional Fatigue Simulation of RC Slabs under Traveling Wheel-Type Loads, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.4, No.3, pp.445-457, 2006
- 2-8) 藤山知加子，GEBREYOUHANNES Esayas, 千々和伸浩，前川宏一：移動荷重下の床版疲労寿命に影響を及ぼす各種要因の数値解析に基づく分析，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.727-732，2007
- 2-9) 上田多門，岡村甫，Sabry A. Farghaly, 榎本松司：せん断補強筋のないはりのせん断疲労強度，コンクリート工学，Vol.20，No.9，pp.89-98，1982
- 2-10) 山田雄太，千々和伸浩，岩波光保：引張主鉄筋に沿う人工損傷の長さがせん断補強筋の無い RC はりの疲労耐荷機構に及ぼす影響，土木学会論文集 E2，Vol.73，No.3，pp.323-336，2017
- 2-11) 二羽淳一郎：FEM 解析に基づくディープビームのせん断耐力算定式，RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集，Vol.2，pp.119-126，1983
- 2-12) Maekawa, K., Toongoenthong, K., Gebreyouhannes, E., Kishi, T.: Direct Path-Integral Scheme for Fatigue Simulation of Reinforced Concrete in Shear, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.4, No.1, pp.159-177, 2006
- 2-13) Gebreyouhannes, E., Chijiwa, N., Fujiyama, C., Maekawa, K. : Shear Fatigue Simulation of RC Beams Subjected to Fixed Pulsating and Moving Loads, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.6, No.1, pp.215-226, 2008
- 2-14) 福浦尚之，前川宏一：非直交する独立 4 方向ひび割れ群を有する平面 RC 要素の空間

- 平均化構成則, 土木学会論文集, No.634, pp.177-195, 1999
- 2-15) Maekawa, K., Toongoenthong, K., Gebreyouhannes, E., Kishi, K. : Direct path-integral scheme for fatigue simulation of reinforced concrete in shear, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.4, No.1, pp.159-177, 2006
- 2-16) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編, 土木学会, 2017
- 2-17) カメラによる変位変形計測-サンプリングモアレ法-. 参照：<https://www.kyowa-ei.com/jpn/product/special/dsmc-100a/index.html> (2020年10月7日閲覧)
- 2-18) 前田芳巳, 津田仁：サンプリングモアレカメラの開発と道路橋等への適用例, NEDO インフラ維持管理技術シンポジウム 2018, pp.96-98, 2018
- 2-19) 森本吉春, 藤垣元治, 柁谷明大：サンプリングモアレ法による変位・ひずみ分布計測, 真空, Vol.54, No.1, pp.32-38, 2011
- 2-20) 松谷篤：荷重履歴の影響を考慮できる RC はりのせん断疲労寿命予測, 早稲田大学 卒業論文, 2020
- 2-21) Ueda, T., Sato, Y., Ito, T., Nishizono, K. : SHEAR DEFORMATION OF REINFORCED CONCRETE BEAM, Journal of Concrete Structures, Pavements, JSCE, No.711/V-56, pp.205-215, 2002
- 2-22) 田所敏弥, 佐藤靖彦, 上田多門：斜めひび割れ面のせん断伝達機構と鉄筋コンクリート棒部材の斜め引張破壊, 土木学会論文集, No.739/V-60, pp.195-211, 2003
- 2-23) Walraven, J. C., Reinhardt, H. W.: Theory and experiments on the mechanical behavior of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading, HERON, Vol.26, No.1A, pp.1-68, 1981
- 2-24) Bujadham, B., Maekawa, K.: The universal model for stress transfer across cracks in concrete, Proc. of JSCE, No.451/V-17, pp.277-287, 1992
- 2-25) 李宝禄, 前川宏一：接触面密度関数に基づくコンクリートひび割れ面の応力伝達構成式, コンクリート工学, Vol.26, No.1, pp.123-137, 1988
- 2-26) 太田実：繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, No.292, pp.85-74, 1979
- 2-27) 三島徹也, 原夏生, 前川宏一：交番載荷による RC ひびわれ面でのせん断剛性低下のメカニズム, 土木学会論文集, No.442/V-6, pp.191-200, 1992
- 2-28) Gebreyouhannes, E., Kishi, T., Maekawa, K. : Shear Fatigue Response of Cracked Concrete Interface, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.6, No.2, pp.365-376, 2008
- 2-29) 徳田源介, 古内仁, 上田多門, 角田與史雄：ダウエル作用と付着作用によるひび割れ発生について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.717-722, 1997

- 2-30) 角田与史雄：鉄筋コンクリートの最大ひびわれ幅，コンクリートジャーナル，Vol.8，
No.9，pp.1-10，1970
- 2-31) 後藤幸正，大塚浩司：引張を受ける異形鉄筋周辺のコンクリートに発生するひびわれ
に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No.294，pp.85-100，1980
- 2-32) 佐藤靖彦，上田多門，角田興史雄：せん断補強筋を有する連続繊維補強コンクリート
はりのせん断耐力の定量的評価，土木学会論文集，No.520/V-28，p.157-169，1995

第3章 破壊形式に応じた疲労寿命予測

3-1 概説

3-1-1 緒言

2章では、RC床版の梁状化部材のせん断抵抗機構や疲労破壊機構に関する検討として、せん断補強筋を持たないRC梁のせん断圧縮破壊について疲労破壊機構を明らかにした。本章では、繰返し移動輪荷重を受けるRC床版の疲労寿命予測法の構築と提案を行う。まず、輪荷重走行試験における実験床版と実橋梁における実床版の比較から、RC床版に生じうる破壊形式について整理する。その上で、特に輪荷重走行試験で確認されるRC床版の梁状化後のせん断圧縮破壊形式の評価法を示し、その適用性について検討するとともに、他の破壊形式についても疲労寿命評価の方針を示した上で試算を行う。

3-1-2 過去の研究

繰返し移動輪荷重を受けるRC床版の疲労寿命予測法としては、松井ら³⁻¹⁾による押抜きせん断耐荷力式とS-N曲線式がよく知られる(以下、松井式)。これは、松井らによる一定荷重の輪荷重走行試験結果に基づき提案されたものであり、梁状化したRC床版の押抜きせん断耐荷力 P_{sx} と梁状化の梁幅 B は次式で表される。

$$P_{sx} = 2B(\tau_{smax}x_m + \sigma_{tmax}C_m) \quad (\text{N}) \quad (\text{式 3.1})$$

$$B = b + 2d_d \quad (\text{mm}) \quad (\text{式 3.2})$$

ここで、

- τ_{smax} : コンクリートの最大せん断応力度 (MPa)
- σ_{tmax} : コンクリートの最大引張応力度 (MPa)
- x_m : 主鉄筋に直角な断面の引張側コンクリートを無視した時の中立軸深さ (mm)
- C_m : 引張側主鉄筋のかぶり厚 (mm)
- b : 載荷板の橋軸方向の辺長 (mm)

d_d : 配力筋の有効高さ (mm), である.

さらに, 松井は, 式 3.1 と合わせて S-N 曲線式も提案している.

$$\log\left(\frac{P}{P_{sx}}\right) = -0.07835\log N + \log 1.52 \quad (\text{乾燥状態}) \quad (\text{式 3.3})$$

$$\log\left(\frac{P}{P_{sx}}\right) = -0.07835\log N + \log 1.23 \quad (\text{水張り}) \quad (\text{式 3.4})$$

ここで,

P : 輪荷重 (N)

N : 繰返し回数 (回), である.

土木研究所では, 同研究所で所有する輪荷重走行試験機を用いて RC 床版の疲労試験を行い, その結果に基づき, 次に示すような S-N 曲線を提案している³⁻²⁾. なお, この S-N 曲線式における押抜きせん断耐荷力 P_{sx} の算出には, 松井らによる式 3.1 を用いる.

$$\log\left(\frac{P}{P_{sx}}\right) = -0.0545\log N + \log 0.957 \quad (\text{式 3.5})$$

また, 阿部ら³⁻³⁾はモデル化した RC 床版の縮尺供試体を用いて, 徐々に荷重を増加させる階段載荷の輪荷重走行試験を行い, この結果に基づいて押抜きせん断耐荷力式と S-N 曲線式を提案している.

$$P_{s,max} = f_{cv0}\{2(B + 2a)a + 2(A \times a)\} + f_t\{4(2d_d + B)C_d\} \quad (\text{N}) \quad (\text{式 3.6})$$

$$\log\left(\frac{P}{P_{s,max}}\right) = -0.06417\log N + \log 0.996 \quad (\text{式 3.7})$$

ここで,

A, B : 輪荷重の軸直角方向, 軸方向の辺長 (mm)

a : 主鉄筋方向と配力筋方向の等価応力ブロックの平均値 (mm)

C_d : ダウエル効果の影響を示す寸法効果の項で, 主鉄筋のかぶり
と配力筋方向のかぶりの平均 (mm)

d_d : 主鉄筋の有効高さ
と配力筋方向の有効高さの平均 (mm)

f_{cv0} : コンクリートせん断強度 (MPa)

f_t : コンクリートの引張強度 (MPa), である.

土木学会では, コンクリート標準示方書 [設計編]³⁻⁴⁾において, せん断補強筋を持たない棒部材のせん断耐力 V_{cd} を次式のように与えている.

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (\text{N}) \quad (\text{式 3.8})$$

ここで,

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \quad \text{ただし, } \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } 1.5 \text{ とする}$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v} \quad \text{ただし, } \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } 1.5 \text{ とする}$$

$$f'_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}}$$

d : 主鉄筋の有効高さ (mm)

p_v : 主鉄筋比

f'_{cd} : コンクリート圧縮強度 (MPa)

b_w : 腹部の幅 (mm)

γ_b : 部材安全係数, である.

さらに土木学会では, 面部材の押抜きせん断耐荷力が梁のせん断耐力算定式と同様の形で表されるものと仮定し, 次式が提案されている³⁻⁴⁾.

$$V_{pcd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f_{pcd} \cdot u_p \cdot d / \gamma_b \quad (\text{N}) \quad (\text{式 3.9})$$

ここで,

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \quad \text{ただし, } \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } 1.5 \text{ とする}$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v} \quad \text{ただし, } \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } 1.5 \text{ とする}$$

$$\beta_r = 1 + 1/(1 + 0.25u/d)$$

$$f_{pcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}}$$

d, p : 有効高さおよび鉄筋比で, 二方向の鉄筋に対する平均値とする

u : 載荷面の周長

f'_{cd} : コンクリート圧縮強度 (MPa)

u_p : 照査断面の周長 (mm) で, 載荷面から $d/2$ 離れた位置で算定する

γ_b : 部材安全係数, である.

また、式 3.8, 式 3.9 と合わせて用いるせん断補強筋を持たない梁部材の設計せん断疲労耐力 V_{rcd} , および面部材としての RC 床版の押抜きせん断に対する設計疲労耐力 V_{rpd} は次式で与えられている.

$$V_{rcd} = V_{cd} \cdot \left(1 - \frac{V_{pd}}{V_{cd}}\right) \cdot \left(1 - \frac{\log N}{11}\right) \quad (\text{式 3.10})$$

$$V_{rpd} = V_{pcd} \cdot \left(1 - \frac{V_{pd}}{V_{pcd}}\right) \cdot \left(1 - \frac{\log N}{14}\right) \quad (\text{式 3.11})$$

ここで,

V_{pd} : 永久荷重による設計せん断力

N : 繰返し回数 (回), である.

本論文では, 輪荷重走行試験における下限荷重は 0kN, すなわち $V_{pd}=0$ kN と考えている. また, 部材安全係数は 1.0 として扱う. 式 3.10 および式 3.11 は断面力 (せん断力) レベルにおける安全性照査を行うための設計式であり, 終局限界の照査で算出する設計静的耐力を考えれば, 次のように書き換えることで, S-N 曲線のように見ることが出来る.

$$\frac{V_{rcd}}{V_{cd}} = 1 - \frac{\log N}{11} \quad (\text{式 3.12})$$

$$\frac{V_{rpd}}{V_{pcd}} = 1 - \frac{\log N}{14} \quad (\text{式 3.13})$$

土木学会における面部材の押抜きせん断耐荷力式 (式 3.9) では, 鉄筋比として主鉄筋と配力筋の平均値を採用している点に特徴がある.

著者は過去の研究で, 土木学会の棒部材のせん断耐荷力式 (式 3.8) に基づく形で構築した RC 床版の梁状化部材のせん断耐荷力式とこれに対応する S-N 曲線式を提案した³⁻⁵⁾. この提案式は, 松井らの実験や土木研究所での実験, 阿部らによる実験を含む過去の一定荷重の輪荷重走行試験結果に基づき構築したものである. 本研究では, この提案式を基本として, 破壊形式に応じた疲労寿命予測法を構築することを考える. すなわち, 繰返し移動輪荷重を受ける RC 床版には複数の破壊形式が存在すると考えると, 破壊形式ごとに疲労損傷機構も異なるため, これに応じた評価式が必要になり, 著者が過去に提案した評価式はこのうちの 1 つの破壊形式の評価であると考えられる. そこで, まずは輪荷重走行試験における実験床版と実橋梁における実床版の比較から RC 床版に生じる破壊形式について検討を行う.

3-2 繰返し移動輪荷重を受ける RC 床版の破壊形式の整理

3-2-1 RC 床版の損傷と破壊形式に関する検討

繰返し移動輪荷重を受ける RC 床版は図-3.1 に示すように、まず橋軸直角方向にひび割れが発生し、次に橋軸方向に発生して 2 方向ひび割れとなる。橋軸直角方向ひび割れは上下に貫通することで、梁状化を生じる。輪荷重走行試験では、梁状化後に押抜きせん断破壊に至ることがわかっており、その時の RC 床版の破壊後の切出し断面では、輪荷重の走行幅から 45 度前後の斜めひび割れが確認できることが報告されている(例えば、3-2)、3-3)。輪荷重走行試験における RC 床版の破壊後の断面写真を写真-3.1 に、文献 3-2)を参考に作成した切出し断面のひび割れ例を図-3.2 に示す。荷重走行幅から 45 度前後で伸びる斜めひび割れに加えて、荷重直下の圧縮鉄筋位置に水平ひび割れが観察されており、台形型の破壊面を有することがわかる。

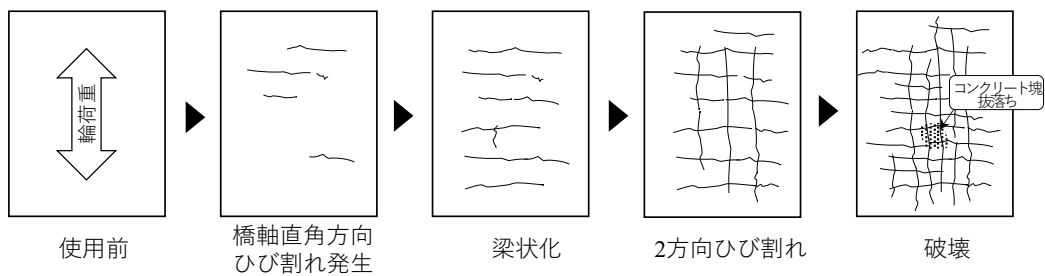


図-3.1 床版のひび割れ進展過程

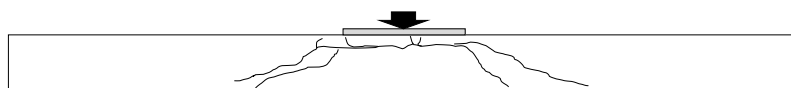


図-3.2 実験床版の切出し断面図の一例

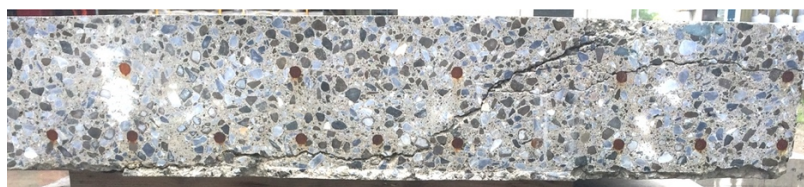


写真-3.1 実験床版の断面写真の一例

実床版では、水平ひび割れに加えて、床版の上層部に土砂化と呼ばれる劣化がしばしば生じることが知られている。写真-3.2(a)は、取り替えに伴い撤去された実床版を橋軸直角方向に切出した断面写真であり、水平ひび割れに加えて上層部に土砂化が生じていることがわ

かる。実床版では、写真-3.2(b)のように土砂化した床版が一部押抜けて破壊に至る例が報告されていることに加えて、押抜き破壊には至っていない箇所でも、写真-3.2(c)のように広範囲に渡って土砂化が生じている事例が多い³⁻⁶⁾。実床版で土砂化を生じた後の押抜き破壊面は、輪荷重走行試験で観察されるような45度の斜めひび割れを有する台形型ではなく、曲げひび割れが上面に貫通したような押抜きに近い。すなわち、土砂化を生じたことで床版厚さを損失し、曲げ圧縮耐力の低下によって破壊に至っており、土砂化後の押抜き破壊では、曲げが支配的な圧壊が生じていると考えられる。



(a)実床版の切出し断面

(b)抜落ち箇所³⁻⁶⁾

(c)土砂化³⁻⁶⁾

写真-3.2 実床版の損傷事例

また、輪荷重走行試験では、実環境における湿潤条件を再現する手法として、実験床版の表面に水張りを行ったまま輪荷重を走行させる水張り試験が行われている。松井らの実験では、常時水張り状態で行ったRC床版の表面には土砂化が生じるとともに押抜き破壊に至り、その疲労寿命は、乾燥状態で行った場合の1/10~1/250倍と極めて短くなることを報告している^{3-1), 3-7)}。その一方で、実床版では、広範囲に土砂化が生じていても押抜きに至っていない例や、版厚の半分近くを土砂化により損失しているにも関わらず押抜きに至っていない事例も多い³⁻⁶⁾。すなわち、土砂化によって即座に押抜き破壊に至るのではなく、土砂化により断面損失を生じた箇所にある程度大きい荷重が作用することで、初めて押抜き破壊に至ると考えられる。したがって、水張り輪荷重走行試験における押抜き破壊と実床版の土砂化後の押抜き破壊は、異なる破壊形式であると考えられ、水張り輪荷重走行試験は湿潤条件下におけるせん断圧縮破壊、一方、実床版は土砂化による有効な圧縮抵抗領域の減少により生じる曲げ圧縮破壊、と区別した評価が必要と考える。

以上より、実床版と実験床版でそれぞれ観察される損傷として、床版下面の2方向ひび割れ、梁状化、水平ひび割れ、押抜き破壊という点が共通する一方で、実床版では土砂化、実験床版では斜めひび割れがそれぞれ特有の損傷機構となっている。これは、実床版は実環境での供用であるのに対し、実験床版は促進環境における促進試験であることが理由であり、耐力に対する疲労荷重の大きさや、降雨と排水による湿潤条件の有無が斜めひび割れの

発生や土砂化の発生を決定づけていると考えられる。したがって、輪荷重走行試験で再現可能な損傷機構や破壊形式は、実床版で生じる複数の破壊形式のうちの 1 つであると考えられる。破壊形式が異なれば、損傷機構や破壊機構も異なる。そこで本研究では、それぞれの破壊形式に応じた疲労寿命評価法を構築することを考える。

3-2-2 想定する疲労寿命評価法

本研究では、道路橋実床版の RC 床版の破壊形式を、図-3.3 に示すように、せん断圧縮破壊形式、土砂化後の押抜き破壊形式、鉄筋降伏または破断形式の 3 つと想定する。また、想定する疲労寿命評価法の概念図を図-3.4 に示す。せん断圧縮破壊形式は、輪荷重走行試験のように、比較的大きい荷重を受けて斜めひび割れを生じる場合に観察される。水張り輪荷重走行試験のように湿潤条件であっても、斜めひび割れを生じればせん断圧縮破壊に至ると考えられる。土砂化後の押抜き破壊は、斜めひび割れを生じない程度の小さい荷重を繰返し受け、湿潤条件により土砂化が生じる場合に生じる。実床版の排水が良好であれば乾燥条件に近くなり、土砂化を生じにくいため、非常に長い疲労寿命を有すると考えられる。また、梁状化した状態で、曲げ引張破壊耐力がせん断耐力を下回っていれば鉄筋降伏が生じ、鉄筋に作用する引張応力が大きく疲労寿命が短ければ、鉄筋破断が生じて破壊に至る。どの破壊形式に至るかは、荷重の大きさや乾燥・湿潤条件（水の有無）に加え、供試体の鉄筋量や床版厚といった諸元によって決定するため、図-3.4 の概念図において各破壊形式の占める区間の長さは、供試体によって異なると考えられる。

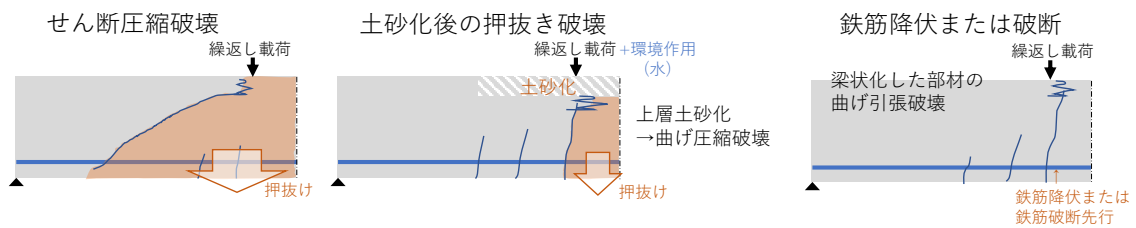


図-3.3 梁状化した RC 床版（半スパン）で想定される破壊形式

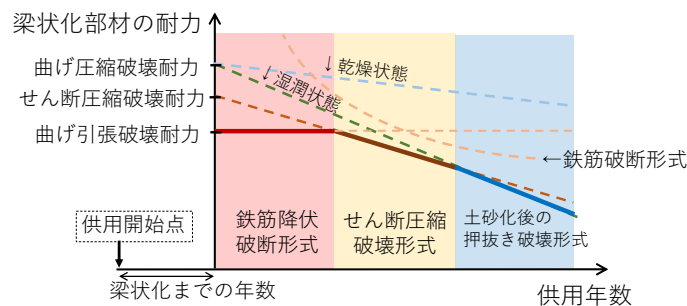


図-3.4 想定する破壊形式に応じた疲労寿命評価法の概念図

本章では、特に輪荷重走行試験における疲労破壊形式に着目し、2章で明らかにした知見に基づき、せん断圧縮破壊形式の疲労寿命評価法を構築する。その妥当性は、過去の輪荷重走行試験の実験結果との比較から示される。また、土砂化後の押抜き破壊形式、鉄筋降伏形式・破断形式の疲労寿命評価の考え方を論じたのち、疲労載荷の荷重比に応じた破壊形式の差異が理解できるような試算を示す。

3-3 RC床版の疲労寿命予測法

3-3-1 せん断圧縮破壊形式の疲労寿命予測

3-3-1-1 提案する疲労寿命予測式の概要

一定荷重での繰返し載荷で疲労破壊に至った文献(3-2)、(3-7)から(3-17)で報告されている94体の輪荷重走行試験結果に基づき、RC床版の疲労寿命予測式を構築した。このうち、圧縮鉄筋の無い床版10体は検討の対象外としており、残りの84体のうち、乾燥条件の供試体が71体、水張り条件の供試体が13体であった。また、本章では一定荷重を受けるRC床版のみを扱い、PC床版や階段状漸増載荷試験は4章で検討を行う。

本章で扱った輪荷重走行試験機の概要と支持条件を表-3.1に示す。輪荷重走行試験機は国内に十数台存在し、その構造はクランク式と自走式に大別される。クランク式とは、モーターの回転運動を往復運動に変換して輪荷重を走行させるもので、車輪には主に鉄輪が用いられる。ゴムタイヤのような部分的な分布載荷が得られるよう、矩形の鋼製載荷ブロックを床版上面に一列に敷設し、その上を鉄輪に走行させるという載荷方法が用いられている。自走式とは、移動台車に駆動装置を搭載したものであり、車輪にはゴムタイヤが用いられ、クランク式のような鋼製載荷ブロックは使用しない。また、同じクランク式や自走式でも、試験機ごとに構造の相違がある。さらに、クランク式にも自走式にも分類されない試験機も存在し、例えば、輪荷重が固定されており、支持桁と床版が油圧装置で前後に移動することで載荷を行う日本大学の試験機などが挙げられる。3-2-1節で示したように、異なる研究機関、すなわち異なる輪荷重走行試験機により実施された実験データに対しては、それぞれ異なるS-N曲線が提案されている。土木学会鋼構造委員会道路橋床版の調査研究小委員会では、輪荷重走行試験機の違いが輪荷重走行試験結果に影響を及ぼす可能性があるとして、RC床版の統一的评价を目的として、クランク式または自走式の輪荷重走行試験機を有する複数の研究機関でほぼ同一の供試体諸元と荷重を用いた共通輪荷重走行試験が実施された³⁻¹⁸⁾。関口は、共通試験のデータを松井式(式3.1から式3.3)により整理した結果を文献3-19)で報告しており、東京都によるデータを除き、自走式とクランク式の実験データでほぼ

同一の S-N 線を得られることを示している。また、東京都によるデータが他のデータによる S-N 線と一致しない理由として、支持条件の違いを挙げている。以上より、供試体の諸元や荷重の大きさ、そして支持条件が同一であれば、クランク式や自走式といった試験機の違いは、疲労寿命に影響しないと考えられる。本研究では、試験機による区別は行わずに、評価法を構築することとした。

表-3.1 各研究機関の輪荷重走行試験機の概要

設置機関	駆動方式	性能		支持条件	
		走行速度	載荷ブロック or タイヤ接地寸法 橋軸直角方向×橋軸方向 (mm)	長辺	短辺
大阪大学	クランク式	1680 往復/時	300×120	2 辺単純	2 辺弾性
土木研究所		2000 往復/時	500×200	2 辺単純	2 辺弾性
横河ブリッジ		1020 往復/時	500×200	2 辺単純	2 辺弾性
IHI		1800 往復/時	500×200	2 辺単純	2 辺弾性
東京都	自走式	350 往復/時	230×390	2 辺単純	1 辺弾性 1 辺自由
ショーボンド		350 往復/時	346×404 ~ 378×451	2 辺単純	2 辺弾性
日本大学	床版移動式	900 往復/時	250×50 / 300×60	4 辺単純支持	
大阪市立大学	ウィンチによる 車輪部牽引式	10m/分	150×30 ~ 150×80	2 辺単純	2 辺弾性

提案する疲労寿命予測式はせん断耐力式と S-N 曲線式からなり、せん断耐力式の開発には、土木学会コンクリート標準示方書 [設計編]³⁻⁴⁾における棒部材のせん断耐力式(式 3.8)に基づく手法をとった。これは、繰返し移動輪荷重を受ける RC 床版が梁状化を生じること、そして、輪荷重走行試験における破壊形式が梁状化後のせん断圧縮破壊であると考えられるためである。せん断耐力式の構築にあたって、図-3.5 に示すような梁状化した RC 床版の耐荷機構を考案した。

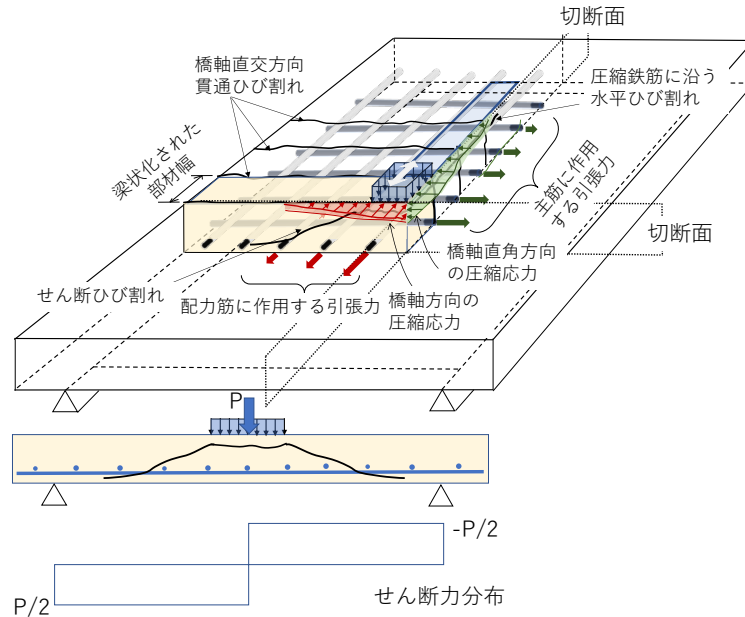


図-3.5 梁状化した RC 床版の耐荷機構

図-3.5 の手前から奥方向を橋軸方向とすると、繰返し移動輪荷重の走行により橋軸直角方向ひび割れが生じ、上面に貫通することで梁状化が生じる。本研究では、梁状化の梁幅の算出には、松井による梁幅の算定式（式 3.2）を用いることとした。梁状化した床版に荷重が走行する際は、主鉄筋に引張力が、上層部のコンクリートには圧縮応力が生じている。普通の RC 梁と RC 床版の梁状化部材との違いは大きく分けて 2 点挙げられ、梁の主鉄筋と直角の方向に配力筋が存在しており両隣の梁状化部材と連結している点、そして、両隣の梁状化部材と常にぴったりと接している点である。このため、荷重が走行する際には、主鉄筋に加えて配力筋にも引張力が作用しており、また、梁状化部材同士が隣接していることで、橋軸直角方向に加えて橋軸方向にも圧縮応力が生じていると考えられる。以上より、RC 床版の疲労寿命には、主鉄筋に加えて、配力筋が大きな影響を与えられと考えられる。そこで、式 3.8 における鉄筋の影響を表す項 β_p に代わり、主鉄筋と配力筋が互いに影響を及ぼし合うような形で鉄筋比に関する項 β_{p1} および β_{p2} を導入した。さらに、上層部のコンクリートには橋軸方向と橋軸直角方向の 2 軸圧縮応力が生じており、圧縮強度の影響も大きいと考えられる。そこで、圧縮強度の影響を考慮する項 f_{vcd} に代わり、圧縮強度の影響により重みをつけた項 f_{vmcd} を導入した。

また、輪荷重走行試験における乾燥条件による実験と水張り条件による実験のデータを区別して整理した。松下³⁻²⁰⁾は、無筋コンクリートの円柱供試体の水中圧縮試験を行い、湿潤条件と乾燥条件では、明らかにコンクリート圧縮強度差が存在することを示している。具体的には、湿空養生の後、コンクリート内部が水で飽和した状態となるよう 2 週間の水浸を経て水中圧縮試験を行った結果、空中放置後の空中圧縮試験に比べて圧縮強度が約 2 割

に低下することを示している。梁部材の湿潤条件においても、円柱供試体と同様に静的圧縮強度の低下は無視できず、また、斜めひび割れへの水の浸入は骨材の噛み合わせによるせん断抵抗の低下を生じると考えられる。したがって、提案式では、水張り条件の影響を圧縮強度の低下ではなくせん断耐力の低下として考慮する形で、環境条件を表す係数 α_e を新たに導入した。また、松下は水中における圧縮疲労試験を行い、水中静的圧縮強度の2割程度の低下に加えて、水中圧縮疲労強度はさらに2割近く低下することを示している³⁻²⁰⁾。そこで提案式では、せん断耐力式とS-N曲線式の両方で、湿潤条件と乾燥条件の場合分けを行うこととした。

さらに著者は、輪荷重走行試験における支持条件の差異に着目して、これを考慮するよう境界条件に関する項 α_B を導入した³⁻⁵⁾。輪荷重走行試験における最も一般的な支持条件は、橋軸方向二辺単純支持・橋軸直角方向二辺弾性支持である。ここで、単純支持とは床版供試体と支持桁の間にコロ（丸鋼）を設けた鉛直方向のみの変位を拘束した支持を示し、弾性支持とは非合成の横桁による支持を示す。すなわち、弾性支持では床版と横桁は一体となっておらず、回転拘束やずれを許容する状態である。松井は文献3-13)において、弾性支持を行う理由を、最大たわみや最大曲げモーメントが床版中央から離れるほど大きくなって端部が破壊してしまうのを防ぐため、また、輪荷重の走行範囲内で最大発生断面力を一定にするため、としている。また、一般に輪荷重走行試験では、床版四隅で浮き上がりを防止する装置を設けており、例えば、松井らの実験では、支持桁からボルトを立てて回転拘束を与えないような浮き上がり防止装置としている³⁻¹³⁾。東京都による実験³⁻¹⁶⁾では、図-3.6に示すように、実験床版の隣にダミー床版を設け、隣接辺を横桁による弾性支持とし、隣接辺上を輪荷重が走行する。一般に、輪荷重走行試験において床版は版中央が押抜けるように破壊するのに対し、文献3-16)で報告されている東京都の実験床版のひび割れパターン図では、ダミー床版と隣接する辺の端部で破壊している。輪荷重走行試験では四隅の浮き上がりを防止するため供試体を固定するが、東京都の試験では実験床版の橋軸方向は一辺のみの固定と図面から推察される。これはダミー床版ではなく実験床版での破壊を意図的に生じさせるためと考えられる。ダミー床版との隣接辺では横桁による弾性支持があるものの、支持上では、浮きあがりや回転が許されるために、その寄与は無視できるほど小さく、自由縁のようにふるまうと考えられる。境界条件としては、橋軸方向二辺単純支持・橋軸直角方向一辺弾性支持一辺自由縁であると考えられ、図-3.7に示すように橋軸直角方向の辺で拘束力を得ることができず、耐力が低下するものと考えられる。RC床版の押抜きせん断耐力は、作用荷重が自由縁に近づくにつれて減少することが知られている。古内ら³⁻²¹⁾はRC床版の静的載荷試験において、荷重の作用位置が耐力に及ぼす影響について報告しており、荷重が自由縁のごく近傍に作用した場合には、土木学会の面部材の押抜きせん断耐力の約0.64倍まで低下すると述べている。それゆえ、この影響を提案式に考慮する必要がある。

また、日本大学による実験では、図-3.6 に示すように、四辺単純支持の支持条件をもつ。さらに、床版供試体は正方形板であり、橋軸方向の辺長が比較的に短いため、例えば文献 3-2) に示されるような他の研究機関の供試体と比べて、橋軸直角方向の単純支持辺から受ける拘束の影響が大きいと推察される。結果的に、図-3.7 に示すように橋軸方向および橋軸直角方向の単純支持からメンブレン効果を受けて、耐力が向上するものと考えられる。大塚、阿部ら³⁻²²⁾は、本論文で扱っている日本大学の供試体と同様の諸元と境界条件で RC 床版の静的載荷試験を行い、土木学会の面部材の押抜きせん断耐力との比較を行った結果、実験耐力は理論耐力の 1.51 倍～1.57 倍となることを報告している。それゆえ、この支持条件の影響を提案式に考慮する必要がある。

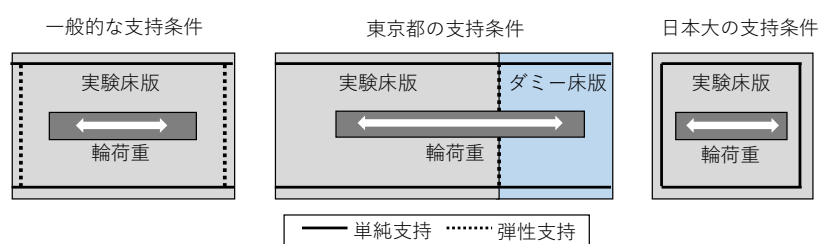


図-3.6 輪荷重走行試験における様々な支持条件

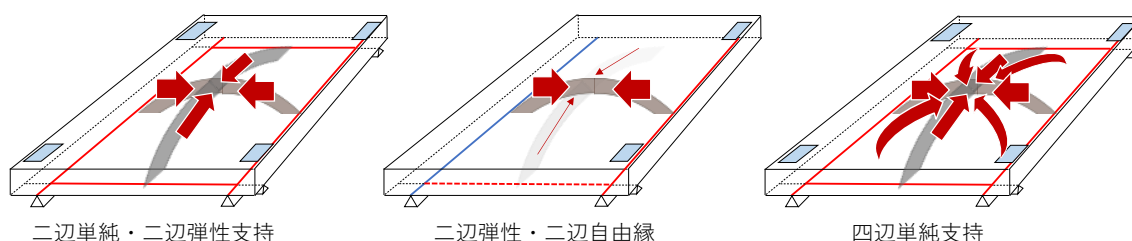


図-3.7 支持条件の差異から推測される耐荷機構

β_{p1} , β_{p2} , f_{vmcd} , α_e , α_B を構築する際には、まず、土木学会の棒部材のせん断耐力式 (式 3.8) と設計せん断疲労耐力 (式 3.10) によって輪荷重走行試験の実験データの評価を行った。その結果から、主鉄筋比、配力筋比、圧縮強度、水張り条件の有無といったパラメータに対するデータの偏りを調べた。その後、すべてのデータをより小さいばらつきで評価できるように、主鉄筋比、配力筋比、圧縮強度の項の型を模索して設定する手法をとった³⁻²³⁾。なお、疲労寿命予測式構築の際に検討に用いたデータは、床版厚さ 70-220mm、主鉄筋比 0.74-1.74%、配力筋比 0.26-1.4%、コンクリート圧縮強度 13.6-54.0MPa の範囲にあり、これを超えた範囲での検討は行っていない。

以上の検討に基づき、輪荷重走行試験で一定荷重を受ける RC 床版のせん断耐力式 V_{bc} を次式のように提案する。

$$V_{bc} = \alpha_e \cdot \alpha_B \cdot \beta_{p1} \cdot \beta_{p2} \cdot \beta_d \cdot f_{vmcd} \cdot b_{w_e} \cdot d \quad (\text{N}) \quad (\text{式 3.14})$$

ここで,

α_e : 環境条件を表す係数で, 乾燥条件では 1.0, 湿潤条件では 0.69

α_B : 支持条件の差異を表す係数

二辺単純・二辺弾性支持の場合は 1.0

二辺単純・二辺自由として扱える場合は 0.64

四辺単純支持として扱える場合は 1.5

β_{p1} : 主鉄筋の影響を表す項

β_{p2} : 配力筋の影響を表す項, である.

また, β_{p1} と β_{p2} は次式により表される.

$$\beta_{p1} = (100p_1)^{\left\{\frac{1}{3} + 0.5(100p_2)\right\}} \quad (\text{式 3.15})$$

$$\beta_{p2} = 1 + 0.125 \frac{p_2}{p_1} \quad (\text{式 3.16})$$

ここで,

$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d}$ ただし, $\beta_d > 1.5$ となる場合は 1.5 とする

$f_{vmcd} = 0.32 \sqrt[3]{f'_{cd}}$

p_1 : 主鉄筋比

p_2 : 配力筋比

d : 主鉄筋の有効高さ (mm)

f'_{cd} : コンクリート圧縮強度 (MPa)

b_{w_e} : 腹部の幅 (mm) で, 松井による梁幅の算定式 (式 3.2) により求める.

ここで, 提案式に含まれる主鉄筋比 p_1 と配力筋比 p_2 の影響を表す項 β_{p1} および β_{p2} (式 3.15, 式 3.16)の留意点について補足する. β_{p1} は配力筋比が大きいほど主鉄筋比の効果を高める形をとっているが, 主鉄筋比が 1%未満の場合は, 配力筋比が大きいほど β_{p1} は低下する. また, β_{p2} の式 3.16 は, 主鉄筋比と配力筋比が近い値であるほどせん断耐力が増加することを表しているが, 配力筋比が主鉄筋比を大きく上回る場合は, β_{p2} は非常に大きな値をとりうる. RC床版では通常, 主鉄筋比は配力筋比を上回るように設計されていることから, β_{p2} の式の形状に問題はないと考えられ, また, 主鉄筋比が 1%未満の場合も, β_{p1} が著しく小

さく算出されることはないと考えられる。本研究で検討に用いた過去の輪荷重走行試験のデータにおける算出値は、 β_{p_1} は 0.87~1.33、 β_{p_2} は 1.03~1.14 の範囲内であり、この範囲から大きく離れた値が算出される RC 床版に対しては、式 3.15 から式 3.16 を適用できない可能性がある。

また、一定の大きさの繰返し移動輪荷重を受ける場合の疲労寿命として、次の S-N 曲線式を提案する。

$$S = \frac{P}{2V_{bc}} = 1 - K \log N \quad (\text{式 3.17})$$

ここで、

$K=0.057$ (乾燥条件の場合)、または 0.061 (湿潤条件の場合)

P : 輪荷重 (N)

N : 繰返し回数 (回), である。

提案式 (式 3.14 と式 3.17)、松井式 (式 3.1 と式 3.3) の比較のために感度解析を行う。ここでは、国土技術政策総合研究所 (土木研究所) による RC 床版の移動輪荷重試験³⁻²⁾の実験供試体 RC39-7 を基準床版とする。なお、基準床版の主鉄筋比 p_1 は 0.83%、配力筋比 p_2 は 0.29%である。図-3.8(a)に主鉄筋比をパラメーターとして変化させた場合の耐力の変化を示す。実線と点線は、それぞれ異なる配力筋比 p_2 を有する場合の算出値を示している。提案式、松井式のいずれも主鉄筋比が増加するにつれて耐力が増加するが、増加の傾向は異なる。松井式は式 3.1 と式 3.2 に示されるように、梁状化の梁幅の算出の際に配力筋の有効高さを考慮しているものの、配力筋量そのものを評価する項を含まないため、配力筋比 p_2 が 1.0%の場合と 0.29%の場合で、主鉄筋の変化に関わらず同じ耐力が算出される。提案式では、配力筋比が大きいほど主鉄筋比の増加の影響を強く受ける特徴を持つため、配力筋比 p_2 が 1.0%の場合の方が、0.29%の場合に比べて、主鉄筋比の増加に伴う耐力増加の影響が大きいことがわかる。また、図-3.8(b)には配力筋比をパラメーターとして変化させた場合の耐力の変化を示す。実線と点線は、それぞれ異なる主筋比 p_1 を有する場合の算出値を示す。提案式は配力筋比が増加すると耐力が増加するが、松井式は配力筋比に関わらず一定の耐力を示す。また、提案式は主鉄筋比が大きいほど配力筋比の増加の影響を強く受ける特徴を持つため、主鉄筋比 p_1 が 1.5%の場合の方が、0.83%の場合に比べて、配力筋比の増加に伴う耐力増加が大きいことがわかる。

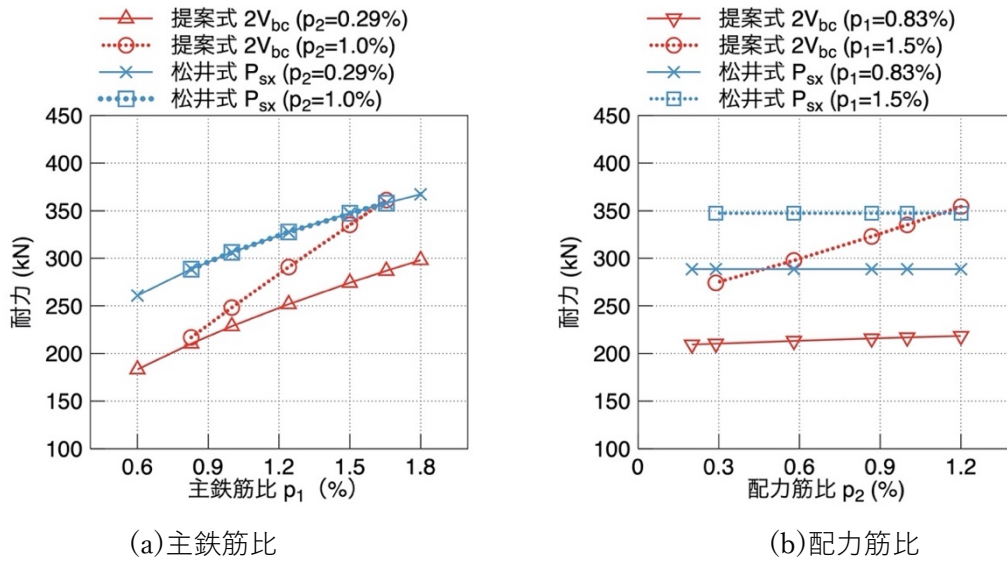


図-3.8 鉄筋量をパラメーターとしたせん断耐力式の感度解析

続いて、提案式 (式 3.14 と式 3.17)、松井式 (式 3.1 と式 3.3)、および著者が過去に行った FEM による解析結果³⁻⁵⁾による算出疲労寿命の感度解析を行った。なお、FEM による疲労解析は、東京大学で開発された鉄筋コンクリート構造物三次元非線形有限要素解析プログラムである DuCOM-COM3 を用いた。図-3.9 に主鉄筋比または配力筋比をパラメーターとして変化させた場合の疲労寿命の変化を示す。ここでも図-3.8 と同様の土木研究所による供試体を基準床版として用い、その主鉄筋比 p_1 は 0.83%、配力筋比 p_2 は 0.29%、実験疲労寿命は $\log N=5.44$ (272329 回) である。縦軸は算出疲労寿命の対数 $\log N$ を基準床版の疲労寿命の対数 5.44 で除した値をとった。主鉄筋比をパラメーターとして変化させた場合の疲労寿命の変化を図-3.9(a)に示す。提案式、松井式、FEM 解析のいずれも、主鉄筋が増加すると疲労寿命が長く算出されるが、提案式はその影響を比較的強く受けることがわかる。配力筋比をパラメーターとして変化させた場合の疲労寿命の変化を図-3.9(b)に示す。提案式と FEM 解析値は、配力筋比が増加すると疲労寿命が長く算出され、松井式では配力筋比の大きさに関わらず一定の疲労寿命となる。FEM 解析では、主鉄筋比や配力筋比の増加に伴い疲労寿命の増加が確認できるが、その変化は非常に小さく、鉄筋比に対しては感度が鈍いことがわかる。

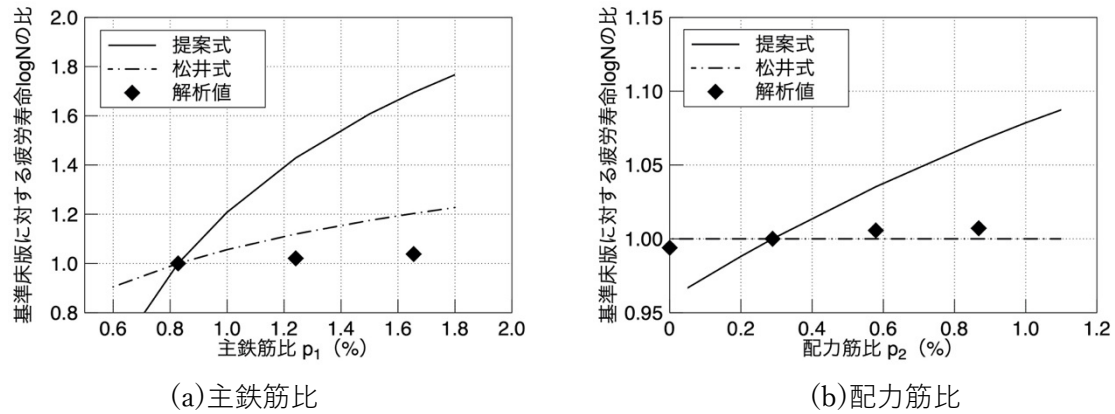


図-3.9 鉄筋量をパラメーターとした疲労寿命の感度解析

3-3-1-2 過去の輪荷重走行試験の実験データに対する適用性

提案式の過去の輪荷重走行試験の実験データに対する適用性の確認を行う。一定荷重での繰返し載荷で疲労破壊に至った文献(3-2), (3-7)から(3-17)で報告されている71体の輪荷重走行試験の実験データの評価を行なった。図-3.10のS-N図では、提案した式(3.14)により算出したせん断耐力 V_{bc} を用いた荷重比 $S = P/2V_{bc}$ と実験疲労寿命とのプロットと、式(3.17)のS-N曲線式を合わせて示している。また、図-3.11に、松井による式(3.1)により算出した P_{sx} を用いた荷重比 $S = P/P_{sx}$ と実験疲労寿命の対数とのプロットと、式(3.3)の松井によるS-N曲線式および式(3.4)の土木研究所によるS-N曲線式を示す。松井によるS-N曲線式と土木研究所によるS-N曲線式は両軸対数であるため、両軸対数表示の図と、横軸のみ対数表示の図を合わせて示す。なお、ここでは水張り条件の供試体は示していない。提案式による図-3.10では、例えば大阪大学や大阪市立大学の供試体のうち、 S が大きい実験値に対して疲労寿命を短めに算出する傾向があるが、全体として8つの研究機関の実験結果を統一的に評価可能であることがわかる。松井式と土木研究所式による図-3.11では、それぞれ松井式は大阪大学による実験結果に対して、土木研究所式では土木研究所による実験結果に対して精度が良い。松井式は主に大阪大学と大阪市立大学の実験結果に基づいて構築された式だが、大阪市立大学の実験結果は松井によるS-N式を下回るプロットが多い。これは、松井の検討では検討に含めていた圧縮鉄筋を持たない大阪市立大学の供試体を、本研究の範囲では除外しているためである。

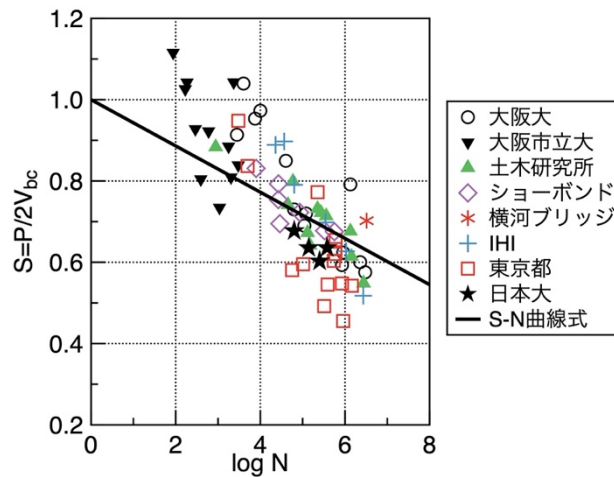


図-3.10 提案式による S-N 図

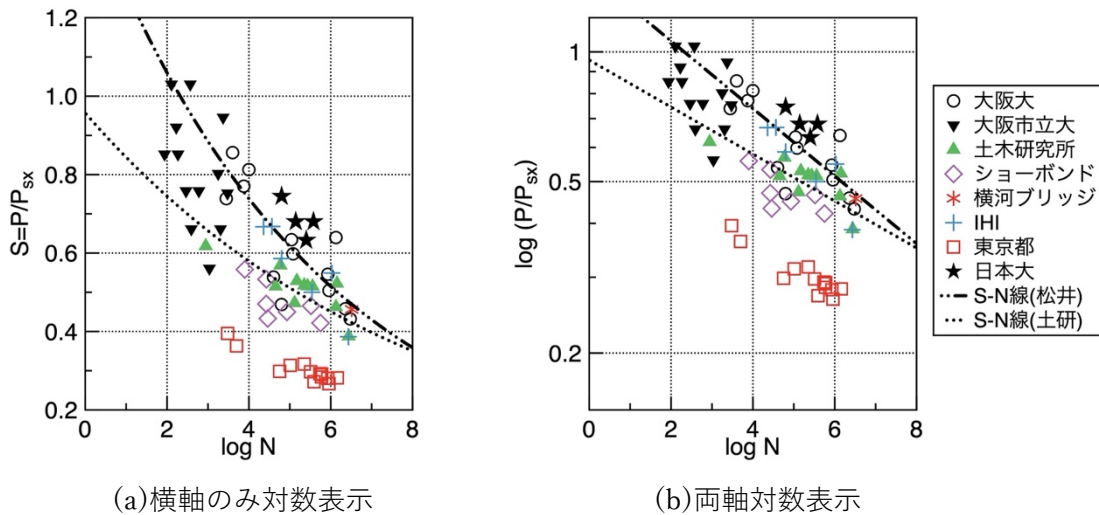


図-3.11 松井式による S-N 図

また、図-3.12 に、各 S-N 曲線式に実験 $\log N$ を代入することにより逆算して得られる荷重比 S_{cal} と、それぞれのせん断耐力式による算出耐力と実験荷重との荷重比 S_{test} の比 (S_{test}/S_{cal}) の分布を示す。また、正規分布を仮定した場合の理論曲線を破線で示す。 S_{test}/S_{cal} は 1.0 に近いほど疲労寿命予測値の実験値との精度が良いことを表す。提案式の平均値は 1.026、標準偏差は 0.151 であり、3 つの式のうち最もばらつきが少なく精度が良いと言える。松井式は平均値が 0.848、標準偏差は 0.213 であり、疲労寿命を長めに算出する傾向がある。土木研究所式では平均値が 1.038、標準偏差が 0.268 とばらつきが大きい。また、松井式と土木研究所式では、日本大学、東京都の支持条件を考慮していないため、図-3.11 の S-N 図では特に東京都の実験結果が S-N 曲線よりも下方にプロットされている。そこで、日本大学、東京都の実験結果を除外して S_{test}/S_{cal} の平均値と標準偏差を算出すると、松井式

は平均値 0.887, 標準偏差 0.166, 土木研究所式は平均値 1.096, 標準偏差 0.209 であり, やはり, 提案式の精度が最も良い.

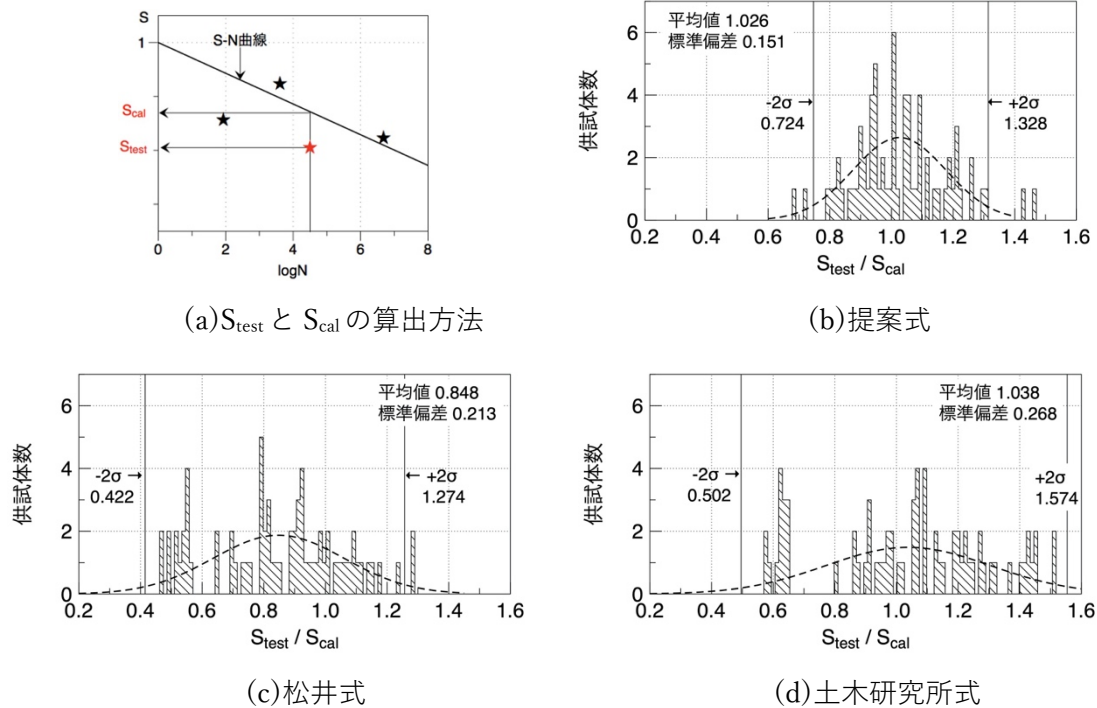


図-3.12 S_{test}/S_{cal} の分布

ここで, 主要なパラメーターである主鉄筋比, 配力筋比, 圧縮強度の各式への影響を比較する. 提案式 (式 3.14 と式 3.17) と松井式 (式 3.1 と式 3.3) により算出した S_{test}/S_{cal} の各パラメーターに対する分布を図-3.13 に示す. また, それぞれの図中には, S_{test}/S_{cal} と主鉄筋比, 配力筋比, 圧縮強度の関係の近似直線を併せて示す. 近似直線の傾きは 0 に近いほど, そして切片が 1 に近いほど, そのパラメーターの影響を適切に評価していると言える. 提案式の分布を表す図-3.13(a)の 3 つの図より, 提案式は主鉄筋比, 配力筋比, 圧縮強度のいずれに対しても, 近似直線の傾きは 0 に近く, パラメーターの大小による S_{test}/S_{cal} の偏りが無くパラメーターの影響を適切に評価できていると考えられる. 松井式の分布を表す図-3.13(b)より, 主鉄筋比に対しては近似直線の傾きは 0 に近いが切片が 1 を下回っており, また, 配力筋比と圧縮強度に対しては傾きが大きい. 配力筋が大きいデータに対して松井式は S_{test}/S_{cal} を大きく算出する傾向があるが, これは, 荷重比 S_{test} の分母である松井式の算出押抜きせん断耐力は, 配力筋比の大きさを考慮していないためと考えられる. すなわち, 配力筋比の増加によるせん断耐力の増加を考慮する必要があることを示しており, 提案式に新たに導入した β_{p1} と β_{p2} (式 3.15 と式 3.16) の妥当性を図-3.13 により確認できる. また, 松井式は圧縮強度が大きいデータに対して S_{test}/S_{cal} を小さく算出する傾向がある. すなわち,

圧縮強度の増加によるせん断耐力の向上を，松井式では過大に評価していることを示している。提案式では，土木学会による棒部材のせん断耐力式よりも重みをつけて圧縮強度を評価するよう f_{vmcd} を導入したが，この項の妥当性も図-3.13 により確認できる。

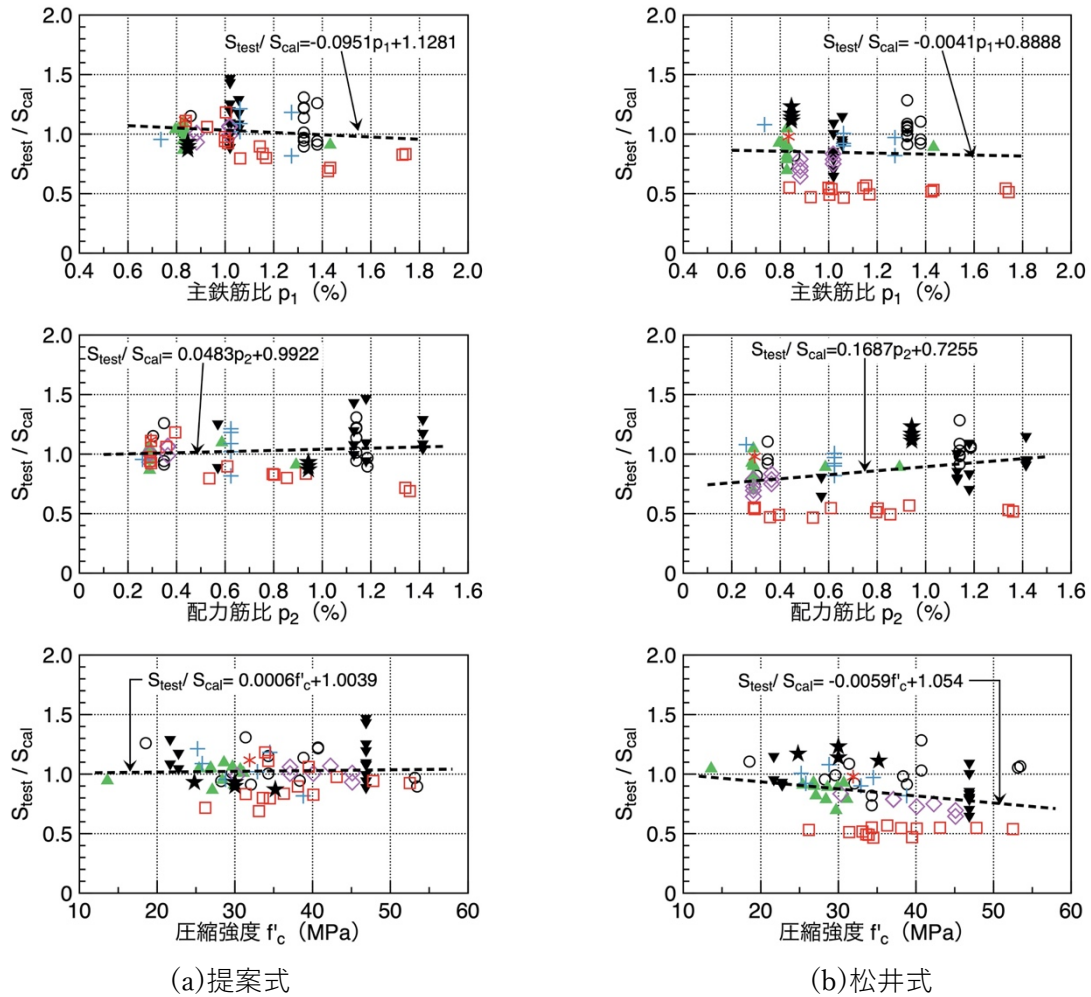


図-3.13 主鉄筋比，配力筋比，圧縮強度に対する S_{test}/S_{cal} の分布

さらに，2章で扱ったせん断耐力低下モデルを考える．式 2.19 における初期耐力 V_0 を式 3.14 の V_{bc} で置き換え，残存せん断耐力 V_r について解くと，次式で表される。

$$V_r = \begin{cases} V_{bc} \times \left(1 - \frac{2}{19} \left(\frac{N}{N_f}\right)\right) & (0 < \frac{N}{N_f} \leq 0.95) \\ V_{bc} \times \left(\left\{0.9 - 19 \left(\frac{V_{max}}{V_{bc}} - 0.9\right)\right\} + \frac{V_{max} - 0.9}{0.05} \left(\frac{N}{N_f}\right)\right) & (0.95 < \frac{N}{N_f} < 1) \end{cases} \quad (式 3.18)$$

ここで，

V_r : 繰返し回数 N の時の残存せん断耐力

- V_{bc} : 初期せん断耐力で、式 3.14 によって求める
 V_{max} : 疲労載荷における上限せん断力
 N : 繰返し回数 (回)
 N_f : 破壊時繰返し回数 (回), である.

また、式 3.17 の S-N 曲線式で算出される疲労寿命を N_f 、荷重比を $S = \frac{V_{max}}{V_{bc}}$ で表せば、

$$S = \frac{V_{max}}{V_{bc}} = 1 - K \log N_f \quad (\text{式 3.19})$$

と表すことができ、式 3.18 と組み合わせることで、現在の繰返し回数に対する残存せん断耐力を推定することが可能となる。例えば、式 3.14 により $V_{bc} = 100\text{kN}$ と算出された RC 床版供試体を考える。作用上限せん断力 $V_{max} = 70\text{kN}$ で輪荷重走行試験を行う場合、式 3.19 により、疲労寿命は $N_f = 18.3$ 万回と算出され、残存せん断耐力低下線は図-3.14 のように求められる。繰返し回数 $N = 10$ 万回時点での残存せん断耐力は 94.2%，すなわち 94.2kN まで低下していると算出することができる。このせん断耐力低下モデルは、輪荷重走行試験における階段状漸増載荷試験の疲労寿命評価を行う際に適用する。階段状漸増載荷試験については、4 章で扱う。

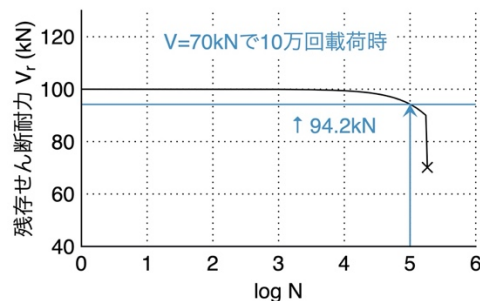


図-3.14 残存せん断耐力低下線の適用例

3-3-2 土砂化後押抜き破壊形式と鉄筋降伏・破断形式の疲労寿命に関する検討

土砂化後の押抜き破壊形式、鉄筋降伏形式・鉄筋破断形式については、破壊機構に関する考え方を示した後、文献 3-2) 中の一定荷重を受ける RC 床版供試体 (供試体名 RC39-9) の諸元を対象に、各破壊形式に対する疲労寿命を試算し、疲労荷重ごとに破壊形式がどう変化するのか、検討を行う。

3-3-2-1 土砂化後の押抜き破壊形式の疲労寿命評価の方針と試算

RC 床版に土砂化の発生には、水の影響が無視できないことが指摘されているが、その発

生メカニズムや損傷過程については明らかにされていない。凍結防止剤に由来する塩水の侵入が原因でコンクリートの凍結融解や鉄筋腐食との複合的な劣化として土砂化したと考えられる事例や、鉄筋腐食は認められないが土砂化は生じているといった事例も多く存在する³⁻⁶⁾。本研究では、複合劣化は考えず、水の影響と疲労作用のみにより生じる土砂化を考える。図-3.5 に示したような RC 床版の梁状化部材の上層の橋軸方向と橋軸直角方向の 2 軸圧縮応力の疲労に加えて、湿潤条件下にあることで土砂化が生じると考えて試算を行う。

土砂化とはコンクリートが粗骨材と細骨材に分離したような状態で、例えば、骨材の周囲が径の 2/3 の深さまで露出しているとすれば、その骨材はもはや床版コンクリートから分離している状態と考えられる。したがって、土砂化深さが徐々に深くなる進行過程では、図-3.15 に示すように、骨材の大きさが影響して数センチ毎に段階的に進行すると考えられる。RC 床版では、繰返し载荷により圧縮鉄筋が存在する高さで水平ひび割れが生じることがわかっており、まず 1 段階目の土砂化は圧縮鉄筋位置までの深さで生じると考えられる。池端ら³⁻²⁴⁾は、模擬水平ひび割れを導入した RC 床版供試体に静的载荷実験を行い、水平ひび割れを有する RC 床版は押抜きせん断耐力が低下することを確認するとともに、耐力低下が疲労寿命の低下に寄与している可能性を示している。土砂化が生じる場合も同様に、土砂化深さの分だけ断面を損失することで、図-3.15 に示すように押抜き耐力が段階的に低下し、曲げが支配的な押抜き破壊に至ると考えられる。

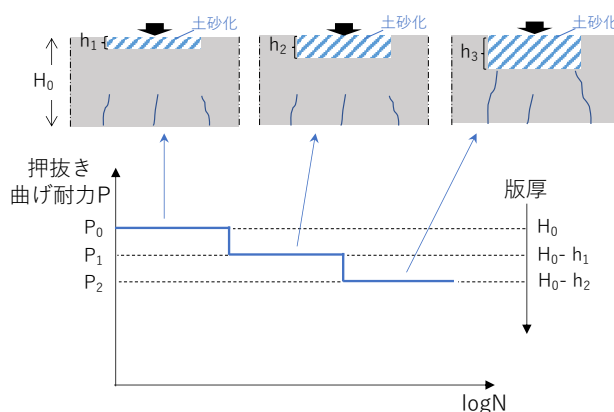


図-3.15 土砂化後押抜き破壊の P-logN 関係のイメージ

試算にあたっては、次のような条件を想定した。梁状化の梁幅を持つ RC 部材を想定し、曲げ理論による圧縮域で生じる圧縮応力による圧縮疲労を考える。土木学会コンクリート標準示方書³⁻⁴⁾におけるコンクリートの設計疲労強度式は次式で表される。

$$f_{rd} = k_1 f_d \left(1 - \frac{\sigma_p}{f_d}\right) \left(1 - \frac{\log N}{K}\right) \quad (\text{式 3.20})$$

ここで、

- f_{rd} : 設計疲労強度 (MPa), 応力振幅であり疲労上限応力と下限応力の差
- k_{1f} : 圧縮および曲げ圧縮で 0.85, 引張および曲げ引張で 1.0
- f_d : コンクリートの設計強度 (MPa)
- σ_p : 永続作用による応力度 (MPa)
- K : 普通コンクリートで継続あるいはしばしば水で飽和される場合と
軽量骨材コンクリートで 10, 一般のコンクリートで 17, である.

試算においては、安全係数は 1.0 とする。式 3.20 では、水中条件では乾燥条件よりも疲労寿命が大きく低下することを考慮している。式 3.20 による圧縮疲労の応力比 S と疲労寿命 $\log N$ の関係を図-3.16 に示す。実床版における土砂化を生じる領域は、上面のみが湿潤状態にあるような半水中条件を想定し、図-3.16 に示すように、乾燥と水中の中間の傾きを用いることとした。これは、土砂化が生じる際の実際の湿潤条件を正確に把握することが難しいためである。

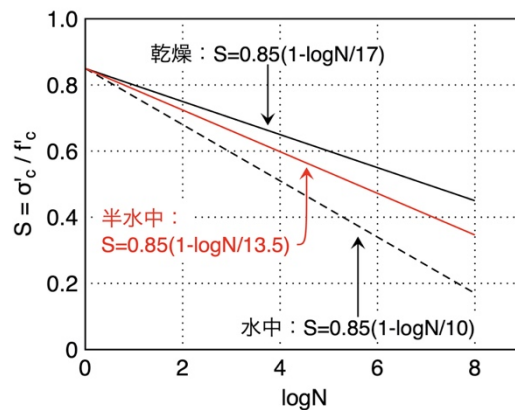


図-3.16 土木学会による圧縮疲労寿命と土砂化の湿潤条件を想定した疲労寿命

一般に、梁のコンクリート圧縮疲労について、応力度を用いて検討する場合は、応力三角形分布の合力位置に矩形に換算した応力分布を想定し、この見かけの応力を用いることとなっている³⁻⁴⁾。この時の見かけの応力、すなわち疲労照査用の設計疲労強度（応力振幅） σ'_{crd} は、上縁の圧縮応力 σ'_{cu} を用いて次式で表される。

$$\sigma'_{crd} = \frac{3}{4} \sigma'_{cu} \quad (式 3.21)$$

ここでは、式 3.21 は、コンクリート弾性体で応力の三角形分布が想定可能な範囲でのみ

適用可能と考えられるため、圧縮強度の 1/3 の応力以下の範囲のみを試算に用いる。

さらに、2 軸圧縮応力下では、1 軸圧縮疲労に比べて疲労寿命が増加することがわかっている。Heek ら³⁻²⁵⁾は、多軸応力状態における圧縮疲労応力について検討を行い、1 軸圧縮強度に対する 2 軸圧縮強度の比をパラメーターに含む等価応力に換算した応力比を用いて、2 軸圧縮応力下の S-N 関係を構築している。また、Saboori ら³⁻²⁶⁾は 2 軸応力下の疲労载荷におけるコンクリート強度を異方性モデルに基づき予測する手法で、2 軸応力下の S-N 関係を表す疲労軟化関数を構築している。いずれのモデルでも、2 軸圧縮疲労の S-N 曲線式は、図-3.17 に緑色の破線で示すように、1 軸圧縮疲労の S-N 関係の S 軸切片が増加して傾きが大きくなるようなモデルとなっており、その S 軸の切片は Heek らのモデルでは約 1.2、Saboori らのモデルでは約 1.4 であった。いずれのモデルも、実験結果との比較では $\log N=5$ 以降の精度が悪く、計算疲労寿命が実験疲労寿命よりも短く算出されている。そこで本研究では、図-3.17 に赤線で示すように、1 軸圧縮疲労の S-N 曲線の傾きそのままに、切片を 0.2 または 0.4 増加させることで、2 軸圧縮応力下の疲労寿命の試算を行った。土木学会による 1 軸圧縮疲労を表す式 3.20 では、圧縮や曲げ圧縮に対する S-N 曲線の切片は 0.85 であるため、上方へ 0.2 または 0.4 増加させた結果、図-3.18 のように $S=1.05$, 1.25 の切片を持つ S-N 関係となり、これを試算に用いた。

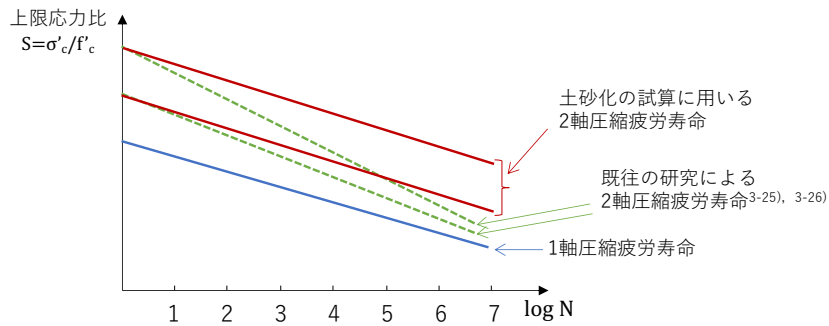


図-3.17 2 軸圧縮疲労のイメージ

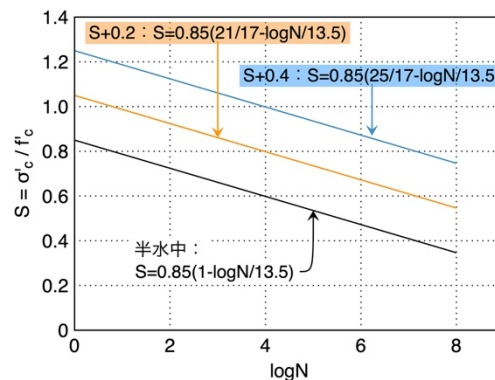


図-3.18 土砂化の湿潤条件と 2 軸圧縮を想定した疲労寿命

試算を行った結果を図-3.19 に示す。実際には土砂化は、図-3.15 に示したように、段階的に進行し、押抜き耐力が作用荷重を下回った時点で土砂化後の押抜き破壊に至ると考えられるが、試算においては、1層目の土砂化が生じる繰返し回数で押抜き破壊に至る場合を考えた。図-3.19 の P-logN 図では、荷重を縦軸にとり、作用荷重に対応するモーメントから算出した梁状化部材の圧縮応力に基づき算出した1層目の土砂化が生じる繰返し回数を示す。土砂化が生じる場合は湿潤条件であることを想定しており、湿潤条件におけるせん断圧縮破壊の疲労寿命と比較する必要がある。湿潤条件下の初期耐力が $2V_{bc}=149.0\text{kN}$ の供試体 RC39-9 に対して、提案 S-N 曲線式によるせん断圧縮破壊形式の P-logN 関係を合わせて示す。S+0.2 を想定した場合は、 $P=39.3\text{kN}$ より小さい疲労荷重に対して、せん断圧縮破壊よりも土砂化後の押抜き破壊が先に生じることがわかり、この場合の疲労寿命は $\log N=11.5$ 以上となると考えられる。S+0.4 を想定した場合は、せん断圧縮破壊形式の疲労寿命の方が短く算出されており、2軸圧縮疲労による疲労寿命増加の影響を大きく考慮し過ぎている可能性がある。また、提案式によるせん断圧縮破壊の疲労寿命では、斜めひび割れ発生荷重よりも小さい荷重で疲労載荷を行う場合に、斜めひび割れ発生までに要する繰返し回数を考慮に入れていないため、小さな疲労荷重の範囲では、S-N 曲線の傾きは図-3.19 に示すよりも緩やかになると考えられる。これを考慮に入れれば、荷重の小さい範囲ではせん断圧縮破壊形式よりも土砂化後押抜き破壊形式が支配的になる可能性が高いと考えられる。

今回の試算では、2層目、3層目の土砂化を考慮に入れていないなど、多くの仮定を含むものであり、定量的な評価に至ってはいない。床版の土砂化に要する繰返し回数や上層部に生じる応力状態については、実験的および解析的検討を今後深める必要がある。

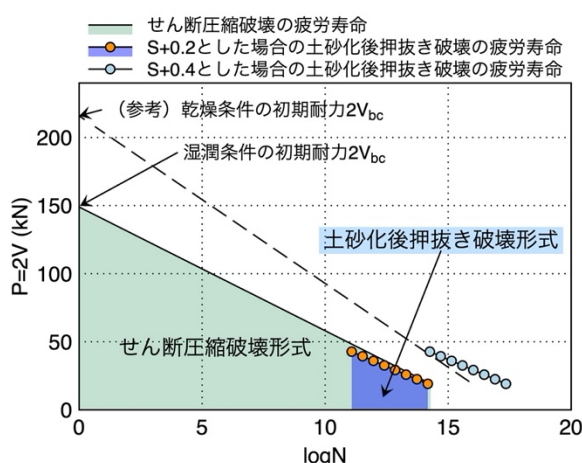


図-3.19 試算した土砂化後の押抜き破壊形式とせん断圧縮破壊形式の疲労寿命の比較

3-3-2-2 鉄筋降伏・破断形式の疲労寿命評価の方針と試算

まず、鉄筋降伏形式について考える。梁状化部材において、疲労荷重が曲げ引張耐力を上回ることで鉄筋降伏による曲げ破壊が生じる。すなわち、梁状化することで RC 床版の曲げ耐力が低下し、鉄筋量や版厚などの諸元によっては、主鉄筋が降伏することで曲げ引張破壊に至る可能性がある。実際には、RC 床版の梁状化部材は配力筋や隣接する梁状化部材の影響を受けるため、単純な梁の曲げ耐力とは異なると考えられる。ここでは、版に近い抵抗機構で曲げに抵抗し、梁状化することでその有効幅が減少していることを考え、隣り合う梁状化部材 3 本が一体となって抵抗することを考える。なお、この 3 本という部材数は、鉄筋降伏や破断による疲労寿命の定性的な理解をする上での大胆な設定である。

試算を行う供試体 RC39-9 の梁状化部材 3 本分の梁幅の曲げ引張破壊耐力は $P=205\text{kN}$ であり、式 3.14 によるせん断耐力 $2V_{bc}=216\text{kN}$ を下回っている。図-3.20 に示すように、提案した S-N 曲線式 3.17 によるせん断圧縮破壊の P-logN 曲線との交点は、 $\log N=0.88$ であり、整数に直せば約 8 回となる。すなわち、梁状化した床版では、疲労荷重に対して 10 回に満たない繰返し回数で主鉄筋の降伏による破壊に至ると考えられる。したがって、この供試体の P-logN 関係により、 205kN を上回る疲労荷重を受ける場合の破壊形式は、鉄筋降伏による破壊となる。

また、 205kN を下回る疲労荷重に対しては、主鉄筋に生じる引張応力によって鉄筋疲労破断を生じるかどうかの確認を行う。土木学会³⁻⁴⁾による鉄筋の疲労設計強度は次式で表される。

$$f_{srd} = 190 \frac{10^\alpha}{N^k} \left(1 - \frac{\sigma_{sp}}{f_{ud}}\right) / \gamma_s \quad (\text{式 3.22})$$

ここで、

f_{srd} : 鉄筋の設計疲労強度 (MPa), 応力振幅であり疲労上限応力と下限応力の差

f_{ud} : 鉄筋の設計引張強度 (MPa)

σ_{sp} : 永続作用による鉄筋の応力度 (MPa)

γ_s : 鉄筋の材料係数

k : 0.12

α : 鉄筋直径の影響を表し, $\alpha = k_{0f}(0.81 - 0.003\phi)$

k_{0f} : ふし形状の影響を表す係数で, 一般に 1.0

ϕ : 鉄筋直径 (mm), である

試算においては、安全係数は 1.0 とする。例えば、作用荷重 $P=200\text{kN}$ 時に主鉄筋に生じ

る引張応力は 340MPa, $P=180\text{kN}$ 時には 307MPa である. 式 3.22 における下限荷重時の最小応力 σ_{sp} を 150MPa と仮定すれば, 図-3.20 に黒色の破線で示すような $P\text{-log}N$ 関係を得られる. この供試体では輪荷重走行試験において, 205kN を下回る疲労荷重では鉄筋の疲労破断の疲労寿命よりもせん断圧縮破壊による疲労寿命のほうが短く, 鉄筋破断による破壊形式は生じないと考えられる.

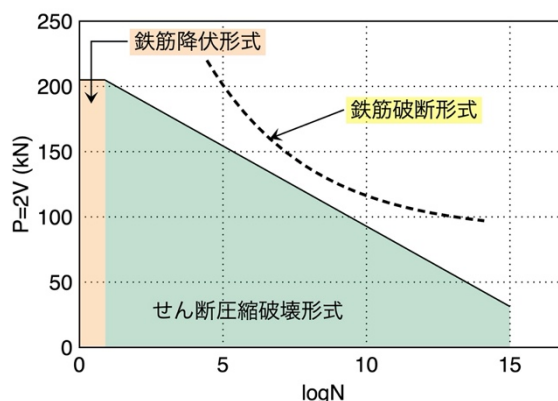


図-3.20 試算した鉄筋降伏・鉄筋破断形式とせん断圧縮破壊形式の疲労寿命の比較

以上の試算は, 曲げ引張に対して隣接する梁状化部材が一体となって抵抗することや, 鉄筋の最小引張応力が存在することを仮定しているため, 異なる条件を設定すれば疲労寿命は変化する. しかし, 例えば試算に用いた供試体 RC39-9 の最大鉄筋ひずみは 1200μ 程度であり³⁻²⁾, 押抜きせん断破壊時には鉄筋破断は生じていない. また, 多くの輪荷重走行試験で, 鉄筋破断による破壊は報告されていないため, 図-3.20 に示す破壊形式ごとの疲労寿命の大小関係はある程度合っていると考えられる

3-4 まとめ

3章では繰返し移動輪荷重を受ける道路橋 RC 床版の破壊形式を 3 つに分類し, 破壊形式に基づく疲労寿命評価法の必要性を示した. 特に輪荷重走行試験で観察されるせん断圧縮破壊形式の疲労寿命評価法を提案し, 適用性について検討するとともに, 他 2 つの破壊形式の疲労寿命の試算を行った. 本章の要点を以下に示す.

- ・ 輪荷重走行試験における実験床版と実橋梁における実床版の比較から, 損傷の共通点と差異を確認し, 実床版には土砂化が生じる点, 実験床版には斜めひび割れが生じる点が特徴であると示した. 繰返し移動輪荷重を受ける道路橋 RC 床版の破壊形式を, せん断圧縮破壊形式, 土砂化後の押抜き破壊形式, 鉄筋降伏・破断形式の 3 つに分類し, 破

壊機構が異なることから、それぞれの破壊形式に応じた疲労寿命評価法が必要であることを示した。

- 輪荷重走行試験で観察されるせん断圧縮破壊形式について、土木学会の棒部材のせん断耐力式に基づく形で構築したせん断耐力式と S-N 曲線式からなる疲労寿命評価法を提案した。提案式では新たに配力筋、コンクリート圧縮強度、支持条件、環境条件の影響を考慮する項を導入している。過去の輪荷重走行試験の実験データに対して提案式による評価を行い、既往の疲労寿命評価式との比較からその適用性を確認した。
- 土砂化後の押抜き破壊は、湿潤条件下で RC 床版の上層が橋軸方向と橋軸直角方向の 2 軸圧縮応力の疲労作用を受けることで段階的に進行し、断面損失により押抜き曲げ耐力の低下によって生じるという考えに基づいて試算を行った。また、鉄筋降伏破壊は、梁状化による曲げ引張耐力の低下によって生じ、鉄筋破断は主鉄筋の引張応力が繰返し作用することで生じるという考えに基づき、試算を行った。いずれも仮定の元での試算ではあるが、その結果、湿潤条件下で斜めひび割れ発生荷重を下回るような小さな疲労荷重を受ける場合は、せん断圧縮破壊形式よりも土砂化後押抜き破壊形式が支配的になる可能性が高いこと、鉄筋降伏破壊は極めて大きな疲労荷重を受ける場合に梁状化後ほんの数回の繰返し載荷で生じると考えられること、また鉄筋破断形式の疲労寿命はせん断圧縮破壊形式を大きく上回っており鉄筋破断による破壊は生じないと考えられることが推察された。

第 3 章の参考文献

- 3-1) 松井繁之：橋梁の寿命予測（RC 床版の疲労寿命予測），安全工学，Vol.30，No.6，pp.432-440，1991
- 3-2) 中谷昌一，内田賢一，西川和廣，神田昌幸，宮崎和彦，川間重一，松尾伸二：道路橋床版の疲労耐久性に関する試験，国土交通省国土技術総合研究所資料第 28 号，2002
- 3-3) 阿部忠，川井豊：輪荷重走行疲労実験における RC 床版の押抜きせん断耐荷力および S-N 曲線式との整合性の評価，コンクリート工学論文集，第 30 巻，pp.1-10，2019
- 3-4) 土木学会：コンクリート標準示方書 [設計編]，土木学会，2017
- 3-5) 竹田京子：輪荷重走行試験における RC 床版の疲労寿命予測に関する研究，北海道大学修士論文，2018
- 3-6) 道路橋コンクリート床版の土砂化対策に関する調査研究，土木研究所資料第 4398 号，2020
- 3-7) 松井繁之：移動荷重を受ける道路橋 RC 床版の疲労強度と水の影響について，コンクリート工学年次報告集，Vol.9，No.2，pp.627-632，1987
- 3-8) 奥本武司，前田幸雄，松井繁之，川口裕義：道路橋 RC 床版の疲労に関する研究，土木学会第 40 回次学術講演会，I-493，pp.985-986，1985
- 3-9) 園田恵一郎，堀川都志雄：輪荷重の反復作用下での道路橋 RC 床版の低サイクル疲労特性，土木学会論文集第 390 号，pp.97-106，1988
- 3-10) 松井繁之，木村元哉，瀬戸口嘉明，澤登善誠：RC 床版の疲労強度に対する増厚効果の実験的評価，土木学会第 45 回年次学術講演会，I-415，pp.860-861，1990
- 3-11) 松井繁之，福本喙士，水本雅夫，沖野真：RC 床版の疲労に及ぼす水の影響について，土木学会第 42 回年次学術講演会，I-180，pp.394-395，1987
- 3-12) 松井繁之：床版損傷に関する水の振舞い，土木学会第 43 回年次学術講演会，PSI-3，pp.6-7，1988
- 3-13) 松井繁之：道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究，大阪大学学位論文，1984
- 3-14) 第 7 回道路橋床版シンポジウム論文報告集，付録，土木学会，2012
- 3-15) 横山広，長屋優子，関口幹夫，堀川都志雄：自走式試験機による道路橋床版の使用限界の評価，第四回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp.49-54，2002
- 3-16) 関口幹夫：荷重走行疲労試験機を用いた道路橋床版の共通試験，東京都土木技術センター年報，Vol.2006，pp.67-78，2006
- 3-17) 大西弘，松井繁之，渡邊裕一：分割型載荷板を用いた輪荷重走行試験による RC 床版の S-N 曲線の検討，第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp.223-228，2003

- 3-18) 土木学会 鋼構造委員会道路橋床版の調査研究小委員会第 1 分科会：床版の輪荷重走行試験，道路橋床版の設計の合理化と耐久性の向上，pp.1-62，2004
- 3-19) 関口幹夫，長屋祐子，横山広，大西弘志：ゴムタイヤ式輪荷重走行疲労試験機による RC 床版のはり幅の検討，第六回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp.21-26，2008
- 3-20) 松下博通：水中におけるコンクリートの圧縮疲労強度に関する研究，土木学会論文報告集第 296 号，pp.87-95，1980
- 3-21) 古内仁，高橋義裕，角田與史雄：RC スラブの自由縁附近載荷に対する実用せん断設計法の研究，土木学会論文集，No.532，V-30，pp.141-149，1996
- 3-22) 大塚裕太，阿部忠，木田哲量，徐銘謙，澤野利章：RC 床版の押抜きせん断耐荷力に関する実験研究，第 39 回日本大学生産工学部学術講演会講演概要，土木部会 No.2，2006．参照：<http://www.cit.nihon-u.ac.jp/research/activities/conference/vol-39> (2020 年 10 月 14 日閲覧)
- 3-23) 濱田那津子：移動輪荷重を受ける RC 床版の疲労耐久性評価に関する研究，北海道大学平成 28 年度卒業論文，2017
- 3-24) 池端信哉，佐藤克樹，中村光：内部ひび割れが RC スラブの押抜きせん断耐力に与える影響に関する実験的検討，土木学会構造工学論文集，Vol.66A，pp.694-702，2020
- 3-25) Heek, P., Mark, P. : Multiaxial and variable amplitude fatigue of concrete, Civil Engineering Design, Vol.1, Issue3-4, pp.87-96, 2019
- 3-26) Saboori, A., Yazdani, S., Tolliver, D. : Anisotropic Damage Mechanics Modeling of Concrete under Biaxial Fatigue Loading, Open Journal of Civil Engineering, Vol.5, No.1, pp.8-16, 2015

第 4 章 コンクリート床版構造に対する疲労寿命

4-1 概説

4-1-1 緒言

本章では、RC 床版に加えて、プレストレストコンクリート (PC) 床版やプレキャスト PC 床版の接合部を含めたコンクリート床版構造に対する疲労寿命の考え方を示す。まず、輪荷重走行試験における階段状漸増載荷試験の定量的な評価法について検討した後に、階段状漸増載荷を受ける PC 床版やプレキャスト PC 床版接合部の過去の実験結果に基づいてその疲労寿命評価法の構築を試みる。加えて、構造形式や諸元、荷重条件がコンクリート床版構造の疲労寿命に及ぼす影響について、提案疲労寿命予測法を用いた計算例を通じて明らかにする。

4-1-2 過去の研究

輪荷重走行試験では経済的コストや時間的コストの観点から、疲労による損傷を促進させる目的で、段階的に上限荷重を増加させていく階段状漸増載荷試験が広く用いられており、実験結果も多く報告されている。階段状漸増載荷試験では、与える荷重の大きさ、回数、階段の段数といった載荷パターンが研究機関や実験供試体の諸元によって大きく異なり、それらの実験疲労寿命の評価が課題となっている。

コンクリートが不規則に変動するランダム荷重を受ける場合の疲労損傷度の評価手法としては、マイナー則（線形被害則）が一般によく用いられている。ランダムな繰返し荷重が作用する場合のマイナー数（累積損傷度） M は線形和によって得られ、 $M=1$ となったときに疲労破壊が生じると考えるものである⁴⁻¹⁾。マイナー数は次式で表される。

$$M = \sum_{i=1}^k \Delta M_i = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \quad (\text{式 4.1})$$

ここで、

M : k 段階の異なる荷重を受ける場合のマイナー数

n_i : i 番目の荷重における繰返し回数

N_i : i 番目の荷重で一定疲労載荷をする場合の破壊時繰返し回数, である.

松井^{4,2)}は変動荷重を受ける RC 床版の疲労寿命評価法の 1 つとして, 複数の異なる荷重による繰返し回数を任意の基準荷重に対する等価繰返し回数として換算する次式を, マイナー則に基づき提案している.

$$N_{eq} = \sum (P_i/P_o)^m \cdot n_i \quad (\text{式 4.2})$$

ここで,

N_{eq} : 基準荷重に対する等価繰返し回数

P_i : i 番目の荷重

P_o : 基準荷重

m : $m = 1/k$, k は S-N 曲線の傾きの絶対値

n_i : i 番目の作用荷重での繰返し回数, である.

松井による S-N 曲線 (式 3.3) の傾き k は 0.07835 で, その逆数 m は 12.76 であり, 松井による等価繰返し回数の式 4.2 と $m=12.76$ の値は, 多くの階段状漸増載荷の輪荷重走行試験結果の評価に用いられている. 等価繰返し回数は, 一定載荷と階段状漸増載荷の実験結果の比較検討を行う際に有用である. その一方で, 等価繰返し回数は基準荷重に対する換算値であるため, 相対評価の手法であり, 供試体諸元に起因して耐力や輪荷重が大きく異なる場合, 基準荷重を一律に定めることは難しい. それゆえ, 研究機関の枠を超えた統一的な評価が困難であると考えられる. また, 等価繰返し回数の算出には S-N 曲線の傾きの逆数 m を用いる必要があるが, 統一的な評価に用いることが可能な適切な値は見当たらず, 採用する S-N 曲線の傾きの逆数 m に応じて異なる等価繰返し回数が算出されることにも注意する必要がある.

過去に著者は, 輪荷重走行試験における階段状漸増載荷試験の疲労寿命評価法として, 繰返し回数増加に伴うせん断耐力低下線を提案した^{4,3)}. 既に 2 章で示したように, 提案したせん断耐力低下線は仮定を多く含んでおり, 特に, せん断耐力の低下を疲労損傷機構に基づいて説明できていない点, 三段階からなる疲労損傷挙動のうち初期段階の著しい進行を計算の簡便のため無視している点, が課題であった. 本章では, 2 章で構築した新たなせん断耐力低下モデルに中核に据えた疲労寿命予測法を提示する.

道路橋において PC 床版は耐久性に大きな利点を持ち, 近年は RC 床版に替わって数多く

導入されている。一方で、PC床版の疲労寿命評価法は確立しているとはいえ、それゆえ、PC床版の有用性について定量的評価が行われていない。PC床版の疲労耐久性評価を目的として、輪荷重走行試験による実験的検討が実施されているが、PC床版の疲労寿命は一般にRC床版よりも長く、試験期間が長期に及ぶことから、促進試験として疲労荷重を段階的に増加させる階段状漸増載荷の荷重条件が採用されることが多く、定量的な評価を行えないことに加えて、押抜きせん断破壊に至った実験結果の例がRC床版に比べて非常に少ない。

東山・松井^{4,4)}は、松井によるRC床版の押抜きせん断破壊の力学モデルをPC床版へ拡張する形で、橋軸方向と橋軸直角方向の2方向プレストレスを導入したPC床版の押抜きせん断耐荷力式を提案している。後藤^{4,5)}は、繰返し移動輪荷重を受けるPC床版はRC床版と同様に梁状化を生じることから、東山・松井の式に基づき橋軸直角方向の1方向プレストレスを導入したPC床版を想定した梁状化したPC床版の押抜きせん断耐荷力式を次のように提案している。

$$P_{sx} = 2f_{cvm}(s_p + \phi_p)x_m + f_t \left\{ n_{pd} \cdot \frac{(s_p + \phi_p)}{2} \cdot 2C_{pd} \right\} \quad (\text{N}) \quad (\text{式 4.3})$$

ここで、

- f_{cvm} : 主鉄筋方向のプレストレスを導入したコンクリートのせん断強度 (MPa)
- s_p : PC鋼材の配置間隔 (mm)
- ϕ_p : PC鋼材径 (ポストテンションの場合シース径) (mm)
- x_m : 主鉄筋に直角な断面の引張側コンクリートを無視した時の中立軸深さ (mm)
- f_t : コンクリート引張強度 (MPa)
- n_{pd} : せん断破壊領域内にある配力筋方向のPC鋼材本数
- C_{pd} : せん断破壊領域内にある配力筋方向のPC鋼材からの引張側配力筋までの距離、である。

さらに後藤は、橋軸直角方向にプレストレスを導入したPC床版の輪荷重走行試験結果に基づき、式4.3と併せて適用するPC床版のS-N曲線式を次のように提案している^{4,5)}。

$$\log \left(\frac{P}{P_{sx}} \right) = -0.13455 \log N + \log 5.65 \quad (\text{式 4.4})$$

このS-N曲線式は、PC床版の階段状漸増載荷試験の実験結果の疲労破壊時の繰返し回数

を、基準荷重に対する等価繰返し回数（式 4.2）に換算して、これを疲労寿命として構築したものである。

また、一般にプレキャスト PC 床版同士は、継手構造と現場施工の間詰コンクリートを用いた RC 構造により接合する。これまで、接合部に用いる継手鉄筋としてループ継手や端部拡径鉄筋などの様々な構造が提案されるとともに、輪荷重走行試験を含む実験的評価や検討が行われてきた。文献 4-6)から文献 4-10)では、それぞれ異なる形状の継手鉄筋を用いた接合部を含む PC 床版供試体の輪荷重走行試験を階段状漸増载荷の荷重条件で実施し、疲労寿命や破壊時のひび割れ状況について報告をしている。しかしながら、PC 床版接合部が繰返し移動輪荷重を受ける場合の疲労耐久性に関する定量的評価法は確立していない。

PC 床版やプレキャスト PC 床版接合部の過去の輪荷重走行試験では、ほとんどが階段状漸増载荷の荷重条件で実施されている。そこで、まず、階段状漸増载荷試験の評価法の適用性について検討を行ったのちに、PC 床版およびプレキャスト PC 床版接合部のせん断耐力式の構築を試みる。

4-2 荷重履歴の評価に関する検討

4-2-1 提案する階段状漸増载荷試験の評価法

本研究における疲労破壊の定義は次のように与えた。輪荷重走行試験において繰返し回数が増加すると、疲労による損傷が進み、せん断耐力が徐々に低下すると考えられる。低下した残存せん断耐力が、実験で与えられる疲労上限せん断力を下回った時に起こるせん断破壊を疲労破壊と考える。この時に与える残存せん断耐力低下モデルは、2章で構築したものをを用いる。以下に残存せん断耐力低下モデルを再記する。

$$\frac{V_r}{V_0} = \begin{cases} 1 - \frac{2}{19} \left(\frac{N}{N_f} \right) & (0 < \frac{N}{N_f} \leq 0.95) \\ \left\{ 0.9 - 19 \left(\frac{V_{max}}{V_0} - 0.9 \right) \right\} + \frac{V_{max} - 0.9}{0.05} \left(\frac{N}{N_f} \right) & (0.95 < \frac{N}{N_f} < 1) \end{cases} \quad (\text{式 4.5})$$

ここで、

- V_r : 繰返し回数 N の時の残存せん断耐力
- V_0 : 初期せん断耐力
- V_{max} : 疲労载荷における上限せん断力
- N : 繰返し回数 (回)
- N_f : 破壊時繰返し回数 (回), である。

ここで、新たに構築したモデルと、著者が過去に提案したせん断耐力低下線との比較を行う。図-4.1に新旧の各モデルのせん断耐力低下線を示す。過去のモデルでは、2直線の交点を繰返し回数 $\log N_f$ の95%として与えたため、横軸を整数表示とした場合に、初期に大きくせん断耐力が低下するようなモデルとなっている。過去のモデルの提案時には、初期にせん断耐力が低下することは意図していないが、本研究で改めて破壊機構やせん断抵抗機構に基づいて再構築したことで、せん断耐力の低下をより合理的に説明できるモデルに修正できたと考えられる。

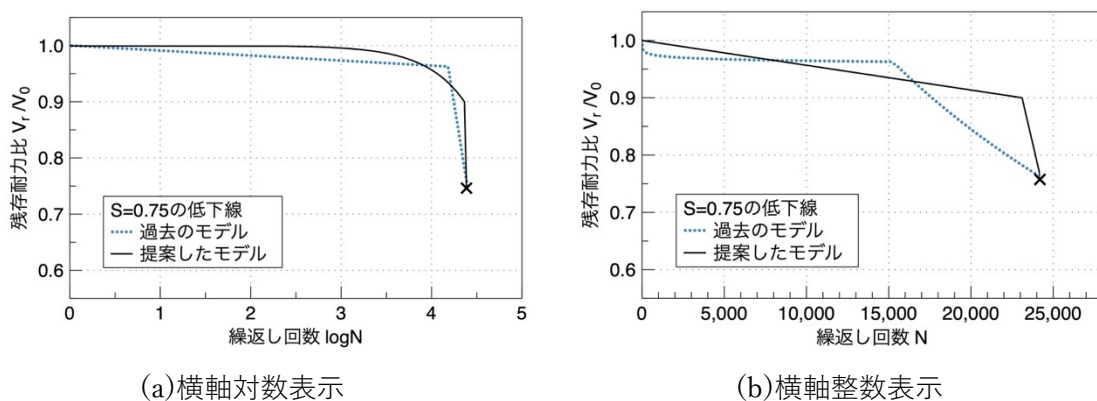


図-4.1 せん断耐力低下モデルの比較

2章の残存せん断耐力低下モデル（式 4.5）、3章のせん断耐力式（式 3.14）、S-N 曲線式（式 3.19）を用いて、輪荷重走行試験における階段状漸増载荷の評価を行う。式 3.14、式 3.19 を以下に再記する。

せん断耐力式

$$V_{bc} = \alpha_e \cdot \alpha_B \cdot \beta_{p1} \cdot \beta_{p2} \cdot \beta_d \cdot f_{vmcd} \cdot b_{w,e} \cdot d \quad (N) \quad (式 4.6)$$

ここで、

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } 1.5 \text{ とする}$$

$$f_{vmcd} = 0.32 \sqrt[3]{f'_{cd}}$$

α_e : 環境条件を表す係数で、乾燥条件では 1.0、湿潤条件では 0.69

β_{p1} : 主鉄筋の影響を表す項で、 $\beta_{p1} = (100p_1)^{\{\frac{1}{3} + 0.5(100p_2)\}}$

β_{p2} : 配力筋の影響を表す項で、 $\beta_{p2} = 1 + 0.125 \frac{p_2}{p_1}$

α_B : 支持条件の差異を表す係数で、
二辺単純・二辺弾性支持の場合は 1.0

二辺単純・二辺自由として扱える場合は 0.64

四辺単純支持として扱える場合は 1.5

p_1	: 主鉄筋比
p_2	: 配力筋比
d	: 主鉄筋の有効高さ (mm)
f'_{cd}	: コンクリート圧縮強度 (MPa)
$b_{w,e}$: 腹部の幅 (mm) で、松井による梁幅の算定式 (式 3.2) により求める.

S-N 曲線式

$$S = \frac{V_{max}}{V_{bc}} = 1 - K \log N_f \quad (\text{式 4.7})$$

ここで,

$K=0.057$ (乾燥条件の場合), または 0.061 (湿潤条件の場合)

V_{bc} : 初期せん断耐力で, 式 4.6 によって求める

V_{max} : 疲労載荷における上限せん断力

N_f : 破壊時繰返し回数 (回), である.

2章で示したように, 今回用いる残存せん断耐力低下モデルは, 特定の諸元のせん断補強筋を持たない RC 梁の実験結果から構築されたものであり, 様々な RC 部材に広く適用できるものではないと考えられる. しかし, 4章で扱う床版供試体は, 諸元に関わらず, 梁状化後, すなわちせん断補強筋を持たない RC 梁とみなせる状態になった後にせん断圧縮破壊に至っていることから, モデル構築時と破壊形式および部材の種類が一致しており, 残存せん断耐力低下モデルの適用範囲に含まれると考えて, これ以降の検討を行った.

まず, 残存せん断耐力低下モデルを用いた疲労寿命評価の考え方を図-4.2 に示す. ここでは, 疲労荷重 P_1 で N_1 回, 荷重 P_2 で N_2 回の繰返し載荷を行った後, 荷重 P_3 の繰返し載荷を N_3 回受けた時に破壊に至るという 3 段階の階段状漸増載荷について考える.

まず, 1 段階目の載荷として荷重 P_1 が N_1 回与えられる. 荷重 P_1 に対する疲労寿命は N_{f1} であり, $N_{f1} > N_1$ とする. 式 4.5 により得られる残存せん断耐力低下線 (赤色の線) に基づき, せん断耐力は V_0 から V'_0 まで低下するが, $N_{f1} > N_1$ であるため, 破壊には至らない. 続いて 2 段階目の載荷では, 荷重が P_2 まで引き上げられ, P_2 の載荷開始時の初期せん断耐力が V'_0 ($< V_0$) となる. P_2 に対する疲労寿命は N_{f2} であり, $N_{f2} > N_2$ とする. V'_0 から新たな低下線 (青色の線) に基づきせん断耐力が低下し, N_2 回の時のせん断耐力が V''_0 となるが, $N_{f2} > N_2$ であるため, 破壊には至らない. さらに 3 段階目において荷重が P_3 まで引き上げら

れ、 V''_0 からせん断耐力が低下していき、 N_3 回の繰返し载荷時のせん断耐力が、作用荷重 P_3 を下回ることによって破壊に至る。

この評価法においては、2 段階目以降の繰返し载荷を受ける際に、1 段階目の先行荷重によって初期せん断耐力がすでにいくらか低下しているため、先行荷重を受けない場合と比べて作用荷重比 S が大きくなり、より厳しい载荷条件となる。すなわち、先行荷重による疲労損傷の影響を、せん断耐力の低下として考慮していることになる。

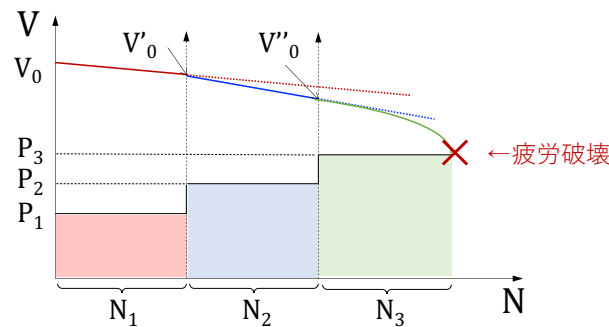


図-4.2 せん断耐力低下モデルを用いた階段状漸増载荷試験の評価の考え方

また、階段状漸増载荷の評価を行うにあたっては、残存せん断耐力低下モデルに加えて、S-N 曲線が必要となる。過去の輪荷重走行試験の階段状漸増载荷では、小さな荷重から徐々に増加させるような荷重設定となっているため、小さい荷重比の疲労損傷を扱える必要があるが、提案している S-N 曲線 (式 4.7) では、 S に対する適用範囲を設けていない。すなわち、 S が小さい範囲、例えば $S=0.3$ という非常に小さい繰返し荷重による载荷であっても、計算上は $\log N=12.3$ で破壊に至り、いわゆる疲労限界を全く考慮していない。Chang ら⁴⁻¹¹⁾は RC 梁の疲労試験を多数行い、部材レベルでの疲労損傷の進行は $S=0.6$ 程度から鈍くなり、S-N 曲線はほとんど横ばいになることを報告している。そこで本節では、図-4.3 に示すように、 $S=0.6$ を変曲点とした 2 直線へと S-N 曲線を修正して階段状载荷の疲労寿命の評価を行うこととした。この S-N 曲線式は次式で表される。

$$S = \begin{cases} 1 - 0.057 \log N & (S \geq 0.6) \\ 0.72 - 0.018 \log N & (S < 0.6) \end{cases} \quad (\text{式 4.8})$$

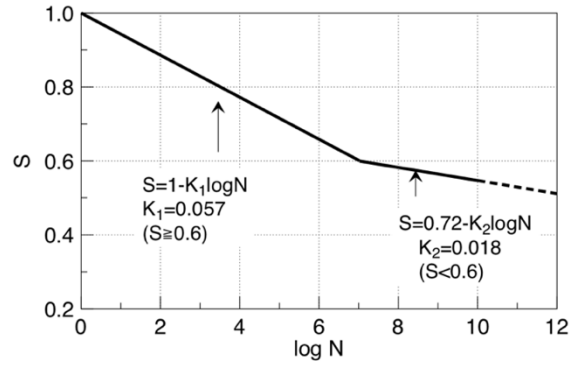


図-4.3 階段状漸増载荷の評価に用いた S-N 曲線

4-2-2 階段状漸増载荷の提案評価法の適用性

文献 4-12)から 4-15)で報告されている RC 床版の階段状漸増载荷の輪荷重走行試験の実験結果計 27 体を検討に用いる。実験データの階段数，提案式による計算耐力，载荷荷重を合わせて表-4.1 に示す。なお，土木研究所による実験結果のうち，13 段階载荷後も未破壊であった供試体 3 体と，第 1 段階の荷重で破壊に至った供試体 1 体は検討の対象外とした。

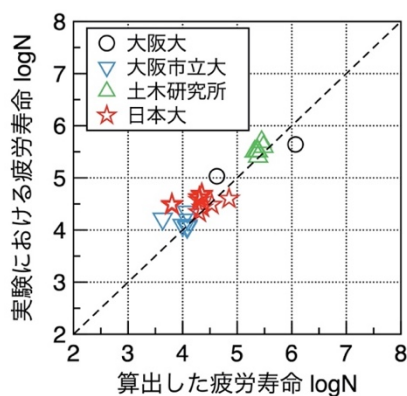
表-4.1 検討に用いた階段状漸増载荷試験の実験データ

研究機関	大阪大学 (2 体)	大阪市立大学 (6 体)	土木研究所 (6 体)	日本大学 (13 体)
階段数	2	2~3	7~13	2~5
提案式による 計算耐力 $2V_{bc}$ (kN)	194~237	25~37	337~398	84~164
1 段目の荷重 P_1 (kN)	124	17~25	157	60~100
破壊時の荷重 P_f (kN)	157	29	274~392	80~120

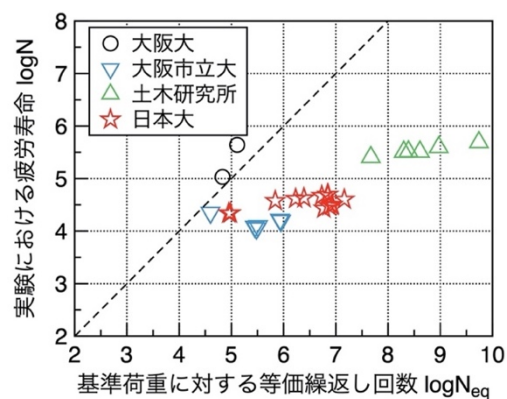
階段状漸増载荷試験では，与える荷重比が変化するため，一定载荷の荷重条件のように，S-N 図を用いて疲労寿命を S-N 曲線式と比較することができない。そこで，実験疲労寿命との直接比較を行った。図-4.4(a)に提案評価法による計算疲労寿命と実験疲労寿命の比較を，図-4.5(a)~(d)に研究機関ごとの载荷パターンと実験破壊点（疲労寿命）と提案評価法による計算破壊点（疲労寿命）を，表-4.2 に各供試体の実験疲労寿命，提案評価法による計算疲労寿命の対数値を示す。また，参考のために，既往の評価法としての松井による等価繰返し回数を表-4.2 に示し，図-4.4(b)に実験疲労寿命との比較を示す。松井による等価繰返し回数は式 4.2 に基づき算出した。なお，等価繰返し回数は，異なる荷重での破壊時繰返し回数を基準荷重に対する等価な繰返し回数に換算するものであり，本評価法の計算疲労寿命とは直接比較できないことに注意が必要である。等価繰返し回数の基準荷重も表-4.2 に合わせて示す。基準荷重は任意の荷重を設定できるが，過去の報告では，階段状漸増载荷の 1 段目の荷重を採用している例が多い。表-4.2 の等価繰返し回数の算出には，大阪大学と土

木研究所の供試体には文献 4-15)で使用されている基準荷重を，日本大学の供試体には文献 4-14)で使用されている基準荷重を採用し，大阪市立大学の供試体は 20kN を基準荷重とした。

図-4.4(a)により提案評価法による計算疲労寿命と実験疲労寿命の比較をすると，供試体によって計算疲労寿命が実験疲労寿命を下回るものと上回るものが存在しており，全体としては実験結果を概ね適切に評価可能であることがわかる。また，図-4.4(b)と表-4.2 より，等価繰返し回数は全体として実験疲労寿命よりもはるかに大きな値が算出される傾向があることがわかる。例えば，日本大学の実験では図-4.5 に示すように，13 体の供試体に 3 つの载荷パターンのいずれかを与えており，等価繰返し回数の比較を行うことで，異なる荷重履歴を持つ供試体同士の疲労寿命の相対評価が可能となる。しかし，等価繰返し回数は実験疲労寿命よりもはるかに大きく算出されており，等価繰返し回数そのものの妥当性は明確にならない。このため，階段状漸増载荷のような複数の荷重履歴を持つ実験の破壊時繰返し回数の評価という点において，残存せん断耐力低下モデルを用いた提案評価法は有効であると考えられる。さらに，図-4.4 に示すように，階段状漸増载荷の実験結果の傾向を捉えることができていることから，十分な精度をもって評価可能な手法であると考えられる。



(a)提案評価法による評価



(b)既往の等価繰返し回数による評価

図-4.4 階段状漸増载荷を受ける RC 床版の計算疲労寿命と実験疲労寿命の比較

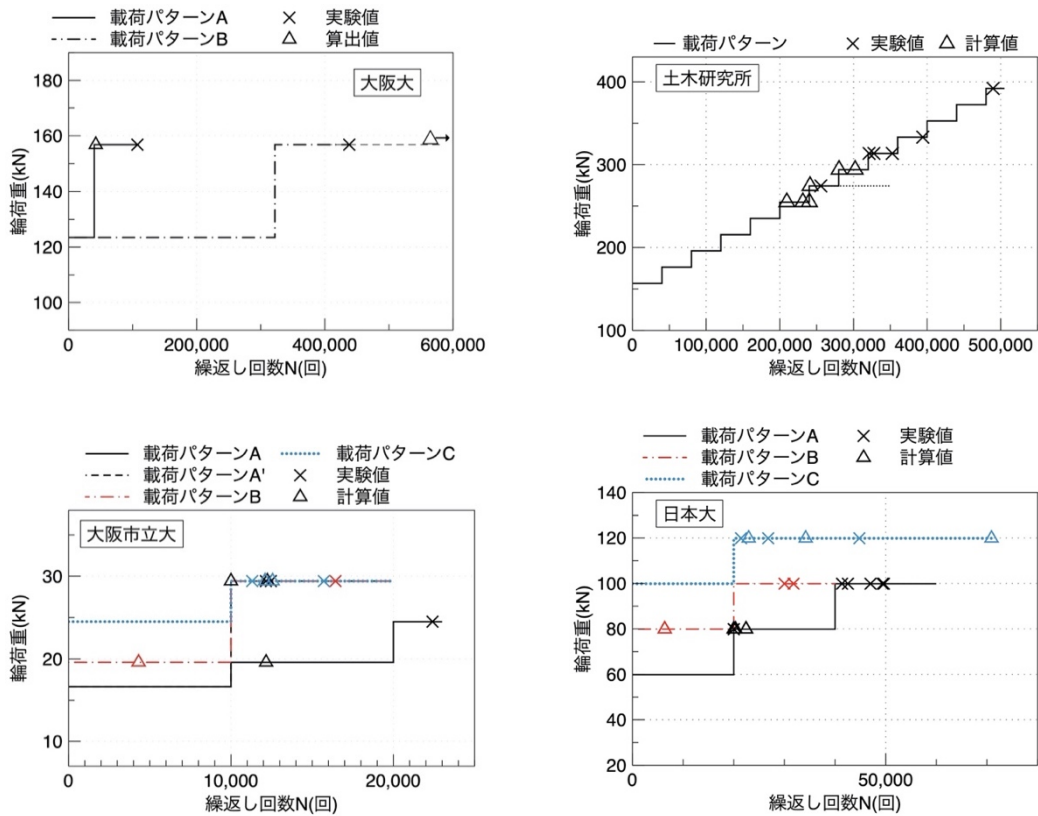


図-4.5 荷重パターンと計算破壊点と実験破壊点

表-4.2 階段状漸増荷重の実験疲労寿命，提案評価法による計算疲労寿命，基準荷重に対する等価繰返し回数の対数値

研究機関	供試体名	実験疲労寿命の対数 $\log N$	提案評価法による計算疲労寿命の対数 $\log N$	等価繰返し回数の基準荷重 (kN)	等価繰返し回数の対数 $\log N_{eq}$
大阪大学	DR-3	5.03	4.63	157	4.83
	DR-4	5.64	6.07	157	5.11
大阪市立大学	IR	4.05	4.08	20	5.48
	ID	4.08	4.09	20	5.45
	ID	4.20	4.10	20	5.95
	NOR	4.10	4.00	20	5.51
	NOR	4.22	3.63	20	5.93
	NOR	4.35	4.08	20	4.60
土木研究所	RC-47-2	5.52	5.36	157	8.39
	RC-47-3	5.51	5.38	157	8.61
	RC-47-4	5.51	5.32	157	8.30
	RC8o-1	5.41	5.38	157	7.67
	RC8n-1	5.69	5.45	157	9.74
	RC8n-2	5.60	5.48	157	8.97

表-4.2 階段状漸増載荷の実験疲労寿命，提案評価法による計算疲労寿命，基準荷重に対する等価繰返し回数の対数値（続）

研究機関	供試体名	実験疲労寿命の対数 $\log N$	提案評価法による計算疲労寿命の対数 $\log N$	等価繰返し回数の基準荷重 (kN)	等価繰返し回数の対数 $\log N_{eq}$
日本大学	A-RC-35-1	4.34	4.30	60	4.98
	A-RC-35-2	4.34	4.30	60	4.95
	B-RC-21-1	4.57	4.30	60	5.84
	B-RC-21-2	4.62	4.30	60	6.23
	B-RC-27-1	4.63	4.31	60	6.39
	B-RC-32-1	4.67	4.35	60	6.73
	B-RC-32-2	4.69	4.35	60	6.84
	B-RC-32-3	4.70	4.35	60	6.85
	B-RC-35-1	4.48	3.80	60	6.87
	B-RC-35-2	4.50	3.80	60	6.93
	C-RC-26-1	4.43	4.36	72	6.77
	C-RC-30-1	4.49	4.53	72	6.92
	C-RC-34-1	4.60	4.85	72	7.16

4-3 PC 床版の疲労寿命予測

4-3-1 PC 床版一般部の疲労寿命予測法

3章では，複数の研究機関で実施された輪荷重走行試験結果に基づいて検討を行い，試験条件の異なる実験データを統一的に評価可能で，なおかつ，せん断抵抗機構および破壊機構に基づいた RC 床版の疲労寿命予測法を提案した．提案式はせん断耐力式と S-N 曲線式の2つの式からなり，せん断耐力式は土木学会コンクリート標準示方書 [設計編] における棒部材のせん断耐力式に基づく形で開発した．そこで，土木学会の棒部材のせん断耐力式に導入されているプレストレスの影響を考慮する項 β_n を提案式に取り入れることで，PC 床版の疲労寿命予測式へと拡張を試みた．

PC 床版が輪荷重走行試験において，一定の大きさの繰返し荷重を受ける場合のせん断耐力式を，次のように提案する．

$$V_{bc} = \alpha_e \cdot \alpha_B \cdot \beta_{p1} \cdot \beta_{p2} \cdot \beta_n \cdot \beta_d \cdot f_{vmc} \cdot b_{w,e} \cdot d \quad (\text{式 4.9})$$

ここで，

β_n : プレストレスの影響を考慮する項

$$\beta_n = \sqrt{1 + \sigma_{cg}/f_{vt}}$$

ただし， $\beta_n > 2$ となる場合は 2 とし，プレストレスがない場合は 1 とする．

σ_{cg} : 断面高さの 1/2 の高さにおける平均プレストレス (MPa)

$$f_{vt} : f_{vt} = 0.23f_c^{2/3}$$

f'_c : コンクリート圧縮強度 (MPa), である.

新たに導入した β_n を除き, 他の項は全て式 4.6 と同様に求める. また, S-N 曲線式は RC 床版と同様に, 式 4.7 を修正した式 4.8 を用いた. なお, 2007 年版コンクリート標準示方書においては, プレストレスの影響を, $\beta_n = 1 + 2M_0/M_d$ (M_0 : 設計曲げモーメント M_d に対する引張縁において軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント, M_d : 設計曲げモーメント) により考慮することになっている. 本論文の範囲においては, 式 4.9 に示した 2012 年版のプレストレスの影響の項を採用した場合と 2007 年版の項を採用した場合で, β_n はほぼ同じ値となることを確認している.

また, 文献 4-15)における土木研究所による PC 床版供試体 2 体を用いて試算を行った際, 対象の PC 床版には, 橋軸直角方向に 242kN/1 本の PC 鋼材が 250mm 間隔で配置されており⁴⁻¹⁶⁾, 断面計算において, 破壊時に想定される中立軸から約 60mm 下方に PC 鋼材が位置していることから, PC 鋼材は引張材として十分寄与していると考えた. そこで本論文においては, 引張主鉄筋の断面積 A_s に加えて PC 鋼材の断面積 A_p を主鉄筋比に考慮することとした. 実際には, PC 鋼材の断面積 A_p に, 引張主鉄筋の有効高さ d に対する PC 鋼材の有効高さ d_p の比を乗じることで, 引張主鉄筋と PC 鋼材の有効高さの差異を考慮することとした.

式 4.9 と, 4-2 節の階段状漸増载荷の提案評価法を用いて, 土木研究所による実験⁴⁻¹⁵⁾, NEXCO による実験⁴⁻⁵⁾, 日本橋梁建設協会 (以下, JBA) と土木研究所による共同実験⁴⁻⁶⁾で報告されている階段状漸増荷重を受ける供試体のうち, 接合部を有さない 5 体の PC 床版供試体の疲労寿命を算出した. 計算疲労寿命と実験疲労寿命の比較を図-4.6 に示す. また, 载荷パターンと破壊点を図-4.7 に, 提案評価法による計算結果を表-4.3 に示す. 図-4.6 より, 土木研究所および JBA の実験結果は, 非常に精度良く疲労寿命を計算できていることがわかる. 一方で, NEXCO における供試体では, 実験疲労寿命が 141 万回および 337 万回と非常に長く, 計算疲労寿命は実験疲労寿命を下回り, 整数比で 1/140~1/330 倍となった.

文献 4-15), 4-5), 4-6)に報告されている橋軸直角方向の切出し断面を比較すると, NEXCO の供試体では他と比較して, 斜めひび割れの角度が 20 度~26 度と非常に小さいことと, PC 鋼材とほぼ同間隔で曲げひび割れが多く存在することに特徴が見られた. また, 橋軸方向の切り出し断面では, PC 鋼材を中心としたひび割れが多く確認できる. 特に, NEXCO-N3 供試体では, 圧縮鉄筋高さの水平ひび割れに加えて, PC 鋼材と引張鉄筋の中間程度の深さで水平方向にひび割れが進展して床版の側面に到達していた. 以上の破壊状

況より，文献 4-5)で報告された NEXCO の実験結果は，提案式で想定しているせん断圧縮破壊に至っていないことから，破壊形式が異なるために計算疲労寿命が実験値と解離した可能性がある。なお，本研究で扱った 5 体の PC 床版に対するプレストレスの影響を考慮する項 β_n の値は，土木研究所による供試体が 1.65~1.71, NEXCO による供試体が 1.59~1.60, JBA による供試体が 1.56~1.58 であり，プレストレスに大きな差は見られない。様々な諸元や荷重条件下において PC 床版に生じうる破壊性状を把握するためには，より検討を深める必要があり，今後の課題である。

後藤らは文献 4-5)で，自身の実験供試体に加えて文献 4-6), 4-9)の PC 床版供試体および接合部を含む PC 床版供試体計 5 体を対象に，自身らが提案する押抜きせん断耐荷力式 4.3 を適用した結果に基づき構築した PC 床版に対する S-N 曲線式 4.4 を提案している。式 4.4 は，松井による RC 床版の S-N 曲線式による疲労寿命を大きく上回る値を算出する。一方，本研究の評価法では，RC 床版と PC 床版に対して，同様の形で表されるせん断耐力および S-N 曲線式を共通で適用可能な点に特徴がある。その適用性については，図-4.6 で示したように，ある程度の精度で PC 床版の疲労寿命予測が可能な評価法であると言える。

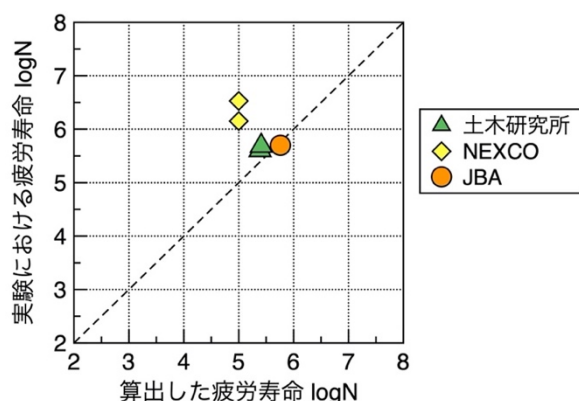


図-4.6 PC 床版の計算疲労寿命と実験疲労寿命の比較

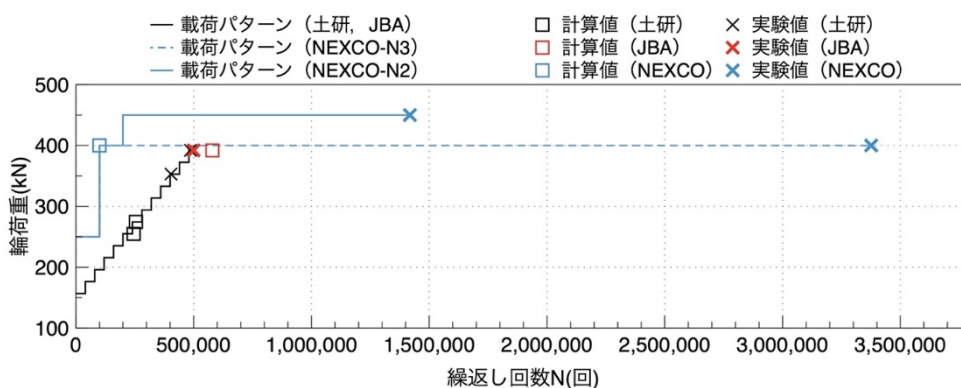


図-4.7 PC 床版の荷重パターンと計算破壊点と実験破壊点

表-4.3 提案評価法による PC 床版の疲労寿命と耐力の計算結果

研究機関	供試体名	実験疲労寿命の 対数 logN	提案評価法による 計算疲労寿命 の対数 logN	$\beta_n=1$ とした 場合の $2V_{bc}$ (kN)	β_n を考慮し た場合の $2V_{bc}$ (kN)
土木研究所 ⁴⁻¹⁵⁾	PC81	5.61	5.39	212	361
	PC82	5.69	5.41	223	367
JBA (土木研究 所と共同) ⁴⁻⁶⁾	継手なし 供試体	5.70 (グラフ読み取り値)	5.76	353	554
NEXCO ⁴⁻⁵⁾	N2	6.15	5.00	260	413
	N3	6.53	5.00	258	414

4-3-2 プレキャスト PC 床版接合部の疲労寿命予測法

4-3-2-1 接合部の疲労耐久性評価法構築の方針

本節では、まず、既往の提案式に基づきプレキャスト PC 床版の接合部の疲労寿命の試算を行う。その結果から、繰返し輪荷重を受ける床版において接合部の継手構造が疲労寿命に与える影響について考察を行い、三次元非線形有限要素解析による検討を行う。解析的検討では、接合部を部分的に抜き出した形状の継手モデルを用いて、継手鉄筋がコンクリート内部に与える圧縮力について検討を行う。この解析結果に基づき、継手構造の影響を考慮に入れ、接合部を模した RC 梁モデルの静的解析を行う。最終的には、プレキャスト PC 床版の接合部の疲労寿命評価について提案式の修正と検討を試みる。

4-3-2-2 提案式に基づく接合部の疲労耐久性評価のコンセプトと疲労寿命試算

まず、プレキャスト PC 床版のうち、PC 構造であるプレキャスト部を式 4.9, RC 構造である接合部を式 4.6 に基づき、疲労寿命の試算を行う。検討には、文献 4-6) から 4-10) に示される 5 種の継手形状による接合部を有するプレキャスト PC 床版 6 体を用いた。図-4.8 に各供試体の接合部の断面図および鉄筋形状の概略を示し、以降、供試体 A-E と呼ぶ。また、接合部と区別するため、プレキャスト部分を一般部と呼ぶ。

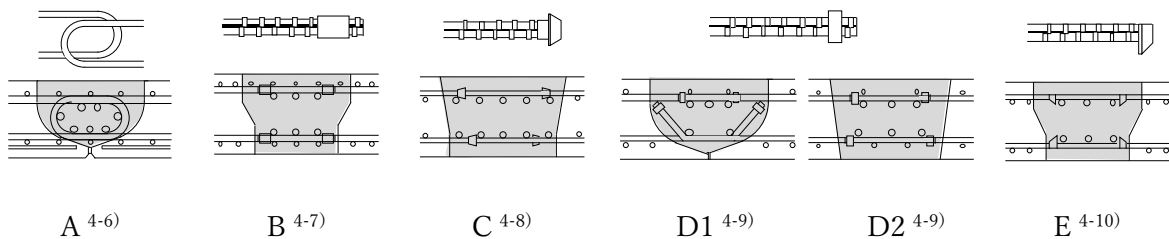


図-4.8 検討に用いた接合部の断面および継手鉄筋形状

式 4.6 に基づいた接合部の疲労寿命の試算の際には、配力筋比と梁状化の腹部の幅を次のように考慮した。接合部では両側のプレキャスト床版から継手鉄筋が差し出されており、こ

れが一般部における配力筋にあたるため、接合部では継手鉄筋比を配力筋比に換算した。図-4.8 に示した A-E のいずれの継手形状の場合も、一般部では配力筋として配置される鉄筋であり、両側から交互に差し出されるため、一般部と比較して接合部の配力筋比は高いものと考えられる。今回の検討では、一般部から算出される配力筋比の2倍とした。なお、試算では、継手鉄筋の端部に付属する拡径部分やループ形状の影響は考慮していない。また、接合部ではプレキャスト部分と現場打ち部分の間に打継ぎ目地が存在している。繰返し載荷回数が増加によってこの面に沿った目開きが生じる可能性が高く、実際、検討に用いた供試体でも打継ぎ面に沿ったひび割れや、打継ぎ面での不連続性が確認されている。そこで今回の検討では、打継ぎ部分の橋軸方向の幅と同等の有効幅を持つ梁として接合部が抵抗すると考えて評価を行った。式 4.6 では腹部の幅 b_{w_e} を松井による梁幅の算定式(式 3.2)で算出していたが、今回の疲労耐久性評価では、接合部の橋軸方向の上面側の幅を腹部の幅 b_{w_e} として用いた。

表-4.4 に実験における疲労寿命と、接合部のせん断耐力と疲労寿命の試算結果を示し、比較のため、一般部(プレキャスト PC 床版部)の耐力と疲労寿命の計算値も示す。また、図-4.9 に実験疲労寿命と接合部の計算疲労寿命の比較を示す。なお、供試体 B および C では接合部打継ぎ面からの漏水を確認する目的で、一部水張り状態での繰返し載荷を行なっているため、水張り載荷の間は環境条件を表す係数 α_e を考慮して疲労寿命を算出した。供試体 D1, D2 および E では、載荷停止中に漏水確認のための水張りを行なっているが、これは考慮しないものとした。これは、あくまで漏水確認のための一時的な水張りであり、水張り中に疲労載荷を受けてはならず、湿潤条件によるせん断耐力および疲労寿命の低下は生じないと考えたためである。

表-4.4 より、接合部の主鉄筋比が特に大きかった供試体 C を除き、5 体の供試体の一般部のせん断耐力は接合部よりも大きかったことが明らかである。これは、一般部にプレストレスが存在することの影響が大きいと考えられる。また、全ての供試体で接合部の計算疲労寿命よりも実験疲労寿命の方が長かった。

表-4.4 接合部を有するプレキャスト PC 床版の計算耐力と疲労寿命

供試体名	実験値	接合部計算値		一般部計算値	
	logN	logN	2V _{bc} (kN)	logN	2V _{bc} (kN)
A	5.67	5.51	411.0	5.83	538.9
B	(5.94 *)	5.81	490.4	5.83	577.2
C	5.76	5.71	789.4	5.55	479.8
D1	5.74	5.00	430.1	5.54	635.9
D2	(5.63**)	5.01	496.0	5.53	
E	5.53	5.01	426.8	5.33	591.5

(*)88 万回載荷後未破壊の供試体, (**)42.35 万回載荷後未破壊の供試体。

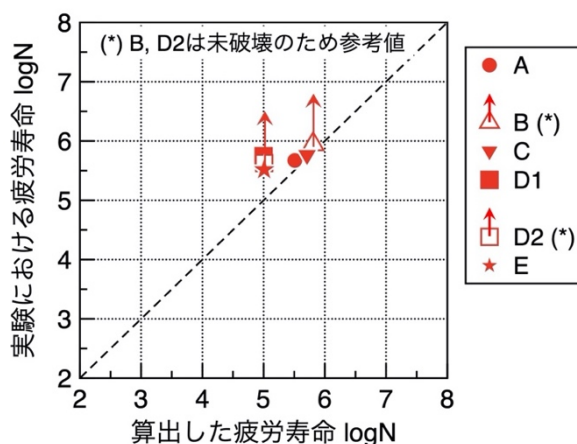


図-4.9 接合部を有するプレキャスト PC 床版の実験疲労寿命と算出疲労寿命の比較

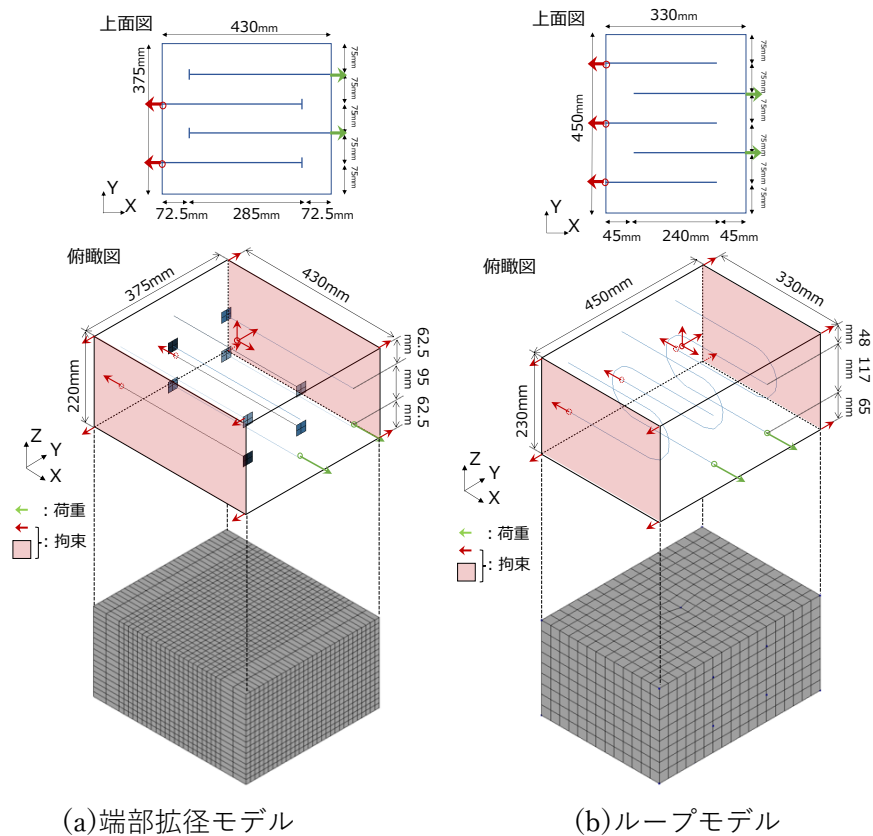
実験供試体の破壊箇所に関する記述やひび割れ図によると、ほとんどの供試体で一般部と接合部の両方にひび割れが発生している。破壊箇所に着目すると、供試体 A および D1 では接合部を含む形で一般部まで破壊している。供試体 C では一般部と接合部の界面で連続性を保てずに破壊に至っている。供試体 E は破壊箇所の記載がなく、供試体 B および D2 は未破壊であったが、いずれも接合部と一般部の両方にひび割れが発生していた。試算において、接合部の算出疲労寿命は一般部よりも短く、実験疲労寿命は、より算出寿命の長い一般部に近い。すなわち、接合部のせん断耐力と疲労寿命は、試算よりも大きく算出するべきであると考えられる。

接合部のせん断耐力が試算よりも大きくなる理由として、継手鉄筋がループ形状や端部ヘッドを有することで、引抜きに抵抗するだけでなく、ループや端部ヘッド周辺のコンクリートや、交互に配置された継手鉄筋間のコンクリートに圧縮応力を付与している可能性が考えられる。床版中に接合部が存在する場合、継手鉄筋は配力筋として働き、床版の橋軸方向、すなわち、梁としては軸直角方向の鉄筋に引張力が生じている^{例えば、4-8)、4-10)}。先の試算では、継手のループ形状や端部拡径の影響を無視しているが、この影響を考慮に入れる必要がある。なお、接合部のせん断耐力の向上は、継手鉄筋に引張力が作用することで初めて生じると考えられる。すなわち、接合部がプレキャスト PC 床版の一部として存在する状態でなければ、継手鉄筋のせん断耐力への影響は検討できず、例えば、接合部と同様の諸元を持つ RC 梁を用いても実験的に検討を行うことはできない。そこで本研究では、解析的検討により、ループ形状や端部拡径の形状を持つ継手鉄筋が接合部の内部コンクリートに与える影響について定性的な評価を試みる。

4-3-2-3 接合部の継手構造がコンクリートに与える影響に関する解析的検討

(a) 継手部モデルの解析概要

解析的検討では、有限要素法による汎用構造解析システム DIANA を用いた。端部拡張モデル作成の際には供試体 D2 と E の諸元を参考にして、幅 430mm、高さ 220mm の接合部を想定した。ループモデル作成の際には供試体 A の諸元を参考にして、幅 330mm、高さ 230mm の接合部を想定した。解析に用いた FE メッシュと配筋を図-4.10 に示す。継手構造から内部コンクリートに与える影響をみるために、交互に差し出される継手構造を 2 セット含むよう、床版の橋軸直角方向（接合部の Y 方向）を部分的に取り出したモデルとした。また、端部拡張モデルの継手鉄筋拡張部の形状は供試体 C と D を参考に、拡張部の直径 30mm、D16 鉄筋を想定した。拡張部のモデル化では、直径 30mm の円周辺に非常に細かい要素分割が局所的に発生することを避けるため、同等の面積を有する正方形拡張部のシェル要素により表現した。ループモデルのループ継手は D19 鉄筋を想定した埋め込み鉄筋要素とした。端部拡張モデル、ループモデルともに、継手鉄筋のみに着目するために主鉄筋はモデル化していない。X=0 の側面の継手断面を X 方向に、コンクリートの Y 方向の両側面の全体を Y 方向に、上面中央点を XYZ 方向に拘束した。また、拘束しない側の X 方向の側面の継手断面 2 点に対して X 方向の引張強制変位を与えた。



(a)端部拡張モデル

(b)ループモデル

図-4.10 継手部モデルの FE メッシュと継手鉄筋の配置

コンクリート要素は弾性係数 28,000MPa, 圧縮強度 30MPa とした. コンクリートの引張および圧縮挙動のモデルは DIANA User's Manual⁴⁻¹⁷⁾を参考に, Hordijk 引張軟化曲線と Parabolic 圧縮曲線を用いた. 使用したモデルを図-4.11 に示す. 継手鉄筋は弾性係数 200,000MPa, 降伏強度 350MPa として, 鉄筋降伏までの解析結果を検討に用いた.

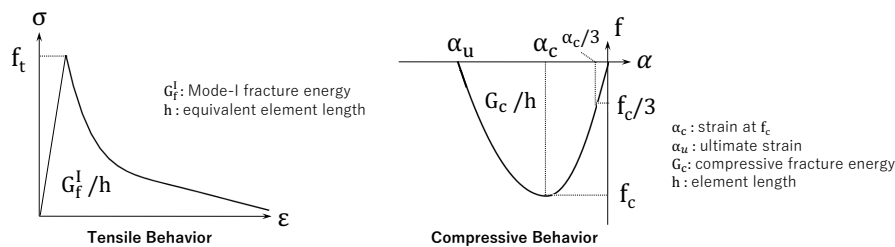


図-4.11 コンクリートの引張モデルおよび圧縮モデル⁴⁻¹⁷⁾

継手鉄筋には, 付着すべりのインターフェイス要素を導入した. 付着すべりの構成則は, fib model code の付着すべりモデル⁴⁻¹⁸⁾に対し, かぶり厚の影響を考慮に入れて小さなかぶり厚に適用できるように修正を行った飯塚らのモデル⁴⁻¹⁹⁾に基づき, かぶり厚 C と鉄筋径 D の比 C/D と圧縮強度の影響を用いて最大付着応力を 4.05MPa, その時のすべりを 0.182mm とした. その関係は, 後で詳述する図-4.16 に実線として示されている. なお, 本解析においては, 鉄筋が降伏するまでに最大付着応力や圧縮強度に達する要素はないことを確認している. また, 端部拡径モデルでは, 拡径部背面でコンクリート要素との付着なし (切り離し) を想定し, 支圧面は支圧方向にコンクリート弾性係数と同程度の剛性をもつインターフェイス要素を設けた.

(b) 継手部モデルの解析結果

主鉄筋が存在する高さの XY 平面のコンクリート要素について, 鉄筋降伏時の圧縮主応力コンター図を図-4.12 に示す. また, 継手鉄筋の位置を黒色の破線で, 3 本の主鉄筋が本来存在する位置を白線で示している. ループ部や拡径部の内側や, 継手同士の間には圧縮応力が生じていることがわかる. コンター図中に(a)から(d)で示した位置のコンクリート要素の圧縮主応力と鉄筋引張応力の関係を, 鉄筋降伏時のステップまで図-4.13 に示す. 端部拡径モデルでは, 継手鉄筋に近い(b)や(d)の位置で圧縮主応力が比較的大きい. 圧縮主応力は鉄筋の引張力の増加とともに大きくなり, その最大値は, (b)の要素で約 4MPa, (d)の要素で約 4.5MPa であった. また, ループモデルでは特にループ形状の内側に最も近い要素(b)で約 17MPa と圧縮応力が最も大きく, その他の要素(a)(c)(d)では 3~4MPa であった. 以上より,

継手鉄筋の形状に関わらず、接合部の内部コンクリートには圧縮主応力が発生していると考えられる。接合部では継手鉄筋が連続的に配置されているため、内部コンクリートに圧縮応力が生じることで、接合部の主鉄筋に拘束力を与えている可能性がある。また、この拘束力は継手鉄筋の配置間隔や、継手鉄筋の長さによって変化する可能性がある。

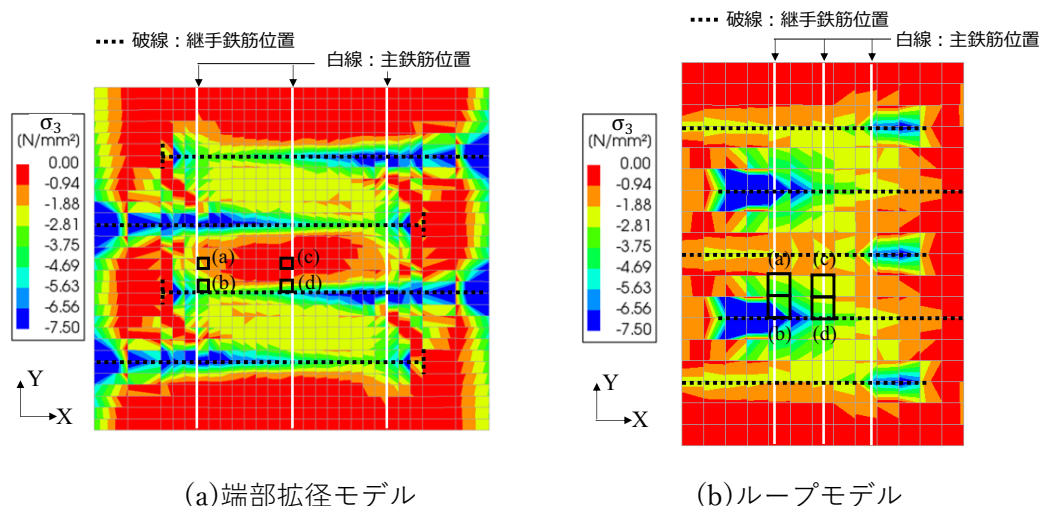


図-4.12 継手部モデルの主鉄筋高さの鉄筋降伏時の圧縮主応力

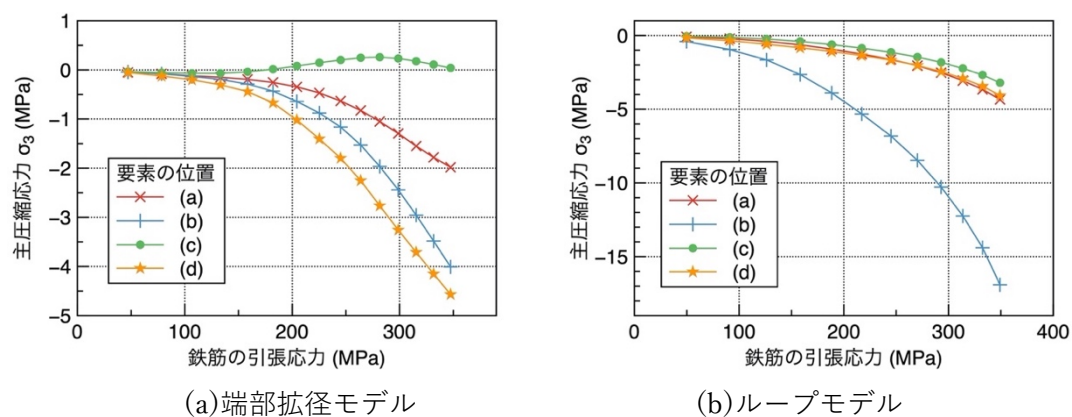


図-4.13 継手部モデルの圧縮主応力と鉄筋引張応力の関係

金久保ら⁴⁻²⁰⁾は実部材中で主鉄筋が横拘束を受ける場合の局所付着性状に着目し、一定の横拘束を与えた引抜き試験を行っている。このうち、今回の継手モデルと圧縮強度とかぶり厚の条件の近い供試体の実験結果について、拘束応力と最大荷重時付着応力の関係を図-4.14 に示す。与える拘束応力が大きいほど、最大荷重時の付着応力も向上していることが確認できる。金久保らの実験結果を線形補完して切片を得ることで、拘束応力が 0MPa のとき、すなわち、拘束が無い場合は最大付着応力が 3.5MPa と仮定できる。拘束応力が 4MPa から 5MPa のとき最大付着応力は約 6MPa であり、拘束応力がある場合は最大付着応

力が 1.71 倍に向上する。そこで、継手鉄筋による拘束力の有無を最大付着応力の値として考慮することで、接合部を模した梁のモデルで静的解析を行い、耐力の差異について検討を行うこととした。

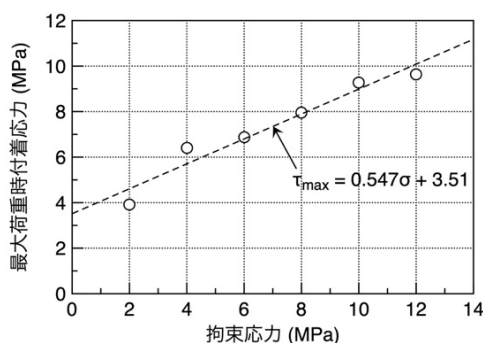


図-4.14 拘束応力と最大荷重時付着応力の関係⁴⁻²⁰⁾

4-3-2-4 継手構造による拘束力の有無を考慮した接合部を模した梁の解析的検討

(a) 接合部梁モデルの解析概要

供試体 D2 と E の接合部の諸元を参考に、図-4.15 に示すような接合部を模した RC 梁モデルを作成した。高さ 220mm、幅 430mm、軸方向長さ 2800mm、スパン 2500mm であり、等曲げ区間 500mm を設けた 2 点荷重とした。支持部と荷重部には厚さ 20mm の鋼板をそれぞれ設けた。引張主鉄筋は有効高さ 138.4mm の位置に 100mm 間隔で 3 本配置し、図-4.16 に示すように、主鉄筋に拘束力がある場合と無い場合の 2 通りで異なる付着すべりの構成則を与えた。具体的には、飯塚らの研究⁴⁻¹⁹⁾に基づき算出した最大付着応力 4.05MPa を拘束力が無い場合の値と考え、拘束力がある場合の最大付着応力を 1.71 倍の 6.93MPa とした。

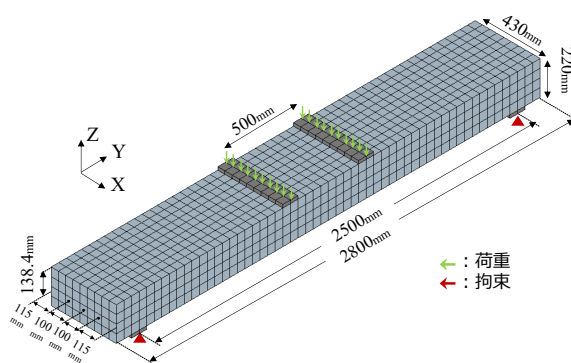


図-4.15 接合部を模した梁モデルの FE メッシュと配筋

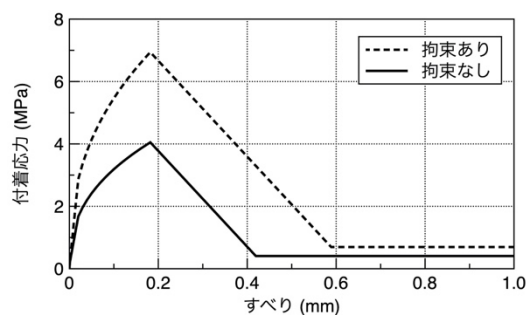


図-4.16 梁モデルに導入した付着すべり関係

(b) 接合部梁モデルの解析結果

解析結果の荷重変位曲線(支持点の反力合計値と載荷点の鉛直方向変位の関係)を図-4.17に示す。いずれの場合も付着応力が最大値をとった直後に最大荷重をとっており、その値は拘束なしの場合で120kN、拘束ありの場合で166kNであった。拘束ありの場合は、拘束なしの場合と比較して梁の耐力が約1.38倍となった。

荷重変位曲線において、約60kNまでの剛性は、拘束あり・なしの両方のモデルで同程度であるが、徐々に拘束なしモデルの剛性が低下し、最終的には拘束ありモデルよりも小さい最大荷重で破壊に至る。拘束なしの場合の剛性が小さくなるのは、図-4.16に示すように付着すべり関係のプレピークの傾きが拘束なしの場合の方が小さいためであり、耐力が小さくなるのは、付着強度が小さいためである。なお、解析では、まず曲げひび割れが生じ、最大荷重時には曲げひび割れとせん断ひび割れの両方が卓越し、載荷板周辺のコンクリートが破壊するせん断破壊形式であった。

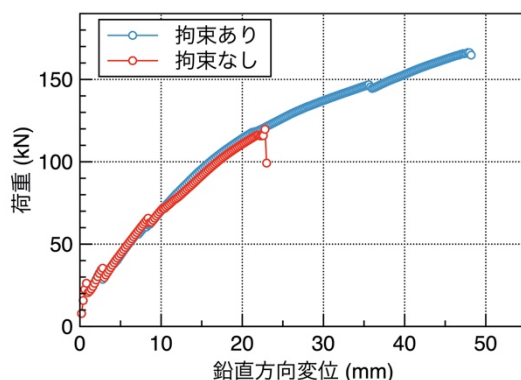


図-4.17 梁モデルの荷重変位曲線

4-3-2-5 接合部の疲労寿命評価式の修正

解析結果に基づき、試算した接合部のせん断耐力と疲労寿命に修正を行う。今回の解析では、継手鉄筋による主鉄筋の拘束を考慮するモデルの場合、拘束の考慮なしのモデルよりも梁の耐力が 1.38 倍に向上した。そこで、表-4.4 に示した接合部のせん断耐力を 1.38 倍とし、この耐力に対する疲労寿命を算出した。実験疲労寿命と接合部の計算疲労寿命の比較を図-4.18 に、せん断耐力と疲労寿命を表-4.5 に示す。また、実験疲労寿命、接合部の拘束考慮なしの場合、一般部のプレストレス力の係数 β_n の考慮ありの場合、考慮なしの場合 ($\beta_n = 1.0$ の場合) のせん断耐力と疲労寿命も合わせて示す。拘束なしの場合は、すべての供試体で実験疲労寿命よりも短く接合部の疲労寿命を算出していたが、拘束を考慮すると、供試体 A, C では実験疲労寿命より長く、供試体 D1, E では短く算出されるようになった。また、接合部拘束ありと一般部に β_n を考慮する場合のせん断耐力を比較すると、供試体 A, B, C, D2 では接合部の方が大きく、供試体 D1, E では一般部の方が大きい。供試体 A, B, D のひび割れ図^{4-6), 4-7), 4-9)}によると、実験では一般部と接合部の両方にある程度均等にひび割れが生じることが確認されている。接合部を有する PC 床版は、接合部では継手鉄筋による拘束力によって、一般部ではプレストレス力によって、それぞれ耐力が向上していると考えられ、疲労耐久性の面から、どちらが破壊箇所になりうるかは導入したプレストレス量や継手鉄筋による拘束力の大きさによって決定すると考えられる。

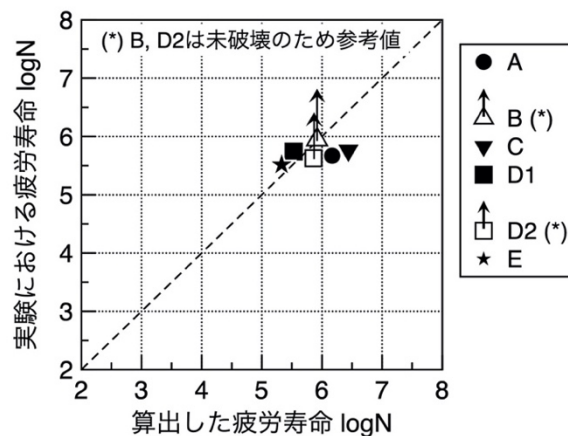


図-4.18 接合部を有するプレキャスト PC 床版の実験疲労寿命と継手鉄筋による主鉄筋の拘束を考慮した場合の接合部の算出疲労寿命の比較

表-4.5 継手鉄筋による主鉄筋の拘束を考慮した接合部を有する

プレキャスト PC 床版の計算耐力と疲労寿命

供試体名	実験値 logN	接合部 拘束考慮		接合部 拘束考慮なし		一般部 β_n 考慮		一般部 $\beta_n=1.0$	
		$2V_{bc}$ (kN)	logN	$2V_{bc}$ (kN)	logN	$2V_{bc}$ (kN)	logN	$2V_{bc}$ (kN)	logN
A	5.67	567.2	6.17	411.0	5.51	538.9	5.83	342.1	5.34
B	(5.94*)	676.7	5.92	490.4	5.81	577.2	5.83	448.4	5.81
C	5.76	1089.3	6.44	789.4	5.71	479.8	5.55	377.5	5.46
D1	5.74	593.6	5.53	430.1	5.00	635.9	5.54	407.8	5.00
D2	(5.63**)	684.4	5.86	496.0	5.01		5.53		5.00
E	5.53	588.9	5.33	426.8	5.01	591.5	5.33	405.5	5.00

(*)88万回載荷後未破壊の供試体、(**)42.35万回載荷後未破壊の供試体。

これまで、プレキャスト PC 床版の接合部の疲労耐久性の評価にあたっては、輪荷重走行試験を含む実験的評価や検討が行われてきた。その多くが接合部を有さない PC 床版との疲労寿命の相対的な評価であり、床版接合部の疲労耐久性に関する定量的評価法は確立していない。本研究において、定性的ではあるが、継手鉄筋が接合部の耐力向上の影響を与えることを示し、これを提案式に考慮することで接合部の疲労寿命予測を可能にしたことは、大きな成果であると言える。

また、接合部では、使用する継手構造によって疲労耐久性が決定し、一般部では、導入するプレストレス量によって疲労耐久性が決定される。すなわち、継手による拘束力と一般部のプレストレス量を適切に設定することで、破壊箇所を制御した合理的な設計が将来的には可能となると考えられる。プレキャスト PC 床版一般部と接合部の、疲労寿命とプレストレス量の概念的な関係を図-4.19 に示す。例えば、一般部の疲労寿命と比較して、接合部の疲労寿命がどの程度の余裕を有するか定量的に把握することで、構造全体としての安全率のバランスを考えた設計を行うことが可能となる。

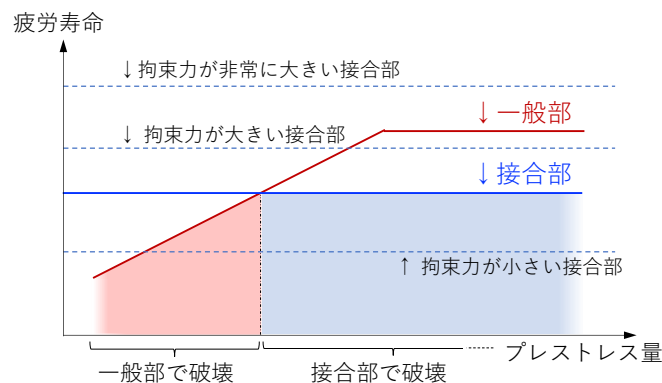


図-4.19 PC 床版一般部と接合部の疲労寿命の概念的な大小比較

こういった合理的な設計を達成するためには、異なる形状の継手構造が与える拘束力の差異を定量的に把握することが必要となり、継手鉄筋の形状、配置間隔、主鉄筋との位置関係、接合部の幅といったパラメーターが拘束力に与える影響を検討する必要がある。加えて、今回は静的解析による検討であり、輪荷重の繰返し载荷による継手鉄筋の付着損失など、疲労载荷による影響を考慮できていない。本論文において、接合部の疲労寿命の定量評価の考え方を提示することはできたが、種々のプレキャスト PC 床版の接合部の疲労寿命を予測できる汎用式の開発は、今後の課題と位置付けられる。

4-4 床版構造の疲労寿命予測に関連する試算例

本節では、ある初期耐力を有する床版を想定して、異なる順序の荷重履歴を受ける RC 床版の疲労寿命と、接合部を有するプレキャスト PC 床版の疲労寿命に対して、破壊箇所や疲労寿命がどのように異なるのか試算を行う。

(a) 荷重履歴が異なる場合の疲労寿命の試算

RC 床版が 120kN、130kN、140kN の荷重の繰返し载荷を 15 万回ずつ異なる順序で受ける場合の疲労寿命について考える。この RC 床版の初期耐力は 200kN とする。試算に用いた条件と結果を表-4.6 に示し、载荷パターンを図-4.20 に示す。

試算で得られた計算上の破壊点を図-4.20 に合わせて示す。徐々に荷重が増加する载荷パターン A では、荷重の 3 段目 140kN で破壊に至り、計算疲労寿命は 42.5 万回であった。また、荷重が低下する载荷パターン B では、荷重の 2 段目 130kN で破壊に至り、計算疲労寿命は 26.6 万回であった。荷重が低下後再び増加する载荷パターン C では、荷重の 3 段目 130kN で破壊に至り、計算疲労寿命は 37.5 万回であった。提案評価法では先行荷重による疲労損傷の影響を、残存せん断耐力として考慮しており、先行荷重が小さければ残存せん断耐力はほとんど低下しないため、パターン A が最も疲労寿命が長い。また、パターン B と C を比較すると、疲労破壊は残存せん断耐力が作用荷重を下回ることで生じる破壊であると考えているため、同じように 140kN の先行荷重で残存耐力が低下した後、パターン C では 120kN を 15 万回受けても残存せん断耐力が 120kN を下回らず破壊には至らないが、パターン B では 130kN を 11.6 万回受けた時点で破壊に至っている。

以上より、先行荷重が比較的小さい場合にはせん断耐力はほとんど低下せず、疲労による損傷も非常に小さいと考えられる。また、先行荷重が大きく、せん断耐力が低下している場合であっても、現在受けている作用荷重が残存せん断耐力よりも小さければ破壊には至らず、多くの疲労载荷に耐えうると考えられる。

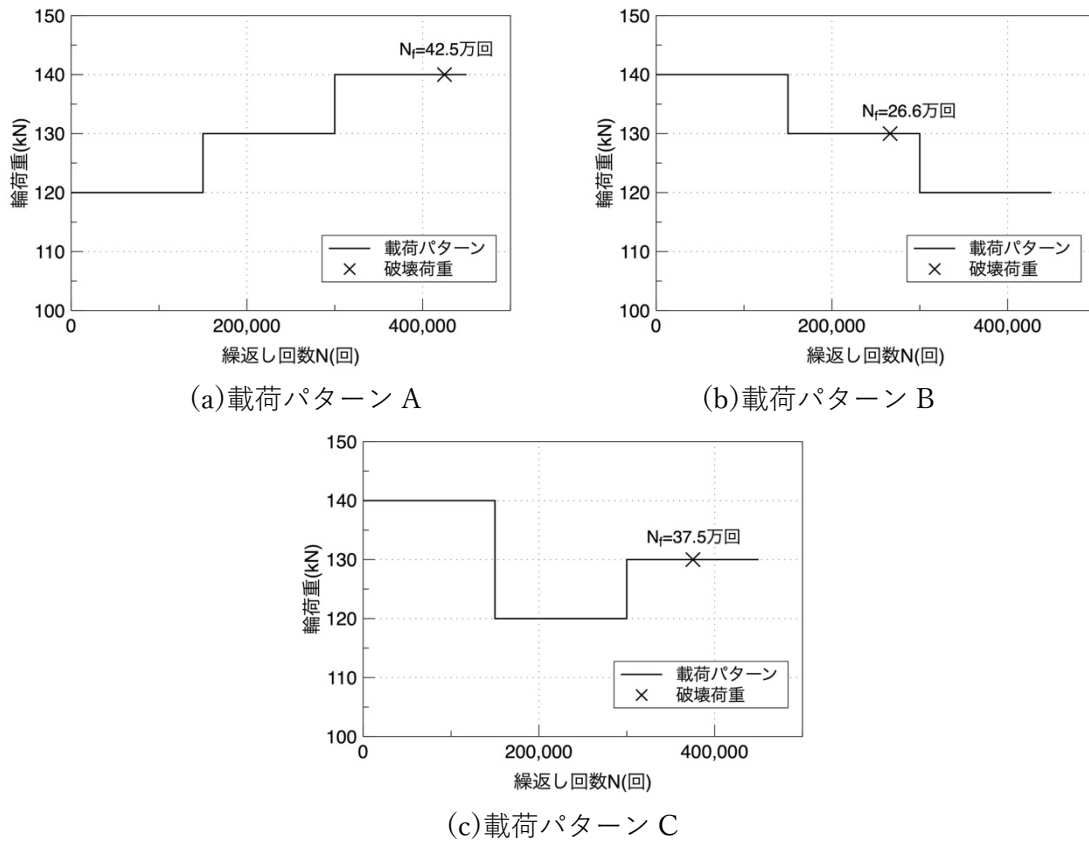


図-4.20 試算の荷重パターンと破壊点

表-4.6 異なる荷重履歴を受ける RC 床版の疲労寿命の試算結果

荷重パターン	初期耐力 2V _{bc} (kN)	荷重 (kN)			繰返し回数 (万回)		
		1 段目	2 段目	3 段目	1 段目	2 段目	3 段目
A	200	120	130	140	15.0	15.0	12.5 (破壊)
B	200	140	130	120	15.0	11.6 (破壊)	-
C	200	140	120	130	15.0	15.0	7.5 (破壊)

(b) 接合部を有するプレキャスト PC 床版の破壊箇所に関する試算

接合部を有するプレキャスト PC 床版について、接合部の継手鉄筋による主鉄筋の拘束力の大きさ、および一般部（プレキャスト PC 床版部）のプレストレス量による疲労寿命の違いについて試算を行った。4-3 節で扱った供試体 E⁴⁻¹⁰を基準床版とし、接合部については継手鉄筋による主鉄筋の拘束力を考慮しない場合、考慮する場合、さらに拘束力が大きい場合の 3 パターンに対して疲労寿命を試算した。また、一般部に対してはプレストレスが無い場合と、プレストレス量を考慮する項 β_n を変化させた場合について疲労寿命を試算し

た。また、荷重パターンは供試体 E と同様の階段状漸増荷重を与えて算出した。

試算結果を図-4.21 に示す。横軸にプレストレス量を考慮する項 β_n 、縦軸に計算疲労寿命をとった。プレストレス量が少ない範囲では一般部の方が疲労寿命は短く、プレストレス量が増加することで接合部の疲労寿命を上回るようになる。なお、図-4.21 において、 β_n に対して一般部の疲労寿命が曲線的に増加しているのは、試算に用いた荷重パターンが階段状漸増荷重であるためである。接合部の継手による主鉄筋の拘束力が大きいと期待できる場合は、接合部の疲労寿命は長くなると考えられ、さらに多くのプレストレスを導入しなければ一般部で破壊する。すなわち、どのような接合部の諸元や継手鉄筋を採用するか、そして、一般部のプレストレスをどの程度導入するかによって疲労寿命がそれぞれ変化するため、接合部と一般部のどちらで先に疲労破壊に至るのかをあらかじめ予測することが可能となる。

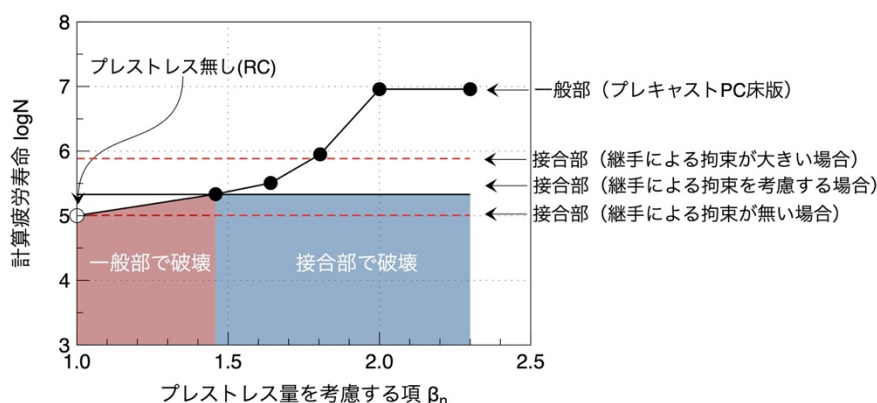


図-4.21 接合部を有するプレキャスト PC 床版の疲労寿命の試算結果

4-5 まとめ

本章では、道路橋の床版構造に関連する PC 床版やプレキャスト PC 床版の接合部といった RC 床版以外の疲労寿命評価法について、2 章および 3 章で構築した提案評価法に基づき、評価法の構築とその試算を行い、適用性について検討を行った。本章の要点を以下に示す。

- ・ 輪荷重走行試験における階段状漸増荷重試験を対象に、異なる疲労荷重を受ける RC 床版の評価法を提案した。この評価法では、2 章で構築した残存せん断耐力低下モデルを用いて、過去に経験した先行荷重による疲労損傷の影響を残存耐力の低下として考慮している。階段状漸増荷重の荷重条件を受ける RC 床版の輪荷重走行試験の実験データ計 27 体の疲労寿命の試算を行い、十分な精度で評価可能であることを示した。

- 3章で提案したRC床版のせん断耐力式にプレストレスの影響を考慮する項を導入することで、PC床版のせん断耐力式へと拡張した。過去のPC床版の輪荷重走行試験の実験結果計5体に対してせん断耐力と疲労寿命の試算を行った。このうち、実験疲労寿命が特に長かった2体の供試体に対しては計算疲労寿命が短く算出されたが、破壊形式が提案式で想定しているせん断圧縮破壊であった3体の供試体に対して精度良く評価可能であることを確認した。
- プレキャストPC床版接合部の幅を梁状化の腹部の幅、継手鉄筋を配力筋として算出することで、RC床版の提案せん断耐力式に基づいて疲労寿命の試算を行った。また、継手をモデル化した三次元非線形有限要素解析により、ループ部や端部拡径部を有する継手鉄筋に引張力が作用することで内部コンクリートに圧縮応力が発生することを確認した。この圧縮応力は、継手鉄筋に囲まれる主鉄筋に拘束力を与える。そこで、接合部を模した梁モデルによる三次元非線形有限要素解析を行い、拘束力を付着すべり関係として考慮することで部材のせん断耐力が向上することを確認した。この継手鉄筋による耐力向上の効果を提案式に考慮することで、接合部の疲労寿命の予測精度が向上することを見出した。
- 様々な条件を与えてRCおよびPC床版の疲労寿命の試算を行った。異なる荷重履歴を受けるRC床版に対しては、先行荷重の大小により次の荷重における残存せん断耐力が異なり、疲労寿命が変化することを確認した。また、接合部を有するプレキャストPC床版に対しては、一般部と接合部それぞれに対して疲労寿命の試算を行い、プレストレスの導入量や接合部の継手鉄筋による拘束力の大小によって破壊箇所を制御する合理的な設計を行える可能性を示した。

第4章の参考文献

- 4-1) Morbdy, A. : Cumulative Damage in Fatigue, Journal of Applied Mechanics, Vol.12, pp. A159-A164, 1945
- 4-2) 松井繁之：橋梁の寿命予測（RC 床版の疲労寿命予測），安全工学，Vol.30，No.6，pp.432-440，1991
- 4-3) 竹田京子：輪荷重走行試験における RC 床版の疲労寿命予測に関する研究，北海道大学修士論文，2018
- 4-4) 東山浩士，松井繁之，水越睦視：PC 床版の押抜きせん断耐荷力算定式に関する検討，構造工学論文集，Vol.47A，pp.1347-1354，2001
- 4-5) 後藤俊吾，長谷俊彦，本間淳史，平野 勝彦：PC 床版の疲労耐久性評価方法の提案，土木学会構造工学論文集，Vol.66A，pp.762-773，2020
- 4-6) 佐々木保隆，八部順一，太田貞次，内田賢一，宮崎和彦，西川和廣：RC ループ継手を有するプレキャスト PC 床版の輪荷重載荷試験，第一回鋼橋床版シンポジウム講演論文集，pp.155-160，1998
- 4-7) 福永靖雄，今村壮宏，二井谷教治，角本周，原健悟：機械式定着を併用した重ね継手を有するプレキャスト PC 床版の輪荷重走行疲労試験，土木構造・材料論文集第 28 号，pp.39-46，2012
- 4-8) 三加崇，有川直貴，鈴鹿良和，中積健一：端部拡径鉄筋を用いたプレキャスト PC 床版継手の開発，第 26 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.199-204，2017
- 4-9) 久徳貢大，志道昭郎，諸橋克敏：新しい継手構造を適用したプレキャスト PC 床版の疲労耐久性確認試験，第 27 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.375-378，2018
- 4-10) 高木祐介，小林崇，中村定明：半楕円形状に拡径加工した鉄筋を用いたプレキャスト PC 床版継手の開発，第 27 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.371-374，2018
- 4-11) Chang, T.S., Kesler, C.E. : Static and Fatigue Strength in Shear of Beams with Tensile Reinforcement, Journal of the American Concrete Institute, Vol.54, pp.1033-1057, 1958
- 4-12) 園田恵一郎，堀川都志雄：輪荷重の反復作用下での道路橋 RC 床版の低サイクル疲労特性，土木学会論文集第 390 号，pp.97-106，1988
- 4-13) 松井繁之：道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究，大阪大学学位論文，1984

- 4-14) 阿部忠, 本田哲量, 水口和彦, 川井豊: 輪荷重走行疲労実験における車輪寸法が RC 床版の耐疲労性に及ぼす影響及び評価法, 構造工学論文集, Vol.57A, 2011
- 4-15) 中谷昌一, 内田賢一, 西川和廣, 神田昌幸, 宮崎和彦, 川間重一, 松尾伸二: 道路橋床版の疲労耐久性に関する試験, 国土交通省国土技術総合研究所資料第 28 号, 2002
- 4-16) 国総研, 大阪大学大学院, 大阪工業大学, 九州工業大学, (社) 日本橋梁建設協会: 道路橋床版の疲労耐久性評価に関する研究, 国土技術政策総合研究所資料 第 472 号, 2008
- 4-17) DIANA 10.3 User's manual. 参照: <https://dianafea.com/manuals/d103/Diana.html> (2019 年 12 月 24 日閲覧)
- 4-18) CEB-FIP Model Code 2010, First draft Volume 1, International Federation for Structural Concrete, 2010
- 4-19) 飯塚敬一, 檜貝勇, 斎藤成彦, 高橋良輔: かぶり厚の影響を考慮した異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.67, No.2, pp.280-296, 2011
- 4-20) 金久保利之, 酒井貴洋, 米丸啓介, 福山洋: 横拘束力が補強コンクリートの局所付着割裂性状に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.1201-1206, 2000

第5章 結論

5-1 各章のまとめ

道路橋コンクリート床版の疲労寿命予測は、構造工学およびコンクリート構造工学分野における大きな課題であった。本研究では、RC床版、PC床版、プレキャストPC床版接合部の全てを対象に、その疲労寿命を定量的に予測できる手法の開発に成功した。本論文は、その成果を5つの章に取りまとめた。

1章では、まず、道路インフラの高齢化と維持管理に関する研究背景と、道路橋コンクリート床版の疲労破壊、およびRC梁のせん断破壊に関する国内外の既往の研究について要点をまとめた。その後、コンクリート構造物の設計と維持管理という観点から、将来の設計-維持管理体系において必要不可欠な構造性能の経時変化の評価に関する具体的な手法を提案するという研究の位置付けを明確にした。その上で、研究目的を、繰返し移動輪荷重を受けるRC床版のせん断抵抗機構と疲労破壊機構を明らかにし、道路橋に一般に用いられるRC床版、PC床版、プレキャストPC床版接合部といった床版構造の疲労寿命評価法を構築することであると示した。

2章では、道路橋RC床版が繰返し移動輪荷重を受けて梁状化部材となることを考え、せん断補強筋を持たないRC梁を対象に、せん断抵抗機構と疲労破壊機構に関する検討を行った。サンプリングモアレ法を用いて実験的に得た斜めひび割れ幅とずれ量の変化から、斜めひび割れ面に生じるせん断伝達力を求め、疲労載荷で繰返し回数が増加しても骨材の噛み合わせによるせん断抵抗成分が損失されないことを示した。次に、せん断抵抗成分として圧縮部コンクリートの応力状態に着目し、疲労載荷における上限荷重時および下限荷重時の圧縮応力とせん断応力について検討した。疲労破壊が近づくと下限荷重時の斜めひび割れと交差する位置の鉄筋引張力が急増し、その結果として、圧縮部コンクリートに生じるせん断応力の疲労の応力振幅が増大する可能性を示した。圧縮部コンクリートに圧縮疲労とせん断疲労の両方が作用し、応力振幅の増大によって圧縮疲労寿命が短くなり、これがせん断圧縮破壊を決定づける、という疲労破壊機構の新たな考え方を示した。また、この疲労破壊機構に基づき、せん断耐力低下を表す指標として梁の平均せん断剛性が適切であると示

した上で、縦軸が初期せん断耐力に対する残存せん断耐力の比、横軸が疲労寿命に対する疲労繰返し回数の比で表される残存せん断耐力低下モデルを提案した。

3章では、輪荷重走行試験における実験床版と実橋梁における実床版の比較から、RC床版に生じうる破壊形式が複数存在し、それぞれ破壊機構が異なることから、破壊形式に応じた疲労寿命予測法が必要であることを示した。本研究ではRC床版の破壊形式を、せん断圧縮破壊形式、土砂化後の押抜き破壊形式、鉄筋降伏・破断形式の3つに分類し、このうち輪荷重走行試験で再現されるせん断圧縮破壊形式の疲労寿命評価法を提案した。疲労寿命評価法はせん断耐力式とS-N曲線式からなり、主鉄筋と配力筋の影響、コンクリート圧縮強度の影響、支持条件の影響、環境条件の影響を考慮する項を導入している。過去の多数の輪荷重走行試験の実験データに対する適用性について検討を行い、既往の疲労寿命評価法との比較から、精度とばらつきの両面で、提案評価法がより良い算出結果を得られることを確認した。また、土砂化後の押抜き破壊形式は、湿潤条件下でRC床版の上層が橋軸方向と橋軸直角方向の2軸圧縮応力の疲労作用を受けることで土砂化が段階的に進行し、断面損失による押抜き曲げ耐力の低下によって生じるという考えに基づき、試算を行った。鉄筋降伏破壊は、梁状化による曲げ引張破壊耐力の低下によって生じ、鉄筋破断は主鉄筋の引張応力が繰返し作用することで生じるという考えに基づき、試算を行った。

4章では、道路橋の床版構造に関連して、異なる荷重履歴で実施される輪荷重走行試験の評価法、PC床版の評価法、プレキャストPC床版の接合部の評価法について検討した。まず、荷重履歴の評価法として、先行荷重による疲労損傷の影響を残存せん断耐力の低下として考慮する手法を提案した。残存せん断耐力低下モデルとして2章で構築したモデルを採用し、過去の輪荷重走行試験における階段状漸増载荷の実験データに対する適用性を確認した。次に、3章で提案したRC床版のせん断耐力式にプレストレスの影響を考慮する項を導入することで、PC床版のせん断耐力式へと拡張可能であることを示し、過去のPC床版の輪荷重走行試験の実験データの評価を行った。さらに、プレキャストPC床版の接合部に継手鉄筋が与える影響について解析的検討を行い、継手鉄筋の端部拡径部やループ部が接合部の内部コンクリートに圧縮応力を与えることで、主鉄筋の拘束力が向上している可能性を示した。接合部を有するプレキャストPC床版の輪荷重走行試験の過去の実験データに対して、接合部幅を梁状化の梁幅として、継手鉄筋を配力筋比として換算し、主鉄筋の拘束による耐力向上を考慮することで接合部のせん断耐力と疲労寿命の試算を行った。また、異なる荷重履歴を受ける場合のRC床版の疲労寿命の試算を行い、先行荷重の大小によって残存せん断耐力が異なり疲労寿命が変化することを示した。さらに、プレキャストPC床版のプレストレス量、接合部の継手鉄筋による拘束力の大小により疲労寿命が異なること

を試算によって示し、提案評価法を用いることで破壊箇所を制御した合理的な床版の設計を行える可能性を示した。

そして、この5章において、各章における主たる知見、そして本研究の総括に基づく今後の課題を示した。

5-2 総括と今後の課題

本研究では、道路橋コンクリート床版の疲労寿命評価法の構築を目的として、解析的検討、実験的検討、輪荷重走行試験の過去の実験データの評価を行った。実床版と実験床版の比較に基づき、RC床版の破壊形式は複数存在すると考え、破壊形式に応じた疲労寿命予測を行う必要があることを示した上で、本研究の範囲内では、特に輪荷重走行試験で再現可能なせん断圧縮破壊形式に対する疲労寿命評価法の構築を行った。まず、RC床版のせん断抵抗機構と疲労破壊機構の解明を試みた。解析および実験的検討から、せん断圧縮破壊は圧縮部コンクリートの疲労破壊によって決定づけられる可能性を示し、疲労損傷を表す残存せん断耐力低下モデルを梁の平均せん断剛性の変化に基づいて構築した。また、せん断耐力式とS-N曲線式からなるRC床版の疲労寿命評価法を提案し、一定荷重を受けるRC床版および階段状漸増载荷を受けるRC床版の輪荷重走行試験の過去の実験データを統一的に評価可能であることを示した。さらに、せん断耐力式を、PC床版、プレキャストPC床版接合部へと拡張することで、様々な床版構造に適用可能な疲労寿命評価法を開発した。本研究の特徴は、(1)道路橋RC床版の破壊形式は複数存在し、これに応じた疲労寿命評価が必要であると考えている点、(2)せん断抵抗機構と疲労破壊機構に基づいて疲労寿命予測法を構築している点、(3)RC床版、PC床版、プレキャストPC床版接合部といった様々な床版構造を共通のせん断耐力式およびS-N曲線式で評価可能な点、である。

本研究に関連して、今後、検討をさらに深める必要があると考えられる課題を以下に示す。

- ・ 2章において、せん断圧縮破壊を決定づけるのは圧縮部コンクリートの圧縮応力とせん断応力の疲労破壊であるという新たな破壊機構を示したが、本研究の範囲では、応力の直接評価ではなく、梁の平均せん断剛性に基づく手法をとった。今後は圧縮部コンクリートの応力に関する検討を深めることで、応力状態に基づいたせん断圧縮破壊判定を行うことが望ましい。
- ・ 本研究で主として扱ったせん断圧縮破壊形式以外の2つの破壊形式、すなわち、土砂

化後の押抜き破壊形式および鉄筋降伏・破断形式に対しては、3章の検討内容では試算の域を出ない。今後は実験や解析による具体的な検討を行い、土砂化領域の応力状態や、断面損失後の押抜き破壊耐力について検討を深め、抵抗機構と破壊機構に基づいた定量的な評価法を構築する必要がある。

- 4章において輪荷重走行試験の階段状漸増载荷の評価をするにあたり、小さい荷重に対する疲労限界を考慮する必要性を示したが、RC床版の疲労限界については具体的な検討を行っていない。関連して、3章において土砂化後の押抜き破壊を生じうるような小さい荷重に対しては、斜めひび割れ発生までに有する繰返し回数が非常に多いためせん断圧縮破壊形式の疲労寿命がより長くなる可能性を示したが、斜めひび割れ発生までに要する繰返し回数に関して具体的な検討を行っていない。以上より、小さい荷重を受ける場合の疲労寿命評価については今後の課題である。
- PC床版のせん断耐力式を提案し、過去の実験データに対する適用性を示したが、PC床版はRC床版に比べて輪荷重走行試験のデータが少なく、また、本研究の範囲では解析的・実験的検討も行っていない。今後はRC床版との差異に着目してPC床版の破壊機構や抵抗機構を明らかにした上で、疲労寿命評価法の修正を行うなど、さらに検討を深める余地がある。
- 4章において、プレキャストPC床版の接合部では、継手鉄筋が主鉄筋に拘束力を与えることで接合部のせん断耐力が向上することを定性的に示したが、継手鉄筋の配置間隔や端部の形状、主鉄筋との位置関係、接合部の幅といった要因が、拘束力の大きさにどういった影響を与えるのかは明らかになっておらず、今後の課題である。

謝辞

博士論文を執筆するにあたり、大変多くの方々からお力添えをいただきました。周囲の支えなしには 3 年間の博士課程の生活も博士論文研究も到底成し得ることはできなかつたであろうと思います。

博士学位の副査を引き受けてくださった早稲田大学の岩波基教授、小野潔教授、秋山充良教授に、心より御礼申し上げます。審査にあたり、鋭いご指摘と的確なアドバイスを数多くいただいたことで、博士論文を確実に一段階良いものにすることができました。

主査である佐藤靖彦教授には、北海道大学での卒業論文、修士論文、そして早稲田大学での博士論文と 6 年間に渡り研究指導をしていただきました。佐藤先生から教えていただいたことは数えきれません。何についても研究し尽くした、ということはありません。自身はどこを見据えてどのような地図を描き、そのためにたった今どんな研究を行うのか。そういった視点を常に持ち続け、自分のやるべきことに尽力する姿勢を学びました。その他にも 6 年間で得たものはあまりに多く、ここに書き尽くすことはできませんが、そのいずれも、研究を続ける道を示していただいたこと、そして博士論文研究を行う場所を与えていただいたことから始まりました。この 6 年間で学んだことをいつも心に留め置き、これからも歩いていきます。ありがとうございます。

また、博士論文研究を進めるにあたり、株式会社 IHI 塩永亮介様、オリエンタル白石株式会社 二井谷教治様には貴重な実験データを提供していただき、一層深い検討に繋がりました。誠にありがとうございます。

北海道大学時代の先生方、秘書さん、研究室の先輩と後輩の存在にも、研究活動を支えられてきました。早稲田大学・佐藤研究室には優秀な後輩が多く、研究活動をするにあたって大変多くの刺激を受けたことは間違いありません。中でも、柴沼健くんは 3 年間にわたり疲労試験に精力的に取り組み、その尽力により貴重なデータを多く得ることができました。研究室の皆様に深く感謝いたします。

最後に、心配しながらも支えてくれた父・義春と応援してくれた母・博美、いつもあたたかく見守ってくれた祖母・悦子へ、感謝の気持ちを伝えたいです。ありがとう。

2021 年 2 月 竹田京子

付録 既往の輪荷重走行試験の実験データの 基本情報

■RC床版・一定荷重

諸元

研究機関	供試体名	寸法				載荷版or接地面		圧縮強度	主鉄筋				配力筋				荷重	破壊時繰返し回数	湿潤条件	参考文献
		全長	全幅	厚さ	支間	支間方向	縦軸方向		MPa	引張		圧縮		引張		圧縮				
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	径@間隔(mm)		有効高さ	径@間隔(mm)	有効高さ	径@間隔(mm)	有効高さ	径@間隔(mm)	有効高さ	kN	万回		
大阪大学	DR-1	3000	2000	190	1800	300	120	28.2	D16@90	160	D16@180	30	D13@250	146	D13@400	44.5	139.2	228.00	-	3-13)
	DR-2	3000	2000	190	1800	300	120	18.5	D16@90	160	D16@180	30	D13@250	146	D13@400	44.5	196	1.00	-	
	DR-5	3000	2000	190	1800	300	120	32.1	D16@90	160	D16@180	30	D13@250	146	D13@400	44.5	139.2	310.00	-	
	DR-7	3000	2000	190	1800	300	120	40.7	D16@100	150	D16@200	40	D16@130	134	D16@260	56	215.6	134.00	-	
	DR-8	3000	2000	190	1800	300	120	31.4	D16@100	150	D16@200	40	D16@130	134	D16@260	56	259.7	0.75	-	
	B-1	3000	2000	190	1800	300	120	40.7	D16@100	150	D16@200	40	D16@130	134	D16@260	56	215.6	134.00	-	3-8)
	B-2	3000	2000	190	1800	300	120	31.4	D16@100	150	D16@200	40	D16@130	134	D16@260	56	259.7	0.40	-	
	B-3	3000	2000	190	1800	300	120	38.8	D16@100	150	D16@200	40	D16@130	134	D16@260	56	245	0.28	-	
	B-4	3000	2000	190	1800	300	120	29.6	D16@100	150	D16@200	40	D16@130	134	D16@260	56	176.4	12.00	-	
	B-5	3000	2000	190	1800	300	120	38.3	D16@100	150	D16@200	40	D16@130	134	D16@260	56	166.6	90.80	-	3-11)
	No.1	3000	2000	190	1800	300	120	32.4	D16@90	160	D16@180	30	D13@145	146	D13@250	44.5	102.9	10.70	○	
	No.2	3000	2000	190	1800	300	120	32.4	D16@90	160	D16@180	30	D13@145	146	D13@250	44.5	102.9	10.70	○	
	No.3	3000	2000	190	1800	300	120	53.9	D16@100	160	D16@200	40	D16@125	134	D16@250	46	137.2	20.60	○	
	No.4	3000	2000	190	1800	300	120	53.9	D16@100	150	D16@200	40	D16@125	134	D16@250	46	166.6	15.00	○	
	No.5	3000	2000	190	1800	300	120	50.8	D16@100	150	D16@200	40	D16@125	134	-	-	166.6	14.54	○	
	N-1	3000	2000	180	180	300	120	53.2	D16@100	150	D16@200	40	D16@125	134	D16@250	46	207.6	11.00	-	3-12)
	N-2	3000	2000	180	180	300	120	53.4	D16@100	150	D16@200	40	D16@125	134	D16@250	46	178.8	85.00	-	
	W-1	3000	2000	180	180	300	120	54.0	D16@100	150	D16@200	40	D16@125	134	D16@250	46	140.2	20.00	○	
	W-2	3000	2000	180	180	300	120	53.0	D16@100	150	D16@200	40	D16@125	134	D16@250	46	169.1	15.00	○	
	WO-1	3000	2000	190	180	300	120	32.5	D16@90	160	D16@180	30	D13@250	146	D13@400	44.5	149.9	0.56	○	3-10)
WO-2	3000	2000	190	180	300	120	32.5	D16@90	160	D16@180	30	D13@250	146	D13@400	44.5	106.1	20.00	○		
WA	3000	2000	220	180	300	120	43.7	D19@100	180	D19@200	40	D16@125	163	D16@250	22.5	197.2	85.40	○		
WB	3000	2000	220	180	300	120	43.7	D19@100	180	D19@200	40	D16@125	163	D16@250	22.5	227	40.00	○		
FA-1	3000	2000	190	1800	300	120	32.5	D16@90	160	D16@180	30	D13@250	146	D13@400	44.5	147	0.20	○	3-7)	
FA-2	3000	2000	190	1800	300	120	32.5	D16@90	160	D16@180	30	D13@250	146	D13@400	44.5	102.9	11.00	○		
共通試験	3000	2200	193.8	2000	300	120	34.3	D16@150	154	D16@300	43.8	D13@300	139	D10@300	58.3	157	4.00	-	3-14)	
共通試験	3000	2200	198	2000	300	120	34.3	D16@150	160	D16@300	52.2	D13@300	143	D10@300	70	140	6.26	-		
大阪市立大学	IR	3100	900	72	800	150		46.9	D6@50	62	D6@100	10	D6@50	56	D6@100	16	49	0.0128	-	3-9)
	IR	3100	900	72	800	150		46.9	D6@50	62	D6@100	10	D6@50	56	D6@100	16	34.3	0.0291	-	
	IR	3100	900	72	800	150		46.9	D6@50	62	D6@100	10	D6@50	56	D6@100	16	29.4	0.2029	-	
	ID	3100	900	72	800	150		46.9	D6@50	62	D6@50	10	D6@50	56	D6@50	16	49	0.0369	-	
	ID	3100	900	72	800	150	1.7Hで	46.9	D6@50	62	D6@50	10	D6@50	56	D6@50	16	34.3	0.0599	-	
	ID	3100	900	72	800	150	30mm,	46.9	D6@50	62	D6@50	10	D6@50	56	D6@50	16	29.4	0.0392	-	
	OR	3100	900	72	800	150	5.6Hで	46.9	D6@50	62	D6@100	10	D6@100	56	D6@200	16	39.2	0.0087	-	
	OR	3100	900	72	800	150	50mm	46.9	D6@50	62	D6@100	10	D6@100	56	D6@200	16	24.5	0.1084	-	
	NOR	3100	900	70	800	150		21.7	D6@50	60	D6@100	10	D6@70	54	D6@140	16	29.4	0.2345	-	
	NOR	3100	900	70	800	150		21.7	D6@50	60	D6@100	10	D6@70	54	D6@140	16	24.5	0.1775	-	
	NWR	3100	1100	70	1000	150		22.8	D6@50	60	D6@100	10	D6@70	54	D6@140	16	29.4	0.0168	-	
	NWR	3100	1100	70	1000	150		22.8	D6@50	60	D6@100	10	D6@70	54	D6@140	16	23.52	0.3000	-	
土木研究所	RC-39-2	4500	2800	190	2500	500	200	28.6	D16@150	160	D16@300	30	D10@150	144	D10@300	46	176	5.91	-	3-2)
	RC-39-3	4500	2800	190	2500	500	200	13.6	D16@150	160	D16@300	30	D13@300	146	D10@300	43	105	142.31	-	
	RC-39-4	4500	2800	190	2500	500	200	29.7	D16@150	160	D16@300	30	D13@300	146	D10@300	43	196	0.09	-	
	RC-39-5	4500	2800	190	2500	500	200	31.1	D16@150	160	D16@300	30	D13@300	146	D10@300	43	167	4.50	-	
	RC-39-6	4500	2800	190	2500	500	200	28.4	D16@150	160	D16@300	30	D13@300	146	D10@300	43	147	13.08	-	
	RC-39-7	4500	2800	190	2500	500	200	25.4	D16@150	160	D16@300	30	D13@300	146	D10@300	43	152	27.23	-	
	RC-39-8	4500	2800	190	2500	500	200	27.1	D16@150	160	D16@300	30	D13@300	146	D10@300	43	118	275.01	-	
	RC-39-9	4500	2800	190	2500	500	200	26.9	D16@150	160	D16@300	30	D13@300	146	D10@300	43	157	22.48	-	
	RC-47-1	4500	2800	200	250	500	200	29.9	D19@125	160	D19@250	40	D16@100	142	D16@200	58	210	14.89	-	
	N	4500	2800	192	2500	500	200	26.8	D16@150	164	D16@300	35	D13@300	149	D10@300	48	157	36.05	-	3-14)
共通試験	4500	2800	199.3	2500	500	200	30.7	D16@150	167	D16@300	39.6	D13@300	150	D10@300	52	157	134.23	-		

研究機関	供試体名	寸法				載荷版or接地面		圧縮 強度	主鉄筋				配力筋				荷重 kN	破壊時 繰返し回数 万回	湿潤 条件	参考 文献	
		全長	全幅	厚さ	支間	支間方向	横軸方向		引張	有効高さ	圧縮	有効高さ	引張	有効高さ	圧縮	有効高さ					
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	MPa	径@間隔(mm)	mm	径@間隔(mm)	mm	径@間隔(mm)	mm	径@間隔(mm)	mm					
東京都	S39-16-20	4500	2920	167	2500	230	390	33.9	D16@150	132	D16@300	65	D13@300	107	D13@300	70	157	0.30	-	3-14), 3-16)	
	S39-16-30	4500	2920	173	2500	230	390	39.5	D16@150	143	D16@300	45	D13@300	118	D13@300	65	157	0.50	-		
	H08-20-20	4500	2920	205	2500	230	390	33.6	D16@100	170	D16@200	75	D16@150	155	D16@300	100	157	39.00	-		
	H08-20-30	4500	2920	202	2500	230	390	36.3	D16@100	172	D16@200	65	D16@150	142	D16@300	85	157	144.90	-		
	S39-19-20	4500	2920	188.5	2500	230	390	52.5	D16@125	157	D16@125	63	D13@300	143	D10@300	91	157	59.22	-		
	S39-19-30	4500	2920	188	2500	230	390	47.8	D16@125	159	D16@125	34	D13@300	145	D10@300	54	157	59.20	-		
	S39-19-40	4500	2920	190.4	2500	230	390	43.1	D16@125	159	D16@125	34	D13@300	145	D10@300	54	157	60.00	-		
	S47-18-20	4500	2920	177.5	2500	230	390	31.4	D19@120	137	D19@240	41	D19@300	120	D19@300	61	157	10.25	-		
	S47-18-30	4500	2920	180	2500	230	390	40.1	D19@120	138	D19@240	46	D19@300	119	D19@300	71	157	84.95	-		
	S47-20-20	4500	2920	200.5	2500	230	390	26.2	D19@125	160	D19@250	40	D16@100	148	D16@200	59	157	32.28	-		
	S47-20-30	4500	2920	201.2	2500	230	390	33.1	D19@125	161	D19@250	42	D16@100	146	D16@200	59	157	90.42	-		
	モデルNo.1	2000	2000	190	1500	320	430	34.5	D16@110	170	D16@210	45	D13@160	148	D13@220	60	157	56.50	-		3-14)
	モデルNo.2	2000	2000	187	1500	320	430	38.1	D16@110	158	D16@210	40	D13@160	130	D13@220	55	157	54.47	-		
	共通試験	4500	2920	196.5	2500	230	390	34.3	D16@150	158	D16@300	41.4	D13@300	143	D10@300	54.6	157	22.52	-		
ショーボンド	S39-19-1	3800	2800	190	2500	346	404	37.1	D16@150	150	D16@300	30	D13@300	146	D10@300	43	220	56.23	-	3-14), 3-15)	
	S39-19-2	3800	2800	190	2500	362	428	40.1	D16@150	150	D16@300	30	D13@300	146	D10@300	43	250	8.52	-		
	S39-19-3	3800	2800	190	2500	362	428	45.1	D16@150	150	D16@300	30	D13@300	146	D10@300	43	250	2.89	-		
	S39-19-4	3800	2800	190	2500	378	451	45.1	D16@150	150	D16@300	30	D13@300	146	D10@300	43	280	2.66	-		
	S39-16-1	3800	2800	160	2500	346	404	37.1	D16@150	130	D16@300	30	D13@300	116	D10@300	43	220	2.68	-		
	S39-16-2	3800	2800	160	2500	362	428	42.3	D16@150	130	D16@300	30	D13@300	116	D10@300	43	250	0.79	-		
	S39-16-3	3800	2800	160	2500	315	347	30.3	D16@150	130	D16@300	30	D13@300	116	D10@300	43	160	32.98	-		
IHI	IHI-1	4500	2800	220	2500	500	200	25.2	D19@150	180	D19@300	*	D16@125	163	D16@250	*	264.6	3.66	-	3-14), 3-17)	
	IHI-2	4500	2800	220	2500	500	200	25.8	D19@150	180	D19@300	*	D16@125	163	D16@250	*	235	6.33	-		
	IHI-4	4500	2800	220	2500	500	200	34.5	D19@125	180	D19@250	*	D19@125	163	D19@250	*	323.6	2.28	-		
	IHI-5	4500	2800	220	2500	500	200	38.8	D19@125	180	D19@250	*	D19@125	163	D19@250	*	196	270.00	-		
	IHI-6	4500	2800	220	2500	500	200	32.9	D19@150	180	D19@300	*	D16@125	163	D16@250	*	225	34.79	-		
	共通試験	4500	2800	193.6	2500	500	200	28.8	D16@150	158	D16@300	44.4	D13@300	143	D10@300	57.3	157	106.62	-		3-14)
横河ブリッジ	共通試験	4500	2800	196.5	2500	500	200	31.9	D16@150	159	D16@300	50.7	D13@300	143	D10@300	64.1	157	325.00	-	3-15)	
日本大学	A-RC25	*	*	150	1400	300	60	24.8	D13@120	125	D13@240	25	D13@120	112	D13@240	44.5	100	6.31	-	-	
	A-RC30	*	*	150	1400	300	60	30	D13@120	125	D13@240	25	D13@120	112	D13@240	44.5	100	13.95	-		
	A-RC35-1	*	*	150	1400	300	60	35.2	D13@120	125	D13@240	25	D13@120	112	D13@240	44.5	100	25.16	-		
	A-RC35-2	*	*	150	1400	300	60	30	D13@120	125	D13@240	25	D13@120	112	D13@240	44.5	100	37.88	-		

*) 詳細データなし

■RC 床版・階段状載荷

諸元

研究機関	供試体名	寸法				載荷版の接合面		圧縮強度	主鉄筋				配力筋				荷重	破壊時繰返し回数	湿润条件	参考文献
		全長	全幅	厚さ	支間	支間方向	横軸方向		引張	有効高さ	圧縮	有効高さ	引張	有効高さ	圧縮	有効高さ				
		mm	mm	mm	mm	mm	mm		MPa	径@間隔(mm)	mm	径@間隔(mm)	mm	径@間隔(mm)	mm	径@間隔(mm)				
大阪市立大学	IR	72	800	3100	900	150		46.9	D6@50	62	D6@100	10	D6@50	56	D6@100	16		-	4-12)	
	ID	72	800	3100	900	150	1.7材で	46.9	D6@50	62	D6@50	10	D6@50	56	D6@50	16		-		
	ID	72	800	3100	900	150	30mm	46.9	D6@50	62	D6@50	10	D6@50	56	D6@50	16		-		
	NOR	70	800	3100	900	150	5.6材で	21.7	D6@50	60	D6@100	10	D6@70	54	D6@140	16		-		
	NOR	70	800	3100	900	150	50mm	21.7	D6@50	60	D6@100	10	D6@70	54	D16@40	16		-		
	NOR	70	800	3100	900	150		21.7	D6@50	60	D6@100	10	D6@70	54	D6@140	16		-		
土木研究所	RC-47-2	200	2500	4500	2800	500	200	35.6	D19@125	160	D19@250	40	D16@100	142	D16@200	58		-	4-15)	
	RC-47-3	200	2500	4500	2800	500	200	36.3	D19@125	160	D19@250	40	D16@100	142	D16@200	58		-		
	RC-47-4	200	2500	4500	2800	500	200	32.9	D19@125	160	D19@250	40	D16@100	142	D16@200	58		-		
	RC80-1	200	2500	4500	2800	500	200	27.1	D19@150	210	D16@150	40	D16@125	192	D13@125	55		-		
	RC8n-1	200	2500	4500	2800	500	200	33.1	D19@150	210	D19@300	40	D16@125	192	D16@250	58		-		
	RC8n-2	200	2500	4500	2800	500	200	38.4	D19@150	210	D19@300	40	D16@125	192	D16@250	58		-		
日本大学	A-RC-35-1	110	1200	1470	1470	250	50	35	D10@100	90	D10@200	20	D10@120	80	D10@240	30	別途記載	-	4-14)	
	A-RC-35-2	110	1200	1470	1470	250	50	35	D10@100	90	D10@200	20	D10@120	80	D10@240	30		-		
	B-RC-21-1	130	1200	1470	1470	250	50	21	D10@100	105	D10@200	25	D10@100	95	D10@200	35		-		
	B-RC-21-2	130	1200	1470	1470	250	50	21	D10@100	105	D10@200	25	D10@100	95	D10@200	35		-		
	B-RC-27-1	130	1200	1470	1470	250	50	27	D10@100	105	D10@200	25	D10@100	95	D10@200	35		-		
	B-RC-32-1	130	1200	1470	1470	250	50	32	D10@100	105	D10@200	25	D10@100	95	D10@200	35		-		
	B-RC-32-2	130	1200	1470	1470	250	50	32	D10@100	105	D10@200	25	D10@100	95	D10@200	35		-		
	B-RC-32-3	130	1200	1470	1470	250	50	32	D10@100	105	D10@200	25	D10@100	95	D10@200	35		-		
	B-RC-35-1	130	1200	1470	1470	250	50	35	D10@100	105	D10@200	25	D10@100	95	D10@200	35		-		
	B-RC-35-2	130	1200	1470	1470	250	50	35	D10@100	105	D10@200	25	D10@100	95	D10@200	35		-		
	C-RC-26-1	150	1200	1600	1600	300	60	26	D13@120	125	D13@120	25	D13@240	112	D13@240	38		-		
	C-RC-30-1	150	1200	1600	1600	300	60	30	D13@120	125	D13@120	25	D13@240	112	D13@240	38		-		
	C-RC-34-1	150	1200	1600	1600	300	60	34	D13@120	125	D13@120	25	D13@240	112	D13@240	38		-		

荷重

研究機関	供試体名	載荷パターン																									
		荷重(kN)										繰返し回数(回)															
		1段目	2段目	3段目	4段目	5段目	6段目	7段目	8段目	9段目	10段目	11段目	12段目	13段目	1段目	2段目	3段目	4段目	5段目	6段目	7段目	8段目	9段目	10段目	11段目	12段目	13段目
大阪市立大学	IR	24.5	29.4													10000	1306										
	ID	16.66	29.4													10000	2150										
	ID	24.5	29.4													10000	5718										
	NOR	16.66	29.4													10000	2455										
	NOR	19.6	29.4													10000	6435										
	NOR	16.66	19.6	24.5												10000	10000	2409									
土木研究所	RC-47-2	157	176.6	196.2	215.8	235.4	255	274.6	294.2	313.8					40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	7725	
	RC-47-3	157	176.6	196.2	215.8	235.4	255	274.6	294.2	313.8					40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	32667	
	RC-47-4	157	176.6	196.2	215.8	235.4	255	274.6	294.2	313.8					40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	1127	
	RC80-1	157	176.6	196.2	215.8	235.4	255	274.6							40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	15649				
	RC8n-1	157	176.6	196.2	215.8	235.4	255	274.6	294.2	313.8	333.4	353	372.6	392.2	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	9555
	RC8n-2	157	176.6	196.2	215.8	235.4	255	274.6	294.2	313.8	333.4				40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	34122
日本大学	A-RC-35-1	60	80												20000	1950											
	A-RC-35-2	60	80												20000	1800											
	B-RC-21-1	60	80												20000	17545											
	B-RC-21-2	60	80	100											20000	20000	1379										
	B-RC-27-1	60	80	100											20000	20000	2533										
	B-RC-32-1	60	80	100											20000	20000	7000										
	B-RC-32-2	60	80	100											20000	20000	9399										
	B-RC-32-3	60	80	100											20000	20000	9651										
	B-RC-35-1	80	100												20000	10009											
	B-RC-35-2	80	100												20000	11810											
	C-RC-26-1	100	120												20000	6991											
	C-RC-30-1	100	120												20000	10691											
	C-RC-34-1	100	120												20000	19935											

■PC床版

諸元

研究機関	供試体名	寸法				載荷版or接地面		圧縮強度	主鉄筋				配力筋				PC鋼材		参考文献
		全長	全幅	厚さ	支間	支間方向	横軸方向		引張	有効高さ	圧縮	有効高さ	引張	有効高さ	圧縮	有効高さ	径@間隔(mm)	有効高さ	
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	MPa	径@間隔(mm)	mm	径@間隔(mm)	mm	径@間隔(mm)	mm	径@間隔(mm)	mm	mm	mm	
NEXCO	N3	4500	2800	220	2500	500	200	64.1	D13@125	154.6	D13@125	65.5	D19@150	170.5	D19@150	49.5	SBPR φ23@225-300	110	4-5)
	N2	4500	2800	220	2500	500	200	63	D13@125	154.6	D13@125	65.5	D19@150	170.5	D19@150	49.5	SBPR φ23@225-300	110	
土木研究所	PC81	4500	2800	180	2500	500	200	42.9	D13@250	144	D13@250	37	D19@125	128	D19@250	53	1S19.3@250	101	4-15), 4-16)
	PC82	4500	2800	180	2500	500	200	50	D13@250	144	D13@250	37	D19@125	128	D19@250	53	1S19.3@250	101	
日本橋梁建設協会・土木研究所	継手なし供試体	4500	2800	230	2500	500	200	47.9	D13@125	198	D13@125	32	D19@150	182	D19@150	48	1S15.2@150	115	4-6)

荷重

研究機関	供試体名	荷重(kN)												繰返し回数(回)													
		1段目	2段目	3段目	4段目	5段目	6段目	7段目	8段目	9段目	10段目	11段目	12段目	13段目	1段目	2段目	3段目	4段目	5段目	6段目	7段目	8段目	9段目	10段目	11段目	12段目	13段目
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
NEXCO	N3	250	400											100000	3276000												
	N2	250	400	450										100000	100000	3218000											
土木研究所	PC81	157	176.6	196.2	215.8	235.4	255	274.6	294.2	313.8	333.4	353		40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	3748		
	PC82	157	176.6	196.2	215.8	235.4	255	274.6	294.2	313.8	333.4	353	372.6	392.2	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	6253	
日本橋梁建設協会・土木研究所	継手なし供試体	157	176.6	196.2	215.8	235.4	255	274.6	294.2	313.8	333.4	353	372.6	392.2	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	20000	

■接合部を有するプレキャストPC床版

諸元

研究機関	供試体名	一般部・接合部共通						一般部(PC床版部)								接合部		参考文献			
		寸法				載荷版or接地面		圧縮強度	主鉄筋				配力筋				PC鋼材		圧縮強度	継手鉄筋	
		全長	全幅	厚さ	支間	支間方向	横軸方向		引張	有効高さ	圧縮	有効高さ	引張	有効高さ	圧縮	有効高さ	径@間隔(mm)				mm
日本橋梁建設協会・土木研究所	RCループ継手供試体	4500	2800	230	2500	500	200	46.9	D13@125	198	D13@125	32	D19@150	165	D19@150	48	1S15.2@150	115	51.45	ループ継手@150	4-6)
オリエンタル白石	機械式定着併用重ね継手供試体	10000	7000	270	6000	500+500	200	70.2	D13@125	223.5	D13@125	46.5	D19@150	207.5	D19@150	62.5	1S15.2@180-220	180	56.5	端部拡径継手@150	4-7)
三井住友	輪荷重走行試験体	8450	4000	220	3000	500	200	89.2	D13@125	144.5	*	*	D19@150	160.5	*	*	1S15.2@125-375	140.5	52.2	端部拡径継手@150	4-8)
ピーエス三菱	曲げ定着タイプ	4300	2800	220	2500	500	200	58.2	D13@125	173.7	D13@125	40	D19@150	157.7	D16@150	61	SBPR φ23@225-300	110	62.3	端部拡径継手@150	4-9)
	53.3																		端部拡径継手@150		
IHI	-	4500	2800	220	2500	500	200	62.4	D13@125	154.6	D13@125	66	D19@150	170.5	D19@150	49.5	SBPR φ23@225-300	110	56	端部拡径継手@150	4-10)

*) 詳細データなし

荷重

研究機関	供試体名	荷重(kN)												繰返し回数(回)											
		1段目	2段目	3段目	4段目	5段目	6段目	7段目	8段目	9段目	10段目	11段目	12段目	1段目	2段目	3段目	4段目	5段目	6段目	7段目	8段目	9段目	10段目	11段目	12段目
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
日本橋梁建設協会・土木研究所	RCループ継手供試体	157	176.6	196.2	215.8	235.4	255	274.6	294.2	313.8	333.4	353	372.6	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	40000	27826
オリエンタル白石	機械式定着併用重ね継手供試体	196	294	294	392	392								80000	560000	400000	160000	40000*	(未破壊)						
三井住友	輪荷重走行試験体	180	180	200	200	240	280	320	360	400	440	480		51000	40000*	220000	40000*	40000*	40000*	40000*	40000*	40000*	40000*	40000*	220000*
ピーエス三菱	曲げ定着タイプ	250	400	490										100000	240000	212565									
	250																								
IHI	-	250	350	450	490									100000	100000	100000	28000								

**）水張り条件での荷重

早稲田大学 博士（工学） 学位申請 研究業績書

氏名 竹田 京子 印

(2020年 12月 現在)

種類別	題名、 発表・発行掲載誌名、 発表・発行年月、 連名者（申請者含む）
a. 論文	<ul style="list-style-type: none"> ○ 1) <u>竹田京子</u>, 佐藤靖彦: 荷重履歴に着目したせん断補強筋を持たない RC はりの変形性状に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.42, No.2, pp.559-564, 2020.7 ○ 2) <u>竹田京子</u>, 佐藤靖彦: 繰返し移動荷重を受けるプレキャスト PC 床版接合部の疲労寿命の定量評価, 土木学会構造工学論文集, Vol.66A, pp.774-782, 2020.3 ○ 3) <u>竹田京子</u>, 佐藤靖彦: 疲労荷重下のせん断補強筋を有さないRC梁の損傷機構に関する解析的検討, プレストレストコンクリート工学会第 28 回シンポジウム論文集, Vol.28, pp.191-196, 2019.11 ○ 4) <u>竹田京子</u>, 佐藤靖彦: せん断補強筋を持たない RC はりの静的荷重と疲労荷重による損傷過程と破壊機構に関する実験的検討, コンクリートの補修, 補強, アップグレードシンポジウム論文集, Vol.19, pp.451-454, 2019.10 ○ 5) <u>Kyoko TAKEDA</u>, Yasuhiko SATO: An Analytical Study on Effects of Loading History to Shear Behavior of RC Beams under Cyclic Loading, Proceedings of the fib Symposium 2019, pp.1677-1683, 2019.6 ○ 6) <u>竹田京子</u>, 佐藤靖彦: 輪荷重走行試験における PC 床版の疲労寿命予測に関する検討, プレストレストコンクリート工学会第 27 回シンポジウム論文集, Vol.27, pp.173-176, 2018.11 ○ 7) <u>Kyoko TAKEDA</u>, Yasuhiko SATO: Development of fatigue life prediction for RC slabs under traveling wheel-type loading, IALCCE 2018 Proceedings of the 6th International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering-Life Cycle Analysis and Assessment in Civil Engineering: Towards an Integrated Vision, Vol.6, pp.1851-1856, 2018.10 ○ 8) <u>竹田京子</u>, 佐藤靖彦: 支持条件と階段状漸増荷重の影響を考慮に入れた輪荷重走行試験における RC 床版の疲労寿命予測に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.40 No.2, pp.601-606, 2018.7 ○ 9) <u>Kyoko TAKEDA</u>, Natsuko HAMADA, Yasuhiko SATO: Proposal of a fatigue life prediction method for RC slabs failed under traveling wheel-type load test, Journal of Asian Concrete Federation, Vol.4, No.1, pp.1-11, 2018.6 ○ 10) <u>竹田京子</u>, 濱田那津子, 佐藤靖彦: 輪荷重走行試験における RC 床版の疲労寿命予測に関する一検討, 第 26 回プレレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, Vol.26, pp.129-134, 2017.10
c. 講演	<ul style="list-style-type: none"> 1) <u>竹田京子</u>, 佐藤靖彦: プレキャスト PC 床版接合部の継手鉄筋が接合部材の力学特性に及ぼす効果に関する解析評価, 土木学会全国大会第 75 回年次学術講演会, V-610, 2020.9

早稲田大学 博士（工学） 学位申請 研究業績書

種類別	題名、 発表・発行掲載誌名、 発表・発行年月、 連名者（申請者含む）
c. 講演	<p>2) <u>竹田京子</u>, 佐藤靖彦：プレキャスト PC 床版接合部の継手鉄筋が接合部材の力学特性に及ぼす効果に関する解析評価, 土木学会全国大会第 75 回年次学術講演会, V-610, 2020.9</p> <p>3) <u>竹田京子</u>, 佐藤靖彦：継手によるプレキャスト PC 床版接合部の疲労耐久性の定量的評価, 土木学会全国大会第 74 回年次学術講演会概要集, V-34, 2019.9</p> <p>4) <u>Kyoko TAKEDA</u>, Yasuhiko SATO : A Comparative Investigation on Fatigue Life Prediction Methods of RC Slabs under Moving Loads, 12th Japanese German Bridge Symposium, Vol.12, 頁番号無し, 2018.9</p> <p>5) <u>竹田京子</u>, 佐藤靖彦：輪荷重走行試験における RC 床版のせん断耐力低下を考慮した階段状漸増載荷の評価, 土木学会全国大会第 73 回年次学術講演会概要集, V-501, 2018.08</p> <p>6) <u>Kyoko Takeda</u>, Natsuko Hamada, Yasuhiko Sato : Analytical Investigation on Fatigue Life of Reinforced Concrete Bridge Deck Slabs Under Traveling Wheel-Type Loading, Asian Concrete Federation The 2nd ACF Symposium 2017, F004, 2017.11</p> <p>7) 濱田那津子, <u>竹田京子</u>, 佐藤靖彦：移動輪荷重下における RC 床版の疲労耐久性評価式の提案, 土木学会全国大会第 72 回年次学術講演会概要集, V-203, 2017.9</p> <p>8) <u>竹田京子</u>, 佐藤靖彦：移動輪荷重下に置かれる RC 床版の疲労寿命に関する解析的検討, 土木学会北海道支部 論文報告集第 73 号, E-06, 2017.1</p>
e. その他	<p>(論文)</p> <p>1) Muhammad Aboubakar FAROOQ, <u>Kyoko TAKEDA</u>, Yasuhiko SATO, Kyoji NIITANI : Mechanical Properties of Concrete with Blast Furnace Slag Fine Aggregates subjected to Freeze-Thaw Cycles, Proceedings of fib Symposium 2017, pp.65-72, 2017.6</p> <p>2) <u>竹田京子</u>, 佐藤靖彦, 長谷川武春：積雪寒冷地のダムコンクリートのスケーリング抵抗性とその進行予測, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, Vol.16, pp.393-398, 2016.10</p> <p>(講演)</p> <p>1) <u>竹田京子</u>, 佐藤靖彦, 長谷川武春：積雪寒冷地のダムコンクリートのスケーリング進行予測に関する検討, 土木学会全国大会 第 71 回年次学術講演会概要集, V-259, 2016.9</p> <p>2) <u>竹田京子</u>, 佐藤靖彦, 長谷川武春：積雪寒冷地に約 40 年供用されたダムコンクリートのスケーリング抵抗性に関する実験的検討, 土木学会北海道支部 論文報告集第 72 号, E-35, 2016.1</p>