

走行振動荷重が作用する道路橋 RC 床版の耐疲労性の評価  
および伸縮装置の耐荷力性能

木内 彬 喬

# 目 次

## 第1章 序論

1.1 はじめに	1
1.2 既往の研究	2
1.2.1 RC床版に作用する荷重変動	2
1.2.2 RC床版の寿命予測	2
1.2.3 伸縮装置について	3
1.3 本論文の目的と構成	4
第1章 参考文献	6

## 第2章 道路橋 RC床版および伸縮装置の現状

2.1 はじめに	8
2.2 橋梁の現状および維持管理の流れ	9
2.2.1 道路橋の現状	9
2.2.2 予防保全型維持管理計画	10
2.3 伸縮装置の段差・路面の凹凸に関する橋梁点検および健全性の判定	11
2.3.1 橋梁点検における伸縮装置の段差	11
2.3.2 健全性の判定区分	12
2.4 大型車両の荷重変動および伸縮装置近傍の損傷事例	13
2.4.1 大型車両によって発生する荷重変動	14
2.4.2 伸縮装置近傍におけるRC床版の損傷	15
2.5 道路橋示方書の変遷	16
2.5.1 設計荷重	16
2.5.2 示方書の変遷	17
2.5.3 RC床版の設計に用いる衝撃係数	17
2.6 伸縮装置の損傷状況および維持管理	18
2.6.1 伸縮装置の修繕件数と再修繕を行う年数	18
2.6.2 橋梁点検における損傷の一例	18
2.6.3 老朽化した伸縮装置の維持管理	19
2.7 伸縮装置の種類および施工方法	20
2.7.1 伸縮装置の概要	20
2.7.2 橋梁伸縮装置の種類	21
2.7.3 荷重支持型伸縮装置の設置工事の一例	22
2.7.4 既往の伸縮装置の課題	23
2.8 まとめ	23
第2章 参考文献	25

## 第3章 走行振動荷重が作用するRC床版の耐疲労性の評価および衝撃係数の評価

3.1 はじめに	27
----------	----

3.2	大型自動車の荷重変動および伸縮継手付近の損傷事例	28
3.2.1	大型自動車の荷重変動	28
3.2.2	荷重変動が及ぼす範囲	29
3.2.3	荷重変動が及ぼす RC 床版の損傷状況	29
3.2.4	走行振動荷重が作用する衝撃係数	29
3.3	供試体概要	30
3.3.1	使用材料	30
3.3.2	供試体寸法および鉄筋配置	31
3.4	輪荷重走行振動試験装置による疲労実験	31
3.4.1	輪荷重走行疲労試験の概略	31
3.4.2	走行一定荷重および走行振動荷重による疲労実験の概要	33
3.4.3	等価走行回数の算出	35
3.5	輪荷重走行疲労実験の結果および考察	36
3.5.1	等価走行回数	36
3.5.2	たわみと等価走行回数の関係	37
3.5.3	破壊状況	40
3.6	走行振動荷重による動的影響の評価	44
3.6.1	実験衝撃係数の算出方法	44
3.6.2	走行回数による走行時刻とたわみ挙動の関係	45
3.6.3	等価走行回数と実験衝撃係数の関係	51
3.7	まとめ	52
第3章	参考文献	54

#### 第4章 走行振動荷重が作用する RC 床版の寿命推定に用いる S-N 曲線式の提案

4.1	はじめに	56
4.2	RC 床版の S-N 曲線式	56
4.2.1	輪荷重走行疲労実験における RC 床版の S-N 曲線式	56
4.2.2	松井らや土木研究所および阿部が提案する S-N 曲線式	57
4.2.3	RC 床版の S-N 曲線式	61
4.3	耐疲労性の評価に用いる RC 床版の使用材料および寸法	61
4.3.1	使用材料 (第3章)	62
4.3.2	供試体寸法および鉄筋配置 (第3章)	62
4.4	実験方法および等価走行回数	63
4.4.1	輪荷重走行疲労実験方法	63
4.4.2	等価走行回数の算定	64
4.5	等価走行回数	64
4.5.1	供試体 RC25	64
4.5.2	供試体 RC30	65
4.5.3	供試体 RC35	65
4.6	実験供試体の押抜きせん断耐荷力	66

4.6.1	RC床版の諸元	66
4.6.2	押抜きせん断耐力および破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力	68
4.7	走行一定荷重および走行振動荷重が及ぼすRC床版のS-N曲線式	69
4.7.1	S-N曲線式における縦軸S値の算定	69
4.7.2	松井ら・阿部らが提案するS-N曲線式との整合性	70
4.7.3	等価走行回数と破壊走行回数との整合性	72
4.8	走行振動荷重が及ぼすRC床版のS-N曲線式の提案	73
4.8.1	S-N曲線式の整合性	73
4.8.2	走行振動走行荷重が作用するS-N曲線式の提案	74
4.9	まとめ	75
第4章	参考文献	76

## 第5章 走行振動荷重を考慮した道路橋示方書の変遷によるRC床版の寿命推定

5.1	はじめに	77
5.2	RC床版のS-N曲線式および破壊走行回数	77
5.2.1	輪荷重走行疲労実験におけるRC床版のS-N曲線式	77
5.2.2	松井らや土木研究所および阿部が提案するRC床版のS-N曲線	78
5.2.3	S-N曲線の傾きの逆数 $m$	79
5.2.4	振動荷重が及ぼすRC床版のS-N曲線	79
5.3	押抜きせん断耐荷力の等価低減係数および破壊等価走行回数	80
5.3.1	等価低減係数	80
5.3.2	破壊等価走行回数	82
5.4	設計基準の変遷によるRC床版の設計	82
5.4.1	最小床版厚(連続版)	82
5.4.2	設計活荷重曲げモーメント	84
5.4.3	設計基準の変遷に伴う荷重・曲げモーメント・床版厚(連続版)	85
5.5	RC床版の設計	86
5.5.1	設計条件	86
5.5.2	RC床版の設計	87
5.6	走行一定荷重および走行振動荷重が作用するRC床版の寿命推定	90
5.6.1	RC床版の寿命推定	90
5.6.2	補正式を用いた等価押抜きせん断耐荷力による破壊年数	92
5.7	衝撃係数を考慮したRC床版の設計法	94
5.7.1	実験衝撃係数(第3章)	94
5.7.2	RC床版の設計法および維持管理への提案	97
5.8	まとめ	98
第5章	参考文献	100

## 第6章 荷重分布型伸縮装置を設置したRCはりの静荷重実験による耐荷力性能

6.1	はじめに	101
-----	------	-----

6.2	荷重変動および伸縮装置の損傷状況	102
6.2.1	荷重変動および衝撃力	102
6.2.2	伸縮装置の損傷状況	103
6.3	伸縮装置の構造および施工方法	104
6.3.1	既往の伸縮装置	104
6.3.2	新たに開発された伸縮装置	105
6.3.3	伸縮装置の施工方法	106
6.4	供試体概要	108
6.4.1	使用材料	108
6.4.2	供試体寸法	112
6.5	静荷重実験	115
6.5.1	試験方法	115
6.5.2	計測位置	116
6.6	静荷重実験における結果および考察	117
6.6.1	最大耐荷力	117
6.6.2	荷重とたわみの関係	118
6.6.3	荷重と主鉄筋ひずみの関係	119
6.6.4	荷重と伸縮装置圧縮鉄筋ひずみの関係	121
6.6.5	荷重と荷重分布鋼板ひずみの関係	122
6.6.6	破壊状況	123
6.7	建研式引張試験による引張接着強度	125
6.7.1	建研式引張試験	125
6.7.2	試験結果	126
6.8	まとめ	128
第6章	参考文献	130

## 第7章 総括

7.1	総括	131
-----	----	-----

# Evaluation of Fatigue Durability of RC Slabs Running Vibration Load and Load Carrying Capacity of Expansion Joint

Akitaka KIUCHI

RC slabs on highway bridges are exposed to severe repeated wheel loadings, and as a result various kinds of deterioration damage has occurred. In particular, large load fluctuations continuously act on RC slabs near expansion joint steps and road surface unevenness. In this study a series of wheel load running fatigue tests with constant amplitude load and fluctuating loads was conducted on 11 RC slabs. In the fluctuating running vibration load test, the fatigue durability was verified by applying sinusoidal vibration loads with load amplitudes of  $\pm 20\%$  and  $\pm 30\%$  of the standard constant running load. The S-N curve equation for life prediction of RC slabs was established from the results of fatigue tests under running vibration loads. In addition, static load tests were conducted using a conventional expansion joint and an expansion joint in which a load distribution plate was provided on a conventional expansion joint. As a result, the following findings were obtained.

- (1) Load fluctuations significantly impact the reduction of fatigue durability of RC slabs.
- (2) By evaluating the load fluctuation as an impact coefficient, the relationship between the progression of fatigue damage and the increase in the impact coefficient of RC slabs was determined.
- (3) The S-N curve by Abe is the most consistent when the wheel load contact area and compressive strength are used as variables in fatigue tests under constant running load.
- (4) It has been shown that in comparison with the results of fatigue tests using running vibration load, the results are on the dangerous side of the estimated equation.
- (5) An S-N curve taking load fluctuations into consideration was proposed by applying the gradient fixing method to Abe's equation.
- (6) The failure age was calculated from the proposed fatigue life estimation equation taking into consideration the load fluctuations, and it is proposed that it is important to maintain the amount of the step on the surface of the deck slab to less than  $\pm 20\%$  of the load amplitude.
- (7) The load-carrying capacity of the load-distributing type expansion joint is substantially improved compared with the conventional concentrated load type expansion joint.

The results presented in this paper will significantly contribute to developing maintenance technology for RC slabs of road bridges.

# 第 1 章 序 論

## 1.1 はじめに

我が国の橋梁は 2021 年現在で 72 万橋が供用され、その多くは高度経済成長期に整備された。これらの橋梁は建設後 50 年以上が経過し、老朽化した橋梁の割合は約 30% となっており年々増加<sup>1.1)</sup>している。これらの老朽化対策として、国土交通省<sup>1.2)</sup>では 2009 年より従来の事後保全維持管理から計画的に実施する予防保全型維持管理計画へと政策が移行された。これに伴って地方自治体では、道路橋長寿命化修繕計画<sup>1.3)~1.5)</sup>を立案し、損傷が軽微な段階において平準化した予算内での計画的な修繕を行い、緊急対応の必要な橋梁は補修・補強対策を施すことで、安全性が確保されている。

また、設計基準においても 2019 年改訂の道路橋示方書・同解説<sup>1.6)</sup>（以下、道示とする）に至るまでに数回の改訂が行われ、1994 年改訂以降からは設計荷重が 198kN から 245kN へと引き上げられた。これに伴い、重要路線では荷重の増加に伴う荷重変動の影響や補強対策が課題となっている。

2007 年からの橋梁点検において、橋梁を構成する部材において最も損傷が著しい部材は RC 床版<sup>1.7), 1.8)</sup>であり、建設地域の環境条件によっても損傷状況は大きく異なっている。とくに、交通量の多い都市部では 2 方向ひび割れの発生による疲労損傷が多い。また、海岸線に建設された RC 床版では飛来塩分による塩害と疲労損傷、積雪寒冷地域では融雪剤散布による塩害、凍結・融解による凍害と疲労損傷が複合している。また、いずれの建設地域においても伸縮装置の近傍において大きな損傷が生じている。これは伸縮装置の段差に起因したものであり、段差量が 20mm となる場合には、伸縮装置の設置位置から 8m 付近まで変動荷重の影響を及ぼすことが報告<sup>1.9), 1.10)</sup>されている。しかしながら、大型車両の荷重変動を再現できる試験装置が少ないことから、伸縮装置の段差によって発生する荷重変動が RC 床版に及ぼす影響や寿命推定に関する研究はほとんど行われていないのが現状である。

一方、伸縮装置自体も大型車両の荷重変動によって大きな衝撃を受けることで装置の破損や既設 RC 床版の損傷事例も多く、現在、道路橋長寿命化修繕計画の中で計画的に取替工事が進められているが、現状では事後的な修繕が多い。伸縮装置は荷重支持型伸縮装置、突き合わせ型伸縮装置および埋設型伸縮装置に分類<sup>1.11)</sup>され、各企業において特徴のある伸縮装置が開発されている。荷重支持型や突き合わせ型は交通量の多い道路橋に使用され、埋設型は交通量の少ない道路橋や騒音規制の厳しい地域に採用されている。荷重支持型伸縮装置は、伸縮装置部の鋼板に骨組み鉄筋が溶接されている。また、設置においては旧伸縮装置を撤去した後、縦方向のアンカー筋を打ち込み、伸縮装置の骨組み鉄筋と溶接後、超速硬コンクリートを打ち込みしている。しかしながら、伸縮装置設置後は、輪荷重の設置面から応力が 45 度で分布し、縦筋であるアンカー筋を介して既設床版に作用することから、輪荷重直下の範囲において損傷が著しい。このような問題を解決できる新構造として、従来型伸縮装置に荷重分布鋼板を設けた伸縮装置（以下、荷重分布型伸縮装置とする）が開発された<sup>1.12)</sup>。荷重分布型伸縮装置は、伸縮装置の骨組み鉄筋の下面全面に荷重分布鋼板を設けた構造であり、

設置面から 45 度で分布した輪荷重は、荷重分布鋼板を介して既設 RC 床版の広範囲に分布させる特長がある。しかし、この装置の実用性については、伸縮装置に作用する荷重変動および衝撃にも耐えうる耐荷力性能が必要となる。

そこで本研究では、道路橋 RC 床版の損傷要因となる大型車両が伸縮装置の段差部を通過した際に発生する荷重変動が、RC 床版の耐疲労性に与える影響について、モデル化した RC 床版を用いて走行一定荷重および走行振動荷重による疲労試験を行い、振動荷重が作用する RC 床版の耐疲労性およびたわみ応答値によする動的増幅率から衝撃係数を評価する。また、走行振動荷重による疲労試験の結果から、RC 床版に関する寿命予測のための S-N 曲線式を確立し、荷重変動を受ける RC 床版の寿命推定を可能にすることで維持管理の一助とする。さらには、従来型の伸縮装置（以下、荷重集中型伸縮装置とする）と従来型伸縮装置に荷重分布鋼板を設けた伸縮装置について静荷重実験を行い、両供試体の最大耐荷力および荷重分布鋼板設置の効果を評価するとともに実用性を評価し、地方自治体が管理する RC 床版および伸縮装置の設置における設計法・施工技術および維持管理の一助とする。

## 1.2 既往の研究

RC 床版の疲労損傷は、高度経済成長期を境に顕在化し、各研究機関においてひび割れ損傷に関する原因究明や防止対策に関する調査・研究が行われ数多くの成果が報告されている。また、伸縮装置に関しても各企業において特徴のある伸縮装置が開発され、多くの研究が報告されている。ここで、本研究に関連する既往の研究を以下にまとめる。

### 1.2.1 RC床版に作用する荷重変動

RC 床版の損傷原因の 1 つに伸縮装置の段差によって発生する荷重変動が挙げられる。この荷重変動に関する調査・研究について、独立研究法人土木研究所<sup>1.13)</sup>（旧建設省土木研究所構造研究室）では、支間 45m の合成桁橋に 20mm の段差を設け、実験車両が通過する際に発生する中軸・後軸の荷重変動についての調査が行われている。また、車両が段差部通過後の荷重変動が及ぼす範囲について、荷重分布および段差量別包絡線として報告している。さらに、横山ら<sup>1.9), 1.10)</sup>は、段差量、積載重量、車速を変数として大型車両が走行した際の衝撃係数測定実験を行った結果を報告している。本研究においては、これらの研究により得られた荷重変動を基に、走行振動荷重における荷重振幅を設定し、荷重変動が RC 床版に及ぼす影響について評価する。

### 1.2.2 RC床版の寿命予測

RC 床版の寿命予測に関する既往の研究については、1970 年代から多くの研究者により、押抜きせん断耐荷力式や寿命推定を行う S-N 曲線式が提案されている。本研究では輪荷重走行試験装置を用いて研究されて成果を基に研究を進める。輪荷重走行試験機は、大阪大学<sup>1.14)</sup>、大阪工業大学<sup>1.15)</sup>、日本大学<sup>1.16)</sup>、土木研究所<sup>1.17)</sup>、寒地土木研究所<sup>1.18)</sup>、東京都<sup>1.19)</sup>をはじめ各研究機関などが独自で開発した試験機を用いて、RC 床版の寿命推定、損傷原因、新床版の開発、さらには補修・補強技術の開発が進められている。

しかしながら、これらの実験装置は一定荷重のみでの荷重作用であり、荷重変動を考慮した実験装置は阿部ら<sup>1.16)</sup>が開発した日本大学の輪荷重走行振動疲労試験機のみであることから、他の研究機関では振動荷重による RC 床版の実験研究は行われていないのが現状である。

RC 床版の寿命予測について、松井ら<sup>1.14)</sup>は大阪大学の輪荷重走行試験機を用いて S39 年 (1964 年)、一部に S43 年 (1968 年) 改訂の鋼道路橋設計示方書<sup>1.20)</sup>の基準に準拠して製作した RC 床版に対し疲労試験を実施し、押抜きせん断力学モデル、押抜きせん断耐力式および S-N 曲線式を提案<sup>1.21), 1.22)</sup>し、RC 床版の寿命推定を行っている。また、土木研究所<sup>1.17)</sup>では H8 年 (1996 年) 改訂の道示<sup>1.23)</sup>の基準に基づき製作した RC 床版を用いて疲労試験を行い、RC 床版の S-N 曲線式を提案した。さらに、土木学会鋼構造委員会においては、S39 年 (1964 年) 基準の RC 床版を対象に共通試験として各研究機関が保有する輪荷重疲労試験機を用いて疲労試験を実施している。

一方、阿部ら<sup>1.24)</sup>は独自の輪荷重走行振動疲労試験機を開発し、H6 年 (1994 年) 改訂の道示<sup>1.25)</sup>に準拠して製作した RC 床版を用いての検証が行われている。実験では RC 床版の圧縮強度や寸法効果を変数として一定荷重による走行実験を行い、走行荷重が作用する RC 床版の押抜きせん断力学モデルおよび押抜きせん断耐荷力式、さらに S-N 曲線式を提案<sup>1.26)</sup>し、1973 年改訂道示<sup>1.27)</sup>以降の RC 床版の評価式として提案している。また、荷重変動を考慮した実験研究においては、RC はり、RC 床版を対象に段階荷重載荷による走行振動荷重を作用させ、実験より得られたたわみ応答値による動的増幅率から衝撃係数を算出し評価し、道示に規定する衝撃係数との差異を活荷重曲げモーメントに割り増しすることを提案<sup>1.28)</sup>している。しかし、これらの研究成果は、荷重変動を 1 走行ごとに増加する走行実験であり、破壊時までの疲労試験は行われていないのが現状である。よって、荷重変動を考慮した走行振動荷重による耐疲労性を明らかにするとともに振動荷重が及ぼす衝撃係数および寿命推定式である S-N 曲線式の提案が必要となる。

### 1.2.3 伸縮装置について

輪荷重が伸縮装置に与える影響について、横山ら<sup>1.9), 1.10)</sup>は、路面段差部に作用する自動車衝撃係数の特性、橋の伸縮装置に作用する自動車荷重について実橋梁に大型車両を走行させた際の結果を報告している。また、日本道路公団伸縮装置改良委員会「伸縮装置調査研究 (その 4) 報告書, 1974」<sup>1.29)</sup>では、伸縮装置通過後の RC 床版に作用する衝撃係数に関する実測結果として、段差が約 20mm 以上となると 0.4 を上回る衝撃係数が生じることを報告している。さらに、阪神高速 (旧阪神高速道路公団) による実測結果<sup>1.30)</sup>では、段差量 20mm で衝撃係数が 0.5 を上回ることが報告されている。いずれの結果においても、伸縮装置本体および近傍の RC 床版には設計値以上の衝撃係数が作用することが報告されている。

一方、東京都土木技術支援・人材育成センター年報「道路橋伸縮装置の補修に関する技術資料」<sup>1.31)</sup>ではジョイントの種類とジョイント取付け部の既設床版厚さの組合せが疲労耐久性に与える影響を把握することを目的に、4 シリーズの実物大試験体による輪荷重走行疲労実験を実施し、結果が報告されている。伸縮装置は早くて 3 年、平均

して 10 年程度で取替工事が実施されている。また、輪荷重走行疲労試験の結果においては、環境に配慮するとともに交換後の耐久性も確保する選択が重要であり、床版の耐久性と伸縮装置の形式との組合せについての必要性を述べている。

以上より、本研究においては伸縮装置に作用する荷重変動による衝撃にも耐え得る耐荷力性能の高い伸縮装置として、新たに開発された RC 床版の耐久性向上が図れる荷重分布型伸縮装置について静荷重実験を行い耐荷力性能を評価し、実用性を検証する。

### 1.3 本論文の目的と構成

本研究では、道路橋 RC 床版の損傷要因となる大型車両が伸縮装置の段差部を通過した際に発生する荷重変動が、RC 床版の耐疲労性に与える影響について、モデル化した RC 床版を用いて走行一定荷重および走行振動荷重による疲労試験を行い、耐疲労性を評価する。また、疲労実験の過程で、たわみを動的に計測し、動的増幅率より衝撃係数の評価を行い、RC 床版設計法の一助とする。さらに、走行振動荷重による疲労試験の結果から、RC 床版の寿命予測のための S-N 曲線式を提案し、荷重変動を受ける RC 床版の寿命推定を可能にすることで維持管理の一助となる。

伸縮装置においては、荷重集中型伸縮装置と荷重分布型伸縮装置について静荷重実験を行い、両供試体の最大耐荷力および荷重分布鋼板設置の効果を評価するとともに実用性を評価する。

本論文は第 1 章から第 7 章で構成されており、各章の概要を以下に示す。

**第 1 章「序論」**では、道路橋 RC 床版の損傷事例を取りまとめており、とくに、伸縮装置の段差や路面の凹凸を大型車両が通過した際に発生する荷重変動が RC 床版に及ぼす影響について述べている。また、荷重変動が発生する要因となる伸縮装置に関する構造的な特徴や問題点を述べることで、本研究の目的である荷重変動を考慮した輪荷重走行振動疲労試験による検証の必要性ならびに、対応策として新たな伸縮装置の開発の重要性を示し、本研究の位置づけを論じている。

**第 2 章「道路橋 RC 床版および伸縮装置の現状」**では、我が国における道路橋の現状を述べたうえで、現在取り組まれている橋梁長寿命化修繕計画の概要について論じている。また、道路橋示方書の変遷を示すことで新旧基準の違いによる問題点を道路橋の損傷事例を紹介しながら論じている。とくに、RC 床版および伸縮装置の損傷事例を取りまとめ、伸縮装置の損傷に起因して発生する荷重変動に関する既往の研究を論じることで、本研究の重要性を示した。

**第 3 章「走行振動荷重が作用する RC 床版の耐疲労性および衝撃係数の評価」**では、道路橋 RC 床版の疲労損傷の原因の 1 つとして、路面の凹凸や伸縮装置の段差を大型車両が通過した際に発生する荷重変動が RC 床版の耐疲労性に与える影響について、輪荷重走行疲労試験により検証を行った。走行疲労試験では、コンクリートの圧縮強度が異なる RC 床版に走行一定荷重および走行振動荷重を作用させ、得られた諸データから定量的な評価を行った。また、荷重変動における振幅を衝撃力として、たわみ応答値

による動的増幅率から衝撃係数を算出して評価することで、RC床版の疲労損傷の進行と衝撃係数の増加に関する関係性を検証した。

**第4章「走行振動荷重が作用するRC床版の寿命推定に用いるS-N曲線式の提案」**では、第3章で行った疲労試験より得られた等価走行回数を基に、既往の研究による松井らや阿部らが提案するRC床版のS-N曲線式との整合性を検証した。さらに、走行振動荷重が作用した場合の疲労試験結果との比較検討を行い、最も整合性の得られたS-N曲線式に勾配固定法を適用することで荷重変動を考慮した疲労寿命推定式の提案を行った。

**第5章「走行振動荷重を考慮した道路橋示方書の変遷によるRC床版の寿命推定」**では、道路橋示方書において設計基準が大きく変更された年度ごとに変更内容を反映させたRC床版の構造諸元を作成し、第4章での検証で最も整合性が取れた押抜きせん断耐荷力式を適用して構造諸元の違いによるS-N曲線式の縦軸におけるS値について算定し、整合性について検証した。また、この算定結果を基に本研究で提案した荷重変動を考慮した疲労寿命推定式より、RC床版の破壊年数を算出して、荷重変動が作用した場合の疲労寿命予測に関する検証を行った。

**第6章「荷重分布型伸縮装置を設置したRCはりの静荷重実験による耐荷力性能」**では、荷重支持型伸縮装置を対象として従来からの伸縮装置をモデル化した荷重集中型伸縮装置、新たに提案された既往の伸縮装置に荷重分布鋼板を設けた荷重分布型伸縮装置の2種類の伸縮装置に対して静荷重実験を行い、耐荷力性能を検証した。さらに、2種類の接着剤を塗布して設置した接着剤塗布型の荷重分布型伸縮装置供試体を製作し、同様の試験を行うことで接着剤の有無による耐荷力性能および破壊モードについて比較検討を行った。

**第7章「総括」**では、各章における結論を総括して、本論文の主な研究成果をまとめるとともに、将来への展望について論じている。

## 第1章 参考文献

- 1.1) 国土交通省 国土技術政策総合研究所：平成 30 年道路構造物に関する基データ集(国総研資料 第 766 号)
- 1.2) 国土交通省：橋梁点検要領(案)，2007
- 1.3) 国土交通省九州地方整備局：平成 26 年度第 3 回メンテナンス会議資料，2015
- 1.4) 千葉県県土整備部道路環境課：千葉県長寿命化修繕計画，2010
- 1.5) 国土交通省：道路構造物の現状，2013
- 1.6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，III，2019
- 1.7) (公社)日本道路橋協会：道路橋補修・補強事例集(2009)，2009
- 1.8) 土木学会：道路橋床版の要求性能と維持管理技術(財)土木学会/鋼構造委員会，pp.237-240，2009
- 1.9) 横山功一，井上純三，永原隆：道路橋床版の衝撃係数に関する実験，構造工学論文集 Vol.35A，pp.749-756，1989
- 1.10) 横山功一，井上純三，福永隆：路面段差部に作用する自動車衝撃荷重の特性，構造工学論文集，Vol.35A，pp.757-764，1989.3
- 1.11) 日本橋梁建設協会：鋼橋伸縮装置設計の手引き，～道示平成 29 年 11 月版対応～(改訂第 4 版)，2019.5
- 1.12) 深水弘一：道路橋の伸縮装置及び道路橋伸縮装置の施工方法，特許第 6567920 号，2019
- 1.13) 建設省土木研究所構造研究室：橋梁の設計動荷重に関する試験調査報告書(VIII—1985)，土木研究所資料，No.2258，1985
- 1.14) 前田幸雄，松井繁之：輪荷重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論文集，pp221-224，1984
- 1.15) 谷口義則，堀川都志雄：輪荷重の設置圧分布による影響について，第三回道路橋床版シンポジウム講演集，pp139-144，2003
- 1.16) 阿部忠，木田哲量，澤野利章，水口和彦，近藤崇：走行振動試験装置の性能検証に関わる RC はりの走行実験研究，日本大学生産工学部研究報告，第 34 巻，第 2 号，pp1-10，2002
- 1.17) 中谷晶一，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実験，国総研資料，第 28 号，2002
- 1.18) 三田村浩，佐藤京，本田幸一，松井繁之：道路橋 RC 床版上面の凍害劣化と疲労寿命への影響，構造工学論文集，Vol.55A，pp.1420-1431，2009
- 1.19) 関口幹夫：RC 床版の輪荷重走行疲労実験，平成 14 年東京都土木研究所年報，pp.89-100，2002
- 1.20) 日本道路協会：鋼道路橋設計示方書，1964
- 1.21) 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，第 348 号，V-1，pp.133-141，1984
- 1.22) 松井繁之：道路橋床版設計・施工と維持管理，森北出版，2007
- 1.23) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，III，1996
- 1.24) 阿部忠：走行荷重を受ける RC はり・床版の耐力および動的影響に関する実験研

- 究，日本大学学位論文，2004
- 1.25) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，1994
  - 1.26) 阿部忠，木田哲量，高野真希子，川井豊：道路橋 RC 床版の押抜きせん断耐荷力および耐疲労性の評価，土木学会論文集 A1，pp. 39-54，2011
  - 1.27) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，1973
  - 1.28) 阿部忠，木田哲量，澤野利章，星埜正明，加藤清志：動的影響を考慮した鋼道路橋床版の設計曲げモーメント，構造工学論文集 Vol.48A，pp249-256，2002
  - 1.29) 日本道路公団伸縮装置改良委員会：伸縮装置調査研究（その4）報告書，1974
  - 1.20) 阪神高速道路公団：松原線騒音振動調査業務報，1981
  - 1.31) 関口幹夫，大石幹夫：道路橋伸縮装置の補修に関する技術資料，平成 24 年東京都土木研究所年報，pp.105-116，2012

## 第 2 章 道路橋RC床版および伸縮装置の現状

### 2.1 はじめに

我が国の橋長 2.0m 以上の橋梁数は約 72 万橋が現在供用されている。なかでも高度経済成長期に建設された橋梁は、建設後 50 年以上が経過し老朽化が進行している。橋梁部材のなかでも RC 床版は車両の輪荷重を直接支持する部材であることから、最も損傷が著しい部材<sup>2.1), 2.2)</sup>とされている。道路橋 RC 床版の主な損傷原因は、大型車両の交通量増大に伴う疲労損傷<sup>2.3)</sup>であるが、近年、建設地域の環境条件も RC 床版の損傷に大きく影響している。例えば、海岸線に建設された橋梁の RC 床版は飛来塩分による塩害による損傷が発生し、積雪寒冷地域では融雪剤散布による塩害と凍害の複合劣化による損傷が発生している。このような道路橋の損傷に対しては、橋梁の架け替えや大規模修繕が実施されているが、長期間に及ぶ車両の交通規制を必要とするため、地域の経済にも大きく影響する。また、これらの橋梁に対して、一斉に架け替えを行った場合には、橋梁を管理する自治体は膨大な費用により破綻も余儀なくされる。

以上のことから、国土交通省道路局では 2007 年に「道路橋定期点検要領（案）」<sup>2.4)</sup>を策定し、これに基づいて都道府県および政令都市では、一斉に橋長 15m 以上の橋梁を対象に点検が開始された。また、2009 年には都道府県および政令都市において「道路橋長寿命化修繕計画」<sup>2.5)~2.7)</sup>を立案し、損傷の著しい緊急対応の必要な橋梁の大規模修繕および計画的な修繕が実施された。さらに、2011 年には市町村においても橋梁点検および橋梁点検に基づく修繕計画が立案され、計画的な修繕が実施されている。その後、2014 年、2019 年に橋梁点検要領<sup>2.8), 2.9)</sup>が改訂され、定期点検は、5 年に 1 回の頻度で実施されている。

一方、RC 床版の設計基準に関しては、1964 年の「鋼道路橋設計示方書」<sup>2.10)</sup>、1972 年、1980 年の道路橋示方書・同解説<sup>2.11), 2.12)</sup>（以下、道示とする）の改訂時に設計法が見直されている。また、1993 年には道路構造令の改正に伴い、大型車両の総重量が 196kN から 245kN に引き上げられ、1994 年改訂の道示<sup>2.13)</sup>では橋の等級区分が廃止され設計自動車荷重は一律 245kN となり、総重量 245kN の大型車の走行頻度に応じて B, A 活荷重に変更された。したがって、現在供用されている道路橋 RC 床版は使用鉄筋、床版厚に大きな差異が生じ、現行の基準に対応させるためには補強技術の開発や維持管理が重要な課題となっている。

橋梁点検における橋梁部材の中で最も損傷が著しい部位は RC 床版であるが、とくに伸縮装置付近の損傷が著しい。この原因の 1 つに大型車両が伸縮装置を通過する際に発生する荷重変動による衝撃荷重の影響が考えられる。よって、大型車両の荷重変動が RC 床版に及ぼす影響および伸縮装置の耐荷力性能を検証する必要がある。

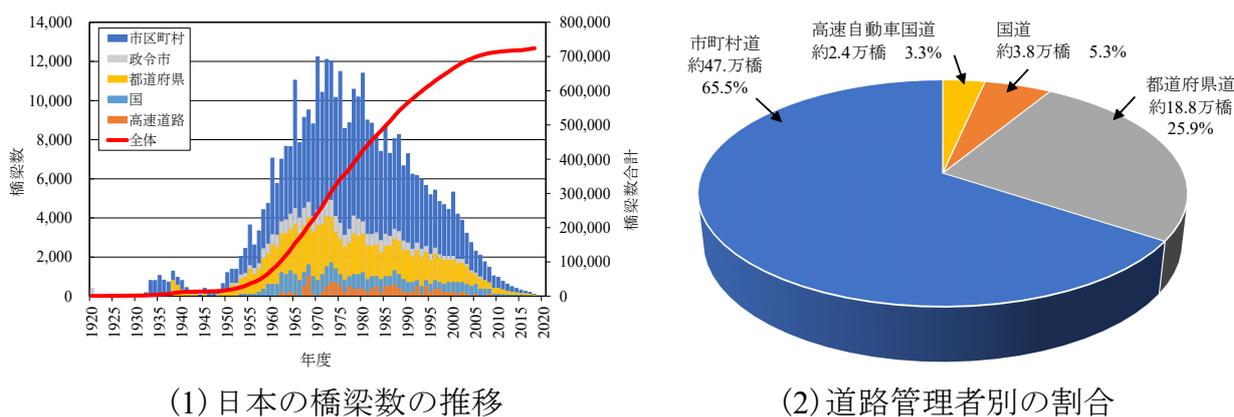
そこで第 2 章では、橋梁の現状について、老朽化による RC 床版の劣化および損傷事例を示したうえで、橋梁点検要領に示す点検と損傷区分について述べる。また、本研究で用いる大型車両の荷重変動について既往の研究を調査し、荷重変動が RC 床版に及ぼす影響を示す。さらに、現在橋梁に設置されている伸縮装置の現状についても調査し、荷重変動の影響を考慮した耐疲労性が向上する伸縮装置の必要性について述べる。

## 2.2 橋梁の現状および維持管理の流れ

### 2.2.1 道路橋の現状

#### (1) 橋梁数の推移<sup>2.14)</sup>

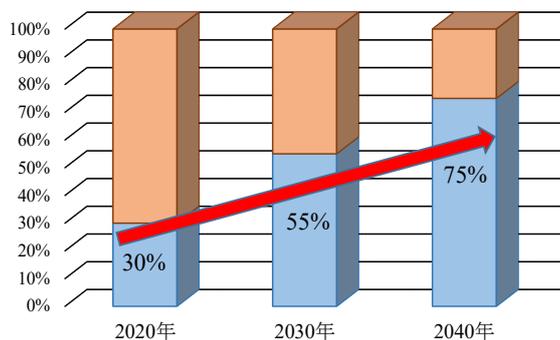
2020年時点において、2.0m以上の橋梁は約72万橋であり、その多くは高度経済成長期に建設されている。これらの橋梁は、建設から50年以上が経過し、老朽化が進行している。ここで、橋梁数の推移を図－2.1(1)、道路管理者別に分類した割合を図－2.1(2)に示す。道路管理者別に分類すると、高速自動車国道が3.3%、国道が5.3%、都道府県道が25.9%、市町村道が約65.5%となっており、地方公共団体が管理する橋梁は全体の約91%にも及ぶ。これらの橋梁において、建設年度が不明な23万橋を除いた49万橋のうち、建設から50年以上が経過する橋梁の割合を図－2.2に示す。2020年時点において全体の約30%が50年以上経過しており、10年後には55%、20年後には75%程度まで増大することが見込まれている。さらに、緊急的に整備された箇所や水中部など立地環境の厳しい場所などの一部も構造物で老朽化による変状が顕在化し、地方公共団体管理橋梁では近年通行規制等が増加している。



(1) 日本の橋梁数の推移

(2) 道路管理者別の割合

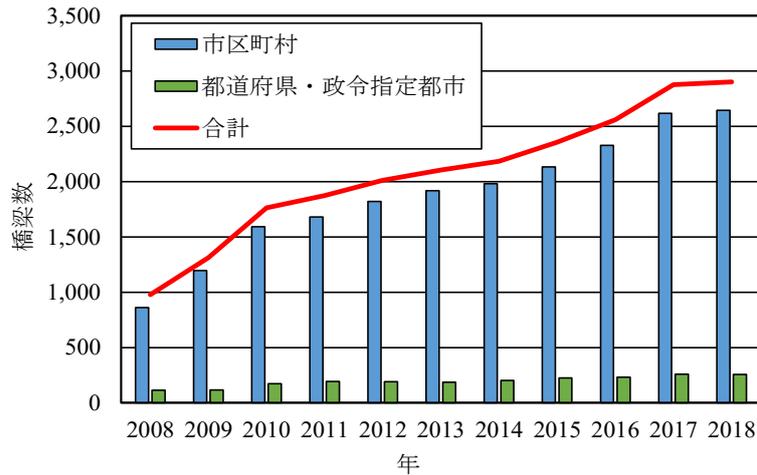
図－2.1 日本の橋梁数<sup>2.14)</sup>



図－2.2 建設後50年以上が経過する橋梁の割合<sup>2.14)</sup>

#### (2) 交通規制の現状

地方公共団体管理橋梁の通行規制等の推移（2 m以上）を図－2.3に示す。



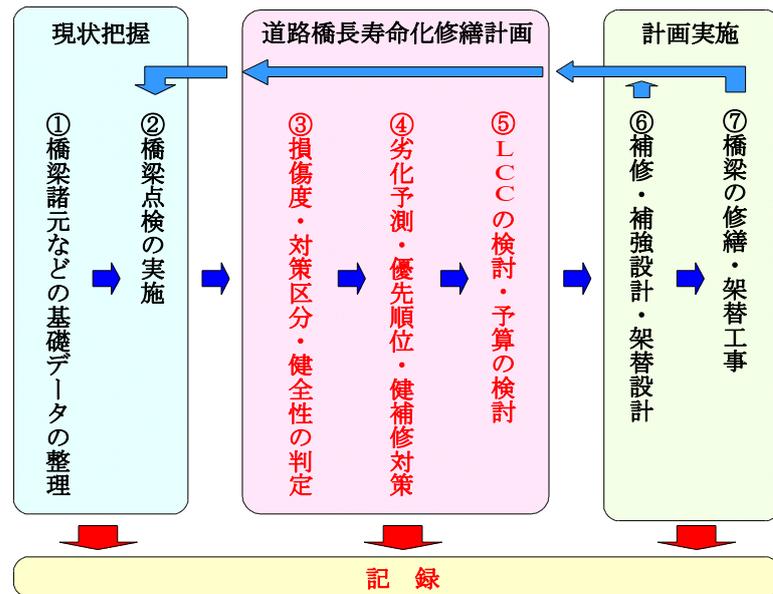
図－ 2.3 地方公共団体管理橋梁の通行規制等の推移（2 m以上）<sup>2.15)</sup>

近年，高度経済成長期に建設された橋梁において立地環境の厳しい場所などに建設された道路橋においては老朽化や損傷が著しく，地方公共団体管理する橋梁では，1等橋から2等橋へと車両の重量を軽減するなどの通行規制が年々増加<sup>2.15)</sup>している。地方公共団体が管理する橋梁の通行規制等の推移は，図－ 2.3 に示すように橋梁点検が開始された2000年以降および2009年から制定された「道路橋長寿命化修繕計画策定事業」により，老朽化した橋梁の増大に伴って増加している。政令都市を除く市町村では2011年から道路橋長寿命化修繕計画が始まったことから，2012年は2010年に比べて1.85倍となっており，その後も年々増加している。その要因の1つに，地方公共団体の修繕費用が膨大となる橋梁や1994年改訂の道示<sup>2.13)</sup>による設計活荷重の増大により，B活荷重車両の通行が困難な橋梁においては交通規制がとられているためである。よって，今後車両規制を減少させるためにも，コスト縮減効果が図れる補修・補強技術の開発が重要であると考えられる。

## 2.2.2 予防保全型維持管理計画

2007年に国土交通省より「道路橋定期点検要領（案）」<sup>2.4)</sup>が発行されたことで橋梁点検が実施され，2009年に都道府県庁および政令都市を対象に道路橋長寿命化修繕計画事業が開始された。また，15m以上の橋梁を対象とした「道路橋長寿命化修繕計画」<sup>2.5)~2.7)</sup>の策定に基づいて緊急対応の必要な橋梁の修繕が開始された。その後，2011年から市町村を対象とした道路橋長寿命化修繕計画事業が開始された。2014年には橋梁点検要領が改訂され，2.0m以上の橋梁全てが近接目視による点検が5年ごとに実施されることとなり，2019年にも橋梁点検要領<sup>2.9)</sup>が改訂され，現在に至っている。よって，現在は道路橋長寿命化修繕計画に基づいて，低コストで平準化した予算のなかで安全・安心が確保できる「予防保全型維持管理」が実施されている。ここで，予防保全型維持管理の流れを図－ 2.4 に示す。

予防保全型維持管理の流れは図－ 2.4 に示すように，「現状把握」では，①橋梁調査を行い，橋梁の諸元などの基礎データを整理する。また，②橋梁定期点検要領（国土交



図－2.4 予防保全型維持管理の流れ

通省：橋梁点検要領（案）平成 26 年）<sup>2.8)</sup>に基づいて 5 年ごとに橋梁点検を実施し、損傷状況を判定し、記録する。

次に、「道路橋長寿命化修繕計画」では、②橋梁の定期点検の結果から部位ごとに損傷の状況を把握し、損傷度から修繕するための③対策区分および健全度の評価の判定区分を行う。そして、④判定された橋梁および部位の健全度から劣化予測し、補強対策を検討する。その後、⑤維持管理期間を建設後 50 年または 100 年とを定め、その期間の修繕費用を算定し、予算の平準化を行う。なお、修繕費用については、対策工法の選定、寿命予測、ライフサイクルコストを算定する。

道路橋長寿命化修繕計画の立案後における、「計画実施」では、⑥補修・補強設計を実施する。長寿命化修繕化計画では、建設した当時の機能を回復することが基本であるが、橋梁の設計基準に対応する補強設計が重要となる。設計後、⑦修繕が行われる。

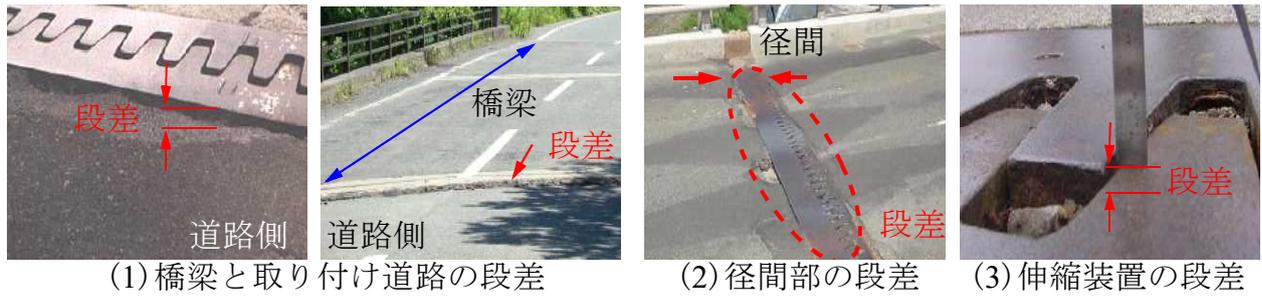
最後に「記録」では、橋梁の諸元、点検結果から修繕・掛け替え工事まで、全てを記録する。

以上のように、道路橋では 5 年ごとに橋梁点検を実施し、損傷度から健全性の判定区分を行い、優先順位を決めて計画的な維持管理手法が構築され、コストの縮減効果が得られると同時に橋梁の長寿命化が可能となる。

## 2.3 伸縮装置の段差・路面の凹凸に関する橋梁点検および健全性の判定

### 2.3.1 橋梁点検における伸縮装置の段差

橋梁定期点検要領<sup>2.8), 2.9)</sup>における「路面の凹凸」は、大型車両の走行により衝撃力を増加する要因となる路面に生じる橋軸方向の凹凸による段差である。とくに、橋梁の入口付近および出口付近の道路と橋梁の取り付け部の段差や伸縮装置の段差によって発生する衝撃力を受け、床版には損傷が生じている。ここで、「路面の凹凸」の状況を写真－2.1 に示す。また「路面の凹凸」に関する点検要領を表－2.1 に示す。



写真－ 2.1 路面の凹凸

表－ 2.1 路面の凹凸に関する点検<sup>2.8), 2.9)</sup>

区分	一般的状況
a	損傷なし
b	—
c	橋軸方向の凹凸が生じており、段差量は小さい (20mm未満)
d	—
e	橋軸方向の凹凸が生じており、段差量が大きい (20mm以上)

路面の凹凸は軸方向の段差量が 20mm 以下の場合には損傷区分 c と判定される。また、段差量が 20mm 以上の損傷は e と判定される。しかし、地方公共団体が管理する道路橋においては、写真－ 2.1(1)に示すように、道路と橋梁の段差が 20mm を超える橋梁も多く存在する。

以上のように、伸縮装置の段差や路面の凹凸が 20mm 以上の場合には、伸縮装置の損傷の他に、付近の床版への衝撃が大きいことあら、日常点検等で維持管理する必要がある。

### 2.3.2 健全性の判定区分

予防保全型維持管理計画の流れは、図－ 2.4 に示すように伸縮装置の段差や路面の凹凸について点検し、表－ 2.1 に示す損傷度を判定することで対策区分および健全性の判定区分を行う。なお、橋梁点検時において、道路利用者および第三者被害予防の観点から応急的に措置を実施した上で健全度の判定を行い、修繕する必要がある。よって、橋梁点検要領における路面の凹凸および伸縮装置の段差量は 20mm を超えると損傷度 e と判定している。

高速道路に設置された伸縮装置においては、常に維持管理されていることから段差量は 20mm 以下であると考えられるが、地方自治体の道路橋伸縮装置においては段差量 20mm 以下が損傷度 c と判定されるものの、多くの橋梁において伸縮装置の取替工事時には修繕計画で計画されるよりも事後的な修繕で取替工事が実施されているのが現状である。また、取付道路の勾配によっては輪荷重の跳躍も懸念される。

以上のように、現状では伸縮装置の段差および路面の凹凸が 20mm 付近で修繕が実施されているが、実橋においては荷重変動が及ぼす影響が大きいと考えられる。

## 2.4 大型車両の荷重変動および伸縮装置近傍の損傷事例

### 2.4.1 大型車両によって発生する荷重変動

大型車両が段差を有する伸縮継手部を走行する際に発生する荷重変動および衝撃力に関する研究はこれまで幾つか行われている<sup>2.16)~2.20)</sup>。

#### (1) 大型車両による荷重変動

横山ら<sup>2.16), 2.17)</sup>の研究では、大型自動車が伸縮装置の段差部を走行する際に発生する荷重変動および衝撃力に関する実験を行い、大型自動車の荷重変動を図－2.5のように報告している。実験の対象橋種は、支間45mのRC床版非合成桁橋であり、実験に用いた車両は図－2.5(1)に示すように、総重量205.8kNのタンデム式ダンプトラックである。その荷重分担は図－2.5(2)に示すように中軸左動荷重が37.83kN、後軸左動荷重は37.68kNである。このタンデム式ダンプトラックが段差量20mmの継手部を通過するときの荷重変動は軸重量(中軸、後軸)に対して2.77倍～2.86倍発生している。また、このときの荷重振幅は入口と出口付近で基準荷重に対して±41%～±48%程度、支間中央付近では±10%～±20%程度となっている。振動数は中軸で13Hz、後軸で18Hz程度となっている。

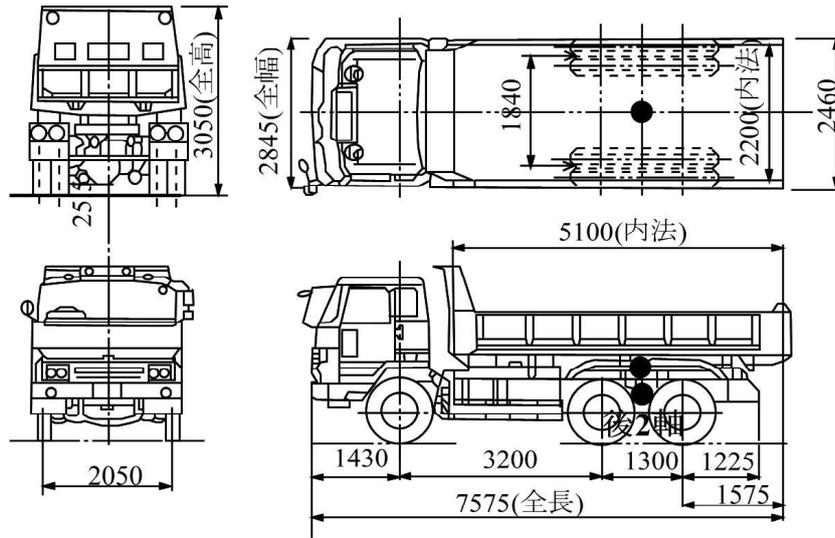
#### (2) 荷重変動が及ぼす範囲

土木研究所<sup>2.20)</sup>では、総重量205.8kNタンデム式ダンプトラックが10mm, 20mm, 30mmの段差量を設けた伸縮装置を時速40kmで通過した際に発生する中軸左車輪荷重の段差通過後の荷重分布を得るために、ピーク荷重とその作用位置を求め、段差部通過後の荷重分布および段差量別包絡線を図－2.6のように示している。これによると、図－2.6(1)より、中軸左車輪が段差部通過後のピーク荷重時において、最大荷重100kN、最小荷重が-56kNの荷重変動を示している。また、図－2.6(2)における左端の斜線部は段差板(0.7m)を示しているが、段差板後方の路面には大きな荷重が作用していることがわかる。これによると、段差部から2m, 8mの位置で荷重のピークがみられ、段差量が20mmの場合、動的係数が1.0以下である軸重量程度に減衰される位置は段差部から14m付近にまで及んでいる。したがって、実橋では伸縮装置部だけでなくその近傍の床版に対しても大きな荷重変動が作用しており、荷重変動が及ぶ影響について解明する必要がある。

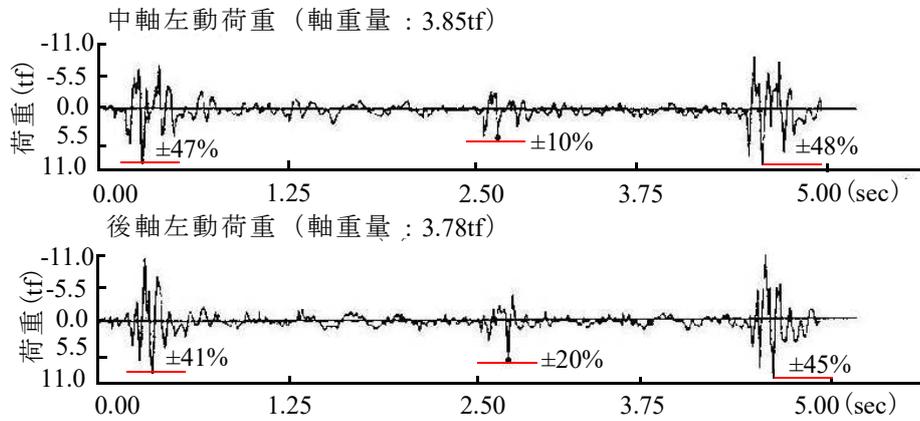
#### (3) 走行振動荷重が作用した場合の衝撃係数

阿部ら<sup>2.21), 2.22)</sup>は、伸縮装置を通過する際に発生する荷重変動がRC床版に作用した場合の衝撃係数について、輪荷重走行振動疲労試験機を用いて実験研究を行い、基準荷重に対して±30%の荷重変動が作用した場合の衝撃係数が $i = 0.497$ となり、道示に規定する衝撃係数を上回るとの結果を報告している。よって、路面の凹凸が20mmを超えると大きな衝撃力となり、伸縮装置付近の床版が早期に損傷する可能性があることを報告している。

以上より、伸縮装置を通過した付近のRC床版には大型車両の変動荷重が連続的に作用すると同時に、伸縮装置の通過による大きな衝撃力が作用している。よって、荷重

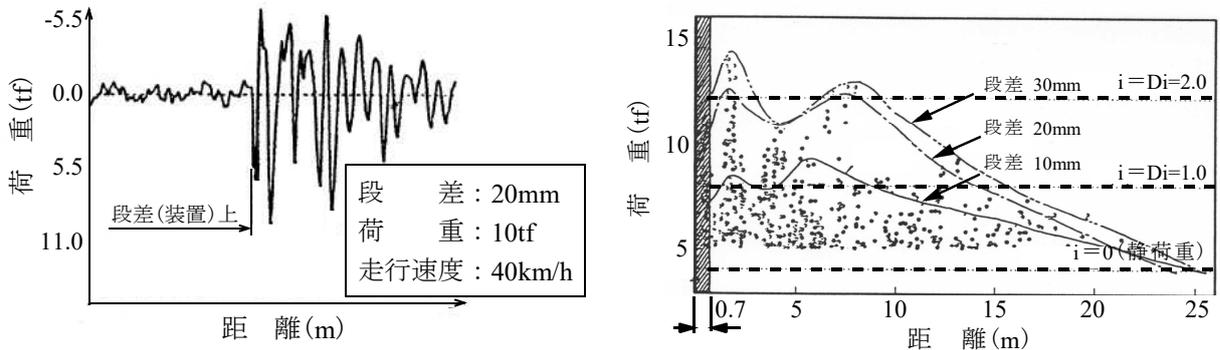


(1) 実験に用いた車両寸法



(2) 荷重変動

図－2.5 大型車両の中軸・後軸の荷重変動<sup>2.16), 2.17)</sup>



(1) 伸縮装置通過後のピーク荷重

(2) 段差量別包絡線

図－2.6 段差部通過後の荷重分布および段差量別包絡線図<sup>2.20)</sup>

変動が及ぼすことによる RC 床版の耐疲労性の評価を行う必要がある。

## 2.4.2 伸縮装置近傍におけるRC床版の損傷

### (1)伸縮装置近傍のRC床版の損傷事例<sup>2, 23)</sup>

伸縮装置付近の RC 床版の損傷事例を写真－ 2.2 に示す。写真－ 2.2(1), (2)は、積雪寒冷地域の損傷事例である。この RC 床版は老朽化により RC 床版下面に鋼板接着補強が施されたものの、疲労に加え、塩害・凍害の影響を受け、接着面のはく離によって鋼板が再劣化により抜け落ちた事例である。写真－ 2.2(1)は抜け落ち寸前の路面の陥没状態であり、写真－ 2.2(2)は数時間後に抜け落ちとなった状況である。なお、損傷位置は伸縮装置から 1m 付近である。次に、写真－ 2.2(3)は、積雪寒冷地域の RC 床版であり、融雪剤散布による塩害と日中夜の凍結融解作用による凍害の影響により伸縮装置から 5m 付近の区間において、上面のかぶりコンクリートが土砂化している。これは融解した水や雨水の滞水に加えて、車両の走行による疲労によりセメント成分が滲出した結果である。写真－ 2.2(4)は地方自治体が管理する伸縮装置の損傷および伸縮装置を通過した付近における RC 床版上面の損傷の事例である。伸縮装置の段差は 20mm 程度であり、付近のアスファルト舗装にはポットホール跡およびひび割れ損傷が発生している。舗装の異常範囲は伸縮継手から 7m 程度の範囲となっている。

以上のように、伸縮装置を通過した付近の RC 床版は段差による衝撃も著しく、抜け落ちの範囲は、伸縮装置通過後の 3m 以内が多い。また、ひび割れ損傷は伸縮継手から 8m 付近まで及んでいる。これは、図－ 2.5 に示した段差部通過後の荷重分布および段差量別包絡線図において荷重ピークが発生する位置と一致する。よって、伸縮装置付近の RC 床版は損傷の進行が速く、顕在化し易いことから、伸縮装置の段差部を大型車両が通過する際に発生する荷重変動が RC 床版の損傷原因となっていることは明らかであり、



(1)陥没<sup>2,23)</sup>



(2)抜け落ち<sup>2,23)</sup>



(3)土砂化



(4)舗装の異常

写真－ 2.2 伸縮装置近傍における損傷状況の一例

荷重変動を想定した振動荷重による走行振動疲労実験を行うことにより、振動荷重が RC 床版の疲労損傷に及ぼす影響と疲労耐久性を明確にする必要がある。

一方、RC 床版の衝撃係数についても段差量を変化させた場合に路面に作用する一連の調査を行っている<sup>2.16)</sup>。これによると、段差部だけではなく段差部通過後の路面にもかなりの衝撃力が作用することを明らかにしている。日本道路公団<sup>2.24)</sup>では、RC 床版の衝撃係数を実測している。その結果、段差量が約 20mm 以上になると衝撃係数  $i = 0.4$  を上回る結果が報告されている。以上のように、伸縮継手の段差部を大型車両が通過する時に発生する荷重変動、すなわち走行振動荷重が RC 床版の損傷原因となることから走行振動荷重が作用した場合に RC 床版の耐疲労性に及ぼす影響について検証を行う必要がある。

## (2) 荷重変動が及ぼす振動荷重による疲労実験の必要性

RC 床版の耐疲労性および破壊メカニズムの検証には、一般的には一定荷重による輪荷重走行疲労実験が実施され、多くの研究成果が報告<sup>2.25)~2.32)</sup>されている。しかし、前述したように、実橋における大型車両の走行状態は常時、振幅を有する荷重変動が生じ、衝撃力となって作用している。これらの荷重変動が及ぼす影響については、実験装置が開発されていないことから明らかにされていなかった。また、伸縮装置付近の損傷や大型車両が通過した際に発生する衝撃力に関しても、これまでに多くの実験研究や調査が実施されてきたが、その殆どが実際の橋梁を対象に固有振動数を計測し、構造解析を行うものであった。このような背景のもと、阿部ら<sup>2.33)</sup>は日本大学生産工学部に輪荷重走行振動試験装置を開発し、基準荷重に対する 10%、20%、30%の荷重変動を正弦波形で作用する実験研究が進められた。これによって、荷重変動が RC 床版に及ぼす影響が明らかになった。しかし、振動荷重で連続走行する実験装置は本大学が開発した走行振動疲労試験装置のみであることから走行振動荷重が RC 床版に及ぼす影響についての実験研究はあまり行われていないのが現状である。よって、道路橋維持管理する上で道路橋 RC 床版の荷重変動を想定した走行振動荷重による走行振動疲労実験を行うことにより、耐疲労性の評価および破壊メカニズムを検証し、道路橋 RC 床版の維持管理および設計法へ適用する必要があると考える。

## 2.5 道路橋示方書の変遷

### 2.5.1 設計荷重

示方書は、1926 年 2 月(大正 15 年)に「道路構造に関する規則案(内務省土木局)」<sup>2.34)</sup>が定められ、2017 年 11 月現行の道示に至るまで多くの改訂が繰り返され、この規定に基づいて RC 床版の設計が行われてきた。ここで、RC 床版に関する示方書の変遷を表 2.2 に示す。現在供用されている道路橋の劣化が著しい 1956 年(昭和 31 年)改訂<sup>2.35)</sup>および 1964 年(昭和 39 年)改訂<sup>2.10)</sup>の鋼道路橋設計示方書および 1994 以前の道示<sup>2.13)</sup>に規定された橋梁の設計活荷重は 80kN、1 等橋、2 等橋の区分である。また、1994 年(平成 6 年)改訂の道示<sup>2.13)</sup>以後の設計活荷重は 100kN であり、A 活荷重、B 活荷重と改訂された。これによって、B 活荷重の車両が走行が出来なくなり、老朽化が著しい溝橋も含めた橋梁は、交通規制が行われている。よって、車両総重量 245kN の B 活

表一 2.2 道路橋示方書の変遷 (RC 床版の設計基準)

	橋の等級 等級	車両荷重 自動車	曲げモーメント式		鉄筋の許容応力	最小床版厚	配筋筋量
			主鉄筋方向	配筋方向			
昭和31年5月 (1956.5) 鋼道路橋設計示方書	1等橋	T-20, P=8.0tf	$2(L \leq 4.0m)$ $M_{L(i+j)} = \{0.4 \cdot P(L-1)\} / (L+0.4(L+i))$	規定なし	1.200kgf/cm <sup>2</sup>	有効厚さ11cm	主筋断面の 25%以上
	2等橋	T-14, P=5.6tf	$i=20/(50+L)$				
昭和39年6月 (1964.6) 鋼道路橋設計示方書	同上	同上	同上	同上	1.800kgf/cm <sup>2</sup>	同上	同上
昭和48年2月 (1973.2) 道路橋示方書	1等橋	TT-43, P=6.5tf	$M_{L(i+j)} = 0.8(0.12L+0.07)P \cdot K$ K:大型車両の計画交通量による 割増係数 (2000台以上; K=1.2)	$M_{L(i+j)} = 0.8(0.12L+0.07)P \cdot K$ K:計画交通量による割増係数 (2000台以上; K=1.2)	1.400kgf/cm <sup>2</sup>	$t=3L+9 \leq 16cm$	配筋筋方向 モーメント 式により計算
昭和55年2月 (1980.2) 道路橋示方書 昭和55年2月 (1980.2) 道路橋示方書	1等橋	T-20, P=8.0tf(9.6tf)	同上	同上	許容応力度1400kgf/cm <sup>2</sup> に対して、200kgf/cm <sup>2</sup> 程度余裕を持たせる	$t=k1 \cdot k2 \cdot t_0$ $t=3L+11$	同上
	2等橋	T-14, P=5.6tf	同上	同上		$k1$ : 交通量の係数 $k2$ : 付加モーメントの係数	同上
平成6年2月 (1994.2) 道路橋示方書・同解説	B活荷重 A活荷重	T-25, P=10.0tf	$M_{L(i+j)} = 0.8(0.12L+0.07)P \cdot Ka$ Ka:割増係数	$M_{L(i+j)} = 0.8(0.10L+0.04)P$	同上	同上	同上
平成8年2月 (1996.12) 道路橋示方書・同解説 平成14年2月 (2002.3) 道路橋示方書・同解説 平成24年3月 (2012.3) 道路橋示方書・同解説	同上	P=100kN	同上	同上	同上	$t=k1 \cdot k2 \cdot t_0$ $t=30L+110$ $k1$ : 交通量の係数 $k2$ : 付加モーメントの係数	同上
平成29年11月 (2017.11) 道路橋示方書・同解説	同上	同上	同上	同上	引張許容応力120N/mm <sup>2</sup>	同上	同上

荷重対応への対策は喫緊の課題である。

### 2.5.2 示方書の変遷

RC 床版の設計基準は、1926年6月(大正15年)の「道路構造に関する規則案」<sup>2.34)</sup>では、橋の等級、設計自動車荷重が定められ、その荷重による設計活荷重曲げモーメントおよび衝撃係数、鉄筋の許容応力度が規定され、それに基づいて RC 床版の設計基準が与えられた。その後、1956年5月(昭和31年)の「鋼道路橋設計示方書(日本道路協会)」<sup>2.35)</sup>、1964年6月(昭和39年)の「鋼道路橋設計示方書」<sup>2.10)</sup>にて改訂がなされた。そして、1973年2月(昭和48年)に「鋼道路橋設計示方書」から「道路橋示方書・同解説」と名称および規定が改訂された。さらに、1980年2月(昭和55年)、1990年2月(平成2年)に改訂がなされた。1994年2月(平成6年)の道示<sup>2.13)</sup>では、設計活荷重が20tfから25tfへと引き上げられ、現在に至っている。なお、1996年改訂道示<sup>2.36)</sup>では、SI単位に変更された。また、2002年改訂道示からは橋面防水工が規定され、2017年11月(2017年)改訂道示<sup>2.37)</sup>においては、鉄筋の許容引張応力度が120N/mm<sup>2</sup>へと改訂された。

### 2.5.3 RC床版設計に用いる衝撃係数の変遷

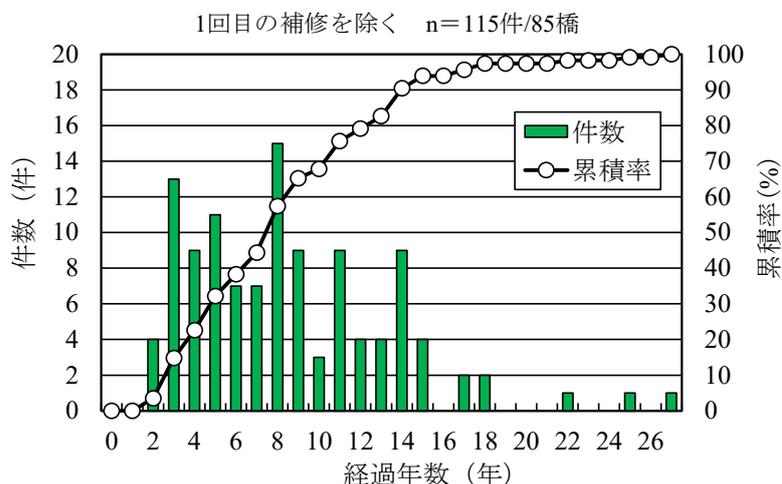
RC 床版の設計で用いる衝撃係数は、1939年(昭和14年)改訂の「鋼道路橋設計示方書案(内務省土木局)」<sup>2.38)</sup>において衝撃係数  $i = 20 / (50 + L)$ 、L:設計支間(m)と改訂されて以来、1994年改訂以降の道示においてもこの衝撃係数が用いられている。しかし、図一 2.5に示すように、段差量20mmの伸縮装置を通過した付近の荷重変動は軸重量に対して2.77倍、2.88倍が作用することから、この付近では現行の示方書に規定する衝撃係数を上回ることが示されている。また、伸縮装置通過後、荷重変動が軸重量まで減衰する区間は、荷重変動が大きいことから荷重変動による衝撃係数を適切に評価した上で活荷重曲げモーメントを算定する必要がある。さらに、1980年(昭和55年)改訂の道示<sup>2.12)</sup>以前のRC床版は、床版厚が薄く曲げ剛性が低いことから衝

撃の影響を考慮し、コンクリート材で増厚補強することで剛性が向上させるなどの対策を講じることで衝撃力の影響を抑制することができる考える。

## 2.6 伸縮装置の損傷状況および維持管理

### 2.6.1 伸縮装置の修繕件数と再修繕を行う年数

関口ら<sup>2,39)</sup>による伸縮装置の補修サイクルの実態を図－2.7に示す。伸縮装置は3～15年の間に取替え工事が行われる件数が多く、平均サイクルは10年程度である。また、伸縮装置の数回の取替において、伸縮装置撤去時にブレーカによる研り作業においてひび割れの発生も指摘されている。さらに伸縮装置を設置したRC床版の輪荷重疲労試験においては、既設床版が損傷する結果が得られている。よって、伸縮装置の設置においては、撤去時の研り作業やアンカー筋の設置におけるひび割れ補修や既設RC床版に負担のかからない、耐荷力性能が向上する伸縮措置が要求される。



図－2.7 伸縮装置の補修サイクル<sup>2,39)</sup>

### 2.6.2 橋梁点検における損傷の一例

伸縮装置の損傷事例<sup>2,8), 2,9)</sup>を写真－2.3に示す。写真－2.3(1)は、ゴム製伸縮装置の遊間で垂直方向のずれが生じ、ゴムが破損した状態であり、健全度Ⅲに相当するとみられる。写真－2.3(2)は、鋼製伸縮装置である。遊間部に骨材の滞積や鋼材が破損しており、健全度Ⅳに相当する損傷である。いずれの損傷も荷重支持型伸縮装置であり、このような遊間部の異常は路面の凹凸や段差となり、車両が通過した際には大きな荷重変動が発生することで、周辺の床版に大きな衝撃を与えることから早期の修繕が必要となる。次に、写真－2.3(3)は突き合わせ型伸縮装置における後打ちコンクリートのうきである。伸縮装置の段差による荷重変動の影響により、一体化に使用したコンクリートがうき、車両の走行に支障を与える損傷である。路面の凹凸も伸縮装置の段差と同じように周辺のRC床版に大きな荷重変動を与える。また、写真－2.3(4)は埋設型伸縮装置における損傷事例である。設置したアスファルトを主材料とした高粘弾性



(1) 荷重支持型(ゴム材) (2) 荷重支持型(鋼材) (3) 突き合わせ型 (4) 埋設型

写真－2.3 伸縮装置の損傷事例<sup>2.8), 2.9)</sup>

材がすり減ったことにより、伸縮装置付近の舗装にひび割れが発生している。これらのひび割れを放置した場合は車両が通過することにより、わだち掘れなどの大きな凹凸となり伸縮装置近傍の RC 床版に大きな影響を与えるといえる。

以上のように、現在日本で採用されている伸縮装置は構造の形式を問わず、フェイスプレートの破断や後打ち材、アスファルトの割れにより段差や路面の凹凸が発生している。この損傷による段差によって、RC 床版のひび割れ発生の原因となることから、橋梁点検要領に基づいて遊間の異常を適切に診断し、対策を行う必要がある。

### 2.6.3 老朽化した伸縮装置の維持管理

#### (1) 伸縮装置に関する橋梁点検<sup>2.8), 2.9)</sup>

伸縮装置が RC 床版に及ぼす影響に関する橋梁点検要領では「遊間の異常」、「路面の凹凸」について点検する必要がある。

##### 1) 一般性状・損傷の特徴

桁同士の間隔に異常が生じている状態を「遊間の異常」という。これは、橋桁と橋桁、橋桁と橋台の遊間が異常に広い、遊間がなく接触しているなどを橋梁点検で確認することができる。また、伸縮装置からの漏水による支承損傷により支承の異常な変形や伸縮装置やパラペットの損傷などを確認できる場合がある。

##### 2) 他の損傷との関係

桁同士の間隔に異常が生じて①伸縮装置は支承部で変形・欠陥や支承の機能障害等の損傷を伴う場合には、それらの損傷としても扱う。②伸縮装置の段差（鉛直方向の異常）については「路面の凹凸」として扱う。③耐震連結装置や支承の移動状態に偏りや異常が見られる場合、高欄や地覆の伸縮部での遊間異常についても、「遊間の異常」として扱うと示されている。

##### 3) 健全度Ⅲ程度の評価

健全度Ⅲ程度の評価は、「遊間の異常」の損傷評価基準に基づいて行う。ここで、損傷度の評価区分を表－2.2 に示す。表－2.2 に示す損傷度の区分 c および e の一般状況より、評価する。

#### (2) 対策区分<sup>2.8), 2.9)</sup>

予防保全型維持管理計画は、図－2.4 に示すように遊間の異常や路面の凹凸について点検を行い、表－2.1 および表－2.4 に示すように損傷度を判定したうえで、対策区分

表－ 2.4 損傷度の評価区分

損傷区分	一般的状況
a	損傷なし
b	—
c	左右遊間が極端に異なる。また、遊間が橋軸直角方向にずれているなどの異常がある。
d	—
e	遊間が以上に広く伸縮継手の節の歯が完全に離れている。または、桁とパラペットあるいは桁同士が接触している。(接触した痕跡がある)

および健全性の判定区分を行い、修繕計画が立案されている。

対策区分の判定は、構造上の部材区分あるいは部位ごと、損傷種類ごとに行われ、損傷度程度の評価の結果、その原因や将来予測、橋全体の耐荷力性能へ与える影響、当該部位、部位周辺の部位、部位の現状、必要に応じて同環境と見なせる周辺の橋梁の現状等を考慮し、今後道路管理者が執るべき処置を助言する総合的な評価であり、橋梁技術検定員の技術的判断が加えられるものである。したがって、構造特性や架橋条件、利用条件などにより異なる判定となるため、定型的な判定要領や目安は用意されていない。また、要素ごとに記録される損傷程度の評価や損傷写真のみで形式的に評価してはならない。

対策区分では、橋梁点検において「橋梁構造の安全性の観点から、緊急対応が必要な損傷 E2」は、「遊間部に異常に広がり、自転車やオートバイが転倒するなどの道路利用者等へ障害を及ぼす懸念がある状態などにおいては、緊急対応が妥当と判断できる場合がある。」であり、直ちに修繕が必要となる。また、「詳細調査が必要な損傷 S」については、「下部工の移動や傾斜が原因と予想されるものの、目視では下部工の移動や傾斜を確認できない状況などにおいては、詳細調査を実施することが妥当と判断できる場合がある。」であり、詳細点検し、対策区分および健全性を判定している。

橋梁検査員の判定は、あくまで道路管理者への一次的な評価としての所見、序言的なものであり、最終的に道路管理者はこれを参考として、当該橋や部材の維持管理も考慮し、道路管理者による評価や詳細調査によって対策区分の見直しを行い、意思決定を行うこととされている。

## 2.7 伸縮装置の種類および施工方法

### 2.7.1 伸縮装置の概要

日本の橋梁は、夏・冬の温度変化により支間 20m の橋梁であれば、主げたや主構が ±20mm 程度、伸縮している。また、地震発生時には橋梁が移動することから、上部構造と橋台を直接連結せず、この移動による伸縮を吸収する部材を介して連結する構造となっている。

伸縮装置には、鋼製の伸縮装置、ゴム製の伸縮装置、これらの中間である簡易鋼製型伸縮装置、埋設型ジョイントがある。伸縮装置は自動車荷重の衝撃を直接受けることから、橋梁部材の中で最も損傷、とくに段差が生じ易く、そのために RC 床版に大き

な衝撃力を与えることになる。

### 2.7.2 橋梁伸縮装置の種類<sup>2.40), 2.41)</sup>

橋梁における伸縮装置は様々な形式や種類が存在しており、伸縮量による型式の選定や路面の平坦性、連続性、耐久性、水密性、騒音および振動が周辺環境に与える影響、施工性など設置箇所における諸条件を総合的に判断して選定され、大別すると荷重支持型、突合わせ型および埋設型に分類される。ここで、伸縮装置の種類を図-2.8および写真-2.3に示す。荷重支持型は、写真-2.4(1)に示すように床版遊間部に鋼材を設けた構造であり、床版遊間部で輪荷重を支持する構造である。耐久性が高いため車道部は荷重支持型構造の製品が最も多く使用されている。荷重支持型伸縮装置にはゴム製、鋼製、ゴム+鋼製などがある。次に、突合わせ型は、写真-2.4(2)に示すように床版遊間部にシール材またはゴムだけの止水部を設けた構造であり、床版遊間部で輪荷重を支持しない構造である。床版遊間部に作用する輪荷重は、シール材やゴムで受けることから、歩道部や、交通量の少ない車道部にも使用される。突き合わせ型伸縮装置は荷重支持型伸縮装置と同様にゴム製、鋼製、ゴム+鋼製などがある。よって、歩道部など、荷重作用が比較的小さい箇所には突合せ型、重交通の場合や交通量が多い場合は荷重支持型が適している。

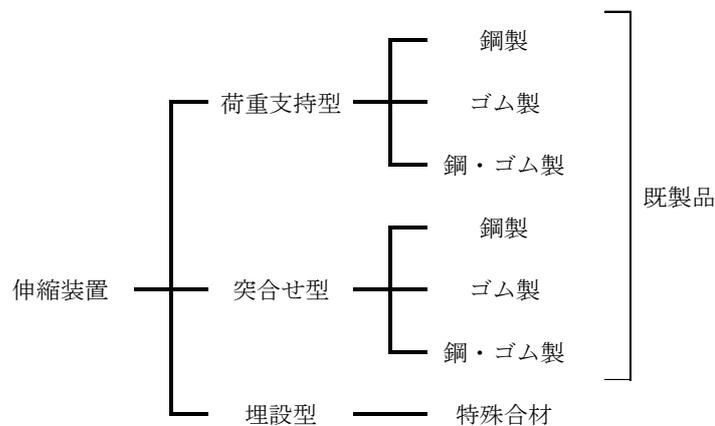


図-2.8 伸縮装置の種類



(1) 荷重支持型伸縮装置



(2) 突き合わせ型伸縮装置



(3) 埋設型ジョイント

写真-2.4 荷重支持型・突合わせ型，埋設型伸縮装置の一例

一方、埋設型伸縮装置は写真－ 2.4(3)に示すように、一般的に橋長 15.0m 以下の橋梁に設置される場合が多く、地方自治体によっては規定を設けて設置されている。遊間部をシール材で止水処理したのち弾性体の特殊合材で製作されており、既設アスファルト舗装材と同等な材料で製作される。よって、埋設型伸縮装置は通過する車両の振動を抑制するとともに騒音の発生も少ない<sup>2.42), 2.43)</sup>。なお、熊本県では地震時においても損傷が見られないことも報告されている。

### 2.7.3 荷重支持型伸縮装置の設置工事の一例

#### (1) 概要

伸縮装置は、図－ 2.9 に示すように荷重支持型、突合わせ型、埋設型に分類され、各メーカーにより多種の製品が使われている。荷重支持型や付合わせ型における伸縮部分は多種に渡るものの、設置方法はほぼ同様である。そこで、これらの伸縮装置の取替工事における施工手順を述べる。

#### (2) 施工法

伸縮装置の取替施工は写真－ 2.5 に示す。まず、老朽化した伸縮装置をブレーカ等で研りながら撤去する。ブレーカによる撤去においては、衝撃を与えながらコンクリートを研ることからひび割れの発生が懸念される。

旧伸縮装置を撤去した後、新たな伸縮装置を仮設置して、位置を決める（写真－ 2.5 (1)）。位置が決定した後は、RC 床版と伸縮装置を固定するために、アンカー筋設置用



(1) 伸縮装置の仮設置



(2) アンカー筋孔の穿孔



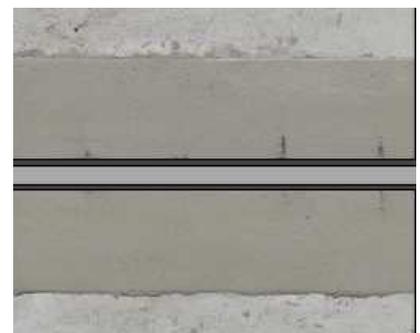
(3) アンカー筋の打ち込み



(4) アンカー筋の溶接



(5) 設置終了



(6) コンクリート打ち込み・完成

写真－ 2.5 伸縮装置の取替工事の事例

の孔を穿孔する（写真－ 2.5(2)）。本設置におけるアンカー筋には D16 を使用し、深さ 65mm で片側箇所を穿孔する。穿孔後、孔内を清掃し、アンカー筋頭部をハンマーで打ち込む（写真－ 2.5(3)）。なお、アンカー筋の打ち込みをすることで既設 RC 床版コンクリートに新たなひび割れの発生が懸念される。また、伸縮装置の長さは 2,000m 程度であるがアンカー筋は 200mm 間隔で約 40 箇所程度打ち込みを必要とすることから、伸縮装置の設置においても最も施工時間を要する。よって、アンカー筋打ち込みの際に発生するひび割れや打ち込みに要する時間を短縮し、施工の合理化・省力化を図る対策が必要である。伸縮装置とアンカー筋を溶接し（写真－ 2.5(4)）、鉄筋を配置した後、伸縮装置の鉄筋と溶接して設置が終了となる（写真－ 2.5(5)）。設置終了後はレベル等の点検を実施し、基準値以下であることを確認した後、超速硬コンクリートの打ち込み準備を行う。コンクリートは、交通解放の時間にもよるが一般的には 8 時間程度の工事時間であることから、セメントには材齢 3 時間でコンクリートの圧縮強度が  $24\text{N/mm}^2$  以上発現する必要があるため、超速硬セメントに骨材を配合した超速硬コンクリートを用いる。最後にコンクリートを打ち込み、表面仕上げを行い養生し、完成となる（写真－ 2.5(6)）。

#### 2.7.4 既往の伸縮装置の課題

伸縮装置には大型車両の荷重変動により設計値以上の衝撃力が作用することから、最も損傷し易い部材である。また、破損した伸縮装置を放置することで、RC 床版に大きな荷重変動が作用し、抜け落ちなどの事例も多い。これらの伸縮装置の劣化に対する取替は 8 年～ 10 年程度で実施されている。よって、10 年以上寿命が維持可能な伸縮装置の開発が急務となっている。

老朽化対策においては、伸縮装置の段差および破損等を早期発見するために日常点検等で維持管理する必要がある。なお、高速道路会社が管理する伸縮装置は、常にパトロールによる管理がなされていることから維持管理が適切に行われている。よって、地方自治体が管理する橋梁伸縮装置においても日常の維持管理が重要となる。

一方、伸縮装置においては荷重支持型伸縮装置、突き合わせ型伸縮装置、さらには埋設型伸縮装置に区分され、多種に渡っている。荷重支持型伸縮装置、突き合わせ型伸縮装置においては、旧伸縮装置撤去時にはブレーカ作業による新たなひび割れ、アンカー筋打ち込みによって発生する新たなひび割れが懸念され、ひび割れ補修技術が必要となる。また、長さは 2,000m 程度の伸縮装置は深さ 60mm 程度のアンカー筋を 40 箇所程度打ち込み作業を行うことから、これを 1/2 程度に減少できる設置方法を提案する必要がある。よって、設置工事の時間の短縮および新たなひび割れの発生の抑制が可能になると考える。

#### 2.8 まとめ

本章では、我が国における道路橋の現状を述べたうえで、現在取り組まれている橋梁長寿命化修繕計画の概要と道路橋示方書の新旧基準の違いによる問題点を道路橋の損傷事例により紹介した。とくに、RC 床版および伸縮装置の損傷事例を取りまとめ、伸縮装置の損傷に起因して発生する荷重変動に関する既往の研究を論じた。

ここで、本章において得られた知見を以下に示す。

- (1) 橋梁の現状においては、我が国の橋梁数 72 万橋のうち、約 90%が地方公共団体で管理する橋梁であり、50 年経過する老朽化した橋梁が年々増大している。このことから 2009 年に道路橋長寿命化修繕計画が立案され、これに基づいて計画的に低コストで修繕が実施され、長寿命化が図られている。しかしながら、橋面に及ぼす荷重変動が大きく、その対策および設計法の改革が必要である。
- (2) 伸縮装置および付近の路面の凹凸が 20mm の場合、軸重量に対し 2.7 倍程度の荷重変動が伸縮装置から 8m 付近まで及ぼしている。よって、この付近の RC 床版の損傷が著しく、抜け落ち事例もあることから、荷重変動が及ぼす衝撃の影響および寿命推定を行うための S-N 曲線式の提案が必要となる。また、予防保全型維持管理を適切に行うためにも示方書の規定に基づいて設計した RC 床版の寿命推定を検証する必要がある。
- (3) 伸縮装置においては、荷重変動に伴う衝撃が大きいことから早いもので 2 年、平均で 10 年程度で取替工事が行われている。現状の伸縮装置の設置では、伸縮装置を固定するためにアンカー筋が打ち込まれているが、これによって新たなひび割れの発生や設置に多く時間を要することから、耐荷力性能の向上および施工の合理化が図れる伸縮装置の開発が急務である。

## 第2章 参考文献

- 2.1) (公社)日本道路橋協会：道路橋補修・補強事例集(2009)，2009
- 2.2) 土木学会：道路橋床版の要求性能と維持管理技術(財)土木学会/鋼構造委員会，pp.237-240，2009
- 2.3) 松井繁之：道路橋床版 設計・施工と維持管理，森北出版，2007
- 2.4) 国土交通省：橋梁点検要領(案)，2007
- 2.5) 国土交通省九州地方整備局：平成 26 年度第 3 回メンテナンス会議資料，2015
- 2.6) 千葉県県土整備部道路環境課：千葉県長寿命化修繕計画，2010
- 2.7) 国土交通省：道路構造物の現状，2013
- 2.8) 国土交通省道路局国道・防災課：橋梁定期点検要領，2014
- 2.9) 国土交通省道路局国道・技術課：橋梁定期点検要領，2019
- 2.10) 日本道路協会：鋼道路橋設計示方書，1964
- 2.11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1972
- 2.12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，III，1980
- 2.13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，III，1994
- 2.14) 国土交通省 国土技術政策総合研究所：平成 30 年道路構造物に関する基データ集(国総研資料 第 766 号)
- 2.15) 国土交通省：老朽化の現状・老朽化対策の課題，pp1-5，2019
- 2.16) 横山功一，井上純三，永原隆：道路橋床版の衝撃係数に関する実験，構造工学論文集 Vol.35A，pp.749-756，1989
- 2.17) 横山功一，井上純三，福永隆：路面段差部に作用する自動車衝撃荷重の特性，構造工学論文集，Vol.35A，pp.757-764，1989.3
- 2.18) 川谷充郎，大倉一郎，山田靖則，福本喙士，難波宗行：自動車走行による床版および橋梁各部の動的応答実験，構造工学論文集，Vol.36A,pp.679-684，1990.3
- 2.19) 山田俊次，高橋龍夫：伸縮装置上を走行する自動車の衝撃について，東北支部技術研究発表会講演概要集，pp46-47，1987
- 2.20) 建設省土木研究所構造研究室：橋梁の設計動荷重に関する試験調査報告書(VIII-1985)，土木研究所資料，No.2258，1985
- 2.21) 阿部忠，澤野利章，木田哲量：走行振動荷重が RC はりの静的曲げ耐力に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.3，1999
- 2.22) 阿部忠，木田哲量，星埜正明，加藤清志，徐銘謙：走行振動荷重を受ける RC はり・床版の耐力および動的影響に関する実験研究，土木学会論文集 A1，No.808/I-74，pp.33-45，2006
- 2.23) 株式会社日経 BP 社：日経コンストラクション，第 496 号，p45，2010
- 2.24) 日本道路公団伸縮継手改良委員会：伸縮継手調査研究(その 4)報告書，1974
- 2.25) 前田幸雄，松井繁之：輪荷重移動載荷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報告集，pp.221-224，1984
- 2.26) 松尾伸二，関口幹夫，佐野正，堀川都志雄：ゴムタイヤ式輪荷重走行試験機による既設 RC 床版の疲労試験，第 56 回土木学会年次学術講演概要集，共通セッション道路橋床版，2001

- 2.27) 松尾伸二，横山広，樋野勝巳，堀川都志雄：ゴムタイヤ式輪荷重走行試験機による既設 RC 床版の疲労特性，第二回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp.161-166，2000
- 2.28) 内田賢一，西川和廣：既設道路橋床版の耐疲労性に関する研究，第 1 回鋼橋床版シンポジウム講演論文集，土木学会，pp.37-42，1998
- 2.29) 日本道路公団試験研究所：移動載荷試験機，日本道路公団資料，1996
- 2.30) 関口幹夫：RC 床版の輪荷重走行疲労実験，第 1 回鋼橋床版シンポジウム講演論文集，土木学会，pp.49-54，1998
- 2.31) 関口幹夫，森俊介：RC 床版の輪荷重走行疲労実験，平成 14 年東京都土木技研年報，2002
- 2.32) 阿部忠，木田哲量，澤野利章，水口和彦，近藤崇：走行振動試験装置の性能検証に関わる RC はりの走行実験研究，日本大学生産工学部研究報告，第 34 巻，第 2 号，pp1-10，2002
- 2.33) 阿部忠：走行荷重を受ける RC はり・床版の耐力および動的影響に関する実験研究，日本大学学位論文，pp.10-13，2004
- 2.34) 内務省土木局：道路構造に関する細則案，1926
- 2.35) 日本道路協会：鋼道路橋設計示方書，1956
- 2.36) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，III，1996
- 2.37) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，III，2017
- 2.38) 内務省土木局：道路構造に関する細則案，1926
- 2.39) 関口幹夫，西尾伸郎，武田敏憲：道路橋および歩道橋の補修履歴と健全度の現状分析，平成 16 年東京都土木研究所年報，pp.137-152，2004
- 2.40) 日本橋梁建設協会：鋼橋伸縮装置設計の手引き，～道示平成 29 年 11 月版対応～（改訂第 4 版），2019.5
- 2.41) 日本道路ジョイント協会：伸縮装置の設計ガイドライン，2019.4
- 2.42) 一般社団法人日本建設機会施工協会施工技術研究所：埋設ジョイントの実物大供試体試験（試験法 437-2011），試験成績表，2013
- 2.43) 一般社団法人 MM ジョイント協会：生まれ変わった伸縮装置（埋設型）MM-JOIN TDS 型手引書，2018.2

## 第 3 章 走行振動荷重が作用するRC床版の耐疲労性および衝撃係数の評価

### 3.1 はじめに

道路橋における鉄筋コンクリート床版(以下、RC 床版とする)は、輪荷重を直接支持する重要な部材であると同時に、橋梁部材の中で最も損傷が著しい部材でもある。その主な要因は車両の繰り返し走行による疲労損傷である。疲労損傷は、2 方向ひび割れが床版下面に発生し、走行を繰り返すことで貫通ひび割れへと進展する。よって、RC 床版ははりが並べた状態すなわち「はり状化」<sup>3.1)</sup>となり、床版の連続性は失われ押抜きせん断破壊となっている。

また近年は、トラック輸送が急速に伸展し、国内物流の基幹的役割を果たしている。これに伴って大型車両の交通量が増加している。とくに、2005 年の規制緩和により、従来の 20tf から 25tf へと緩和され、重車両が年々増加している。そのために、橋梁の伸縮継手を通る際に発生する荷重変動も大きくなったと考えられる。大型車両は伸縮継手の段差や路面の凹凸などを通過する際に荷重変動を発生させる。この荷重変動は、走行振動荷重として RC 床版に作用し、ひび割れ損傷を与え、さらに衝撃力も大きくなり、損傷を加速させる大きな原因の 1 つであると考えられる。第 2 章に述べたように、伸縮継手の段差部を大型車両が通過する際には発生する荷重変動は軸重量に対して約 2.8 倍<sup>3.2)</sup>生じており、現行の道路橋示方書・同解説<sup>3.3)</sup> (以下、道示とする) に示す B 活荷重に衝撃係数を考慮した荷重 140kN は B 活荷重を大きく上回っている。また、段差量を変化させた場合の路面に作用する衝撃係数についての調査<sup>3.4)</sup>では、段差部だけでなく段差部通過後の路面にも大きな衝撃力が作用することが明らかにされている。さらには、日本道路公団の調査<sup>3.5)</sup>では RC における衝撃係数についても実測している。その結果、段差量が 20mm を超える場合には衝撃係数  $i=0.4$  を上回る結果が報告されている。したがって、多くの RC 床版は伸縮継手近傍の上面下面において損傷が著しく、抜け落ちに至る場合もある。

一方、阿部<sup>3.6)</sup>は RC 床版に作用する荷重変動の影響を解明するために、道示に規定する輪荷重幅をモデル化した輪荷重が常時走行、あるいは輪荷重を振動させながら連続走行することが可能な走行振動試験装置を開発した。従来の研究<sup>3.7)~3.13)</sup>では、常時、一定荷重で走行する輪荷重走行疲労実験が行われてきたが、走行振動荷重を作用させる実験装置は開発されていないことから振動荷重による疲労実験は行われていない。そこで、阿部<sup>3.14)</sup>は、荷重変動で走行できる「輪荷重走行振動疲労試験機」を開発し、振動荷重による疲労実験を開始した。そして、本試験装置を用いて RC 部材の衝撃係数に関する実験研究<sup>3.15)</sup>を行い、走行振動荷重  $\pm 20\%$ 、 $30\%$ の正弦波形が作用した場合には道示に規定する衝撃係数を上回る結果を示しているものの、1 走行ごとに荷重を増加させる段階荷重載荷より得られた結果であることから、RC 床版に走行振動荷重による疲労を受けた場合の衝撃係数の評価を行う必要がある。

そこで第 3 章では、輪荷重走行振動疲労試験装置を用いて、モデル化した RC 床版供試体を用いて、輪荷重走行一定荷重および大型車両が伸縮継手を通る際に発生する荷重変動を想定した輪荷重走行振動疲労実験を行い、走行振動荷重が RC 床版の耐疲労

性に及ぼす影響およびたわみによる動的増幅率から実験衝撃係数を評価する。

### 3.2 大型自動車の変動荷重および伸縮継手付近の損傷事例

#### 3.2.1 大型自動車の変動荷重

大型自動車が段差を有する伸縮継手部を走行する際に発生する荷重変動および衝撃力に関しては第2章で述べた。土木研究所<sup>3,2)</sup>では、伸縮継手の段差量 20mm を大型車両が通過する時に発生する荷重変動を図-3.1のように報告している。実験車両の荷重分担は中軸左動荷重が 37.73kN、後軸左動荷重が 37.14kN の総重量 205kN である。橋梁は支間 45m の合成桁橋である。実験車両が通過する時に発生する中軸・後軸の荷重変動を図-3.1に示すように、中軸左重量は軸重量 37.73kN に対して最大荷重 107.8kN である。これは基準荷重 37.73kN に対して 2.77 倍の荷重である。また、後軸左重量も軸重量 37.14kN に対して 102.9kN と中軸後軸で基準荷重に対して 2.88 倍の荷重が作用している。図-3.1 より、タンデム式ダンプトラックの中軸、後軸の荷重振幅は、橋梁の両支点付近で約 ±45% 程度生じている。また、支間中央付近では、中軸で約 ±10%，後軸で ±20% 程度生じている。この時の振動数は中軸で 15Hz，後軸で 18Hz である。したがって、RC

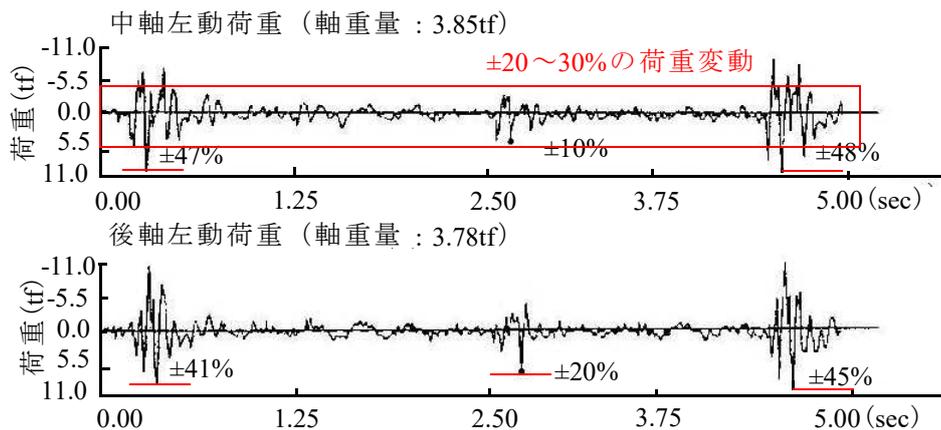


図-3.1 大型車両の中軸・後軸の荷重変動<sup>3,2)</sup>

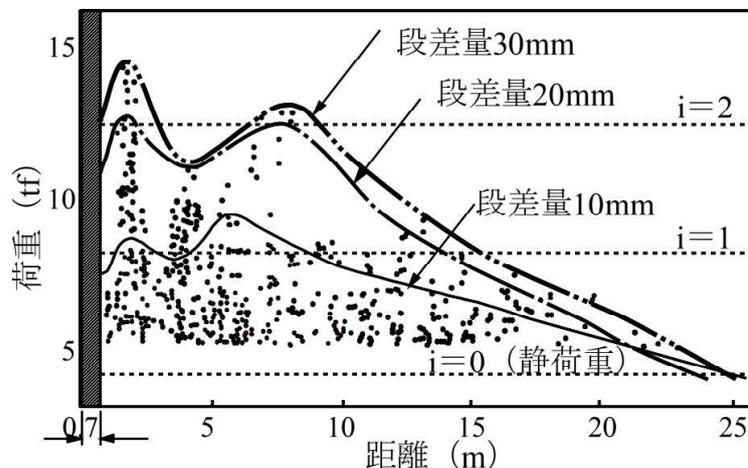
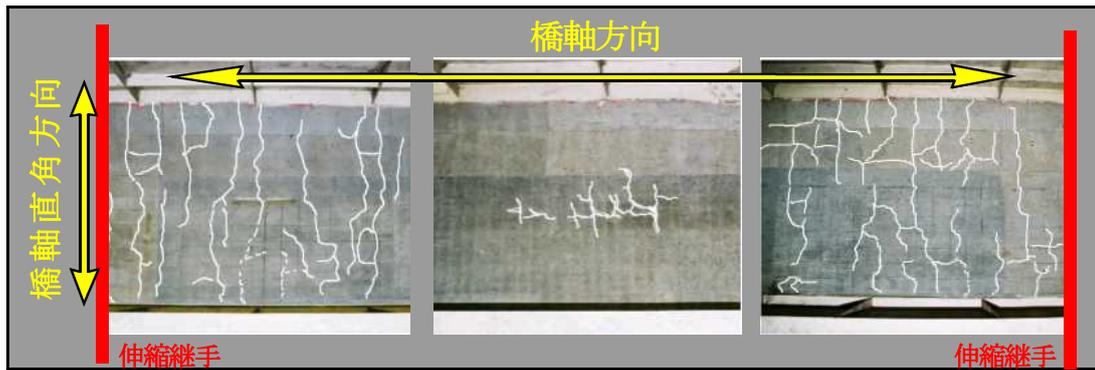


図-3.2 段差通過後の荷重分布および段差量別包絡線<sup>3,16)</sup>



図－ 3.3 伸縮継手を通過した付近のひび割れ損傷状況<sup>3.17)</sup>

床版は大きな振動荷重を受けることから、輪荷重走行振動試験装置を用いて耐疲労性および衝撃係数を評価する必要がある。

### 3.2.2 荷重変動が及ぼす範囲

土木研究所<sup>3.16)</sup>はタンデム式ダンプトラックが段差量 10mm, 20mm, 30mm を通過する際に発生する中軸左輪荷重の段差通過後の荷重分布を得るために、ピーク荷重とその作用位置を求め、段差通過後の荷重分布および段差量別包絡線を図－ 3.2 に示している。図－ 3.2 における黒線部は段差上であり、その後方の路面には段差部よりも大きな荷重が作用している。これによると段差部から 2m, 8m にピークが見られる。よって、この範囲の床版には大きな荷重が及ぶことから、変動荷重が及ぼす衝撃係数を明らかにし、設計に取り入れる必要があるといえる。

### 3.2.3 荷重変動が及ぼすRC床版の損傷状況

阿部<sup>3.17)</sup>らは、図－ 3.1 に示す合成桁橋と同種の橋梁下面のひび割れ状況について調査を行い、図－ 3.3 について報告している。この橋梁は 1971 年に開通された高速道路の橋梁 RC 床版であり、2 車線の走行側である。伸縮継手の段差量は調査出来なかったものの伸縮継手から中間床桁間の約 7.0m には 0.2mm 程度のひび割れが主鉄筋方向に発生している。この位置は図－ 3.1 に示す荷重変動が大きい区間である。この区間は図－ 3.2 に示すように、伸縮継手を通過した 2m 付近、さらに 8m 付近で再度荷重のピークを示した後、減衰している。次に、橋梁支間中央付近にもひび割れが発生し、一部に遊離石灰も見られる。この区間は図－ 3.1 に示すように、一旦減衰した荷重変動が橋軸方向のたわみが最大値から出口方向に減少するために、車両の特徴によるバネ振動が反発したことによる荷重変動であると考察されている。一方、出口付近においても図－ 3.1 に示すように荷重変動が最も大きい区間である。これは、出口付近は橋梁の支点上であり、たわみが 0mm となる。よって、手前 7.0m 付近から車両のバネ振動により荷重振幅が大きくなったものと推察されている。

### 3.2.4 走行振動荷重が作用する衝撃係数

阿部ら<sup>3.15)</sup>は、伸縮継手を通過する時に発生する荷重変動が作用した場合の RC 床版

の衝撃係数についての実験研究を行い、基準荷重に対して  $\pm 30\%$  の振動荷重が作用した場合の衝撃係数が  $i = 0.497$  となり、道示<sup>3.18)</sup>に規定する衝撃係数を上回る結果を報告している。よって、路面の凹凸が 20mm を超えると大きな衝撃力となり、伸縮継手付近の床版が早期に損傷する可能性があることを報告している。

以上より、伸縮継手を通過した付近の RC 床版には大型車両の振動荷重が連続的に作用すると同時に、伸縮継手の通過による大きな衝撃力が作用している。よって、振動荷重が及ぼすことによる RC 床版の耐疲労性の評価を行う必要がある。以上のように、伸縮継手の段差や路面の凹凸を大型車両や過積載車両が通過した際には近傍の RC 床版に荷重変動が作用し、この影響によりひび割れ損傷が発生しやすい。よって、荷重変動が及ぼした場合の衝撃係数に関する実験研究が必要となる。

### 3.3 供試体概要

#### 3.3.1 使用材料

供試体のコンクリートには、普通ポルトランドセメントと 5mm 以下の砕砂、5mm ~ 20mm の碎石 (JIS-A-5005) を使用した。また、鉄筋には SD295A, D13 を用いた。コンクリートの圧縮強度の配合目標は道示に規定する材齢 28 日で  $24\text{N/mm}^2$ ,  $30\text{N/mm}^2$  とし、コンクリートの圧縮強度  $24\text{N/mm}^2$  および  $30\text{N/mm}^2$  の配合条件を表- 3.1, コンクリートの圧縮強度および鉄筋の材料特性値を表- 3.2 に示す。強度発現別の供試体の名称を RC25, RC30, RC35 とする。なお、表- 3.2 に示すコンクリートの圧縮強度は、実験終了時にひび割れの及ばない供試体端部から採取した  $\phi 50 \times 100$  のコアと供試体作成時に作成した  $\phi 100 \times 200$  の円柱 3 本の圧縮試験における平均値である。また、各供試体で製作時期が異なることにより圧縮強度に差異が生じたものである。よって、供試体 RC25 では  $25.0\text{N/mm}^2$ ,  $25.5\text{N/mm}^2$ , 供試体 RC30 では  $30.0\text{N/mm}^2$ , 供試体 RC35 では

表- 3.1 コンクリートの示方配合

圧縮強度の配合目標 ( $\text{N/mm}^2$ )	スランブ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位量 ( $\text{kg/m}^3$ )				減水剤 (C×%)	減水剤 (AE×%)
					セメント (C)	水 (W)	細骨材 (S)	粗骨材 (G)		
24	18±2.5	4.5±2.5	58.5	48.0	313	183	840	940	3.13	0.003
30	18±2.5	4.5±2.5	53.0	48.1	324	170	847	956	3.00	0

表- 3.2 コンクリートの圧縮強度および鉄筋の材料特性値

供試体	コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	鉄筋 (SD295A)			
		使用鉄筋	降伏強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	引張強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	ヤング係数 ( $\text{kN/mm}^2$ )
RC25	25.0	D13	355	498	200
RC25-V	25.5				
RC30	30.0				
RC30-V					
RC35	35.0				
RC35-V	33.0				

35.0N/mm<sup>2</sup>, 33.0N/mm<sup>2</sup> である。また、鉄筋の材料特性値はミルシートの結果である。

### 3.3.2 供試体寸法および鉄筋配置

本実験に用いる RC 床版供試体は、本実験装置の輪荷重幅(300mm)と道示に規定する輪荷重幅 (500mm) の比が 3/5 であることから、供試体寸法も輪荷重幅に合わせて 3/5 モデル (300/500) とした。なお、本実験における支持条件は 4 辺単純支持とすることから、等方性版として 1994 年以降の道示<sup>3.18)</sup>の規定に準拠して設計した。よって、全長は 1,600mm, 支間 1,400mm, 床版厚 150mm である。

鉄筋は複鉄筋配置とし、引張側主鉄筋 (軸直角方向) に SD295A, D13 を 120mm 間隔で配置し、有効高さを 125mm とした。また、配力鉄筋 (軸方向) は主鉄筋と同様に, D13 を 120mm 間隔で配置し、有効高さを 112mm とした。また、圧縮側には引張側の鉄筋量の 1/2 を配置した。本実験に用いる RC 床版供試体はコンクリートの圧縮強度のみを変化させた 3 タイプとし、全ての供試体において同一の寸法および鉄筋配置である。ここで、供試体寸法および鉄筋配置を図-3.4 に示す。

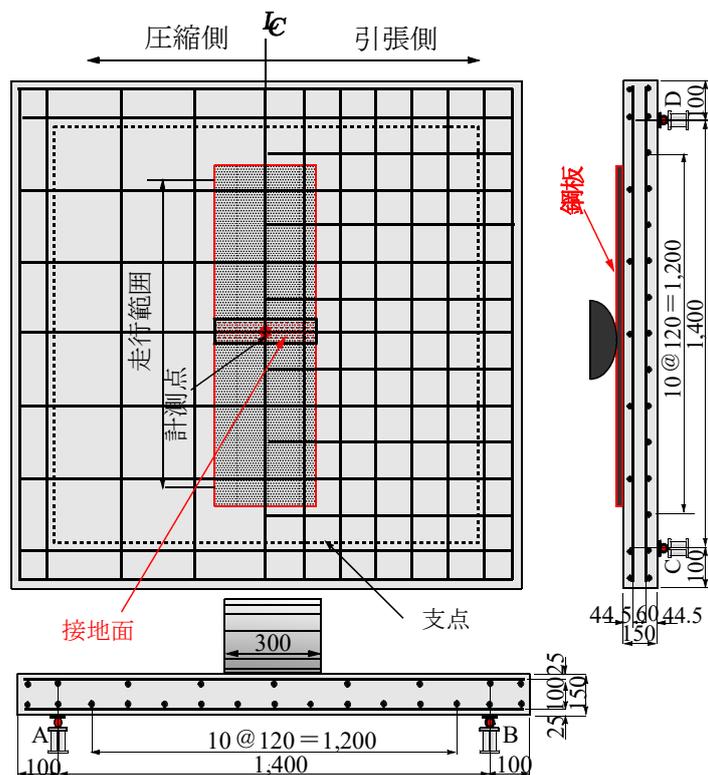


図-3.4 供試体寸法および鉄筋配置

## 3.4 輪荷重走行振動試験装置による疲労実験

### 3.4.1 輪荷重走行振動試験装置の概略<sup>3.14)</sup>

輪荷重走行振動試験装置は、鋼製反力フレームのほりに鋼製の車輪(直径 400mm, 幅 300mm)と油圧式の振動疲労試験機を固定し、供試体を設置した台車をモーターとクラックアームにより水平方向へ往復運動させて車両の走行状態を再現するものである。こ



写真－ 3.1 輪荷重走行振動試験装置

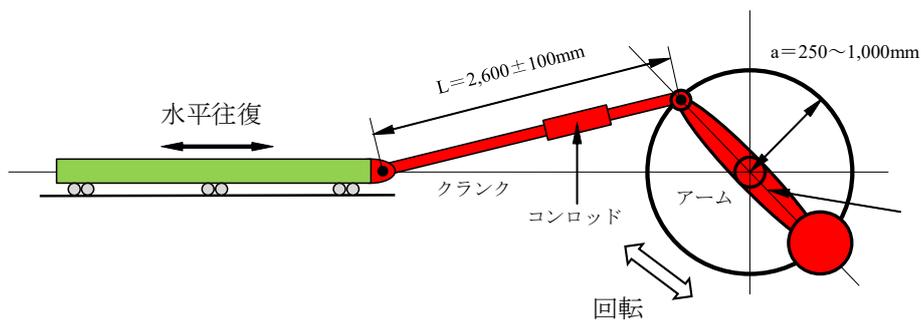
表－ 3.3 輪荷重走行振動試験装置の仕様

(1)鉛直方向の仕様

	仕様
載荷方法	油圧サーボ
荷重種類	圧縮、引張、圧縮+引張
試験方法	静的試験、疲労試験、走行試験
最大荷重	静的負荷能力 最大 500kN
	動的負荷能力 最大 ±200kN
信号波形	正弦波、矩形波、三角波
振動周波数	正弦波 0.01～10.0Hz
	矩形波、三角波 0.01～1.0Hz
ストローク	±95mm
車輪寸法	直径400mm、幅300mmの鋼製

(2)水平方向の仕様

	仕様	
台車	載荷荷重	最大500kN
	レール	30K
	移動速度	3cm/sec～200cm/sec
	支点間寸法	台車軸方向 500mm～2,000mm
台車軸直角方向 500mm～1,400mm		
駆動装置	モータ	ブレーキ付き 30kW 減速比 1/70
	回転速度	インバータ (日立J300) 制御
	クランク長	最大1,000mm～最小250mm
	コンロッド長	2,600mm±100mm
	走行範囲	±1,000mm～±250mm



図－ 3.5 走行振動装置のクランク・スライダ機構の模式図

の走行振動試験装置は、鉛直方向の荷重載荷装置，供試体を設置する台車，台車を水平方向へ往復させる装置により構成されている。本実験に用いた輪荷重走行振動試験装置の外観を写真－ 3.1，仕様を表－ 3.3 に示す。

荷重載荷装置は、振動試験機に鋼製の車輪を取り付けた装置である。鉛直方向に静的荷重と振動荷重を作用させることが可能であり、併用も可能である。ここで、鉛直方向の試験装置の仕様を表－3.3(1)に示す。

走行振動試験装置は、クランクアームと台車を連結し、クランクの回転運動を往復運動に変換することで台車が水平方向に往復運動し、車両の往復運動を再現させる。台車は鋼製の車輪を片側に6個(100kN/個)有し、レール上を走行する。走行範囲は最大2,000mm、最小500mmである。また、台車に設置可能な供試体の最大寸法は、軸方向支間2,000mm、軸直角方向支間1,400mmであり、RC床版、PC床版、鋼床版、はり部材など各種の実験が可能である。なお、台車の最大積載重量は500kNである。ここで、水平方向の試験装置の仕様を表－3.3(2)に示す。

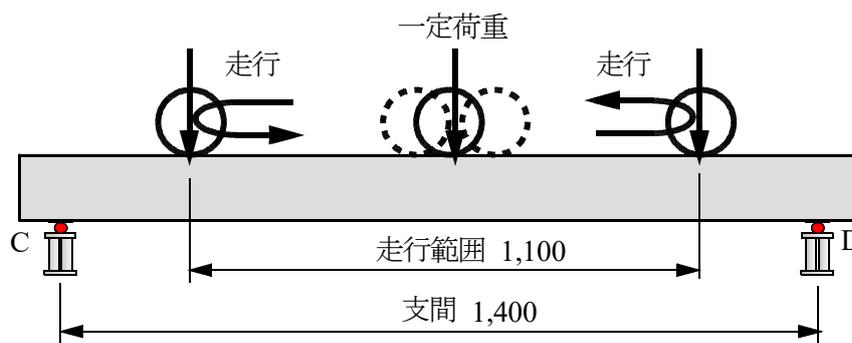
本装置は回転運動を往復運動に変換するクランク・スライダ機構を用いることで、高速回転に耐えることが可能であるが、円滑に水平往復運動する為にクランクの回転力を台車に伝達する役割のアームとクランクの比(L/a)を2.5以上としている。ここで、走行振動装置のクランク・スライダ機構の模式図を図－3.5に示す。

### 3.4.2 走行一定荷重および走行振動荷重による疲労実験の概要

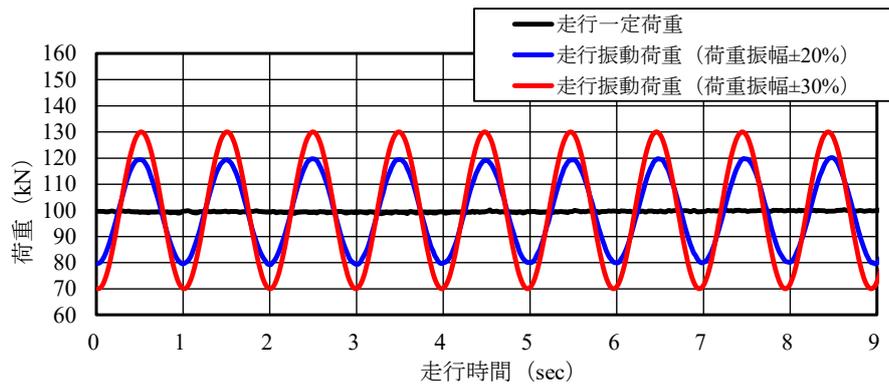
#### (1) 走行一定荷重による輪荷重走行疲労実験

走行一定荷重による輪荷重走行疲労実験は、床版中央から両支点方向に550mm(走行範囲：1,100mm)の範囲を幅300mmの輪荷重が繰り返し走行する実験である。なお、RC床版の最終的な破壊モードは押抜きせん断破壊である。したがって、走行範囲は車輪直下から約45度の角度で押抜きせん断破壊が生じることを想定して、走行範囲を900mmとした。なお、供試体RC25、RC30の走行範囲には幅300mm厚さ4.5mmの鋼板、供試体RC35の走行範囲には幅300mm厚さ9.0mmの鋼板を設置して疲労実験を実施した。ここで、走行一定荷重による疲労実験の概略図を図－3.6に示す。

疲労実験における荷重載荷条件は、初期荷重を100kNとし、破壊に至るまで走行させる。走行一定荷重を作用させた疲労試験における走行速度は、後述する走行振動荷重による疲労実験の振動数との関係から速度を決定した。ここで、本実験における走行一定荷重で1走行した場合の荷重波形の一例を図－3.7黒線に示す。また、輪荷重走行回数が1, 10, 100, 1,000, 5,000回時および5,000回以降は5,000回走行ごとに供試体中



図－3.6 走行一定荷重による疲労試験の概略図



図－ 3.7 荷重波形の一例

中央において車輪を停止させ、たわみの計測を行った。さらには走行範囲を1走行させながら動的に計測を行う。

## (2) 走行振動荷重による輪荷重走行疲労実験

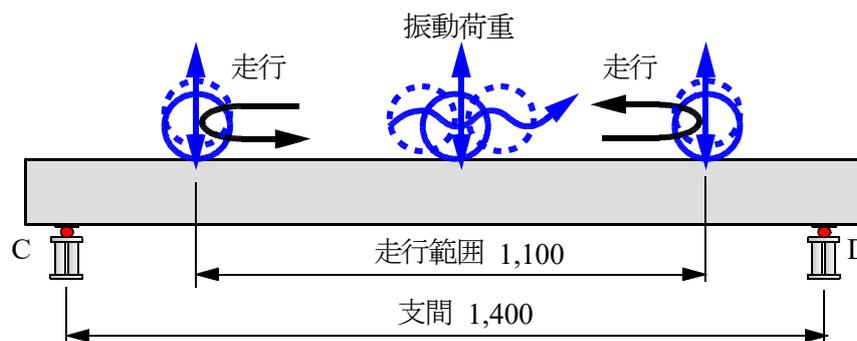
走行振動荷重による疲労実験は図－ 3.8 に示すように、大型車両の荷重変動を再現した振動荷重を作用させ、幅 300mm の車輪を床版中央から両支点方向に 450mm の 900mm の範囲で繰り返し走行させる。計測項目は走行一定荷重による疲労実験と同様である。供試体名称は、荷重振幅  $\pm 20\%$  を作用させた供試体を V20、荷重振幅  $\pm 30\%$  を作用させた供試体を V30 と表記する。よって、コンクリートの目標圧縮強度が  $25\text{N/mm}^2$  である供試体に荷重振幅  $\pm 20\%$  を作用させた場合の供試体名称を RC25-V20 と表記する。また、荷重振幅  $\pm 30\%$  を作用させた供試体の名称は RC25-V30 と表記する。

次に、コンクリートの目標圧縮強度が  $30\text{N/mm}^2$  である供試体に荷重振幅  $\pm 20\%$  を作用させた供試体は 2 体製作したことから供試体名称を RC30-V20-1, 2、荷重振幅  $\pm 30\%$  を作用させた供試体も同様に 2 体製作したことから供試体名称は RC30-V30-1, 2 と表記する。

また、コンクリートの目標圧縮強度が  $35\text{N/mm}^2$  である供試体に荷重振幅  $\pm 20\%$ ,  $\pm 30\%$  を作用させた供試体名称をそれぞれ RC35-V20, -V30 と表記する。

### 1) 荷重振幅

本実験における荷重振幅は、段差量 20mm を想定した図－ 3.1 に示す荷重変動におい



図－ 3.8 走行振動荷重による疲労試験の概略図

て荷重振幅の最大値および最小値を除いた振幅，30%と20%を考慮する。よって，本実験における荷重振幅を±20%および±30%とする。ここで，荷重振幅±20%，±30%における走行振動荷重で1走行した場合の荷重波形の一例をそれぞれ図－3.4に併記する。荷重振幅±20%の走行振動荷重が作用した場合，基準荷重(=72kN)に対して，上限荷重作用時に1.67倍(=120/72)，荷重振幅±30%の場合は1.81倍(=130/72)の荷重が繰り返し作用することとなる。

## 2) 作用振動数

実橋梁に作用する大型車両のバネ下振動数は車種によって異なることから，本実験においては，図－3.1に示す土木研究所が実験で用いたタンデム式ダンプトラックの荷重変動をモデルとする。このタンデム式ダンプトラックが20mmの段差を通過した際の荷重変動による振動数は13Hz～18Hzである。土木研究所の調査<sup>3,2)</sup>では45mの橋梁の支間長を通過する際に発生する荷重変動は1軸あたり約150回であるが，タンデム式の場合，バネ下振動数は中軸，後軸が交互に作用することから，約300回である。これは約150mmごとに荷重変動が発生することから，橋梁の支間長を走行速度と振動数で除して，1mあたりの波長を求め，供試体の支間長と走行速度から振動数を考慮する。よって，疲労実験における荷重載荷条件は，初期荷重を100kNとし，破壊に至るまで走行させる。走行速度は，図－3.1に示す荷重変動を本実験供試体に換算した。ここで，本実験における走行一定荷重で1走行した場合の荷重波形の一例を図－3.4に示す。また，輪荷重走行回数が1，10，100，1,000，5,000回時および5,000回以降は5,000回走行ごとに供試体中央において車輪を停止させ，たわみの計測を行った。さらには走行範囲を1走行させながら動的に計測も行った。

### 3.4.3 等価走行回数の算出

一定荷重および走行振動荷重による走行疲労実験では，基準荷重( $P$ )と載荷荷重( $P_i$ )，実験走行回数( $n_i$ )の関係から，疲労破壊までの走行回数を基準荷重に対する回数に換算した等価走行回数( $N_{eq}$ )を算出して耐疲労性を評価する。等価走行回数( $N_{eq}$ )は，マイナー則(線形累積損傷則)に従うと仮定すると，式(3.1)で与えられる。なお，式(3.1)に適用するS-N曲線の傾きの逆数の絶対値 $m$ には，松井らが提案するRC床版のS-N曲線の傾きの逆数の絶対値12.76を適用<sup>3,19), 3,20)</sup>する。また，本実験に用いた供試体は道示の活荷重に基づいて設計しその3/5モデルとしたことから，走行一定荷重供試体の式(3.1)における基準荷重( $P$ )は，1994年道示に規定される設計活荷重100kNに本実験に用いる供試体の3/5モデルと安全率1.2を考慮して72kNとする<sup>3,21), 3,22)</sup>。

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^n (P_i/P)^{m \times n_i} \quad (3.1)$$

ここで， $N_{eq}$ ：等価走行回数(回)， $P_i$ ：載荷荷重(kN)， $P$ ：基準荷重(72kN)， $n_i$ ：実験走行回数(回)， $m$ ：S-N曲線の傾きの逆数の絶対値(=12.76)<sup>3,19)</sup>

### 3.5 輪荷重走行疲労実験の結果および考察

#### 3.5.1 等価走行回数

本実験における走行一定荷重および走行振動荷重を作用させた供試体の実験走行回数および等価走行回数  $N_{eq}$  (式(3.1)) を表- 3.4 に示す。なお、表- 3.4 にはコンクリートの圧縮強度、輪荷重の設置面寸法も併記した。

##### (1) 圧縮強度25N/mm<sup>2</sup>の供試体

供試体 RC25 の等価走行回数は  $4.092 \times 10^6$  回であり、一定荷重での等価走行回数を基準に耐疲労性を評価する。

供試体 RC25-V20 の等価走行回数は  $1.615 \times 10^6$  回であり、供試体 RC25 との回数比は 0.395 と等価走行回数は大幅に低下している。また、供試体 RC25-V30 の等価走行回数は  $0.564 \times 10^6$  回であり、供試体 RC25 との回数比は 0.138 とさらに等価走行回数は低下する結果となった。

##### (2) 圧縮強度30N/mm<sup>2</sup>の供試体

供試体 RC30 の等価走行回数は  $9.046 \times 10^6$  回であり、この回数を基準に耐疲労性を評価する。

供試体 RC30-V20-1, -2 の等価走行回数はそれぞれ  $3.876 \times 10^6$  回,  $3.249 \times 10^6$  回であり、供試体 RC30 との回数比は 0.429, 0.359 と等価走行回数は大幅に低下している。また、供試体 RC30-V30-1, -2 の等価走行回数はそれぞれ  $1.167 \times 10^6$  回,  $0.921 \times 10^6$  回であり、供試体 RC30 との回数比は 0.129, 0.102 とさらに等価走行回数は低下している。

##### (3) 圧縮強度35N/mm<sup>2</sup>の供試体

供試体 RC35 の等価走行回数は  $24.563 \times 10^6$  回であり、供試体 RC25, RC30 の 6.00 倍、

表- 3.4 実験走行回数および等価走行回数

供試体名称	コンクリートの 圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	接地面 (mm)	実験走行回数 ( $N$ ) (回)	等価走行回数 ( $N_{eq}$ ) (回)	等価走行回数比 (RC-V/RC)
RC25	25.0	300×47	63,100	4,091,728	—
RC25-V20	25.5	300×47	24,910	1,615,293	0.395
RC25-V30	25.5	300×47	8,700	564,154	0.138
RC30	30.0	300×47	139,500	9,045,895	—
RC30-V20-1	30.0	300×47	59,780	3,876,442	0.429
RC30-V20-2	30.0	300×47	50,100	3,248,741	0.359
RC30-V30-1	30.0	300×47	18,001	1,167,278	0.129
RC30-V20-2	30.0	300×47	14,200	920,802	0.102
RC35	35.0	300×56	378,800	24,563,332	—
RC35-V20	33.0	300×56	10,400	6,743,893	0.275
RC35-V30	33.0	300×56	32,000	2,075,045	0.084

2.27 倍である。これは、疲労実験の際に設置した鋼板が、供試体 RC25, RC30 では厚さ 4.5mm であるのに対して、供試体 RC35 では厚さ 9.0mm であり、設置面が大きくなることや、コンクリートの圧縮強度が高いことが等価走行回数に差異が生じた結果である。なお、供試体 RC35 の等価走行回数を走行振動荷重が作用した場合の耐疲労性を評価する。

これに対して供試体 RC35-V20 の等価走行回数は  $6.743 \times 10^6$  回であり、供試体 RC35 との回数比は 0.275 と等価走行回数は大幅に低下している。また、供試体 RC35-V30 の等価走行回数は  $2.075 \times 10^6$  回であり、供試体 RC35 との回数比は 0.084 とさらに等価走行回数は低下している。コンクリートの圧縮強度が  $25\text{N/mm}^2$ ,  $30\text{N/mm}^2$  である供試体の等価走行回数比と比較した場合、荷重振幅  $\pm 20\%$ ,  $\pm 30\%$  を作用させた両供試体共に低下率が下回っている。これは、供試体 RC35 のコンクリートの圧縮強度が  $35.0\text{N/mm}^2$  であるのに対して、供試体 RC35-V20, -V30 のコンクリートの圧縮強度が  $33.0\text{N/mm}^2$  であるため、コンクリートの圧縮強度差が等価走行回数比に反映された結果である。

以上より、大型車両が伸縮継手の段差を通過した際の荷重変動を想定した荷重振幅  $\pm 20\%$ , 荷重振幅  $\pm 30\%$  走行振動荷重が作用した場合、コンクリートの圧縮強度に関わらず、基準となる走行一定荷重を作用させた供試体と比較して等価走行回数がそれぞれ約 70%, 90% 低下した。よって、走行振動荷重が RC 床版の耐疲労性の低下に与える影響は大きい。また、コンクリートの圧縮強度を  $5.0\text{N/mm}^2$  高くすることで耐疲労性が大幅に向上する結果が得られた。

### 3.5.2 たわみと等価走行回数との関係

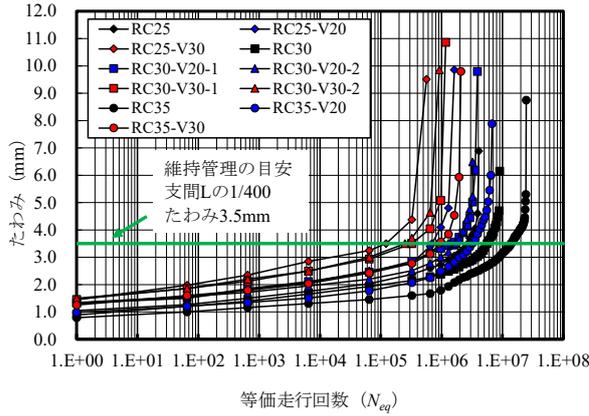
各供試体のたわみと等価走行回数との関係を図-3.9 に示す。阿部ら<sup>3,23)</sup>は輪荷重走行疲労実験において支間 L の 1/400 にたわみが到達した時期を補強時期と提案していることからたわみが支間 L の 1/400 付近の等価走行回数を検証する。そこで本実験の支間 L の 1/400 であるたわみ 3.5mm を図中に併記した。なお、たわみが支間 L の 1/400 に達した時点（以下、たわみが 3.5mm とする）の等価走行回数は補完法より算出する。ここで、たわみ 3.5mm に達した等価走行回数を表-3.5 に示す。

#### (1) 圧縮強度 $25\text{N/mm}^2$ の供試体

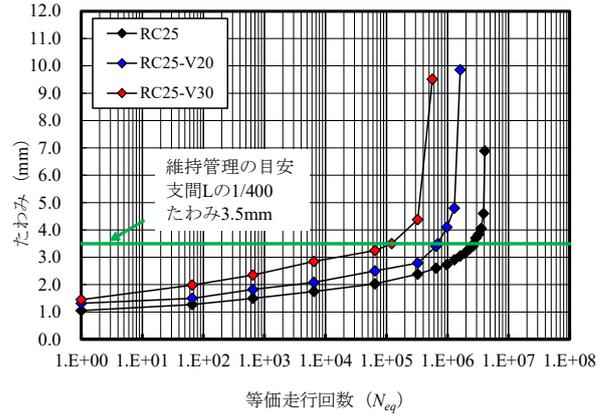
コンクリートの圧縮強度が  $25\text{N/mm}^2$  の供試体のたわみと等価走行回数との関係を図-3.9(2) に示す。

供試体 RC25 における初期たわみは 1.050mm である。その後の繰り返し走行により、たわみが 3.5mm 付近まで、緩やかに増加し、たわみが 3.5mm に到達した時点の等価走行回数は  $2.708 \times 10^6$  回である。その後の繰り返し走行によってたわみの増加が著しく増加し、破壊に至った。破壊時の等価走行回数  $4.091 \times 10^6$  回における最大たわみは 6.890mm である。

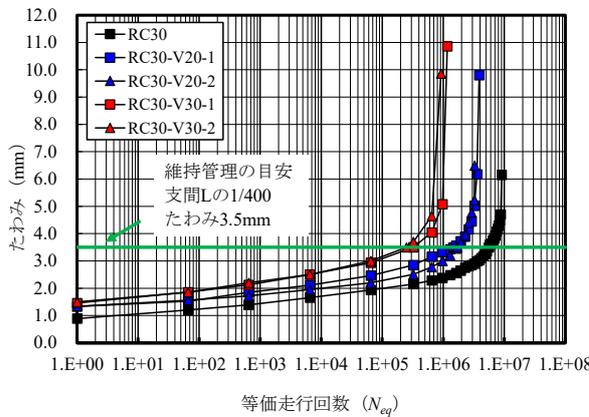
次に、供試体 RC25-V20 における初期たわみは 1.320mm である。その後の繰り返し走行により支間 L の 1/400 付近まで、たわみは緩やかに増加している。また、たわみが 3.5mm に到達した時点の等価走行回数は  $0.725 \times 10^6$  回である。さらに、たわみ 3.5mm 時の供試体 RC25 との等価走行回数比は 0.268 であり、荷重振幅が作用することで破壊



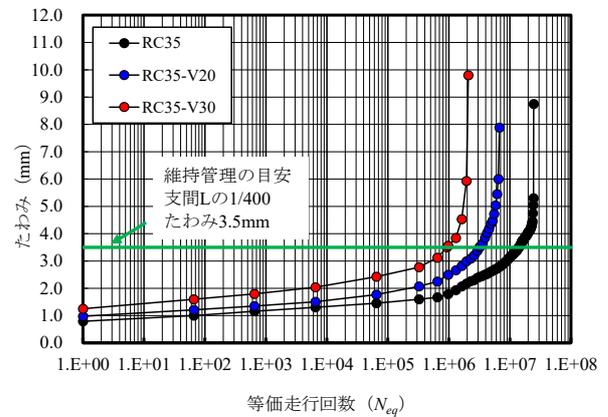
(1) 全供試体



(2) 圧縮強度 25N/mm<sup>2</sup> の供試体



(3) 圧縮強度 30N/mm<sup>2</sup> の供試体



(4) 圧縮強度 35N/mm<sup>2</sup> の供試体

図－3.9 たわみと等価走行回数との関係

表－3.5 たわみ 3.5mm 時の等価走行回数および等価走行回数比

供試体名称	等価走行回数 ( $N_{eq}$ ) (回)	たわみ3.5mm時の 等価走行回数 ( $N_{eq3.5}$ )	$(N_{eq3.5}) / (N_{eq})$	たわみ3.5mm時の 等価走行回数比 (RC-V/RC)
RC25	4,091,728	2,708,000	0.662	—
RC25-V20	1,615,293	725,000	0.449	0.268
RC25-V30	564,154	126,000	0.223	0.047
RC30	9,045,895	5,511,836	0.609	—
RC30-V20-1	3,876,442	1,938,221	0.500	0.352
RC30-V20-2	3,248,741	1,679,000	0.517	0.305
RC30-V30-1	1,167,278	324,000	0.278	0.059
RC30-V30-2	920,802	241,000	0.262	0.044
RC-35	24,563,332	12,969,025	0.528	—
RC35-V20	6,743,893	3,165,000	0.469	0.244
RC35-V30	2,075,045	928,000	0.447	0.072

時の等価走行回数比を下回っている。その後の繰り返し走行に伴いたわみは急激に増加し、破壊に至った。破壊時の等価走行回数  $1.615 \times 10^6$  回における最大たわみは 7.700mm

である。

また、供試体 RC25-V30 における初期たわみは 1.450mm である。その後の繰り返し走行により、たわみ 3.5mm 付近まで供試体 RC25-V20 と類似した増加傾向を示し、たわみが 3.5mm に到達した時点の等価走行回数は  $0.126 \times 10^6$  回である。たわみ 3.5mm 時における供試体 RC25 との等価走行回数比は 0.047 であり、荷重振幅の増大によって破壊時の等価走行回数比をさらに下回る結果となった。その後の繰り返し走行によりたわみは急激に増加し、破壊に至った。破壊時の等価走行回数  $0.564 \times 10^6$  回における最大たわみは 9.510mm である。

## (2) 圧縮強度30N/mm<sup>2</sup>の供試体

コンクリートの圧縮強度が 30N/mm<sup>2</sup> である各供試体のたわみと等価走行回数の関係を図-3.9(3)に示す。

供試体 RC30 における初期たわみは 0.890mm である。その後の繰り返し走行により、たわみが 3.5mm 付近まで、緩やかに増加し、たわみが 3.5mm に到達した時点の等価走行回数は  $5.512 \times 10^6$  回である。その後、繰り返し走行に伴いたわみは急激に増加し、破壊に至った。破壊時の等価走行回数  $9.046 \times 10^6$  回における最大たわみは 6.150mm である。

次に、供試体 RC30-V20-1, -2 における初期たわみはそれぞれ 1.330mm, 1.340mm である。その後の繰り返し走行によりたわみ 3.5mm 付近まで、たわみは緩やかに増加している。また、たわみが 3.5mm に到達した時点の等価走行回数はそれぞれ  $1.937 \times 10^6$  回,  $1.679 \times 10^6$  回である。さらに、たわみ 3.5mm 時における供試体 RC30 との等価走行回数比は 0.352, 0.305 であり、破壊時の等価走行回数比を下回っている。その後の繰り返し走行に伴いたわみは急激に増加し、破壊に至った。破壊時の等価走行回数  $3.876 \times 10^6$  回,  $3.249 \times 10^6$  回における最大たわみはそれぞれ 9.800mm, 6.490mm である。

また、供試体 RC30-V30-1, -2 における初期たわみはそれぞれ 1.460mm, 1.500mm である。その後の繰り返し走行により、たわみ 3.5mm 付近まで供試体 RC30-V20-1, -2 と類似した増加傾向を示し、たわみが 3.5mm に到達した時点の等価走行回数はそれぞれ  $0.324 \times 10^6$  回,  $0.241 \times 10^6$  回である。さらに、たわみ 3.5mm 時の供試体 RC30 との等価走行回数比は 0.059, 0.044 であり、供試体 RC25 と同様に荷重振幅の増大によって破壊時の等価走行回数比を大幅に下回る結果となった。その後の繰り返し走行に伴いたわみは急激に増加し、破壊に至った。破壊時の等価走行回数  $1.167 \times 10^6$  回,  $0.920 \times 10^6$  回における最大たわみはそれぞれ 10.860mm, 9.860mm である。

## (3) 圧縮強度35N/mm<sup>2</sup>の供試体

コンクリートの圧縮強度が 35N/mm<sup>2</sup> である各供試体のたわみと等価走行回数の関係を図-3.9(4)に示す。

供試体 RC35 における初期たわみは 0.790mm である。その後の繰り返し走行により、たわみが 3.5mm 付近まで、緩やかに増加し、たわみが 3.5mm に到達した時点の等価走行回数は  $12.969 \times 10^6$  回である。その後の繰り返し走行によってたわみは急激に増加し破壊に至った。破壊時の等価走行回数  $24.563 \times 10^6$  回における最大たわみは 8.750mm である。

次に、供試体 RC35-V20 における初期たわみは 0.980mm である。その後の繰り返し走行によりたわみ 3.5mm 付近まで、たわみは緩やかに増加している。また、たわみが 3.5mm に到達した時点の等価走行回数は  $3.165 \times 10^6$  回である。さらに、たわみ 3.5mm 時の供試体 RC35 との等価走行回数比は 0.244 であり、破壊時の等価走行回数比を下回っている。

また、供試体 RC35-V30 における初期たわみは 1.260mm である。その後の繰り返し走行により、たわみ 3.5mm 付近まで供試体 RC25-V20 と類似した増加傾向を示し、たわみが 3.5mm に到達した時点の等価走行回数は  $0.928 \times 10^6$  回であり、たわみ 3.5mm 時における供試体 RC35 との等価走行回数比は 0.072 と荷重振幅の増大によって、破壊時の等価走行回数比を大幅に下回る結果となった。その後の繰り返し走行によりたわみは急激に増加し、破壊に至った。破壊時の等価走行回数  $2.075 \times 10^6$  回における最大たわみは 9.510mm である。

以上より、荷重変動を想定した走行振動荷重  $\pm 20\%$ 、 $\pm 30\%$  で輪荷重走行疲労実験を行った結果、一定荷重によるたわみと等価走行回数の関係と比して、維持管理の目安として提案されている床版支間 L の 1/400 であるたわみ 3.5mm に早期に達し、たわみ 3.5mm を超えた付近からたわみが急激に増加して破壊に至っている。よって、走行振動荷重  $\pm 20\%$ 、 $\pm 30\%$  の荷重変動が作用した場合、道示に示す衝撃係数とを比較し、設計に考慮するかについて検証する必要があると考える。

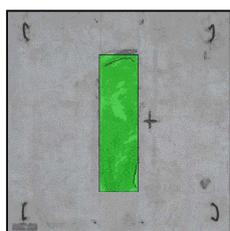
### 3.5.3 破壊状況

輪荷重走行疲労試験終了後の上面、下面における破壊状況を図－3.10 に示す。なお、上面において走行範囲を緑枠で示している。また、下面において点線部は支点材であり、赤い斜線部分は、はく離範囲を示す。

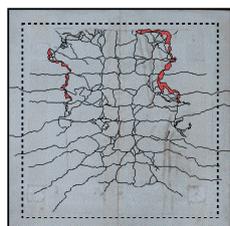
#### (1) 圧縮強度 $25\text{N}/\text{mm}^2$ の供試体

供試体 RC25 の上面および下面の破壊状況を図－3.10(1) に示す。上面の破壊状況は図－3.10(1), 1) に示すように、走行面にひび割れが見られるものの、貫通ひび割れに起因するひび割れは見られず、摩耗も中央付近でわずか見られる程度である。また、破壊モードは、輪荷重走行中に走行範囲折り返し付近で押抜きせん断破壊に至り、ひび割れも確認される。次に、下面の破壊状況は図－3.10(1), 2) に示すように、軸方向および軸直角方向に配置された鉄筋に沿って 2 方向ひび割れが発生している。また、輪荷重走行 45 度下面において、ダウエル効果の影響が及ぶ範囲でははく離が見られる。

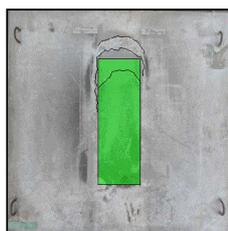
供試体 RC25-V20 の上面および下面の破壊状況を図－3.10(2) に示す。上面の破壊状況は図－3.10(2), 1) に示すように、RC25 と比して走行面の凹凸は著しく、ひび割れも見られるが、貫通ひび割れに起因するひび割れは見られない。また、破壊モードは、輪荷重走行中に走行範囲折り返し付近で押抜きせん断破壊に至り、ひび割れも確認されている。破壊時の等価走行回数は一定荷重を作用させた供試体 RC25 と比して 0.395 と、大幅に低下しているにも関わらず、衝撃による影響により損傷が著しい。次に、下面の破壊状況を図－3.10(2), 2) に示す。供試体 RC25 と同様に、軸方向および軸直角方向に配置された鉄筋に沿って 2 方向ひび割れが発生しているが衝撃による影響により損傷



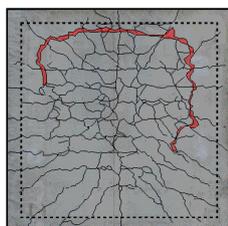
1) 上面



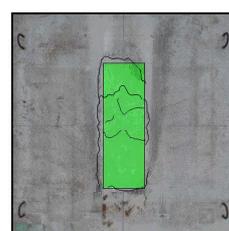
2) 下面  
(1) RC25



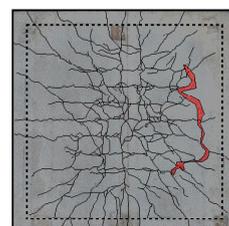
1) 上面



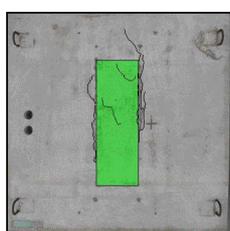
2) 下面  
(2) RC25-V20



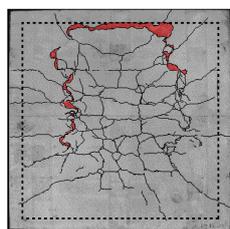
1) 上面



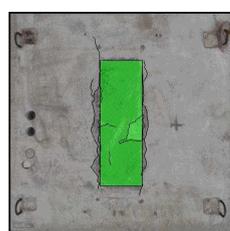
2) 下面  
(3) RC25-V30



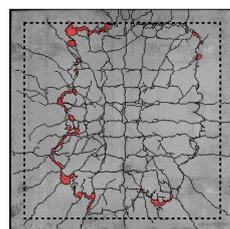
1) 上面



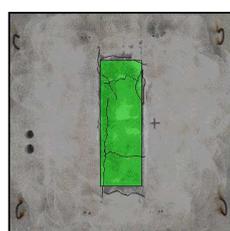
2) 下面  
(4) RC30



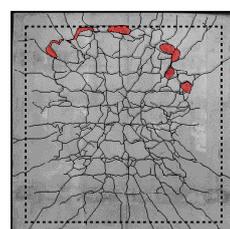
1) 上面



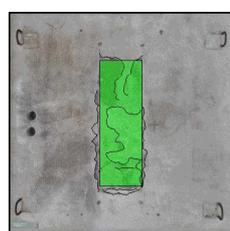
2) 下面  
(5) RC30-V20-1



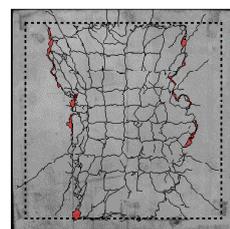
1) 上面



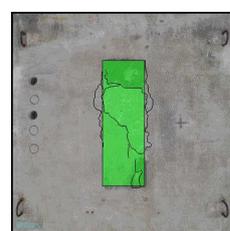
2) 下面  
(6) RC30-V20-2



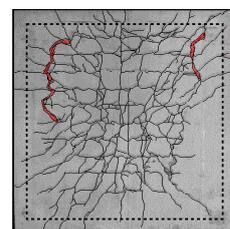
1) 上面



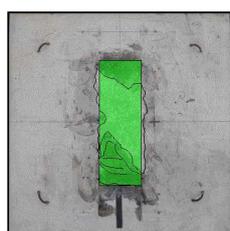
2) 下面  
(7) RC30-V30-1



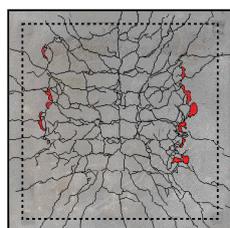
1) 上面



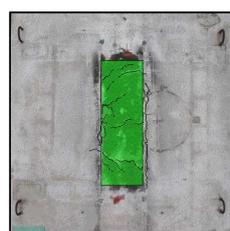
2) 下面  
(8) RC30-V30-2



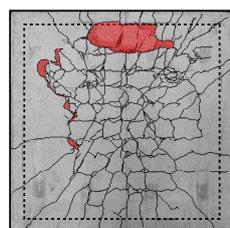
1) 上面



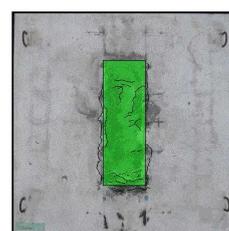
2) 下面  
(9) RC35



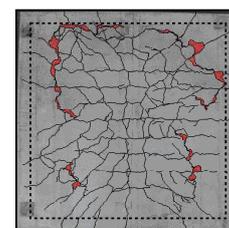
1) 上面



2) 下面  
(10) RC35-V20



1) 上面



2) 下面  
(11) RC35-V30

图- 3.10 破坏状况

範囲も広く、格子間隔も狭い。また、輪荷重走行 45 度下面において、ダウエル効果の影響が及ぶ範囲でのほく離も著しい。

供試体 RC25-V30 の上面および下面の破壊状況を図－ 3.10(3)に示す。上面の破壊状況は図－ 3.10(3), 1)に示すように、供試体 RC25-V20 と同様に、走行面の凹凸は著しく、ひび割れも見られるが、貫通ひび割れに起因するひび割れは見られない。

また下面の破壊状況を図－ 3.10(3), 2)に示す。供試体 RC35-V20 と同様に、軸方向および軸直角方向に配置された鉄筋に沿って 2 方向ひび割れが発生しており、衝撃による影響により損傷が著しい。また、輪荷重走行 45 度下面において、ダウエル効果の影響が及ぶ範囲でのほく離も発生している。破壊時の等価走行回数比は供試体 RC25 と比して 0.084 と、供試体 RC25-V20 よりもさらに低下しているが、衝撃による影響により損傷が著しく、格子間隔もさらに狭い。ひび割れ発生範囲は供試体 RC25-V20 と類似している。

## (2) 圧縮強度30N/mm<sup>2</sup>の供試体

供試体 RC30 の上面および下面の破壊状況を図－ 3.10(4)に示す。上面の破壊状況は図－ 3.10(4), 1)に示すように、走行面にひび割れが見られるものの、供試体 RC25 と同様に貫通ひび割れに起因するひび割れは見られず、摩耗も中央付近でわずかに見られる程度である。また、破壊モードは、輪荷重走行中に走行範囲折り返し付近で押抜きせん断破壊に至り、ひび割れも確認される。次に、下面の破壊状況は図－ 3.10(4), 2)に示すように、軸方向および軸直角方向に配置された鉄筋に沿って 2 方向ひび割れが発生している。また、輪荷重走行 45 度下面において、ダウエル効果の影響が及ぶ範囲ではほく離が見られる。

供試体 RC30-V20-1, -2 の上面および下面の破壊状況を図－ 3.10(5), (6)に示す。上面の破壊状況はそれぞれ図－ 3.10(5), 1)および(6), 1)に示すように、RC30 と比して走行面の凹凸は著しく、ひび割れも見られるが、貫通ひび割れに起因するひび割れは見られない。また、破壊モードは両供試体共に、輪荷重走行中に走行範囲折り返し付近で押抜きせん断破壊に至り、ひび割れも確認されている。次に、下面の破壊状況を図－ 3.10(5), 2)および(6), 2)に示す。供試体 RC30 と同様に、軸方向および軸直角方向に配置された鉄筋に沿って 2 方向ひび割れが発生している。破壊時の等価走行回数は供試体 RC30 と比して 0.429, 0.359 と、大幅に低下しているにも関わらず、衝撃による影響により損傷範囲も広く、格子間隔も狭い。また、輪荷重走行 45 度下面において、ダウエル効果の影響が及ぶ範囲でのほく離も著しい。

供試体 RC30-V30-1, -2 の上面および下面の破壊状況を図－ 3.10(7), (8)に示す。上面の破壊状況はそれぞれ図－ 3.10(7), 1)および(8), 1)に示すように、供試体 RC30-V20-1, -2 と比して、走行面の凹凸や摩耗はさらに著しく、ひび割れも見られるが、貫通ひび割れに起因するひび割れは見られない。次に、下面の破壊状況を図－ 3.10(7), 2)および(8), 2)に示す。供試体 RC30-V20-1, -2 と同様に、軸方向および軸直角方向に配置された鉄筋に沿って 2 方向ひび割れが発生しており、衝撃による影響により損傷が著しい。さらには、輪荷重走行 45 度下面において、ダウエル効果の影響が及ぶ範囲でのほく離も発生している。破壊時の等価走行回数比は供試体 RC30 と比して

0.129, 0.102 と、供試体 RC30-V20-1, -2 よりもさらに低下しており、衝撃の影響により損傷が著しく、格子間隔もさらに狭い。ひび割れ発生の範囲は供試体 RC25-V20 と類似している。

### (3) 圧縮強度 $35\text{N}/\text{mm}^2$ の供試体

供試体 RC35 の上面および下面の破壊状況を図－ 3.10(9)に示す。上面の破壊状況は図－ 3.10(9), 1)に示すように、走行面にひび割れが見られるものの、貫通ひび割れに起因するひび割れは見られない。また、供試体 RC25, RC30 と比較して圧縮強度が高いものの走行範囲の摩耗が著しい。これは、供試体 RC25, RC30 に対する等価走行回数比がそれぞれ 6.00 倍, 2.27 倍であり実験走行回数差が反映された結果であるといえる。次に、下面の破壊状況は図－ 3.10(9), 2)に示すように、軸方向および軸直角方向に配置された鉄筋に沿って 2 方向ひび割れが発生している。また、輪荷重走行 45 度下面において、ダウエル効果の影響が及ぶ範囲でははく離が見られる。また、破壊モードは、輪荷重走行中に床版中央付近で押抜きせん断破壊に至った。

供試体 RC35-V20 の上面および下面の破壊状況を図－ 3.10(10)に示す。上面の破壊状況は図－ 3.10(10), 1)に示すように、走行面の凹凸は著しく、ひび割れも見られるが、貫通ひび割れに起因するひび割れは見られない。また、破壊時の等価走行回数は一定荷重を作用させた供試体 RC35 と比して 0.275 と、大幅に低下している。しかしながら、衝撃による影響により損傷が著しく、軸方向および軸直角方向にひび割れの発生が確認される。次に、下面の破壊状況を図－ 3.10(10), 2)に示す。供試体 RC35 と同様に、軸方向および軸直角方向に配置された鉄筋に沿って 2 方向ひび割れが発生しているが衝撃による影響により損傷が著しい。また、輪荷重走行 45 度下面において、ダウエル効果の影響が及ぶ範囲でははく離も著しい。破壊モードは、輪荷重走行中に走行範囲の折り返し付近で押抜きせん断破壊に至った。

供試体 RC35-V30 の上面および下面の破壊状況を図－ 3.10(11)に示す。上面の破壊状況は図－ 3.10(11), 1)に示すように、供試体 RC35-V20 と同様に、走行面の凹凸は著しく、ひび割れも見られるが、貫通ひび割れに起因するひび割れは見られない。また、破壊時の等価走行回数は供試体 RC35 と比して 0.084 と、供試体 RC35-V20 よりもさらに低下しているが、衝撃による影響により損傷が著しく、軸方向および軸直角方向にひび割れの発生が確認される。次に、下面の破壊状況を図－ 3.10(11), 2)に示す。供試体 RC35-V20 と同様に、軸方向および軸直角方向に配置された鉄筋に沿って 2 方向ひび割れが発生しており、衝撃による影響により損傷が著しい。また、輪荷重走行 45 度下面において、ダウエル効果の影響が及ぶ範囲でははく離も著しい。また、破壊モードは、輪荷重走行中に走行範囲の折り返し付近で押抜きせん断破壊に至った。

以上より、全ての供試体で押抜きせん断破壊に至った。しかしながら、上面においては圧縮強度の差異に関わらず、貫通ひび割れに起因するひび割れは見られないものの、走行振動荷重を作用させた RC 床版では、衝撃の影響により走行面での凹凸が著しく、ひび割れも確認された。また、下面では、全ての供試体においてダウエル効果の影響が及ぶ範囲でははく離が確認されるものの、走行振動荷重を作用させた供試体については、走行回数が大幅に減少しているにも関わらず、早期に破壊に至り、ひび割れの間隔も狭

い。よって、伸縮継手付近の段差を 20mm 以下となるような、維持管理が必要である。

### 3.6 走行振動荷重による動的影響の評価

阿部らは<sup>3,15)</sup>RC 床版や RC はりに走行振動荷重を作用させた場合の実験衝撃係数の評価や荷重変動を関数とした実験衝撃係数の定式化している。しかしながら、走行一定荷重および走行振動荷重による輪荷重走行疲労実験における疲労を考慮した衝撃係数ではないことから本実験では、走行振動荷重  $\pm 20\%$ 、 $\pm 30\%$ の振動荷重で疲労実験を行い、衝撃係数を評価する。

#### 3.6.1 実験衝撃係数の算出方法<sup>3,24)</sup>

荷重変動における振幅は衝撃力として取り扱われることから、衝撃係数についても評価を行う。衝撃係数の検討については、応力や曲げモーメント応答を元に動的増幅率として評価を行う必要がある。しかしながら、RC 床版はひび割れの発生によりコンクリートや主鉄筋の引張ひずみが非線形的に増加することが多く、適切な評価が困難な場合がある。また、実橋梁を想定した場合、応力の測定に用いるひずみゲージを長期的に橋梁部材に設置することは困難である。そこで、変位計を用いたたわみ応答値による動的増幅率(以下、 $DAF$  とする)から衝撃係数を算出する。ここで、支間中央におけるたわみと走行時間および  $DAF$  の関係を図-3.11 に示す。

$DAF$  は最大動的たわみ値 ( $y_{d,max}$ ) と最大静的たわみ値 ( $y_{s,max}$ ) の差を最大静的たわみ値 ( $y_{s,max}$ ) で除したものとして定義され、式(3.2)として与えられる。また、道路橋における衝撃係数を  $DAF$  から算出する場合、式(3.3)として与えられる。本実験では、走行一定荷重を作用させた疲労実験による最大静的たわみ ( $y_{s,max}$ ) と荷重変動を作用させた疲労実験による最大動的たわみ ( $y_{d,max}$ ) の関係から実験衝撃係数  $I$  を式(3.3)より求める。

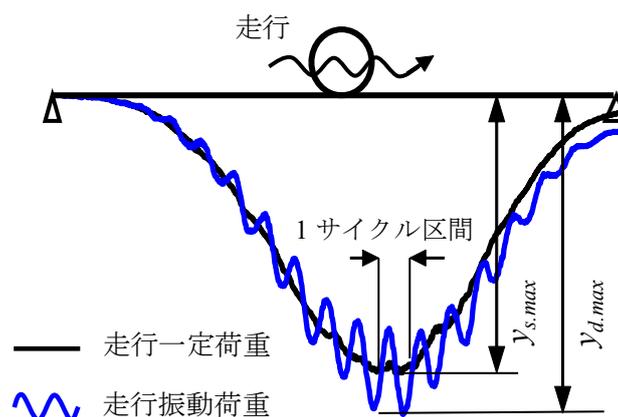


図-3.11 たわみ応答値による動的増幅率の概念図

$$DAF = 1 + \frac{y_{d.max} - y_{s.max}}{y_{s.max}} \quad (3.2)$$

$$I = DAF - 1 \quad (3.3)$$

ここで、 $DAF$ ：動的増幅率、 $y_{d.max}$ ：最大動的たわみ値、 $y_{s.max}$ ：最大静的たわみ値、 $I$ ：衝撃係数

### 3.6.2 走行回数による走行時刻とたわみ挙動の関係

衝撃係数の算定は、実験方法でのたわみの計測回数 1, 10, 100, 1000, 5000, 10,000 回（等価走行回数 66, 649, 6,486, 64,846, 324,277, 648,452 回）走行，それぞれから検証する。なお、RC25, RC30 の供試体については、実験走行回数 10,000 回においてもたわみの増加が著しいことから、衝撃係数を評価しないものとする。

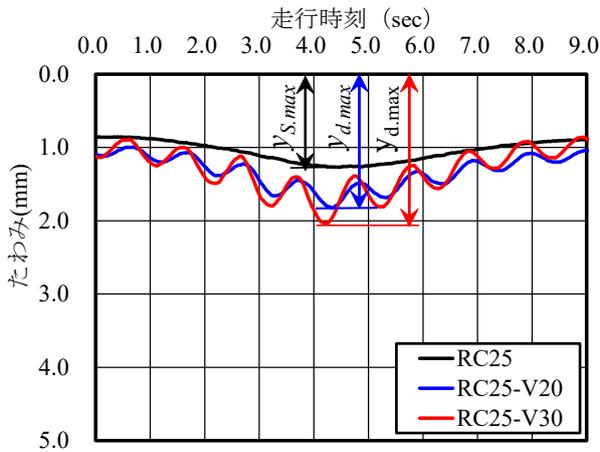
衝撃係数は、各実験走行回数ごとにたわみと走行時刻の関係から、一定荷重および荷重振幅  $\pm 20\%$ 、 $\pm 30\%$  で走行した場合の最大静的たわみ ( $y_{s.max}$ ) および最大動的たわみ ( $y_{d.max}$ ) から算出した。ここで、走行一定荷重および走行振動荷重における各走行回数ごとのたわみと走行時刻の関係を図－3.12～図－3.14 に示す。荷重振幅  $\pm 20\%$  を作用させた供試体は青線、荷重振幅  $\pm 30\%$  を作用させた供試体は赤線にて示した。また、同図より得た一定荷重による最大静的たわみ ( $y_{s.max}$ ) および走行振動荷重による最大動的たわみ ( $y_{d.max}$ ) の結果および実験走行回数ごとの衝撃係数を表－3.6～表－3.8 に示す。

#### (1) 圧縮強度 $25\text{N/mm}^2$ の供試体

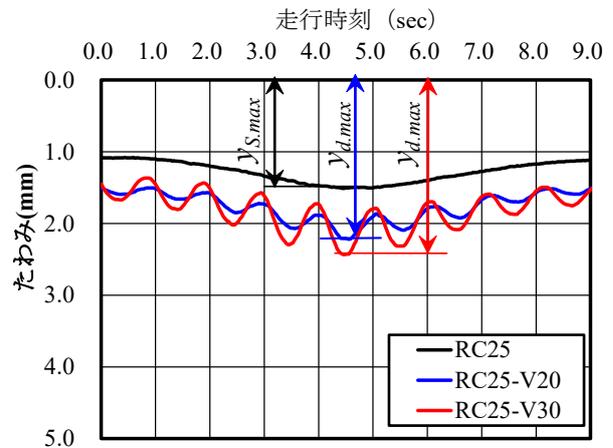
たわみと走行時刻の関係を図－3.12(1)～(6)、最大静的たわみ、最大動的たわみおよび衝撃係数の結果を表－3.7 に示す。なお、最大動的たわみは走行時刻 4.5sec 付近で評価する。

供試体 RC25 より得た、実験走行回数 1 回における最大静的たわみ ( $y_{s.max}$ ) は 1.270mm である。また、供試体 RC25-V20 より得た最大動的たわみ ( $y_{d.max}$ ) は 1.825mm であり、衝撃係数は 0.437 である。走行一定荷重 100kN に対して、荷重振幅が 20%作用することで、たわみは大きくなり、衝撃係数 0.400 を上回っている。その後、実験走行回数の増加に伴い、衝撃係数も増大し、実験走行回数 10,000 回における最大静的たわみ ( $y_{s.max}$ ) は 2.600mm、最大動的たわみ ( $y_{d.max}$ ) は 4.100mm、衝撃係数は 0.577 である。ひび割れの進展に伴い、剛性が低下し、残留たわみが増加することにより衝撃係数も大きくなっている。

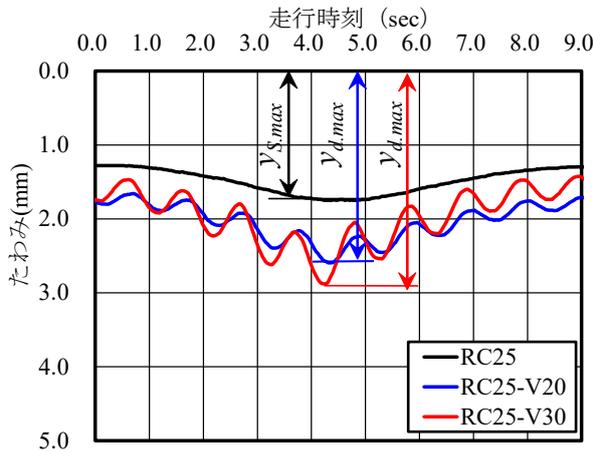
次に、実験走行回数 1 回における供試体 RC25-V30 より得た最大動的たわみ ( $y_{d.max}$ ) は 2.022mm であり、衝撃係数は 0.592 である。荷重振幅が 10%増加することにより、作用する上限荷重が増加するため、衝撃係数は供試体 RC25-V20 を上回っている。その後、実験走行回数の増加に伴い、衝撃係数も増大し、実験走行回数 10,000 回における最大動的たわみ ( $y_{d.max}$ ) は 4.520mm、衝撃係数は 0.738 である。なお、荷重振幅 30%を作用させた供試体 RC25-V30 は振動荷重の影響による累積損傷が著しくなり、たわみが増加が著しくなり衝撃係数の評価においては、除外した。



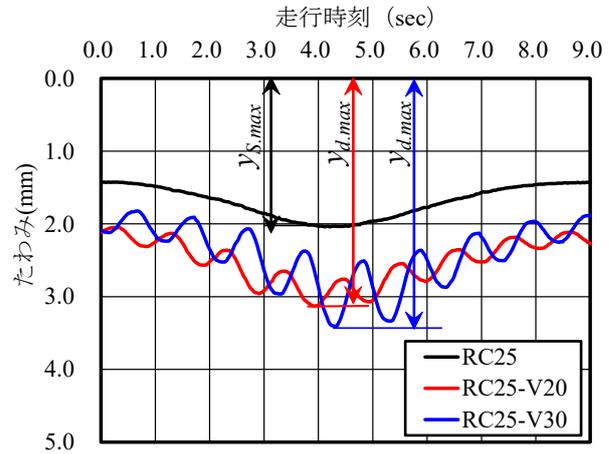
(1) 実験走行回数 1 回



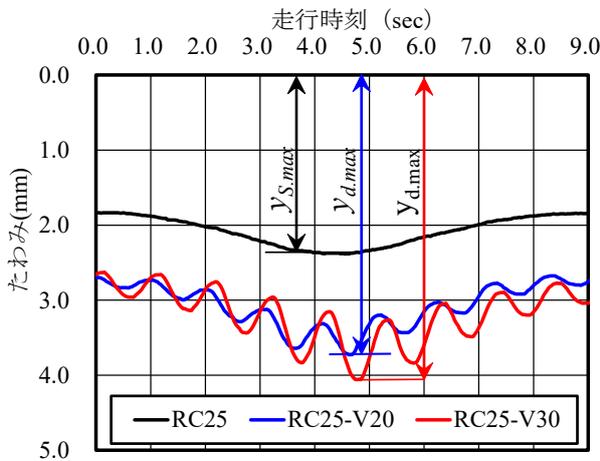
(2) 実験走行回数 10 回



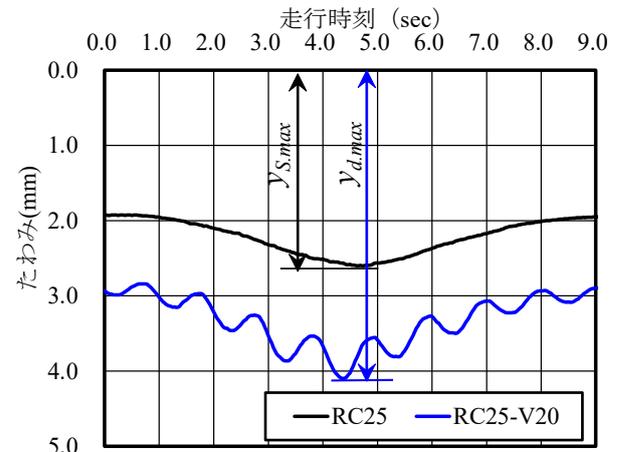
(3) 実験走行回数 100 回



(4) 実験走行回数 1,000 回



(5) 実験走行回数 5,000 回



(5) 実験走行回数 10,000 回

図-3.12 圧縮強度  $25\text{N/mm}^2$  の供試体に関するたわみと走行時間の関係

表一 3.6 圧縮強度 25N/mm<sup>2</sup> の供試体に関する衝撃係数

実験走行回数	等価走行回数	RC-25	RC25-V20		RC25-V30	
		$y_{s,max}$	$y_{d,max}$	衝撃係数	$y_{d,max}$	衝撃係数
1	66	1.270	1.825	0.437	2.022	0.592
10	649	1.500	2.215	0.477	2.436	0.624
100	6,486	1.750	2.630	0.503	2.876	0.643
1,000	64,846	2.030	3.150	0.552	3.408	0.679
5,000	324,277	2.380	3.727	0.566	4.058	0.705
10,000	648,452	2.600	4.100	0.577	—	—

### (2) 圧縮強度30N/mm<sup>2</sup>の供試体

たわみと走行時刻の関係を図一 3.13(1)～(6)、最大静的たわみ、最大動的たわみおよび衝撃係数の結果を表一 3.7 に示す。

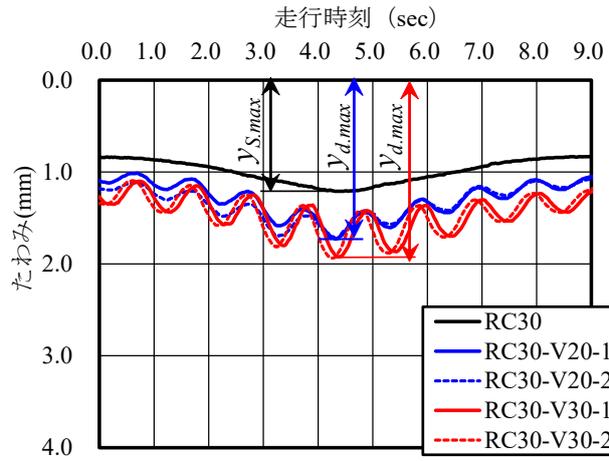
供試体 RC30 より得た、実験走行回数 1 回における最大静的たわみ( $y_{s,max}$ )は 1.210mm である。また、供試体 RC25-V20-1, -2 より得た最大動的たわみ( $y_{d,max}$ )はそれぞれ 1.725mm, 1.734mm であり、衝撃係数は 0.426, 0.433 である。走行一定荷重 100kN に対して、荷重振幅が 20%作用することで、たわみは大きくなり、衝撃係数 0.400 を上回っている。その後、実験走行回数の増加に伴い、衝撃係数も増大している。実験走行回数 10,000 回における供試体 RC30 より得た最大静的たわみ( $y_{s,max}$ )は 2.290mm であり、供試体 RC25-V20-1, -2 より得た最大動的たわみ( $y_{d,max}$ )はそれぞれ 3.582mm, 3.635mm 衝撃係数は 0.564, 0.587 である。ひび割れの進展に伴い、剛性が低下し、残留たわみが増加することにより衝撃係数も大きくなっている。

次に、実験走行回数 1 回における供試体 RC25-V30-1, -2 より得た最大動的たわみ( $y_{d,max}$ )はそれぞれ 1.924mm, 1.932mm であり、衝撃係数は 0.590, 0.596 である。荷重振幅が 10%増加することにより、作用する上限荷重が増加するため、衝撃係数は荷重振幅 20%を作用させた供試体を上回っている。その後、実験走行回数の増加に伴い、衝撃係数も増大している。実験走行回数 5,000 回における最大動的たわみ( $y_{d,max}$ )は 2.150mm であり、最大動的たわみ( $y_{d,max}$ )はそれぞれ 3.759mm, 3.778mm, 衝撃係数は 0.748, 0.757 である。同一の実験走行回数においても荷重振幅 30%を作用させた供試体のたわみは、振動荷重の影響による累積損傷が著しくなり、たわみが増加が著しくなり衝撃係数の評価においては、除外した。

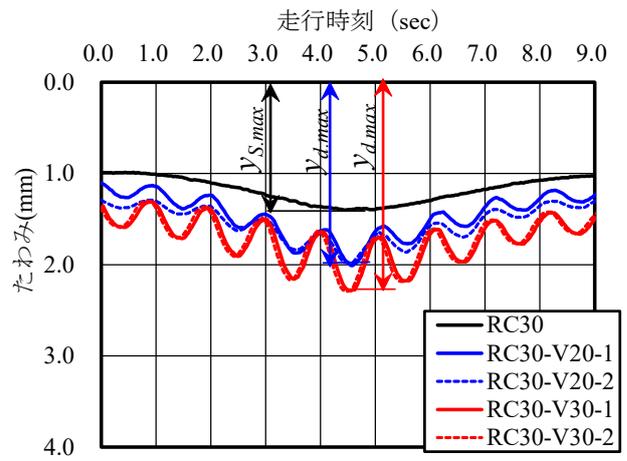
### (3) 圧縮強度35N/mm<sup>2</sup>の供試体

たわみと走行時刻の関係を図一 3.14(1)～(6)、最大静的たわみ、最大動的たわみおよび衝撃係数の結果を表一 3.8 に示す。

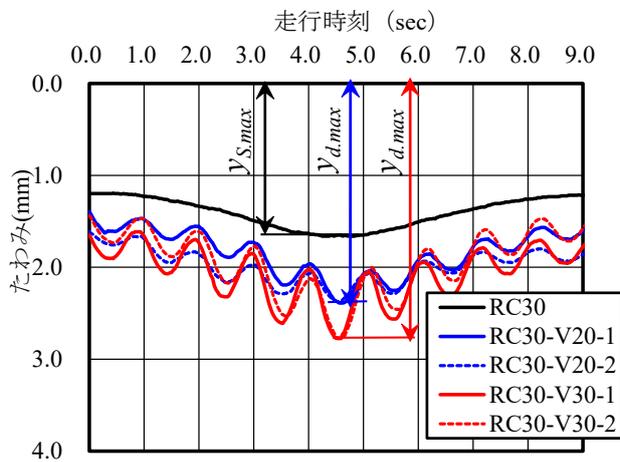
供試体 RC35 より得た、実験走行回数 1 回における最大静的たわみ( $y_{s,max}$ )は 1.106mm である。また、供試体 RC35-V20 より得た最大動的たわみ( $y_{d,max}$ )は 1.561mm であり、衝撃係数は 0.412 である。走行一定荷重 100kN に対して、荷重振幅が 20%作用することで、たわみは大きくなり、衝撃係数 0.400 を上回っている。その後、実験走行回数の



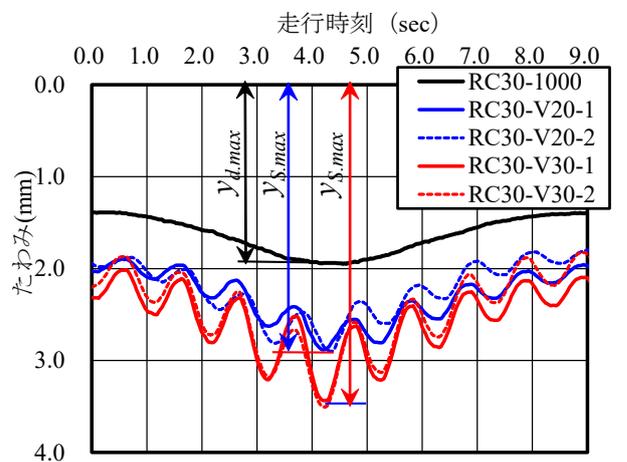
(1) 実験走行回数 1 回



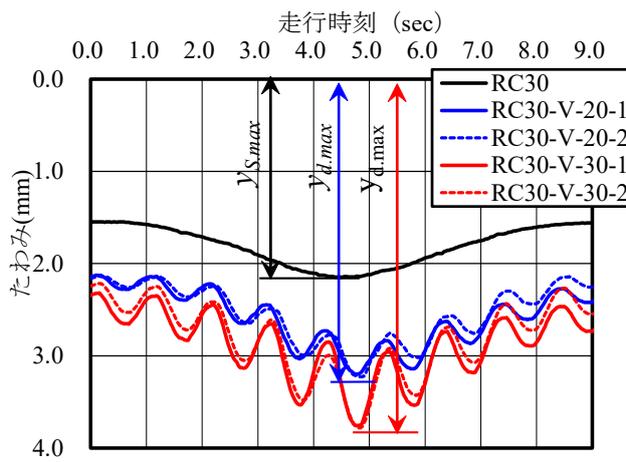
(2) 実験走行回数 10 回



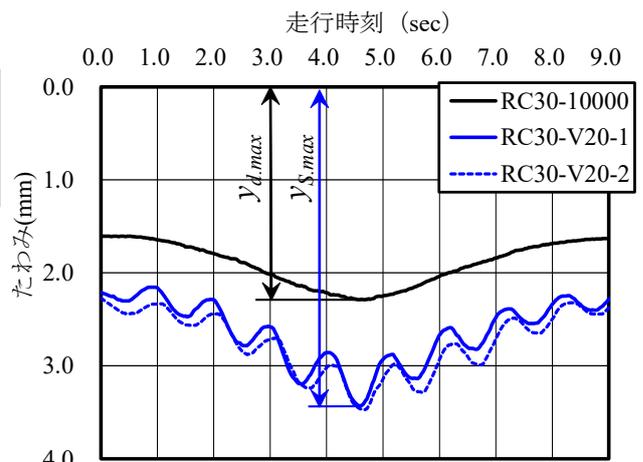
(3) 実験走行回数 100 回



(4) 実験走行回数 1,000 回



(5) 実験走行回数 5,000 回



(6) 実験走行回数 10,000 回

図－3.13 圧縮強度  $30\text{N/mm}^2$  の供試体に関するたわみと走行時間の関係

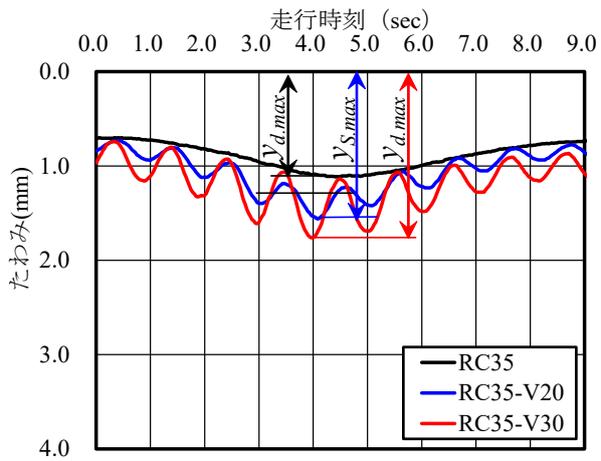
表－ 3.7 圧縮強度 30N/mm<sup>2</sup> の供試体に関する衝撃係数

実験走行回数	等価走行回数	RC-30	RC30-V20-1		RC30-V20-2		RC30-V30-1		RC30-V30-2	
		$y_{s,max}$	$y_{d,max}$	衝撃係数	$y_{d,max}$	衝撃係数	$y_{d,max}$	衝撃係数	$y_{d,max}$	衝撃係数
1	66	1.210	1.725	0.426	1.734	0.433	1.924	0.590	1.932	0.596
10	649	1.400	2.037	0.455	2.072	0.480	2.285	0.632	2.296	0.640
100	6,486	1.660	2.484	0.496	2.500	0.506	2.776	0.672	2.776	0.672
1,000	64,846	1.940	2.974	0.533	3.021	0.557	3.305	0.704	3.338	0.720
5,000	324,277	2.150	3.327	0.547	3.382	0.573	3.759	0.748	3.778	0.757
10,000	648,452	2.290	3.582	0.564	3.635	0.587	—	—	—	—

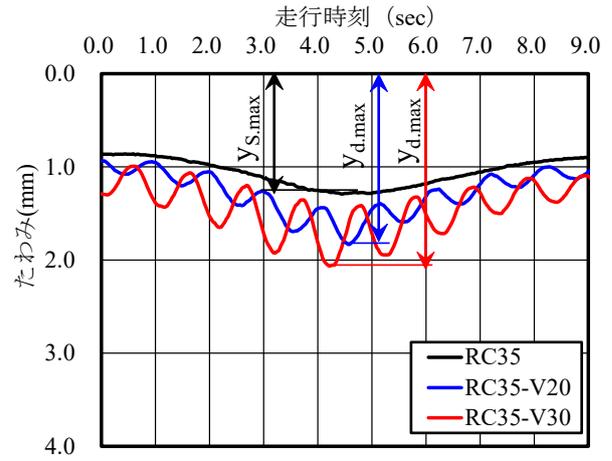
増加に伴い、衝撃係数も増大し、実験走行回数 10,000 回における最大静的たわみ ( $y_{s,max}$ ) は 1.910mm、最大動的たわみ ( $y_{d,max}$ ) は 2.957mm、衝撃係数は 0.548 である。ひび割れの進展に伴い、剛性が低下し、残留たわみが増加することにより衝撃係数も大きくなっている。

次に、実験走行回数 1 回における供試体 RC35-V30 より得た最大動的たわみ ( $y_{d,max}$ ) は 1.752mm であり、衝撃係数は 0.585 である。荷重振幅が 10%増加することにより、作用する上限荷重が増加するため、衝撃係数は供試体 RC35-V20 を上回っている。その後、実験走行回数の増加に伴い、衝撃係数も増大し、実験走行回数 10,000 回における最大動的たわみ ( $y_{d,max}$ ) は 3.361mm、衝撃係数は 0.760 である。同一の実験走行回数においても供試体 RC25-V30 のたわみは、供試体 RC35-V20 のたわみを常に上回っていることから、衝撃係数についても常時上回る結果となった。しかしながら、圧縮強度 25N/mm<sup>2</sup>、30N/mm<sup>2</sup> である供試体の衝撃係数を全体的に下回っている。これは、両タイプの供試体と比して、圧縮強度が高く、圧縮強度差が反映された結果である。

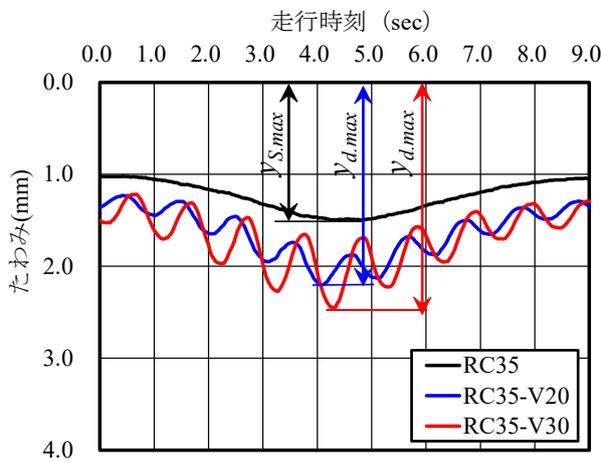
以上より、走行一定荷重に対して伸縮継手の段差量 20mm を想定した走行振動荷重が作用することにより、初期段階において、衝撃係数 0.400 を上回っている。また、荷重重振幅が 20%から 30%に増大することにより、衝撃係数も大幅に増大する結果となった。よって、伸縮継手の段差が RC 床版に与える衝撃力は大きく、維持管理の観点から伸縮継手の段差については一定荷重による走行が可能となるように対策を講じる必要がある。



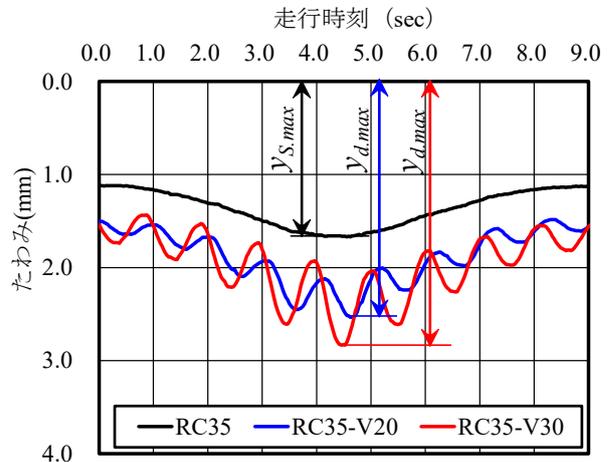
(1) 実験走行回数 1 回



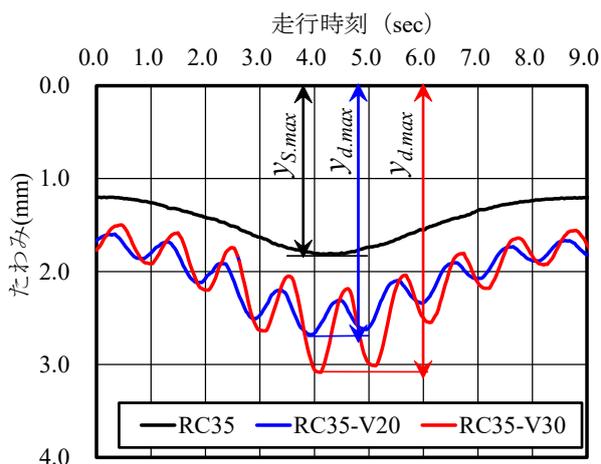
(2) 実験走行回数 10 回



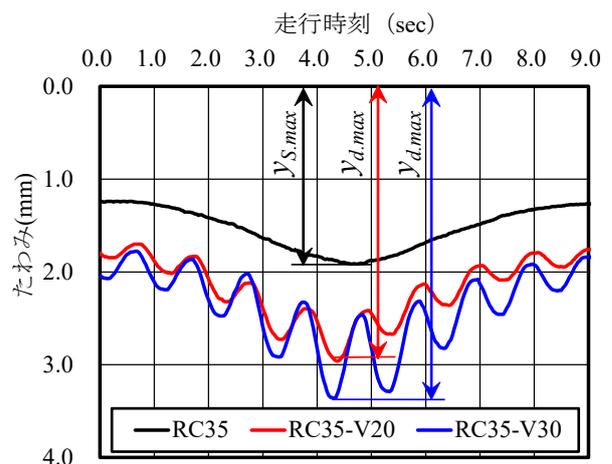
(3) 実験走行回数 100 回



(4) 実験走行回数 1,000 回



(5) 実験走行回数 5,000 回



(6) 実験走行回数 10,000 回

図-3.14 圧縮強度  $35\text{N/mm}^2$  の供試体に関するたわみと走行時間の関係

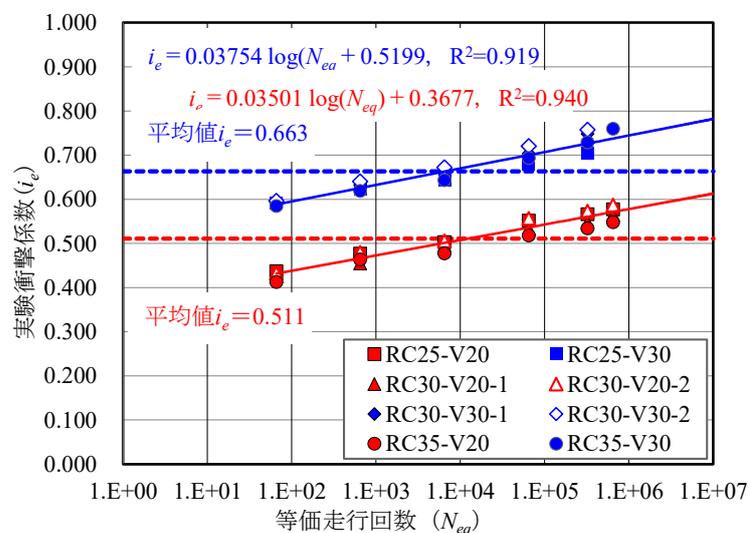
表－ 3.8 圧縮強度 35N/mm<sup>2</sup> の供試体に関する衝撃係数

実験走行回数	等価走行回数	RC-35	RC35-V20		RC35-V30	
		$y_{s,max}$	$y_{d,max}$	衝撃係数	$y_{d,max}$	衝撃係数
1	66	1.106	1.561	0.412	1.752	0.585
10	649	1.276	1.868	0.464	2.065	0.619
100	6,486	1.490	2.202	0.478	2.449	0.643
1,000	64,846	1.670	2.535	0.518	2.828	0.694
5,000	324,277	1.810	2.778	0.535	3.129	0.729
10,000	648,452	1.910	2.957	0.548	3.361	0.760

### 3.6.3 等価走行回数と実験衝撃係数の関係

本実験より得られた、表－ 3.6 ～ 3.8 に示す実験衝撃係数と等価走行回数の関係を図－ 3.15 に示す。図－ 3.15 には振動荷重 20%の場合を赤線，振動荷重 30%の場合を青線で示した。

荷重振幅を ±20%とした走行振動荷重を作用させた供試体は，実験走行回数 1 回（等価走行回数 66 回）での衝撃係数は 0.430 程度であるが，走行回数の増加に伴い衝撃係数も増加している。走行回数 10,000 回（等価走行回数 648,452 回）では，0.550 程度と走行回数の増加に伴って，衝撃係数も増加ししている。また，荷重振幅を ±30%で走行振動荷重を作用させた供試体は，実験走行回数 1 回（等価走行回数 66 回）での衝撃係数は 0.590 程度であるが，走行回数の増加に伴い衝撃係数も増加している。走行回数 10,000 回（等価走行回数 648,000 回）では，0.750 を上回っており走行回数の増加に伴って，衝撃係数も増加ししている。ここで，走行回数 N における荷重振幅 ±20%および ±30%のそれぞれの衝撃係数の増加傾向を求める式として，それぞれ式(3.4)，式(3.5)を提案する。なお，相関関係はそれぞれ  $R^2=0.940$ ， $0.919$  である。



図－ 3.15 実験衝撃係数と等価走行回数の関係

振動荷重  $\pm 20\%$  :

$$i_e = 0.03501 \log(N_{eq}) + 0.3677 \quad (3.4)$$

振動荷重  $\pm 30\%$  :

$$i_e = 0.03754 \log(N_{eq}) + 0.5199 \quad (3.5)$$

ここで、 $i_e$  : 実験衝撃係数,  $N$  : 走行回数

次に、荷重振幅を  $\pm 20\%$  の衝撃係数と等価走行回数 648,452 回の衝撃係数の平均値は 0.511, 振動荷重  $\pm 30\%$  の場合は 0.633 である。

以上より本実験で得られた実験衝撃係数は道示に規定する衝撃係数  $i$  を上回る結果が得られたことから、RC 床版端部の設計においては、これらの影響を考慮した設計法が必要になると考えられる。

一方、国土交通省の橋梁点検要領<sup>3,25)</sup>では路面の凹凸の点検においては第2章で示したように、段差量 20mm 以下の場合は損傷度  $c$ , 20mm 以上となった場合は損傷度  $e$ , すなわち健全性の判定区分はIV「緊急措置段階：構造物の機能に支障が生じている。又は、生じる可能性が著しく高く、緊急に措置を講ずるべき状態」と評価されているが、床版の耐疲労性の観点からも妥当と考えられる。そのため、予防保全型維持管理計画においては、床版の耐疲労性を確保するために段差量を 20mm 以下となるように常に修繕をするなどの維持管理を適切に行う必要があると考えられる。

### 3.7 まとめ

第3章では、道路橋 RC 床版の疲労損傷の原因の1つとして、路面の凹凸や伸縮装置の段差を大型車両が通過した際に発生する荷重変動が RC 床版の耐疲労性に与える影響について、輪荷重走行疲労試験により検証を行った。走行疲労試験では、コンクリートの圧縮強度が異なる RC 床版に走行一定荷重および走行振動荷重を作用させ、得られた諸データから定量的な評価を行った。また、荷重変動における振幅を衝撃力として、たわみ応答値による動的増幅率から衝撃係数を算出して評価することで、RC 床版の疲労損傷の進行と衝撃係数の増加に関する関係性を検証した。

- (1) 道示に規定する RC 実橋 RC 床版の 3/5 モデル供試体を用いて走行一定荷重および大型車両が伸縮継手の段差を通過した際の荷重変動を想定した荷重振幅  $\pm 20\%$ , 荷重振幅  $\pm 30\%$  走行振動荷重を作用させた場合、基準となる走行一定荷重を作用させた供試体と比較して等価走行回数が約 69%, 90%低下した。よって、走行振動荷重が RC 床版の耐疲労性の低下に与える影響は大きい。
- (2) たわみと等価走行回数の関係より走行振動荷重が作用することで、衝撃の影響により初期たわみの段階においてたわみが大きい。その後の繰り返し走行に伴ってたわみは緩やかに増加するが、維持管理の目安である支間  $L$  の  $1/400$ , すなわち、たわみ 3.5mm 付近から急増が見られた。また、たわみ 3.5mm 付近から剛性の低

下が著しく、破壊時の等価走行回数比を下回る結果となった。よって、大型車両の荷重変動を最小限にするために、伸縮継手の段差量を適切に管理する必要がある。

- (3) 破壊状況より、全ての供試体で押抜きせん断破壊に至り、上面においては圧縮強度の差異に関わらず、貫通ひび割れに起因するひび割れは見られない。また、下面においてはダウエル効果の影響が及ぶ範囲ではく離が確認された。しかしながら、走行振動荷重を作用させた RC 床版では、衝撃の影響により走行面での凹凸が著しく、ひび割れも確認された。さらには、下面のひび割れ状況についても、走行回数が大幅に減少しているにも関わらず、早期に破壊に至り、ひび割れの間隔も狭い。
- (4) 最大静的たわみおよび最大動的たわみから算出した衝撃係数は、走行一定荷重に対して伸縮継手の段差量 20mm を想定した走行振動荷重が作用することにより、初期段階において、衝撃係数 0.400 を上回っている。また、荷重振幅が 20%から 30%に増大することにより、衝撃係数も大幅に増大する結果となった。よって、伸縮継手の段差が RC 床版に与える衝撃力は大きく、維持管理の観点から伸縮継手の段差については一定荷重による走行が可能となるように対策を講じる必要がある。
- (5) 等価走行回数と衝撃係数の関係より、疲労損傷の進行に伴い、衝撃係数は増大する傾向が確認された。したがって、実橋への取り組みとして、本研究から得られた走行振動荷重作用した場合の衝撃係数を道示に規定する活荷重曲げモーメントに適用することで曲げ剛性が向上に伴い、活荷重たわみが減少し、長寿命化が図れると考えられる。また、予防保全型維持管理計画においては、床版の疲労耐久性確保するために段差量を 20mm 以下に修繕するなどの維持管理を適切に行う必要があるといえる。

### 第3章 参考文献

- 3.1) 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, 第 348 号, V-1, pp.133-141, 1984.
- 3.2) 建設省土木研究所構造研究室: 橋の衝撃荷重に関する試験調査報告書(II-1987), 土木研究所資料, No.2508, 1987
- 3.3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I, II, III, 2002
- 3.4) 横山功一, 井上純三, 永原隆: 路面段差部に作用する自動車衝撃荷重の特性, 構造工学論文集 Vol.A, pp.757-764, 1989.
- 3.5) 日本道路公団伸縮装置改良委員会: 伸縮装置調査研究 (その 4) 報告書, 1974
- 3.6) 阿部忠: 走行荷重を受ける RC はり・床版の耐力および動的影響に関する実験研究, 日本大学学位論文, pp.10-13, 2004
- 3.7) 前田幸雄, 松井繁之: 輪荷重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論文集, pp221-224, 1984
- 3.8) 谷口義則, 堀川都志雄: 輪荷重の設置圧分布による影響について, 第三回道路橋床版シンポジウム講演集, pp139-144, 2003
- 3.9) 松井繁之: 橋梁の寿命予測, 安全工学, Vol.30, No.6, pp.432-440, 1991
- 3.10) 中谷晶一, 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実験, 国総研資料, 第 28 号, 2002.
- 3.11) 関口幹夫: RC 床版の輪荷重走行疲労実験, 平成 14 年東京都土木研究所年報, pp.89-100, 2002
- 3.12) 日本道路公団試験研究所: 移動載荷試験機, 日本道路公団資料, 1996
- 3.13) 三田村浩, 佐藤京, 本田幸一, 松井繁之: 道路橋 RC 床版上面の凍害劣化と疲労寿命への影響, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.1420-1431, 2009
- 3.14) 阿部忠, 木田哲量, 澤野利章, 水口和彦, 近藤崇: 走行振動試験装置の性能検証に関わる RC はりの走行実験研究, 日本大学生産工学部研究報告, 第 34 巻, 第 2 号, pp1-10, 2002
- 3.15) 阿部忠, 木田哲量, 星埜正明, 加藤清志, 徐銘謙: 走行振動荷重を受ける RC はり・床版の耐力および動的影響に関する実験研究, 土木学会論文集 A1, No.808/I-74, pp.33-45, 2006
- 3.16) 建設省土木研究所構造研究所: 橋梁の設計動荷重に関する試験調査報告書(VIII-1985), 土木研究所資料, No.2258, 1985
- 3.17) 阿部忠, 木田哲量, 澤野利章, 星埜正明, 加藤清志: 動的影響を考慮した鋼道路橋床版の設計曲げモーメント, 構造工学論文集 Vol.48A, pp249-256, 2002
- 3.18) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I, II, 1994
- 3.19) 松井繁之: 道路橋床版 設計・施工と維持管理, 森北出版, 2007
- 3.20) 川井豊, 阿部忠, 木田哲量, 高野真希子: 道路橋 RC 床版の S-N 曲線に関する一考察, 第七回道路橋シンポジウム論文報告集, pp.263-268, 2016
- 3.21) 阿部忠, 木田哲量, 高野真希子, 川井豊: 道路橋 RC 床版の押抜きせん断耐荷力および耐疲労性の評価, 土木学会論文集 A1, Vol.67, No.1, pp.39-54, 2011
- 3.22) 阿部忠, 木田哲量, 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，pp.1305-1315，2011.3
- 3.23) 阿部忠，高野真希子，木田哲量，児玉孝善：SFRC 上面増厚補強 RC 床版の耐疲労性の評価および維持管理，セメント・コンクリート論文集，Vol.65，pp.485-492，2011
- 3.24) 橋梁振動調査会：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，1993
- 3.25) 国土交通省道路局：橋梁定期点検要領，2019

## 第4章 走行振動荷重が作用するRC床版の寿命推定に用いるS-N曲線式の提案

### 4.1 はじめに

高度経済成長期に建設された道路橋 RC 床版の主な損傷は、大型車両の交通量の増大に伴う疲労損傷である。また、海岸線に建設された橋梁の RC 床版は飛来塩分に伴う塩害によって鉄筋が腐食や、積雪寒冷地域では融雪剤散布による塩害と凍害の複合劣化による損傷などが発生している。さらに、交通量の多い都心部では走行車両の交通量の増大に伴う疲労損傷が生じている。とくに、伸縮継手の段差によって発生する荷重変動の影響によって伸縮装置付近のひび割れ損傷や抜け落ちなどの事例もある。

一方、伸縮継手の段差が及ぼす荷重変動や衝撃については第3章で述べたように、土木研究所<sup>4.1)</sup>では、段差量 20mm をタンデム式のダンプトラックが通過した時の荷重変動を測定している。これによると、軸重量に対して約 2.7 倍の荷重が作用している。また、床版の衝撃係数についても段差量を変化させた場合に路面に作用する一連の調査を行っている<sup>4.2)~4.4)</sup>。これによると、段差部だけではなく段差部通過後の路面にもかなりの荷重変動が作用することを明らかにしている。また、日本道路公団(現, NEXCO)<sup>4.5)</sup>では、RC 床版の衝撃係数を実測しており、段差量が約 20mm 以上になると衝撃係数  $i=0.4$  を上回る結果が報告されている。第3章では RC 床版に走行振動荷重  $\pm 20\%$ 、 $\pm 30\%$  の荷重で輪荷重走行疲労実験を行った結果、振動荷重  $\pm 20\%$ 、 $\pm 30\%$  の場合の等価走行回数はそれぞれ 70%、90% が低下し、実験より得られた衝撃係数の平均値もそれぞれ 0.507、0.667 と、道路橋示方書・同解説(以下、道示とする)に規定されている衝撃係数を上回る結果が得られた。

以上のように、伸縮継手の段差部を大型車両が通過する時に発生する荷重変動、すなわち走行振動荷重が RC 床版の損傷原因となることから走行振動荷重が作用した場合の S-N 曲線式について検証を行う必要がある。また、実橋では車両が常時、振動しながら走行しているものの、振動荷重で連続走行する実験装置は阿部ら<sup>4.6)</sup>が開発した走行振動疲労試験装置のみであることから走行振動荷重が RC 床版に及ぼす影響についての実験研究はあまり行われていないのが現状である。

そこで第4章では、第3章で用いた RC 床版試験体の走行一定荷重による輪荷重走行疲労実験および一定荷重に対して  $\pm 20\%$  (基準 100kN の場合、上限荷重 120kN、下限荷重 80kN) の振動荷重および  $\pm 30\%$  (基準 100kN の場合、上限荷重 130kN、下限荷重 70kN) の振動荷重を正弦波形により重畳させた輪荷重走行疲労実験を行い、一定荷重による輪荷重走行疲労実験における等価走行回数を基準に振動荷重が重畳した場合の耐疲労性を評価する。また、松井ら<sup>4.7)~4.9)</sup> や阿部ら<sup>4.10)</sup> が提案する RC 床版の S-N 曲線式との整合性について検証するとともに、本供試体の押抜きせん断耐荷力を評価し、走行振動荷重が及ぼす RC 床版の S-N 曲線式を提案する。

### 4.2 RC床版のS-N曲線式

#### 4.2.1 輪荷重走行疲労実験におけるRC床版のS-N曲線式

RC 床版の耐疲労性の評価として松井ら<sup>4.7)~4.9)</sup> や土木研究所<sup>4.11)</sup>では輪荷重走行疲労

実験を実施し、S-N 曲線式を提案している。これらの S-N 曲線式の縦軸  $S$  には、いずれも基準荷重  $P$  を松井らが提案する押抜きせん断耐力  $P_{sx}$  で除した無次元荷重  $S$  値が用いられている。松井ら<sup>4.7), 4.8)</sup>の実験供試体には、1964 年改訂の鋼道路橋設計示方書<sup>4.12)</sup>以前の基準に準拠した供試体を用いられており、配力鉄筋量が少なく、はり状化が生じ易い床版である。土木研究所<sup>4.11)</sup>の研究では、1973 年度改訂の道示<sup>4.13)</sup>に準拠した供試体 1 体および 1996 年改訂の道示に準拠した供試体 8 体を用いての実験結果であり、 $S$  値も  $P/P_{sx}$  で整理され、押抜きせん断耐力  $P_{sx}$  には松井式が適用されている。

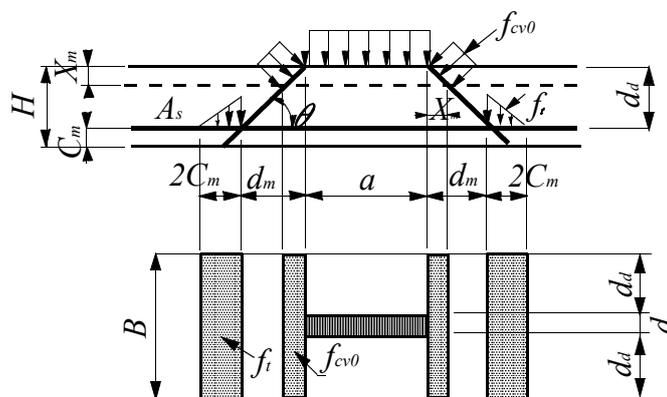
阿部ら<sup>4.10)</sup>は、配力鉄筋量が多い 1994 年以降の道示<sup>4.12)</sup>に準拠した供試体を用いた実験より得られた S-N 曲線式および疲労破壊モデルに基づいた、破壊荷重付近の押抜きせん断耐力式  $P_{s,max}$  を提案(以下、文献 4.10 とする)している。文献 4.10 が提案する破壊荷重付近の押抜きせん断耐力式は異形鉄筋が使用された 1980 年以降の道示で設計された RC 床版の寿命予測として提案している。

なお、この他にも多くの研究者から RC 床版の S-N 曲線式が提案されているものの、寿命推定を行うための押抜きせん断耐力  $P_{sx}$  が不明確であることや輪荷重走行疲労実験から評価されていない式もある。よって、本章では松井式、土木研究所、阿部らの提案式より寿命推定を行う。

#### 4.2.2 松井らや土木研究所および阿部が提案するS-N曲線式

##### (1) 松井らが提案するS-N曲線式・押抜きせん断耐力

RC 床版の S-N 曲線式として松井ら<sup>4.7)~4.9)</sup>は輪荷重走行疲労実験を行い、S-N 曲線式(4.1) (以下、文献 4.9 とする)を提案している。また、文献 4.9 では、輪荷重走行の繰り返しにより RC 床版が貫通ひび割れを発生し、はり状化することを踏まえ、はり状化した場合の押抜きせん断力学モデル(図一 4.1)および耐力  $P_{sx}$  の算定式(4.2)を提案し、輪荷重走行疲労実験における最大作用荷重  $P$  をはり状化した押抜きせん断耐力  $P_{sx}$  で除して無次元化した  $S=P/P_{sx}$  を縦軸とし、横軸に走行回数  $N$  としている。



図一 4.1 はり幅  $B$  を考慮した押抜きせん断力学モデル

$$\log(P/P_{sx}) = -0.07835 \log N + \log 1.52 \quad (4.1)$$

ここで、 $P$ ：基準荷重、 $P_{sx}$ ：はり幅  $B$  の押抜きせん断耐荷力 (kN)、 $N$ ：繰り返し回数 (回)

S-N 曲線式に適用するはり幅  $B$  を考慮した押抜きせん断力学モデル (図-4.1) および耐荷力は式(4.2)として与えられる。

$$P_{sx} = 2B(f_{cv0} \cdot X_m + f_t \cdot C_m) \quad (4.2)$$

ただし、

$$B = b + 2d_d$$

$$f_{cv0} = 0.252f_c - 0.00251f_c^2$$

$$f_t = 0.269f_c^{2/3}$$

ここで、 $P_{sx}$ ：はり幅  $B$  を考慮した押抜きせん断耐荷力 (kN)、 $b$ ：載荷板の配力筋方向の辺長 (cm)、 $X_m$ ：主鉄筋の中立軸の位置 (mm)、 $d_d$ ：引張側配力筋の有効高さ (mm)、 $C_m$ ：引張主鉄筋のかぶり (mm)、 $f_t$ ：コンクリートの引張強度 ( $\text{N/mm}^2$ )<sup>4.15</sup>、 $f_{cv0}$ ：コンクリートのせん断強度 ( $\text{N/mm}^2$ )<sup>4.16</sup>、 $f_c$ ：コンクリートの圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

中立軸の位置

$$X_m = -\frac{n(A_s + A'_s)}{b} + \sqrt{\left[\frac{n(A_s + A'_s)}{b}\right]^2 + \frac{2n}{b}(dA_s + d'A'_s)} \quad (4.3)$$

ここで、 $A_s$ 、 $A'_s$ ：引張側、圧縮側の鉄筋量 ( $\text{mm}^2$ )、 $d$ ：主鉄筋の有効高さ (mm)、 $d'$ ：圧縮鉄筋の有効高さ (mm)、 $b$ ：有効幅 (= 1,000mm)、 $n$ ：鉄筋とコンクリートのヤング係数比 (= 15)

## (2) 土木研究所が提案するS-N曲線式

土木研究所<sup>4.11)</sup>では、1973年、1996年改訂の道示に準拠して製作した RC 床版供試体を用いて輪荷重走行疲労実験を行い、S-N 曲線式(4.4)を提案している押抜きせん断耐荷力  $P_{sx}$  には、松井らが提案する押抜きせん断耐荷力式(4.2)が用いられている。

$$\log(P/P_{sx}) = -0.0545 \log N + \log 0.956 \quad (4.4)$$

ここで、 $P$ ：基準荷重、 $P_{sx}$ ：はり幅  $B$  の押抜きせん断耐荷力(4.2) (kN)、 $N$ ：繰り返し回数 (回)

## (3) 阿部らが提案するS-N曲線式

阿部ら<sup>4.10)</sup>は 1994年改訂道示に準拠して設計した RC 床版の 1/2、3/5 縮尺モデルと



$C_d$  : ダウエル効果の影響を示す寸法効果(mm),  $c_x$  : 主鉄筋かぶり(mm),  $D_x$  : 主鉄筋の直径,  $c_y$  : 配力筋かぶり,  $D_y$  : 配力筋の直径(mm),  $d_a$  : 主鉄筋の有効高さ( $d_x$ )と配力筋方向の有効高さ( $d_y$ )の平均(mm),  $H$  : 床版全厚(mm),  $f_{cv0}$  : コンクリートのせん断強度(N/mm<sup>2</sup>)<sup>4.17</sup>,  $f_t$  : コンクリートの引張強度(N/mm<sup>2</sup>)<sup>4.16</sup>,  $f_c$  : コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

## 2) 等価応力ブロック<sup>4.18</sup> : a

斜めひび割れ破壊に伴う等価応力ブロック<sup>4.18</sup>の範囲は主鉄筋および配力筋方向それぞれ算出し, その等価応力ブロックの平均の範囲にせん断強度の影響による押抜きせん断耐荷力を算定する。ここで, 等価応力ブロックの概念図を図-4.3, 等価応力ブロックの算定式を式(4.7)に示す。

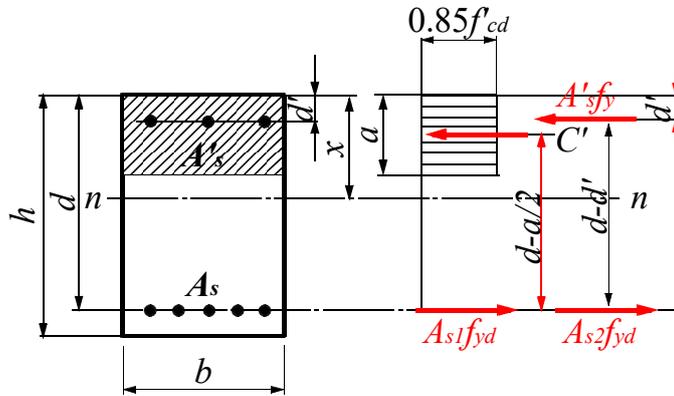


図-4.3 破壊荷重付近の等価応力ブロック

$$a = (a_x + a_y) / 2 \quad (4.7)$$

ここで,  $a$  : 等価応力ブロック(mm),  $a_x$  : 主鉄筋方向の等価応力ブロック(mm),  $a_y$  : 配力筋方向の等価応力ブロック(mm)

主鉄筋方向 :  $a_x$

$$\frac{a_x}{d_x} = \frac{m}{2} \left[ \left( p_x - p'_x \frac{\varepsilon'_{cu} \cdot E_s}{f_y} \right) + \sqrt{\left( p_x - p'_x \frac{\varepsilon'_{cu} \cdot E_s}{f_y} \right)^2 + p'_x \frac{4\beta}{m} \cdot \frac{\varepsilon'_{cu} \cdot E_s}{f_y} \cdot \frac{d'}{d_x}} \right] \quad (4.8)$$

ただし,  $m = f_y / 0.85f_c$

$$p_x = A_{sx} / (b_x \cdot d_x)$$

$$p'_x = A'_{sx} / (b \cdot d)$$

$$\beta = 0.8$$

配力鉄筋方向： $a_Y$

$$\frac{a_Y}{d_Y} = \frac{m}{2} \left[ \left( p_Y - p'_Y \frac{\varepsilon'_{cu} \cdot E_s}{f_y} \right) + \sqrt{\left( p_Y - p'_Y \frac{\varepsilon'_{cu} \cdot E_s}{f_y} \right)^2 + p'_Y \frac{4\beta}{m} \cdot \frac{\varepsilon'_{cu} \cdot E_s}{f_y} \cdot \frac{d'}{d_Y}} \right] \quad (4.9)$$

ただし， $m = f_y / 0.85f_c$

$$p_Y = A_{sY} / (b \cdot d_Y)$$

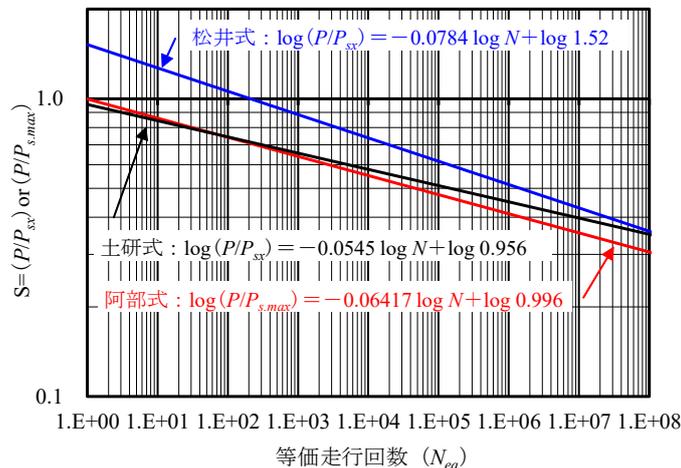
$$p'_Y = A'_{sY} / (b \cdot d_Y)$$

$$\beta = 0.8$$

ここで， $a_X$ ， $a_Y$ ：主鉄筋および配力鉄筋方向の等価応力ブロックの大きさ (mm)， $f_c$ ：コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)， $f_y$ ：鉄筋の引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)， $f'_y$ ：圧縮鉄筋の引張強度 (N/mm<sup>2</sup>)， $A_{sX}$ ， $A'_{sX}$ ：引張側，圧縮側の鉄筋量 (mm<sup>2</sup>)， $d_X$ ， $d_Y$ ：有効高さ (mm)， $d'_X$ ， $d'_Y$ ：圧縮縁から圧縮鉄筋の図心までの距離 (mm)， $b$ ：部材幅 (mm)， $E_s$ ， $E'_s$ ：鉄筋のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)， $\varepsilon'_{cu}$ ：コンクリートの終局ひずみ (=0.0035)

#### 4.2.3 RC床版のS-N曲線式

松井らおよび土木研究所が提案する RC 床版の S-N 曲線式を図－4.4 に示す。松井らが提案する S-N 曲線式の傾きの絶対値の逆数は  $m = 12.76$ ，土木研究所の S-N 曲線式の傾きの絶対値の逆数は  $m = 18.35$  である。一方，阿部らが提案する RC 床版の S-N 曲線式の絶対値の逆数は  $m = 15.58$  である。これらも図－4.4 に併記した。



図－4.4 RC床版のS-N曲線式

#### 4.3 耐疲労性の評価に用いるRC床版の使用材料および寸法

振動荷重が及ぼす RC 床版の耐疲労性の評価に用いる供試体の使用材料および寸法は第3章「走行振動荷重が作用する RC 床版の耐疲労性および衝撃係数の評価」で用いたものであるが，押抜きせん断耐力および破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力を検証する

上で必要な事項であるので、再度、記載する。

#### 4.3.1 使用材料（第3章）

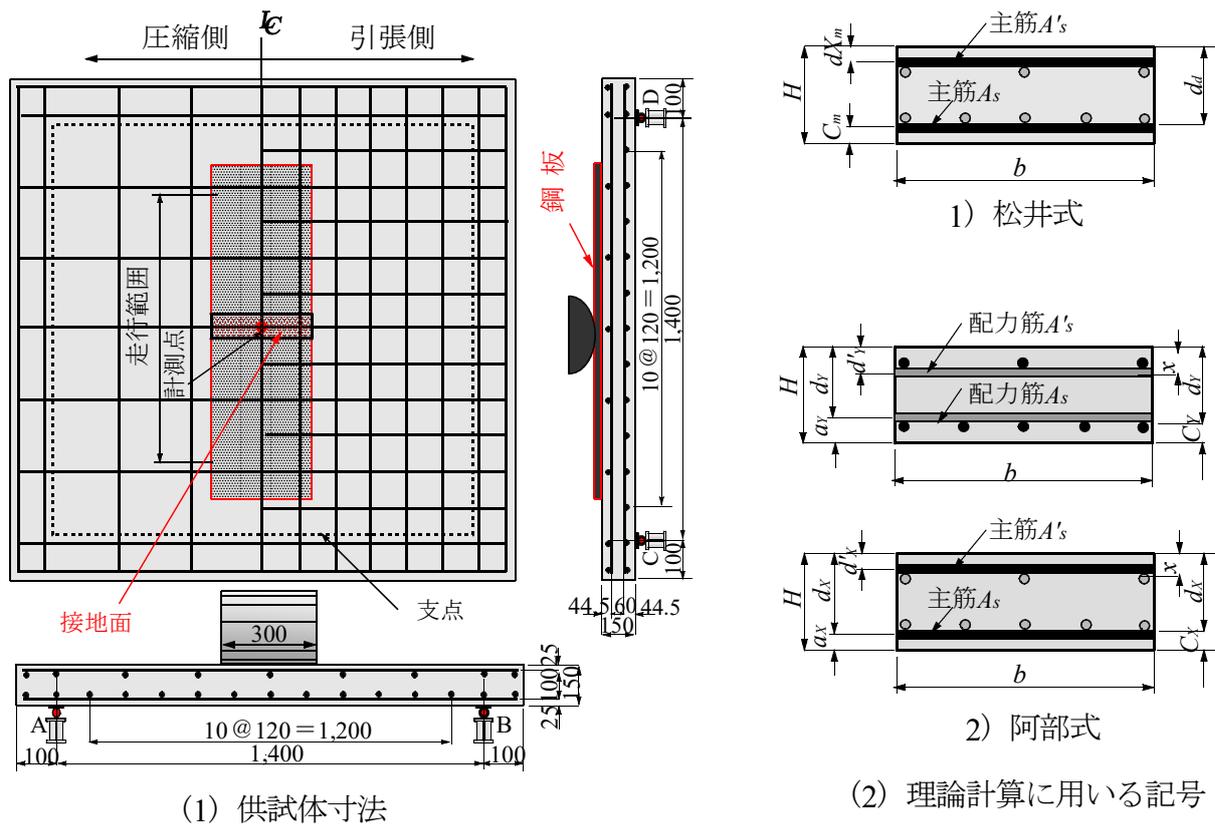
RC 床版供試体のコンクリートには、普通セメントと 5mm 以下の砕砂および 5mm ～ 20mm の砕石を使用した。RC 床版の押抜きせん断耐力はコンクリートの圧縮強度の影響を受けることから、本供試体の配合条件は道示に規定されているコンクリートの設計基準強度  $24\text{N/mm}^2$ 、 $30\text{N/mm}^2$  を目標強度とした。コンクリートの圧縮強度が  $25\text{N/mm}^2$ 、 $25.5\text{N/mm}^2$  の供試体記号を RC25、圧縮強度  $30\text{N/mm}^2$  の供試体記号は RC30 とする。また、圧縮試験  $35\text{N/mm}^2$ 、 $33\text{N/mm}^2$  の供試体記号を RC35 とする。なお、コンクリートの圧縮強度は実験終了後供試体端部から採取した  $\phi 50 \times 100$  のコアと実験開始時の供試体製作時に製作した  $\phi 100 \times 200$  の円柱 3 体との平均値である。また、供試体の鉄筋には SD295A、D13 を配置した。鉄筋の材料特性値はミルシートの結果である。ここで、輪荷重走行疲労実験に用いる供試体の材料特性値を表－4.1 に示す。

表－4.1 供試体の材料特性値

供試体	コンクリートの 圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	鉄筋 (SD295A)			
		使用 鉄筋	降伏強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	引張強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	ヤング係数 ( $\text{kN/mm}^2$ )
RC25	25.0	D13	355	498	200
RC25-V20	25.5	D13	355	498	200
RC25-V30	25.5	D13	355	498	200
RC30	30.0	D13	355	498	200
RC30-V20-1	30.0	D13	355	498	200
RC30-V20-2	30.0	D13	355	498	200
RC30-V30-1	30.0	D13	355	498	200
RC30-V30-2	30.0	D13	355	498	200
RC35	35.0	D13	355	498	200
RC35-V20	33.0	D13	355	498	200
RC35-V30	33.0	D13	355	498	200

#### 4.3.2 供試体寸法および鉄筋の配置（第3章）

実験に用いた供試体は、1994 年改訂の道示の基準に準拠し、支間 2.4m の RC 床版に大型車輛の 1 日 1 方向あたりの計画交通量が 2,000 台以上として設計した寸法に対して、本輪荷重走行疲労実験の輪荷重幅 (300mm) が道示に規定する T 荷重幅 (500mm) の 3/5 モデルであることから、本供試体の寸法を 3/5 モデルとした。よって、供試体の寸法は図－4.5 に示すように、全長は 1,600mm、支間 1,400mm、床版厚 150mm の等方性版とする。鉄筋は複鉄筋配置とし、引張側の軸直角方向および軸方向に D13 を 120mm 間隔で配置した。引張主鉄筋の有効高 125mm、配力筋の有効高さは 112mm である。また、圧縮側には引張鉄筋量の 1/2 を配置した。また、圧縮側には引張鉄筋量の 1/2 を配置した。ここで、文献 9 および文献 10 に示すそれぞれの式と関連する記号についても図－4.5 に併記した。



図－4.5 供試体寸法および鉄筋配置

#### 4.4 実験方法および等価走行回数

実験方法についても第3章「走行振動荷重が作用する RC 床版の耐疲労性および衝撃係数の評価」で行った実験方法と同様であるが、論文の構成上ここでも述べる。

##### 4.4.1 輪荷重走行疲労実験方法

###### (1) 走行一定荷重による疲労実験

RC 床版の輪荷重走行疲労実験は、RC 床版の中央から両支点方向に 550mm の位置から走行範囲 1,100mm を往復連続走行させる実験である。なお、本実験の支持条件は輪荷重往復運動における供試体端部の折り返し位置での破壊を防止するために、たわみを拘束しない単純 4 辺支持とした。

実験方法は、供試体 RC25 および RC30 には輪荷重走行範囲に幅 300mm、厚さ 4.5mm の鋼板、供試体 RC35 には厚さ 9.0mm の鋼板を敷いてその上を輪荷重 100kN 載荷し、供試体が破壊するまで連続走行させる。

###### (2) 走行振動荷重による疲労実験

走行振動荷重による実験においては、一定荷重での疲労実験同様に走行面に幅 300mm の鋼板を敷いて、その上を輪荷重が走行する。本実験における走行振動荷重は、一定荷重 100kN に対して  $\pm 20\%$  (上限荷重 120kN, 下限荷重 80kN) および  $\pm 30\%$  (上限荷重 130kN, 下限荷重 70kN) の振動荷重とする。なお、土木研究所<sup>4.1)</sup>より報告されている支

間 45m に及ぼす荷重変動は、1 軸約 150 回及ぼしている。中軸・後軸が交互に作用するものとする 300 回、約 15cm 間隔で及ぼすことになる。そこで、3/5 モデルとした本供試体の 1 走行あたりの時間および振動数に換算し、正弦波形片振り載荷とした。本実験での振動数は中軸および後軸が交互に作用するものと仮定した。走行範囲は一定荷重による疲労実験と同様に床版中央から 550mm の位置から 1,100mm を往復連続走行する。

#### 4.4.2 等価走行回数の算定

本実験における走行疲労実験は、荷重 100kN で連続走行することから基準荷重  $P$  と実験走行回数  $N$  に対する等価走行回数  $N_{eq}$  を算出して耐疲労性を評価する。等価走行回数は、マイナー則に従うと仮定すると式(4.10)で与えられる。なお、式(4.10)における基準荷重  $P$  は、1994 年改訂の道示に規定する活荷重 100kN に安全率を考慮し、3/5 モデルであることから基準荷重  $P$  を 72kN ( $= 100\text{kN} \times 3/5 \times 1.2$ ) とする。また、式(4.10)における S-N 曲線式の傾きの逆数  $m$  には、松井らが提案する S-N 曲線式の傾きの逆数の絶対値  $m = 12.76$  を適用する<sup>4.9), 4.10)</sup>。なお、文献 4.10 に示す S-N 曲線式の傾き逆数の絶対値  $m = 15.58$  を適用した場合の等価走行回数による耐疲労性は過剰評価となる。したがって、輪荷重走行疲労実験を実施する場合は、松井らが提案する逆数の絶対値  $m = 12.76$  を適用する必要がある<sup>4.19)</sup>。

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^n (P_i/P)^m \times n_i \quad (4.10)$$

ここで、 $N_{eq}$  : 等価走行回数 (回)、 $P_i$  : 載荷荷重 (kN)、 $P$  : 基準荷重 (72kN)、 $n_i$  : 実験走行回数 (回)、 $m$  : S-N 曲線式の傾きの逆数の絶対値 (12.76)

#### 4.5 等価走行回数

本実験供試体における式(4.11)より算定した等価走行回数を表-4.2 に示す。

##### 4.5.1 供試体 RC25

供試体 RC25 は、コンクリートの圧縮強度が約 25N/mm<sup>2</sup> であり、輪荷重走行疲労実験では輪荷重の設置面に 4.5mm の鋼板を設置した供試体である。RC 床版上面に輪荷重が直接載荷した場合の破壊時の設置面は 38mm 程度である。これに 4.5mm の載荷版を敷いて場合は 45 度で分布するものと仮定すると設置幅は 47mm となる。よって、設置面は 300×47mm である。

供試体 RC25 の等価走行回数は表-4.2 に示すように  $4.091 \times 10^6$  回である。これに対して供試体 RC25-V20 の等価走行回数は  $1.615 \times 10^6$  回である。一定荷重で疲労実験を行った RC25 の等価走行回数との比は 0.395 である。次に、供試体 RC25-V30 の等価走行回数は  $0.564 \times 10^6$  回である。供試体 RC-25 の一定荷重走行実験による等価走行回数との比は 0.138 である。

表－ 4.2 実験走行回数および等価走行回数

供試体	コンクリートの 圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	接地面 (mm)	実験走行 回数 (N)	等価走行 回数 (N <sub>eq</sub> )	等価走行回数比 (RC-V/RC)
RC25	25.0	300×47	63,100	4,091,728	—
RC25-V20	25.5	300×47	24,910	1,615,293	0.395
RC25-V30	25.5	300×47	8,700	564,154	0.138
RC30	30.0	300×47	139,500	9,045,895	—
RC30-V20-1	30.0	300×47	59,780	3,876,442	0.429
RC30-V20-2	30.0	300×47	50,100	3,248,741	0.359
RC30-V30-1	30.0	300×47	18,001	1,167,278	0.129
RC30-V30-2	30.0	300×47	14,200	920,802	0.102
RC35	35.0	300×56	378,800	24,563,332 (18331,049)	—
RC35-V20	33.0	300×56	10,400	6,743,893	0.275 (0.367)
RC35-V30	33.0	300×56	32,000	2,075,045	0.084 (0.113)

#### 4.5.2 供試体RC30

供試体 RC30 は、コンクリートの圧縮強度が約 30N/mm<sup>2</sup> であり、輪荷重走行疲労実験では輪荷重の設置面に 4.5mm の鋼板を設置した供試体である。

走行一定荷重に用いた供試体 RC30 の等価走行回数は表－ 4.2 に示すように 9.045×10<sup>6</sup> 回である。供試体 RC25 の供試体の 2.21 倍であり、コンクリート圧縮強度が 5kN 増加することで 2.21 倍の等価走行回数を得られた。これに対して供試体 RC30-V20-1, -2 の等価走行回数はそれぞれ 3.876×10<sup>6</sup> 回, 3.248×10<sup>6</sup> 回である。また、供試体 RC30 との等価走行回数比はそれぞれ 0.429, 0.359 である。次に、供試体 RC30-V30-1, 2 の等価走行回数はそれぞれ 1.167×10<sup>6</sup> 回, 0.920×10<sup>6</sup> 回であり、供試体 RC-30 との等価走行回数比はそれぞれ 0.129, 0.102 である。

#### 4.5.3 供試体RC35

供試体 RC-35 のコンクリートの圧縮強度は 35.0N/mm<sup>2</sup> であり、輪荷重走行疲労実験において輪荷重の設置面に 9.0mm の鋼板を設置して、100kN で走行した供試体である。なお、鋼板 4.5mm での輪荷重接地幅は 37mm であるが、9mm の鋼板を設置した場合、応力が 45 度に分布するため接地幅は 56mm となる。よって、設置面は 300×56mm である。

供試体 RC35 の等価走行回数は 24.563×10<sup>6</sup> 回であり、供試体 RC25, RC30 のそれぞれ 6.00 倍と 2.72 倍である。これは鋼板 9.0mm を敷いての疲労実験であることから設置面積が広がったことと圧縮強度が高いために等価走行回数が多くなった結果である。また、供試体 RC35-V20 の等価走行回数は 6.743×10<sup>6</sup> 回であり、供試体 RC35 との等価走行回数比は 0.275 である。また、供試体 RC35-V30 の等価走行回数は 2.075×10<sup>6</sup> 回で

あり，等価走行回数比は 0.084 である。両供試体ともに RC30 の供試体の低下率を大きく下回っている。これは，走行一定荷重による実験に用いた供試体 RC35 の圧縮強度は  $35\text{N/mm}^2$  であるのに対して，走行振動荷重実験に用いた供試体の圧縮強度は  $33\text{N/mm}^2$  であり，コンクリートの圧縮強度の差が等価走行回数に反映された結果である。そこで，供試体 RC30 のコンクリートの圧縮強度を振動荷重の供試体と同様に  $33\text{N/mm}^2$  として文献 4.10 における押抜きせん断耐荷力を算定し，等価走行回数を算定すると  $18.331 \times 10^6$  回となる。この等価走行回数と振動荷重  $\pm 20\%$ ， $\pm 30\%$  の供試体の等価走行回数との比はそれぞれ 0.367，0.113 となり，圧縮強度  $25\text{N/mm}^2$ ， $30\text{N/mm}^2$  の供試体等価走行回数比と近似する結果となる。なお，これらの結果については表－ 4.2 に赤字で表記した。また，RC 床版の S-N 曲線式および押抜きせん断耐荷力については本論文 6 項で述べることとする。

以上より，荷重振幅  $\pm 20\%$  の振動荷重における疲労実験では，上限荷重時に基準荷重  $72\text{kN}$  の 1.67 倍（ $= 120\text{kN}/72\text{kN}$ ）の荷重が作用することになる。また，荷重振幅  $\pm 30\%$  の場合には，上限荷重時に基準荷重の 1.81 倍（ $= 130\text{kN}/72\text{kN}$ ）の荷重が連続的に作用することになり，その結果，疲労寿命の低下が著しい結果となった。この様な振動荷重は，主として伸縮装置部の段差や路面の凹凸によって生じることから，荷重振幅を最小限にするよう路面の凹凸の維持管理が必要になるものと考えられる。

## 4.6 実験供試体の押抜きせん断耐荷力

### 4.6.1 RC床版の諸元

押抜きせん断耐荷力算出に用いる RC 床版の諸元を表－ 4.3 に示す。

#### (1)文献4.9（松井式）による押抜きせん断耐力

文献 4.9 に示す S-N 曲線式に適用するはり幅  $B$  を考慮した押抜きせん断力学モデルによる押抜きせん断耐力  $P_{sx}$  を算出する。押抜きせん断耐力における中立軸  $X_m$  の算出は式(4.3)より算出する。また，式(4.3)に適用する鉄筋のヤング係数とコンクリートのヤング係数の比  $n$  は 15 として算定する。また，設置面については表－ 4.3 に示す輪荷重設置面を適用した。ここで，実験供試体の中立軸の位置および押抜きせん断耐力を算定

表－ 4.3 RC 床版の諸元

供試体名称	RC25	RC25-V	RC30 RC30-V	RC35	RC35-V
輪荷重接地面積	300× 47mm	300× 47mm	300× 47mm	300× 56mm	300× 56mm
コンクリートの圧縮強度	25.0 N/mm <sup>2</sup>	25.5 N/mm <sup>2</sup>	30.0 N/mm <sup>2</sup>	35.0 N/mm <sup>2</sup>	33.0 N/mm <sup>2</sup>
床版厚	150 mm				
主鉄筋	引張鉄筋 ( $A_s$ )	1,056 mm <sup>2</sup>	1,056 mm <sup>2</sup>	1,056 mm <sup>2</sup>	1,056 mm <sup>2</sup>
	圧縮鉄筋 ( $A'_s$ )	528 mm <sup>2</sup>	528 mm <sup>2</sup>	528 mm <sup>2</sup>	528 mm <sup>2</sup>
配力鉄筋	引張鉄筋 ( $A_s$ )	1,056 mm <sup>2</sup>	1,056 mm <sup>2</sup>	1,056 mm <sup>2</sup>	1,056 mm <sup>2</sup>
	圧縮鉄筋 ( $A'_s$ )	528 mm <sup>2</sup>	528 mm <sup>2</sup>	528 mm <sup>2</sup>	528 mm <sup>2</sup>
鉄筋降伏強度 ( $f_{yd}$ )	355 N/mm <sup>2</sup>				
鉄筋引張強度 ( $f_y$ )	498 N/mm <sup>2</sup>				

表－ 4.4 RC 床版の諸元および押抜きせん断耐荷力

供試体名称		RC25	RC25-V	RC30 RC30-V	RC35	RC35-V
輪荷重接地面積		300× 47mm	300× 47mm	300× 47mm	300× 56mm	300× 56mm
コンクリートの圧縮強度		25.0 N/mm <sup>2</sup>	25.5 N/mm <sup>2</sup>	30.0 N/mm <sup>2</sup>	35.0 N/mm <sup>2</sup>	33.0 N/mm <sup>2</sup>
床版厚		150 mm				
主鉄筋	引張鉄筋 ( $A_s$ )	1,056 mm <sup>2</sup>				
	圧縮鉄筋 ( $A'_s$ )	528 mm <sup>2</sup>				
配力鉄筋	引張鉄筋 ( $A_s$ )	1,056 mm <sup>2</sup>				
	圧縮鉄筋 ( $A'_s$ )	528 mm <sup>2</sup>				
鉄筋降伏強度 ( $f_{yd}$ )		355 N/mm <sup>2</sup>				
鉄筋引張強度 ( $f_y$ )		498 N/mm <sup>2</sup>				
有効高	主鉄筋 ( $d$ )	125 mm				
	配力鉄筋 ( $d_d$ )	112 mm				
かぶり厚	主鉄筋 ( $c_m$ )	25 mm				
中立軸 ( $X_m$ )		46.4 mm				
押抜きせん断耐荷力 $P_{sx}$ (式4.2)		150.1 kN	152.1 kN	168.5 kN	189.5 kN	183.8 kN
有効高	主鉄筋 ( $d_x$ )	125 mm				
	配力鉄筋 ( $d_y$ )	112 mm				
かぶり厚	主鉄筋 ( $c_x$ )	25 mm				
	配力鉄筋 ( $c_y$ )	38 mm				
ダウエルが及ぼす寸法 ( $C_d$ )		31.5 mm				
等価応力 ブロック	主鉄筋 ( $a_x$ )	25 mm				
	配力鉄筋 ( $a_y$ )	30 mm				
等価応力ブロックの平均 ( $a$ )		28 mm				
押抜きせん断耐荷力 $P_{s,max}$ (式4.6)		191.1 kN	192.1 kN	200.6 kN	215.7 kN	211.8 kN

した結果を表－ 4.4 に示す。

## (2) 文献4.10 (阿部式) による押抜きせん断耐荷力

文献 4.10 に示す S-N 曲線式に適用する破壊荷重付近の押抜きせん断力学モデルによる破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力  $P_{s,max}$  を算出する。押抜きせん断耐荷力における等価応力ブロック  $a$  の算出については、主筋方向を式 (4.8)、配力筋方向を式 (4.9) から算出し、その平均を式 (4.7) から算出する。なお、等価応力ブロック  $a$  の算定に適用する鉄筋の材料特性値 (表－ 4.1) は引張強度  $f_y (= 498\text{N/mm}^2)$  およびヤング係数  $E_s (= 200\text{kN/mm}^2)$  を適用する。次に、ダウエルの影響を受ける寸法効果  $C_d$  は主筋方向および配力筋方向との平均値 ( $= (C_x + C_y)/2$ ) とする。

押抜きせん断耐荷力  $P_{s,max}$  (式 (4.6)) に適用する輪荷重の辺長  $A$  および  $B$  は、輪荷重走行疲労試験において走行面に幅 300mm、厚さ 4.5mm の鋼板を用いて供試体は軸直角方向の辺長  $A$  は 300mm、軸方向の辺長  $B$  が 47mm である。また、厚さ 9mm の鋼板を用いた供試体は軸直角方向の辺長  $A$  は 300mm、軸方向の辺長  $B$  が 56mm である。次に、コンクリートのせん断強度  $f_{cv0}$  および引張強度  $f_t$  は、各供試体のコンクリートの圧縮強度  $f_c$  を適用する。また、部材幅  $b$  については、実床版であれば 1000mm として算定するが、供試体が 3/5 モデルであることからせん断スパン比 ( $= L_y - 2.5d_y \times 2$ ,  $L_y$  :

配力筋方向の支間， $d_Y$ ：有効高）を除いた寸法<sup>4)</sup>（＝840mm）より算出した。以上より算出した結果を表－4.4に併記する。

#### 4.6.2 押抜きせん断耐力および破壊荷重付近の押抜きせん断耐力

##### (1) 文献4.9より算定した押抜きせん断耐力

文献4.9による押抜きせん断耐力  $P_{sx}$  の算定においては供試体 RC25 および RC30 の輪荷重設置面は 300mm×47mm である。押抜きせん断耐力  $P_{sx}$  は表－4.4 に示すように、コンクリートの圧縮強度 25.0N/mm<sup>2</sup> の供試体 RC25 の押抜きせん断耐荷力  $P_{sx}$  は 150.1kN，コンクリートの圧縮強度 25.5N/mm<sup>2</sup> の供試体 RC25-V20，RC25-V30 の押抜きせん断耐荷力は 152.1kN である。次に，コンクリートの圧縮強度 30N/mm<sup>2</sup> の供試体 RC30，RC30-V20-1，-2，RC30-V30-1，-2 の押抜きせん断耐力は 168.5kN であり，コンクリートの圧縮強度が 5.0kN 増加することで 18.4kN 耐力が増加している。また，供試体 RC35 は走行面に 9mm の鋼板を設置して疲労実験を行ったことから輪荷重設置面は 300mm×56mm である。圧縮強度 35N/mm<sup>2</sup> の押抜きせん断耐力は 189.3kN であり，コンクリートの圧縮強度 30N/mm<sup>2</sup> の供試体と比較して押抜きせん断耐力は 21kN 増加している。よって，設置面を大きくすることで押抜きせん断耐荷力も向上する結果となった。なお，圧縮強度 33N/mm<sup>2</sup> の供試体 RC35-V20，RC35-V30 の押抜きせん断耐力は 183.8kN である。

##### (2) 文献4.10より算定した押抜きせん断耐力

文献4.10による押抜きせん断耐荷力  $P_{s,max}$  の算定においては供試体 RC25 および RC30 の輪荷重設置面は 300mm×47mm である。押抜きせん断耐荷力  $P_{s,max}$  は表－4.4 に示すように，コンクリートの圧縮強度 25.0N/mm<sup>2</sup> の供試体 RC25 の押抜きせん断耐荷力  $P_{sx}$  は 191.1kN，コンクリートの圧縮強度 25.5N/mm<sup>2</sup> の供試体 RC25-V20，RC25-V30 の押抜きせん断耐荷力は 192.1kN である。文献4.9による算出と比較して 1.27 倍の耐荷力が得られている。次に，コンクリートの圧縮強度 30N/mm<sup>2</sup> の供試体 RC30，RC30-V20-1，-2，RC30-V30-1，-2 の押抜きせん断耐力は 200.6kN であり，コンクリートの圧縮強度が 5.0kN 増加することで 9.5kN 耐力が増加している。また，文献4.9による算出と比較して 1.19 倍である。また，供試体 RC35 は走行面に 9mm の鋼板を設置して疲労実験を行ったことから輪荷重設置面は 300mm×56mm である。圧縮強度 35N/mm<sup>2</sup> の押抜きせん断耐力は 215.7kN であり，コンクリートの圧縮強度 30N/mm<sup>2</sup> とした供試体の押抜きせん断耐力と比較して 15.1kN 増加している。よって，設置面を大きくすることで押抜きせん断耐荷力も向上する結果となった。圧縮強度 33N/mm<sup>2</sup> の供試体 RC35-V20，RC35-V30 の押抜きせん断耐荷力は 211.8kN である。文献4.9による算出結果と比較して圧縮強度 35N/mm<sup>2</sup>，33N/mm<sup>2</sup> とした場合の耐荷力比はそれぞれ 1.14，1.15 倍である。文献4.9は図－4.1に示す力学モデルにおいてせん断力が及ぼす範囲がはり幅  $B$  としているのに対して，文献4.10は輪荷重設置面周辺とし，等価応力ブロック  $a$  の範囲としている。また，ダウエル効果が及ぼす範囲を文献4.9では引張主鉄筋のかぶり  $C_m$  の2倍としている。なお，文献4.10では，引張側主鉄筋と配力鉄筋位置の平均値  $C_d$  の4倍としている。松井らが実験に用いた供試体は1964年鋼道示に準拠したため，丸鋼が使

用され、引張主鉄筋の付着力が低いためにかぶりの2倍としたものとする。一方、阿部らは1994年改訂の道示に準拠した供試体を用いたことから鉄筋には異形鉄筋が使用され、付着力が向上し、ダウエル効果が及ぼす範囲が4倍になったものである<sup>4.19)</sup>。以上より、阿部式より算出した耐荷力が上回る結果になったと考えられる。

#### 4.7 走行一定荷重および走行振動荷重が及ぼすRC床版のS-N曲線式

##### 4.7.1 S-N曲線式における縦軸S値の算定

本実験供試体は道示に規定に基づいて設計し、その3/5モデルとした。よって、基準荷重 $P$ は100kNの3/5に安全率1.2を考慮した荷重72kNである。そこで、S-N曲線式の縦軸 $S$ は、本供試体の基準荷重 $P = 72\text{kN}$ を押抜きせん断耐力 $P_{sx}$ あるいは破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力 $P_{s,max}$ で除した $S$ 値とする。例えば、文献4.9を用いた場合

表-4.5 押抜きせん断耐力およびS値と等価走行回数の関係 (文献4.9)

供試体	コンクリートの 圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	基準荷重 ( $P$ ) (kN)	押抜きせん断 耐荷力 ( $P_{sx}$ ) (kN)	無次元 輪荷重値 ( $S$ ) ( $P/P_{sx}$ )	等価走行回数 ( $N_{eq}$ ) (回)
RC25	25.0	72	150.1	0.480	4,091,728
RC25-V20	25.5	72	152.1	0.473	1,615,293
RC25-V30	25.5	72	152.1	0.473	564,154
RC30	30.0	72	168.5	0.427	9,045,895
RC30-V20-1	30.0	72	168.5	0.427	3,876,442
RC30-V20-2	30.0	72	168.5	0.427	3,248,741
RC30-V30-1	30.0	72	168.5	0.427	1,167,278
RC30-V30-2	30.0	72	168.5	0.427	920,802
RC35	35.0	72	189.5	0.380	24,563,332
RC35-V20	33.0	72	183.8	0.392	6,743,893
RC35-V30	33.0	72	183.8	0.392	2,075,045

表-4.6 押抜きせん断耐力およびS値と等価走行回数の関係 (文献4.10)

供試体	コンクリートの 圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	基準荷重 ( $P$ ) (kN)	押抜きせん断 耐荷力 ( $P_{s,max}$ ) (kN)	無次元 輪荷重値 ( $S$ ) ( $P/P_{s,max}$ )	等価走行回数 ( $N_{eq}$ ) (回)
RC25	25.0	72	190.1	0.377	4,091,728
RC25-V20	25.5	72	192.1	0.375	1,615,293
RC25-V30	25.5	72	192.1	0.375	564,154
RC30	30.0	72	200.6	0.359	9,045,895
RC30-V20-1	30.0	72	200.6	0.359	3,876,442
RC30-V20-2	30.0	72	200.6	0.359	3,248,741
RC30-V30-1	30.0	72	200.6	0.359	1,167,278
RC30-V30-2	30.0	72	200.6	0.359	920,802
RC35	35.0	72	215.7	0.334	24,563,332
RC35-V20	33.0	72	211.8	0.340	6,743,893
RC35-V30	33.0	72	211.8	0.340	2,075,045

の供試体 RC25 の  $S$  値は、基準荷重 72kN を表－ 4.4 に示す押抜きせん断耐力 151.1kN で除すると 0.480 である。

以上の方法で文献 4.9 から得た押抜きせん断耐力および  $S$  値と等価走行回数の関係を表－ 4.5 に示す。また、文献 4.10 から得た破壊荷重付近の押抜きせん断耐力および  $S$  値と等価走行回数の関係を表－ 4.6 に示す。

#### 4.7.2 松井ら・阿部らが提案するS-N曲線式との整合性

##### (1) 文献4.9

基準荷重  $P$  を押抜きせん断耐力  $P_{sx}$  で除して無次元化した  $S$  値と本実験による等価走行回数  $N_{eq}$  との関係から得られた S-N 曲線式を図－ 4.6 に示す。

##### 1) 一定荷重走行実験

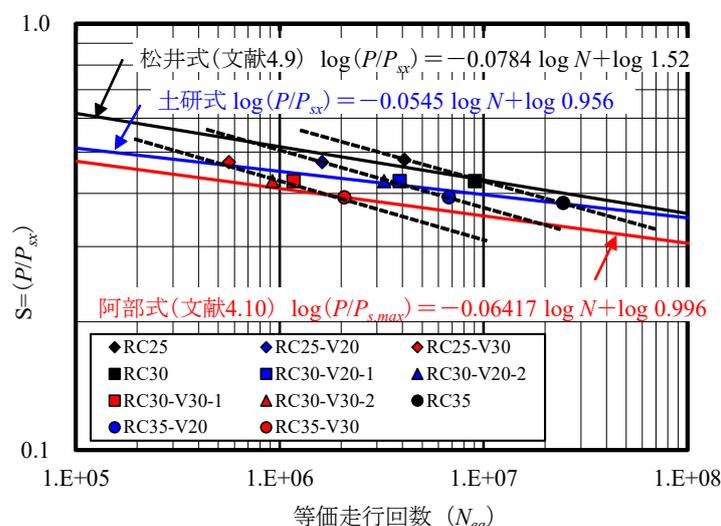
供試体 RC25 の等価走行回数は  $4.091 \times 10^6$  回であり、 $S$  値は 0.480 である。また、供試体 RC-30 および供試体 RC35 の等価走行回数はそれぞれ  $9.045 \times 10^6$  回、 $24.563 \times 10^6$  回であり、 $S$  値はそれぞれ 0.427、0.380 である。しかし、これらの結果を S-N 曲線式上にプロットすると文献 4.9 に示す S-N 曲線式上には供試体 RC30 のみプロットされた。また、各供試体のプロット結果を基に近似曲線で結ぶと松井らが提案する S-N 曲線式の傾きと異なる結果となった。

##### 2) 走行振動荷重±20%

供試体 RC25-V20 の等価走行回数は  $1.615 \times 10^6$  回であり、 $S$  値は 0.473 である。一定荷重で疲労実験を行った RC25 に対して等価走行回数は大幅に低下している。供試体 RC30-V20-1, 2 および供試体 RC35-V20 の等価走行回数はそれぞれ  $3.876 \times 10^6$  回、 $3.249 \times 10^6$  回、 $6.743 \times 10^6$  回であり、 $S$  値はそれぞれ 0.427、0.427、0.392 である。各供試体のプロット結果を基に近似曲線で結ぶと、一定荷重による疲労試験から得られた S-N 曲線式の傾きと類似しているものの、平行移動する形で危険側にプロットされている。

##### 3) 走行振動荷重±30%

供試体 RC25-V30 の等価走行回数は  $0.564 \times 10^6$  回であり、 $S$  値は荷重振幅 ±20%を作用



図－ 4.6 一定荷重および振動荷重載荷による S-N 曲線式 (文献 4.9)

させた供試体と同様に 0.473 である。一定荷重で疲労実験を行った RC25 に対して等価走行回数はさらに低下している。供試体 RC30-V30-1, 2 および供試体 RC35-V30 の等価走行回数はそれぞれ  $1.167 \times 10^6$  回,  $0.920 \times 10^6$  回,  $2.675 \times 10^6$  回であり,  $S$  値はそれぞれ 0.427, 0.427, 0.392 である。各供試体のプロット結果を基に近似曲線で結ぶと平行移動する形で, 振動荷重  $\pm 20\%$  の S-N 曲線式よりさらに危険側にプロットされている。

以上より, 松井式から得られたはり幅  $B$  を考慮した押抜きせん断耐力  $P_{sx}$  と本実験から得られた等価走行回数の関係から得られた S-N 曲線式は傾きが大きく異なる結果が得られた。これは, 松井らが提案した S-N 曲線式は 1964 年改訂の鋼道示で設計した RC 床版と一部に異形鉄筋を用いた供試体から得られた式であり, 本供試体は 1994 年改訂の道示に基づいて設計した RC 床版であることから, 傾きに差異が生じたものと考えられる。

## (2) 文献 4. 10

基準荷重  $P$  を破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力  $P_{S,max}$  で除して無次元化した  $S$  値と等価走行回数  $N_{eq}$  との関係で表わされる阿部式から得られた S-N 曲線式を図 4.7 に示す。

### 1) 一定荷重走行実験

供試体 RC25 の等価走行回数は  $4.091 \times 10^6$  回であり,  $S$  値は 0.377 である。また, 供試体 RC-30 および供試体 RC35 の等価走行回数はそれぞれ  $9.045 \times 10^6$  回,  $24.563 \times 10^6$  回であり,  $S$  値はそれぞれ 0.359, 0.334 である。これらの結果を S-N 曲線式上にプロットすると文献 10 に示す S-N 曲線式上にプロットされる結果となった。よって, 圧縮強度が異なる RC 床版および輪荷重の設置面が異なる実験状況においても, 押抜きせん断耐荷力を適切に算定することで, 破壊荷重付近における等価走行回数の適切な評価が可能となる。

### 2) 走行振動荷重 $\pm 20\%$

供試体 RC25-V20 の等価走行回数は  $1.615 \times 10^6$  回であり,  $S$  値は 0.375 である。一定荷重で疲労実験を行った RC25 に対して等価走行回数は大幅に低下している。供試体 RC30-V20-1, 2 および供試体 RC35-V20 の等価走行回数はそれぞれ  $3.876 \times 10^6$  回,  $3.249 \times 10^6$  回,  $6.743 \times 10^6$  回であり,  $S$  値はそれぞれ 0.359, 0.359, 0.340 である。各供試体のプロット結果を基に近似曲線で結ぶと, 一定荷重による S-N 曲線式の下方にプロットされている。しかし, S-N 曲線式の傾きについては阿部らが提案する S-N 曲線式と平行する結果となった。

### 3) 走行振動荷重 $\pm 30\%$

供試体 RC25-V30 の等価走行回数は  $0.564 \times 10^6$  回であり,  $S$  値は荷重振幅  $\pm 20\%$  を作用させた供試体と同様に 0.375 である。一定荷重で疲労実験を行った RC25 に対して等価走行回数は大幅に低下している。供試体 RC30-V30-1, 2 および供試体 RC35-V30 の等価走行回数はそれぞれ  $1.167 \times 10^6$  回,  $0.920 \times 10^6$  回,  $2.675 \times 10^6$  回であり,  $S$  値はそれぞれ 0.359, 0.359, 0.340 である。各供試体のプロット結果を基に近似曲線で結ぶと, 振動荷重  $\pm 20\%$  の S-N 曲線式よりさらに危険側にプロットされている。しかし, S-N 曲線式の傾きについては阿部らが提案する S-N 曲線式と平行する結果となった。

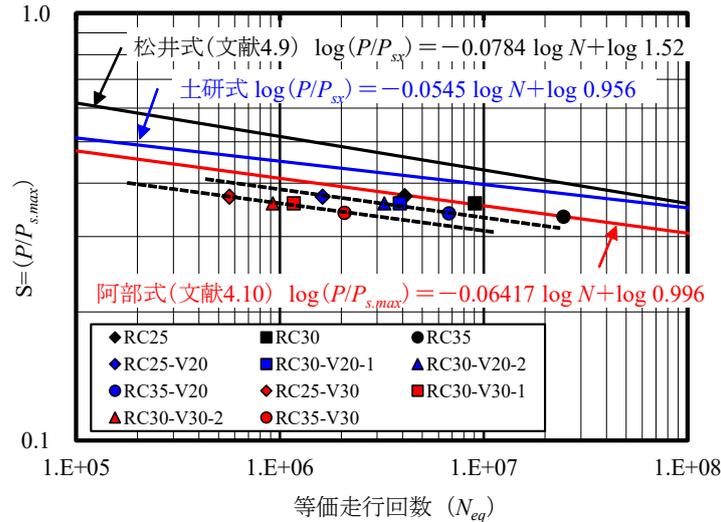


図- 4.7 一定荷重および振動荷重载荷による S-N 曲線式 (文献 4.10)

#### 4.7.3 等価走行回数と破壊走行回数との整合性

文献 9 による押抜きせん断耐力  $P_{sx}$  および S-N 曲線式の関係から得られる破壊走行回数と実験結果から得られた等価走行回数の関係について整合性の検証を行う。同様に文献 4.10 についても押抜きせん断耐荷力  $P_{s,max}$  および S-N 曲線式の関係から得られる破壊走行回数と実験結果から得られた等価走行回数の関係について整合性の検証を行う。

##### (1) 破壊走行回数

RC 床版の S-N 曲線式に示す、基準荷重  $P$  と押抜きせん断耐荷力  $P_{sx}$  および  $P_{s,max}$  の比、 $S$  値と、S-N 曲線式の傾きから、破壊走行回数  $N_f$  を算定する。破壊走行回数は、式 (4.11) として与えられる。

$$N_f = 10^{[\{\log(C) - \log(P/P_{sx})\} / K_m]} \quad (4.11)$$

ここで、 $N_f$ : 破壊走行回数、 $P$ : 基準荷重 (kN)、 $P_{sx}$  ( $P_{s,max}$ ): 文献 4.9 による押抜きせん断耐力 (kN) (文献 10 による破壊時の押抜きせん断耐荷力 (kN))、 $C$ : S-N 曲線式における  $S$  値 (文献 9: 1.52, 文献 10: 0.996)、 $K_m$ : S-N 曲線式における傾き (文献 9: 0.07835, 文献 10: 0.06417)

##### (2) 文献4.9における破壊走行回数と本実験から得られた等価走行回数

文献 4.9 による押抜きせん断耐力  $P_{sx}$  と S-N 曲線式の関係から得られた破壊走行回数および実験による等価走行回数の関係を表- 4.7 に示す。

文献 4.9 による押抜きせん断耐力から得られた破壊走行回数と実験等価走行回数を比較すると圧縮強度  $25.0\text{N/mm}^2$ ,  $30.0\text{N/mm}^2$ ,  $35.0\text{N/mm}^2$  でそれぞれ 1.65, 0.84, 0.51 となり、圧縮強度が高くなることで破壊走行回数が大きくなる傾向にある。よって、実験値と理論値に差異が生じる結果となった。

表－ 4.7 文献 9 による破壊走行回数と実験等価走行回数の関係

供試体	コンクリートの 圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	基準荷重 ( <i>P</i> ) (kN)	押抜きせん断 耐荷力 ( <i>P<sub>sr</sub></i> ) (kN)	破壊走行回数 ( <i>N<sub>f</sub></i> ) (回)	等価走行回数 ( <i>N<sub>eq</sub></i> ) (回)	回数比 ( <i>N<sub>eq</sub>/N<sub>f</sub></i> )
RC25	25.0	72	150.1	2,473,513	4,091,728	1.65
RC30	30.0	72	168.5	10,780,517	9,045,895	0.84
RC35	35.0	72	189.5	48,513,411	24,563,332	0.51

表－ 4.8 文献 10 による破壊走行回数と実験等価走行回数の関係

供試体	コンクリートの 圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	基準荷重 ( <i>P</i> ) (kN)	押抜きせん断 耐荷力 ( <i>P<sub>s,max</sub></i> ) (kN)	破壊走行回数 ( <i>N<sub>f</sub></i> ) (回)	等価走行回数 ( <i>N<sub>eq</sub></i> ) (回)	回数比 ( <i>N<sub>eq</sub>/N<sub>f</sub></i> )
RC25	25.0	72	191.1	3,794,933	4,091,728	1.08
RC30	30.0	72	200.6	8,082,663	9,045,895	1.12
RC35	35.0	72	215.7	25,045,951	24,563,332	0.98

### (3) 文献 4.10 における破壊走行回数と本実験から得られた等価走行回数

文献 4.10 による押抜きせん断耐荷力  $P_{s,max}$  と S-N 曲線式の関係から得られた破壊走行回数および実験による等価走行回数の関係を表－ 4.8 に示す。

文献 4.10 による押抜きせん断耐荷力から得られた破壊走行回数と実験等価走行回数を比較すると圧縮強度 25.0N/mm<sup>2</sup>, 30.0N/mm<sup>2</sup>, 35.0N/mm<sup>2</sup> でそれぞれ 1.08, 1.12, 0.98 となり、各圧縮強度においてもほぼ平均化されている。ほぼ 10%程度の差異であり、実験値、理論値との整合性が得られている。よって、走行振動荷重が及ぼす影響による S-N 曲線式は文献 4.10 による S-N 曲線式を基に提案を行う。

## 4.8 走行振動荷重が及ぼすRC床版のS-N曲線式の提案

### 4.8.1 S-N曲線式の整合性

文献 4.9 によるはり幅  $B$  を考慮した押抜きせん断耐荷力と本実験から得られた等価走行回数より S-N 曲線式との整合性を検証した。その結果、実験値による S-N 曲線式の傾きは走行一定荷重および走行振動荷重  $\pm 20\%$ ,  $\pm 30\%$  でそれぞれ平行しているものの文献 4.9 による S-N 曲線式の傾きと差異が生じる結果となった。

一方、文献 4.10 による S-N 曲線式および破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力と本実験から得られた等価走行回数の関係においては、縦軸  $S$  値と走行一定荷重による疲労実験から得られた等価走行回数  $N$  の関係はほぼ S-N 曲線式上にプロットされ、近似する結果が得られた。また、走行振動荷重  $\pm 20\%$ ,  $\pm 30\%$  の S-N 曲線式の傾きはそれぞれ平行する結果が得られている。

以上より、本研究においては文献 4.10 に示す S-N 曲線式を基に走行振動荷重  $\pm 20\%$ ,  $\pm 30\%$  が作用した場合の S-N 曲線式を提案することとする。

#### 4.8.2 走行振動走行荷重が作用するS-N曲線式の提案

従来の S-N 曲線式は勾配  $m$  および切片  $C$  を回帰分析することにより求められ、各研究者ごとに異なる勾配・切片の S-N 曲線式が多数提案されてきた。従来の提案方法では誤差が非常に大きい低サイクル側のデータが勾配  $m$  に影響を与え、高サイクル側での疲労耐久性の検討に大きな誤差を与える可能性がある。また、S-N 曲線式の提案において実験データを新たに追加するごとに勾配が変化する課題があった。そこで、川井ら<sup>4.19)</sup>は勾配  $m$  を予め固定し、切片  $C$  のみを変化させる勾配固定法を提案している。勾配固定法は変数を一つ減らすことにより統計処理の精度は低くなるが、標準偏差が大きくなることから設計の観点においては、安全側の推算が可能となる。また、勾配固定法は鋼部材の疲労設計法<sup>4.20)</sup>に採用された方法であり、継手等級に関わらず勾配  $m = 1/3$  としている。振動荷重が作用する場合も一定荷重走行時の疲労破壊のモードは押抜きせん断破壊であることから、一定荷重走行時と振動荷重作用時の S-N 曲線式の勾配は阿部らが提案する S-N 曲線式と同じであり切片のみが変化すると仮定できる。よって、 $S$  値は基準荷重  $P$  を押抜きせん断耐荷力  $P_{S,max}$  で除した値に一定荷重走行実験の S-N 曲線式をスライドさせた結果となり、走行振動走行荷重が作用した場合の S-N 曲線式は図-4.8 に示すとおりとなる。

以上より、走行振動荷重  $\pm 20\%$ 、および  $30\%$  の S-N 曲線式は式(4.12)、式(4.13)として与えられる。

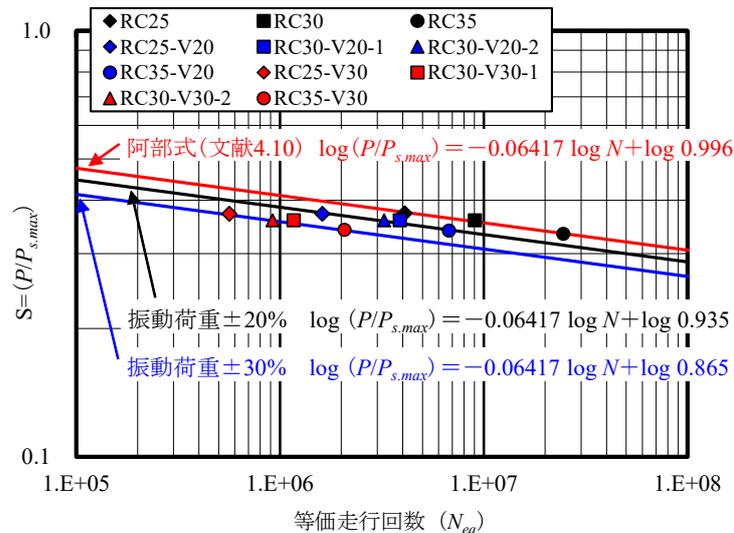


図-4.8 振動荷重載荷による S-N 曲線式

振動荷重  $\pm 20\%$  :

$$\log(P/P_{S,max}) = -0.06417 \log N + \log 0.935 \quad (4.12)$$

振動荷重  $\pm 30\%$  :

$$\log(P/P_{S,max}) = -0.06417 \log N + \log 0.865 \quad (4.13)$$

なお、式(4.12)、式(4.13)における  $S$  値は基準荷重  $P$  を押抜きせん断耐荷力  $P_{S,max}$  で

除した値に一定荷重走行実験の S-N 曲線式をスライドさせた結果である。

以上より、段差を有する伸縮継手部などによって発生する荷重変動、すなわち振動荷重が基準荷重に対して 20%、30%程度の振動荷重が重畳することで RC 床版の疲労寿命が大幅に低下することが明らかとなった。

#### 4.9 まとめ

第 4 章では、第 3 章で行った疲労試験より得られた等価走行回数を基に、既往の研究による松井らや阿部らが提案する RC 床版の S-N 曲線式との整合性を検証した。さらに、走行振動荷重が作用した場合の疲労試験結果との比較検討を行い、阿部式に勾配固定法を適用することで荷重変動を考慮した疲労寿命推定式の提案を行った。

その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 伸縮継手の段差等によって発生する振動荷重が基準荷重 100kN に対して  $\pm 20\%$ （上限荷重 120kN，下限荷重 80kN）の正弦波形が重畳することで、一定荷重で走行した場合の等価走行回数の 69%、基準荷重 100 に対して  $\pm 30\%$ （上限荷重 130kN，下限荷重 70kN）の正弦波形が及ぼした場合は 90%低下する結果が得られた。このことから、伸縮継手の段差や路面の凹凸により発生する振動荷重は、RC 床版の疲労耐久性の確保の観点から適切な管理値を設けて荷重変動幅を最小限にする必要があると考えられる。
- (2) 阿部らが提案する破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力  $P_{S,max}$  の算定にはコンクリートの圧縮強度  $f_c$ 、鉄筋の引張強度  $f_y$  および輪荷重の設置面の辺長  $A$  および  $B$  等を適切に与えることで、破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力が適切に評価でき、S-N 曲線式は基準荷重に対して 1 本の S-N 曲線式上にプロットされたことからこれらの整合性を確認することができた。
- (3) 振動荷重が S-N 曲線式に及ぼす影響については、振動荷重による走行疲労実験の結果を、阿部らの押抜きせん断耐荷力  $P_{S,max}$  を用いて求めた  $S$  値と等価走行回数  $N_{eq}$  の関係を用いて評価した S-N 曲線式と、一定荷重走行実験の S-N 曲線式との関係を明らかにすることができた。
- (4) 輪荷重走行疲労実験における振動荷重  $\pm 20\%$ 、 $\pm 30\%$ が作用した場合の疲労寿命の予測式として式(4.13)、式(4.14)を提案した。これらの式を用いることにより、段差を有する伸縮装置等により発生する走行振動荷重を基準荷重の  $\pm 20\%$ 、 $\pm 30\%$ 許容した場合の疲労寿命予測の推定が可能となると考えられる。なお、振動荷重が及ぼす影響については更なる実験が望まれる。また、路面の凹凸による大型車両の荷重変動についてもさらなる調査が必要となる。

#### 第4章 参考文献

- 4.1) 建設省土木研究所構造研究室：橋の衝撃荷重に関する実験調査報告書（I-1987），土木研究所資料，No. 2508，1987
- 4.2) 横山功一，井上純三，福永隆：道路橋床版の衝撃係数に関する実験，構造工学論文集，Vol.35A，pp.749-756，1989
- 4.3) 横山功一，井上純三，福永隆：路面段差部に作用する自動車衝撃荷重の特性，構造工学論文集，Vol.35A，pp.757-764，1989
- 4.4) 川谷充郎，大倉一郎，山田靖則，福本喟士，難波宗行：自動車走行による床版および橋梁各部の動的応答実験，構造工学論文集，Vol.36A，pp.679-684，1990
- 4.5) 日本道路公団伸縮継手改良委員会：伸縮継手調査研究（その4）報告書，1974
- 4.6) 阿部忠：走行荷重を受ける RC はり・床版の耐力および動的影響に関する実験研究，日本大学学位論文，pp.10-13，2004
- 4.7) 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，第 348 号，V-1，pp.133-141，1984
- 4.8) 前田幸雄，松井繁之：輪荷重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
- 4.9) 松井繁之：道路橋床版設計・施工と維持管理，森北出版，2007
- 4.10) 阿部忠，木田哲量，高野真希子，川井豊：道路橋 RC 床版の押抜きせん断耐荷力および耐疲労性の評価，土木学会論文集 A1，pp. 39-54，2011
- 4.11) 国土交通省国土技術政策総合研究所：道路橋床版の疲労耐久性に関する実験，国総研資料，第 28 号，2002
- 4.12) 日本道路協会：鋼道路橋設計示方書，1964
- 4.13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，1973
- 4.14) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，1994
- 4.15) 岡村甫：コンクリート構造の限界状態設計法，コンクリートセミナー 4，pp.17-18，共立出版，1979
- 4.16) 伊東茂富：コンクリートのせん断強度，セメントコンクリート，No.148，1959
- 4.17) 阿部忠，木田哲量，高野真希子，澤野利章，加藤清志：静荷重・走行荷重を受ける RC 床版の押抜きせん断耐力，構造工学論文集，Vol. 50A，pp. 919-926，2004
- 4.18) 岡田清，不破昭，伊藤和幸，平沢征夫：鉄筋コンクリート工学，鹿島出版，1997
- 4.19) 川井豊，阿部忠，木田哲量，高野真希子：道路橋 RC 床版の S-N 曲線に関する一考察，第七回道路橋シンポジウム論文報告集，pp.263-268，2016
- 4.20) 鋼構造物の設計疲労指針・同解説：日本鋼構造協会編，技報堂

## 第 5 章 走行振動荷重を考慮した道路橋示方書の変遷によるRC床版の寿命推定

### 5.1 はじめに

道路橋 RC 床版の伸縮装置を通過する際に発生する荷重変動は、段差量 20mm で軸重量を基準荷重とした場合に約  $\pm 40\%$  程度の荷重変動が生じている<sup>5.1)</sup>。これらのことから第 3 章では荷重変動が及ぼす影響による衝撃係数を評価した。これによると荷重変動を想定した走行振動荷重  $\pm 20\%$ 、 $\pm 30\%$  でそれぞれ輪荷重走行疲労実験を実施した結果、現行示方書に示す衝撃係数を上回る結果を得た。また、第 4 章では同様に走行振動荷重  $\pm 20\%$ 、 $\pm 30\%$  で疲労試験を行い、破壊荷重 90% 以内の破壊時の押抜きせん断耐荷力と等価走行回数<sup>5.1)</sup>の関係から S-N 曲線式を提案した。

一方、道路橋示方書の規定においての最小床版厚の規定は 1956 年、1964 年改訂の鋼道路橋示方書（以下、鋼示とする）<sup>5.2)</sup>、<sup>5.3)</sup>、1973 年、1980 年および 1994 年改訂以降の道路橋示方書・同解説（以下、道示とする）<sup>5.4)~5.6)</sup> によって大きく異なっている。例えば、床版厚について 1994 年改訂以降の道示と比較すると 1956 年、1964 年は 60mm、1973 年は 40mm の差異が生じている。さらに、鉄筋量算出における活荷重曲げモーメント式も改訂されたことから鉄筋量にも差異が生じている。鉄筋においては 1956 年、1964 年改訂の鋼示においては丸鋼、1973 年改訂以降の道示では異形鉄筋が使用されている。よって、それぞれの年代の基準によって RC 床版の寿命は大きく異なると考えられる。

そこで第 5 章では、1956 年、1964 年改訂の鋼示、1973 年、1980 年および 1994 年改訂以降の道示に基づいて RC 床版を設計し、阿部ら<sup>5.7)</sup>が提案する RC 床版の破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力  $P_{s,max}$  から破壊走行回数を算定し、示方書の変遷に伴う耐疲労性を評価する。次に、各示方書より評価した破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力  $P_{s,max}$  と第 4 章で提案した走行振動荷重  $\pm 20\%$ 、 $\pm 30\%$  が作用した場合のそれぞれの S-N 曲線式を用いて寿命推定を行い、伸縮装置の段差が及ぼす影響を考察する。また、第 3 章で得られた衝撃係数を考慮した場合の寿命予測についても検証し、伸縮継手通過付近の RC 床版の設計法の一助とする。

### 5.2 RC床版のS-N曲線式および破壊走行回数

#### 5.2.1 輪荷重走行疲労実験におけるRC床版のS-N曲線式

RC 床版の耐疲労性の評価として松井ら<sup>5.8)</sup>、<sup>5.9)</sup>や土木研究所<sup>5.10)</sup>では輪荷重走行疲労実験を実施し、S-N 曲線式を提案している。また、阿部<sup>5.7)</sup>らは、1994 年以降の道示に準拠した供試体を用いた実験より得られた S-N 曲線式および疲労破壊モデルに基づいた、破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力式  $P_{s,max}$  が提案されている。これらについては第 4 章で述べた。よって、本章では松井式<sup>5.8)</sup>、<sup>5.9)</sup>、土木研究所<sup>5.10)</sup>、阿部ら<sup>5.7)</sup>の提案式を示し、寿命評価においては阿部ら<sup>5.7)</sup>が提案する破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力  $P_{s,max}$  および S-N 曲線式より寿命推定を行うこととする。

## 5.2.2 松井らや土木研究所および阿部が提案するRC床版のS-N曲線

### (1) 松井らが提案するS-N曲線・押抜きせん断耐力式

RC床版のS-N曲線式として松井ら<sup>5.8), 5.9)</sup>が提案するS-N曲線およびはり幅 $B$ を考慮した押抜きせん断耐力 $P_{sx}$ は式(5.1), 式(5.2)として与えられている。

$$\log(P/P_{sx}) = -0.07835 \log N + \log 1.52 \quad (5.1)$$

$$\begin{aligned} \text{ただし, } P_{sx} &= 2B(f_{cv0} \cdot X_m + f_i \cdot C_m) & (5.2) \\ B &= b + 2d_d \\ f_i &= 0.269 f_c^{2/3} \end{aligned}$$

ここで、 $P$ ：基準荷重、 $P_{sx}$ ：式(5.2)で与えられるはり幅 $B$ の押抜きせん断耐荷力(kN)、 $N$ ：繰り返し回数(回)

### (2) 土木研究所が提案するS-N曲線式

土木研究所<sup>5.10)</sup>では、S-N曲線式として式(5.3)を提案している。なお、押抜きせん断耐力 $P_{sx}$ には、松井らが提案する押抜きせん断耐力式(5.2)が適用されている。

$$\log(P/P_{sx}) = -0.0545 \log N + \log 0.956 \quad (5.3)$$

ここで、 $P$ ：基準荷重、 $P_{sx}$ ：はり幅 $B$ の押抜きせん断耐荷力(kN)、 $N$ ：繰り返し回数(回)

### (3) 阿部らが提案するS-N曲線式

阿部ら<sup>5.7)</sup>が提案(以下、文献5.7とする)するRC床版のS-N曲線式は式(5.4)として与えられている。なお、式(5.4)に適用する破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力 $P_{s,max}$ を用い、式(5.5)として与えられている。

$$\log(P/P_{s,max}) = -0.06417 \log N + \log 0.996 \quad (5.4)$$

$$\begin{aligned} \text{ただし, } P_{s,max} &= f_{cv0} \{2(B + 2a)a + 2(A \times a)\} + f_i \{4(2d_d + B)C_d\} & (5.5) \\ f_{cv0} &= 0.688 f_c^{0.610} \leq f_c = 80 \text{N/mm}^2 \\ f_i &= 0.269 f_c^{2/3} \\ C_d &= (C_X + C_Y)/2 \\ d_d &= H - C_d \end{aligned}$$

ここで、 $P$ ：基準荷重、 $P_{s,max}$ ：破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力(kN)(式(5.5))、 $N$ ：繰り返し回数(回)、 $A, B$ ：輪荷重の軸直角方向、軸方向の辺長(mm)( $A = 500\text{mm}$ ,  $B = 200\text{mm}$ )、 $a$ ：主鉄筋方向 $a_x$ 、配力鉄筋方向 $a_y$ の等価応力ブロックの平均値(mm)( $= (a_x + a_y)/2$ )、 $C_d$ ：ダウエル効果の影響を示す寸法効果(mm)、すなわち主鉄筋のかぶ

り  $C_X (= c_X + D_X/2)$ ,  $c_X$ : 主鉄筋かぶり,  $D_X$ : 主鉄筋の直径) と配力鉄筋方向のかぶり  $C_Y (= c_Y + D_X + D_Y/2)$ ,  $c_Y$ : 配力鉄筋かぶり,  $D_Y$ : 配力鉄筋の直径) の平均(mm) ( $= (C_X + C_Y)/2$ ),  $da$ : 主鉄筋の有効高さ( $d_x$ )と配力鉄筋方向の有効高さ( $d_y$ )の平均(mm) ( $da = H - Cd$ ),  $H$ : 床版全厚(mm),  $f_{c0}$ : コンクリートのせん断強度(N/mm<sup>2</sup>),  $f_t$ : コンクリートの引張強度(N/mm<sup>2</sup>),  $f_c$ : コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

なお, 等価応力ブロック a の算定については第 4 章で述べている。

### 5.2.3 S-N曲線の傾きの逆数m

松井<sup>5.8), 5.9)</sup>らおよび土木研究所<sup>5.10)</sup>および文献 5.7 が示す RC 床版の S-N 曲線式を図-5.1 に示す。松井らによる S-N 曲線式の傾きの絶対値の逆数は  $m = 12.76$ , 土木研究所式<sup>5.10)</sup>の傾きの絶対値の逆数は  $m = 18.35$ , 阿部らが提案する S-N 曲線式の傾きの絶対値の逆数は  $m = 15.58$  である。これらも図-5.1 に併記した。

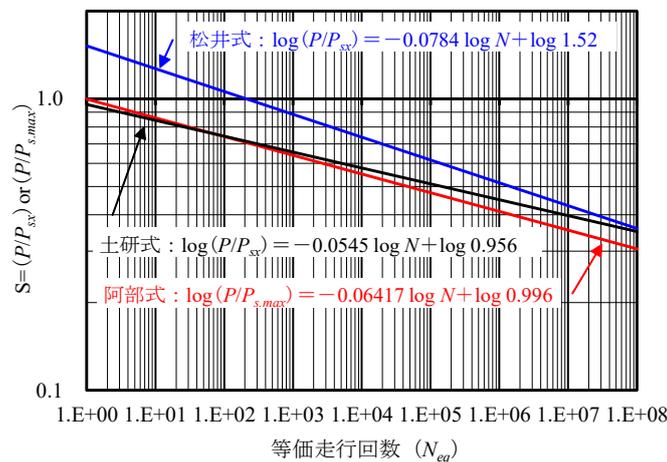


図-5.1 RC床版のS-N曲線式

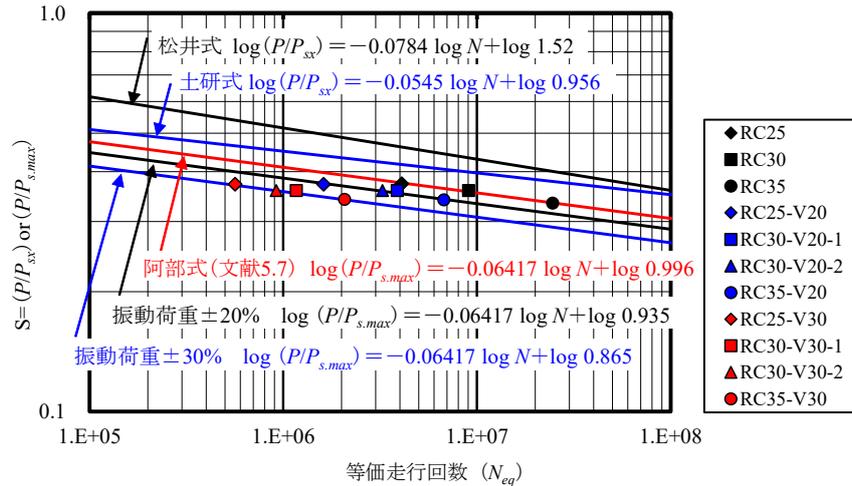
### 5.2.4 振動荷重が及ぼすRC床版のS-N曲線式<sup>5.11)</sup>

#### (1) 振動荷重が及ぼすRC床版のS-N曲線の概略

第 4 章において, 荷重変動が及ぼす RC 床版の S-N 曲線式を提案した。実験供試体は 3/5 モデルとした RC 床版に走行振動荷重  $\pm 20\%$ ,  $\pm 30\%$  の正弦波形による輪荷重走行疲労実験を行った。走行振動荷重が及ぼす S-N 曲線式の縦軸  $S$  には実験供試体の基準荷重  $P = 72\text{kN}$  を押抜きせん断耐荷力  $P_{S,max}$  (式 5.5) で除して無次元化した  $S (= P/P_{S,max})$  値と等価走行回数  $N_{eq}$  との関係で表される S-N 曲線式であり, これを図-5.2 に示す。

#### (2) 振動走行荷重 $\pm 20\%$ , $\pm 30\%$ の S-N 曲線式

振動荷重が重畳する場合も一定荷重走行時の疲労破壊のモードは押抜きせん断破壊であることから, 文献 5.7 に示す一定荷重走行時と振動荷重重畳時の S-N 曲線式の勾配は同じであり切片のみが変化すると仮定し, この仮定を用いて振動荷重  $\pm 20\%$  の S-N 曲



図－ 5.2 一定荷重および振動荷重載荷による S-N 曲線式（第 4 章）

線式は式(5.6)，振動荷重 ±30%の場合を式(5.7) として与えられる。

振動荷重 ±20%：

$$\log(P/P_{S,max}) = -0.06417 \log N + \log 0.935 \quad (5.6)$$

振動荷重 ±30%：

$$\log(P/P_{S,max}) = -0.06417 \log N + \log 0.865 \quad (5.7)$$

以上より，段差を有する伸縮継手部などによって発生する荷重変動，すなわち振動荷重が基準荷重に対して 20%，30%程度の振動荷重が重畳することで RC 床版の疲労寿命が大幅に低下する結果となる。

### (3) 道路橋RC床版への適用

道路橋 RC 床版の設計では，1973 年，1980 年および 1994 年改訂以降の道示に基づいて設計した諸元を用いて押抜きせん断耐荷力を算定し，一定な荷重で走行した場合の RC 床版の寿命推定を行う。併せて第 4 章で評価した振動荷重 ±20%および ±30%が作用した場合の寿命推定を行う。なお，1964 年改訂道示以前の基準では床版厚が薄く，鉄筋には丸鋼が使用されており，寿命が大幅に低下することから寿命推定の検証は行わないこととする。

## 5.3 押抜きせん断耐荷力の等価低減係数および破壊等価走行回数

### 5.3.1 等価低減係数 <sup>5.12)</sup>

#### (1) RC床版支間方向のT荷重状態

実橋 RC 床版は，連続版として設計される場合が多く，設計支間の長大化に伴い，T 荷重の載荷状態が異なる。ここで，RC 床版支間長ごとの T 荷重載荷状態を図－ 5.3 に示す。

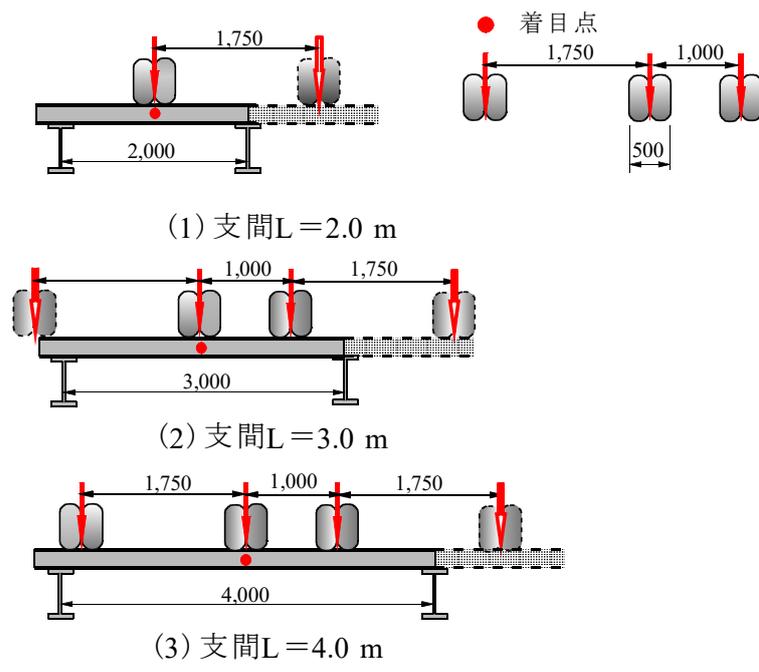


図- 5.3 輪荷重 (T 荷重) の載荷状態

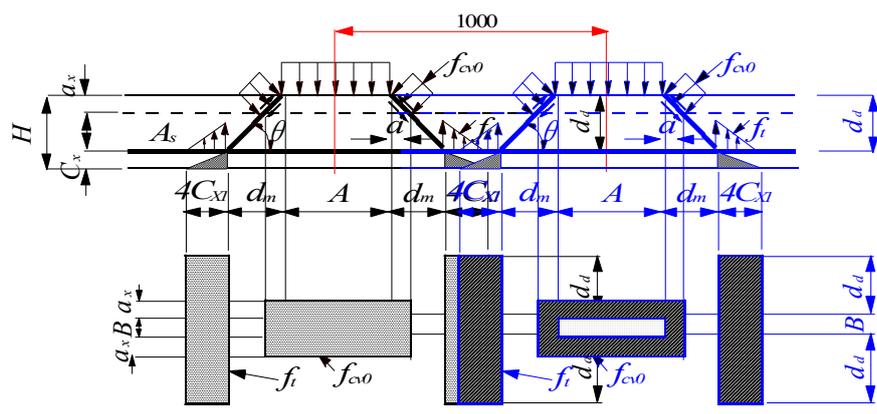


図- 5.4 2 軸が作用する場合の押抜きせん断力学モデル<sup>5.11)</sup>

支間 2.0m の RC 床版の T 荷重の載荷状態は図- 5.3 に示すように輪荷重が 1 軸のみとなる。一方、支間 3.0m においては輪荷重は 2 軸が作用し、支間 4.0m では 3 軸が作用することになる。例えば、支間 3.0m の場合には図- 5.4 に示す載荷状態での押抜きせん断力学モデルとなる。しかし、文献 5.7 に示す破壊荷重付近の押抜きせん断力学モデルは、1 軸載荷によるものである。よって、阿部<sup>5.11)</sup>が提案するように設計支間が長大化するに伴い、輪荷重は 2 軸、3 軸載荷となり、図- 5.4 に示すような押抜きせん断力学モデルとなり、解析が複雑化するため押抜きせん断耐荷力の算定が困難となる。また、提案する押抜きせん断耐荷および S-N 曲線式を適用して算定する破壊に至るまでの走行回数は床版支間の長大化に伴って、床版厚が厚くなり、鉄筋量も増大することから破壊走行回数が増大し、寿命評価が困難となる。そこで、阿部<sup>5.12)</sup>は、1 軸載荷による押抜きせん断耐荷力より算定した破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力が各支間等価とする

ために補正係数を求め、これを等価低減係数と定義して提案している。よって、押抜きせん断耐荷力を算定する場合は、床版支間  $L$  に対する等価低減係数  $K_x$  を式(5.5)から算出する押抜きせん断耐荷力に乘じ、これを等価押抜きせん断耐荷力  $P_{s,RC}$  と定義して算定している。ここで、等価低減係数を式(5.8)として与える。

等価低減係数： $K_x$

$$K_x = - 0.1125L + 1.272 \quad (5.8)$$

ここで、 $L$ ：床版支間

RC 床版の設計においては文献 5.7 による破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力  $P_{s,max}$  に等価補正係数を用いた押抜きせん断耐荷力を式(5.9)として与えられている。

$$P_{s,RC} = P_{s,max} \times K_x \quad (5.9)$$

ここで、 $P_{s,RC}$ ：等価押抜きせん断耐荷力  $P_{s,max}$ ：押抜きせん断耐荷力(式(5.5))、 $K_x$ ：等価低減係数、 $L$ ：床版支間

### 5.3.2 破壊等価走行回数

RC 床版の S-N 曲線式に示す、基準荷重  $P$  と押抜きせん断耐荷力  $P_{s,max}$  の比、S 値と、S-N 曲線式の傾きから、破壊走行回数  $N_f$  を算定する。破壊走行回数は、式 5.10)として与えられる。

$$N_f = 10^{[ \log(C) - \log(P/P_{s,RC}) ] / K_m} \quad (5.10)$$

ここで、 $N_f$ ：破壊走行回数、 $P$ ：基準荷重(kN)、 $P_{s,RC}$ ：等価押抜きせん断耐荷力(kN)、 $C$ ：S-N 曲線における S 値 (= 0.996)、 $K_m$ ：S-N 曲線における傾きの逆数 (= 0.06417)

## 5.4 設計基準の変遷によるRC床版の設計

### 5.4.1 最小床版厚(連続版)

#### (1) 最小床版厚に関する規定

第2章で述べたように、老朽化が進んでいる橋梁は昭和1956年、1964年改訂の鋼道路橋示方書で設計されたRC床版である。よって、1956年以降の設計基準の変遷による最小床版厚を求める。なお、1980年以降の道示の最小床版厚の算定においては、一日一方向の大型車両の計画交通量を2,000台以上とする。ここで、最小床版厚の算定は1964年改訂の鋼道路橋示方書以降1994年以降の道示に示す連続版を対象とする。なお、各設計基準における最小床版厚の算定式は式(5.11)、式(5.12)、式(5.13)、式(5.14)として与えられている。また、設計活荷重の改訂に伴う大型車両の計画交通量による衝撃係数を表-5.1に示す。

表－ 5.1 大型車両の交通量による係数

(1) 1980 年改訂道示

1 方向あたりの大型車両の 計画交通量 (台/日)	補修作業 の難易	係数 $k_1$	
		非合成桁	合成桁
500未満	容易	1.00	1.05
	難易	1.05	1.10
500以上1000未満	容易		
	難易	1.10	1.15
1000以上2000未満	容易		
	難易	1.15	1.20
2000以上	容易		
	難易	1.20	1.25

(2) 1994 年改訂以降の道示

1 方向あたりの大型車両の 計画交通量 (台/日)	係数 $k_1$
500未満	1.10
500以上1000未満	1.15
1000以上2000未満	1.20
2000以上	1.25

※ 1994 年改訂道示は cm 単位であるが、  
1996 年以降の道示は mm 単位となっ  
ているのでここでも mm 単位とする。

1) 1964 年 :

$$t_0 = a + d \quad (5.11)$$

ここで,  $t_0$  : 最小床版厚 (cm),  $a$  : かぶり (cm),  $d$  : 有効高 (cm)

2) 1973 年 :

$$t_0 = 3L + 11 \geq 16\text{cm} \quad (5.12)$$

ここで,  $t_0$  : 最小床版厚 (cm),  $L$  : 床版設計支間 (cm)

3) 1980 年 :

$$t = k_1 \cdot k_2 \cdot t_0 \quad (5.13)$$

ただし,  $t_0 = 3L + 11$

ここで,  $t$  : 最小床版厚 (cm) (第 1 位を四捨五入する。ただし,  $t_0$  を下回らないこと),  $k_1$  : 表－ 5.1(1) に示す大型車両の 1 日 1 方向あたりの計画交通量による係数,  $k_2$  : 床版を支持する桁の剛性が著しく異なるために生じる付加曲げモーメント係数。一般に  $k_2 = 1.0$  としてよい。  $L$  : 床版支間 (cm)

4) 1994 年以降 :

$$t = k_1 \cdot k_2 \cdot t_0 \quad (5.14)$$

ただし,  $t_0 = 30L + 110$

ここで,  $t$  : 最小床版厚 (mm) (第 1 位を四捨五入する。ただし,  $t_0$  を下回らないこと),  $k_1$  : 表－ 5.1(2) に示す大型車両の 1 日 1 方向あたりの計画交通量による係数,  $k_2$  : 床版を支持する桁の剛性が著しく異なるために生じる付加曲げモーメント係数。一般に  $k_2 =$

1.0 としてよい。 $L$  : 床版支間 (mm)

## 5.4.2 設計活荷重曲げモーメント

### (1) RC床版の設計活荷重曲げモーメント

1965 年から 1990 年改訂までの設計基準における自動車荷重は 20tf であり、活荷重は 8tf である。1994 年以降の自動車荷重は 25tf、活荷重は 10tf である。1996 年以降は SI 単位である。これらの荷重による RC 床版の支間 2m から 4.0m までの設計曲げモーメントは式(5.15)～式(5.21)として与えられている。

1) 1956 年, 1964 年 :

$$\text{主鉄筋方向} : M_L = \frac{0.4 \cdot P(L-1)}{L+0.4(L+i)} \quad (5.15)$$

ただし,  $i = 20/(50+L)$

配力鉄筋方向 : 規定なし

ここで,  $M_L$  : 主鉄筋方向の活荷重モーメント (t・m),  $P$  : 活荷重 (= 8.0tf),  $L$  : 設計支間 (m),  $i$  : 衝撃係数

2) 1973 年 :

$$\text{主鉄筋方向} : M_L = 0.8(0.12L + 0.07)P \cdot K \quad (5.16)$$

$$\text{配力鉄筋方向} : M_L = 0.8(0.10L + 0.04)P \cdot K \quad (5.17)$$

ここで,  $M_L$  : 主鉄筋方向および配力鉄筋方向の活荷重モーメント (t・m),  $P$  : 活荷重 (= 8.0tf),  $L$  : 設計支間 (m),  $K$  : 大型車両の 1 日 1 方向あたり 1,000 台以上の場合の割り増し係数 (= 1.20)

3) 1980 年 :

$$\text{主鉄筋方向} : M_L = 0.8(0.12L + 0.07)P \cdot K \quad (5.18)$$

$$\text{配力鉄筋方向} : M_L = 0.8(0.10L + 0.04)P \cdot K \quad (5.19)$$

ここで,  $M_L$  : 主鉄筋方向および配力鉄筋方向の活荷重モーメント (t・m),  $P$  : 活荷重 (= 8.0tf),  $L$  : 設計支間 (m),  $K$  : 大型車両の 1 日 1 方向あたり 1,000 台以上の場合の割り増し係数 (= 1.20)

4) 1994 年以降 :

$$\text{主鉄筋方向} : M_L = 0.8 (0.12L + 0.07)P \cdot K_\alpha \quad (5.20)$$

$$\text{配力鉄筋方向} : M_L = 0.8 (0.10L + 0.04)P \quad (5.21)$$

ただし,  $L \leq 2.5$        $K_\alpha = 1.0$

$$2.5 < L \leq 4.0 \quad K_\alpha = 1.0 + (L - 2.5)/12$$

ここで、 $M_L$ ：主鉄筋方向および配力鉄筋方向の活荷重モーメント ( $t \cdot m$  (1994年),  $N \cdot mm$  (1996年)),  $P$ ：T荷重の片側の荷重 (= 10tf (1994年), 100kN (1996年以降)),  $K_a$ ：床版の支間方向が車両進行方向に直角な場合の連続版の主鉄筋方向の曲げモーメントの割増し係数,  $L$ ：設計支間 ( $m$  (1994年),  $mm$  (1996年))

## (2) RC床版の死荷重曲げモーメント

等分布死荷重による床版の単位幅(1m)あたりの設計曲げモーメントは、表- 2.3 に示す式で算出してよい。表- 5.2 に示す  $L$  は死荷重に対する床版の支間 ( $m$ ),  $w$  は等分布死荷重 ( $kN/m^2$ ) である。

表- 5.2 等分布死荷重による床版の単位幅(1m)あたりの設計曲げモーメント ( $kN \cdot m/m$ )

床版の区分	曲げモーメントの種類		主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント
単純版	支点曲げモーメント		$+WL^2/8$	無視してよい
片持版	支点曲げモーメント		$-WL^2/2$	
連続版	支点曲げモーメント	端支間	$+WL^2/10$	
		中間支間	$+WL^2/14$	
	支点曲げモーメント	2支間の場合	$-WL^2/8$	
		3支間の場合	$-WL^2/10$	

### 5.4.3 設計基準の変遷に伴う荷重・曲げモーメント・床版厚（連続版）

設計基準の変遷に伴う荷重，活荷重曲げモーメント，最小床版厚について，床版支間 2.0m に大型車両の 1 日 1 方向あたりの計画交通量 2,000 台以上とした場合についての比較を表- 5.3 に示す。

1964 年，1973 年改訂の道示で設計した場合の床版厚はそれぞれ 150mm，170mm である。大型車両の交通量による床版厚の割増係数を考慮した 1980 年改訂の道示では 210mm となる。また，1994 年改訂の道示，および 1994 年以降の道示においても 210mm となる。また，荷重比 (= 80kN/100kN) においては 1980 年改訂道示以前においては 0.80 である。主鉄筋，配力鉄筋の曲げモーメントを式(5.15)～式(5.21)より算出すると，1964 年以前の改訂鋼示より算出した結果と 1994 年改訂以降の道示を基準に比を求める 0.46 であり，配力鉄筋に規定はない。また，鉄筋には丸鋼が使用されている。次に，1973 年，1980 年改訂道示においては，主鉄筋および配力鉄筋でそれぞれ 0.96 である。なお，鉄筋には異形棒鋼が使用されている。

以上より，1980 年改訂の道示で設計された RC 床版は 1994 年改訂の道示で算定した床版厚に対して 60mm および 40mm 薄く，剛性が低い。よって，B 活荷重走行による荷重変動の影響により耐衝撃力が低くなることから，寿命低下が著しいと考えられる。よって，設計基準の変遷に伴う RC 床版の耐疲労性および第 4 章で求めた荷重変動が及

表－ 5.3 設計基準の変遷に伴う荷重・曲げモーメント・床版厚（連続版）  
（支間 2.0m, 交通量 2000 台以上）

設計基準	活荷重 (P)	B活荷重比	曲げモーメント				最小床版厚 (mm)	床版厚差 (mm)
			主鉄筋	B活荷重比	配力鉄筋	B活荷重比		
昭和31年5月(1956.5) 鋼道路橋設計示方書	8.0tf	0.80	1.14tf・m	0.46	—	—	150	60
昭和39年6月(1964.4) 鋼道路橋設計示方書	8.0tf	0.80	1.14tf・m	0.46	—	—	150	60
昭和48年2月(1973.2) 道路橋示方書・同解説	8.0tf	0.80	2.38tf・m	0.96	1.84tf・m	0.96	170	40
昭和55年2月(1980.2) 道路橋示方書・同解説	8.0tf	0.80	2.38tf・m	0.96	1.84tf・m	0.96	210	0
平成6年2月(1994.2) 道路橋示方書・同解説	10.0tf	1.00	2.48tf・m	1.00	1.92tf・m	1.00	210	—
平成8年12月(1996.12) 道路橋示方書・同解説	100.0kN	1.00	24.80kN・m	1.00	19.20kN・m	1.00	210	—
平成14年3月(2002.3) 道路橋示方書・同解説	100.0kN	1.00	24.80kN・m	1.00	19.20kN・m	1.00	210	—
平成24年3月(2012.3) 道路橋示方書・同解説	100.0kN	1.00	24.80kN・m	1.00	19.20kN・m	1.00	210	—

ぼすことによる S-N 曲線式を用いて寿命推定の検証を行うものとする。

## 5.5 RC床版の設計

### 5.5.1 設計条件

1956 年，1964 年改訂の鋼示における最小床版厚は有効高さ 11cm にかぶりを加えた厚さであり，鉄筋量を多く配置し，鉄筋配置において構造細目の規定上困難な場合に床版厚を厚くし，その厚さに合わせて鉄筋量が配置されている。よって，床版厚が薄く，耐疲労性の評価が困難なことから第 5 章では，床版の設計および寿命推定は行わないこととする。よって，設計においては異形棒鋼が使用された 1973 年，1980 年，1994 年以降の設計基準に基づいて RC 床版を設計する。鉄筋配置は設計基準に示す構造細目に準拠して配置する。ここで，設計条件を表－ 5.4 に示す。

表－ 5.4 RC 床版の設計条件

設計基準	1973年	1980年	1994年以降
橋種	1等橋	1等橋	B活荷重
荷重	80kN	80kN	100kN
床版支間	2000mm～4000mm (500mm間隔)		
大型車両の計画交通量	2000台以上	2000台以上	2000台以上
コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck}$	21N/mm <sup>2</sup>	24N/mm <sup>2</sup>	24N/mm <sup>2</sup>
アスファルト舗装厚	50mm		
コンクリートの許容応力度 $\sigma_{ca}$	$\sigma_{ca} = 7\text{N/mm}^2$	$\sigma_{ca} = 8\text{N/mm}^2$	$\sigma_{ca} = 8\text{N/mm}^2$
鉄筋の許容応力度 $\sigma_{sa}$	$\sigma_{sa} = 140\text{N/mm}^2$		
使用鉄筋 (SD295)	D13, D16, D19		
鉄筋間隔	100mm～150mm (道示 (構造細目))		

## 5.5.2 RC床版の設計

### (1) 1973年改訂道示

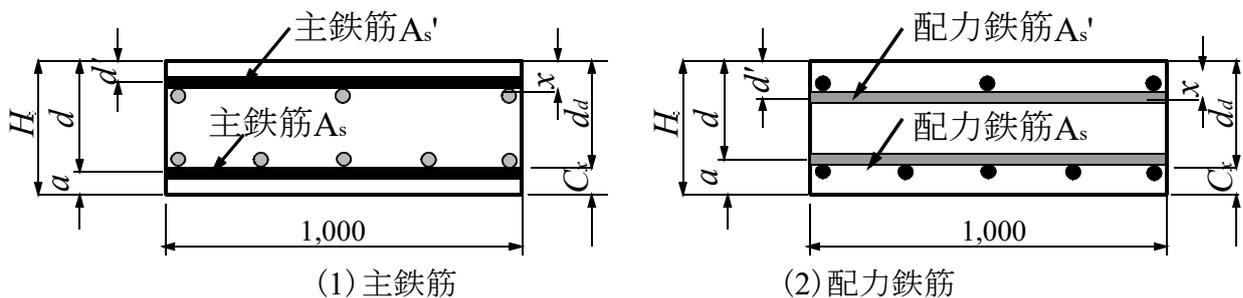
1973年改訂道示における活荷重は 8.0tf (80kN)，コンクリートの設計基準強度は 210kg/cm<sup>2</sup> (21N/mm<sup>2</sup>)，鉄筋の許容応力度は 1400kg/cm<sup>2</sup> (140N/mm<sup>2</sup>) とする。コンクリートおよび鉄筋の応力度の算定は複鉄筋配置とする。よって，複鉄筋配置による応力度の検討を行う。なお，本計算においては kN および mm 単位で算定する。

#### 1) 主鉄筋方向の応力度の検討

本設計で使用する鉄筋は D13, D16, D19 とし，公称直径および公称断面積を表－5.5 に示す。また，鉄筋配置による応力算定においては複鉄筋長方形断面として計算する。ここで，鉄筋配置状況を図－5.5 に示し，構造諸元を式(5.22)～式(5.24)より算出する。なお，図－5.5 に示すかぶり  $a$  は 30mm とする。

表－5.5 鉄筋の諸元

呼び名	公称直径 (mm)	公称断面積 (mm <sup>2</sup> )
D13	12.7	126.7
D16	15.9	198.6
D19	19.1	286.5



図－5.5 複鉄筋配置方法

#### a) 中立軸の位置

$$X_m = -\frac{n(A_s + A'_s)}{b} + \sqrt{\left[\frac{n(A_s + A'_s)}{b}\right]^2 + \frac{2n}{b}(dA_s + d'A'_s)} \quad (5.22)$$

#### b) コンクリートの応力度

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b}{d - \frac{x}{2}} + nA'_s \frac{x - d'}{d - d'}} < \sigma_{ca} \quad (5.23)$$

#### c) 鉄筋の応力度

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \frac{d - x}{x} < \sigma_{sa} \quad (5.24)$$

ここで、 $M$ ：曲げモーメント(N・mm)， $b$ ：有効幅(= 1,000mm)， $\sigma_{sa}$ ：鉄筋の許容引張応力度(N/mm<sup>2</sup>)， $\sigma_{ca}$ ：コンクリートの許容曲げ圧縮応力度(N/mm<sup>2</sup>)， $n$ ：鉄筋とコンクリートのヤング係数比(= 15)

## 2) 配力鉄筋方向の応力度の検討

配力鉄筋方向についても同様応力計算を行う。

## 3) 破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力の算定

次に、破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力  $P_{S,max}$  (式 5.5) および等価応力ブロック  $a$  (式 5.6～式(5.9)) を算定し、表－ 5.6 に示す。

## (2) 1973年改訂道示

1973 年改訂道示における活荷重は 8.0tf (80kN)，コンクリートの設計基準強度は  $\sigma_{ck} = 210\text{kg/cm}^2$  (21N/mm<sup>2</sup>) である。よって、コンクリートの許容応力度は  $\sigma_{ca} = \sigma_{ck}/3 = 70\text{kg/cm}^2$  (7N/mm<sup>2</sup>) である。鉄筋の許容応力度は  $\sigma_{sa} = 1400\text{kg/cm}^2$  (140N/mm<sup>2</sup>) である。コンクリートおよび鉄筋の応力度の算定は複鉄配置として応力計算を行った。次に、等価応力ブロック  $a$  を算定し、破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力  $P_{S,max}$  を算定する。以上の算定結果を表－ 5.6 に示す。

## (2) 1980年改訂道示

1980 年改訂道示における活荷重は 8.0tf (80kN)，コンクリートの設計基準強度は  $\sigma_{ck} = 240\text{kg/cm}^2$  (24N/mm<sup>2</sup>) であり、1973 年道示と比較して  $30\text{kg/cm}^2$  (3N/mm<sup>2</sup>) 増加している。よって、コンクリートの許容応力度は  $\sigma_{ca} = \sigma_{ck}/3 = 80\text{kg/cm}^2$  (8N/mm<sup>2</sup>) である。鉄筋の許容応力度は  $\sigma_{sa} = 1400\text{kg/cm}^2$  (140N/mm<sup>2</sup>) である。コンクリートおよび鉄筋の応力度の算定は複鉄配置として応力計算を行った。次に、破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力  $P_{S,max}$  および等価応力ブロック  $a$  を算定した。以上の算定結果を表－ 5.7 に示す。

## (3) 1994年改訂道示以降

1994 年改訂道示以降における活荷重は 10tf (100kN) へと改訂された。コンクリートの設計基準強度は  $\sigma_{ck} = 240\text{kg/cm}^2$  (24N/mm<sup>2</sup>)，コンクリートの許容応力度は  $\sigma_{ca} = \sigma_{ck}/3 = 80\text{kg/cm}^2$  (8N/mm<sup>2</sup>) である。鉄筋の許容応力度は  $\sigma_{sa} = 1400\text{kg/cm}^2$  (140N/mm<sup>2</sup>) である。以上の条件で算出した結果を表－ 5.8 に示す。

以上より、1973 年改訂道示は床版厚が薄いのが、活荷重曲げモーメントの算出においては、大型車両の計画交通量が 1 日 1,000 台以上の場合は 20% を割り増しするために曲げモーメントが大きくなり、鉄筋量が多く必要となる。また、1980 年改訂道示においては、床版厚算定において割り増し係数が適用され、床版厚が 40mm 厚くなる。その為に鉄筋量が 1973 年道示と比較すると 20% ほど下回っている。次に、1994 年改訂以降の道示においては、荷重が 100kN と、1973 年、1980 年改訂道示と比較して 20kN 増大されている。しかし、主鉄筋方向の曲げモーメントの算出においては、床版支間長が 2.5m 以上から割り増し係数が適用され、配力鉄筋には考慮されていない。よって、活荷重モ

表－ 5.6 RC 床版押抜きせん断耐荷力（1973 年）

設計支間 (mm)		2,000 mm	2,500 mm	3,000 mm	3,500 mm	4,000 mm
床版厚 (mm)		170 mm	190 mm	200 mm	220 mm	230 mm
コンクリートの設計基準強度 ( $f'c$ )		21 N/mm <sup>2</sup>				
主鉄筋	引張鉄筋 ( $A_s$ )	1,727 mm <sup>2</sup>	1,805 mm <sup>2</sup>	2,046 mm <sup>2</sup>	2,292 mm <sup>2</sup>	2,605 mm <sup>2</sup>
	圧縮鉄筋 ( $A'_s$ )	863 mm <sup>2</sup>	903 mm <sup>2</sup>	1,023 mm <sup>2</sup>	2,292 mm <sup>2</sup>	2,605 mm <sup>2</sup>
配力鉄筋	引張鉄筋 ( $A_s$ )	1,324 mm <sup>2</sup>	1,419 mm <sup>2</sup>	1,528 mm <sup>2</sup>	1,655 mm <sup>2</sup>	1,805 mm <sup>2</sup>
	圧縮鉄筋 ( $A'_s$ )	662 mm <sup>2</sup>	709 mm <sup>2</sup>	764 mm <sup>2</sup>	828 mm <sup>2</sup>	903 mm <sup>2</sup>
鉄筋降伏強度 ( $f_{yd}$ )		295 N/mm <sup>2</sup>				
鉄筋引張強度 ( $f_y$ )		440 N/mm <sup>2</sup>				
有効高	主鉄筋 ( $d_x$ )	132.1 mm	152.1 mm	162.1 mm	182.1 mm	192.1 mm
	配力鉄筋 ( $d_y$ )	116.2 mm	136.2 mm	146.2 mm	166.2 mm	176.2 mm
かぶり厚	主鉄筋 ( $c_x$ )	38.0 mm				
	配力鉄筋 ( $c_y$ )	53.9 mm				
等価応力ブロック	主鉄筋 ( $a_x$ )	36.7 mm	37.6 mm	40.4 mm	43.2 mm	46.5 mm
	配力筋 ( $a_y$ )	36.9 mm	38.4 mm	40.0 mm	41.8 mm	43.9 mm
押抜きせん断耐荷力 ( $P_{s,max}$ )		420.4 kN	444.3 kN	468.5 kN	500.9 kN	529.3 kN

表－ 5.7 RC 床版押抜きせん断耐荷力（1980 年）

設計支間 (mm)		2,000 mm	2,500 mm	3,000 mm	3,500 mm	4,000 mm
床版厚 (mm)		210 mm	230 mm	250 mm	270 mm	290 mm
コンクリートの設計基準強度 ( $f'c$ )		24 N/mm <sup>2</sup>				
主鉄筋	引張鉄筋 ( $A_s$ )	1,370 mm <sup>2</sup>	1,528 mm <sup>2</sup>	1,655 mm <sup>2</sup>	1,910 mm <sup>2</sup>	2,122 mm <sup>2</sup>
	圧縮鉄筋 ( $A'_s$ )	685 mm <sup>2</sup>	764 mm <sup>2</sup>	828 mm <sup>2</sup>	955 mm <sup>2</sup>	1,061 mm <sup>2</sup>
配力鉄筋	引張鉄筋 ( $A_s$ )	1,102 mm <sup>2</sup>	1,102 mm <sup>2</sup>	1,207 mm <sup>2</sup>	1,324 mm <sup>2</sup>	1,419 mm <sup>2</sup>
	圧縮鉄筋 ( $A'_s$ )	551 mm <sup>2</sup>	551 mm <sup>2</sup>	603 mm <sup>2</sup>	662 mm <sup>2</sup>	709 mm <sup>2</sup>
鉄筋降伏強度 ( $f_{yd}$ )		295 N/mm <sup>2</sup>				
鉄筋引張強度 ( $f_y$ )		440 N/mm <sup>2</sup>				
有効高	主鉄筋 ( $d_x$ )	172.1 mm	192.1 mm	212.1 mm	232.1 mm	252.1 mm
	配力鉄筋 ( $d_y$ )	156.2 mm	176.2 mm	196.2 mm	216.2 mm	236.2 mm
かぶり厚	主鉄筋 ( $c_x$ )	38.0 mm				
	配力鉄筋 ( $c_y$ )	53.9 mm				
等価応力ブロック	主鉄筋 ( $a_x$ )	29.9 mm	31.8 mm	33.2 mm	36.0 mm	38.3 mm
	配力筋 ( $a_y$ )	31.1 mm	31.1 mm	32.6 mm	34.3 mm	35.7 mm
押抜きせん断耐荷力 ( $P_{s,max}$ )		439.6 kN	463.4 kN	491.9 kN	526.4 kN	557.2 kN

表－ 5.8 RC 床版押抜きせん断耐荷力（1994 年以降）

設計支間 (mm)		2,000 mm	2,500 mm	3,000 mm	3,500 mm	4,000 mm
床版厚 (mm)		210 mm	230 mm	250 mm	270 mm	290 mm
コンクリートの設計基準強度 ( $f'c$ )		24 N/mm <sup>2</sup>				
主鉄筋	引張鉄筋 ( $A_s$ )	1,528 mm <sup>2</sup>	1,655 mm <sup>2</sup>	1,891 mm <sup>2</sup>	1,976 mm <sup>2</sup>	2,292 mm <sup>2</sup>
	圧縮鉄筋 ( $A'_s$ )	764 mm <sup>2</sup>	828 mm <sup>2</sup>	946 mm <sup>2</sup>	988 mm <sup>2</sup>	1,146 mm <sup>2</sup>
配力鉄筋	引張鉄筋 ( $A_s$ )	1,152 mm <sup>2</sup>	1,207 mm <sup>2</sup>	1,207 mm <sup>2</sup>	1,324 mm <sup>2</sup>	1,370 mm <sup>2</sup>
	圧縮鉄筋 ( $A'_s$ )	576 mm <sup>2</sup>	603 mm <sup>2</sup>	603 mm <sup>2</sup>	662 mm <sup>2</sup>	685 mm <sup>2</sup>
鉄筋降伏強度 ( $f_{yd}$ )		295 N/mm <sup>2</sup>				
鉄筋引張強度 ( $f_y$ )		440 N/mm <sup>2</sup>				
有効高	主鉄筋 ( $d_x$ )	172.1 mm	192.1 mm	212.1 mm	232.1 mm	252.1 mm
	配力鉄筋 ( $d_y$ )	157.8 mm	178.0 mm	197.8 mm	216.2 mm	236.2 mm
かぶり厚	主鉄筋 ( $c_x$ )	38.0 mm				
	配力鉄筋 ( $c_y$ )	52.3 mm	52.0 mm	52.3 mm	53.9 mm	53.9 mm
等価応力ブロック	主鉄筋 ( $a_x$ )	31.8 mm	33.2 mm	35.8 mm	36.7 mm	40.0 mm
	配力筋 ( $a_y$ )	31.4 mm	32.2 mm	32.2 mm	34.3 mm	35.0 mm
押抜きせん断耐荷力 ( $P_{s,max}$ )		445.1 kN	470.3 kN	496.8 kN	529.2 kN	561.4 kN

ーメントが増大した分だけ鉄筋量が多く配置されている。

## 5.6 走行一定荷重および走行振動荷重が作用するRC床版の寿命推定

### 5.6.1 RC床版の寿命推定

RC 床版の寿命推定式は文献 5.7)に示す RC 床版の破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力  $P_{s,max}$  (式(5.5) と S-N 曲線式 (式(5.4) の関係より寿命推定する。RC 床版の S-N 曲線式に示す基準荷重  $P$  と破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力  $P_{s,max}$  の比,  $S$  値と, S-N 曲線式の傾きから, 破壊走行回数  $N_f$  を式(5.10)より算定する。

#### (1)1973年改訂道示

1973 年改訂道示に基づいて RC 床版を設計し, RC 床版厚は床版支間  $L$  を関数とした式(5.12)より算出した。また, 曲げモーメントの算出においても計画交通量が 1,000 台以上であることから 20%の割り増しをした。1973 年改訂道示の規定に基づいて設計し, それぞれの諸元より, 破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力  $P_{s,max}$  を用いて破壊等価走行回数を算出した結果を表ー 5.9 に示す。なお, 寿命年数の算定においては, 本設計は大型車両の 1 日 1 方向あたりの計画交通量を 2,000 台以上として設計したことから, 寿命推定に用いる大型車両の 1 日 1 方向あたりの計画交通量を 2,500 台とする。また, 基準荷重においても, 1994 年以降の道示から B 活荷重となっていることから活荷重 100kN に衝撃係数を考慮した 140kN として算出する。

表ー 5.9 に示すように, RC 床版設計支間 2,000mm の床版厚は 170mm, 押抜きせん断耐荷力  $P_{s,max}$  は 420.4kN である。式 5.9 より破壊走行回数を算定すると  $25.969 \times 10^6$  回, 大型車両の計画交通量を 2,500 台以上とした場合の破壊年数は 28.5 年 (=破壊走行回数/( $365 \times 2,500$ )) である。以下, 床版支間長を 500mm ずつ延長し, 最大支間 4,000mm までを算定した。支間長が 500mm 延長することで, 床版厚も支間  $L$  を関数とした式(5.15)より算出することから支間長の延長に比例して床版厚も厚くなり, 設計活荷重曲げモーメントも増加することから, 押抜きせん断耐荷力も増大する。よって, 支間長 4,000mm の場合の押抜きせん断耐荷力  $P_{s,max}$  は 529.3kN である。破壊走行回数を算定すると  $940.160 \times 10^6$  回, 大型車両の計画交通量を 2,500 台以上とした場合の破壊年数は 1,287.9 年となり, 支間長に比例して寿命が向上することになる。一方, 設計床版厚は支間長に比例して厚くなるが, これはどの支間においては寿命も同一である。これらのことから阿部<sup>5.12)</sup>は, 床版支間  $L$  を関数とした等価補正係数  $K_x$  を提案し, これを押抜きせん断耐

表ー 5.9 RC 床版の破壊等価走行回数 (1973 年)

設計支間 (mm)	2,000 mm	2,500 mm	3,000 mm	3,500 mm	4,000 mm
床版厚 (mm)	170 mm	190 mm	200 mm	220 mm	230 mm
コンクリートの設計基準強度 ( $f_c$ )	21 N/mm <sup>2</sup>	21 N/mm <sup>2</sup>	21 N/mm <sup>2</sup>	21 N/mm <sup>2</sup>	21 N/mm <sup>2</sup>
押抜きせん断耐荷力 ( $P_{s,max}$ )	420.4 kN	444.3 kN	468.5 kN	500.9 kN	529.3 kN
破壊走行回数 (回)	$25.969 \times 10^6$ 回	$61.547 \times 10^6$ 回	$140.449 \times 10^6$ 回	$398.155 \times 10^6$ 回	$940.160 \times 10^6$ 回
寿命年数 (2,500/日)	28.5 年	84.3 年	192.4 年	545.4 年	1,287.9 年
補正押抜きせん断耐荷力 ( $P_{s,RC}$ )	440.6 kN	440.8 kN	438.5 kN	440.8 kN	436.1 kN
破壊走行回数 (回)	$53.920 \times 10^6$ 回	$54.306 \times 10^6$ 回	$50.106 \times 10^6$ 回	$54.312 \times 10^6$ 回	$46.030 \times 10^6$ 回
寿命年数 (2,500/日)	59.1 年	59.5 年	54.9 年	59.5 年	50.4 年

荷力  $P_{s,max}$  に乗じた等価押抜きせん断耐荷力  $P_{s,RC}$  (式 5.8) より寿命推定を行っている。その結果, 支間 2,000mm の RC 床版の補正押抜きせん断耐荷力  $P_{s,RC}$  は 440.6kN となり, 補正破壊走行回数は  $53.920 \times 10^6$  回, 破壊年数は 59.1 年となる。次に, 支間長 4,000mm の補正押抜きせん断耐荷力  $P_{s,RC}$  は 436.1kN となり, 補正破壊走行回数は  $46.030 \times 10^6$  回, 破壊年数は 50.4 年となった。各支間長の寿命年数はほぼ平準化された結果がえ得られた。よって, 1973 年改訂道示で設計された RC 床版に B 活荷重が作用した場合の寿命年数は 50 年から 59 年程度であることから表- 5.2 に示すように, 1994 年改訂道示に厚さとするために 40mm の増厚補強が必要になると考える。

## (2) 1980年改訂道示

1980 年改訂道示に基づいて RC 床版を設計した。RC 床版厚の算定においては施工の難易, 非合成および合成とした場合の大型車両の 1 日 1 方向の計画交通量ごとに割り増し係数が適用されている。ここでは, 大型車両の 1 日 1 方向の計画交通量を 2,000 台以上とし, 計画交通量による係数  $k_1 = 1.25$  を適用した。また, 曲げモーメントの算出においても計画交通量が 1,000 台以上の場合は 20%の割り増しをした。ここで, 表- 5.7 に示した諸元を用いた押抜きせん断耐荷力を基に寿命推定を行い表- 5.10 に示す。

表- 5.10 に示すように, RC 床版設計支間 2,000mm の床版厚は 210mm, 押抜きせん断耐荷力  $P_{s,max}$  は 439.6kN である。式(5.10)より破壊走行回数を算定する  $47.151 \times 10^6$  回, 大型車両の計画交通量を 2,500 台以上とした場合の破壊年数は 51.7 年である。床版支間長 4,000mm では床版厚は 290mm, 押抜きせん断耐荷力  $P_{s,max}$  は 557.2kN である。破壊走行回数を算定する  $2093.604 \times 10^6$  回, 大型車両の計画交通量を 2,500 台以上とした場合の破壊年数は 2,294.4 年であり, 寿命は支間長に比例して床版厚, 鉄筋量が多くなることから比例して増大している。

一方, 補正等価係数を適用した場合, 支間長 2,000mm の補正押抜きせん断耐荷力は 460.245kN, 補正等価走行回数は  $106.520 \times 10^6$  回, 破壊年数は 116.7 年である。また, 支間長 4000mm の場合は補正押抜きせん断耐荷力は 458.0kN, 補正破壊走行回数は  $98.684 \times 10^6$  回, 破壊年数は 108.2 年である。寿命年数を 1973 年改訂の道示と比較する 1980 年道示で設計した RC 床版は寿命年数が 1.9 倍から 2.1 倍である。これは, 1973 年改訂道示は床版厚に対して 40mm 厚いために, 曲げ剛性が向上したためであると考えられる。

表- 5.10 RC 床版の破壊等価走行回数 (1980 年)

設計支間 (mm)	2,000 mm	2,500 mm	3,000 mm	3,500 mm	4,000 mm
床版厚 (mm)	210 mm	230 mm	250 mm	270 mm	290 mm
コンクリートの設計基準強度 ( $f'_c$ )	24 N/mm <sup>2</sup>				
押抜きせん断耐荷力 ( $P_{s,max}$ )	439.6 kN	463.4 kN	491.9 kN	526.4 kN	557.2 kN
破壊走行回数 (回)	$47.151 \times 10^6$ 回	$144.075 \times 10^6$ 回	$300.646 \times 10^6$ 回	$863.402 \times 10^6$ 回	$2,093.604 \times 10^6$ 回
寿命年数 (2,500/日)	51.7 年	157.9 年	329.5 年	946.2 年	2,294.4 年
補正押抜きせん断耐荷力 ( $P_{s,RC}$ )	460.2 kN	459.2 kN	459.7 kN	462.3 kN	458.0 kN
破壊走行回数 (回)	$106.520 \times 10^6$ 回	$102.654 \times 10^6$ 回	$104.610 \times 10^6$ 回	$114.178 \times 10^6$ 回	$98.694 \times 10^6$ 回
寿命年数 (2,500/日)	116.7 年	112.5 年	114.6 年	125.1 年	108.2 年

### (3) 1994年改訂以降の道示

1994年改訂以降の道示に基づいて RC 床版を設計した。RC 床版厚の算定は大型車両の計画交通量による割り増し係数が適用されている。1980年改訂道示に示す大型車両の1日1方向の計画交通量を2000台以上とし、計画交通量による係数  $k_1 = 1.25$  を適用した。割り増し係数は1980年改訂道示とほぼ同等である。また、曲げモーメントの算出においては1973年、1980年改訂道示に示す活荷重曲げモーメント式に床版の支間方向が車両進行方向に直角の場合の主鉄筋方向の曲げモーメントの割り増し係数が規定され、割り増しされている。とくに、設計活荷重は100kNであり、1973年、1980年改訂道示に対して20kN増加された。ここで、表-5.8に示した諸元を用いた押抜きせん断耐荷力を基に寿命推定を行い表-5.11に示す。

表-5.11に示すように、RC床版設計支間2,000mmの床版厚は1980年改訂道示と同様に210mm、押抜きせん断耐荷力  $P_{s,max}$  は445.1kNである。式(5.10)より破壊走行回数を算定する  $63.349 \times 10^6$  回、大型車両の計画交通量を2,500台とした場合の破壊年数は69.4年である。床版支間長4,000mmでは床版厚は290mm、押抜きせん断耐荷力  $P_{s,max}$  は561.4kNである。破壊走行回数を算定する  $2355.775 \times 10^6$  回、大型車両の計画交通量を2,500台以上とした場合の破壊年数は2,581.7年であり、寿命推定は支間長に比例して床版厚、鉄筋量が多くなることから比例して増大している。

一方、補正等価係数を適用した場合、支間長2,000mmの補正押抜きせん断耐荷力は466.1kN、補正破壊走行回数は  $129.593 \times 10^6$  回、破壊年数は142.2年である。また、支間長4,000mmの場合は補正押抜きせん断耐荷力は461.5kN、補正破壊走行回数は  $111.053 \times 10^6$  回、破壊年数は121.7年である。

寿命年数を1973年および1980年の道示と比較すると寿命が向上している。これは、活荷重が100kN増加し、これによって曲げモーメントも増大することから鉄筋量が多く配置され、これに伴って補正押抜きせん断耐荷力が向上したためであると考えられる。よって、鉄筋応力度を  $120\text{N/mm}^2$  と以下とすることでさらに寿命の向上が図られる結果となる。

表-5.11 RC床版の破壊等価走行回数 (1994年改訂以降の道示)

設計支間 (mm)	2,000 mm	2,500 mm	3,000 mm	3,500 mm	4,000 mm
床版厚 (mm)	210 mm	230 mm	250 mm	270 mm	290 mm
コンクリートの設計基準強度 ( $f'_c$ )	24 N/mm <sup>2</sup>				
押抜きせん断耐荷力 ( $P_{s,max}$ )	445.1 kN	470.3 kN	496.8 kN	529.2 kN	561.4 kN
破壊走行回数 (回)	$63.349 \times 10^6$ 回	$149.160 \times 10^6$ 回	$350.897 \times 10^6$ 回	$938.404 \times 10^6$ 回	$2,355.775 \times 10^6$ 回
寿命年数 (2,500/日)	69.4 年	163.5 年	384.5 年	1,028.4 年	2,581.7 年
補正押抜きせん断耐荷力 ( $P_{s,RC}$ )	460.1 kN	465.9 kN	464.3 kN	464.8 kN	461.5 kN
破壊走行回数 (回)	$129.593 \times 10^6$ 回	$129.050 \times 10^6$ 回	$122.095 \times 10^6$ 回	$124.096 \times 10^6$ 回	$111.053 \times 10^6$ 回
寿命年数 (2,500/日)	142.0 年	141.4 年	133.8 年	136.0 年	121.7 年

## 5.6.2 走行振動荷重が及ぼすRC床版の寿命推定

### (1) 1973年改訂道示

1973年改訂道示に基づいて RC 床版を設計し、RC 床版に一定荷重および走行振動荷

表一 5.12 振動荷重が及ぼす RC 床版の破壊等価走行回数 (1973 年)

設計支間 (mm)		2,000 mm	2,500 mm	3,000 mm	3,500 mm	4,000 mm
補正押抜きせん断耐荷力 ( $P_{s,RC}$ )		440.6 kN	440.8 kN	438.5 kN	440.8 kN	436.1 kN
一定荷重	破壊走行回数 (回)	$53.920 \times 10^6$ 回	$54.306 \times 10^6$ 回	$50.106 \times 10^6$ 回	$54.312 \times 10^6$ 回	$46.030 \times 10^6$ 回
	寿命年数 (2,500/日)	59.1 年	59.5 年	54.9 年	59.5 年	50.4 年
±20%	破壊走行回数 (回)	$20.138 \times 10^6$ 回	$20.282 \times 10^6$ 回	$18.714 \times 10^6$ 回	$20.284 \times 10^6$ 回	$17.191 \times 10^6$ 回
	寿命年数 (2,500/日)	22.1 年	22.2 年	20.5 年	22.2 年	18.8 年
±30%	破壊走行回数 (回)	$5.989 \times 10^6$ 回	$6.032 \times 10^6$ 回	$5.565 \times 10^6$ 回	$6.033 \times 10^6$ 回	$5.113 \times 10^6$ 回
	寿命年数 (2,500/日)	6.6 年	6.6 年	6.1 年	6.6 年	5.6 年

重 ±20%, ±30%, それぞれの S-N 曲線式より算定した破壊等価走行回数および寿命年数を表一 5.12 に示す。

支間 2,000mm の RC 床版は一定荷重に於ける RC 床版の寿命年数は 59.1 年である。これに対して振動荷重 ±20%が作用した場合の寿命年数は 22.1 年, 振動荷重 ±30%が作用した場合の寿命年数は 6.6 年である。次に, 支間 4,000mm の RC 床版の寿命年数は 50.4 年, 振動荷重 ±20%および振動荷重 ±30%が作用した場合の寿命年数はそれぞれ 18.8 年, 5.6 年である。一定荷重による寿命年数に対して振動荷重 ±20%は 37%の低下, 振動荷重 ±30 の場合は 11%の低下である。振動荷重 ±20%に対して振動荷重 ±30%は 30%の低下である。

## (2) 1980年改訂道示

1980 年改訂道示に基づいて RC 床版を設計し, RC 床版に一定荷重および走行振動荷重 ±20%, ±30%, それぞれの S-N 曲線式より算定した破壊等価走行回数および寿命年数を表一 5.13 に示す。

1980 年改訂道示で設計した支間 2,000mm の RC 床版に一定荷重に於ける RC 床版の寿命年数は 116.7 年であり, 振動荷重 ±20%および ±30%が作用した場合の寿命年数はそれぞれ 43.6 年, 13.0 年である。一定荷重による寿命年数に対して振動荷重 ±20%, ±30 の低下率は 1973 年と同様である。他の設計支間においても同様の傾向である。

表一 5.13 振動荷重が及ぼす RC 床版の破壊等価走行回数 (1980 年)

設計支間 (mm)		2,000 mm	2,500 mm	3,000 mm	3,500 mm	4,000 mm
補正押抜きせん断耐荷力 ( $P_{s,RC}$ )		460.2 kN	459.2 kN	459.7 kN	462.3 kN	458.0 kN
一定荷重	破壊走行回数 (回)	$106.520 \times 10^6$ 回	$102.654 \times 10^6$ 回	$104.610 \times 10^6$ 回	$114.178 \times 10^6$ 回	$98.694 \times 10^6$ 回
	寿命年数 (2,500/日)	116.7 年	112.5 年	114.6 年	125.1 年	108.2 年
±20%	破壊走行回数 (回)	$39.783 \times 10^6$ 回	$38.339 \times 10^6$ 回	$39.070 \times 10^6$ 回	$42.643 \times 10^6$ 回	$36.860 \times 10^6$ 回
	寿命年数 (2,500/日)	43.6 年	42.0 年	42.8 年	46.7 年	40.4 年
±30%	破壊走行回数 (回)	$11.832 \times 10^6$ 回	$11.402 \times 10^6$ 回	$11.619 \times 10^6$ 回	$12.682 \times 10^6$ 回	$10.962 \times 10^6$ 回
	寿命年数 (2,500/日)	13.0 年	12.5 年	12.7 年	13.9 年	12.0 年

## (3) 1994年改訂以降の道示

1994 年改訂以降の道示に基づいて RC 床版を設計し, RC 床版に一定荷重および走行

表一 5.14 振動荷重が及ぼす RC 床版の破壊等価走行回数 (1994 年)

設計支間 (mm)		2,000 mm	2,500 mm	3,000 mm	3,500 mm	4,000 mm
補正押抜きせん断耐荷力 ( $P_{s,RC}$ )		460.1 kN	465.9 kN	464.3 kN	464.8 kN	461.5 kN
一定荷重	破壊走行回数 (回)	$129.593 \times 10^6$ 回	$129.050 \times 10^6$ 回	$122.095 \times 10^6$ 回	$124.096 \times 10^6$ 回	$111.053 \times 10^6$ 回
	寿命年数 (2,500/日)	142.0 年	141.4 年	133.8 年	136.0 年	121.7 年
±20%	破壊走行回数 (回)	$48.400 \times 10^6$ 回	$48.197 \times 10^6$ 回	$45.600 \times 10^6$ 回	$46.347 \times 10^6$ 回	$41.476 \times 10^6$ 回
	寿命年数 (2,500/日)	53.0 年	52.8 年	50.0 年	50.8 年	45.5 年
±30%	破壊走行回数 (回)	$14.394 \times 10^6$ 回	$14.334 \times 10^6$ 回	$13.562 \times 10^6$ 回	$13.784 \times 10^6$ 回	$12.335 \times 10^6$ 回
	寿命年数 (2,500/日)	15.8 年	15.7 年	14.9 年	15.1 年	13.5 年

振動荷重 ±20%, ±30%, それぞれの S-N 曲線式より算定した破壊等価走行回数および寿命年数を表一 5.14 に示す。

1994 年改訂以降の道示は、設計荷重が 100kN へと増加し、床版厚の設計においても計画交通量による割り増し係数が適用された。しかし、本設計においては計画交通量を 2,000 台以上としたことから床版厚は 1980 年設計と同様である。また、設計荷重の増大による活荷重曲げモーメントの増大により、鉄筋量が増加されたことにより破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力も増大し、100 年以上の寿命が得られている。

支間 2,000mm の RC 床版に一定荷重による RC 床版の寿命年数は 142.0 年であり、振動荷重 ±20% および ±30% が作用した場合の寿命年数はそれぞれ 53.0 年、15.8 年である。

支間 4,000mm の場合は一定荷重による RC 床版の寿命年数は 121.7 年であり、振動荷重 ±20% および ±30% が作用した場合の寿命年数はそれぞれ 45.5 年、13.5 年である。

1980 年改訂の道示で設計した RC 床版と比較して長寿命化となっている。これは、設計荷重の増大に伴い活荷重曲げモーメントの増加により鉄筋量も増加し、押抜きせん断耐荷力が向上した結果、寿命が伸びたものである。

以上より、1973 年、1980 年、1994 年改訂以降の道示で設計された RC 床版は、一定荷重で走行した場合の破壊に至る年数は 100 年以上となる。これに対して伸縮装置の段差によって発生する振動荷重 20%, 30% が作用した場合はそれぞれ一定荷重の寿命年数に対して 37%, 11% と低下が著しい。よって、伸縮装置の段差量を 20mm 以下なるように常に点検と維持補修が必要になると考える。なお、本研究で評価した寿命年数は常に乾燥状態における疲労試験から得られた結果であることから建設地域の環境条件を考量した低減係数の適用が必要となる。

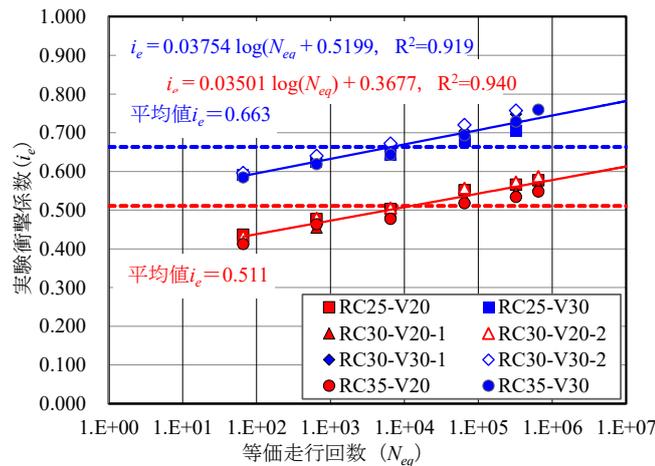
## 5.7 衝撃係数を考慮した RC 床版の設計法<sup>5.13)</sup>

### 5.7.1 実験衝撃係数 (第3章)

第 3 章で検証した実験衝撃係数と走行回数の関係を図一 5.6 に示す。実験衝撃係数  $i_e$  は、輪荷重の走行が増加することで、衝撃係数も大きくなっていく。ここで、振動荷重 ±20% および ±30% の場合の実験衝撃係数をそれぞれ式 (5.25)、式 (5.26) に示す。

振動荷重 ±20% :

$$i_e = 0.03501 \log(N) + 0.3677 \quad (5.25)$$



図－ 5.6 実験衝撃係数と等価走行回数との関係

振動荷重  $\pm 30\%$  :

$$i_e = 0.03754 \log(N) + 0.5199 \quad (5.26)$$

ここで、 $i_e$  : 実験衝撃係数、 $N$  : 走行回数

次に、振動荷重  $\pm 20\%$  および  $\pm 30\%$  の、本実験の範囲内での実験衝撃係数の平均はそれぞれ 0.511、0.663 である。

以上より、疲労が進行することで実験衝撃係数も増加するが、この増加については今後の課題とする。よって、本設計においてはそれぞれの平均衝撃係数を用いて、支間 2.0m の RC 床版を算定する。設計においては、1994 年改訂道示以降の基準を用いて設計する。

### (1) 設計活荷重曲げモーメント

1994 年改訂道示における活荷重曲げモーメント式を以下に示す。

$$\text{主鉄筋方向} : M_L = 0.8 (0.12L + 0.07) P \cdot K_\alpha \quad (5.20)$$

$$\text{配力鉄筋方向} : M_L = 0.8 (0.10L + 0.04) P \quad (5.21)$$

ただし、 $L \leq 2.5$  :  $K_\alpha = 1.0$

$$2.5 < L \leq 4.0 : K_\alpha = 1.0 + (L - 2.5)/12$$

ここで、 $M_L$  : 主鉄筋方向および配力鉄筋方向の活荷重モーメント (t·m (1994 年, N·mm (1996 年)),  $P$  : T 荷重の片側の荷重 (= 10tf (1994 年), 100kN (1996 年以降)),  $K_\alpha$  : 床版の支間方向が車両進行方向に直角な場合の連続版の主鉄筋方向の曲げモーメントの割増し係数、 $L$  : 設計支間 (m (1994 年, mm (1996 年))

荷重荷重曲げモーメント式においては衝撃係数  $i = 20/(50 + L)$  が含まれている。そこで、実験衝撃係数の平均値を上式に適用した曲げモーメント式を式(5.27)として与える。

$$i_d = i_e - i \quad (5.27)$$

ここで、 $i_d$ ：設計実験衝撃係数、 $i_e$ ：実験衝撃係数（振動荷重  $\pm 20\% = 0.511$ ，振動荷重  $\pm 30\% = 0.663$ ）， $i$ ：道示に規定する衝撃係数（ $= 20/(50+L)$ ）， $L$ ：設計支間）

よって、活荷重曲げモーメントは式(5.28)，式(5.29)として与えられる。

$$\text{主鉄筋方向} : M_L = (0.8(0.12L + 0.07)P \cdot K_\alpha) \cdot i_d \quad (5.28)$$

$$\text{配力鉄筋方向} : M_L = (0.8(0.10L + 0.04)P) \cdot i_d \quad (5.29)$$

以上より、支間 2.0m の RC 床版を 1994 年改訂の道示に基づいて設計した結果を表－5.14 に示す。

## (2) 衝撃係数を考慮した破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力の算定

実験による振動荷重  $\pm 20\%$  および  $\pm 30\%$  の衝撃係数の平均は図－5.6 に示すようにそれぞれ 0.511, 0.663 である。1994 年改訂の道示における活荷重曲げモーメント式(5.20)，式(5.21)には衝撃係数  $i (= 20/(50+L))$  が考慮された算定式である。そこで、式(5.27)に示す衝撃係数  $i$  を除いた衝撃係数  $i_d$  を乗じた式(5.28)，式(5.29)より活荷重曲げモーメントを用いて支間 2.0m の RC 床版を設計し、衝撃係数を考慮した破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力の算定した結果を表－5.15 に示す。床版厚は式(5.14)より算定した。

表－5.15 衝撃係数を考慮した RC 床版押抜きせん断耐荷力（1994 年以降）

設計支間 (mm)		2,000 mm	2,000 mm
床版厚 (mm)		210 mm	210 mm
コンクリートの設計基準強度 ( $f'_c$ )		24 N/mm <sup>2</sup>	24 N/mm <sup>2</sup>
主鉄鉄筋	引張鉄筋 ( $A_s$ )	1,655 mm <sup>2</sup>	1,910 mm <sup>2</sup>
	圧縮鉄筋 ( $A'_s$ )	828 mm <sup>2</sup>	955 mm <sup>2</sup>
配力鉄筋	引張鉄筋 ( $A_s$ )	1,267 mm <sup>2</sup>	1,370 mm <sup>2</sup>
	圧縮鉄筋 ( $A'_s$ )	634 mm <sup>2</sup>	685 mm <sup>2</sup>
鉄筋降伏強度 ( $f_{yd}$ )		295 N/mm <sup>2</sup>	295 N/mm <sup>2</sup>
鉄筋引張強度 ( $f_y$ )		440 N/mm <sup>2</sup>	440 N/mm <sup>2</sup>
有効高	主鉄筋 ( $d_x$ )	172.1 mm	172.0 mm
	配力鉄筋 ( $d_y$ )	157.8 mm	156.0 mm
かぶり厚	主鉄筋 ( $c_x$ )	38.0 mm	38.0 mm
	配力鉄筋 ( $c_y$ )	52.3 mm	54.0 mm
等価応力ブロック	主鉄筋 ( $a_x$ )	33.2 mm	26.0 mm
	配力鉄筋 ( $a_y$ )	33.1 mm	35.0 mm
押抜きせん断耐荷力 ( $P_{s,max}$ )		457.6 kN	479.7 kN

表－ 5.16 衝撃係数を考慮した RC 床版の破壊走行回数

設計支間 (mm)	2,000 mm	2,000 mm
床版厚 (mm)	210 mm	210 mm
コンクリートの設計基準強度 ( $f'_c$ )	24 N/mm <sup>2</sup>	24 N/mm <sup>2</sup>
押抜きせん断耐荷力 ( $P_{s,max}$ )	457.6 kN	479.7 kN
破壊走行回数 (回)	97.408 ×10 <sup>6</sup> 回	202.862 ×10 <sup>6</sup> 回
寿命年数 (2,500/日)	106.7 年	223.3 年
補正押抜きせん断耐荷力 ( $P_{s,RC}$ )	479.1 kN	502.2 kN
破壊走行回数 (回)	199.267 ×10 <sup>6</sup> 回	414.994 ×10 <sup>6</sup> 回
寿命年数 (2,500/日)	218.4 年	454.8 年

表－ 5.17 衝撃係数を考慮した振動荷重が及ぼす RC 床版の破壊走行回数

設計支間 (mm)		2,000 mm	2,000 mm
補正押抜きせん断耐荷力 ( $P_{s,RC}$ )		479.1 kN	502.2 kN
一定荷重	破壊走行回数 (回)	199.267 ×10 <sup>6</sup> 回	414.994 ×10 <sup>6</sup> 回
	寿命年数 (2,500/日)	218.4 年	454.8 年
±20%	破壊走行回数 (回)	75.422 ×10 <sup>6</sup> 回	—
	寿命年数 (2,500/日)	81.6 年	
±30%	破壊走行回数 (回)	—	46.095 ×10 <sup>6</sup> 回
	寿命年数 (2,500/日)		50.5 年

表－ 5.15 に示すように、振動荷重 ±20%の実験衝撃係数 0.511 を考慮した場合はの押抜きせん断耐荷力は 457.6kN、振動荷重 ±30%の実験衝撃係数 0.663 を考慮した場合は 479.7kN であり、衝撃による曲げモーメントが増加した分だけ鉄筋量が多くなり、表－ 5.7 に示す押抜きせん断耐荷力を上回っている。

衝撃係数を考慮した RC 床版の破壊等価走行回数を表－ 5.16 に示す。補正前の押抜きせん断耐荷力を適用した場合の破壊走行回数はそれぞれ 94.408×10<sup>6</sup> 回、202.862×10<sup>6</sup> 回であり、大型車両の計画交通量 2,500 台を考慮した場合の寿命年数は 106.7 年、223.3 年である。

衝撃係数を考慮した振動荷重が及ぼす RC 床版の破壊等価走行回数を表－ 5.17 に示す。表－ 5.17 に示すように補正押抜きせん断耐荷力は振動荷重 ±20%の場合、479.1kN、補正破壊走行回数は 199.267×10<sup>6</sup> 回、寿命年数は 218.4 年となる。振動荷重 ±20%で走行した場合の寿命年数は 81.6 年となり、大幅に増加する。また、振動荷重 ±30%の場合の補正押抜きせん断耐荷力は 502.2kN、補正破壊走行回数は 414.994×10<sup>6</sup> 回、寿命年数は 454.8 年となる。振動荷重 ±30%で走行した場合の寿命年数は 50.5 年となり、大幅に増加する結果となる。

## 5.7.2 RC床版の設計法および維持管理への提案

### (1) 荷重変動の影響

大型自動車段差を有する伸縮継手部を走行する際に発生する荷重変動は第 2 章、第 3 章で述べたように伸縮装置の通過した付近には大きな荷重変動が生じ、同時に衝撃係数についても現行示方書に規定衝撃係数を上回っている。また、寿命推定においても一

定荷重に対して振動荷重  $\pm 20\%$ ,  $\pm 30\%$  でそれぞれ, 60%, 90%ほど寿命が低下する結果が得られた。

## (2) 荷重変動が及ぼす範囲

土木研究所<sup>5.14)</sup>では, タンデム式ダンプトラックが段差量 10mm, 20mm, 30mm を通過する際に発生する中軸左輪荷重の段差通過後の荷重分布を得るために, ピーク荷重とその作用位置を求め, 段差通過後の荷重分布および段差量別包絡線<sup>5.12)</sup>を図- 5.8 に示している。図- 5.9 における斜線部は段差上であり, その後方の路面には段差部よりも大きな荷重が作用してる。これによると段差部から 2m, 8m にピークが見られる。よって, 伸縮装置通過した付近の設計法が重要となる。本実験で得られた荷重変動が及ぼす範囲, とくに, 図- 5.9 に示す伸縮装置から 5m の範囲の設計においては, 前項で示した実験衝撃係数を適用した設計法を用いることで, 段差量 20mm においても鉄筋量が割り増しされることにより, 長寿命化が図られる設計法となると考えられる。大型車両が 1 日 1 方向あたり 2000 台以上の交通量の多い道路橋においては荷重振幅  $\pm 30\%$ , 2000 台以下の場合には荷重振幅  $\pm 20\%$  の衝撃係数を適用することで, 活荷重曲げモーメントが増大し, 鉄筋量も多くなることから剛性が向上し, 活荷重たわみが減少することで, 寿命が向上する。

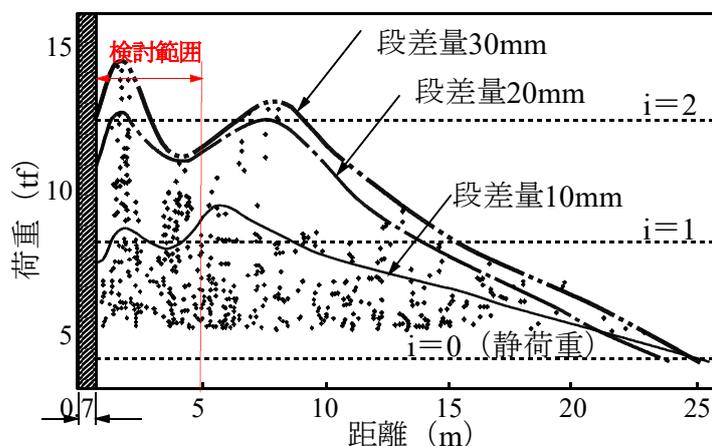


図- 5.7 段差通過後の荷重分布および段差量別包絡線図<sup>5.12)</sup>

## (3) 維持管理の提案

伸縮装置の段差は伸縮装置設置当時は段差量も小さいが, 時間の経過とともに取付道路の段差やジョイントの損傷により徐々に大きくなる。橋梁定期点検要領では 5 年に 1 度の点検が義務化されていることから, 20mm に達した時点で直ちに修繕することで, RC 床版の延命化が図られることになる。常に段差量を 20mm 以下に修繕することが重要であると考えられる。

## 5.8 まとめ

第5章ではRC床版の設計基準に異形棒鋼が導入された1973年以降の道示を対象に、設計基準が変更された1973年、1980年、1994年以降の各基準においてRC床版を設計し、破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力と4章で提案した走行振動荷重が作用する場合のS-N曲線式から、寿命推定を行った。また、第3章における疲労試験の結果から得られた衝撃係数を設計曲げモーメントに考慮した場合のRC床版についても寿命予測を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 各年代の設計基準において設計したRC床版の破壊年数算定において、支間長の延長に比例して、床版厚が厚くなり、設計活荷重モーメントも増大することから押抜きせん断耐荷力も増大する。したがって、押抜きせん断耐荷力の算出においては支間を変数とした等価低減係数を導入することで、平準化した寿命予測が可能になるといえる。
- (2) 1994年以降の設計基準では、1973年、1980年の設計基準で設計したRC床版の寿命と比較して、増加している。これは、活荷重が80kNから100kNに変更されたことに伴い、曲げモーメントや鉄筋量が増大し、押抜きせん断耐荷力も増大したためである。よって、鉄筋の許容応力度を $120\text{N/mm}^2$ 以下とすることで、寿命の向上が見込める。
- (3) 各年代のRC床版について、走行振動荷重 $\pm 20\%$ 、 $30\%$ が作用した場合の破壊年数は走行一定荷重が作用した場合の破壊年数と比較してそれぞれ37%、11%と大きく低下する結果となった。よって、実橋梁において、伸縮継手の段差を20mm以下となるように維持管理をする必要がある。なお、本研究において評価した寿命年数は乾燥状態での検討であることから、建設地域の環境条件を考慮した低減係数の適用が必要である。
- (4) 第3章における輪荷重走行疲労実験より得られた実験衝撃係数の平均値(振動荷重 $\pm 20\%$  : 0.511, 振動荷重 $\pm 30\%$  : 0.663)と設計曲げモーメント式に含まれる衝撃係数(=  $20/(50+L)$ )の差分を設計曲げモーメント式に設計実験衝撃係数として導入して設計したRC床版の破壊年数は大きく向上した。実橋梁において、疲労損傷の進行に伴って、伸縮継手部の段差が大きくなることから、設計の段階から衝撃の影響を考慮する必要がある。

## 第5章 参考文献

- 5.1) 建設省土木研究所構造研究室：橋の衝撃荷重に関する実験調査報告書 (I-1987), 土木研究所資料, No. 2508, 1987
- 5.2) 日本道路協会：鋼道路橋設計示方書, 1956
- 5.3) 日本道路協会：鋼道路橋設計示方書, 1964
- 5.4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I, II, 1973
- 5.5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I, II, 1980
- 5.6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I, II, 1994
- 5.7) 阿部忠, 木田哲量, 高野真希子, 川井豊：道路橋 RC 床版の押抜きせん断耐荷力および耐疲労性の評価, 土木学会論文集 A1, pp. 39-54, 2011
- 5.8) 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, 第 348 号, V-1, pp.133-141, 1984
- 5.9) 松井繁之：道路橋床版設計・施工と維持管理, 森北出版, 2007
- 5.10) 国土交通省国土技術政策総合研究所：道路橋床版の疲労耐久性に関する実験, 国総研資料, 第 28 号, 2002
- 5.11) 阿部忠, 木内彬喬, 川井豊：伸縮継手の段差により発生する振動荷重が及ぼす RC 床版の耐疲労性の評価, 構造工学論文集 Vol.64A, pp530-540, 2018.3
- 5.12) 阿部忠：道路橋 RC 床版の疲労寿命予測および健全度評価に関する一考察, 土木学会, 構造工学論文集, Vol.61A, pp.1050-1061, 2015.3
- 5.13) 木内彬喬, 阿部忠, 澤野利章：荷重変動が及ぼす道路橋 RC 床版の耐疲労性の評価および実験衝撃係数に関する研究
- 5.14) 建設省土木研究所構造研究室：橋梁の設計動荷重に関する試験調査報告書 (VIII-1985), 土木研究所資料, No.2258, 1985

## 第 6 章 荷重分布型伸縮装置を設置したRCはりの静荷重実験による耐荷力性能

### 6.1 はじめに

道路橋に設けられている伸縮装置は、大型車両の荷重変動に伴う衝撃により損傷を受け、取替工時が年々増加している。伸縮装置を通過する際に発生する荷重変動については、第 2 章で述べたように、段差量 20mm で軸重量を基準荷重とした場合に最大で  $\pm 47\%$  の荷重変動が衝撃力として作用している。荷重変動に関する実験検証として、第 3 章で述べたように伸縮装置付近の RC 床版には、走行振動荷重  $\pm 20\%$ 、 $\pm 30\%$  の荷重変動が作用した場合の衝撃係数はそれぞれ 0.511, 0.663 と道路示方書・同解説<sup>6.1)</sup> (以下、道示とする) に規定される衝撃係数 ( $i=0.4$ ) を上回ることを明らかにした。既往の研究においても、横山ら<sup>6.2), 6.3)</sup> の研究では、通常の伸縮装置に作用する衝撃係数は 0.4 以上であることが報告されている。また、伸縮装置の損傷の多くは鋼材破損および劣化であるとされているが、これに伴い発生する騒音も問題視されている。損傷を受けた伸縮装置の取替状況に関して、関口ら<sup>6.4)</sup> は東京都の橋梁伸縮装置の補修サイクルについて報告している。これによると、取替年数は 3 年～ 15 年程度であり、平均で 10 年程度で取替されている。さらに、旧装置の撤去や設置時に発生する新たな損傷も指摘されている。

走行振動荷重が及ぼす影響については、第 3 ～ 5 章で述べたように、走行振動荷重  $\pm 20\%$ 、 $\pm 30\%$  の S-N 曲線式から得られる RC 床版の寿命推定においては、振動荷重  $\pm 20\%$ 、 $\pm 30\%$  の荷重変動が作用した場合の RC 床版の寿命年数は一定荷重で走行した場合の寿命に対して、それぞれ 39%、11% と荷重変動の増大に伴い、寿命が大幅に低下するものと考えられる。よって、伸縮装置の取替年数の平均が 10 年程度であることから推測すると、実橋においては荷重変動による衝撃力が基準に対し 30% 以上作用している可能性もあり、耐荷力・耐疲労性に優れた伸縮装置の開発が望まれる。

一方、老朽化した伸縮装置の取替工事では、既設の伸縮装置を撤去し、新たな伸縮装置が設置される。既往の伸縮装置の設置工事では、老朽化した伸縮装置を撤去し、設置においては既存 RC 床版にアンカー筋挿入用の孔を開け、ハンマーの打撃によりアンカー筋を打ち込む。その後、伸縮装置の骨組み筋と溶接し、超速硬コンクリートを打ち込み一体化している。この施工においては、アンカー筋の打ち込みによる新たなひび割れの発生や設置に多くの時間を要しているのが現状である。また、輪荷重設置面から 45 度下方に輪荷重が分布することから、その周辺での損傷が著しい。これらの課題を解決するために、荷重分布型伸縮装置<sup>6.5)</sup> が提案された。荷重分布型伸縮装置の特徴は、従来の伸縮材の縦筋下面に荷重分布鋼板を設けた装置であり、取付けにおいては端部の 4 箇所と中間部のみアンカーボルトとアンカー筋を打ち込んで設置することから、既往の伸縮装置と比較して施工時間の短縮が図れる。よって、施工の合理化、省力化も可能な伸縮装置である。しかしながら、荷重分布型伸縮装置を一般国道や地方道で使用するにあたっては、耐荷力性能および破壊メカニズムなどの検証を行い、実用性を評価する必要がある。

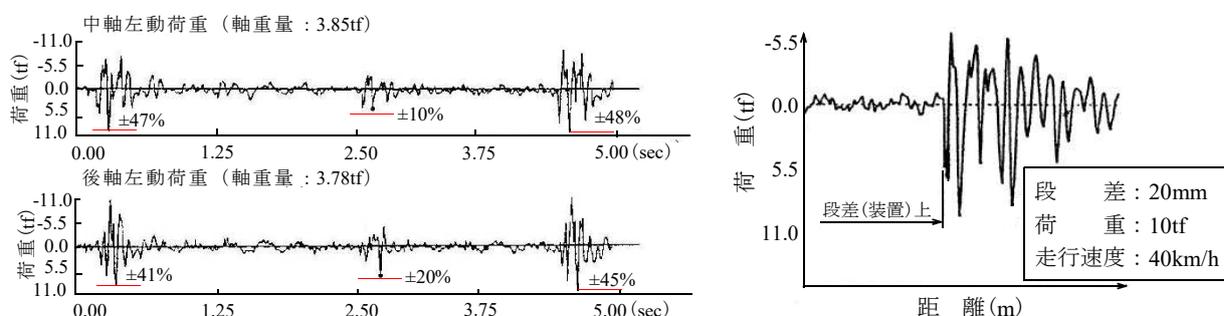
そこで第 6 章では、荷重分布型伸縮装置の実用性を評価するために、伸縮装置を設

置しない同一寸法を有する RC はり，従来型の伸縮装置を設置した RC はり，荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりおよび2種類の接着剤を併用して荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりの4タイプの供試体を製作し，静荷重実験から耐荷力性能および破壊形状などについての検証を行う。さらに，試験終了後に建研式引張試験を実施し，接着剤塗布による界面の付着性状について検証する。

## 6.2 荷重変動および伸縮装置の損傷状況

### 6.2.1 荷重変動および衝撃

大型自動車が見差を有する伸縮継手部を走行する際に発生する荷重変動および衝撃力に関する研究は，これまで幾つか行われている。土木研究所<sup>6.6)</sup>では，中軸左動荷重が37.73kN，後軸左動荷重が37.14kNの総重量205kNのタンデム式ダンプトラックを用いて，20mmの段差を設けた支間45mの合成桁橋を走行させ，車両が通過する際に発生する中軸・後軸の荷重変動を図-6.1のように示している。これによると，タンデム式ダンプトラックの中軸左重量は軸重量37.73kNに対して最大荷重107.8kNの荷重が作用している。また，後軸左重量も軸重量37.14kNに対して102.9kN作用しており，中軸後軸で基準荷重に対して2.77倍と2.88倍の荷重が作用している(図-6.1(1))。この付近の荷重振幅は基準荷重の±47%が作用している。また，伸縮装置上での荷重変動は，図-6.1(2)に示すように時速40kmで走行した場合の最大荷重は98kN，最小荷重で58kN程作用するなど，伸縮装置上にも大きな荷重変動が作用している。したがっ



(1) 橋面全面の荷重変動<sup>6.2), 6.3)</sup>

(2) 伸縮装置上の荷重変動<sup>6.6)</sup>

図-6.1 段差量20mmを通過する際に発生する大型車両の中軸・後軸の荷重変動

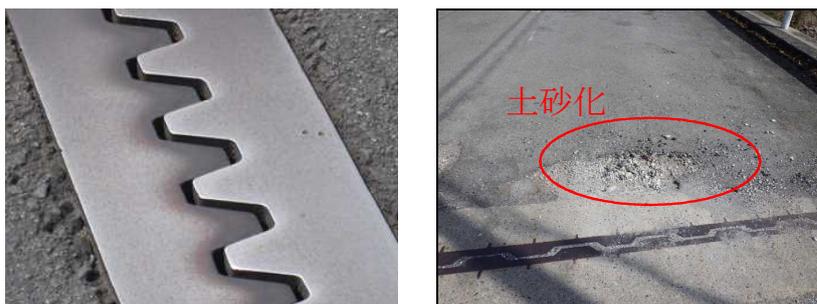


写真-6.1 伸縮継手の段差および上面の損傷事例<sup>6.7), 6.8)</sup>

て、これらの荷重変動に耐えうる耐荷力性能を有した伸縮装置が望まれる。

次に、伸縮装置の段差による RC 床版上面損傷および下面のひび割れ状況について写真－ 6.1 に示す。なお、写真－ 6.1 に関しては、図－ 6.1 で示した荷重変動と実橋梁における伸縮装置の段差および RC 床版の損傷についての整合性を示すためのものであり、1 橋梁で生じた事例ではない。写真－ 6.1(1)はフィンガータイプの荷重支持型伸縮装置の段差の一例であり、取付道路の舗装面に段差が生じ、さらに伸縮装置にも段差が生じている。この段差によって、車両通過時に図－ 6.1 に示す荷重変動が生じ、写真－ 6.1(2)に示す伸縮装置から 1.0m 付近の床版には、ポットホールが発生している。

以上のように、伸縮装置の損傷による段差は、RC 床版に大きな荷重変動を生じさせる要因となることから、耐荷力性能および耐疲労性に優れた新しい伸縮装置の開発は急務といえる。

## 6.2.2 伸縮装置の損傷状況<sup>6.7), 6.8)</sup>

伸縮装置の損傷事例の一例を写真－ 6.2 に示す。

写真－ 6.2(1)は、取付道路側のコンクリートの破損や遊間部に段差が多く発生している。コンクリートの破損の以外にも伸縮装置の老朽化も見られ、橋梁定期点検要領に示す健全性の判定区分では健全性の判定区分Ⅱに相当する損傷であるが、早期に維持管理することで長寿命化が図れる損傷である。写真－ 6.1(2), (3)は橋梁定期点検要領に示されている損傷事例である。写真－ 6.1(2)は、ゴム製伸縮装置の遊間で垂直方向のずれが生じ、ゴムが破損した状態であり、20mm 以上の段差が生じている。橋梁点検要領に示す健全性の判定区分Ⅲに相当する損傷であることから、ゴムの取替が必要となる。写真－ 6.1(3)は、鋼製の伸縮継手で、遊間部に骨材の滞積や鋼材が破損し、段差量も 20mm 以上と推測される。健全性の判定区分Ⅳに相当する損傷であり、第 3 者被害も予想されることから取替工事が必要となる。

以上のように、荷重支持型伸縮装置および突き合わせ型伸縮装置において、大型車両の荷重変動に伴う衝撃によって損傷が発生し、この損傷による段差が RC 床版のひび割れ発生要因となることから、橋梁点検要領に基づいて遊間の異常を適切に診断し、対策を行う必要がある。



(1) 健全性Ⅱの損傷



(2) 健全性Ⅲの損傷



(3) 健全性Ⅳの損傷

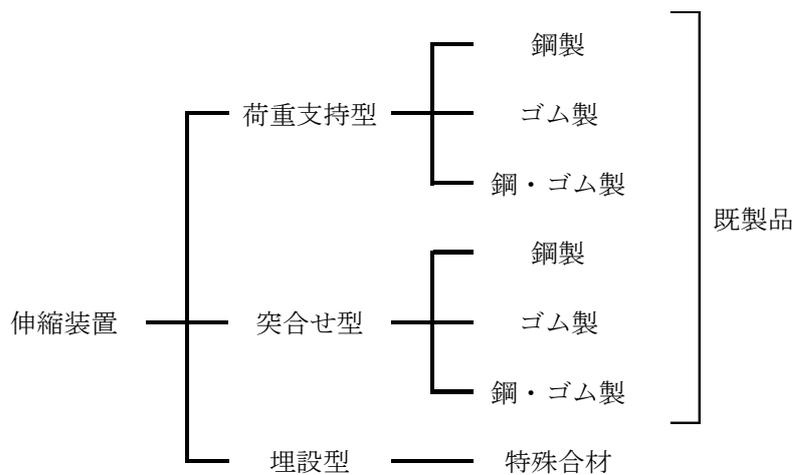
写真－ 6.2 遊間の異常<sup>6.7), 6.8)</sup>

### 6.3 伸縮装置の構造および施工方法

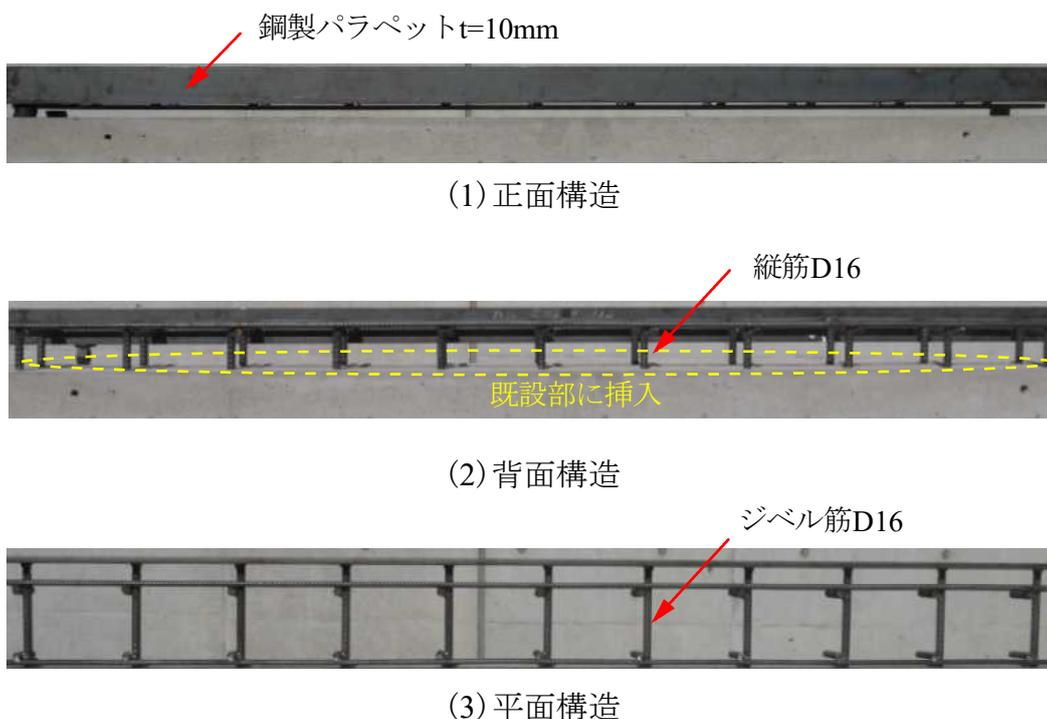
#### 6.3.1 既往の伸縮装置

伸縮装置には様々な形式や種類が開発<sup>6.9)</sup>されており、伸縮量による型式の選定や路面の平坦性、連続性、耐久性、水密性、騒音および振動が周辺環境に与える影響、施工性など設置箇所の諸条件を総合的に判断して選定される。また、設計条件に応じて個別に設計製作する場合と遊間や伸縮量に応じて基本構造や寸法が決まっている製品伸縮装置を用いる場合がある。ここで、伸縮装置の型式と種類を図－6.2に示す。

伸縮装置は使用する主材料、適用遊間の目安によるフィンガーの形式、遊間部にお



図－6.2 伸縮装置の型式と種類<sup>6.9)</sup>



図－6.3 荷重集中型伸縮装置の構造

ける輪荷重の支持状態によって種類が大別されている。

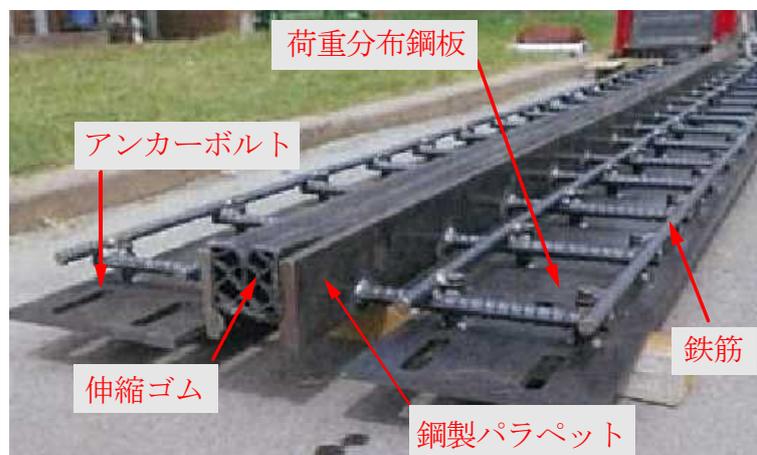
まず、構造形式は遊間部における輪荷重の支持状態では、支持する荷重支持型と支持しない突き合わせ型に分類される。また、使用する主材料により鋼製ジョイントやゴム系ジョイントに分類され、適用遊間の目安ではフィンガーの形式を表面ボルト固定型や埋め込み型に分類される。なお、本論文では縦筋を既設部に挿入する必要がある伸縮装置を荷重集中型伸縮装置とする。

ここで、荷重集中型伸縮装置の構造を図－ 6.3 に示す。正面の構造は図－ 6.3(1)に示す鋼製パラペットに伸縮性のあるゴムシール材を取り付ける部分であり、鋼製パラペット部の板厚は 10mm である。背面の構造は図－ 6.3(2)、平面の構造は図－ 6.3(3)に示すように、鋼製パラペット裏面を D16 鉄筋で立体ラーメン型に組み立て、溶接により一体構造とする。なお、鋼製パラペット裏面へ接合する鉄筋にはジベル筋を用いた。

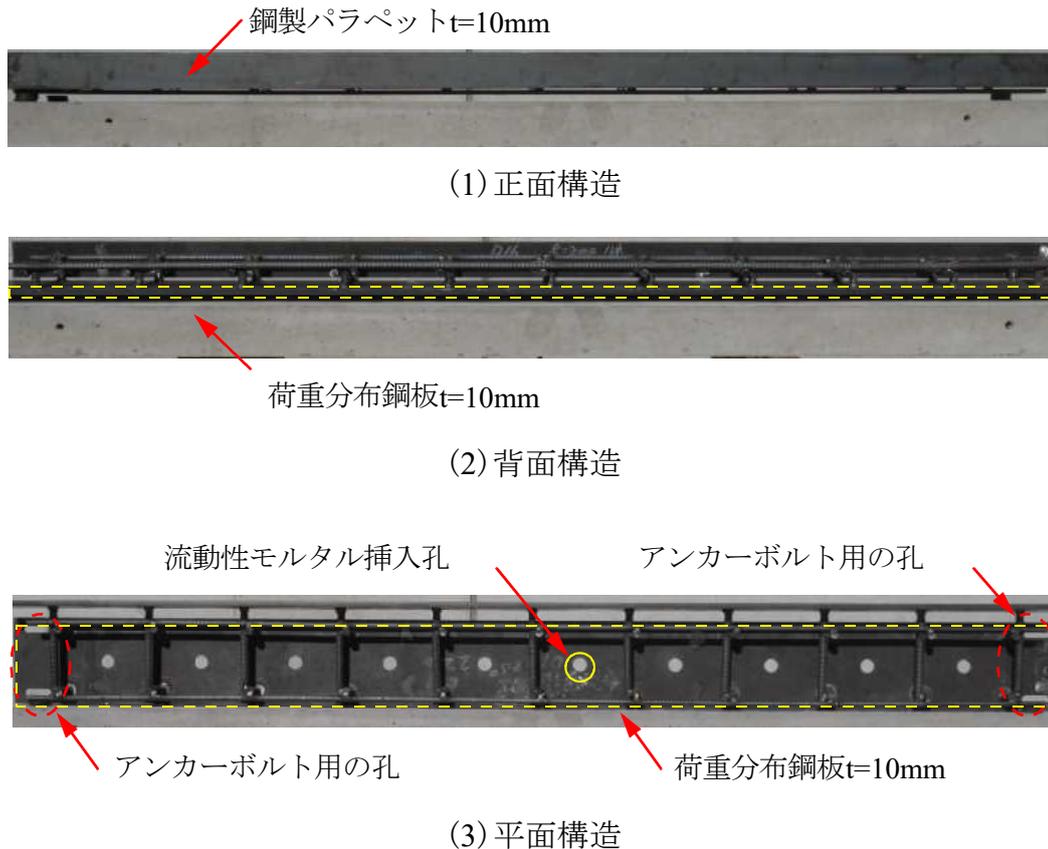
### 6.3.2 新たに開発された伸縮装置

既往の伸縮装置である荷重集中型伸縮装置は、縦筋を既設 RC 床版に直接挿入する構造である。よって、縦筋挿入部には支持した輪荷重による応力集中が発生し、既設部の早期損傷に繋がる可能性もある。そこで、縦筋を荷重分布鋼板に直接溶接し、上面からの輪荷重による応力を分散させる構造とした荷重分布型伸縮装置が開発<sup>6,7)</sup>された。ここで、荷重分布型伸縮装置の外観を図－ 6.4、構造を図－ 6.5 に示す。

荷重分布型伸縮装置の正面は図－ 6.5(1)に示すように、図－ 6.3(1)と同様である。背面および平面は図－ 6.5(2)、(3)に示すように、荷重集中型伸縮装置と同様に鋼製パラペット(図－ 6.5(2))の裏面にジベル筋と鉄筋を立体型に溶接し(図－ 6.5(3))、厚さ 10mm の一般鋼板を用いた荷重分布板(図－ 6.5(3))上で溶接して接合する。これを既設 RC 床版コンクリート上面に設置する。荷重分布鋼板は幅 185mm、長さ 2,000mm の版とし、RC 床版コンクリート上面から 10mm 程の位置に設置する。この隙間には流動性モルタルを流し込み、荷重分布鋼板上面には超速硬コンクリートを打ち込むことで一体化を図る構造である。また、荷重分布鋼板を設けることで、上面からの輪荷重を既



図－ 6.4 荷重分布型伸縮装置の外観



図－ 6.5 荷重分布型伸縮装置の構造

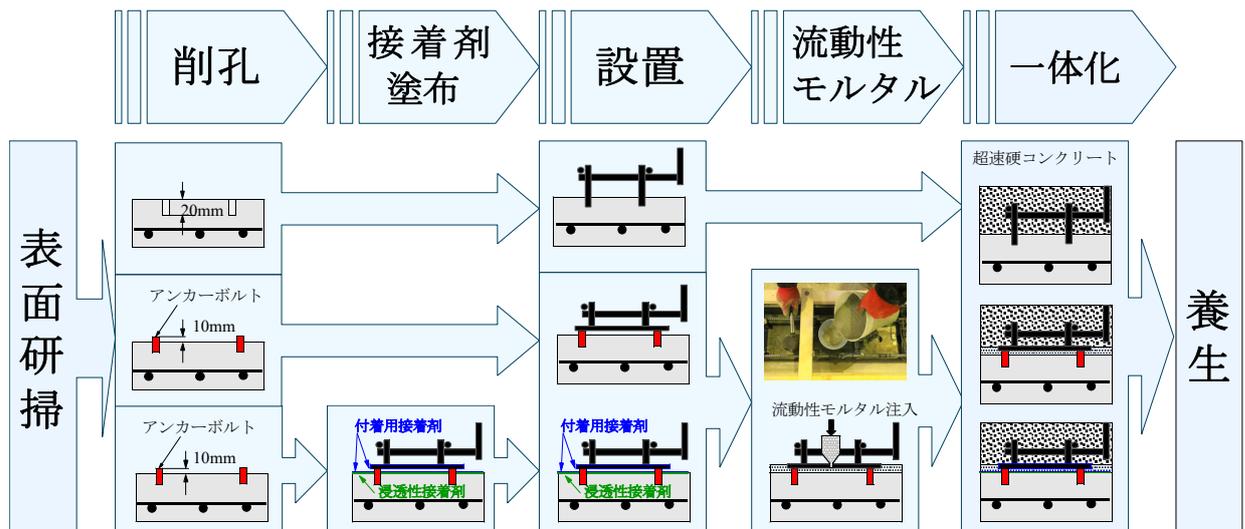
設 RC 床版に分布させる構造とし、大きな荷重集中が作用することがなく耐久性および耐荷力の向上が図れる装置である。

### 6.3.3 伸縮装置の施工方法

各伸縮装置の施工フローを図－ 6.6 に示す。

#### (1) 荷重集中型伸縮装置

RC 床版張出部を模擬した既設 RC はりを型枠に設置し、コンクリート上面にドリルで深さ 20mm の孔を 22 箇所削孔する。次に、コンクリート表面を研掃した後、伸縮装置の縦筋をアンカー筋として孔に挿入する。既往の設置では、孔に設置した後はそのままの状態でもコンクリートを打ち込まれるが本供試体の孔と縦筋の隙間には樹脂接着剤を充填し、設置した。設置後、超速硬コンクリートを既設 RC はり上面から 100mm の範囲に打ち込み、バイブレータで締め固め、表面仕上げして養生する。なお、鉄筋端部を埋め込む孔の削孔からコンクリート打ち込み終了までの時間は 180 分程度を要した。実橋梁においては、アンカー筋を打ち込んだ後、ジベル筋等を溶接する工程により、さらに時間が必要となるものと推測される。ここで、従来の施工法における問題点を以下に示す。



図－6.6 伸縮装置の施工フロー

問題点①：ブレーカによる撤去においては衝撃を与えながらコンクリートを研ることからひび割れの発生が懸念される。

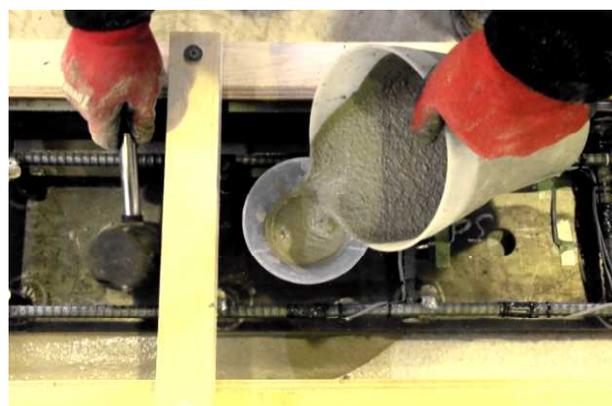
問題点②：伸縮装置の長さは2,000m程度であるが、アンカー筋は200mm間隔で約40箇所ほど打ち込む必要がある。よって、アンカー筋を打ち込む際に既設RC床版コンクリートに新たなひび割れの発生が懸念される。

問題点③：伸縮装置の設置においても最も施工時間を要する。

よって、施行面においてはこれらの問題点を改善可能な伸縮装置の開発が望まれる。

## (2) 荷重分布型伸縮装置

RC床版張出部を模擬した既設RCはりを型枠に設置した後、RC床版を模擬したの表面を研掃する。研掃後、荷重分布鋼板の端部4カ所にアンカーボルトを設置する。次に、荷重分布型伸縮装置をアンカーボルトに固定する。流動性モルタルの注入方法は写真－6.3に示すように荷重分布鋼板に200mm間隔で設けられたφ30mmの孔に円



真－6.3 流動性モルタルの充填状況

錐形漏斗を設置し、流動性モルタルを充填する。充填はハンマーで衝撃を与えながら順次充填する。流動性モルタルの充填時間は1人で行った場合、20分程度であり、10mmの隙間における流動性は良好であった。その後、荷重分布型伸縮装置の荷重分布板表面から80mmの高さに超速硬コンクリート打ち込み、バイブレータで締め固めた後、表面仕上げして、養生する。伸縮装置設置からコンクリート打ち込み終了までの時間は90分程度である。なお、接着剤を塗布する場合は、伸縮装置設置前にコンクリート表面および伸縮装置本体に塗布を行う。実橋梁においても、工場にて製作した伸縮装置を現場で設置するのみの工程となることから、荷重集中型伸縮装置と比較して打設に要する時間は大幅に短縮される。

## 6.4 供試体概要

### 6.4.1 使用材料

#### (1) RCはりおよび既設RCはり

既設RCはりのコンクリートには、普通セメントと5mm以下の砕砂および5mm～20mmの砕石を使用した。ここでコンクリートの示方配合を表-6.1に示す。コンクリートの設計基準強度は道示<sup>6,8)</sup>に規定する24N/mm<sup>2</sup>を目標とした。圧縮強度はφ100mm×200mmの円柱供試体を各材齢につき3本ずつ試験を行い、その平均値を表-6.2に示す。材齢28日の圧縮強度は36.3N/mm<sup>2</sup>、実験時の圧縮強度は37.1N/mm<sup>2</sup>である。また、供試体の鉄筋にはSD345、D16を用いる。ここで、鉄筋の材料特性値を表-6.2併記した。鉄筋の材料特性値はミルシートの結果であり、降伏強度は360N/mm<sup>2</sup>である。

表-6.1 コンクリートの示方配合

スランブ (cm)	W/C (%)	s/a (%)	単位重量 (kg/m <sup>3</sup> )				減水剤 (C×%)
			W	C	S	G	
8.0±2.5	39	44.4	160	410	791	1002	2.45

表-6.2 コンクリートの圧縮強度および鉄筋の材料特性値

コンクリート 圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	鉄筋 (SD345)			
	使用 鉄筋	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
37.1	D16	360	496	200

#### (2) 伸縮装置

荷重集中型伸縮装置の鋼製パラペットには板厚10mmの一般鋼板(SS400)を用いた。また、ジベル筋および縦筋にはSD345、D16、軸方向の鉄筋にはSD345、D13の鉄筋を用いた。ここで、一般鋼板および鉄筋の材料特性値を表-6.3に示す。荷重分布型伸縮装置の鋼製パラペット、ジベル筋および縦筋は荷重集中型伸縮装置と同一材料を用いた。また、荷重分布鋼板には板厚10mmの一般鋼板(SS400)を使用し、

表－ 6.3 一般鋼板および鉄筋の材料特性値

材料	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
一般鋼板SS400	305	445	200
ジベル筋	388	516	200
鉄筋D16 (SD345)	401	574	200
鉄筋D13 (SD345)	389	592	200

その材料特性値を表－ 6.3 に併記する。

### (3) 超速硬コンクリート

荷重集中型伸縮装置を設置する供試体は、高さ 100mm の範囲、荷重分布型伸縮装置を設置する供試体は、荷重分布鋼板から高さ 80mm の範囲において、材齢 3 時間で道示に規定するコンクリートの設計基準強度 24N/mm<sup>2</sup> 以上を発現可能な超速硬コンクリートを用いて供試体を一体化する。ここで、超速硬コンクリートの示方配合表－ 6.4 に示す。この材料は市販のプレミックス材であり、25 ℓずつ練り混ぜして順次打ち込みする。また、圧縮強度の発現状況については表－ 6.5 に示すようにφ 100mm×200mm の円柱供試体を各材齢につき 3 本試験を行い、その平均値とした。よって、材齢 3 時間での圧縮強度の平均は 25.4N/mm<sup>2</sup>、材齢 28 日で 51.9N/mm<sup>2</sup> である。

表－ 6.4 超速硬コンクリートの示方配合

練上り量 (25ℓ)		
セメント・骨材	粗骨材	水・減水剤・遅延材
30kg	25kg	4.0kg

表－ 6.5 超速硬コンクリートの強度発現

供試体	材齢3時間	材齢24時間
1	26.5N/mm <sup>2</sup>	52.7N/mm <sup>2</sup>
2	24.6N/mm <sup>2</sup>	50.5 N/mm <sup>2</sup>
3	25.1 N/mm <sup>2</sup>	52.6 N/mm <sup>2</sup>
平均	25.4 N/mm <sup>2</sup>	51.9 N/mm <sup>2</sup>

### (4) 流動性モルタル

#### 1) 材料特性

荷重分布型伸縮装置を設置した場合、荷重分布鋼板と既設 RC はりとの隙間が 10mm となる。そこで、この隙間には市販の流動性モルタルを用いて充填することとした。流動性モルタルの水量は、練り混ぜ時の気温により調節が行われ、流動性モルタル 25kg に対して 4.1 ～ 4.8kg の範囲である。本実験では流動性を考慮して 4.8kg で配合することとし、流動性モルタルの示方配合を表－ 6.6 に示す。

また、圧縮強度の発現状況を表－ 6.7 に示す。φ 50mm×100mm の円柱供試体を各材齢につき 3 本試験を行い、その平均値とした。材齢 1 時間での圧縮強度の平均は 7.7

表－ 6.7 流動性モルタルの強度発現

供試体	材齢1時間	材齢3時間
1	7.2N/mm <sup>2</sup>	26.3N/mm <sup>2</sup>
2	8.1N/mm <sup>2</sup>	27.2 N/mm <sup>2</sup>
3	7.4 N/mm <sup>2</sup>	26.8 N/mm <sup>2</sup>
平均	7.7 N/mm <sup>2</sup>	26.8N/mm <sup>2</sup>

表－ 6.6 流動性モルタルの示方配合

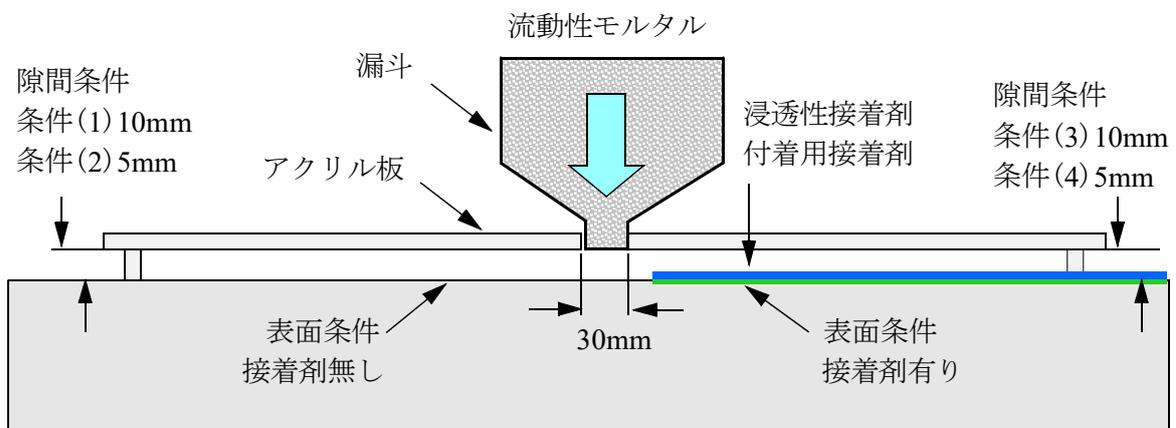
水材料比	練上り量 (約13.5ℓ)	
	プレミックス	水
18	25kg	4.5

N/mm<sup>2</sup>、材齢 3 時間での圧縮強度の平均は 26.8N/mm<sup>2</sup> である。

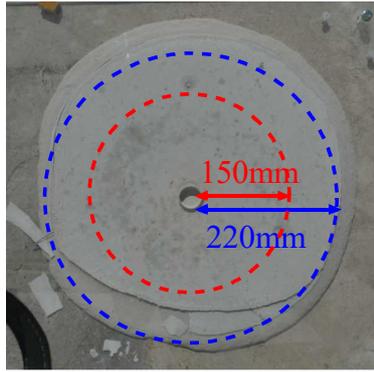
## 2) 流動性

荷重分布鋼板と既設 RC 床版との隙間 10mm に接着剤を塗布する場合、流動性モルタルが適切に充填されるかについて検証しておく必要がある。ここで、検証実験の概念図を図－ 6.7 に示す。荷重分布鋼板に設けられたφ 30mm の孔から漏斗を用いた充填を再現するために、研掃したコンクリート表面にφ 30mm の孔を設けたアクリル板を設置した。設置した際のコンクリート面とアクリル板の隙間は 10mm および実施工における不陸を想定した 5mm とした。流動性モルタルを注入した場合の充填範囲の結果を図－ 6.8 に示す。

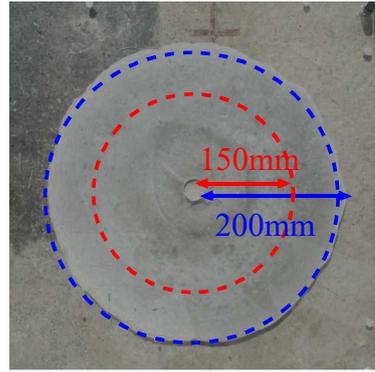
コンクリート面とアクリル板の隙間 10mm に注入した場合の充填範囲は半径 220mm、隙間 5mm の場合は半径 200mm の範囲まで充填された (図－ 6.8 (1), (2))。また、コンクリート表面に低粘度エポキシ系接着剤 (以下、浸透性接着剤とする) を 0.5kg/m<sup>2</sup>、高耐久型エポキシ樹脂接着剤 (以下、付着用接着剤とする) を 0.9kg/m<sup>2</sup> 塗布した場合、隙間 10mm および隙間 5mm で、それぞれ半径 190mm、半径 175mm の範囲に充填される結果が得られた (図－ 6.8 (3), (4))。荷重分布鋼板にはφ 30mm の孔が 200mm 間隔で設けられていることから、本材料は荷重分布鋼板と既設 RC はりの隙間に十分に充填が可能であることが確認された。



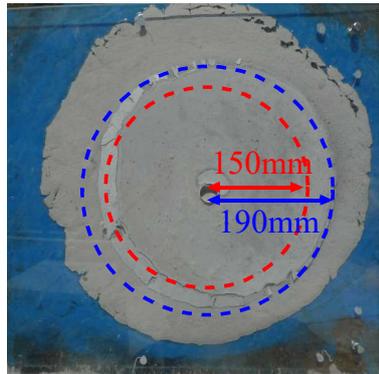
図－ 6.7 流動性モルタル充填実験の概念図



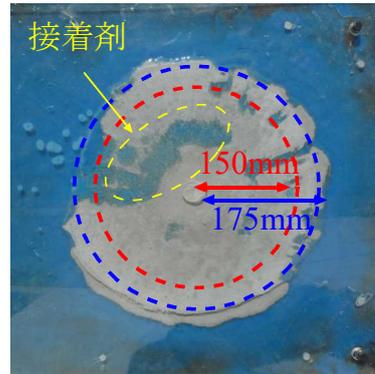
(1) 隙間 10mm 接着剤無し



(2) 隙間 5mm 接着剤無し



(3) 隙間 10mm 接着剤有り



(4) 隙間 5mm 接着剤有り

図－ 6.8 流動性モルタルの充填範囲

### (5) 浸透性接着剤

伸縮装置の取換工事において、ブレーカなどを用いた削り作業により既設床版に微細なひび割れの発生が懸念される。そこで、コンクリートに発生する微細なひび割れを強固にする接着剤として浸透性接着剤を用いる。浸透性接着剤は、低粘度の接着剤でありコンクリート表面に塗布することで 0.05mm 以上のひび割れに毛細管現象により深さ 30mm ～ 60mm 程度まで自然浸透し、コンクリート表面を強固にする接着剤<sup>6,10)</sup>で

表－ 6.8 浸透性接着剤の材料特性値

項目		性状	備考
外観	主剤	無色液状	異物混入無し
	硬化剤	無色液状	
混合比 (主 : 硬)		10 : 3	重量比
硬化物比重		1.2	JIS K 7112
圧縮強度		104.4N/mm <sup>2</sup>	JIS K 7181
圧縮弾性係数		3,172N/mm <sup>2</sup>	JIS K 7181
曲げ強さ		92.8N/mm <sup>2</sup>	JIS K 7171
引張せん断強さ		58.2N/mm <sup>2</sup>	JIS K 6850
付着強さ		2.6N/mm <sup>2</sup>	JIS A 6909

あり，RC床版の上面補修への実績<sup>6.11)</sup>もある。また，RC床版の内部損傷を診断する手法として「柱状サンプル採取法」<sup>6.12)</sup>に使用され実橋梁での診断も実施されており，水平ひび割れを含めた微細なひび割れに浸透性接着剤は十分に浸透する結果が報告<sup>6.13)</sup>されている。

よって，供試体 RC-J-C には削り作業により発生する微細なひび割れの補修材として RC はりコンクリート表面に浸透性接着剤を  $0.5\text{kg/m}^2$  塗布する。ここで材料特性値を表－6.8 に示す。付着強さは  $2.6\text{N/mm}^2$  である。

#### (6) 高耐久型エポキシ樹脂接着剤

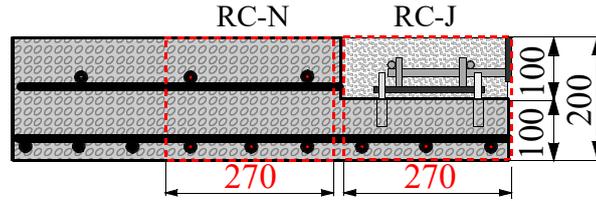
実橋梁において，直接上面増厚補強した RC 床版は増厚界面での離<sup>6.14)</sup>により 10 年程度での再補修が余儀なくされていることから，付着用接着剤を塗布した上面増厚補強法が提案<sup>6.15)</sup>されている。また，鋼床版においても付着用接着剤を塗布することにより，デッキプレートと鋼繊維補強コンクリートとの異種材料において一体性を担保する効果<sup>6.16)</sup>が確認されている。そこで，既設 RC はりとの一体化に用いる超速硬コンクリートや流動性モルタルおよび伸縮装置との付着力を高めるために，供試体 RC-J-C には付着用接着剤を塗布する。既設 RC はりには，浸透性接着剤も塗布することから  $0.9\text{kg/m}^2$ ，荷重分布鋼板には  $1.4\text{kg/m}^2$  で塗布した。ここで，材料特性値を表－6.9 に示す。コンクリートとの付着強さは  $3.7\text{N/mm}^2$  以上を有している。

表－6.9 高耐久型エポキシ樹脂接着剤の材料特性値

項目		性状	備考
外観	主剤	白色ペースト状	異物混入無し
	硬化剤	青色液状	
混合比（主：硬）		5：1	重量比
硬化物比重		1.42	JIS K 7112
圧縮強度		$102.9\text{N/mm}^2$	JIS K 7181
圧縮弾性係数		$3,976\text{N/mm}^2$	JIS K 7181
曲げ強さ		$41.6\text{N/mm}^2$	JIS K 7171
引張せん断強さ		$14.9\text{N/mm}^2$	JIS K 6850
付着強さ		$3.7\text{N/mm}^2$ 以上	JIS A 6909

#### 6.4.2 供試体寸法

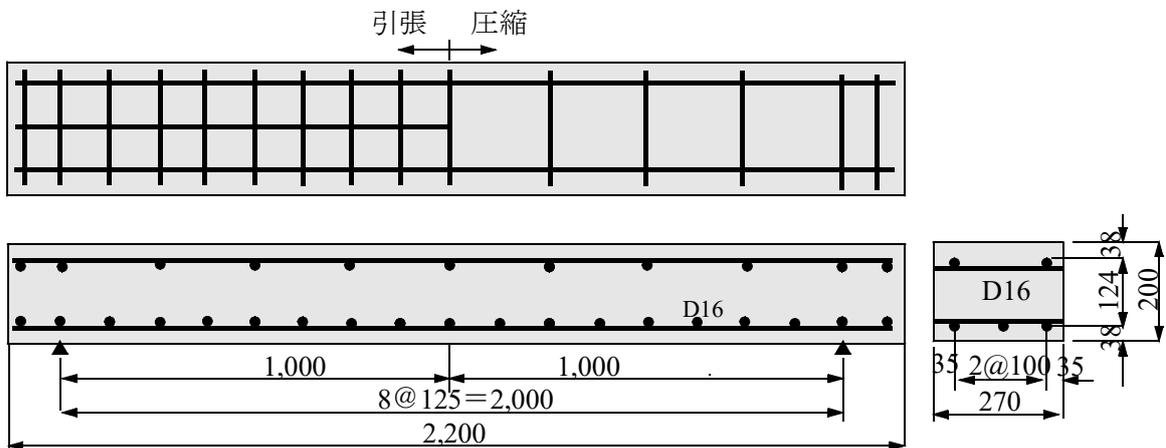
実橋梁において，既設 RC 床版上面に伸縮装置を設置した場合の概略図を図－6.9 に示す。一般的な伸縮装置は，厚さ 100mm，幅 250～300mm 程度であることから既設 RC 床版に舗装が施されている場合，RC 床版上面から 100mm，張り出し部を 270mm 程度を切削し，その上に設置されている。また，RC 床版は基本的には複鉄筋配置であるが，伸縮装置取り付け箇所は床版厚が 100mm 程度であることから，単鉄筋配置となる。



図－ 6.9 実橋梁における伸縮装置設置箇所の概略図

(1) RCはり

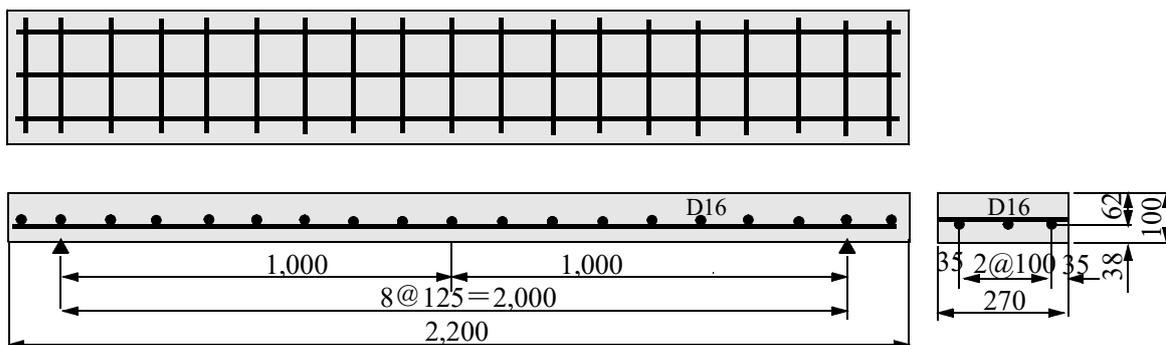
基準となる RC はりの供試体寸法は図－ 6.10 示すように、高さ 200mm、幅 270mm、長さ 2,200mm、支間 2,000mm のはり部材とする。鉄筋は D16 を支間方向に 125mm、奥行方向に 100mm 間隔で配置する複鉄筋配置とした。なお、供試体名称を RC-N とする。



図－ 6.10 RC はりの供試体寸法

(2) 既設RCはり

本試験における伸縮装置を設置する既設 RC はりの寸法は図－ 6.11 に示すように、高さ 100mm、幅 270mm、長さ 2,200mm とし、引張側の主鉄筋に D16 を 100mm 間隔で

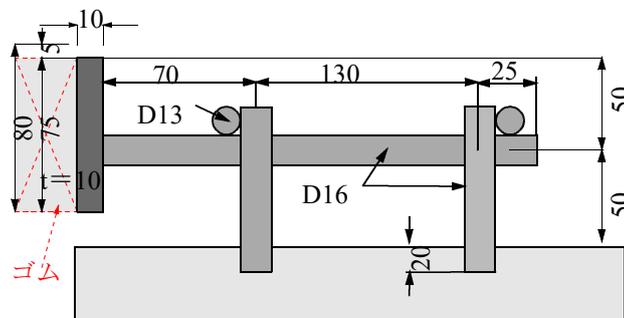


図－ 6.11 既設 RC はりの供試体寸法

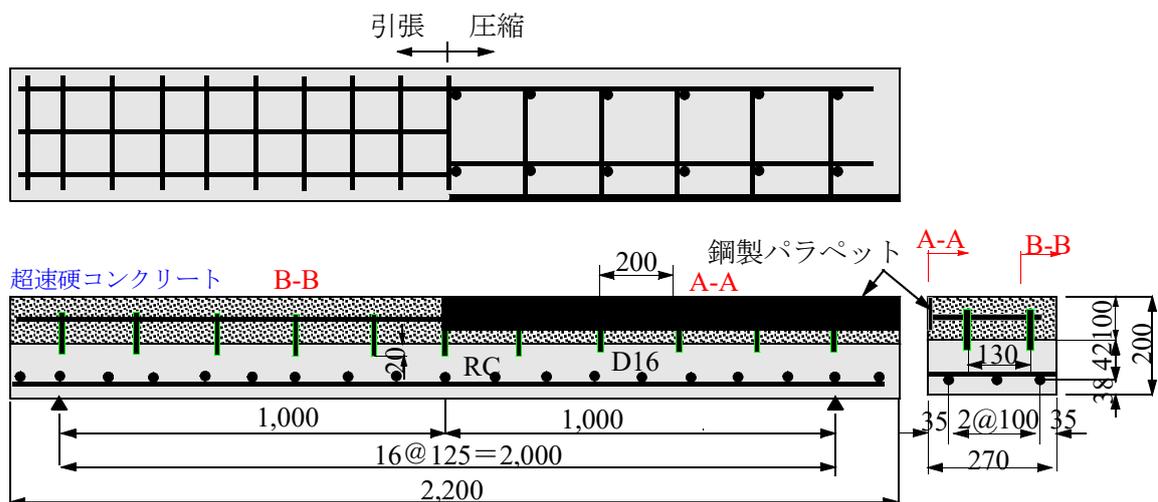
配置する単鉄筋配置とした。

### (3) 荷重集中型伸縮装置を設置した供試体

荷重集中型伸縮装置の断面寸法は図－ 6.12(1)に示すように、板厚 10mm の鋼製パラペットに長さ 225mm のジベル筋 (D16) を溶接し、そのジベル筋に長さ 120mm の縦筋 (D16) を幅 130mm、奥行き 200mm 間隔で配置した。交差部には軸方向に D13 の鉄筋を配置した立体ラーメン型構造である。また、施工の際には、22 箇所ある縦筋 D16 を既設 RC 床版に 20mm 挿入させる必要がある。ここで、荷重分布型伸縮装置を設置した供試体の寸法を図－ 6.12(2)に示す。荷重集中型伸縮装置の 130mm×200mm 間隔で格子状に組まれた縦筋 22 点の端部を既設 RC はりに  $\phi$  20mm、深さ 20mm の孔に挿入させ、超速硬コンクリートを用いて一体化した。よって、伸縮装置設置後の供試体寸法は高さ 200mm、幅 270mm、長さ 2,200mm であり、この供試体名称を RC-J-A とする。



(1) 荷重集中型伸縮装置の断面寸法

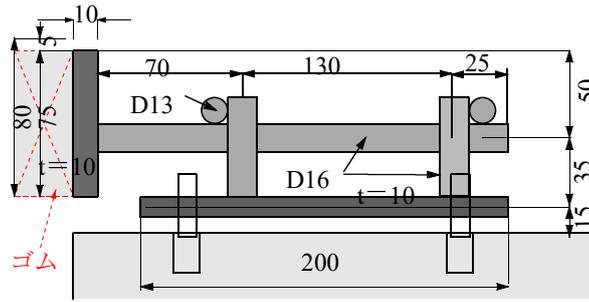


(2) 荷重集中型伸縮装置を設置した供試体の寸法

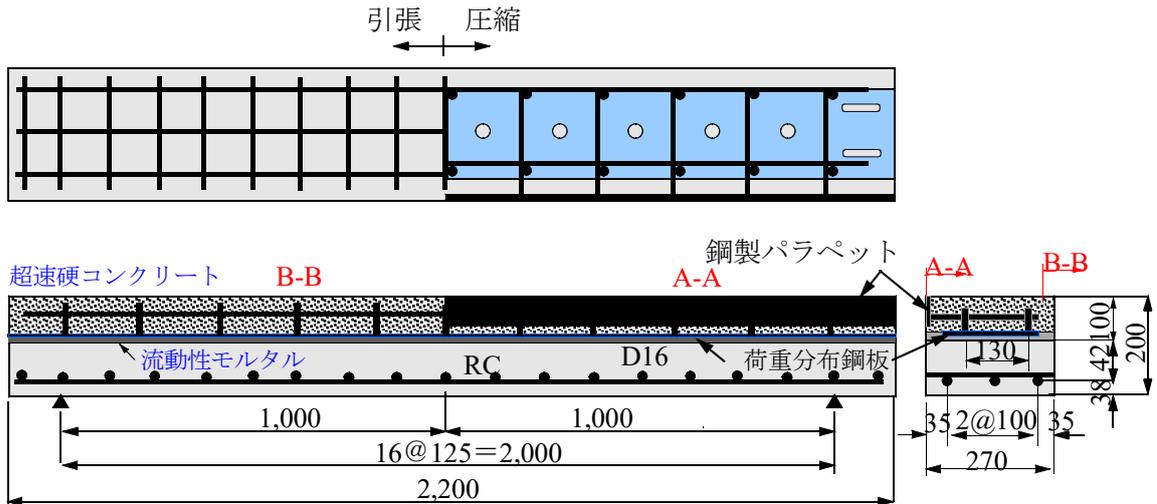
図－ 6.12 供試体寸法

### (4) 荷重分布型伸縮装置を設置した供試体

荷重分布型伸縮装置の断面寸法は図－ 6.13(1)に示すように、板厚 10mm の鋼製パラ



(1) 荷重分布型伸縮装置の断面寸法



(2) 荷重分布型伸縮装置伸縮装置を設置した供試体の寸法

図- 6.13 供試体の寸法

ペットに長さ 225mm のジベル筋 (D16) を溶接する。そのジベル筋に長さ 85mm の縦筋 (D16) を幅 130mm, 奥行き 200mm 間隔で配置し, 交差部には軸方向に D13 の鉄筋を配置した構造である。厚さ 10mm の一般鋼板を用いた荷重分布鋼板上面に縦筋を溶接する。荷重分布鋼板は幅 200mm 長さ 2,000mm の版とし, RC 床版コンクリート上面から 10mm の位置に設置する。

ここで, 荷重分布型伸縮装置を設置した供試体の寸法を図- 6.13(2)に示す。荷重分布型伸縮装置を既設 RC はりから 10mm の位置にアンカーボルトで設置し, 超速硬コンクリートおよび流動性モルタルで一体化した。この供試体名称を RC-J-B とする。また, 既設 RC はり上面に浸透性接着剤, 既設 RC はりおよび荷重分布鋼板両面に付着用接着剤を塗布した供試体の名称を RC-J-C とする。なお, 外形寸法は RC-J-A と同様に高さ 200mm, 幅 270mm, 長さ 2,200mm である。

## 6.5 静荷重実験

### 6.5.1 試験方法

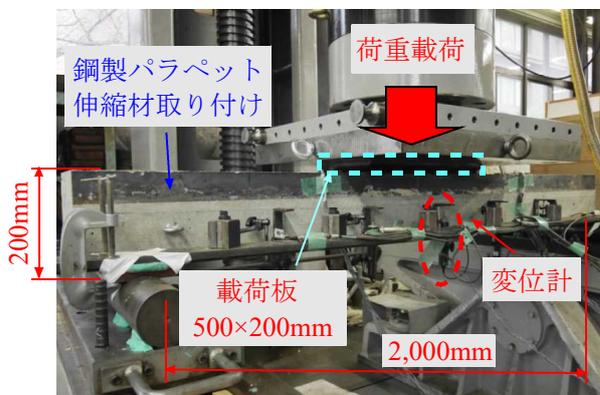
伸縮装置の実用性の評価においては, RC 床版を用いて輪荷重走行疲労実験による耐疲労性の検証が不可欠ではあるが, 伸縮装置本体の基本性能を評価するうえでは, ま



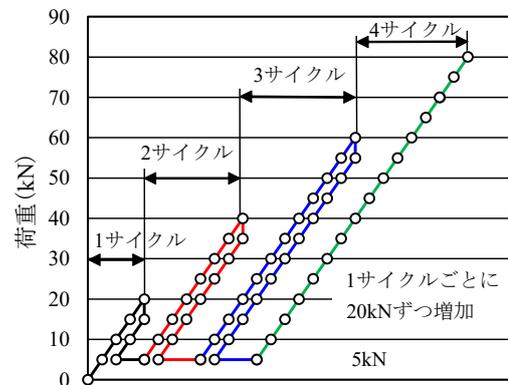
写真－ 6.4 試験機の外観

表－ 6.10 試験機の仕様

仕様	負荷方法	コンピューター制御 電気油圧サーボ式
	最大容量	5,000kN
	ストローク	1,000mm
	有効支柱間隔	3,000mm
圧縮試験	最大試験力	5,000kN
	圧縮間最大距離	3,400mm
	形式	上部・下部球座式・下部固定式
曲げ試験	大きさ	上部・下部ともに850mm×850mm
	最大試験力	5,000kN
	支点幅	2,800mm
	曲げスパン	1,000mm～15,000mm



図－ 6.14 試験状況



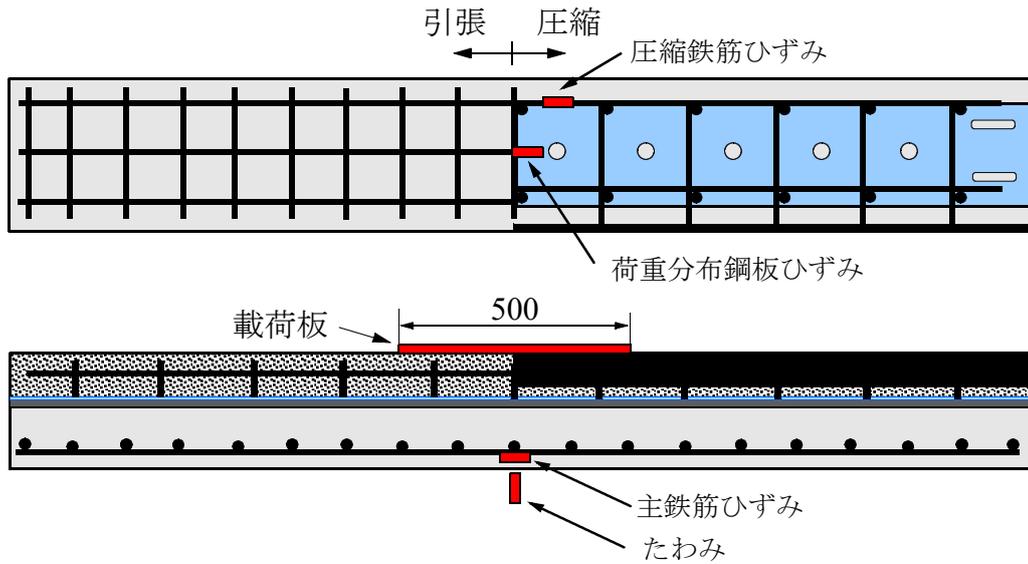
図－ 6.15 荷重サイクル

ずは梁構造による静荷重実験を行い、耐荷力性能および破壊メカニズムの検証などを行う必要がある。

静荷重実験には5,000kN 構造物試験機を用いた。ここで、試験機の外観を写真－ 6.4、試験機の仕様を表－ 6.10、試験状況を図－ 6.14 に示す。実験では道示に規定される輪荷重の支持状態を再現させるために、載荷面が 500mm×200mm の載荷版をはりの支点方向、奥行き方向の中央に設置する一点載荷により実施した。荷重載荷条件は、0kN から 20kN まで載荷し、その後、荷重 5kN まで除荷し、残留値を計測する。これを 1 サイクルとして、1 サイクルごとの荷重増加を 20kN とする漸増載荷を行い、支間中央のたわみが 20mm もしくは供試体のたわみが著しく増加するまで載荷を行う。ここで、荷重の載荷サイクルを図－ 6.15 に示す。

### 6.5.2 計測位置

本実験における計測は、全ての供試体において支間中央のたわみ、既設 RC はりの主鉄筋ひずみ(中央)を計測する。また、伸縮装置を設置した供試体は、伸縮装置の圧縮鉄筋ひずみ、供試体 RC-J-B, RC-J-C については荷重分布鋼板のひずみについても計測を行う。ここで、計測位置を図－ 6.16 に示す。また、1 サイクルごとにひびわれの進



図－ 6.16 計測位置



写真－ 6.5 切断の様子

展状況を供試体側面において観察し、試験終了後は供試体 RC-J-A, RC-J-B, RC-J-C については、支点方向および奥行き方向に供試体を切断(写真－ 6.5)し、切断面のひび割れ状況についても観察した。

## 6.6 静荷重実験における結果および考察

### 6.6.1 最大耐荷力

本実験における最大耐荷力を表－ 6.11 に示す。

供試体 RC-N の最大耐荷力は 66.9kN であり、この供試体の耐荷力を基準に耐荷力性能を評価する。供試体 RC-J-A の最大耐荷力は 100.5kN であり、供試体 RC-N の 1.50 倍となった。また、供試体 RC-J-B, RC-J-C の最大耐荷力は、それぞれ 140.4kN, 160.8kN であり、供試体 RC-N に比して 2.10 倍, 2.40 倍と伸縮装置を設置することで耐荷力は向上している。

表－ 6.11 最大耐荷力

供試体	最大耐荷力 (kN)	耐荷力比		
		J/N	J-B,C/J-A	J-C/J-B
RC-N	66.9	—	—	—
RC-J-A	100.5	1.50	—	—
RC-J-B	140.4	2.10	1.40	—
RC-J-C	160.8	2.40	1.60	1.15

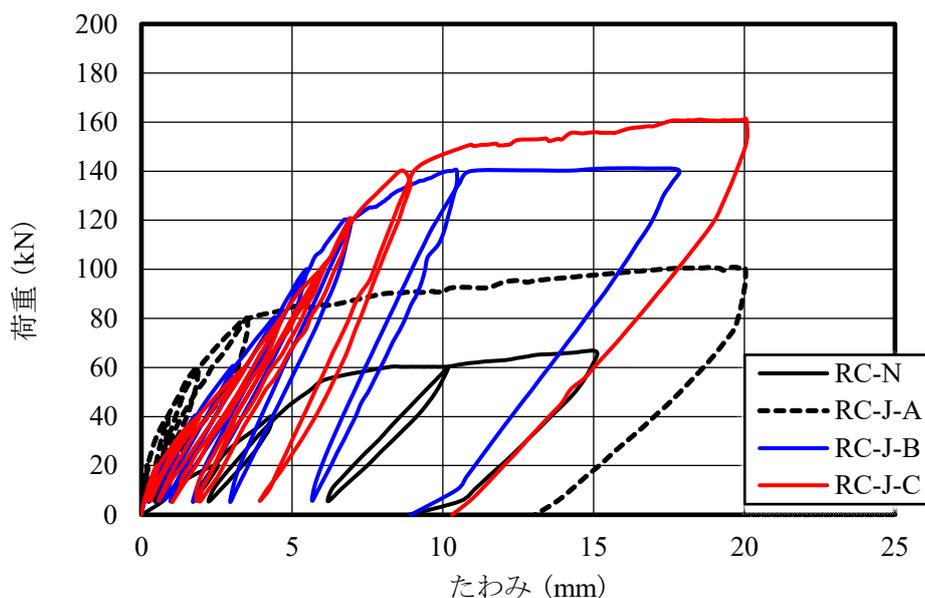
次に、供試体 RC-J-A に対する供試体 RC-J-B, RC-J-C の耐荷力比は、それぞれ 1.40 倍、1.60 倍となった。これは、荷重集中型伸縮装置に対して荷重分布鋼板の効果により伸縮装置自体の曲げ剛性が高くなったことや載荷した荷重が分布荷重として既設 RC はりに応力伝達を図ることから、耐荷力性能が大幅に向上したものと推測される。

さらに、供試体 RC-J-B に対する供試体 RC-J-C の耐荷力比は 1.15 倍と既設 RC はり表面に浸透接着剤および付着用接着剤を塗布することで、伸縮装置と既設 RC はりが破壊時まで一体性を保つことにより、耐荷力が向上したものと考えられる。

### 6.6.2 荷重とたわみの関係

各供試体の支間中央の荷重とたわみの関係を図－ 6.17 に示す。

供試体 RC-N の荷重とたわみの関係は図－ 6.17(黒線)に示すように、初期ひび割れが発生した荷重 20.0kN 付近を境にたわみの増加傾向がやや大きくなるものの、荷重 50.0kN までは線形的に増加している。荷重 50.0kN 載荷時点でのたわみは 5.6mm であり、その後の荷重増加に伴い、たわみは著しく増加し曲げ破壊に至った。破壊時の最大荷重 66.9kN 載荷時における最大たわみは 15.2mm である。



図－ 6.17 荷重とたわみの関係

次に、供試体 RC-J-A の荷重とたわみの関係は図－ 6.17(黒点線)に示すように、初期ひび割れが発生した荷重 20.0kN 付近からたわみの増加傾向に変化が見られる。また、荷重 60.0kN 付近においても同様の傾向が見られるが、荷重 85.0kN 付近までは比較的線形的な増加傾向を示している。その後の荷重増加に伴いたわみは著しく増加し曲げ破壊に至った。破壊時の最大荷重 100.5kN 載荷時の最大たわみは 20.0mm である。

供試体 RC-J-B の荷重とたわみの関係は図－ 6.17(青線)に示すように、初期ひび割れの発生した荷重 40kN 付近において増加傾向に若干の変化が見られるが、荷重 100kN 付近までは線形的に増加している。荷重 100kN でのたわみは 5.5mm であり、供試体 RC-J-A のたわみを大幅に下回っている。その後の荷重増加において、荷重 120kN を境にたわみの増加傾向が著しくなった。荷重 140kN に至るまでの荷重増加において、既設 RC はりと荷重分布鋼板の隙間に充填した流動性モルタル部において、水平方向のひび割れやはく離が発生し、最終的に曲げ破壊に至った。最大荷重 140.4kN における、たわみは 17.8mm であった。

供試体 RC-J-C の荷重とたわみの関係は図－ 6.17(赤線)に示すように、荷重 40kN 付近での初期ひび割れ発生に伴い増加傾向に変化が見られるが、荷重 120kN 付近までは供試体 RC-J-B と同様の増加傾向を示している。その後の荷重増加に対し、140kN まで増加傾向が大きくなるものの線形的な増加を示しており、荷重 140kN 時のたわみは 8.7mm で供試体 RC-J-B を下回っている。最大荷重 160.8kN における最大たわみは 20.1mm で、曲げ破壊に至った。

以上より、荷重分布型伸縮装置は荷重分布鋼板を設けることで伸縮装置全体の剛性が向上すると同時に、既設 RC はりに分布荷重として作用することから、たわみの増加が抑制される結果が得られた。

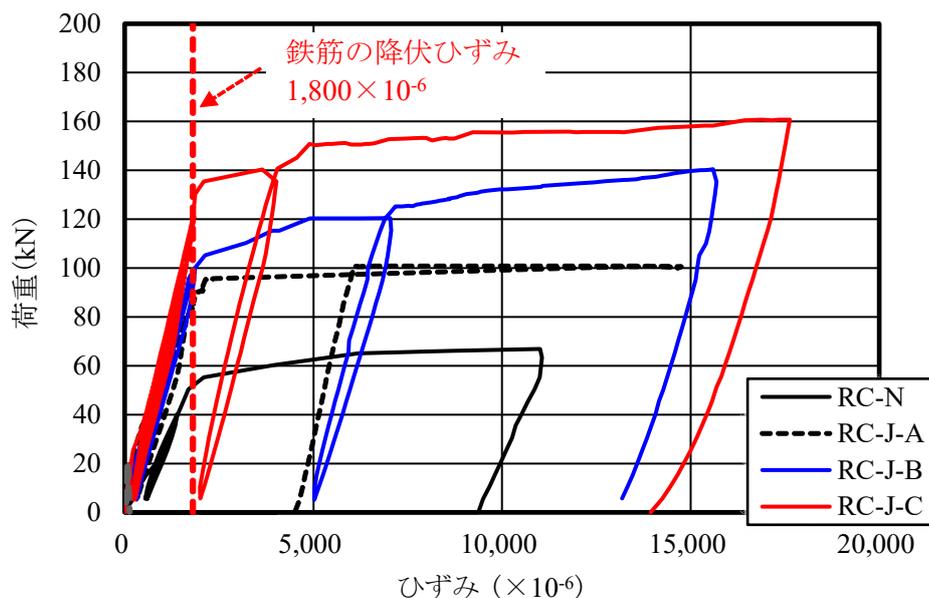
### 6.6.3 荷重と主鉄筋ひずみの関係

荷重と既設 RC はりの主鉄筋ひずみの関係を図－ 6.18 に示す。なお、主鉄筋の降伏ひずみは表－ 6.3 に示した降伏強度より算出すると  $1,800 \times 10^{-6}$  ( $=360\text{N}/\text{mm}^2/200,000\text{N}/\text{mm}^2$ ) であり、図－ 6.18 に赤点線にて併記した。また、降伏ひずみに到達した荷重は補完法により算出し、降伏時の荷重および荷重比を表－ 6.12 に示す。

供試体 RC-N の荷重と主鉄筋ひずみの関係は、図－ 6.18(黒線)に示すように、荷重 50kN 付近までは線形的に増加している。主鉄筋ひずみが降伏ひずみ  $1,800 \times 10^{-6}$  に達した荷重は 51.8kN である。その後、荷重 55.0kN 付近から急激なひずみの増加が確認され、最大荷重 66.9kN 時における最大ひずみは  $10,994 \times 10^{-6}$  である。

次に、供試体 RC-J-A の荷重と主鉄筋ひずみの関係は、図－ 6.18(黒点線)に示すように、荷重 90.0kN 付近まで線形的に増加している。主鉄筋が降伏に至った荷重は 84.2kN であり、供試体 RC-N の 1.63 倍である。主鉄筋降伏後の荷重増加においてひずみは急激に増加し、最大荷重 100.5kN での最大ひずみは  $11,020 \times 10^{-6}$  である。

一方、供試体 RC-J-B の荷重と主鉄筋ひずみの関係は、図－ 6.18(青線)に示すように、荷重 100.0kN 付近まで線形的に増加している。主鉄筋が降伏に至った荷重は 98.5kN であるが、供試体 RC-N の 1.90 倍、供試体 RC-J-A の 1.17 倍である。その後の荷重増加においてひずみの増加傾向は大きくなるものの、供試体 RC-J-A のような急激な増加傾



図－ 6.18 荷重と主鉄筋ひずみの関係

表－ 6.12 鉄筋降伏時の荷重および荷重比

	主筋降伏時の荷重 (kN)	荷重比		
		A,B,C/N	B,C/A	C/B
RC-N	51.8	—	—	—
RC-J-A	84.2	1.63	—	—
RC-J-B	98.5	1.90	1.17	—
RC-J-C	120.4	2.32	1.43	1.22

向は認められなかった。これは、荷重分布型伸縮装置に設けられた荷重分布鋼板により、作用荷重を既設 RC はりの広範囲に分布荷重として伝達する分配効果により、主鉄筋ひずみ降伏後もひずみの増加が抑制されたためである。なお、最大荷重 140.4kN での最大ひずみは  $15,687 \times 10^{-6}$  である。

また、供試体 RC-J-C の荷重と主鉄筋ひずみの関係は、図－ 6.18(赤線)に示すように、荷重 130.0kN 付近まで線形的に増加している。主鉄筋が降伏に至った荷重は 120.4kN であり、供試体 RC-N の 2.32 倍、供試体 RC-J-A の 1.43 倍である。主鉄筋降伏後は荷重の増加に伴うひずみの急激な増加が確認されず、供試体 RC-J-B と類似した増加傾向を示している。また、主鉄筋が降伏に至る荷重は供試体 RC-J-B の 1.22 倍と接着剤を塗布することでひずみの増加がさらに抑制される結果となった。なお、最大荷重 160.8kN での最大ひずみは  $117,563 \times 10^{-6}$  である。

以上より、荷重分布型伸縮装置は荷重集中型伸縮装置と比較して、主鉄筋が降伏に至る荷重が大きく向上する結果となった。また、主鉄筋降伏後の荷重増加においても急激な増加傾向を示すことはなく、荷重分布鋼板による荷重分配効果により、既設 RC はりに負担をかけにくい構造であるといえる。

#### 6.6.4 荷重と伸縮装置圧縮鉄筋ひずみの関係

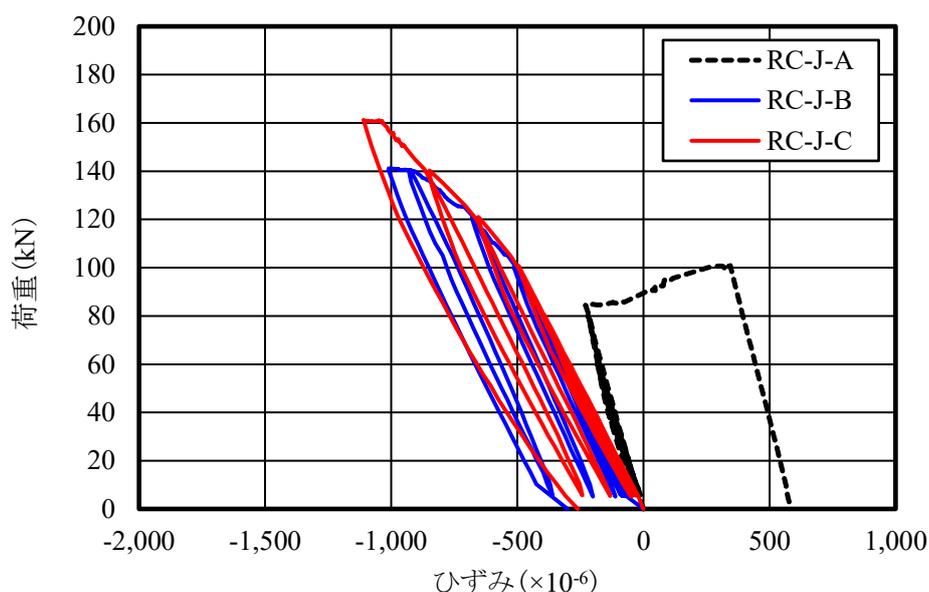
荷重と伸縮装置に配置した圧縮鉄筋のひずみの関係を図－6.19に示す。

供試体 RC-J-A の荷重と伸縮装置圧縮鉄筋ひずみの関係は、図－6.19(黒点線)に示すように、既設 RC はり主鉄筋が降伏に至った荷重は 83.0kN 付近までは圧縮域で線形的な増加傾向を示し、圧縮ひずみの最大値は $-215 \times 10^{-6}$  である。その後の荷重増加において、荷重 90.0kN から引張応力を受け、急激なひずみの増加と共に圧縮応力から引張応力に移行している。なお、最大荷重 100.5kN でのひずみは $344 \times 10^{-6}$  である。

次に、供試体 RC-J-B の荷重と伸縮装置圧縮鉄筋ひずみの関係は、図－6.19(青線)に示すように、荷重 100kN 付近において増加傾向に変化が見られるものの急激なひずみの増加は認められず、最大荷重時まで線形的な増加傾向を示している。また、圧縮域から引張領域への変化も認められず、最大荷重時の最大ひずみは $-1,026 \times 10^{-6}$  である。これは、荷重分布鋼板により終局時まで圧縮鉄筋付近は圧縮領域であったことを示している。

また、供試体 RC-J-C の荷重と伸縮装置圧縮鉄筋ひずみの関係を、図－6.19(赤線)に示す。供試体 RC-J-B と同様に、荷重 100kN 付近において増加傾向がやや変化しているが、既設 RC はり主鉄筋が降伏に至った荷重 125.0kN 以降の荷重増加においても急激なひずみの増加は認められず、最大荷重時まで線形的な増加傾向を示している。また、圧縮域から引張領域への変化も認められず、最大荷重時の最大ひずみは $-1,100 \times 10^{-6}$  である。

以上より、荷重集中型伸縮装置は既設 RC はりの主鉄筋が降伏した後は、伸縮装置の鉄筋は引張領域へ移行し、最終的に引張応力を受ける結果となった。一方、荷重分布型伸縮装置では最大荷重時まで圧縮領域での増加傾向を示しており、応力を荷重分布鋼板が適切に分担している。



図－6.19 荷重と圧縮鉄筋のひずみの関係

### 6.6.5 荷重と荷重分布鋼板ひずみの関係

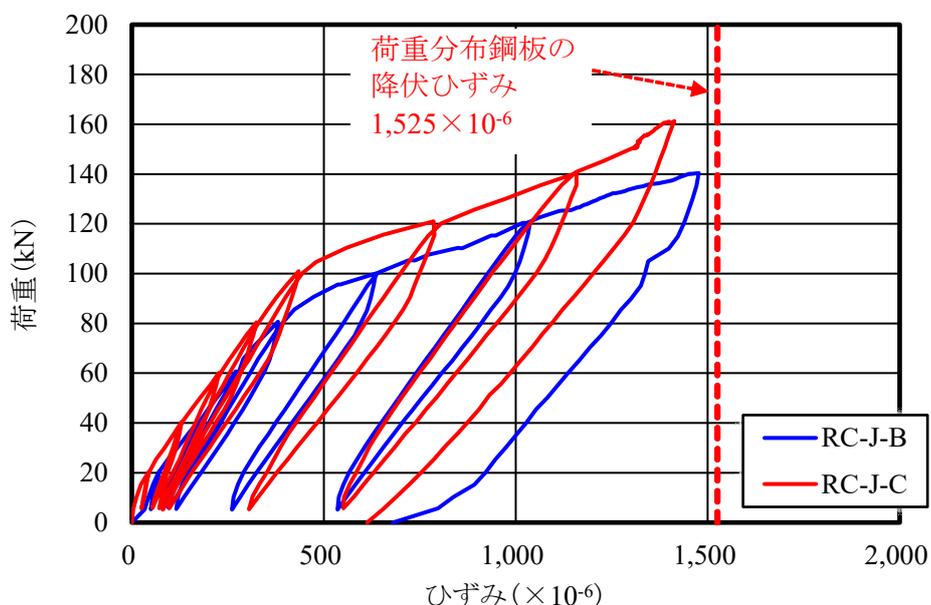
荷重と供試体 RC-J-B, C における荷重分布鋼板の中央引張側ひずみの関係を図－ 6.20 に示す。荷重分布鋼板の降伏ひずみは、表－ 6.3 に示した降伏強度より算出すると、 $1,525 \times 10^{-6}$  ( $=305\text{N/mm}^2/200,000\text{N/mm}^2$ ) であり、図－ 6.20 に併記した。

供試体 RC-J-B の荷重と荷重分布鋼板ひずみの関係は、図－ 6.20 (青線) に示すように、荷重 85.0kN 付近までは線形的に増加している。その後の荷重増加において増加傾向がやや大きくなっているが、これは既設 RC はりの主鉄筋が降伏に至った荷重 98.5kN の直前である。なお、最大荷重時まで比較的線形的な増加傾向を示し、最大荷重 140.4kN 時における最大ひずみは  $1,477 \times 10^{-6}$  と降伏ひずみには至っていない。

また、供試体 RC-J-C の荷重と荷重分布鋼板ひずみの関係は、図－ 6.20 (赤線) に示すように荷重 105.0kN まで線形的に増加しており、その後の荷重増加において増加傾向は大きくなるものの供試体 RC-J-B 同様に終局時まで線形的な増加を示しており、最大荷重 160.8kN での最大ひずみは  $1,411 \times 10^{-6}$  と降伏ひずみには至っていない。

両供試体共に既設 RC はりの主鉄筋が降伏する直前から荷重分布鋼板ひずみの増加傾向が変化している。これは、主鉄筋降伏後から破壊時まで荷重分布鋼板が引張応力を分担し、最大耐荷力の向上に寄与したものと考えられる。また、2 種類の接着剤を塗布したことにより、供試体 RC-J-C は供試体 RC-J-B と比較してひずみの増加が抑制される結果となった。

以上より、荷重分布鋼板は既設 RC はりの主鉄筋降伏後から破壊時まで引張応力を適切に分担できるものと判断され、最大耐荷力の向上に大きく寄与する。



図－ 6.20 荷重と荷重分布鋼板ひずみの関係

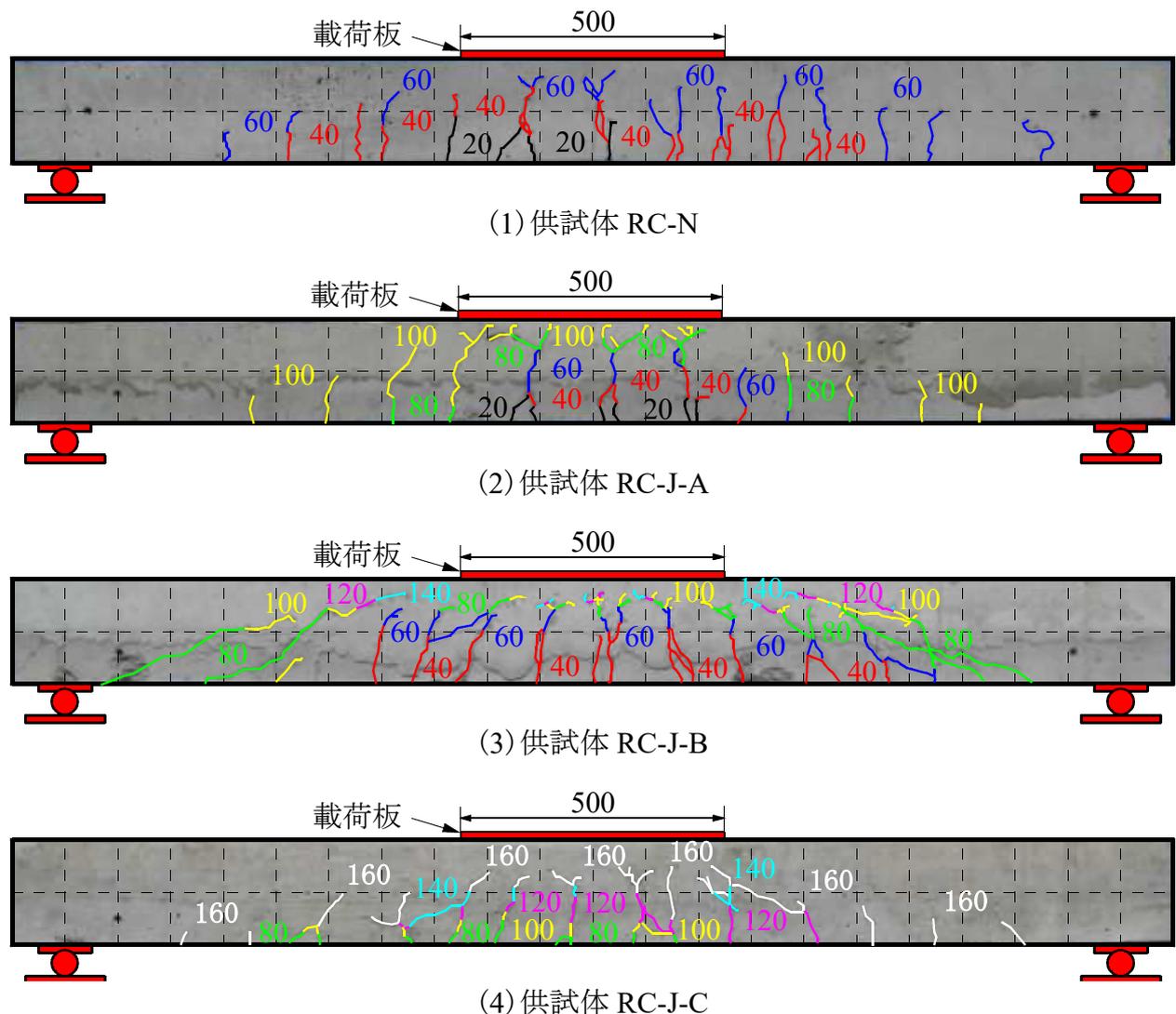
## 6.6.6 破壊状況

### (1) 各荷重サイクルにおける側面のひび割れ状況

各荷重サイクルにおける側面のひび割れ状況を図－ 6.21 に示す。なお、サイクル別のひび割れを色別で示し、図中の数字は各サイクルの荷重した最大荷重を示している。

供試体 RC-N のひび割れ状況を図－ 6.21 (1)に示す。初期ひび割れは、荷重 20kN 載荷時に発生し、曲げ領域下面付近に発生したひび割れが荷重の増加に伴い進展している。なお、ひび割れは軸直角方向に配置した配力筋とほぼ同位置で発生しており、45度の斜めひび割れを呈している。最終的な破壊モードは曲げ破壊である。

供試体 RC-J-A のひび割れ状況を図－ 6.21 (2)に示す。初期ひび割れは、荷重 20kN 載荷時に発生し、曲げ領域に下面から発生したひび割れが荷重の増加に伴い上縁に進展し、圧縮鉄筋付近で横方向に分岐している。また、せん断区間の支点内下面においても、荷重 80kN 載荷付近からひび割れの発生と進展が認められる。ひび割れの発生位置は伸縮装置のアンカー筋とほぼ同位置で発生しており、荷重載荷板の範囲に集中して



図－ 6.21 各荷重サイクルにおける側面のひび割れ状況

いる。最終的な破壊モードは曲げ破壊である。

供試体 RC-J-B のひび割れ状況を図－ 6.21 (3)に示す。初期ひび割れは、荷重 40kN 載荷時点において、曲げ領域内の下面から発生している。しかしながら、その後の荷重の増加においては荷重分布鋼板が設置されている上面より 80mm 付近辺りでひび割れの進展が抑制され、せん断区間のからのひび割れの進展が顕著となっている。荷重 120kN 以降でひび割れが上縁に進展した。なお、両支点付近から載荷位置に向かってひび割れが進展した荷重 80kN 以降においては、既設 RC はりと荷重分布鋼板の隙間充填した流動性モルタル部において、水平方向のひび割れやはく離が進行したと推察される。また、ひび割れの発生位置は伸縮装置のアンカー筋とほぼ同位置で発生しているものの、荷重分布鋼板の影響によりひび割れは比較的均等に発生している。最終的な破壊モードは曲げ破壊である。

供試体 RC-J-C のひび割れ状況を図－ 6.21 (4)に示す。初期ひび割れは荷重 80kN 載荷時において、曲げ領域内の下面から発生している。その後の荷重増加において、荷重 140kN まではひび割れの大きな進展は見られない。ひび割れの発生位置は供試体 RC-J-B と同様に伸縮装置のアンカー筋とほぼ同位置で発生し、荷重分布鋼板の影響によりひび割れははり内に均等に発生している。しかし、最大荷重時においてもひび割れの大きな進展は確認されず荷重分布鋼板が設置されている上面から 80mm 付近においても横方向のひび割れは確認されなかった。最終的な破壊モードは曲げ破壊である。

以上より、荷重集中型伸縮装置を設置した供試体では、支持した荷重がアンカー筋を介して既設 RC はりに伝達し、載荷位置直下を中心に集中的なひび割れが発生している。一方、荷重分布型伸縮装置を設置した供試体では、荷重分布鋼板の効果により支持した荷重を既設 RC はりに分布荷重として伝達することからひび割れの発生が分散される結果となった。また、荷重分布鋼板と既設 RC はりに接着剤を塗布することで、ひび割れのさらなる進展抑制に寄与している。

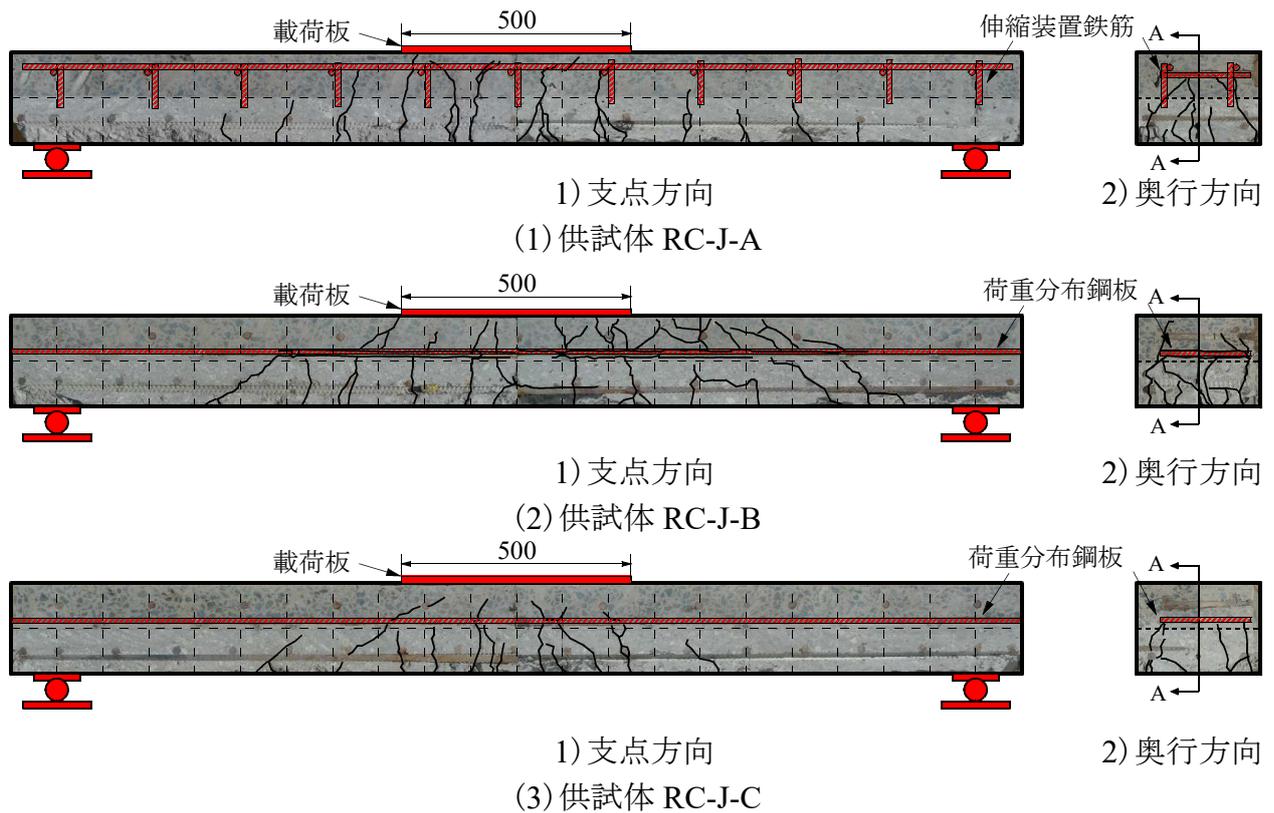
## (2) 断面の破壊状況

支間方向および奥行き方向の断面における破壊状況を図－ 6.22 に示す。

供試体 RC-J-A における断面のひび割れは図－ 6.22 (1)に示すように、伸縮装置のアンカー筋とほぼ同位置で発生しており、荷重載荷版の範囲に集中している。また、伸縮装置の圧縮鉄筋付近で横方向に分岐しており、ひび割れは上縁に到達している。

次に、供試体 RC-J-B におけるひび割れは図－ 6.22 (2)に示すように、下面から発生したひび割れが荷重載荷位置から 45 度範囲内にひび割れが集中し、荷重分布鋼板を介してさらに広範囲に発生している。これは、荷重分布鋼板の効果により荷重が分散されたことに伴い、支点間内で比較的均等にひび割れが発生したと推測される。また、荷重分布鋼板に沿うように水平方向のひび割れやはく離が発生しており、付着力の低下に伴い、合成構造から重ね構造へと移行している。

一方、供試体 RC-J-C におけるひび割れは図－ 6.22 (3)に示すように、供試体 RC-J-B と同様にアンカー筋とほぼ同位置ではり内に均等に発生しているが、接着剤の効果によって進展は大きく抑制されている。また、既設 RC はりと流動性モルタルおよび荷重分布鋼板界面でののはく離に起因した水平方向のひび割れは見られず、破壊時まで合成



図－ 6.22 切断面における破壊状況

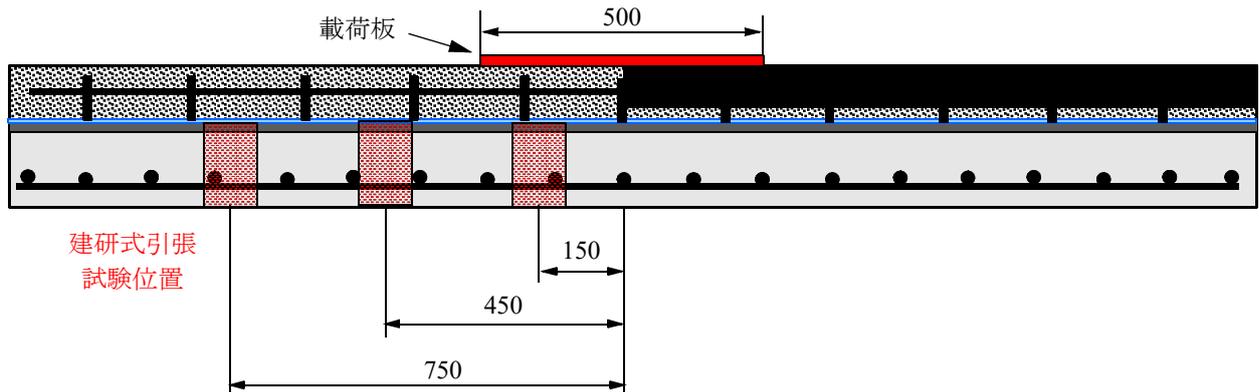
構造として一体性を保っていたと考えられる。さらに、上縁にもひび割れは到達していない。本実験では最大たわみを 20mm として载荷を行ったが、さらなる荷重増加にも抵抗できるものと推測される。

以上より、荷重集中型伸縮装置では、荷重载荷版の範囲に集中し、ひび割れは上縁に到達している。一方、荷重分布型伸縮装置は支持した荷重を等分布荷重として既設部に伝達することで、ひび割れが分散する結果となった。しかしながら、実橋梁において荷重分布鋼板に沿った水平方向のひび割れは、はく離や漏水による早期損傷の原因ともなりかねないため、耐久性向上およびライフサイクルコストの観点から、接着剤の塗布は必須であると考えられる。

## 6.7 建研式引張試験による引張接着強度

### 6.7.1 建研式引張試験

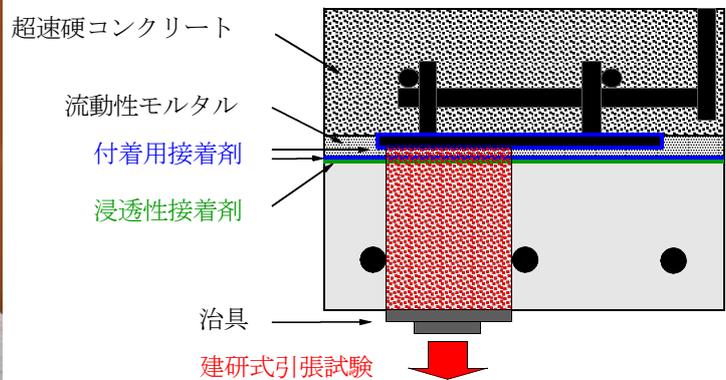
静荷重実験終了後に供試体 RC-J-B, RC-J-C において流動性モルタルと荷重分布鋼板および既設 RC はりコンクリートとの引張接着強度を建研式引張試験により検証する。検証位置は、図－ 6.23 に示すとおり载荷版直下、载荷位置から 45 度範囲内、支点付近とし供試体中央からそれぞれ 150mm, 450mm, 750mm の位置とした。なお、供試体名称は中央からそれぞれ No.1, No.2, No.3 とする。ここで、試験機の外観を写真－ 6.6 に示す。試験方法の概略は図－ 6.24 に示すように、供試体下面からコアドリルを用いて  $\phi$  100mm で荷重分布鋼板まで切り込みを入れる。次に、コア上面を研磨し鋼製治具



図－ 6.23 建研式引張試験位置



写真－ 6.6 試験機の外観



図－ 6.24 試験方法の概略図

を圧着し養生する。接着剤が硬化した後に、荷重速度  $1.0\text{N/mm}^2/\text{sec}$  で引張試験を実施する。建研式引張試験における引張接着強度の算出は式 (6.1) として与えられる。

$$f_T = P/A \quad (6.1)$$

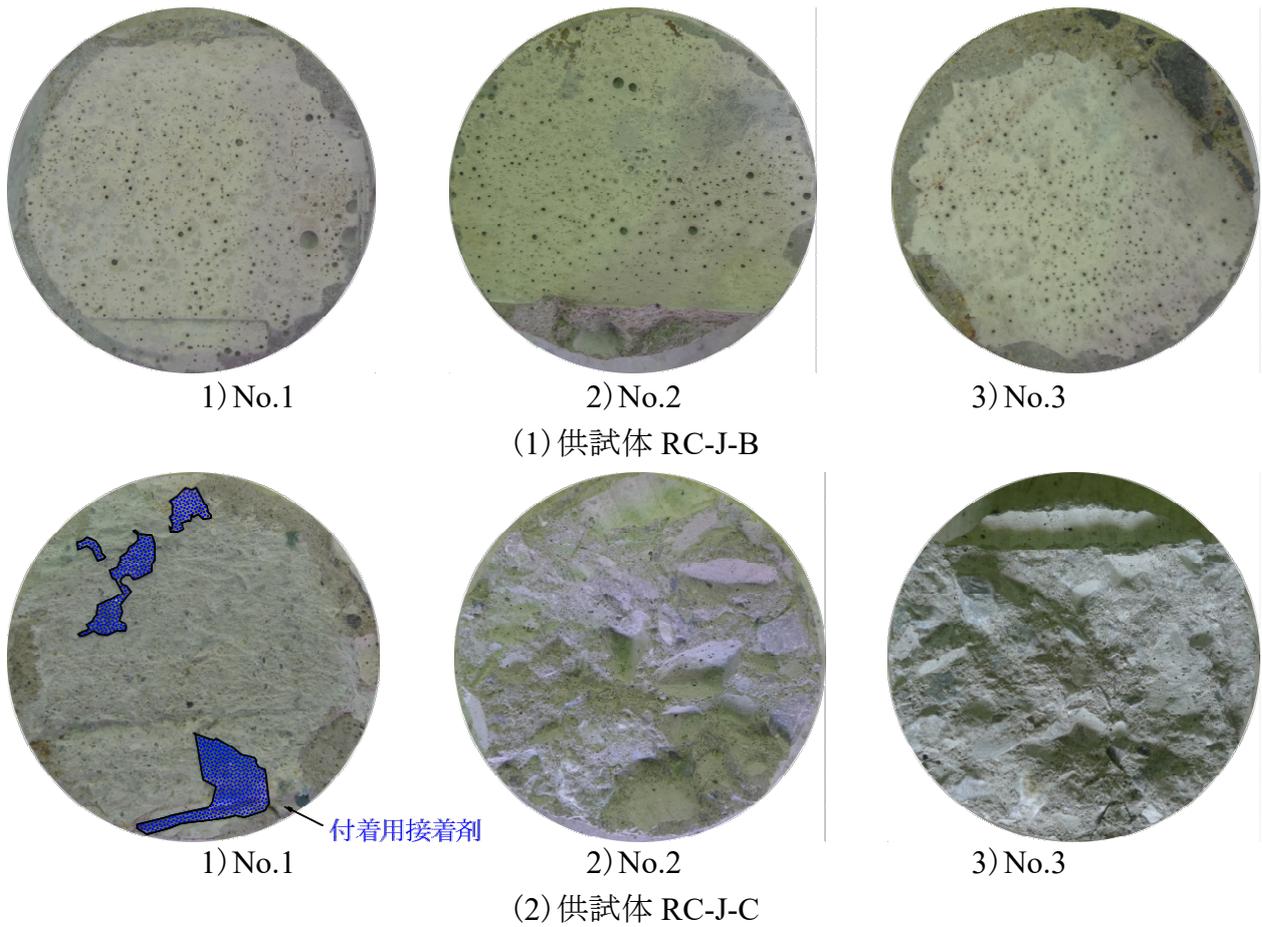
ここで、 $f_T$ ：引張接着強度 ( $\text{N/mm}^2$ )、 $P$ ：接着荷重 (kN)、 $A$ ：接着面積 ( $\text{mm}^2$ )

### 6.7.2 試験結果

建研式引張試験による引張接着強度の結果を表－ 6.13、各採取位置における界面の破断状況を図－ 6.25 に示す。供試体 RC-J-B における No.1, No.2 の引張接着強度は、それぞれ  $0.00\text{N/mm}^2$ ,  $0.06\text{N/mm}^2$  であり、全ての採取位置において接着強度  $1.00\text{N/mm}^2$  を大きく下回っている。また、破断面についても両試験位置において荷重分布鋼板と流動性モルタルの界面であった。この結果からも、荷重増加中に荷重分布鋼板に沿った水平方向のひび割れが進展し、破壊時においては完全にはく離していたことが明らかである。また、No.3 については、荷重版から応力が  $45$  度に分布する範囲外での採取位置であるため No.1, No.2 の接着強度を大きく上回っている。しかしながら、引張接

表－ 6.13 引張接着強度

供試体		中央からの距離 (mm)	直径 (mm)	接着面積 (mm <sup>2</sup> )	接着荷重 (kN)	引張接着強度 (N/mm <sup>2</sup> )	破断位置
RC-J-B	No1	150	99.0	7,698	0.0	0.00	鋼板界面
	No2	450	99.0	7,698	0.5	0.06	鋼板界面
	No3	750	99.0	7,698	7.6	0.98	鋼板界面
RC-J-C	No1	150	99.0	7,698	10.3	1.34	モルタル層
	No2	450	99.0	7,698	12.3	1.60	コンクリート層
	No3	750	99.0	7,698	13.3	1.73	コンクリート層



図－ 6.25 界面の破断状況

着強度は  $0.98\text{N/mm}^2$  と基準値を下回っており、破断面についても荷重分布鋼板と流動性モルタルの界面であった。

一方、供試体 RC-J-C における No.1 の引張接着強度は  $1.34\text{N/mm}^2$  であり基準値  $1.00\text{N/mm}^2$  を上回っている。また、破断面についても 95%以上が流動性モルタル部であり、荷重載荷位置直下においても十分な引張接着強度が確認された。No.2, No.3 についても引張接着強度は  $1.34\text{N/mm}^2$ ,  $1.34\text{N/mm}^2$  であり十分な引張接着強度が確認された。破断面についても 99%以上が母材コンクリートであり、No.1 と同様に十分な引張接着強度を有することが確認された。

以上より、浸透性接着剤および付着用接着剤を塗布することで十分な引張接着強度が得られたことから、破壊状況でも示した通り、破壊時においても一体性を保持する事が確認された。

## 6.8 まとめ

第 6 章では、荷重支持型伸縮装置を対象として従来からの伸縮装置をモデル化した荷重集中型伸縮装置、新たに提案された既往の伸縮装置に荷重分布鋼板を設けた荷重分布型伸縮装置の 2 種類の伸縮装置に対し静荷重実験を行い、耐荷力性能および破壊形状を検証した。また、施工時における設置において既設コンクリート上面に 2 種類の接着剤、伸縮装置全体に接着剤を塗布して設置した接着剤塗布型の荷重分布型伸縮装置供試体を製作して同様の試験を行い、接着剤の有効性について検証した。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 荷重集中型伸縮装置を設置した供試体に対して、荷重分布型伸縮装置を設置した供試体は、荷重分布鋼板を設けたことに伴う伸縮装置本体の剛性向上により、耐荷力性能が 1.40 ～ 1.60 倍と大幅に向上した。また、接着剤を塗布することにより、耐荷力性は 1.15 倍と更に向上している。
- (2) 荷重と主鉄筋ひずみの関係より、荷重分布型伸縮装置は荷重集中型伸縮装置と比較して、主鉄筋が降伏に至る荷重が大きく向上する結果となった。また、主鉄筋降伏後の荷重増加においても急激な増加傾向を示すことはなく荷重分布鋼板による荷重分配効果により、既設 RC はりに負担をかけにくい構造である。
- (3) 荷重と伸縮装置圧縮鉄筋の関係より、荷重集中型伸縮装置は既設 RC はりの主鉄筋が降伏した後は、伸縮装置の鉄筋は引張領域へ移行し、最終的に引張応力を受ける結果となった。一方、荷重分布型伸縮装置では最大荷重時まで圧縮領域での増加傾向を示しており、応力を荷重分布鋼板が適切に分担している。
- (4) 荷重と荷重分布鋼板ひずみの関係より、荷重分布鋼板は既設 RC はりの主鉄筋降伏後から破壊時まで引張応力を適切に分担できるものと判断され、最大耐荷力の向上に大きく寄与している。
- (5) 側面のひび割れ状況より、荷重集中型伸縮装置では、支持した荷重がアンカー筋を介して既設 RC はりに伝達し、載荷位置直下を中心に集中的なひび割れが発生している。一方、荷重分布型伸縮装置では、荷重分布鋼板の効果により支持した荷重を既設 RC はりに分布荷重として伝達することから、ひび割れの発生が分散される結果となった。また、荷重分布鋼板と既設 RC はりに接着剤を塗布することで、水平ひび割れの発生を抑制できる。
- (6) 断面のひび割れ状況より、荷重集中型伸縮装置では、荷重載荷版の範囲にひび割

れが集中し、上縁に到達している。一方、荷重分布型伸縮装置は、ひび割れが分散する結果となった。しかしながら、実橋梁における水平方向のひび割れは、はく離や漏水による早期損傷の原因ともなりかねないため、耐久性向上およびライフサイクルコストの観点から、接着剤の塗布は必須であると考えられる。

- (7) 建研式引張試験による引張接着強度より、浸透性接着剤および付着用接着剤を塗布することで破壊時においても十分な接着強度が確認された。
- (8) 荷重分布型伸縮装置は荷重分布鋼板の効果に伴い、曲げ剛性が高く耐久性に優れている。また、接着剤を塗布することで破壊時まで合成構造として荷重に抵抗する。よって、従来型の伸縮装置と比して遊間の異常として取り扱われる「段差」が発生しにくい伸縮装置であり、RC床版の損傷を加速させる要因の一つでもあった荷重変動を抑制できる伸縮装置であるといえる。

## 第6章 参考文献

- 6.1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I, II, 2019.3
- 6.2) 横山功一, 井上純三, 永原隆：道路橋床版の衝撃係数に関する実験, 構造工学論文集 Vol.35A, pp.749-756, 1989
- 6.3) 横山功一, 井上純三, 福永隆：路面段差部に作用する自動車衝撃荷重の特性, 構造工学論文集, Vol.35A, pp.757-764, 1989.3
- 6.4) 関口幹夫, 西尾伸郎, 武田敏憲：道路橋および歩道橋の補修履歴と健全度の現状分析, 平成 16 年東京都土木研究所年報, pp.137-152, 2004
- 6.5) 深水弘一：道路橋の伸縮装置及び道路橋伸縮装置の施工法, 特許第 6567920 号, 2019.8
- 6.6) 建設省土木研究所構造研究室：橋梁の設計動荷重に関する試験調査報告書(VIII—1985), 土木研究所資料, No.2258, 1985
- 6.7) 国土交通省道路局国道・防災課：橋梁定期点検要領, 2014
- 6.8) 国土交通省道路局国道・技術課：橋梁定期点検要領, 2019
- 6.9) 日本橋梁建設協会：鋼橋伸縮装置設計の手引き, ～道示平成 29 年 11 月版対応～(改定第 4 版), 2019.5
- 6.10) 阿部忠, 伊藤清志, 大野晃, 山下雄史：RC 床版上面損傷に用いる補修材の提案およびサイクル補修における耐疲労性の評価, 構造工学論文集, Vol.60A, pp.1122-1133, 2014.3
- 6.11) 伊藤清志, 阿部忠：2 タイプの接着剤を塗布した RC 床版の上面補修法の耐疲労性の評価および施工技術, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No1, pp.2131-2136, 2017
- 6.12) 阿部忠, 大窪克己, 高野真希子：コンクリート構造物の柱状サンプル採取法, 特許第 6093951 号, 2018.4
- 6.13) 高野真希子, 阿部忠, 大窪克己, 木内彬喬：柱状サンプル採取法による RC 床版の内部診断における接着剤の効果, コンクリート工学年次論文集, Vol.42, No2, pp.1177-1182, 2020
- 6.14) (公)土木学会：道路橋床版の維持管理マニュアル 2016
- 6.15) 阿部忠：RC 床版の劣化診断技術と補修・補強対策, [第 4 回] 鋼繊維補強コンクリート(SFRC)上面増厚補強の耐疲労性, セメント・コンクリート誌 No.779, , pp44-52, 2012.1
- 6.16) 野口博之, 阿部忠, 一瀬八洋, 山下雄史：普通セメントに低収縮型早強性混和剤を配合させた SFRC 材を用いた鋼床版上面補強による補強効果および耐疲労性の評価, セメント協会, セメントコンクリート論文集, Vol.69, pp642-649, 2015

## 第 7 章 総 括

### 7.1 本論文の総括

我が国の橋梁は 2021 年現在で 72 万橋が供用され、その多くは高度経済成長期に整備された。これらの橋梁は建設後 50 年以上が経過し、老朽化した橋梁の割合は約 30 % となっており年々増加している。また、設計基準においても 2019 年改訂の道路橋示方書・同解説（以下、道示とする）に至るまでに数回の改訂が行われ、1994 年改訂以降からは設計荷重が 198kN から 245kN へと引き上げられた。これに伴い、重要路線では荷重の増加に伴う補強対策が課題となっている。これらの老朽化対策として、国土交通省では 2009 年より従来の事後保全維持管理から計画的に実施する予防保全型維持管理計画へと政策が移行された。これに伴って地方自治体では、道路橋長寿命化修繕計画を立案し、損傷が軽微な段階において平準化した予算内での計画的な修繕を行い、緊急対応の必要な橋梁は補修・補強対策を施すことで、安全性が確保されている。

橋梁を構成する部材において最も損傷が著しい部材は RC 床版であり、建設地域の環境条件によっても損傷状況は大きく異なっている。とくに、交通量の多い都市部では 2 方向ひび割れの発生による疲労損傷が多い。また、海岸線に建設された RC 床版では飛来塩分による塩害と疲労損傷、積雪寒冷地域では融雪剤散布による塩害、凍結・融解による凍害と疲労損傷が複合している。また、いずれの建設地域においても伸縮装置の近傍において大きな損傷が生じている。これは伸縮装置の段差に起因したものであり、段差量が 20mm となる場合には、伸縮装置の設置位置から 8m 付近まで軸重量の  $\pm 2.8$  倍程度の変動荷重が作用することが報告されている。しかしながら、大型車両の荷重変動を再現できる試験装置が少ないことから、伸縮装置の段差によって発生する荷重変動が RC 床版に及ぼす影響や寿命推定に関する研究はほとんど行われていないのが現状である。

一方、伸縮装置自体も大型車両の荷重変動によって大きな衝撃を受けることで損傷も多く、現在、道路橋長寿命化修繕計画の中で計画的に取替工事が進められている。伸縮装置は荷重支持型伸縮装置、突き合わせ型伸縮装置、埋設型伸縮装置に分類され、各企業において特徴のある伸縮装置が開発されている。荷重支持型や突き合わせ型は交通量の多い道路橋に使用され、埋設型は交通量の少ない道路橋や騒音規制の厳しい地域に採用されている。一般的に用いられる荷重支持型伸縮装置は、鉄筋と伸縮部の鋼板や既設部に直接打ち込んだアンカー筋を溶接して設置し、超速硬コンクリートを用いて一体化が図られている。しかしながら、この構造は、縦筋が立体ラーメン構造であることから支持した荷重を輪荷重設置面から 45 度範囲内の限定された範囲に荷重が作用することとなる。このような問題を解決できる新構造として、荷重分布型伸縮装置が開発された。荷重分布型伸縮装置は、縦筋の下面に荷重分布鋼板を設けた構造であり、荷重分布鋼板を介して支持した輪荷重を既設 RC 床版に分布させる構造である。しかし、この装置については、耐荷力性能が評価されていないのが現状である。

そこで本研究では、道路橋 RC 床版の損傷要因となる大型車両が伸縮装置の段差部を通過した際に発生する荷重変動が、RC 床版の耐疲労性に与える影響について、モデル

化した RC 床版を用いて走行一定荷重および走行振動荷重による疲労試験を行い、耐疲労性を評価した。また、走行振動荷重による疲労試験の結果から、RC 床版の寿命予測のための S-N 曲線式を確立し、荷重変動を受ける RC 床版の寿命推定を可能にすることで維持管理の一助とする。さらには、従来型の伸縮装置と従来型伸縮装置に荷重分布鋼板を設けた伸縮装置について静荷重実験を行い、両供試体の最大耐荷力および荷重分布鋼板設置の効果を評価するとともに実用性を評価した。

本論文は第 1 章から第 7 章で構成されており、各章から得られた主要点を以下に示す。

**第 1 章「序論」**では、道路橋 RC 床版の損傷事例を取りまとめており、とくに、伸縮装置の段差や路面の凹凸を大型車両が通過した際に発生する荷重変動が RC 床版に及ぼす影響について述べた。また、荷重変動が発生する要因となる伸縮装置に関する構造的な特徴や問題点を述べることで、本研究の目的である荷重変動を考慮した輪荷重走行振動疲労試験による検証の必要性ならびに、対応策として新たな伸縮装置の開発の重要性を示し、本研究の位置づけを論じた。

**第 2 章「道路橋 RC 床版および伸縮装置の現状」**では、我が国における道路橋の現状を述べたうえで、現在取り組まれている橋梁長寿命化修繕計画の概要と道路橋示方書の新旧基準の違いによる問題点を道路橋の損傷事例により紹介した。とくに、RC 床版および伸縮装置の損傷事例を取りまとめ、伸縮装置の損傷に起因して発生する荷重変動に関する既往の研究を論じた。

ここで、本章において得られた知見を以下に示す。

- (1) 橋梁の現状においては、我が国の橋梁数 72 万橋のうち、約 90%が地方公共団体で管理する橋梁であり、50 年経過する老朽化した橋梁が年々増大している。このことから 2009 年に道路橋長寿命化修繕計画が立案され、これに基づいて計画的に低コストで修繕が実施され、長寿命化が図られている。しかしながら、橋面に及ぼす荷重変動が大きく、その対策および設計法の改革が必要である。
- (2) 伸縮装置および付近の路面の凹凸が 20mm の場合、軸重量に対し 2.7 倍程度の荷重変動が伸縮装置から 8m 付近まで及ぼしている。よって、この付近の RC 床版の損傷が著しく、抜け落ち事例もあることから、荷重変動が及ぼす衝撃の影響および寿命推定を行うための S-N 曲線式の提案が必要となる。また、予防保全型維持管理を適切に行うためにも示方書の規定に基づいて設計した RC 床版の寿命推定を検証する必要がある。
- (3) 伸縮装置においては、荷重変動に伴う衝撃が大きいことから早いもので 2 年、平均で 10 年程度で取替工事が行われている。現状の伸縮装置の設置では、伸縮装置を固定するためにアンカー筋が打ち込まれているが、これによって新たなひび割れの発生や設置に多く時間を要することから、耐荷力性能の向上および施工の

合理化が図れる伸縮装置の開発が急務である。

第3章「走行振動荷重が作用する RC 床版の耐疲労性および衝撃係数の評価」では、道路橋 RC 床版の疲労損傷を加速させる要因として、路面の凹凸や伸縮装置の段差を大型車両が通過した際に発生する荷重変動が RC 床版の耐疲労性に与える影響について、定量的な評価をするために、圧縮強度がそれぞれ異なる RC 床版供試体を用いて、走行一定荷重および荷重振幅  $\pm 20\%$ 、 $\pm 30\%$ の走行振動荷重を作用させた輪荷重走行疲労実験を実施した。

その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 道示に規定する RC 実橋 RC 床版の 3/5 モデル供試体を用いて走行一定荷重および大型車両が伸縮継手の段差を通過した際の荷重変動を想定した荷重振幅  $\pm 20\%$ 、荷重振幅  $\pm 30\%$  走行振動荷重を作用させた場合、基準となる走行一定荷重を作用させた供試体と比較して等価走行回数が約 69%、90%低下した。よって、走行振動荷重が RC 床版の耐疲労性の低下に与える影響は大きい。
- (2) たわみと等価走行回数との関係より走行振動荷重が作用することで、衝撃の影響により初期たわみの段階においてたわみが大きい。その後の繰り返し走行に伴ってたわみは緩やかに増加するが、維持管理の目安である支間 L の 1/400、すなわち、たわみ 3.5mm 付近から急増が見られた。また、たわみ 3.5mm 付近から剛性の低下が著しく、破壊時の等価走行回数比を下回る結果となった。よって、大型車両の荷重変動を最小限にするために、伸縮継手の段差量を適切に管理する必要がある。
- (3) 破壊状況より、全ての供試体で押抜きせん断破壊に至り、上面においては圧縮強度の差異に関わらず、貫通ひび割れに起因するひび割れは見られない。また、下面においてはダウエル効果の影響が及ぶ範囲でのみ離が確認された。しかしながら、走行振動荷重を作用させた RC 床版では、衝撃の影響により走行面での凹凸が著しく、ひび割れも確認された。さらには、下面のひび割れ状況についても、走行回数が大幅に減少しているにも関わらず、早期に破壊に至り、ひび割れの間隔も狭い。
- (4) 最大静的たわみおよび最大動的たわみから算出した衝撃係数は、走行一定荷重に対して伸縮継手の段差量 20mm を想定した走行振動荷重が作用することにより、初期段階において、衝撃係数 0.400 を上回っている。また、荷重振幅が 20%から 30%に増大することにより、衝撃係数も大幅に増大する結果となった。よって、伸縮継手の段差が RC 床版に与える衝撃力は大きく、維持管理の観点から伸縮継手の段差については一定荷重による走行が可能となるように対策を講じる必要がある。

- (5) 等価走行回数と衝撃係数の関係より、疲労損傷の進行に伴い、衝撃係数は増大する傾向が確認された。したがって、実橋への取り組みとして、設計時に動的影響を考慮して活荷重モーメントの割り増しや、床版剛性を高める必要があると考えられる。また、予防保全型維持管理計画においては、床版の疲労耐久性確保するために段差量を 20mm 以下に修繕するなどの維持管理を適切に行う必要があるといえる。

**第4章「走行振動荷重が作用する RC 床版の寿命推定に用いる S-N 曲線式の提案」**  
では、第3章で行った疲労試験より得られた等価走行回数を基に、既往の研究による松井らや阿部らが提案する RC 床版の S-N 曲線式との整合性を検証した。さらに、走行振動荷重が作用した場合の疲労試験結果との比較検討を行い、阿部式に勾配固定法を適用することで荷重変動を考慮した疲労寿命推定式の提案を行った。

その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 伸縮継手の段差等によって発生する振動荷重が基準荷重 100kN に対して  $\pm 20\%$  (上限荷重 120kN, 下限荷重 80kN) の正弦波形が重畳することで、一定荷重で走行した場合の等価走行回数の 69%, 基準荷重 100 に対して  $\pm 30\%$  (上限荷重 130kN, 下限荷重 70kN) の正弦波形が及ぼした場合は 90%低下する結果が得られた。このことから、伸縮継手の段差や路面の凹凸により発生する振動荷重は、RC 床版の疲労耐久性の確保の観点から適切な管理値を設けて荷重変動幅を最小限にする必要があると考えられる。
- (2) 阿部らが提案する破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力  $P_{S,max}$  の算定にはコンクリートの圧縮強度  $f_c$ , 鉄筋の引張強度  $f_y$  および輪荷重の設置面の辺長  $A$  および  $B$  等を適切に与えることで、破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力が適切に評価でき、S-N 曲線式は基準荷重に対して1本の S-N 曲線式上にプロットされたことからこれらの整合性を確認することができた。
- (3) 振動荷重が S-N 曲線式に及ぼす影響については、振動荷重による走行疲労実験の結果を、阿部らの押抜きせん断耐荷力  $P_{S,max}$  を用いて求めた  $S$  値と等価走行回数  $N_{eq}$  の関係を用いて評価した S-N 曲線式と、一定荷重走行実験の S-N 曲線式との関係を明らかにすることができた。
- (4) 輪荷重走行疲労実験における振動荷重  $\pm 20\%$ ,  $\pm 30\%$  が作用した場合の疲労寿命の予測式として式(4.13), 式(4.14)を提案した。これらの式を用いることにより、段差を有する伸縮装置等により発生する走行振動荷重を基準荷重の  $\pm 20\%$ ,  $\pm 30\%$  許容した場合の疲労寿命予測の推定が可能となると考えられる。なお、振動荷重が及ぼす影響については更なる実験が望まれる。また、路面の凹凸による大型車両の荷重変動についてもさらなる調査が必要となる。

**第5章「走行振動荷重を考慮した道路橋示方書の変遷による RC 床版の寿命推定」**  
では RC 床版の設計基準に異形棒鋼が導入された 1973 年以降の道示を対象に、設計基準が変更された 1973 年、1980 年、1994 年以降の各基準において RC 床版を設計し、破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力と 4 章で提案した走行振動荷重が作用する場合の S-N 曲線式から、寿命推定を行った。また、第 3 章における疲労試験の結果から得られた衝撃係数を設計曲げモーメントに考慮した場合の RC 床版についても寿命予測を行った。

その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 各年代の設計基準において設計した RC 床版の破壊年数算定において、支間長の延長に比例して、床版厚が厚くなり、設計活荷重モーメントも増大することから押抜きせん断耐荷力も増大する。したがって、押抜きせん断耐荷力の算出においては支間を変数とした等価低減係数を導入することで、平準化した寿命予測が可能になるといえる。
- (2) 1994 年以降の設計基準では、1973 年、1980 年の設計基準で設計した RC 床版の寿命と比較して、増加している。これは、活荷重が 80kN から 100kN に変更されたことに伴い、曲げモーメントや鉄筋量が増大し、押抜きせん断耐荷力も増大したためである。よって、鉄筋の許容応力度を  $120\text{N}/\text{mm}^2$  以下とすることで、寿命の向上が見込める。
- (3) 各年代の RC 床版について、走行振動荷重  $\pm 20\%$ 、 $30\%$  が作用した場合の破壊年数は走行一定荷重が作用した場合の破壊年数と比較してそれぞれ  $37\%$ 、 $11\%$  と大きく低下する結果となった。よって、実橋梁において、伸縮継手の段差を  $20\text{mm}$  以下となるように維持管理をする必要がある。なお、本研究において評価した寿命年数は乾燥状態での検討であることから、建設地域の環境条件を考慮した低減係数の適用が必要である。
- (4) 第 3 章における輪荷重走行疲労実験より得られた実験衝撃係数の平均値(振動荷重  $\pm 20\%$  :  $0.511$ 、振動荷重  $\pm 30\%$  :  $0.663$ ) と設計曲げモーメント式に含まれる衝撃係数(=  $20/(50+L)$ ) の差分を設計曲げモーメント式に設計実験衝撃係数として導入して設計した RC 床版の破壊年数は大きく向上した。実橋梁において、疲労損傷の進行に伴って、伸縮継手部の段差が大きくなることから、設計の段階から衝撃の影響を考慮する必要がある。

**第6章「荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりの静荷重実験による耐荷力性能」**  
では、荷重支持型伸縮装置を対象として従来からの伸縮装置をモデル化した荷重集中型伸縮装置、新たに提案された既往の伸縮装置に荷重分布鋼板を設けた荷重分布型伸縮装置の 2 種類の伸縮装置に対して静荷重実験を行い、耐荷力性能を検証した。さら

に、2種類の接着剤を塗布して設置した接着剤塗布型の荷重分布型伸縮装置供試体を製作し、同様の試験を行うことで接着剤の有無による耐荷力性能および破壊モードについて比較検討を行った。

その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 荷重集中型伸縮装置を設置した供試体に対して、荷重分布型伸縮装置を設置した供試体は、荷重分布鋼板を設けたことに伴う伸縮装置本体の剛性向上により、耐荷力性能1.40～1.60倍と大幅に向上した。また、接着剤を塗布することにより、耐荷力性は1.15倍とさらに向上している。
- (2) 荷重と主鉄筋ひずみの関係より、荷重分布型伸縮装置は荷重集中型伸縮装置と比較して、主鉄筋が降伏に至る荷重が大きく向上する結果となった。また、主鉄筋降伏後の荷重増加においても急激な増加傾向を示すことはなく荷重分布鋼板による荷重分配効果により、既設RCはりに負担をかけにくい構造であるといえる。
- (3) 荷重と伸縮装置圧縮鉄筋の関係より、荷重集中型伸縮装置は既設RCはりの主鉄筋が降伏した後は、伸縮装置の鉄筋は引張領域へ移行し、最終的に引張応力を受ける結果となった。一方、荷重分布型伸縮装置では最大荷重時まで圧縮領域での増加傾向を示しており、応力を荷重分布鋼板が適切に分担している。
- (4) 荷重と荷重分布鋼板ひずみの関係より、荷重分布鋼板は既設RCはりの主鉄筋降伏後から破壊時まで引張応力を適切に分担できるものと判断され、最大耐荷力の向上に大きく寄与しているといえる。
- (5) 側面のひび割れ状況より、荷重集中型伸縮装置では、支持した荷重がアンカー筋を介して既設RCはりに伝達し、載荷位置直下を中心に集中的なひび割れが発生している。一方、荷重分布型伸縮装置では、荷重分布鋼板の効果により支持した荷重を既設RCはりに分布荷重として伝達することからひび割れの発生が分散される結果となった。また、荷重分布鋼板と既設RCはりに接着剤を塗布することで、ひび割れのさらなる進展抑制に寄与している。
- (6) 断面のひび割れ状況より荷重集中型伸縮装置では、荷重載荷版の範囲に集中し、ひび割れは上縁に到達している。一方、荷重分布型伸縮装置は、ひび割れも分散する結果となった。しかしながら、実橋梁における水平方向のひび割れは、はく離や漏水による早期損傷の原因ともなりかねないため、耐久性向上およびライフサイクルコストの観点から、接着剤の塗布は必須であると考えられる。
- (7) 建研式引張試験による引張接着強度より浸透性接着剤および付着用接着剤を塗布することで破壊時においても十分な接着強度が確認された。

- (8) 荷重分布型伸縮装置は荷重分布鋼板の効果に伴い、曲げ剛性が高く耐久性に優れている。また、接着剤を塗布することで最終段階まで合成構造として荷重に抵抗する。よって、従来型の伸縮装置と比して遊間の異常として取り扱われる「段差」が発生しにくい伸縮装置であり、RC 床版の損傷を加速させる要因の一つでもあった荷重変動を抑制できる新たな伸縮装置である。

以上より、本論文で提案する「走行振動荷重が作用する道路橋 RC 床版の疲労耐久性の評価および伸縮装置の耐荷力性能」より得られた知見は、高度経済背長期以降に増加した大型車両や過積載車両が伸縮装置の段差や路面の凹凸を通過した際に発生する荷重変動の影響を明らかにしたものである。また、荷重分布型伸縮装置の耐荷力性を明らかにすることで、段差の発生しにくい伸縮装置としての実用性を示唆するとともに、本研究で得られた知見が、国や地方公共団体が管理する道路橋 RC 床版の維持管理業務の一助となれば幸いである。

## 謝 辞

本論文は、日本大学名誉教授 博士(工学) 阿部忠先生の長年にわたる総合的・大局的見地から、終始かわらぬご懇篤なるご指導とお力添えによる格段のご高配と督励による大成・結実したものです。ここに謹んで感謝の意を捧げる次第であります。

また、本研究の遂行に当たりまして多大なるご指導とご鞭撻を賜り、ご審査を下さいました日本大学教授 工学博士 澤野利章先生、日本大学教授 博士(工学) 師橋憲貴先生、日本大学教授 博士(工学) 水口和彦先生に心からお礼申し上げます。

さらに、論文作成・解析におきましては朝日エンジニアリング株式会社 工学博士 川井豊氏、本研究に関する実験および計測等において支援を頂きました日本大学助手 博士(工学) 野口博之先生、日本大学大学院構造工学研究室の歴代大学院生諸君ならびに暖かく研究支援を下さいました日本大学生産工学部土木工学科の先生各位に厚く御礼申し上げます。

そして、本論文には日本大学生産工学部ハイテク・リサーチ・センターが所有する「輪荷重走行振動疲労試験装置・解析装置」、および建築工学科で所有している「島津5,000kN 構造物試験機」等を利用して頂くなど生産工学部研究所におかれましても、厚く御礼申し上げます。

また、本研究における伸縮装置施工においては株式会社小野工業所、山王株式会社、技術指導においては、鹿島道路株式会社、住友大阪セメント株式会社の皆様にご協力を頂きました。厚く御礼申し上げます。

最後に、著者をここまで健康に育てていただき、常に暖かく見守ってくれた両親に心から感謝し、本論文の謝辞とさせていただきます。