

荷重分布型伸縮装置を取付けした道路橋 RC 床版の
耐疲労性評価に関する研究

佐々木 茂隆

目 次

第 1 章 序論

1.1 はじめに	1
1.2 本研究で用いる伸縮装置の概要	2
1.3 既往の研究	3
1.3.1 RC 床版に作用する荷重変動	3
1.3.2 輪荷重が伸縮装置に与える影響	3
1.4 伸縮装置について	4
1.5 本論文の目的と構成	4
第 1 章 参考文献	7

第 2 章 橋梁および道路橋伸縮装置の現状

2.1 はじめに	8
2.2 橋梁の現状と課題	9
2.2.1 橋梁の現状	9
2.2.2 予防保全型維持管理計画	11
2.3 橋梁点検および健全度の判定	12
2.3.1 橋梁点検における伸縮装置の段差	12
2.3.2 健全度の判定区分	13
2.4 大型車両によって発生する荷重変動および伸縮装置近傍における RC 床版の損傷	13
2.4.1 大型車両によって発生する荷重変動	13
2.4.2 伸縮装置近傍における RC 床版の損傷	16
2.5 道路橋示方書の変遷	17
2.5.1 設計荷重	17
2.5.2 道路橋示方書の変遷	19
2.6 伸縮装置の損傷状況および維持管理	19
2.6.1 伸縮装置の補修件数と補修を行う年数	19
2.6.2 橋梁点検における損傷の一例	20
2.6.3 老朽化した伸縮装置の維持管理	20
2.7 伸縮装置の種類	22
2.7.1 伸縮装置の概要	22
2.7.2 橋梁用伸縮装置の種類	22
2.7.3 積雪地域に用いられる伸縮装置	24
2.7.4 施工方法	24
2.7.5 既往の伸縮装置の課題	26

2.8	まとめ	26
第2章	参考文献	28
第3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の評価		
3.1	はじめに	30
3.2	荷重変動および伸縮装置の損傷状況	31
3.2.1	荷重変動および衝撃力	31
3.2.2	伸縮装置の損傷状況	32
3.3	伸縮装置の構造および施工方法	33
3.3.1	既往の伸縮装置	33
3.3.2	荷重分布型伸縮装置	33
3.3.3	伸縮装置の施工方法	34
3.4	供試体の使用材料・供試体寸法および伸縮装置の設置方法・手順	38
3.4.1	使用材料	38
3.4.2	供試体寸法	42
3.4.3	伸縮装置の設置方法	44
3.4.4	伸縮装置の設置手順	45
3.5	静荷重実験	48
3.5.1	試験方法	48
3.5.2	計測位置	48
3.6	静荷重実験における結果および考察	48
3.6.1	最大耐荷力	48
3.6.2	荷重と主鉄筋ひずみの関係	49
3.6.3	荷重とたわみの関係	52
3.6.4	荷重と伸縮装置圧縮鉄筋ひずみの関係	55
3.6.5	荷重と荷重分布鋼板ひずみの関係	55
3.6.6	破壊状況	56
3.7	建研式引張試験による引張接着強度	60
3.7.1	建研式引張試験	60
3.7.2	試験結果	61
3.8	まとめ	63
第3章	参考文献	65
第4章 荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりの定点疲労実験における耐疲労性の評価		
4.1	はじめに	66
4.2	供試体概要・使用材料・供試体寸法および設置手順	66
4.2.1	供試体概要	66
4.2.2	使用材料	67

4.2.3	供試体寸法	71
4.2.4	設置手順	73
4.3	定点疲労実験	74
4.3.1	試験方法	74
4.3.2	計測位置	75
4.4	結果および考察	76
4.4.1	等価繰返し回数	76
4.4.2	鉄筋ひずみと等価繰返し回数の関係	77
4.4.3	たわみと繰返し回数の関係	79
4.4.4	荷重分布鋼板ひずみと繰返し回数の関係	81
4.4.5	伸縮装置の圧縮鉄筋のひずみと繰返し回数	82
4.4.6	破壊時のひび割れ状況	83
4.5	まとめ	84
	第4章 参考文献	86

第5章 伸縮装置を設置した RC はりの静的耐荷力および修正 Goodman の関係式を用いた耐疲労性の評価

5.1	はじめに	88
5.2	供試体概要	89
5.2.1	使用材料	89
5.2.2	供試体寸法	91
5.3	静荷重実験	94
5.3.1	試験方法	94
5.3.2	計測位置	95
5.4	静荷重実験における結果および考察	95
5.4.1	静荷重実験における最大耐荷力	95
5.4.2	支間中央の荷重とひずみの関係	95
5.4.3	支間中央の荷重とたわみの関係	96
5.4.4	静荷重実験による破壊時のひび割れ状況	97
5.5	定点疲労実験	98
5.5.1	試験方法	98
5.5.2	計測位置	100
5.6	定点疲労実験における結果および考察	100
5.6.1	定点疲労実験による繰返し回数	100
5.6.2	鉄筋ひずみと等価繰返し回数の関係	100
5.6.3	たわみと繰返し回数の関係	101
5.6.4	疲労試験による破壊時のひび割れ状況	102
5.7	修正 Goodman の関係式を用いた耐疲労性の評価	103
5.7.1	S-N 曲線と等価繰返し回数算定の一般式	103
5.7.2	修正 Goodman の関係式	104

5.8	修正 Goodman の関係式を用いた定点疲労実験における 等価繰返し回数の算定	106
5.8.1	実験繰返し回数	106
5.8.2	等価繰返し回数	106
5.8.3	補正係数 C_R' を考慮した等価繰返し回数 : $N_{eq,R}$	106
5.9	修正 Goodman の関係式を用いた耐疲労性の評価および考察	107
5.9.1	繰返し回数	107
5.9.2	伸縮装置を設置した RC はりの S-N 曲線	108
5.9.3	補正係数を考慮した等価繰返し回数と S-N 曲線式との 整合性の検証	110
5.9.4	構造特性	110
5.10	まとめ	114
第5章	参考文献	115

第6章 輪荷重走行疲労実験による荷重分布型伸縮装置を設置した RC 床版の耐疲労性の評価

6.1	はじめに	117
6.2	荷重分散型伸縮装置の開発	117
6.2.1	荷重分散型伸縮装置の概要	117
6.2.2	荷重分散型伸縮装置の課題	118
6.2.3	荷重分散型伸縮装置の断面方向の構造	120
6.2.4	本提案する荷重分布型伸縮装置	121
6.2.5	荷重分布型伸縮装置の課題	123
6.3	使用材料および伸縮装置の寸法	125
6.3.1	供試体材料	125
6.3.2	伸縮装置供試体の寸法	125
6.3.3	伸縮装置を設置する RC 床版供試体の寸法	128
6.4	荷重分布型伸縮装置の設置工法	130
6.5	支点の位置および輪荷重走行疲労実験	131
6.5.1	輪荷重走行疲労実験	131
6.6	伸縮装置を設置する RC 床版の耐疲労性の評価	133
6.6.1	RC 床版および伸縮装置を設置した RC 床版の S-N 曲線	133
6.6.2	等価走行回数	133
6.7	結果および考察	134
6.7.1	輪荷重走行における荷重変動に伴う基準荷重	134
6.7.2	等価走行回数	135
6.7.3	たわみが 4.0mm に達するまでの寿命年数	137
6.7.4	たわみと等価走行回数	138
6.7.5	RC 床版主鉄筋のひずみと等価走行回数	140
6.7.6	たわみが 4.0mm に達した時点の損傷状況	141

6.8	まとめ	143
第6章	参考文献	145
第7章 荷重分布型伸縮装置の実橋における製作・施工技術		
7.1	はじめに	146
7.2	伸縮装置設置橋梁の概略および損傷状況	146
7.3	荷重分布型伸縮装置の概要	147
7.4	荷重分布型伸縮装置に用いる材料および寸法	148
7.4.1	荷重分布型伸縮装置に用いる材料	148
7.4.2	荷重分布型伸縮装置の寸法	148
7.4.3	荷重分布型伸縮装置の継手構造	150
7.5	荷重分布型伸縮装置の製作	151
7.6	荷重分布型伸縮装置の鋼材表面処理	152
7.7	実施工に用いる材料	153
7.7.1	使用材料	153
7.7.2	浸透性接着剤および付着用接着剤	153
7.8	実橋での施工技術	154
7.8.1	施工範囲	154
7.8.2	施工手順	156
7.9	まとめ	160
第7章	参考文献	162
第8章 総括		
8.1	本論文の総括	163
謝辞		170

Research on the fatigue resistance of RC deck slabs utilized for road bridges with the devices for load distribution–type expansion joint

Shigetaka Sasaki

Among the bridge components the most damaged part is the RC deck slab, especially the damage near the expansion joint device is significant. One possible cause of this is, when large vehicles pass through the expansion joint device, load fluctuations can have an impact on the load. Therefore, it is necessary to verify the effect of load fluctuations on the RC deck slab and the load-bearing capacity of the expansion joint device.

Due to load variations, the expansion joint device itself is also vulnerable to significant impacts, which resulting in many cases of damage to both the equipment and the existing RC deck slabs. Right now, planned replacement work is under progress, however, most of the repairs are done after this fact happened.

To solve this problem a new structure was developed. The expansion joint device has been developed by adding a load distribution steel plate to the traditional expansion joint device. The load-bearing capability of this device must be strong enough to endure shocks and load fluctuations that affect the expansion joint device.

This research focuses on a traditional expansion joint device and the traditional telescopic device which is fitted with a load distribution steel plate. Moreover, an evaluation of load-bearing performance utilizing specimens fixed on RC beams through static load experiments. Furthermore, we use a fixed-point fatigue experiment to evaluate fatigue resistance, and use a specimen installed on a RC floor slab. We evaluated the practicality and efficacy by placing load distribution steel plates based on wheel load running fatigue experiments and found the following findings.

- (1) To verify the maximum load-bearing capacity through static load experiments, a beam was installed in a load distribution type expansion joint device for the load-bearing capacity in the standard beam and the load-bearing capacity has been improved.
- (2) The equivalent number of repetitions in fixed-point fatigue experiments showed that for the fatigue resistance the RC beams was equipped with load distribution type expansion joint device and doing this, significantly improved results were obtained.
- (3) The load distribution steel plate was installed in the load distribution type expansion device which allows the wheel load to be distributed over a wide range, and the rigidity of the load distribution steel plate.as a result, significantly suppresses increases in deflection and strain.
- (4) The proposed S-N curve formula can be used for conventional expansion joint devices. Moreover, we installed a load distribution type expansion joint device and a load distribution type expansion joint device using adhesive. It was shown that a value that closely approximates the number of repeated fractures of the specimen was obtained.
- (5) The installation method of the load distribution type expansion joint device is as follows. Compared to existing expansion and retraction devices, there are fewer anchor bars, which significantly reduces construction time, at the same time, it is less likely to be damaged by hammering, and has a structure that can support large loads. It is believed that this will have a big influence to improving durability.
- (6) Regarding the installation of expansion joint equipment, the adhesion between the expansion joint equipment and concrete was improved by using adhesives and increases in deflection and strain were further suppressed.

Considering the findings, we hope that obtained findings of this study will help the maintenance and operation of road bridge RC deck slabs, expansion joint devices and related sectors which is operating by national and local governments.

第1章 序 論

1.1 はじめに

我が国の橋長 2.0m 以上の橋梁数は、2023 年現在で約 73 万橋^{1.1)}が供用されている。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 床版上に設置されている伸縮装置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^{1.2), 1.3)}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^{1.4)}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 床版は飛来塩分からの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通行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）」^{1.5)}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」^{1.6), 1.7)}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^{1.8), 1.9)}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」^{1.10)}、1972 年、1980 年の道路橋示方書・同解説^{1.11)}（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^{1.12)}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。

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

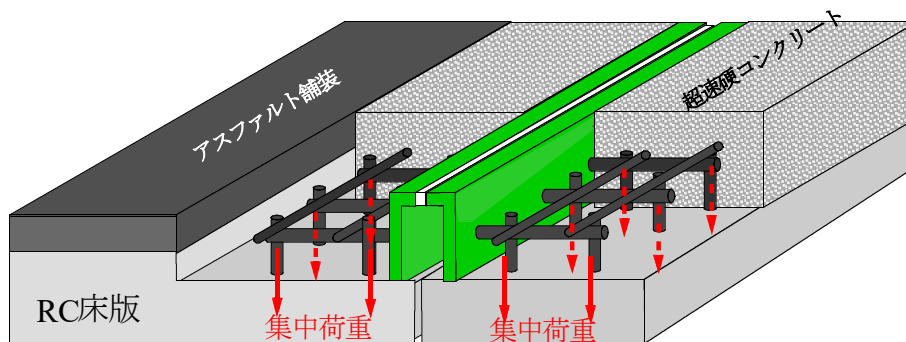
取替工事が進められているが、現状では事後的な修繕が多い。伸縮装置は荷重支持型伸縮装置、突合わせ型伸縮装置および埋設型伸縮装置^{1.13)}に分類され、各企業において特徴のある伸縮装置が開発されている。荷重支持型や突合わせ型は交通量の多い道路橋に使用され、埋設型は交通量の少ない道路橋や騒音規制の厳しい地域に採用されている。

そこで本研究では、従来型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 RC はりに設置した供試体を用いた静荷重実験による耐荷力性能評価、定点疲労実験による耐疲労性評価、および RC 床版に設置した供試体を用いた輪荷重走行疲労実験による評価から、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橋梁用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。

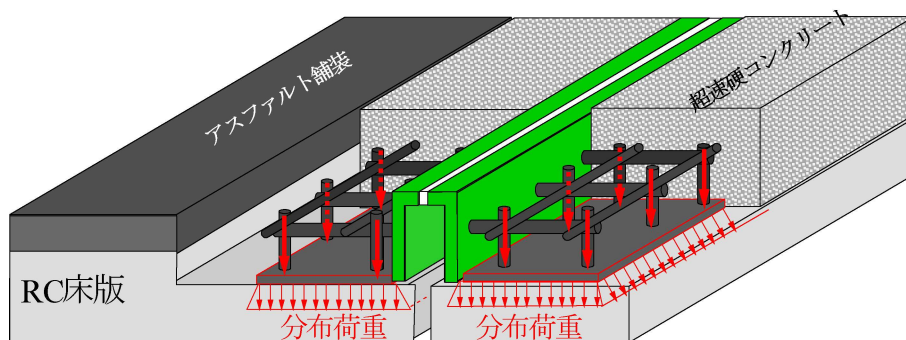
1.2 本研究で用いる伸縮装置の概要

橋梁間の遊間部には伸縮装置が設置されているが、その種類は多く市販されている。本研究で取り扱う伸縮装置は鋼製伸縮装置であり、一般的に使用されている鋼製伸縮装置を本論文では、従来型伸縮装置とする。従来型伸縮装置を図－1.1 に示す。

従来型の伸縮装置である荷重支持型伸縮装置は、図－1.1 に示すように、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



図－1.1 荷重支持型伸縮装置の概要



図－1.2 荷重分布型伸縮装置の概要^{1.14)}

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、輪荷重は設置面から応力が 45 度で分布するが、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、構造的には荷重集中型伸縮装置であり、図－ 1.1 に示すように輪荷重直下の縦筋に集中荷重として作用することから損傷が著しいと考えられる。

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、これを図－ 1.2 に示す。この装置は従来型伸縮装置下面に荷重分布鋼板を設け、輪荷重は縦筋を通して荷重分布鋼板に集中荷重として作用し、荷重分布鋼板を介して RC 床版および橋台コンクリートに広く分布させ作用させる伸縮装置^{1.14)}である。しかし、この装置の実用性を評価するためには、RC 床版に設置した場合の構造特性の検証を行い、耐荷力・耐疲労性および施工性についての検証が必要となる。

1.3 既往の研究

RC 床版の疲労損傷の 1 つである伸縮装置の段差は、高度経済成長期を境に顕在化し、各研究機関において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。

1.3.1 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^{1.15)}（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^{1.16)・1.17)}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、これらの研究成果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。

1.3.2 輪荷重が伸縮装置に与える影響

輪荷重が伸縮装置に与える影響について、横山ら^{1.16)・1.17)}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」^{1.18)}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^{1.19)}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」^{1,20)}では伸縮装置の種類と伸縮装置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。これによると伸縮装置は早くて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、伸縮装置を設置した RC 床版の輪荷重走行疲労実験に関して、関口ら^{1,20)}は各種ジョイント付き CFRP 補強床版の疲労耐久性に関する研究を行っている。これによると等価走行回数の算定には松井ら^{1,21)}が提案する S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値 $m = 12.7$ と東京都の環状 8 号線の RC 床版の残存疲労耐久性の検討で得られた推定値 $m = 4.0$ を適用している。その結果、 $m = 12.7$ を適用した場合はかなり安全側となり、また $m = 4.0$ を適用することで東京都の寿命との妥当性を評価している。しかし、東京都の1日1方向当たりの交通量は8,000台相当になることから関口らが提案する RC 床版の S-N 曲線式の傾きの逆数の絶対値 $m = 4.0$ を適用した場合はかなり安全側となることから適切な寿命推定の検証が必要となる。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および疲労試験を行い耐疲労性を評価し、さらに施工性を検証し、実用性を検証する。

1.4 伸縮装置について

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、主桁や主構が $\pm 20\text{mm}$ 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おり、直接交通荷重を受ける過酷な使用環境下に置かれて道路橋部材の付属品（付属物）という扱いでありながら、必要不可欠な部材装置として位置づけられており、とくに道路橋の長寿命化の観点からも非常に重要な部材といえる。

伸縮装置^{1,13)}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、埋設型伸縮装置がある。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。

1.5 本論文の目的と構成

本論文では、新構造として設置面から 45 度で分布した輪荷重が、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り、構造として伸縮装置の骨組み

鉄筋の下面全面に荷重分布鋼板を設けた荷重分布型伸縮装置と従来型伸縮装置について RC はりに設置した供試体を用いた静荷重実験による耐荷力性能評価，定点疲労実験による耐疲労性評価，さらには，荷重分布型伸縮装置と従来型伸縮装置を RC 床版に設置した供試体を用いた輪荷重走行疲労実験による評価から荷重分布鋼板設置の効果を検証するとともに実用性を評価し，地方自治体が管理する橋梁用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。

本論文は，全 8 章で構成されており，以下に各章ごとの内容を述べる。

第 1 章「序論」では，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「橋梁および道路橋伸縮装置の現状」では，伸縮装置の現状について，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。

第 3 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の評価」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 種類の接着剤を使用して荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりの計 4 タイプの静荷重実験による最大耐荷力，たわみ・ひずみの関係および破壊状況，さらに付着面の付着強度を検証する。

第 4 章「荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりの定点疲労実験における耐疲労性の評価」では，静荷重実験による耐荷力性能は評価されたものの交通量の多い一般国道や地方道での設置においては，長期間の使用と設計荷重以上の衝撃を含む荷重が連続的に作用することから，定点疲労実験による耐疲労性を検証する必要があると考え，突合わせタイプの荷重分布型伸縮装置の実用性を評価するために静荷重実験による耐荷力を基に，定点疲労実験を実施し，耐疲労性を検証した。実験に用いる供試体には，従来型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 はりおよび荷重分布型伸縮装置の設置において 2 種類の接着剤を用いて設置した RC はりの 3 タイプとし，従来型伸縮装置を設置した RC はりの繰り返し回数を基に耐疲労性を評価した。

第5章「伸縮装置を設置した RC はりの静的耐荷力および修正 Goodman の関係式を用いた耐疲労性の評価」では、従来型伸縮装置と2タイプ（接着剤あり，接着剤なし）の荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりを用いて，静荷重実験による耐荷力と定点疲労実験による繰返し回数を実験より評価する。

また，耐疲労性の評価においては，関口らが提案する伸縮装置を設置した RC 床版の輪荷重走行疲労実験より得られた S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値 m を適用して算出した繰返し回数および修正 Goodman の関係式から得られた荷重比補正係数 C_R' を考慮した等価繰返し回数を算定し，鋼製伸縮装置を設置した RC 部材の S-N 曲線式を提案する。さらに，本実験から得られた構造特性（たわみ，ひずみ，破壊状況）を基に，従来型伸縮装置との構造特性を比較し，荷重分布型伸縮装置の実用性を評価する。

第6章「輪荷重走行疲労実験による荷重分布型伸縮装置を設置した RC 床版の耐疲労性の評価」では，深水が提案する特許番号第 6567920 号，発明の名称：道路橋の伸縮装置および道路橋の伸縮装置の施工法に示す，荷重分散型伸縮装置の耐荷力性能および耐疲労性の向上を目的として新構造を提案および荷重分布型伸縮装置を設置した RC 床版の耐疲労性の評価を行うこととする。

伸縮装置を設置した RC 床版の耐疲労性の評価においては，従来型伸縮装置および新たに開発した荷重分布型伸縮装置を設置した RC 床版を用いて輪荷重走行疲労実験を実施し，耐疲労性能，構造特性および破壊状況を検証する。また，伸縮装置の継手部上を輪荷重が走行した場合の耐疲労性を評価する。

第7章「荷重分布型伸縮装置の実橋における製作・施工技術」では，荷重分布型伸縮装置製作に当たっての使用材料，製作手順および，実橋に施工した際の使用材料，施工技術について述べる。

第8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，将来の展望について論じる。

以上より，本研究で得られた知見は，高度経済成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能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，国や地方自治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。

第1章 参考文献

- 1.1) 国土交通省道路局：道路メンテナンス速報，2023.8
- 1.2) (公社)日本道路橋協会：道路橋補修・補強事例集（2009），2009.
- 1.3) 土木学会鋼構造委員会道路床版の合理化検討委員会：道路橋床版の要求性能と維持管理技術，pp.237-240，2009.6
- 1.4) 松井繁之：道路橋床版設計・施工と維持管理，森北出版，2007.
- 1.5) 国土交通省：橋梁点検要領(案)，2007.
- 1.6) 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.
- 1.7) 国土交通省：道路構造物の現状，2013.
- 1.8) 国土交通省道路局国道・防災課：橋梁定期点検要領，2014.
- 1.9) 国土交通省道路局国道・技術課：橋梁定期点検要領，2019.
- 1.10) 日本道路協会：鋼道路橋設計示方書，1964.
- 1.11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ，Ⅱ，Ⅲ，1972.，1980.
- 1.12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ，Ⅱ，Ⅲ，1994.
- 1.13) 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
- 1.14) 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.
- 1.15) 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.2258，1985.12
- 1.16) 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.749-756，1989.3
- 1.17) 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
- 1.18) 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.
- 1.19) 阪神高速道路公団：松原線騒音振動調査業務報，1981.
- 1.20) 関口幹夫，大石幹夫：道路橋伸縮装置の補修に関わる技術資料，平成24年東京都土木研究所年報，pp.105-116，2012
- 1.21) 関口幹夫，橋原正周，堀川都志雄：ゴムジョイント付きRC床版の輪荷重走行疲労実験，構造工学論文集 Vol.55A，pp.1509-1520，2009.3
- 1.22) 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

第2章 橋梁および道路橋伸縮装置の現状

2.1 はじめに

我が国の橋長 2.0m 以上の橋梁数は、2023 年現在で約 73 万橋が供用されている。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^{2.1), 2.2)}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^{2.3)}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 床版は飛来塩分からの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通行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。

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。また、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装置が要求される。

一方、国土交通省道路局では 2007 年に「道路橋定期点検要領（案）」^{2.4)}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」^{2.5)}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^{2.6)}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」^{2.7)}、1972 年、1980 年の道路橋示方書・同解説^{2.8)}（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^{2.9)}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 A 活荷重、B 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。

そこで第2章では、伸縮装置の現状について、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耐疲労性向上を目的とした、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、設置面から 45 度で分布した輪荷重が、荷重分布鋼板を介して既設 RC 床版の広範囲に荷重を分布させる特長を有した、新構造である荷重分布型伸縮装置の必要性について述べる。

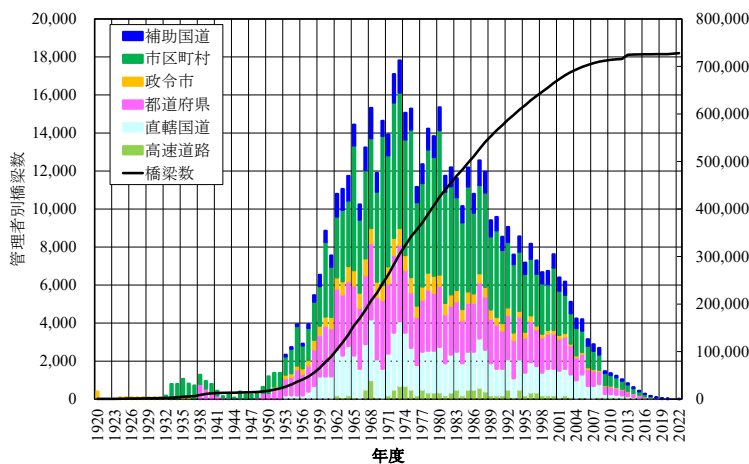
2.2 橋梁の現状と課題

2.2.1 橋梁の現状

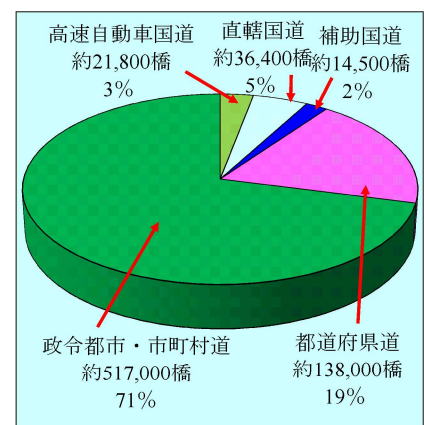
(1) 橋梁数の推移^{2.10)}

2023 年時点において、橋長 2.0m 以上の橋梁は約 73 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、道路管理者別に分類した割合を図－ 2.2 に示す。道路管理者別に分類すると、高速道路会社が 3%、国土交通省が 5%、都道府県道 19%、政令市を含む市町村が 71%となっており、地方自治体が管理する橋梁は全体の約 92%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－ 2.3 に示す。2023 年時点において全体の約 37%が 50 年以上経過しており、10 年後の 2033 年時点には 61%程度まで増大することが見込まれている。

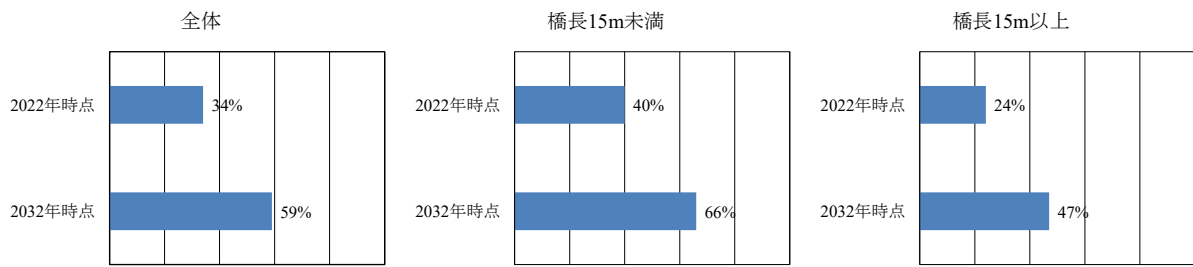
一方、2023 年現在で約 73 万橋が供用されているが、橋梁点検が実施された橋梁数は約 60 万橋で、既に修繕が終了している橋梁も多い。



図－ 2.1 日本の橋梁数の推移^{2.10)}



図－ 2.2 日本の橋梁数の道路管理者別の割合^{2.10)}

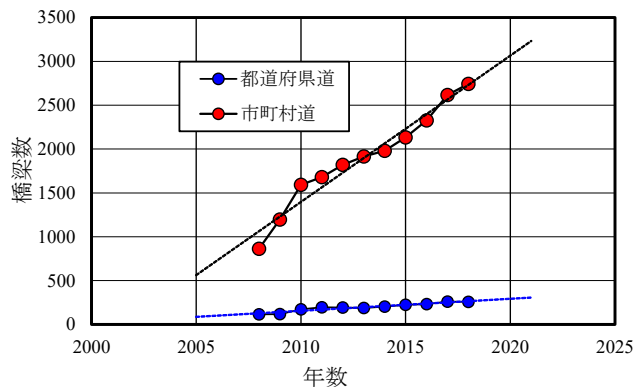


図－ 2.3 建設後 50 年以上が経過する橋梁の割合^{2.10)}

しかし、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、地方自治体管理橋梁では近年通行規制等が増加している。

(2) 交通規制の現状

地方自治体管理橋梁の通行規制等の推移（2m 以上）を図－ 2.4 に示す。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、地方自治体が管理する橋梁では、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^{2.11)}している。地方自治体が管理する橋梁の通行規制等の推移は、図－ 2.4 に示すように橋梁点検が開始された 007 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。図－ 2.4 によると通行規制の橋梁数は 2008 年の推移を基準にすると 2025 年には都道府県が管理する橋梁は 3.1 倍、市町村は 4.5 倍に達すると予想される。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、地方自治体の修繕費用が膨大となる橋梁や、1994 年改訂の道示^{2.9)}による設計活荷重の増大により、B 活荷重車両の通行



図－ 2.4 地方自治体管理橋梁の通行規制等の推移（2 m以上）^{2.11)}

が困難な橋梁においては通行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、コスト削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）」^{2.4)}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」^{2.5)}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^{2.6)}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-2.5に示す。

予防保全型維持管理の流れは図-2.5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(国土交通省：橋梁点検要領(案)平成26年)^{2.6)}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年と定め、

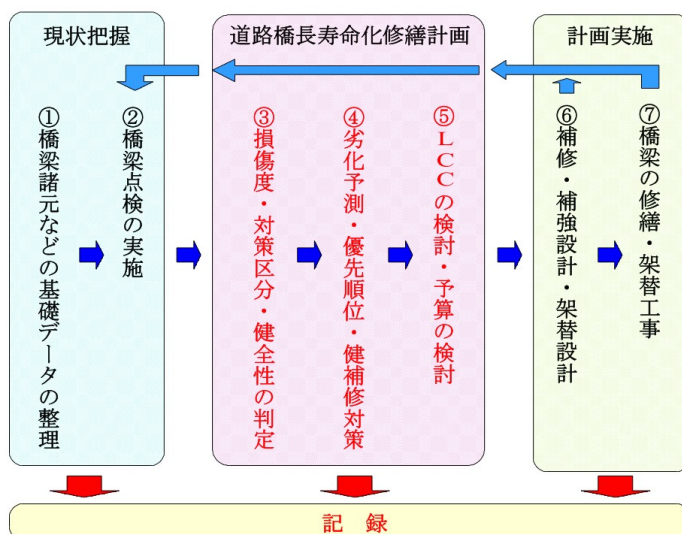


図-2.5 予防保全型維持管理の流れ

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・架替工事が行われる。

最後に「記録」では、橋梁の諸元、点検結果から修繕・架替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 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^{2.6)}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。



(1) 橋梁と取付道路の段差 (2) 径間部の段差 (3) 伸縮装置の段差

写真-2.1 道路の凸凹事例

表-2.1 路面の凸凹に関する点検^{2.6)}

損傷区分	判定内容
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以下)
d	
e	橋軸方向の凹凸が生じており、段差量は小さい(20mm以上)

路面の凹凸は軸方向の段差量が 20mm 以下の場合、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、地方自治体が管理する道路橋においては、写真－ 2.1 に示すように、取付道路と橋梁間、径間での伸縮装置の段差が 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、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から、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－ 2.5 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。

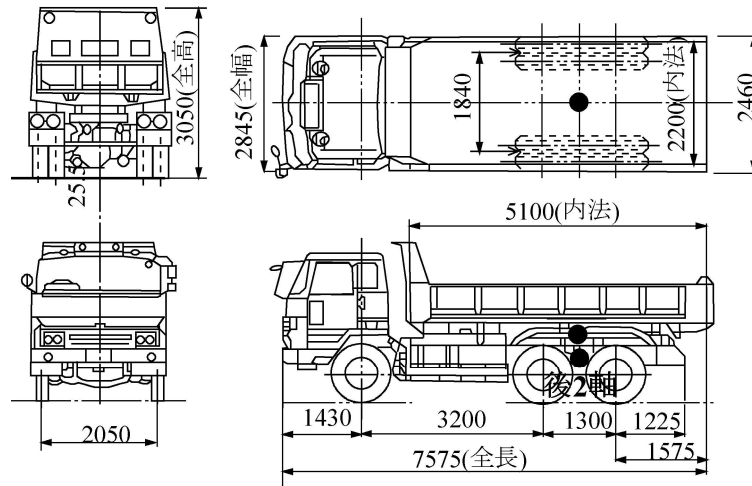
2.4 大型車両によって発生する荷重変動および伸縮装置近傍におけるRC床版の損傷

2.4.1 大型車両によって発生する荷重変動

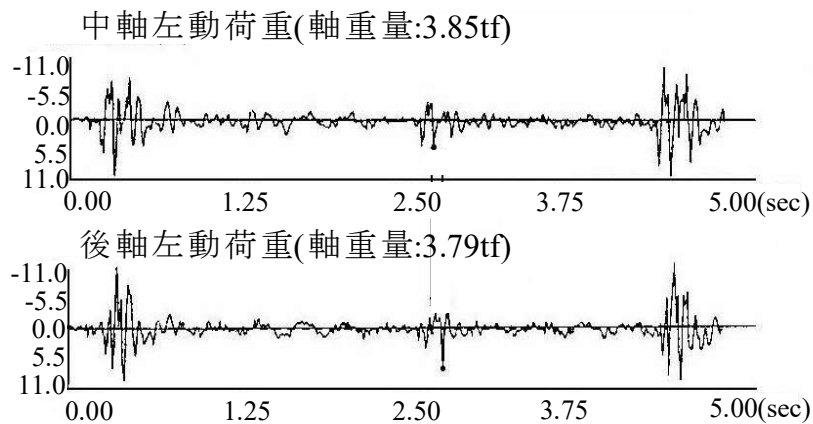
大型車両が段差を有する伸縮装置部を走行する際に発生する荷重変動および衝撃力に関する研究はこれまで幾つか行われている^{2.12)~2.15)}。

(1) 大型車両による荷重変動

横山ら^{2.12), 2.13)}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－ 2.6 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－ 2.6(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－ 2.6(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。



(1) 実験に用いた車両寸法

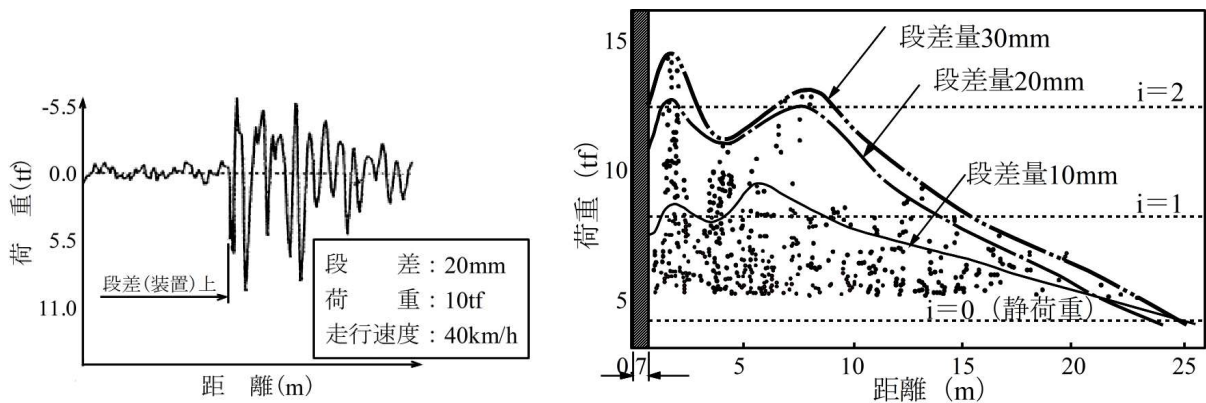


(2) 荷重変動

図- 2.6 大型車両の中軸・後軸の荷重変動^{2.12), 2.13)}

(2) 荷重変動が及ぼす範囲

土木研究所^{2.14), 2.15)}では、総重量 205.8kN の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- 2.7 のように示している。これによると、図- 2.7(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- 2.7(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



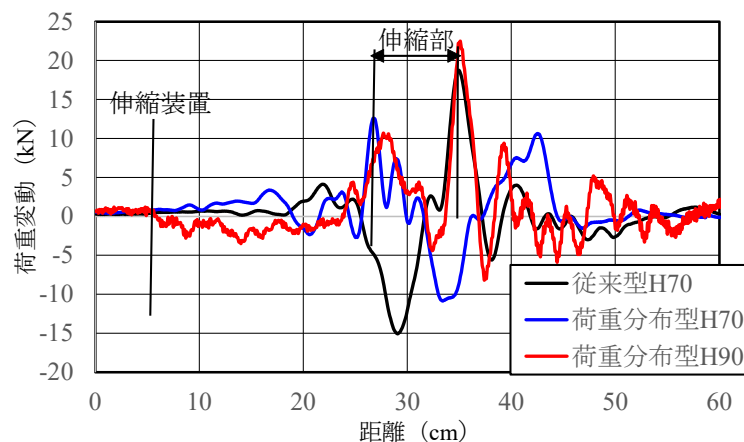
(1) 伸縮装置通過後のピーク荷重

(2) 段差量別包絡線

図－ 2.7 段差部通過後の荷重分布および段差量包絡線^{2.15)}

及ぶ影響について説明する必要がある。

一方、筆者ら^{2.16), 2.17)}は、モデル化した RC 床版に高さ 70mm の従来型伸縮装置および、高さ 70, 90mm の荷重分布型伸縮装置を設置し、荷重 100kN の一定荷重で走行した場合の荷重変動を測定した。測定結果を図－ 2.8 に示す。



図－ 2.8 従来型・荷重分布型伸縮装置上の荷重変動^{2.16), 2.17)}

図－ 2.8 より、高さ 70mm の従来型伸縮装置を通過する際に発生する荷重変動は、基準荷重の $\pm 17.0\%$ 、高さ 70, 90mm の荷重分布型伸縮装置を設置した場合はそれぞれ $\pm 15.3\%$ 、 $\pm 11.3\%$ である。荷重変動の差は伸縮装置の剛性によるものと考えられる。

以上のように、伸縮装置の損傷による段差および伸縮装置を通過する際には、大きな荷重変動および荷重変動に伴う大きな衝撃が生じることになる。また、荷重変動、および衝撃は走行車両の通過と同時に騒音問題へと発展する。よって、伸縮装置を通

過する際に発生する荷重変動を最小限にする対策および荷重変動に耐える伸縮装置の開発が必要となる。

(3) 走行振動荷重が作用した場合の衝撃係数

阿部ら^{2.18), 2.19)}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た実験研究から、基準荷重に対して $\pm 30\%$ 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。

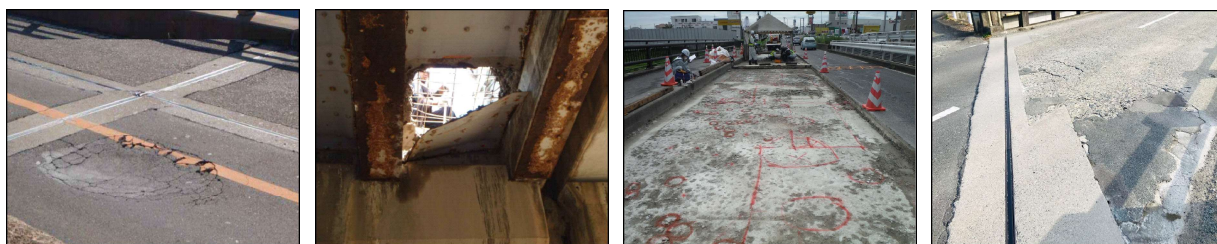
以上より、伸縮装置を通過した付近の RC 床版には大型車両の変動荷重が連続的に作用すると同時に、伸縮装置の通過による大きな衝撃力が作用している。よって、荷重変動が及ぼすことによる RC 床版の耐疲労性の評価を行う必要がある。

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^{2.20)}

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昼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床版にかけて、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、付近のコンクリー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装置から 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



(1) 橋面の陥没^{2.20)} (2) 床版の抜け落ち^{2.20)} (3) 橋面の土砂化 (4) 橋面の異常

写真－ 2.2 伸縮装置近傍における損傷状況の一例

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装置から 8m 付近まで及んでいる。これは、図- 2.7 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、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^{2.21)}。これによると、段差部だけではなく段差部通過後の路面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、伸縮装置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^{2.22)~2.27)}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^{2.26)}は日本大学生産工学部において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、道路橋を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

道路橋示方書は、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)」^{2.28)}が定められ、2017 年 11 月の現行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。

表-2.2 道路橋示方書の変遷 (RC 床版の設計基準)

	橋の等級		曲げモーメント式*2		鉄筋の許容応力(SD30)	最小床版厚*3	配筋筋量
	等級	車両荷重*1	主鉄筋方向	配力筋方向			
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	$2 < L \leq 4.0m$ $0.4 \cdot P(L-1)$ $M_{L(i+i)} = 0.4 \cdot P(L-1)/L + 0.4(L+i)$ $i = 20/(50+L)$	規定なし	1.200 kgf/cm ²	有効厚さ11cm	主筋断面の25%以上
	2等橋	T-14、P=5.6tf					
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	1.800 kgf/cm ²	同上	同上
昭和48年2月(1973.2) 道路橋示方書・同解説	1等橋	T-20、P=8.0tf (9.6tf)	$M_{L(i+i)} = 0.8(0.12L + 0.07)P$	$M_{L(i+i)} = 0.8(0.10L + 0.04)P$	1.400 kgf/cm ²	$t_0 = 3L + 11 \geq 16cm$	左欄の配力筋方向モーメント式により計算
	2等橋	T-14、P=5.6tf					
昭和55年2月(1980.2) 道路橋示方書・同解説 平成2年2月(1990.2) 道路橋示方書・同解説	1等橋	同上	$M_{L(i+i)} = 0.8(0.12L + 0.07)P \cdot K$ 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)	$M_{L(i+i)} = 0.8(0.10L + 0.04)P \cdot K$ 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)	許容応力度1400 kgf/cm ² に対して、200 kgf/cm ² 程度余裕を持たせる	$t_0 = 3L + 11$ $t = k_1 \cdot k_2 \cdot t_0$ k ₁ ：交通量の係数 k ₂ ：付加モーメントの係数	同上
	2等橋	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	$M_{L(i+i)} = 0.8(0.12L + 0.07)P \cdot K_a$ K _a ：割増係数*4	$M_{L(i+i)} = 0.8(0.10L + 0.04)P$	同上	$t_0 = 3L + 11$ $t = k_1 \cdot k_2 \cdot t_0$ k ₁ ：交通量の係数 k ₂ ：付加モーメントの係数	同上
平成8年12月(1996.12) 道路橋示方書・同解説 平成14年3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	B活荷重 A活荷重	P=100kN	同上	同上	同上	$t_0 = 30L + 110$ $t = k_1 \cdot k_2 \cdot t_0$ k ₁ ：交通量の係数 k ₂ ：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	B活荷重 A活荷重	同上	同上	同上	許容引張応力度120N/mm ²	同上	同上

注 *1：大型車が1方向1,000台/日以上の場合は後輪荷重を0内に示す。*2：連続版で車両進行方向の場合のみ。*3：t：床版厚さ(cm) (少数第1位を四捨五入する。ただしt₀を下まわらないこと)。t₀：道路示方書に規定される床版の最小全厚(cm) (少数第2位を四捨五入し、少数第1位まで求める)。k₁：大型車両の計画交通量による割増係数、k₂：床版を支持する桁の剛性が著しく異なるの係数でk₂=0.9 M/M₀ ≥ 1.00として与えられる。*4：割増係数 (床版支間方向が車両進行方向に直角な場合の支間方向割増係数)

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^{2.29)}および1964年(昭和39年)改訂^{2.7)}の鋼道路橋設計示方書および1994年以前の道示^{2.8)}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^{2.9)}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出来なくなり、老朽化が著しい溝橋も含めた橋梁は、通行規制が行われている。よって、車両総重量245kNのB活荷重対応への対策は喫緊の課題である。また、RC床版のB活荷重対応により、伸縮装置に作用する衝撃係数等も考慮し、B活荷重に対応できる従来以上の強度を有する伸縮装置の設計が必要となる。

2.5.2 道路橋示方書の変遷

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」^{2.28)}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)」^{2.29)}、1964年6月(昭和39年)の「鋼道路橋設計示方書」^{2.7)}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^{2.9)}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^{2.30)}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(平成19年)改訂道示^{2.31)}においては、鉄筋の許容引張応力度が120N/mm²へと改訂された。

2.6 伸縮装置の損傷状況および維持管理

2.6.1 伸縮装置の補修件数と補修を行う年数

関口ら^{2.32)}による伸縮装置の補修サイクルの実態を図-2.9に示す。伸縮装置は3～15年の間に取替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装置が要求される。

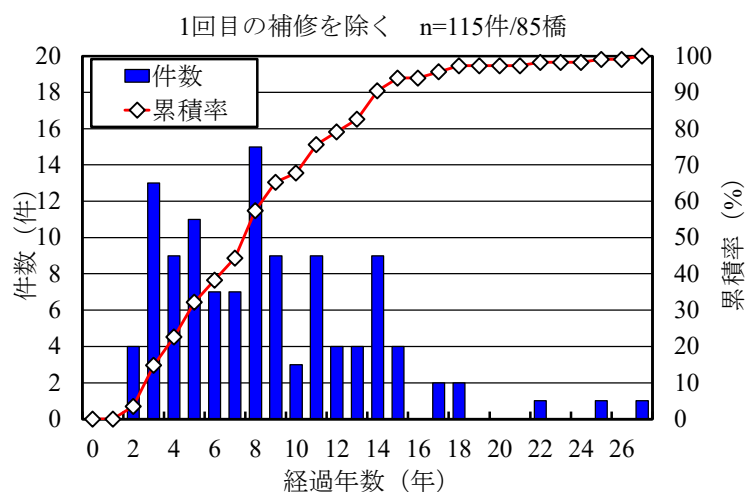


図-2.9 伸縮装置の補修サイクル^{2.32)}

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を写真－ 2.3 に示す。写真－ 2.3(1)は、ゴム製伸縮装置の遊間部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、突合わせ型伸縮装置における後打ちコンクリートの浮きである。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浮き、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。



(1) 荷重支持型（ゴム） (2) 荷重支持型（鋼製） (3) 突合せ型 (4) 埋設型
写真－ 2.3 伸縮装置の損傷事例

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^{2.6)}

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路上の「遊間の異常」、
「路面の凹凸」について点検および健全度の診断をする必要がある。橋梁毎の健全性の診断による判定区分を表－ 2.3 に示す。

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

表－ 2.3 健全性の診断による判定区分^{2. 6)}

区分		状態
I	健全	構造物の機能に支障が生じない状態
II	予防保全段階	構造物の機能に支障が生じないが、予防保全の観点から措置を講ずることが望ましい状態
III	早期措置段階	構造物の機能に支障が生じる可能性があり、早期に措置を講ずるべき状態
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

桁、橋桁と橋台の遊間が異常に広いか、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.伸縮装置が支承部で変形・欠陥や支承の機能障害等の損傷を伴う場合には、それらも損傷としても扱う。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

表－ 2.3 に示す判定区分が早期措置段階で、状態が構造物の機能に支障が生じる可能性があり、早期に措置を講ずべき状態である健全度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－ 2.4 に示す。表－ 2.4 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

予防保全型維持管理計画は、表－ 2.1 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

表－ 2.4 遊間の異常 損傷度の評価区分^{2. 6)}

損傷区分	判定内容
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るほどの異常がある。
d	
e	遊間が異常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）

区分および表－ 2.3 に示す健全性の診断による判定区分を行い、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や当該部位、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、「遊間部が異常に広がり、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、詳細点検して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

2.7.1 伸縮装置の概要

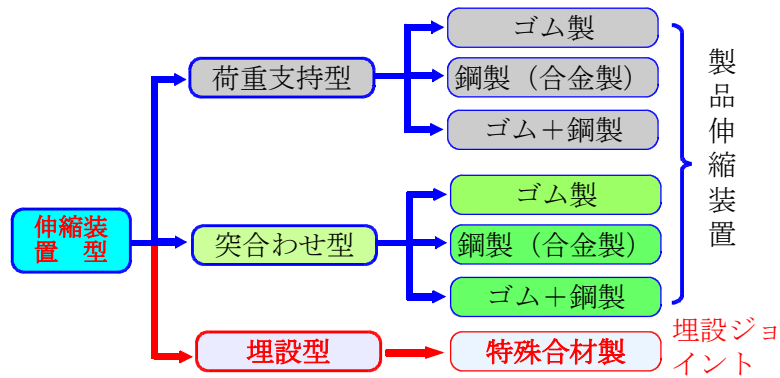
日本の橋梁は、夏・冬の温度変化により支間 20m の橋梁であれば、主桁や主構が $\pm 20\text{mm}$ 程度、伸縮している。また、地震発生時には橋梁が移動することから、上部構造と橋台を直接連結せず、この移動による伸縮を吸収する部材を介して連結する構造となっている。

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、埋設型伸縮装置がある。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。

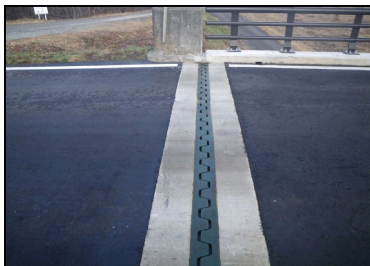
2.7.2 橋梁用伸縮装置の種類^{2.33), 2.34)}

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一

2.10 および写真－ 2.4 に示す。



図－ 2.10 伸縮装置の種類



(1) 荷重支持型伸縮装置



(2) 突合せ型伸縮装置



(3) 埋設型伸縮装置

写真－ 2.4 荷重支持型・突合せ型・埋設型伸縮装置の一例

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。

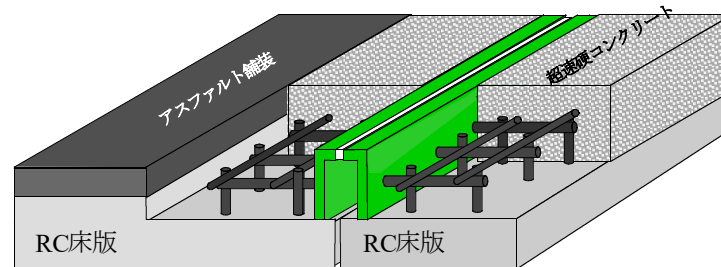
床版遊間部に作用する輪荷重は、シール材やゴムで受けることから、歩道部や、交通量の少ない車道部にも使用される。突き合わせ型伸縮装置は荷重支持型伸縮装置と同様にゴム製、鋼製、ゴム＋鋼製などがある。よって、歩道部など、荷重作用が比較的小さい箇所には突合せ型、重交通の場合や交通量が多い場合は荷重支持型が適している。

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

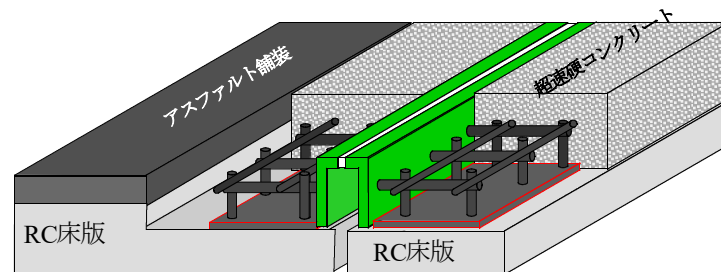
間部をシール材で止水処理したのち弾性体の特殊合材で製作されており，既設アスファルト舗装材と同等な材料で製作される。よって，埋設型伸縮装置は通過する車両の振動を抑制するとともに騒音の発生も少ない^{2.35), 2.36)}。なお，熊本県では地震時においても損傷が見られないことも報告されている。

2.7.3 積雪地域に用いられる伸縮装置

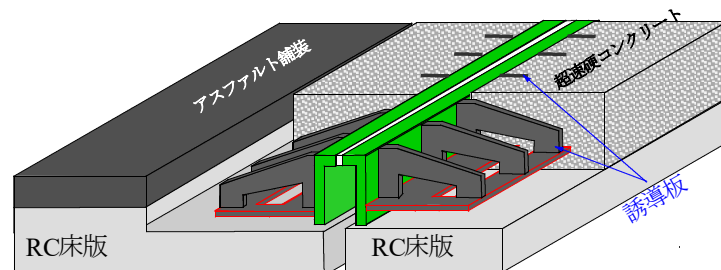
本論文では標準タイプの伸縮装置(図－ 2.11(1), 1), 2))を対象に研究を行なっているが，鋼製伸縮装置でも，設置地域の積雪の状況によっては，除雪車の排雪作業の際に発生する衝撃等を考慮した，スノープラウ誘導板が設置された，誘導板付き伸縮装置^{2.16), 2.17)}(図－ 2.11(2))が設置されている。除雪車の排雪板が誘導板に沿って除雪される伸縮装置である。



1) 従来型伸縮装置



2) 荷重分布型伸縮装置
(1) 標準タイプの伸縮装置



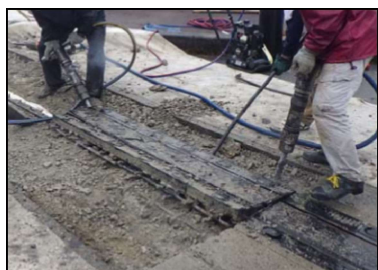
(2) 雪国タイプの荷重分布型伸縮装置

図－ 2.11 既往の伸縮装置の一例^{2.16), 2.17), 2.34)}

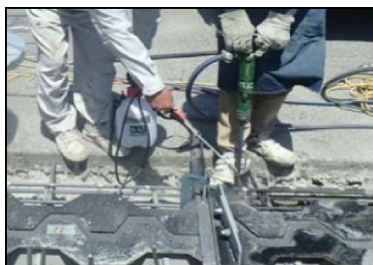
2.7.4 施工方法

伸縮装置の取替施工を写真－2.5に示す。まず、老朽化した伸縮装置をガス切断し、コンクリートをブレイカ等で研りながら撤去する（写真－2.5(1)）。ブレイ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。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程度で穿孔する。穿孔後、孔内を清掃し（写真－2.5(3)）、アンカー筋頭部をハンマーで打ち込む（写真－2.5(4)）。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2.0m程度でアンカー筋を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、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)）。設置終了後はアンカー筋設置本数や配筋間隔、設置高さ等の確認を実施し、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



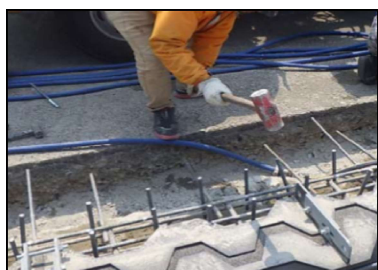
(1) 伸縮装置撤去



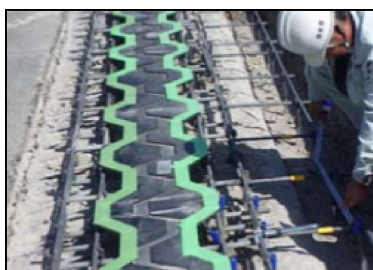
(2) アンカー孔穿孔



(3) アンカー孔深さ確認



(4) アンカー筋打込



(5) 伸縮装置・アンカー筋
溶接完了



(6) 伸縮装置設置完了

写真－2.5 伸縮装置の取替工事の事例^{2.37)}

トの圧縮強度が 24N/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)）。

2.7.5 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、最も損傷しやすい部材である。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 $2,000\text{mm}$ 程度の伸縮装置は深さ 65mm 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。本研究で対応する伸縮装置は、これらの問題に対応するものであり、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。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 73 万橋のうち、約 90%が地方自治体で管理する橋梁であり、供用開始後 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、実橋では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。

- (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 3 ～ 15 年，平均 10 年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の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) 土木学会鋼構造委員会道路床版の合理化検討委員会：道路橋床版の要求性能と維持管理技術, pp.237-240, 2009.6
- 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：地方自治体の長寿命化修繕計画に関する最近の動向, 国土交通省道路局国道・防災課道路保全企画室, 2010.
- 2.6) 国土交通省道路局国道：橋梁定期点検要領, 2014, 2019
- 2.7) 日本道路協会：鋼道路橋設計示方書, 1964
- 2.8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, I, II, III, 1972, 1980, 190
- 2.9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, I, II, III, 1994
- 2.10) 国土交通省 道路局：道路メンテナンス年報, 2023.8
- 2.11) 国土交通省：老朽化の現状・老朽化対策の課題, pp1-5, 2019
- 2.12) 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
- 2.13) 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
- 2.14) 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, 1985.12
- 2.15) 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 (I -1987), 土木研究所資料, No. 2426, 1987.11
- 2.16) 佐々木茂隆, 阿部忠, 金子昌明, 木村延久：高さの異なる誘導板付き伸縮装置を設置した RC 床版の輪荷重走行疲労実験による耐疲労性の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.45, No.2, 2023.7
- 2.17) 阿部忠, 佐々木茂隆, 水口和彦, 野口博之, 深水弘一：雪国タイプの伸縮装置を設置した RC 床版の輪荷重走行疲労実験による耐疲労性の評価および構造特性, 構造工学論文集, Vol.69A, pp.693-704, 2023.3
- 2.18) 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, 1999.7
- 2.19) 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, 2006.1
- 2.20) 長野県建設部建設部：神戸橋の損傷と対応について神戸橋の損傷と対応について, 2009.
- 2.21) 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.
- 2.22) 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.

- 2.23) 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, CS7-019, pp.418-419, 2001.10
- 2.24) 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, 1998.11
- 2.25) 関口幹夫, 宍戸薫, 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, pp.89-100, 2002.
- 2.26) 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.
- 2.27) 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.
- 2.28) 内務省土木局 : 道路構造に関する細則案, 1926.
- 2.29) 日本道路協会 : 鋼道路橋設計示方書, 1956.
- 2.30) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 I, II, III, 1996.
- 2.31) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 I, II, III, 2017.
- 2.32) 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.
- 2.33) 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
- 2.34) 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
- 2.35) 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.
- 2.36) 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-JOINT DS 型手引書, 2018.2
- 2.37) 阿部忠 : 道路橋床版の健全性評価と長寿命化対策, 建設図書, 2021.9

第3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の評価

3.1 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、取替工事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は、段差量 20mm で軸重量を基準荷重とした場合に約 $\pm 47\%$ の荷重変動が、衝撃力として作用している^{3.1)}。また、横山ら^{3.2)}の研究においても通常の伸縮装置に作用する衝撃係数は 0.4 以上であることも報告されている。伸縮装置の損傷原因の多くは車両の衝撃による破損劣化である。また、遊間部の漏水や伸縮装置部のコンクリートの破損も見られる。これによって騒音や振動が著しくなり、近隣住民に悪影響を与える原因や伸縮装置通過付近の床版はひび割れ損傷や抜け落ちなども生じている。損傷を受けた伸縮装置の取替状況に関して、関口ら^{3.3)}は伸縮装置の補修サイクルについて調査を行っている。これによると伸縮装置の取替年数は早くも 3 ～ 15 年程度であり、平均して 10 年程度で取替えられている。よって、耐荷力・耐疲労性に優れ、既設 RC 床版損傷を最小限にする伸縮装置が要求される。

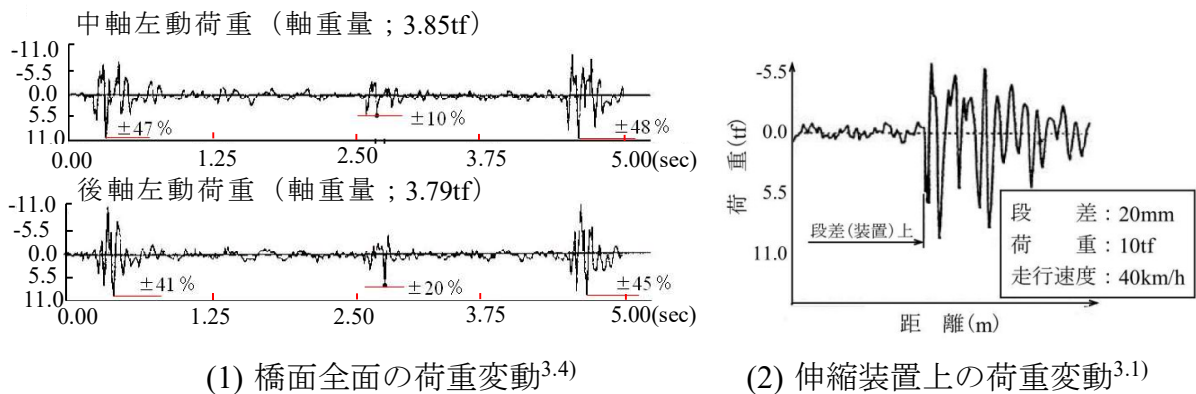
一方、老朽化した伸縮装置の取替工事は、既設の伸縮装置を撤去し、新たな伸縮装置が設置されている。既往の伸縮装置の設置工事では、老朽化した伸縮装置を撤去し、設置においては RC 床版にアンカー筋挿入用の孔を開け、ハンマーの打撃によりアンカー筋を打ち込み、伸縮装置の骨組み筋と溶接し、超速硬コンクリートを打ち込み一体化している。この施工においては、アンカー筋の打ち込みによる新たなひび割れの発生^{3.3)}や設置に多くの時間を要している。また、輪荷重設置面から 45 度下方に輪荷重が分布することから、その周辺の RC 床版の損傷が著しい。これらの課題を解決するために、荷重分布型伸縮装置が提案された。この荷重分布型伸縮装置の特徴は、従来の伸縮材の縦筋の下面に荷重分布鋼板を設けた装置であり、設置においては端部の 4 箇所をアンカーボルト、中間部の数カ所にアンカー筋を打ち込み設置することから、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、この荷重分布型伸縮装置を一般国道や地方道で設置するには、静荷重実験による最大耐荷力を検証を行う必要がある。また、交通量の多い道路橋に設置する場合は、輪荷重の走行による耐疲労性を評価および破壊メカニズムを検証し、荷重分布型伸縮装置の実用性を評価する必要がある。

そこで第3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 種類の接着剤を使用して荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりの計 4 タイプの静荷重実験による最大耐荷力、たわみ・ひずみの関係および破壊状況、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。

3.2 荷重変動および伸縮装置の損傷状況

3.2.1 荷重変動および衝撃力^{3.1), 3.4)}

大型自動車が段差を有する伸縮装置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^{3.1)}では、タンデム式のダンプトラックを用い、段差 20mm を通過した場合の荷重変動を図－ 3.1 として示している。図－ 3.1(1)に示すように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 の合成桁橋に 20mm の段差を設け、実験車両が通過する時に発生する中軸・後軸の荷重変動である。これによると、タンデム式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、すなわち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。この付近の荷重振幅は基準荷重の $\pm 47\%$ が作用している。



図－ 3.1 段差量 20mm を通過時に発生する大型車両の中軸・後軸の荷重変動

また、伸縮装置上は図－ 3.1 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 58kN 程度作用するなど、伸縮装置上にも大きな荷重変動が作用している。したがって、伸縮装置に要求される性能はこれらの荷重変動に耐える耐荷力性能および衝撃を集中して作用させない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－ 3.1^{3.5), 3.6)}に示す。これは、図－ 3.1 に示す荷重変動について、伸縮装置の段差と RC 床版の損傷について整合性検証のための写真であり、それぞれ別の橋梁の事例である。写真－ 3.1(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、取り付け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、図－ 3.1 に示す荷重変動が生じて写真－ 3.1(2)に示す伸縮装置から 1.0m 付近の床版にポットホールが発生している。また、下面は写真－ 3.1(3)^{3.6)}に示すひび割れが発生する。



(1) 伸縮装置の段差^{3.5)} (2) 橋面の損傷（土砂化）^{3.5)} (3) 下面の損傷^{3.6)}

写真－ 3.1 伸縮装置の段差および上面・下面の損傷事例

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が生じることから、伸縮装置の耐荷力性能の向上は必要であると考えます。

3.2.2 伸縮装置の損傷状況

伸縮装置の損傷事例を写真－ 3.2^{3.5), 3.7)}に示す。

写真－ 3.2(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他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 III 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－ 3.2(2), (3)は橋梁定期点検要領^{3.6)}に示す損傷事例である。写真－ 3.2(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^{3.6)}に示す健全性の判定区分 III に相当する損傷である。よって、ゴムの取替が必要となる。写真－ 3.2(3)は、鋼製の伸縮装置であり、遊間部に骨材の滞積や鋼材が破損し、段差においても 20mm 以上とみられる。健全性の判定区分 IV に相当する損傷であり、第三者被害も予想されることから緊急対応で取替工事を行う必要がある。

以上のように、荷重支持型伸縮装置および突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。



(1) 健全性 III の損傷^{3.5), 3.7)} (2) 健全性 III の損傷^{3.5), 3.7)} (3) 健全性 IV の損傷^{3.5), 3.7)}

写真－ 3.2 遊間の異常^{3.5), 3.7)}

3.3 伸縮装置の構造および施工方法

3.3.1 既往の伸縮装置

橋梁伸縮装置を分類すると、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-3.2に示す。

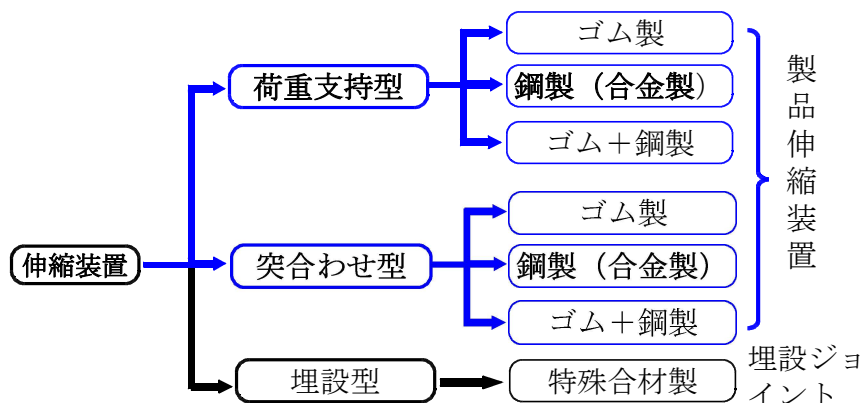


図-3.2 伸縮装置の型式と種類

荷重支持型は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。伸縮装置は、耐久性が高いため車道部には、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。

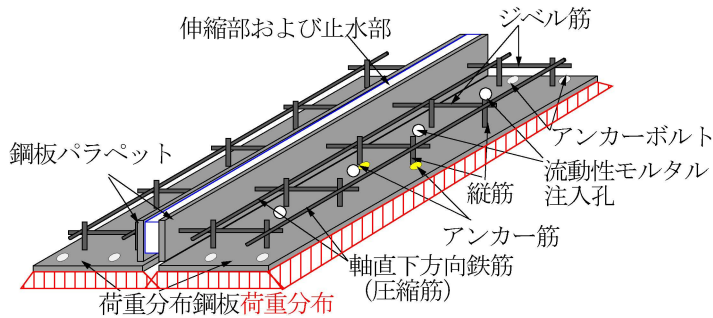
次に、突合わせ型は床版遊間部にシール材またはゴムだけの止水部を設けた構造であり、床版遊間部で輪荷重を支持しない構造である。床版遊間部に作用する輪荷重は、シール材やゴムで受けている。突合わせ型伸縮装置は荷重支持型伸縮装置と同様にゴム製、鋼製、ゴム+鋼製などがある。よって、荷重作用が比較的小さい箇所には突合わせ型、重交通の場合や交通量が多い場合は荷重支持型が適している。

一方、埋設型伸縮装置は、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。

以上のように、伸縮装置は多種に渡っており、各企業で製品化している。本研究で扱う荷重分布型伸縮装置は鋼製の荷重支持型および突合わせ型を対象とした伸縮装置である。

3.3.2 荷重分布型伸縮装置

既往の従来型伸縮装置は、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^{3,8)}された。ここで、荷重分



(1) 荷重分布型伸縮装置の概念図



(2) 荷重分布型伸縮装置

図－3.3 荷重分布型伸縮装置の概略

布型伸縮装置の概略を図－3.3 に示す。

荷重分布型伸縮装置の特長は、輪荷重は荷重分布鋼板を介して RC 床版に分布させて作用することである。また、設置においては、4 隅をアンカーボルト、中間部の数カ所にアンカー筋を打ち込みして設置することから、アンカー筋の打ち込みによる新たなひび割れの発生を最小限にし、施工時間の省力化が可能となる。よって、再劣化した伸縮装置の設置および設置後においては、既設 RC 床版に悪影響を与えない伸縮装置となる。

3.3.3 伸縮装置の施工方法

(1) 既往の荷重支持型・突合わせ型伸縮装置の設置事例

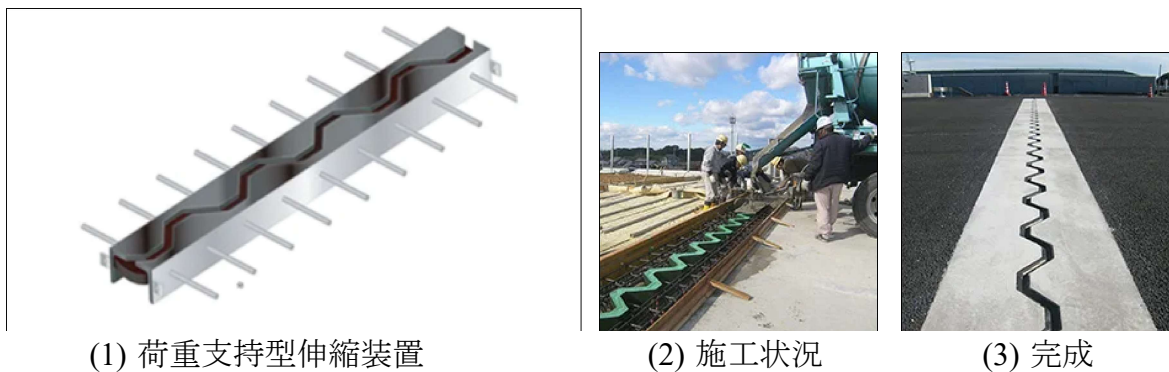
既往の荷重支持型および突合わせ型伸縮装置の設置事例を写真－3.3, 3.4 に示す。

1) 荷重支持型伸縮装置

荷重支持型伸縮装置および設置状況は写真－3.3 に示すように、鋼製で楕形の形状を有し、伸縮量も大きく、耐久性の優れた伸縮装置である。メーカーによっては、表面は鋼製で、止水部分である伸縮ゴム部はウェブプレートに加硫接着とし、鋼材内部はゴムライニング方式を採用し、最低ゴム厚を 10mm としており、止水ゴム部を含んだ耐久性の向上が図れる伸縮装置もある。取替工事においては、アンカー筋を打ち込み、各接合部を溶接接合している。設置後、超速硬コンクリートが打ち込まれている。

2) 突合わせ型伸縮装置

突合わせ型伸縮装置および設置状況は写真－3.4 に示すように、伸縮装置の遊間部はゴム材等であり、伸縮量は 50mm 程度まで可能で、中小規模の橋梁に幅広く採用されている。サイズが小さく、軽量であることから施工性にも優れている。遊間部の伸縮ゴム部と側板のみで構成されているため、橋軸方向のみならず橋軸直角・上下・せん断・回転方向といったあらゆる種類の移動に追従できる構造である。取替工事においては、アンカー筋を打ち込み、各接合部を溶接接合している。設置後、超速硬コンクリートが打ち込まれている。

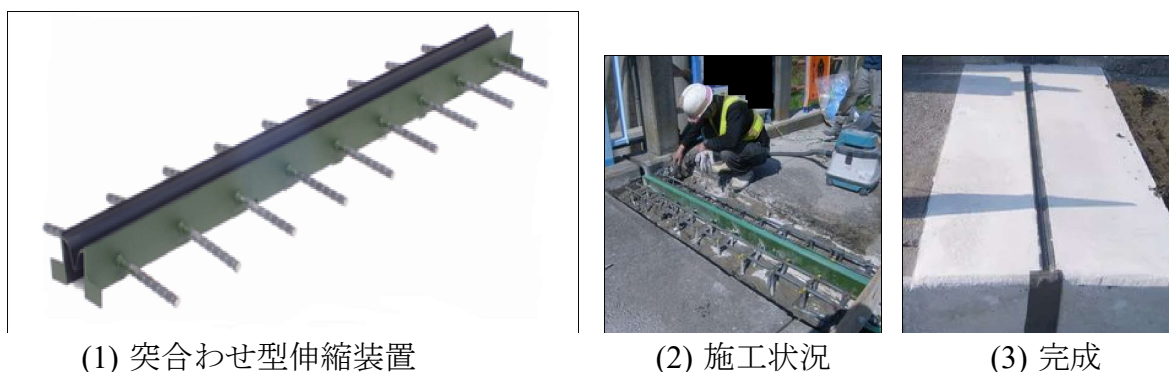


(1) 荷重支持型伸縮装置

(2) 施工状況

(3) 完成

写真－ 3.3 荷重支持型伸縮装置の事例



(1) 突合わせ型伸縮装置

(2) 施工状況

(3) 完成

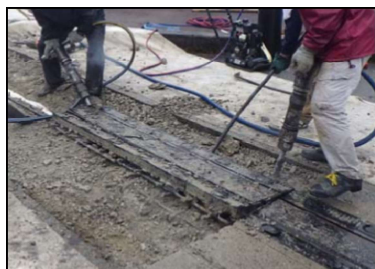
写真－ 3.4 突合わせ型伸縮装置の事例

以上のように、荷重支持型伸縮装置の構造はL型に加工した鋼板に楕円形状、或いは円形などの形状にして荷重を支持している。よって、重交通の橋梁には荷重支持型伸縮装置が設置されている。これに対して突合わせ型伸縮装置は鋼板間の遊間部にゴムなどの伸縮材を設置した構造である。よって、荷重支持型伸縮装置に比べて交通量が少ない、一般道路に設置されている。本提案する荷重分布型伸縮装置においては遊間部の鋼板を例えば、楕円とすることで荷重支持型伸縮装置となり、鋼板のみとすることで突合わせ型伸縮装置とすることも可能となる。

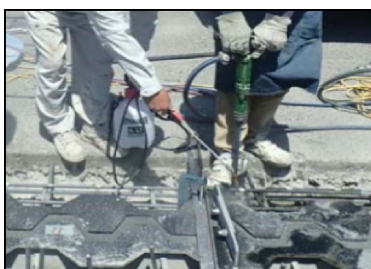
(2) 荷重支持型伸縮装置の設置工事の一例と問題点

伸縮装置は、図－ 3.2 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。荷重支持型や突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。ここで、荷重支持型伸縮装置の施工事例の一例を写真－ 3.5^{3,5)}に示す。

伸縮装置の取替施工は写真－ 3.5 に示すように、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（写真－ 3.5(1)）。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－ 3.5(2)）。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、アンカー筋設置用の孔をドリルで穿孔する。本設置にはアンカー筋にD16を用い、深さ65mmで片側箇所を穿孔する（写真－ 3.5(3)）。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みする（写真－ 3.5(4)）。伸縮装置



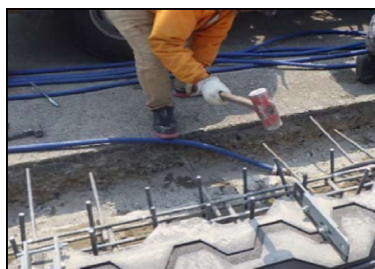
(1) 撤去作業



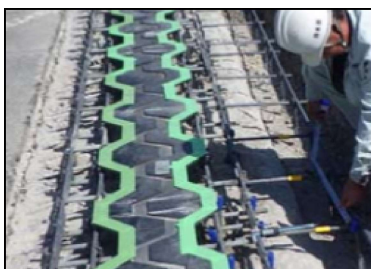
(2) 伸縮装置仮設置



(3) アンカー孔穿孔



(4) アンカー筋打込み



(5) 設置完了



(6) 完成

写真－ 3.5 荷重支持型伸縮装置の取替工事の事例^{3.5)}

とアンカー筋を溶接し、鉄筋を配置し、伸縮装置の鉄筋と溶接して、設置が終了となる（写真－ 3.5(5)）。設置終了後は設置高さ等レベルの点検を実施し、基準値に収まった後、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ため、セメントには材齢3時間でコンクリートの圧縮強度が $24\text{N}/\text{mm}^2$ 以上発現する必要があることから、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、養生を行い、完成となる（写真－ 3.5(6)）。

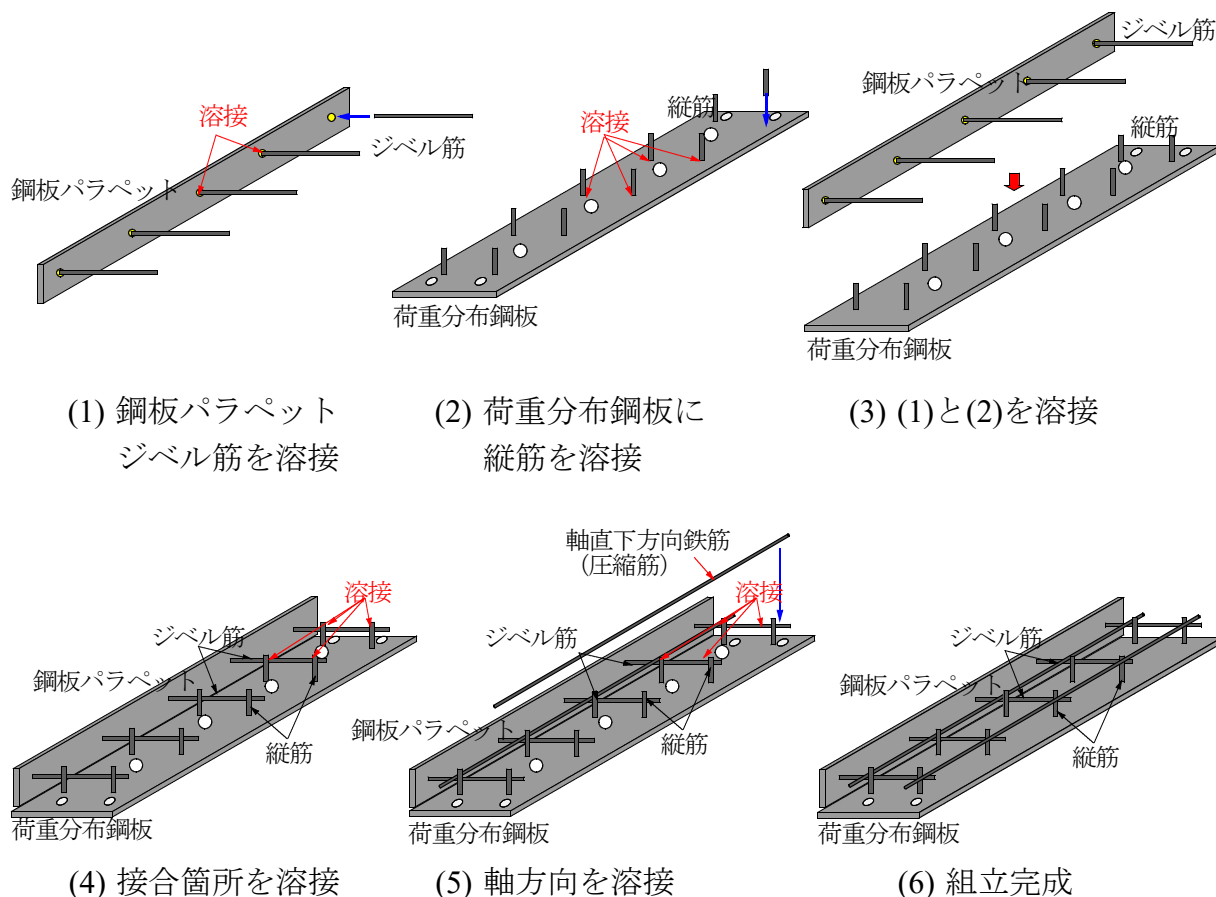
上記の施工方法における問題を以下に示す。

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、既設 RC 床版コンクリートにひび割れの発生が懸念される。また、アンカー筋を打ち込みすることで衝撃による既設 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。長さ 2m の伸縮装置にはアンカー筋は 40 箇所ほど打ち込む必要があり、伸縮装置設置工において、最も施工時間を要している。従って設置に要する時間の短縮、すなわち施工の合理化・省力化を図る対策が必要である。また、既設 RC 床版へ輪荷重が集中しているため荷重を分散させる必要がある。

以上が課題であり、荷重支持型および突合わせ型伸縮装置の設置においては、上記に示す問題点を改善する必要がある。

(3) 荷重分布型伸縮装置の製作および設置手順

荷重分布型伸縮装置の製作手順を図－3.4 に示す。



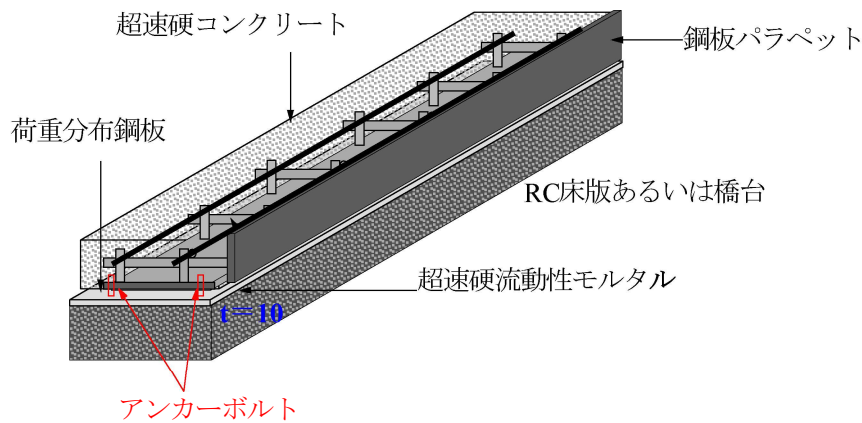
図－3.4 荷重分布型伸縮装置の製作手順

製作手順は図－3.4 に示すように、鋼板パラペット側面にジベル筋あるいは鉄筋を溶接する（図－3.4(1)）。同時に荷重分布鋼板端部に設置用ボルト孔（D16）および流動性モルタル充填用の孔を開ける。本供試体の場合は流動性モルタル充填用の漏斗に併せてφ30mmの孔を200mm間隔で設けた。

次に、荷重分布鋼板に縦筋 D16 を 200mm 間隔で溶接する（図－3.4(2)）。荷重パラペットのジベル筋と荷重分布鋼板の縦筋を組み合わせし（図－3.4(3)）、溶接する（図－3.4(4)）。

最後に、軸直下方向鉄筋を配置し（図－3.4(5)）、溶接して完成となる（図－3.4(6)）。なお、圧縮鉄筋は現場施工も可能であり、防錆処理も合わせて必要に応じて行う。以上の手順で製作し、各部位の材料寸法は交通量に併せて決定する。

次に、荷重分布型伸縮装置の設置手順を図－3.5 に示す。



図－ 3.5 荷重分布型伸縮装置の設置手順

設置手順は RC 床版上面コンクリートを切削・研掃後、荷重分布型伸縮装置を設置する。設置後、アンカーボルトで 4 隅、中間部にアンカー筋を打ち込み、荷重分布型伸縮装置と溶接する。次に、伸縮装置と RC 床版の隙間に流動性モルタルを充填する。

その後、超速硬コンクリートを打ち込み完成となる。この設置方法を標準とする。なお、現場の状況に合わせて材料の選定を行うこととする。

以上のように、荷重分布型伸縮装置の構造および製作・設置手順が示されているが、これを設置した後の RC 床版の耐荷力性能が評価されていない。よって、実用性を評価するためにも静荷重実験による耐荷力性能の評価が必要となる。

3.4 供試体の使用材料・供試体寸法および伸縮装置の設置方法・手順

3.4.1 使用材料

(1) 従来型伸縮装置

従来型伸縮装置の鋼板は一般鋼板 (SS400) を用いる。鋼板パラペットに接合する鉄筋には SD345, D16 のジベル筋, 縦筋には SD345, D16 および D13 の異形鉄筋を用いる。ここで、鋼板および鉄筋の材料特性値を表－ 3.1 に示す。なお、鉄筋の材料特性値はミルシートの結果である。

(2) 荷重分布型伸縮装置

荷重分布型伸縮装置の鋼材についても表-3.1 に示す材料と同様である。よって、鋼板パラペットおよび荷重分布板には SS400, 厚さ 9mm の一般鋼板を用いた。骨組み材であるジベル筋, 縦筋, 圧縮鉄筋についても SD345, D16 のジベル筋および D16, D13 の異形鉄筋を用いた。

(3) 実験 RC はり供試体の使用材料

RC はり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。コンクリートの設計基準強度は道路示方書・同解説 (以下、道示とする) ^{3,9)}に規定する 24N/mm² を目標とし、配合条件を表－ 3.2 に示す。

次に、RC はり供試体の鉄筋には SD345, D16 を用いる。コンクリートの圧縮強度および鉄筋の材料特性値を表- 3.3 に示す。鉄筋はミルシートの結果である。なお、材齢 28 日でのコンクリートの圧縮強度は 36.3N/mm², 鉄筋の降伏強度は 360N/mm² である。

表- 3.1 伸縮装置に用いた鋼材の材料特性値

材料		降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
鋼製パラペット	一般鋼板SS400	305	445	200
荷重分布鋼板				
ジベル筋	D16 (SD345)	388	516	
縦筋	D16 (SD345)	401	574	
交差部軸方向筋	D13 (SD345)	389	592	

表- 3.2 RC はりコンクリートの配合

スランプ (cm)	W/C (%)	s/a (%)	単位重量 (kg/m ³)				減水剤 (C×%)
			水	セメント	細骨材	粗骨材	
8.0±2.5	39	44.4	160	410	791	1002	2.45

表- 3.3 コンクリートおよび鉄筋の材料特性値

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

(4) 伸縮装置の設置に用いる材料

1) 超速硬コンクリート

従来型伸縮装置・荷重分布型伸縮装置設置後のコンクリート部分には、数日間の通行規制のもとでの設置が可能であるならば、早強セメントを用いた早強コンクリートでも設置可能であるが、一般的に 8 時間程度の通行規制のもとで取替工事が実施されている。よって、設置後のコンクリートは、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/mm² 以上を発現するコンクリートが必要となる。よって、本供試体には、一般的に市販されている超速硬セメントに骨材が配合されたプレミックス材を用いる。ここで、実験に用いた超速硬コンクリートの示方配合を表- 3.4 に示す。実験時の 3 時間後の発現強度は 25.4N/mm², 24 時間後では 51.9N/mm² である。よって、3 時間後には交通規制の解除が可能となる。

表－ 3.4 超速硬コンクリートの配合および圧縮強度

練り上げ量 (25L)			圧縮強度	
セメント 骨材	粗骨材	水・減水剤 遅延剤	材齢 3時間	材齢 24時間
30kg	25kg	4.0kg	25.4N/mm ²	51.9N/mm ²

2) 超速硬流動性モルタル

床版の箱抜き面から荷重分布型伸縮装置下面までには、市販の流動性モルタルを用いる。ここで、流動性モルタルの示方配合を表－ 3.5 に示す。水量は気温により変化し、超速硬流動性モルタル（以下、流動性モルタルとする）25kg に対して 4.1 ～ 4.8L であり、本実験では流動性を考慮して 4.8L で配合した。実験時の流動性モルタルの圧縮強度の発現状況は、材齢 1 時間での圧縮強度の平均は 7.7N/mm²、材齢 3 時間での圧縮強度の平均は 26.8N/mm² である。

表－ 3.5 流動性モルタルの配合条件および圧縮強度

示方配合			圧縮強度	
水材料比	練り上げ量 (約13.5L)		材齢 1時間	材齢 3時間
	プレミックス	水		
18%	25kg	4.8L	7.7N/mm ²	26.8N/mm ²

(5) 荷重分布型伸縮装置の設置に用いる接着剤

老朽化した伸縮装置の取替工事においては、ブレーカやチップ等で衝撃を与えながら伸縮装置が撤去されている。一般的な取替工事においては撤去後、直接伸縮装置が設置されている。この場合は、不陸材料に割れやはく離が生じる事例もある。そこで、本実験においては、施工時や損傷によるひび割れ補修材として浸透性接着剤を塗布する。また、打ち込みコンクリートとの付着力を高めるために高耐久型エポキシ系接着剤(以下、付着用接着剤とする)を用いる。この 2 種類の接着剤の特性値を表－ 3.6 に示す。

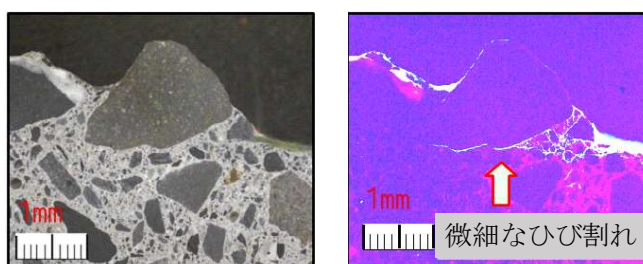
1) 浸透性接着剤

浸透性接着剤は施工時に発生する 0.05mm 以上のひび割れに毛細管現象により深さ 30mm 程度まで浸透し、コンクリート表面を強固にする接着剤である^{3.10), 3.11)}。浸透性接着剤の引張付着強さは表－ 3.6 に示すように 2.6N/mm² である。ここで、浸透性接着剤の浸透状況を写真－ 3.6 に示す。写真－ 3.6(2)はブレーカで削った後に蛍光塗料を混入した浸透性接着剤を塗布した後の浸透状況である。これによると骨材の表面

にはく離に伴う 0.05mm 以下のひび割れにも浸透していることが確認できる。よって、伸縮装置の設置工事においては既設 RC 床版のひび割れ補修において必要な接着剤である。本供試体には旧伸縮装置の撤去においてブレーカの衝撃により発生した微細なひび割れの補修として RC はりコンクリート表面に浸透性接着剤を 0.5kg/m² 程度で塗布する。なお、ひび割れが著しい場合は 15 分程度の養生後、さらに塗布することで微細なひび割れに浸透する。

表－ 3.6 2 種類の接着剤の性能

項目		浸透性接着剤	付着用接着剤	備考
外観	主剤	無色液状	白色ペースト状	異物混入無し
	硬化剤	無色液状	青色液状	
混合比（主：硬）		10：3	5：1	重量比
硬化物比重		1.2	1.42	JIS K 7112
圧縮強度		104.4N/mm ²	102.9N/mm ²	JIS K 7181
圧縮弾性係数		3.172N/mm ²	3.976N/mm ²	JIS K 7181
曲げ強さ		92.8N/mm ²	41.6N/mm ²	JIS K 7171
引張せん断強さ		58.2N/mm ²	14.9N/mm ²	JIS K 6850
付着強さ		2.6N/mm ²	3.7N/mm ² 以上	JIS A 6909



(1)削り後

(2)接着剤の浸透

写真－ 3.6 接着剤の浸透状況

2) 付着用接着剤

付着用接着剤は、RC 床版のコンクリート上面増厚補強^{3.12)}や RC 床版の部分補修^{3.10)}にも採用され、多くの実績がある。また、鋼材との付着については鋼床版に鋼繊維補強コンクリート(以下、SFRC とする)舗装した場合の輪荷重走行疲労試験において鋼材との接着力が評価されている^{3.12), 3.13)}。

よって、本荷重分布型伸縮装置の鋼材および鉄筋にも付着用接着剤を塗布する。コンクリートとの付着強さは直接引張試験を行った結果では 3.7N/mm² 以上の強度を有し、それ以下の場合、コンクリートでの破壊となる。一方、2 種類の接着剤を用いた補修工法は RC 床版の薄層補修工法にも採用され^{3.5)}、輪荷重走行疲労実験による耐

疲労性の評価も検証され、実橋でも採用された。また、伸縮装置の取替工事における不陸修正法としても採用されている。よって、RC はりコンクリート上面に浸透性接着剤を塗布し、15 分程度の養生を行った後、付着用接着剤を塗布し、流動性モルタルを充填する。また、荷重分布型伸縮装置の鋼板およびジベル筋、鉄筋にも付着用接着剤を塗布し、付着用接着剤を 0.9kg/m^2 で塗布することで伸縮装置とコンクリートの付着力が向上することになる。

3.4.2 供試体寸法

本実験では伸縮装置の耐荷力性能および耐疲労性の検証を行うことを目的とし、モデル化した RC はりに伸縮装置を設置する。ここで、RC はりおよび伸縮装置の設置した RC はりの寸法を図－ 3.6 に示す。また、伸縮装置を設置する供試体の断面寸法を図－ 3.7 に示す。

(1) RC はり

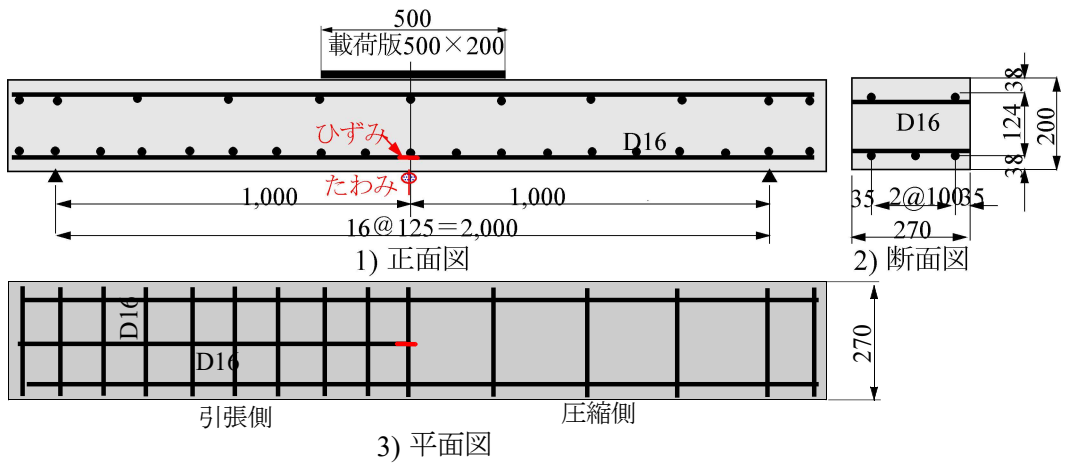
静荷重実験に用いる基準となる RC はりの供試体寸法は図－ 3.6(1)に示すように、高さ 200mm、幅 270mm、長さ 2,200mm、支間 2,000mm のはり部材とする。主筋には D16 を 100mm 間隔で 3 本、圧縮には D16 を 2 本配置する。この供試体名称を RC.S-B-N (RC.Static load-Beam-Normal) とする。

(2) 従来型伸縮装置

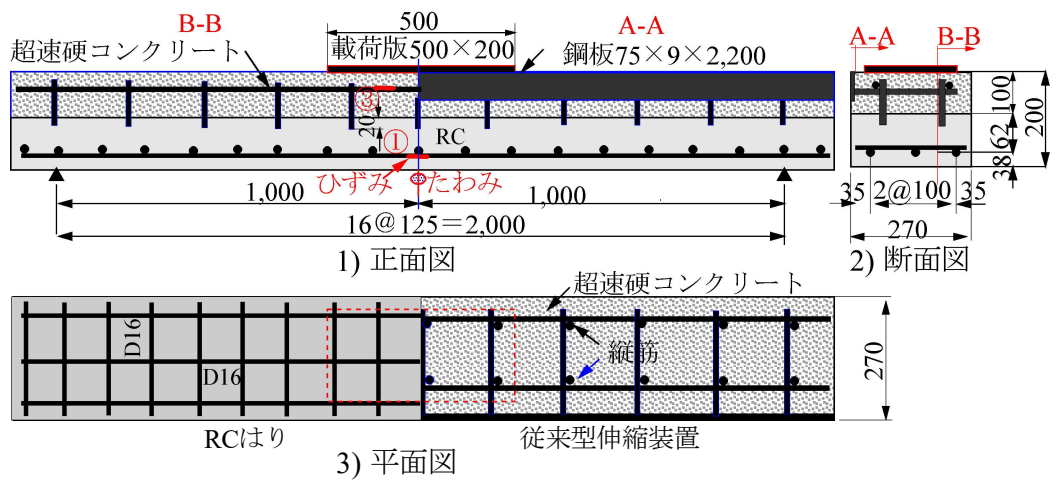
従来型伸縮装置を設置する供試体の寸法は図－ 3.6(2)に示すように、RC 床版を模擬し、RC はり部材の厚さを 100mm とする。鉄筋は引張側に D16 を 3 本配置する単鉄筋配置として、その上に伸縮装置を設置する。よって、設置後の高さは 200mm、幅 270mm、長さ 2,200mm の RC はりである。伸縮装置の組み立て寸法は図－ 3.7(1)に示す断面寸法とする。ジベル筋および縦筋の間隔は 200mm とする。この RC はりの名称を RC.S-J-A (RC.Static load-Joint-Type A) とする。

(3) 荷重分布型伸縮装置（接着剤なし）

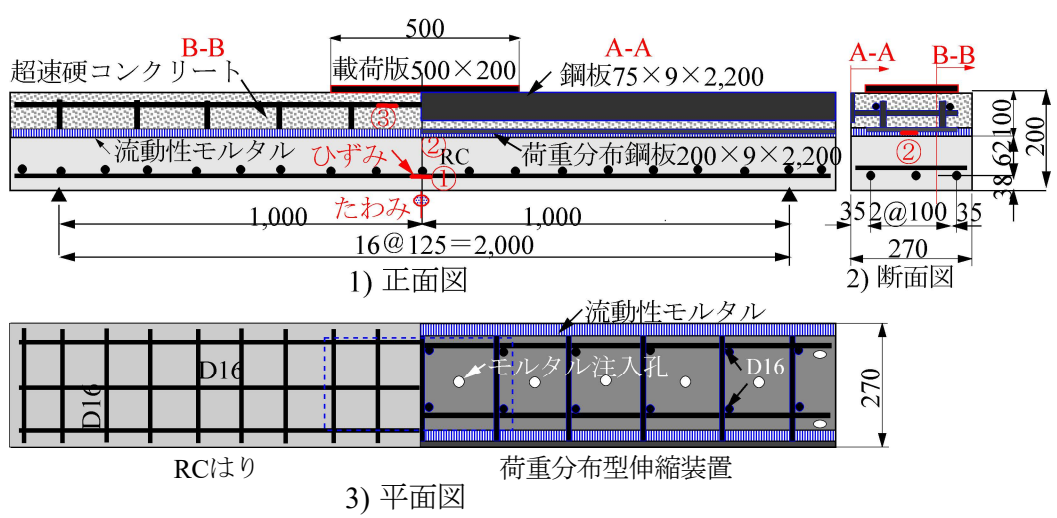
荷重分布型伸縮装置を設置した供試体の寸法を図－ 3.6(3)に示す。RC はりの寸法は従来型伸縮装置を設置する RC はりと同様である。よって、設置後の高さは 200mm、幅 270mm、長さ 2,200mm である。また、鉄筋配置も同様である。断面寸法は図－ 3.7(2)に示すように、荷重分布型伸縮装置は、厚さ 10mm 荷重分布鋼板に縦筋 D16 を 200mm 間隔、鋼板パラペットの側面に D16 のジベル筋を 200mm 間隔で溶接し、荷重分布鋼板の縦筋と溶接した。最後に、圧縮鉄筋として橋軸直角方向に鉄筋 D13 を溶接した骨組み構造とした。荷重分布型伸縮装置の設置は、装置の両端側に、設置固定用のアンカーボルトを端部 4 点で固定して既設 RC はりに設置した。直接設置したことから接着剤なしとし、この供試体名称を RC.S-J-B (RC.Static load-Joint-Type B) とする。



(1) RC はり

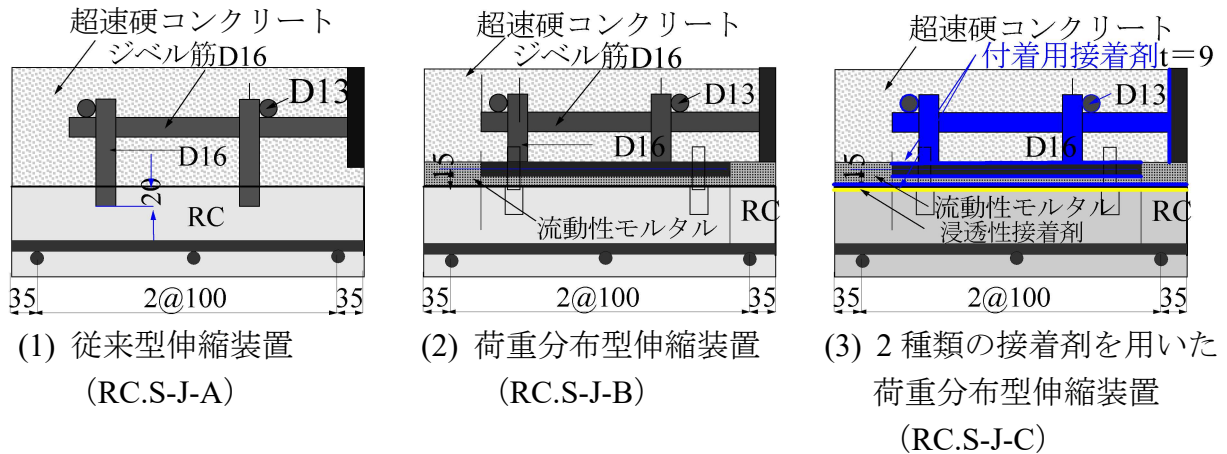


(2) 従来型伸縮装置を設置する RC はり



(3) 荷重分布型伸縮装置を設置する RC はり

図-3.6 RC はりおよび伸縮装置を設置した供試体寸法



図－ 3.7 伸縮装置を設置する供試体断面寸法

(4) 荷重分布型伸縮装置（接着剤あり）

接着剤を用いて荷重分布型伸縮装置を設置する寸法は、図－ 3.6(3)と同様である。設置においては RC 床版コンクリート上にひび割れ補修用の浸透性接着剤と打継ぎコンクリートと伸縮装置に付着用接着剤を塗布して設置する（図－ 3.6(3)）。接着剤を用いたことから接着剤ありとし、供試体名称を RC.S-J-C (RC.Static load-Joint-Type C) とする。断面寸法は図－ 3.7(3)に示すように図－ 3.7(2)に示す荷重分布型伸縮装置と同様である。

3.4.3 伸縮装置の設置方法

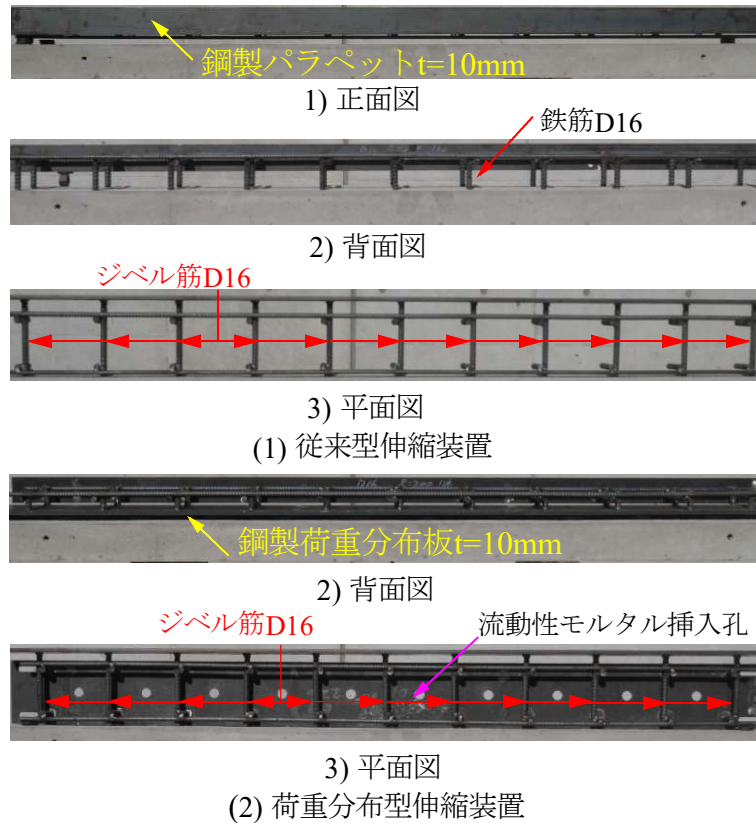
従来型伸縮装置および荷重分布型伸縮装置の設置状況を写真－ 3.8 に示す。

(1) 従来型伸縮装置

従来型伸縮装置の設置状況を写真－ 3.8(1)に示す。正面は写真－ 3.8(1), 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 9mm である。背面の構造は写真－ 3.8(1), 2)、平面の構造は写真－ 3.8(1), 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。この伸縮装置を施工する場合、縦筋 D16 を既設コンクリートに差し込む構造である。

(2) 荷重分布型伸縮装置

荷重分布型伸縮装置の正面は写真－ 3.8(1), 1)と同様である。背面および平面は写真－ 3.8(2), 2)および 3)に示すように、従来型伸縮装置と同様に鋼製パラペット（図－ 4(1), 1)）の裏面にジベル筋と鉄筋を立体型に溶接し（写真－ 3.8(2), 2)）、厚さ 10mm の一般鋼板を用いた荷重分布板（写真－ 3.8(2), 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 の隙間を開けて設置する。



写真－ 3.8 伸縮装置の設置状況

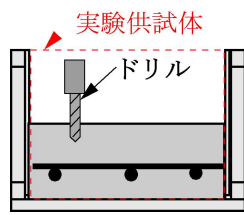
この隙間には流動性モルタルを流し込み、荷重分布鋼板上面には超速硬コンクリートを打ち込むことで一体化を図る構造である。また、荷重分布鋼板を設けることで、上面からの輪荷重を既設 RC 床版に分布させる構造とし、大きな荷重が集中して作用することがなく耐荷力および耐疲労性の向上が図れる装置である。

3.4.4 伸縮装置の設置手順

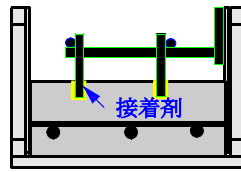
既往の伸縮装置の設置においては、RC 床版に直接設置することから型枠の必要はない。本実験供試体の場合は、実寸法と同様に厚さ 100mm、幅 270mm の RC はり上面に設置することから、型枠が必要となる。ここで、従来型および荷重分布型伸縮装置の設置手順を図－ 3.8 に示す。

(1) 従来型伸縮装置

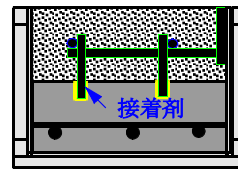
図－ 3.8(1)に示すように、型枠に RC はりを設置し (図－ 3.8(1), 1)), 表面を研掃し、伸縮装置の縦筋に合わせてドリルで ϕ 19mm、深さ 20mm を穿孔する (図－ 3.8(1), 2))。穿孔した後、従来型伸縮装置を ϕ 19mm の孔に挿入する。一般的な施工法はアンカー筋を打ち込みして縦筋と溶接して設置する。本供試体には孔と縦筋に多少の隙間が生じることから、浸透性接着剤を充填させ、一体化を図った (図－ 3.8(1), 3))。設置状況を図－ 3.8(1), 4)に示す。この接着剤の塗布は、ドリルで穿孔の際に発生す



1) 鉄筋挿入用の穿孔



2) ジョイント設置

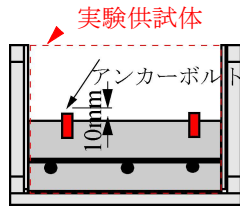


3) 超速硬コンクリート打ち込み

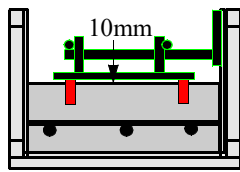


4) 設置状況

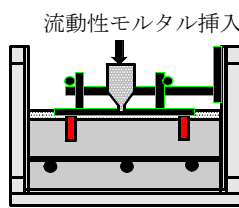
(1) 従来型伸縮装置施工手順



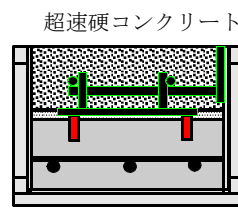
1) アンカーボルト設置



2) ジョイント設置



3) 流動性モルタル
充填

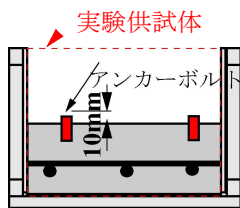


4) 超速硬コンクリート
打ち込み

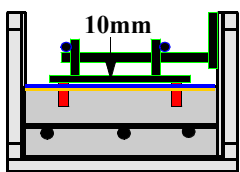


5) 設置状況

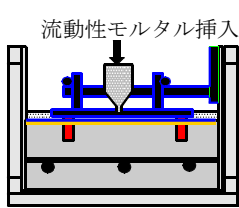
(2) 荷重分布型伸縮装置施工手順



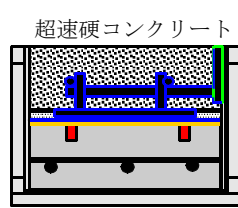
1) アンカーボルト設置



2) 接着剤塗布・
ジョイント設置



3) 流動性モルタル
充填



4) 超速硬コンクリート
打ち込み



5) 設置状況

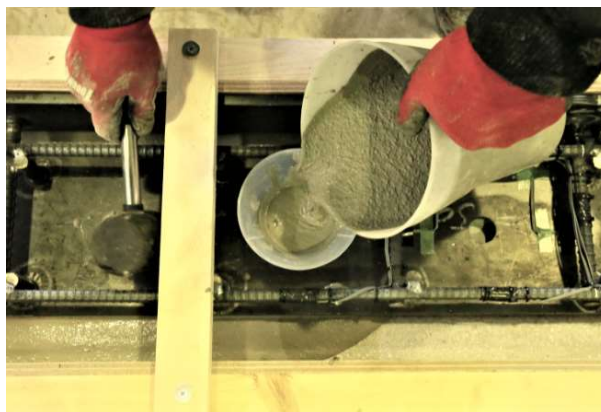
(3) 接着剤塗布型荷重分布型伸縮装置施工手順

図－3.8 従来型および荷重分布型伸縮装置の設置手順

る微細なひび割れ補修も兼ねることから、実用的である。その後、超速硬コンクリートを打ち込み、バイブレーターで締め固めして、表面仕上げして養生する。削孔からコンクリート打ち込みまで180分程度の時間を要する。

(2) 荷重分布型伸縮装置

図－3.8(2)に示すように、型枠にRCはりを設置し(図－3.8(2), 1)), コンクリート表面を研掃する。その後、荷重分布鋼板の4隅の孔の位置にアンカーボルト用の孔を穿孔する(図－3.8(2), 2))。その後、荷重分布型伸縮装置を設置し、荷重分布鋼板とRCはりに10mmの隙間を確保し、ボルトで固定する(図－3.8(2), 3))。設置が終了すると同時に流動性モルタルの練混ぜする。ここで、充填材の注入方法を写真－3.9に示す。流動性モルタルの充填状況は写真－3.9に示すように、荷重分布鋼板に設けたφ30mmの孔に円錐形の漏斗を設置し、流動性モルタルを流し込み、ハンマーで衝撃を与えながら順次充填する(図－3.8(2), 3))。



写真－ 3.9 流動性モルタルの充填状況

一方、流動状態についてアクリル板を用いて充填範囲も検証した。本工事においてはバイブレーター等を用いる。流動性モルタルの充填時間は 20 分程度であり、10mm の隙間における流動性は十分であった。次に、荷重分布型伸縮装置の荷重分布鋼板表面から 80mm の高さに超速硬コンクリート打ち込み（図－ 3.8(2), 4), バイブレーターで締め固めした後、表面仕上げして、養生する。設置からコンクリート打ち込みまでは 90 分程度であり、設置に要する時間は大幅に短縮される。

(3) 接着剤を塗布した荷重分布型伸縮装置

伸縮装置の設置においては、新設橋梁に設置する場合と老朽化や損傷による取替設置する場合とがある。新設橋梁への設置は、荷重分布型伸縮装置に示した設置方法が一般的である。しかし、後者の場合の施工法としては、老朽化した伸縮装置を撤去する。撤去においてはブレーカやチップなどで衝撃を与え削りながら撤去している。この場合には既設 RC 床版には微細なクラックの発生など新たな損傷や交換する伸縮装置の寸法によっては不陸修正が必要となる。そこで、不陸修正や微細なクラック補修において、一般社団法人日本橋梁メンテナンス協会では、既設コンクリートの研り作業後にひび割れ補修として浸透性接着剤、不陸の薄層補修には付着用接着剤、モルタルには繊維を混入した低弾性モルタルで不陸修正を行っている^{3.14)}。そこで、老朽化による伸縮装置交換においては、この 2 種類の接着剤を用いるものとする。

設置の手順は図－ 3.8(3)に示すように、型枠に RC はりを設置した後、伸縮装置の 4 隅にアンカーボルトを打ち込み（図－ 3.8(3), 1), コンクリート表面に浸透性接着剤を 0.5kg/m^2 を塗布する。併せて荷重分布鋼板の底面に付着用接着剤を塗布し、伸縮装置を設置する（図－ 3.8(3), 2)。次に、鋼板上面および側面にも付着用接着剤を 0.9kg/m^2 塗布する。この付着用接着剤の硬化時間は 120 分であることから設置後、流動性モルタルおよび超速硬コンクリートの打ち込みを速やかに行う。以下は、荷重分布型伸縮装置と同様である（図－ 3.8(2)）。接着剤塗布後の設置状況を図－ 3.8(3), 5) に示す。なお、新設においては付着用接着剤のみの塗布となる。

3.5 静荷重実験

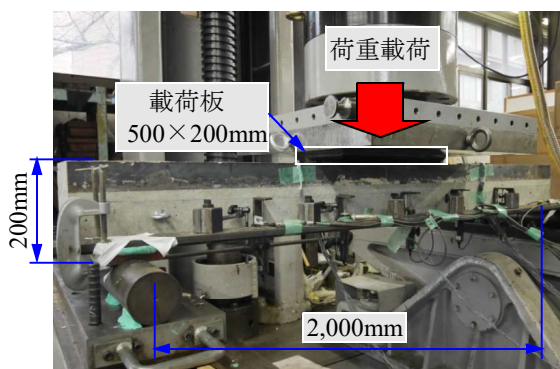
3.5.1 試験方法

静荷重実験は、道示の基準に準拠した B 活荷重状態を再現するために、輪荷重の設置面に 500mm×200mm の載荷板を設け、中央載荷による静荷重実験を行う。ここで実験状況を写真－ 3.10 に示す。静荷重実験には、荷重 5,000kN の構造物試験機を用いる。

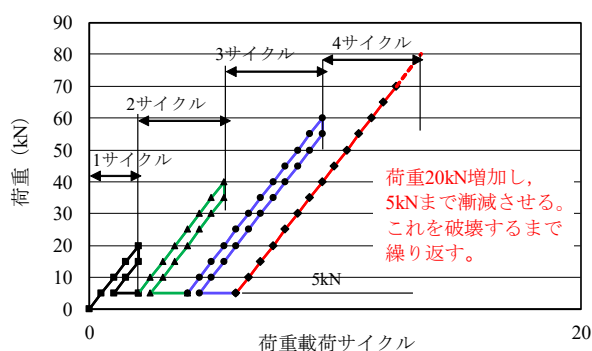
各供試体の荷重載荷位置は図－ 3.6 に示すようにはりの支点方向、奥行き方向の中央に載荷板を設置し、1 点載荷により行う。ここで、荷重載荷条件を図－ 3.9 に示す。図－ 3.9 より、荷重載荷条件は 0kN から 20kN まで載荷し、その後、荷重 5kN まで除荷し、残留値を計測する。これを 1 サイクルとして、1 サイクル毎の荷重増加を 20kN とする漸増載荷を行う。

3.5.2 計測位置

本実験における計測は図－ 3.6 に示す支間中央におけるたわみおよび既設 RC はり中央における主鉄筋のひずみを計測する。また、伸縮装置においては支間中央付近の荷重分布鋼板および圧縮鉄筋のひずみを計測する。



写真－ 3.10 試験状況



図－ 3.9 載荷サイクル

3.6 静荷重実験における結果および考察

3.6.1 最大耐荷力

静荷重実験による最大耐荷力および破壊モードを表－ 3.7 に示す。

(1) RC はり供試体

基準となる供試体 RC.S-B-N の最大耐荷力は 66.9kN であり、破壊モードは曲げ破壊である。この供試体を基準に最大耐荷力を評価する。

(2) 従来型伸縮装置

従来型伸縮装置を設置した供試体 RC.S-J-A の最大耐荷力は 100.5kN であり、供試体 RC.S-B-N の 1.50 倍である。破壊モードは曲げ破壊である。

表－ 3.7 最大耐荷力および破壊モード

供試体	最大耐荷力 (kN)	耐荷力比		破壊モード
		J/N	J-B or J-C/J-A	
RC.S-B-N	66.9			曲げ破壊
RC.S-J-A	100.5	1.50		曲げ破壊
RC.S-J-B	140.4	2.10	1.40	曲げ破壊
RC.S-J-C	160.8	2.40	1.60	曲げ破壊

(3) 荷重分布型伸縮装置（接着剤なし）

荷重分布型伸縮装置を設置した供試体 RC.S-J-B の最大耐荷力は 140.4kN であり、供試体 RC.S-B-N の 2.10 倍の耐荷力が向上する結果が得られた。

(4) 荷重分布型伸縮装置（接着剤あり）

2 種類の接着剤を用いて荷重分布型伸縮装置を設置した供試体 RC.S-J-C の最大耐荷力は 160.8kN である。供試体 RC.S-B-N の 2.40 倍、供試体 RC.S-J-A の 1.60 倍、さらに直接荷重分布型伸縮装置を設置した供試体 RC.S-J-B の 1.15 倍であり、接着剤を塗布することで、耐荷力が大幅に向上する結果が得られた。

以上より、荷重分布型伸縮装置を設置することで、従来型伸縮装置に対して耐荷力が大幅に向上する結果が得られた。また、荷重分布鋼板および鋼板パラペットに付着用接着剤を塗布することで、更に耐荷力が向上する結果が得られた。

3.6.2 荷重と主鉄筋ひずみの関係

(1) ひずみと支点からの距離の関係

主鉄筋の各計測点のひずみを図－ 3.10 に示す。

1) RC はり供試体

RC はり供試体 RC.S-B-N の支点から計測点ごとのひずみの関係は図－ 3.10(1)に示すように引張鉄筋および圧縮鉄筋のみ配置した供試体であることから、荷重 20kN 増加後のひずみの増加も著しい。支点から 700mm と 1,300mm を比較すると 700mm の位置のひずみがやや大きい、ほぼ左右対象である。

2) 従来型伸縮装置

従来型伸縮装置を設置した RC はり供試体 RC.S-J-A の鉄筋ひずみの関係は図－ 3.10(2)に示すように、供試体 RC.S-B-N と比較して、伸縮装置そのものが荷重を支持することから、RC はり主鉄筋のひずみの増加は小さい。荷重 80kN まではほぼ弾性域の範囲で、右側の 1,300mm の位置のひずみが大きいもののほぼ左右対称に増加している。

3) 荷重分布型伸縮装置（接着剤なし）

荷重分布型伸縮装置を直接設置した供試体 RC.S-J-B は図－ 3.10(3)に示すように、装置そのものが荷重支持型であると同時に荷重分布鋼板を設けたことにより荷重が RC はり全体に分布され、これに伴ってひずみの増加も小さい。よって、耐荷力が大

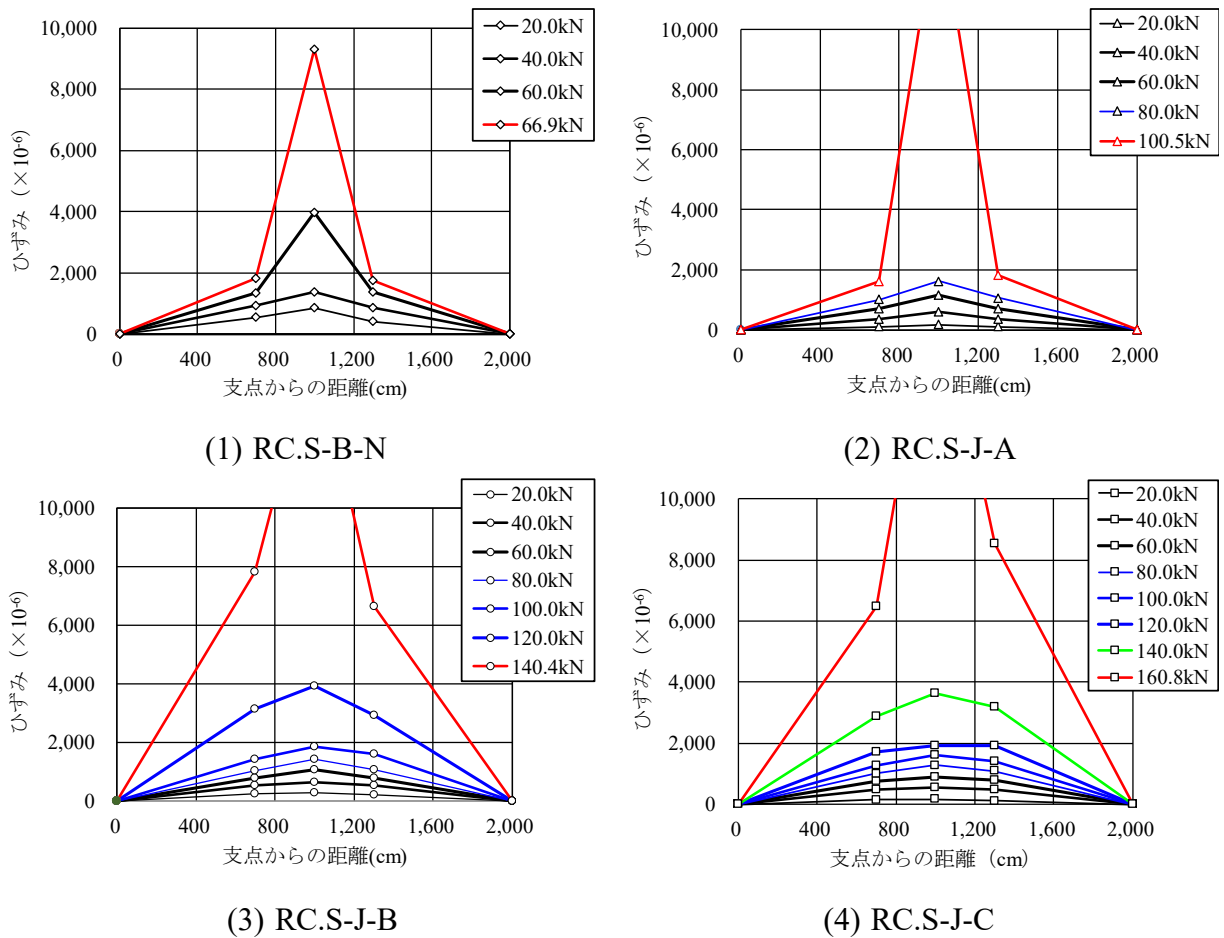


図- 3.10 ひずみと支点から距離の関係

幅に向上する結果となった。荷重 100kN まではほぼ左右対称であるが荷重 120kN 載荷時は支点から 700mm のひずみの増加が大きくなっている。

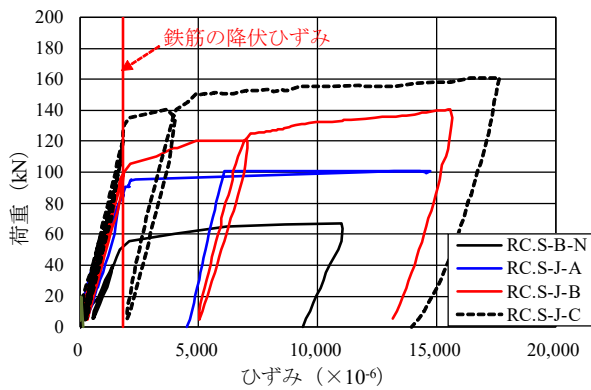
4) 荷重分布型伸縮装置（接着剤あり）

接着剤を塗布して荷重分布型伸縮装置を設置した RC はり供試体 RC.S-J-C は図- 3.10(4)に示すように、接着剤の効果により RC はりコンクリートおよび鋼材とが接着され、はり全体に耐荷力を分布している。荷重 120kN 載荷時においては支点から 1,300mm のひずみの増加が大きい。降伏ひずみをやや超えているものの、急激な増加は見られない。荷重 140kN 載荷でひずみが増加しているが、接着剤なしの供試体 RC.S-J-B の荷重 120kN 時のひずみとほぼ同等である。

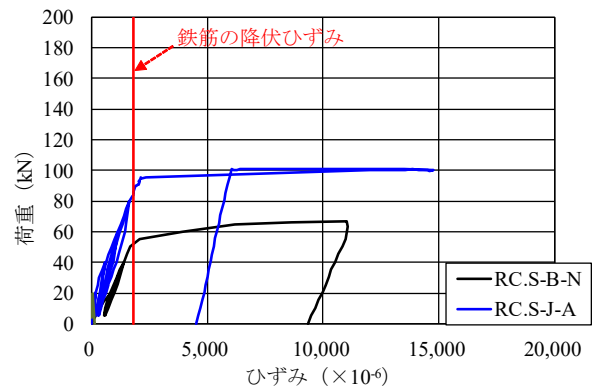
(2) 支間中央の荷重とひずみの関係

支間中央の荷重とひずみの関係を図- 3.11 に示す。

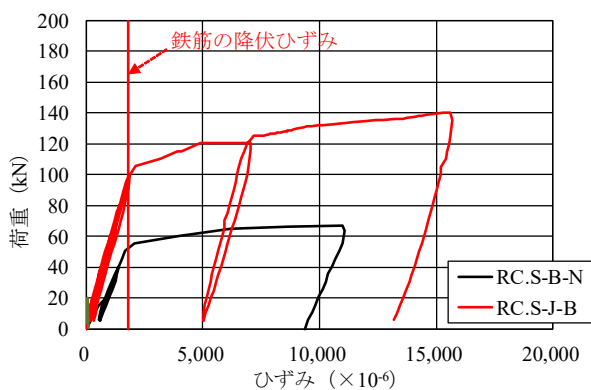
主鉄筋のひずみの計測は図- 3.11 に示す支間中央である。また、主鉄筋の降伏ひずみは表- 3.1 に示した材料特性値より $1,800 \times 10^{-6} (= 360\text{N/mm}^2 / 200,000\text{N/mm}^2)$ であり、図- 3.11 に併記した。なお、考察する上で全体のひずみと荷重の関係を図- 3.11(1)、RC はり供試体 RC.S-B-N と伸縮装置を設置した RC はりのひずみと荷重の



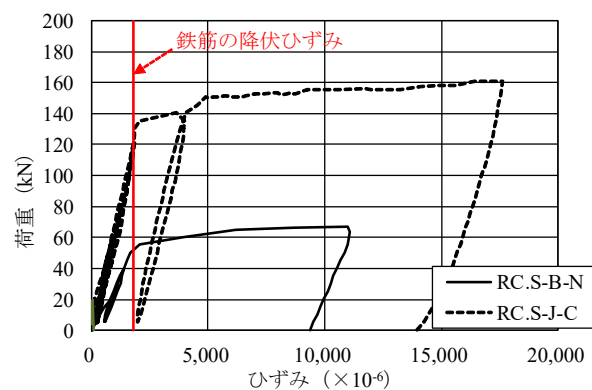
(1) 全供試体



(2) RC.S-B-N および RC.S-J-A



(3) RC.S-B-N および RC.S-J-B



(4) RC.S-B-N および RC.S-J-C

図－ 3.11 荷重と主鉄筋ひずみの関係

関係をそれぞれ図－ 3.11(2)～(4)に示す。

1) RC はり供試体

供試体 RC.S-B-N の荷重とひずみの関係は 図－ 3.11(1), (2)に示すように、荷重 50.0kN 付近までは線形的に増加している。主鉄筋が降伏ひずみ $1,800 \times 10^{-6}$ に達した荷重は 52.0kN である。その後、荷重 55.0kN から急激にひずみが増加し、最大荷重 66.9kN 時のひずみは $10,994 \times 10^{-6}$ である。

2) 従来型伸縮装置

従来型伸縮装置を設置した供試体 RC.S-J-A は図－ 3.11(1), (2)に示すように荷重 90.0kN 付近まで線形的に増加している。鉄筋が降伏に至った荷重は 83.0kN であり、供試体 RC.S-B-N のひずみが降伏した荷重の 1.59 倍である。鉄筋が降伏した後のひずみは急激に増大している。最大荷重 100.5kN でのひずみは $11,020 \times 10^{-6}$ である。

3) 荷重分布型伸縮装置（接着剤なし）

荷重分布型伸縮装置を設置した供試体 RC.S-J-B は図－ 3.11(1), (3)に示すように、荷重 100.0kN まで線形的に増加している。鉄筋が降伏ひずみに達するまではほぼ線形的に増加している。鉄筋が降伏に至った荷重は 100.0kN であり、供試体 RC.S-B-N の

1.92 倍，供試体 RC.S-J-A の 1.20 倍である。主鉄筋が降伏した後の荷重増加ではひずみが急激に増加し，荷重 122.0kN 付近で再度荷重を支持し，ひずみの増加が抑制されている。最大荷重 140.4kN でのひずみは $15,600 \times 10^{-6}$ である。

4) 荷重分布型伸縮装置（接着剤あり）

2 種類の接着剤を塗布して荷重分布型伸縮装置を設置した供試体 RC.S-J-C は図－3.11(1)，(4)に示すように，130kN まで線形的に増加し，鉄筋が降伏ひずみに達した荷重は 125kN である。供試体 RC.S-B-N の 2.40 倍，供試体 RC.S-J-A の 1.51 倍，さらに直接荷重分布型伸縮装置を設置した供試体 RC.S-J-B の 1.15 倍であり，最大耐荷力比とほぼ同等な効果が得られている。よって，接着剤を塗布することで，主筋の降伏ひずみに達する荷重も大幅に向上する結果が得られた。

以上より，荷重分布型伸縮装置を設置することで既設 RC 床版に大きな応力を負担させない構造といえる。

3.6.3 荷重とたわみの関係

(1) たわみと支点からの距離の関係

伸縮装置を設置した RC はりの各計測点のたわみの関係を図－3.12 に示す。

1) RC はり供試体

RC はり供試体 RC.S-B-N の支点から計測点ごとのたわみの関係は図－3.12(1)に示すように引張鉄筋および圧縮鉄筋のみ配置した供試体であることから，荷重 20kN 増加後のたわみ増加も著しい。ひずみの関係と同様にほぼ左右対称に増加している。

2) 従来型伸縮装置

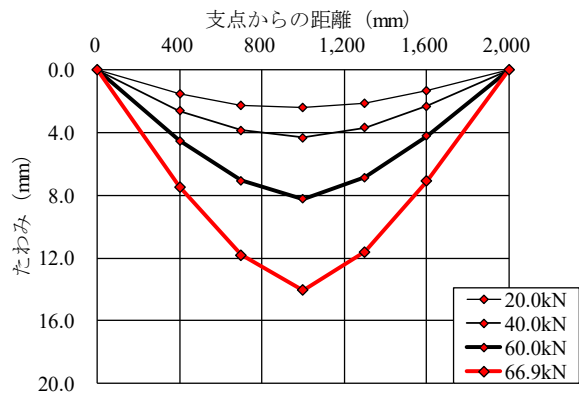
従来型伸縮装置を設置した RC はり供試体 RC.S-J-A の RC はりのたわみの関係は図－3.12(2)に示すように，供試体 RC.S-B-N に比較して，たわみの増加は小さい。これは伸縮装置そのものが荷重を支持するためである。最大耐荷力までほぼ左右対称にたわみが増加している。

3) 荷重分布型伸縮装置（接着剤なし）

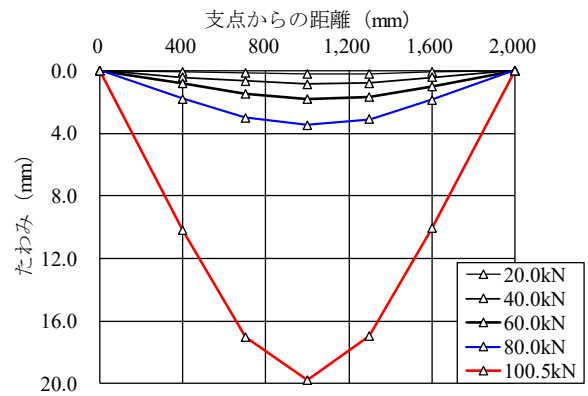
荷重分布型伸縮装置を直接設置した供試体 RC.S-J-B のたわみの関係は図－3.12(3)に示す。荷重分布鋼板を介して輪荷重が RC はり全体に分布していることから中央から左右のたわみの増加もやや大きい。荷重 100kN から全体のたわみの増加がやや大きくなるものの，最大耐荷力においてもほぼ左右対称に増加している。

4) 荷重分布型伸縮装置（接着剤あり）

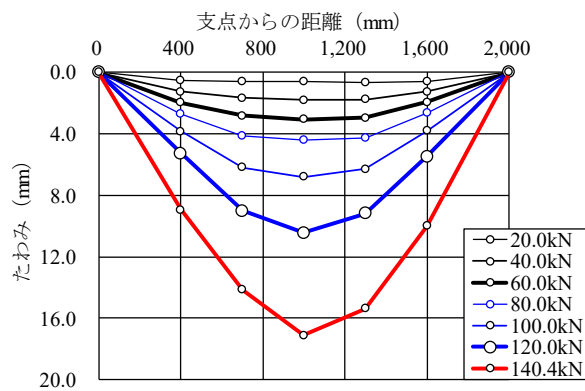
接着剤を塗布して荷重分布型伸縮装置を設置した RC はり供試体 RC.S-J-C のたわみの関係を図－3.12(4)に示す。接着剤と既設 RC はりコンクリートおよび伸縮装置の鋼材とコンクリートが接着され，荷重 140kN までは各計測点のたわみの増加は，供試体 RC-J-N と比較して小さい。最大耐荷力においては支点から 700mm の位置のたわみがやや増加が大きいほぼ左右対称である結果が得られた。



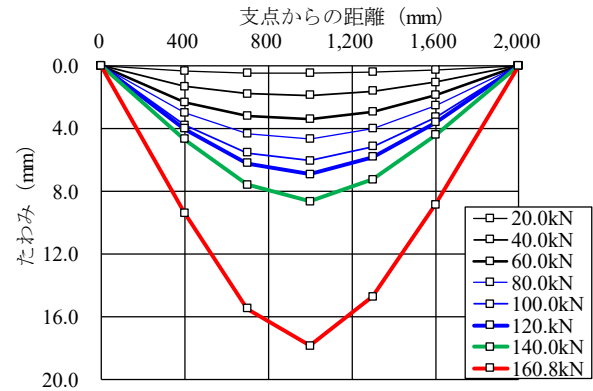
(1) RC.S-B-N



(2) RC.S-J-A



(3) RC.S-J-B



(4) RC.S-J-C

図- 3.12 たわみと支点から距離の関係

(2) 支間中央の荷重とたわみの関係

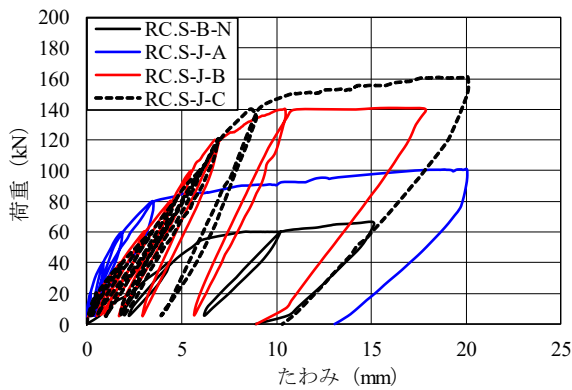
主鉄筋のたわみの計測は図- 3.6 に示す支間中央であり、荷重とたわみの関係を図- 3.13 に示す。なお、考察する上で全体のたわみの荷重の関係を図- 3.13(1), RC はり供試体 RC.S-B-N と伸縮装置を設置した RC はりのひずみと荷重の関係をそれぞれ図- 3.13(2)~(4)に示す。

1) RC はり供試体

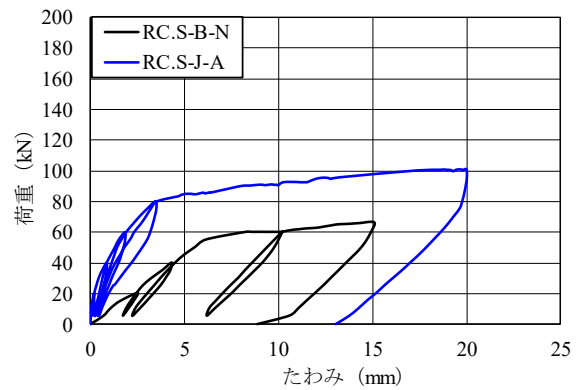
供試体 RC.S-B-N の荷重とたわみの関係は図- 3.13(1), (2)に示すように、荷重 50.3kN まで線形的に増加しており、鉄筋が降伏に至った時点のたわみは 5.6mm である。鉄筋が降伏した荷重付近よりたわみの増加が著しくなっている。最大荷重 66.9kN 時のたわみは 15.2mm である。

2) 従来型伸縮装置

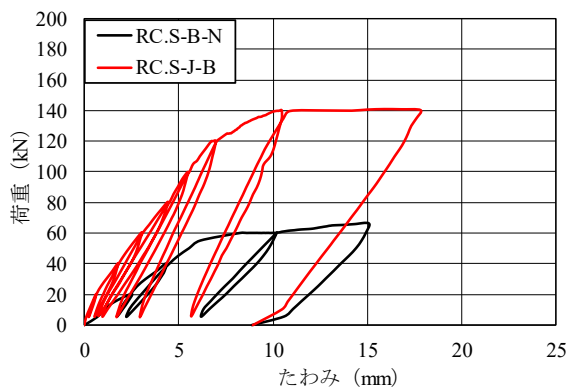
従来型伸縮装置を設置した供試体 RC.S-J-A の荷重とたわみの関係は図- 3.13(1), (3)に示すように、荷重 85.0kN 付近まで線形的に増加し、その後の荷重増加からたわみの増加が大きくなっている。鉄筋が降伏に至った荷重 83.0kN のたわみは 3.5mm である。鉄筋が降伏した後の荷重増加においてはたわみが急激に増加している。最大荷重



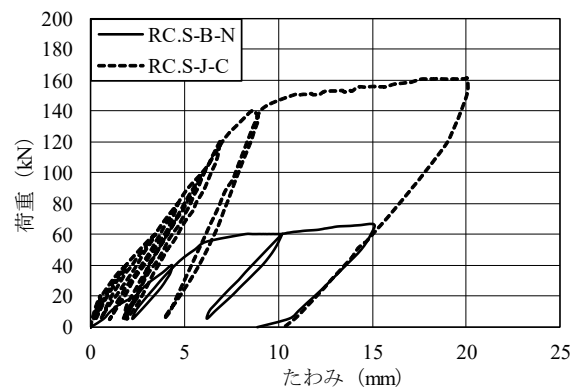
(1) 全供試体



(2) RC.S-B-N および RC.S-J-A



(3) RC.S-B-N および RC.S-J-B



(4) RC.S-B-N および RC.S-J-C

図－ 3.13 荷重とたわみの関係

100.8kN でたわみが 20.0mm である。

3) 荷重分布型伸縮装置（接着剤なし）

荷重分布型伸縮装置を設置した供試体 RC.S-J-B は図－ 3.13(1), (4)に示すように、荷重 120kN 付近までひずみと同様に線形的に増加している。鉄筋が降伏した荷重 100kN のたわみは 5.5mm である。鉄筋が降伏した後の荷重増加からたわみの増加も著しくなっている。最大荷重 140.4kN に増加後、たわみの増加が大きくなり、17.8mm で破壊となった。

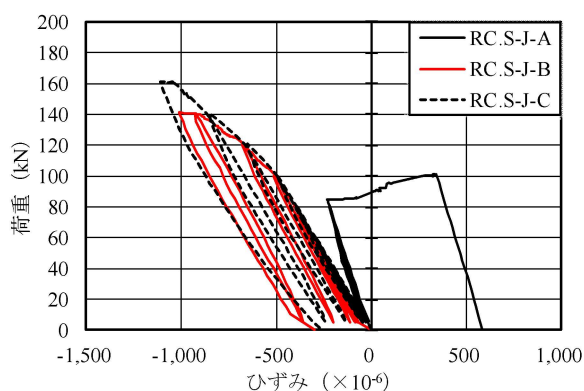
4) 荷重分布型伸縮装置（接着剤あり）

2 種類の接着剤を塗布した荷重分布型伸縮装置を設置した供試体 RC.S-J-C は図－ 3.13(1), (4)に示すように、荷重 140kN 付近までひずみと同様に線形的に増加している。鉄筋が降伏した荷重 125kN のたわみは 7.8mm である。鉄筋が降伏した後の荷重増加からたわみの増加も著しくなっている。最大荷重 160.8kN 時の最大たわみは 20.1mm である。

以上より、荷重分布型伸縮装置は荷重分布鋼板が既設 RC はりに分布荷重として作用することでたわみの増加が抑制され、耐荷力が向上する結果が得られた。

3.6.4 荷重と伸縮装置圧縮鉄筋ひずみの関係

伸縮装置の骨組みの橋軸直角方向に配置した圧縮鉄筋の荷重とひずみの関係を図－3.14 に示す。



図－ 3.14 伸縮装置の圧縮鉄筋の荷重とひずみの関係

(1) 従来型伸縮装置

従来型伸縮装置を設置した供試体 RC.S-J-A は図－ 3.14 に示すように荷重 85kN までは圧縮力を受けているが、その後の荷重 90kN 増加以降から引張応力を受け、最大荷重 105kN でのひずみは 350×10^{-6} である。

(2) 荷重分布型伸縮装置（接着剤なし）

荷重分布型伸縮装置を設置した供試体 RC.S-J-B の圧縮鉄筋のひずみの増加傾向は荷重の増加に伴って圧縮応力を分担している。最大荷重 140.4kN 時のひずみは $-1,010 \times 10^{-6}$ である。

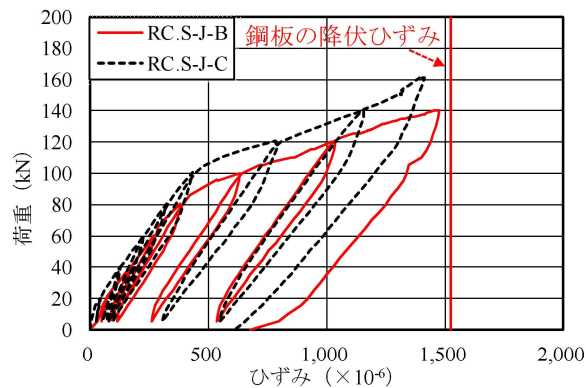
(3) 荷重分布型伸縮装置（接着剤あり）

2 種類の接着剤を塗布して荷重分布型伸縮装置を設置した供試体 RC.S-J-C の圧縮鉄筋のひずみは供試体 RC.S-J-B の増加傾向と同様であり、破壊時まで圧縮応力を分担している。最大荷重 160.8kN でのひずみは $-1,100 \times 10^{-6}$ である。

以上より、従来型伸縮装置の圧縮鉄筋は引張応力となり、荷重分布型伸縮装置を設置した両供試体は破壊時まで圧縮応力を分担している。

3.6.5 荷重と荷重分布鋼板ひずみの関係

荷重分布型伸縮装置の荷重分布鋼板の中央の引張側の荷重とひずみの関係を図－ 3.15 に示す。荷重分布鋼板の降伏ひずみは表－ 3.1 に示した一般鋼板 SS400 の降伏強度より、 $1,525 \times 10^{-6}$ ($305/200,000 \text{N/mm}^2$) であり、図－ 3.15 に併記した。



図－ 3.15 荷重と鋼板ひずみの関係

(1) 荷重分布型伸縮装置（接着剤なし）

供試体 RC.S-J-B の荷重分布鋼板下面の荷重とひずみの関係は図－ 3.15 に示すように、荷重 83kN まで線形的に増加し、その後荷重増加によりひずみの増加が大きくなるものの最大荷重に達した時点のひずみは $1,420 \times 10^{-6}$ であり、降伏に至っていない。

(2) 荷重分布型伸縮装置（接着剤あり）

2 種類の接着剤を塗布した供試体 RC.S-J-C の荷重分布鋼板下面の荷重とひずみの関係は、荷重 105kN まで線形的に増加し、その後の荷重増加からひずみの増加がやや大きくなっている。最大荷重時のひずみは $1,410 \times 10^{-6}$ であり、降伏に至っていない。

以上より、厚さ 9mm、幅 200mm、長さ 2,200mm の荷重分布鋼板が曲げ引張応力を分担していることが確認できる。

3.6.6 破壊状況

(1) 破壊時のひび割れ状況

破壊状況は供試体の裏面および切断面のひび割れ状況を診断する。破壊時のひび割れ状況は RC はりの裏面と内部の損傷状況を確認するために供試体を切断し、内部の損傷状況を診断する。

本実験においては荷重分布鋼板が引張応力を受けることから破壊時では RC はり荷重分布鋼板との界面がはく離することが懸念される。そこで、従来型伸縮装置および荷重分布型伸縮装置を設置した 3 体の試験体について切断する。伸縮装置を設置した供試体の切断位置および切断状況を図－ 3.16 に示す。また、破壊時の供試体側面および軸方向切断面のひび割れ状況を図－ 3.17 に示す。

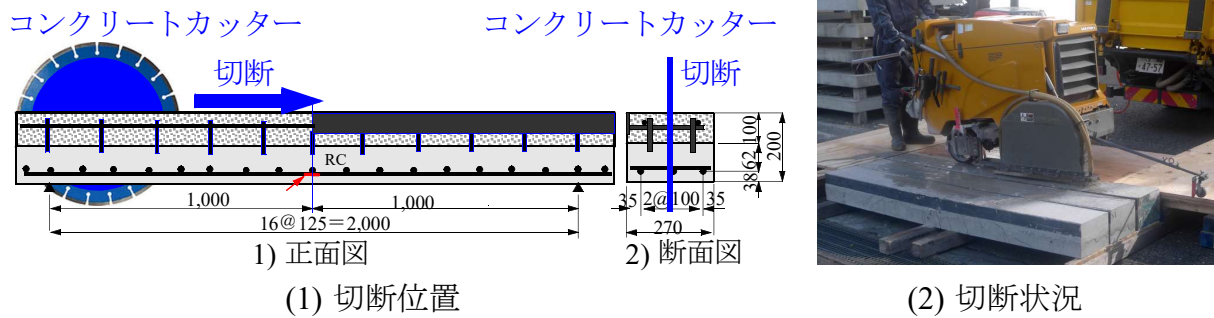


図- 3.16 伸縮装置を設置した RC はりの切断位置および切断状況

1) RC はり供試体

供試体 RC.S-B-N のひび割れ状況は図- 3.17(1)に示すように幅 500mm の荷重載荷板下面に集中して発生している。荷重載荷板端部から支点を結ぶ線内に発生している。ひび割れ間隔は軸直角方向に配置した配力筋間隔で発生している。

2) 従来型伸縮装置

供試体 RC.S-J-A の側面（裏）の破壊状況を図- 3.17(2), 1)に示す。初期ひび割れは、荷重 20kN 載荷時に曲げ領域に下面から発生し、その後の荷重の増加に伴いひび割れは上縁に進展し、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が発生し進展している。次に、切断面は図- 3.17(2), 2)に示すように伸縮装置のアンカー筋とほぼ同位置でひび割れが発生しており、荷重載荷板の範囲に集中している。伸縮装置の断面は図- 3.17(2), 3)に示すように伸縮装置の鉄筋位置までひび割れが進展しているが、装置の曲げ抵抗によるものと考ええる。破壊は曲げ破壊である。

3) 荷重分布型伸縮装置（接着剤なし）

供試体 RC.S-J-B の側面（裏）の破壊状況を図- 3.17(3), 1)に示す。荷重 40kN 載荷時において、曲げ領域内の下面から初期ひび割れは発生している。また、荷重 80kN 載荷付近からせん断領域 ($a/d = 2.5$, a : 支間からの距離, d : 有効高) にひび割れが発生し進展するものの、荷重分布鋼板が設置されている上面より 80mm 付近を境にひび割れの進展が抑制されている。その後の荷重増加に伴い、荷重 120kN 付近からひび割れが上縁に進展した。また切断面の破壊状況は図- 3.17(3), 2)に示すように、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いるが荷重分布鋼板の効果により荷重が分散されたことで支点間内は比較的均等にひび割れが発生している。伸縮装置の断面は図- 3.17(3), 3)に示すように伸縮装置の荷重分布鋼板の位置までひび割れが進展するものの上縁には達していない。これは装置の荷重分布鋼板の曲げ抵抗によるものと考ええる。破壊は曲げ破壊である。

4) 荷重分布型伸縮装置（接着剤あり）

供試体 RC.S-J-C の破壊状況を図- 3.17(4), 1)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

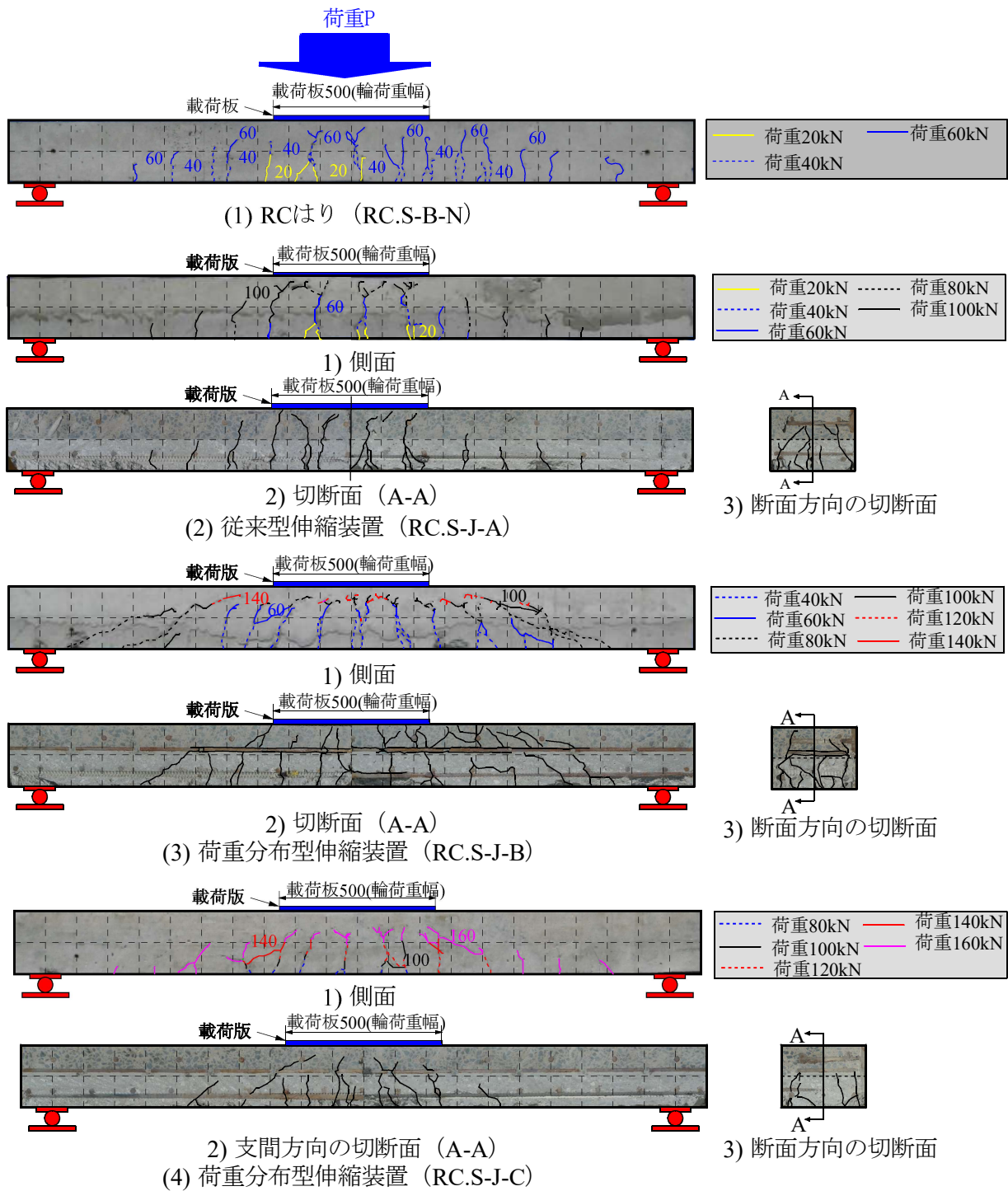


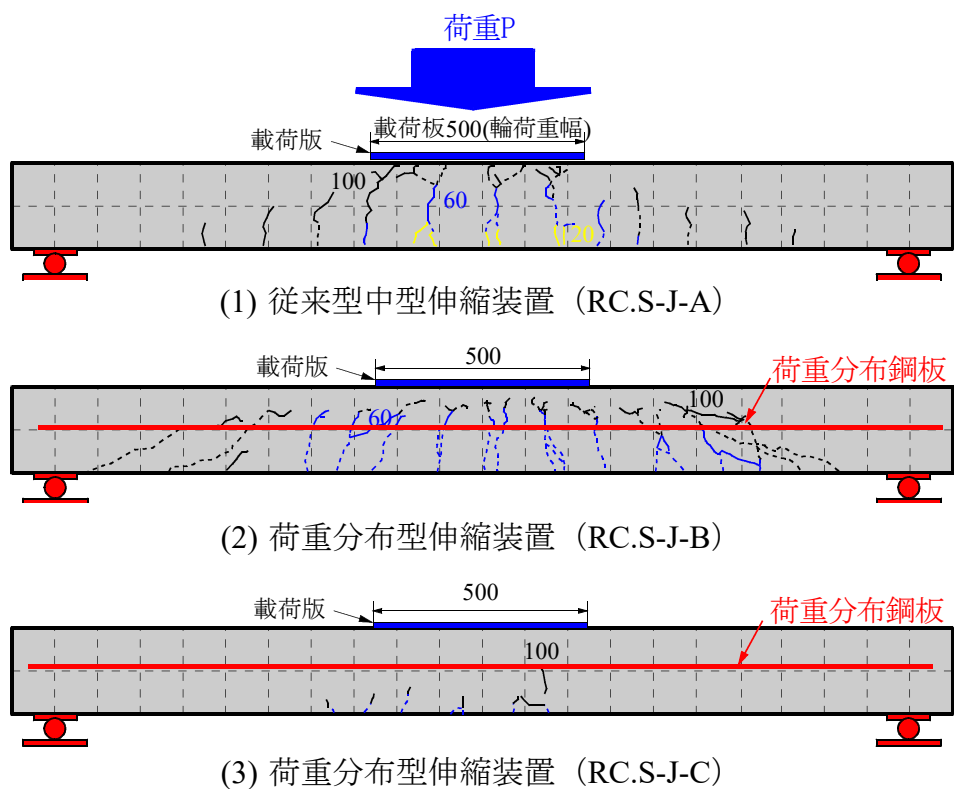
図- 3.17 側面のひび割れ状況

重 140kN まではひび割れの大きな進展は見られない。また、断面の破壊状況は図- 3.17(4), 2), 3)に示すように、ひび割れは供試体 RC.S-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ものの、接着剤の効果によって進展は大きく抑制されている。断面のひび割れ状況において荷重分布鋼板でひび割れの進展が抑制さ

れている。また、流動性モルタル部のはく離に起因したひび割れも見られない。本実験では最大たわみを 20mm とし て 載 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。

(2) 荷重 100kN までのひび割れ状況

従来型伸縮装置を設置した RC はりの荷重 100kN 時のひび割れ状況を基準に荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりの荷重 100kN までのひび割れ状況を図－ 3.18 に示す。なお、従来型伸縮装置を設置した供試体 RC.S-J-A のひび割れ状況は図－ 3.17(2), 1) である。



図－ 3.18 荷重 100kN までのひび割れ状況

1) 荷重分布型伸縮装置 (接着剤なし)

荷重分布型伸縮装置を設置した接着剤なしの供試体 RC.S-J-B の荷重 100kN までのひび割れ状況は図－ 3.18(2)に示すように、輪荷重が荷重分布鋼板を介して荷重 40kN で広範囲に渡ってひび割れが分散している。荷重 60kN 載荷以降から側面にひび割れが発生している。従来型伸縮装置を設置した RC はりは荷重 100kN で上縁まで達しているが、荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりは伸縮装置の圧縮鉄筋付近までしか発生してない。よって、既設 RC 床版には大きな損傷を与えにくい装置である。

2) 荷重分布型伸縮装置（接着剤あり）

2種類の接着剤を用いて設置したRCはりには、図-3.18(3)に示すように、荷重100kNまでは荷重分布鋼板下面に僅かに発生している。よって、設置においては2種類の接着剤を塗布することで、既設RCはりコンクリートと流動性モルタルが接着され、さらに鋼材と超速硬コンクリートが接着され、全体的な耐荷力向上に繋がったものと考えられる。よって、実橋の施工においては2種類の接着剤を用いることを推奨する。

3.7 建研式引張試験による引張接着強度

3.7.1 建研式引張試験

建研式引張試験は、破壊した供試体RC.S-J-BおよびRC.S-J-Cの荷重分布鋼板と流動性モルタルおよびRCはりコンクリートとの界面の引張接着強度を検証する。ここで、検証位置を図-3.19に示す。

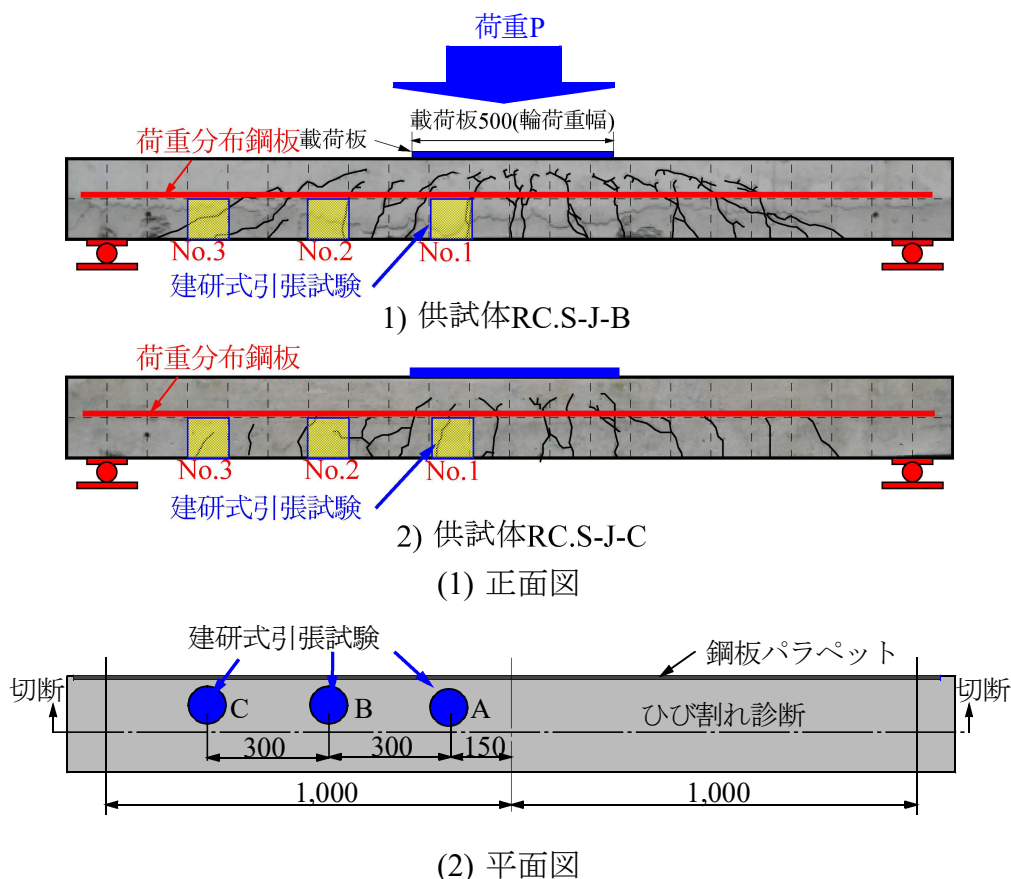


図-3.19 建研式引張試験の位置

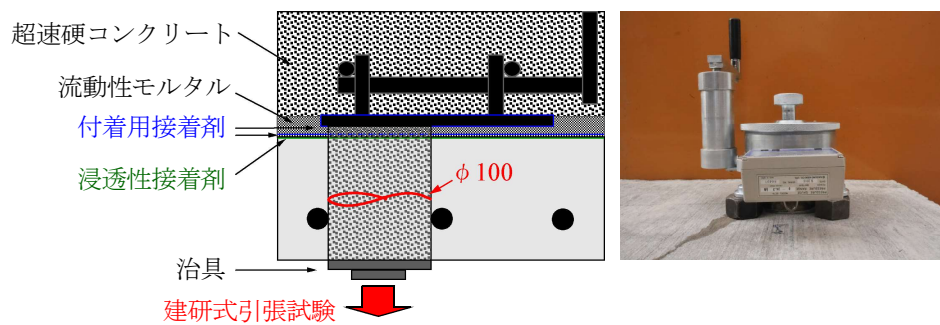
建研式引張試験の位置は図-3.19に示すように載荷版直下，載荷位置から45度範囲内，支点付近とし供試体中央からそれぞれ150mm，450mm，750mmの位置とする。

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。

試験方法の概略図を図－ 3.20 に示す。RC はり供試体の下面からコアドリルを用いて $\phi 100\text{mm}$ 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を圧着し養生する。接着剤が硬化したのちに、載荷速度 $1.0\text{N/mm}^2/\text{sec}$ 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(3.1)として与えられる。

$$f_t = P/A \quad (3.1)$$

ここに、 f_t : 引張接着強度 (N/mm^2)、 P : 最大荷重, (N)、 A : コアの断面積 (mm^2)



(1) 試験方法の概略

(2) 試験装置

図－ 3.20 建研式引張試験の位置

3.7.2 試験結果

(1) 建研式引張試験による引張接着強度

建研式引張試験による引張接着強度を表－ 3.8 に示す。

表－ 3.8 静荷重実験後の引張接着強度

供試体		中央からの距離 (mm)	直径 (mm)	接着面積 (mm^2)	接着荷重 (kN)	引張接着強度 (N/mm^2)	破断位置
RC.S-J-B	No.1	150	99.0	7,698	0.0	0.00	鋼板界面
	No.2	450	99.0	7,698	0.5	0.06	鋼板界面
	No.3	750	99.0	7,698	7.6	0.98	鋼板界面
RC.S-J-C	No.1	150	99.0	7,698	10.3	1.34	流動性モルタル層
	No.2	450	99.0	7,698	12.3	1.60	コンクリート層
	No.3	750	99.0	7,698	13.3	1.73	コンクリート層

1) 荷重分布型伸縮装置（接着剤なし）

供試体 RC.S-J-B における No.1 ～ No.3 の引張接着強度はそれぞれ 0.00N/mm^2 , 0.06N/mm^2 , 0.98N/mm^2 であり全ての採取位置において接着強度 1.00N/mm^2 を下回っている。

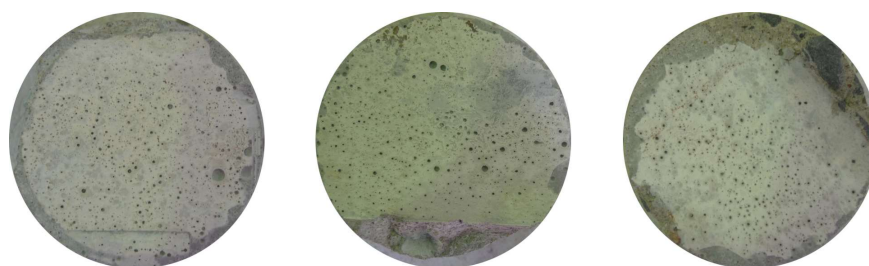
2) 荷重分布型伸縮装置（接着剤あり）

供試体 RC.S-J-C における No.1 の引張接着強度は 1.34N/mm^2 であり、SFRC 舗装マニユアル^{3.15}の引張接着強度の良否の目安である、 1.00N/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 1.34N/mm^2 , 1.34N/mm^2 であり十分な付着強度が確認されている。破断面については99%以上が母材コンクリートであり、No.1 と同様に十分な接着強度が確認された。

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破壊時においても十分な接着強度が確認された。

(2) 建研式引張試験における破壊状況

建研式引張試験における破壊面の状況を写真－ 3.11 に示す。



1) No.1

2) No.2

3) No.3

(1) 荷重分布型伸縮装置（接着剤なし） RC.S-J-B



青色：付着用接着剤

1) No.1

2) No.2

3) No.3

(2) 荷重分布型伸縮装置（接着剤あり） RC.S-J-C

写真－ 3.11 静荷重実験後の建研式引張試験による破断状況

1) 荷重分布型伸縮装置（接着剤なし）

接着剤を用いない荷重分布型伸縮装置を設置した供試体 RC.S-J-B は、No.1 は界面ではなく離している。No.2, No.3 の引張接着強度は計測されているもの破壊面は完全にはく離している。よって、設置の縦筋の影響のみで曲げ引張に抵抗しているものと考えられる。

2) 荷重分布型伸縮装置（接着剤あり）

伸縮装置の設置において既設 RC 床版コンクリート界面に浸透性接着剤と付着用接着剤を塗布した供試体 RC.S-J-C は、No.1 は界面付近で破壊している。青の部分は付着用接着剤である。No.2, No.3 は破断面が流動性モルタルの位置であり、接着剤の効果によりはく離はみられない。

以上より、接着剤を用いて設置することで、界面の付着強度が向上し、耐荷力性能の向上に繋がるものとする。なお、実橋に用いる場合は鋼板をショットブラストで処理するとともに、セメント系材料との接着性も得られる防錆剤を塗布する。

3.8 まとめ

第3章では、荷重支持型伸縮装置を対象として、モデル化した従来型伸縮装置、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) 静荷重実験による最大耐荷力の検証においては、基準 RC はりの耐荷力に対して、従来型伸縮装置を設置した RC はりは 1.50 倍の耐荷力が向上した。また、荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりの耐荷力は 2.10 倍、2 種類の接着剤を塗布して荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりは 2.40 倍の耐荷力が得られており、大幅に向上した。よって、伸縮装置の設置面に荷重分布鋼板を設けることで耐荷力性能が向上する結果となった。なお、実施工においては2種類の接着剤を塗布することを推奨する。
- (2) 主鉄筋の荷重とひずみの関係より、既設 RC はりの主鉄筋が降伏した荷重に対して、従来型および荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりの降伏した荷重は、それぞれ 1.59 倍、1.92 倍であり、同一条件の場合、荷重分布型伸縮装置を設置することで既設 RC はりに大きな負担を与えない結果となった。また、荷重分布型伸縮装置に2種類の接着剤を用いた場合には、更なる耐荷力の向上が図れる。さらに荷重とたわみの関係においても、従来型伸縮装置に比して荷重分布型伸縮装置を設置することで、RC はり上に荷重が分布されることから、たわみの増加が抑制され、既設 RC 床版コンクリートにおいては負担が軽減される構造であるとする。
- (3) 従来型伸縮装置を設置した RC はりは荷重載荷板下面にひび割れが発生し、その

間隔は縦筋の位置である。これに対して荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりは載荷板から分布される荷重をさらに荷重分布鋼板を介して RC はり作用することからひび割れが広範囲に分布し、進展も抑制されている。従来型伸縮装置が破壊した荷重におけるひび割れ発生状況は、接着剤を用いない供試体は圧縮鉄筋位置、接着剤を塗布した供試体は荷重分布鋼板下面でひび割れの発生が止まっている。

- (4) 荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりの設置面について建研式引張試験を行った結果、接着剤を塗布しない供試体は荷重分布鋼板面で付着切れのため引張接着強度は得られず、破壊は荷重分布鋼板界面である。一方、接着剤を塗布した供試体は破壊時まで一体性が保たれており、 $1.3 \sim 1.7\text{N/mm}^2$ の引張接着強度が得られた。破壊は流動性モルタル層で破壊している。よって、2 種類の接着効果を用いることで界面の付着力は破壊時まで一体性が得られている。

第3章 参考文献

- 3.1) 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, 1987.11
- 3.2) 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, 1989.3
- 3.3) 関口幹夫, 橋原正周, 堀川都志雄：シームレスジョイント付き RC 床版の輪荷重走行疲労実験, 構造工学論文集 Vol.56A, pp.1326-1337, 2011.3
- 3.4) 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, 1985.12
- 3.5) 阿部忠：道路橋床版の健全性評価と長寿命化対策, 建設図書, 2021.9
- 3.6) 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, 2006.1
- 3.7) 国土交通省：橋梁定期点検要領, 2014, 2019.
- 3.8) 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.
- 3.9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, 1994.
- 3.10) 大野晃, 伊藤清志, 山下雄史, 阿部忠：超速硬繊維補強セメントモルタルを用いた道路橋 RC 床版の部分補修技術に関する研究, コンクリート構造物の補修・補強アップグレード論文・報告集, 第 13 巻, pp.357-264, 2013.11
- 3.11) 阿部忠, 木田哲量, 高野真希子, 小森篤也, 児玉孝喜：輪荷重走行疲労実験における RC 床版上面増厚補強法の耐疲労性の評価法, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.1270-1281, 2010.3
- 3.12) 阿部忠, 川井豊, 山下雄史, 一瀬八洋：普通セメントに低収縮型早強性混和剤を配合した SFRC 舗装による鋼床版の応力低減効果, 土木学会論文集 E1 (舗装工学), Vol.71, No.2, pp.47-62, 2015.7
- 3.13) 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材を配合させた 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・コンクリート論文集, Vol.69, No.1, pp.642-649, 2016.3
- 3.14) (一社)日本橋梁メンテナンス協会:EQM-J 工法, https://nbma.jp/method_03/
- 3.15) (独)土木研究所, (株)横河ブリッジ, (株)NIPPO, 鹿島道路(株), 大成ロテック(株)：鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究 (その 2・3・4) 報告書一 SFRC 舗装による既設鋼床版の補強に関する設計・施工マニュアル(案) 一, 共同研究報告書整理番号第 395 号, 2009.10

第4章 荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりの定点疲労実験における耐疲労性の評価

4.1 はじめに

老朽化した道路橋伸縮装置の取替工事は、既設の伸縮装置を撤去し、新たな伸縮装置が設置されている。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 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み、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。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^{4.1)}が提案された。この荷重分布型伸縮装置の特徴は、従来の伸縮装置の縦筋下面に荷重分布鋼板を設けた装置である。取り付けにおいては端部の 4 箇所と中間部をアンカーボルトとアンカー筋を打ち込み設置することから、既往の伸縮装置と比較して施工時間の短縮が図れるものと考えられる。荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりの耐荷力性能については第3章で静荷重実験を行い、評価している^{4.2)}。しかし、静荷重実験による耐荷力性能は評価されたものの、交通量の多い一般国道や地方道での設置においては、長期間の使用と設計荷重以上の衝撃を含む荷重が連続的に作用することから、定点疲労実験による耐疲労性を検証する必要があると考える。

そこで第4章では、突合わせタイプの荷重分布型伸縮装置の実用性を評価するために静荷重実験による耐荷力を基に、定点疲労実験を実施し、耐疲労性を検証した。実験に用いる供試体には、従来型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、荷重分布型伸縮装置の設置において 2 種類の接着剤を用いて設置した RC はりの 3 タイプとし、従来型伸縮装置を設置した RC はりの繰り返し回数を基に耐疲労性を評価した。

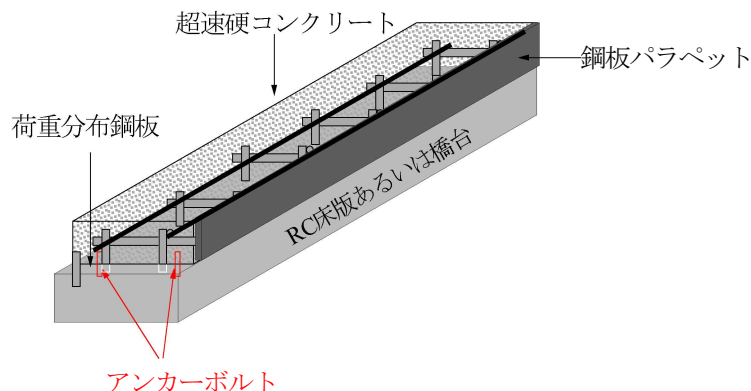
4.2 供試体概要・使用材料・供試体寸法および設置手順

4.2.1 供試体概要

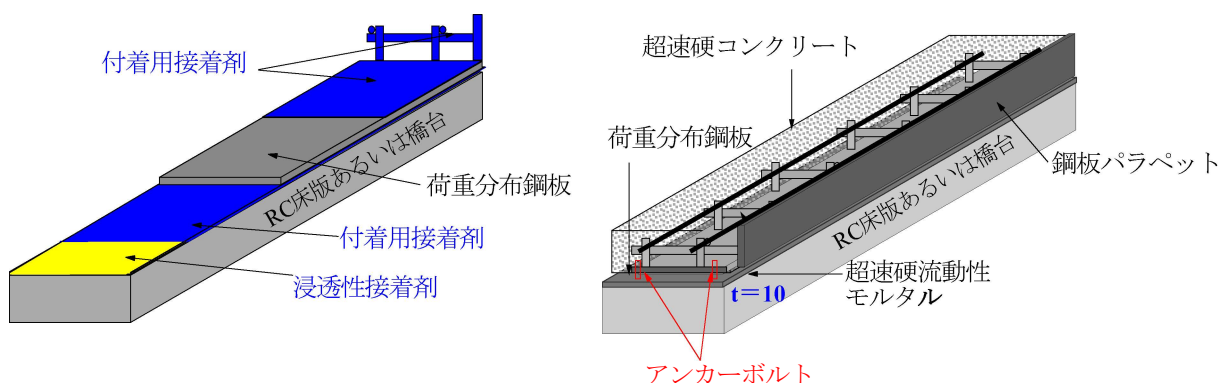
第4章で用いる供試体は第3章で用いた従来型を模擬した伸縮装置と荷重分布型伸縮装置と同様である。

従来型の伸縮装置の設置方法を図-4.1(1)に示す。伸縮装置を設置後、超速硬コンクリートを打ち込み、養生して完成となる。よって、材料は超速硬コンクリートのみである。

次に、本論文で提案する荷重分布型伸縮装置の設置手順を図-4.1(2)に示す。設置手順は RC 床版上面コンクリートを切削・研掃後、荷重分布型伸縮装置を設置する。先ず、RC はりコンクリート表面に浸透性接着剤を塗布する。次に、超速硬流動性モルタル(以下、流動性モルタルとする)との付着力を高めるために、高耐久型エポキシ



(1) 従来型伸縮装置



1) 設置状況

2) 接着剤の塗布

(2) 荷重分布型伸縮装置

図－4.1 従来型および荷重分布型伸縮装置の設置手順

系接着剤(以下、付着用接着剤)を塗布する。塗布後、超速硬コンクリートとの付着力を高めるために伸縮装置の鋼材部分にも付着用接着剤を塗布する。設置後、アンカーボルトで4角、中間部にアンカー筋を打ち込み、荷重分布型伸縮装置と溶接する。次に、伸縮装置とRC床版の隙間に流動性モルタルを充填する。その後、超速硬コンクリートを打ち込み完成となる。この設置方法を標準とする。よって、使用材料は超速硬流動性モルタル、超速硬コンクリート、浸透性接着剤、付着用接着剤である。

4.2.2 使用材料

(1) 従来型伸縮装置

従来型伸縮装置の鋼板は第3章で述べたように、鋼板パラペットの鋼材には一般鋼板(SS400)を用いる。鋼板パラペットに接合する鉄筋にはSD345、D16のジベル筋、縦筋にはSD345、D16およびD13の異形鉄筋を用いる。ここで、鋼板および鉄筋の材料特性値は、第3章においても述べたが、本章においても構造特性を評価することから再度、表－4.1に示す。なお、鉄筋の材料特性値はミルシートの結果である。

(2) 荷重分布型伸縮装置

荷重分布型伸縮装置の鋼材についても表－ 4.1 に示す材料と同様である。よって、鋼板パラペットおよび荷重分布鋼板には SS400、厚さ 9mm の一般鋼板を用いた。骨組み材であるジベル筋、縦筋、圧縮鉄筋においても SD345、D16 のジベル筋および D16、D13 の異形鉄筋を用いた。

(3) 実験 RC はり供試体の使用材料

RC はり供試体のコンクリートは第 3 章で述べたように、普通セメント 5mm 以下の砕砂および 5mm~20mm の砕石を使用した。コンクリートの設計基準強度は道路橋示方書・同解説（以下、道示とする）^{4.3)}に規定する 24N/mm^2 を目標とした配合条件である。なお、材齢 28 日でのコンクリートの圧縮強度は 36.3N/mm^2 であり、コンクリートの圧縮強度を表－ 4.2 に示す。

次に、RC はりの供試体の鉄筋も同様に第 3 章で述べたように SD345、D16 を用いる。鉄筋の材料特性値を表－ 4.2 に併記する。鉄筋はミルシートの結果であり、鉄筋の降伏強度は 360N/mm^2 、ヤング係数は 200kN/mm^2 である。

表－ 4.1 伸縮装置に用いた鋼材の材料特性値

材料		降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)
鋼製パラペット	一般鋼板SS400	305	445	200
荷重分布鋼板				
ジベル筋	D16 (SD345)	388	516	
縦筋	D16 (SD345)	401	574	
交差部軸方向筋	D13 (SD345)	389	592	

表－ 4.2 コンクリートおよび鉄筋の材料特性値

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

(4) 伸縮装置の設置に用いる材料

1) 超速硬コンクリート

従来型伸縮装置・荷重分布型伸縮装置設置後のコンクリート部分には、数日間の通行規制のもとでの設置が可能であるならば早強セメントを用いた早強コンクリートで対応は可能であるが、一般的に 8 時間程度の通行規制のもとで取替工事が実施されている。よって、設置後のコンクリートは、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^2 以上発現するコンクリートが必要となる。本供試体に用いる超速硬コンクリートの配合条件は第3章で述べたように、一般的に市販されている超速硬セメントに骨材が配合されたプレミックス材を用いる。ここで、配合条件および圧縮強度を表-4.3に示す。材齢3時間後の発現強度は 25.4N/mm^2 、24時間後では 51.9N/mm^2 である。よって、3時間後には通行規制の解除が可能となる。

表-4.3 超速硬コンクリートの配合および圧縮強度

練り上げ量 (25L)			圧縮強度	
セメント 骨材	粗骨材	水・減水剤 遅延剤	材齢 3時間	材齢 24時間
30kg	25kg	4.0kg	25.4N/mm^2	51.9N/mm^2

2) 流動性モルタル

床版の箱抜き面から荷重分布型伸縮装置下面までには市販の流動性モルタルを用いる。超速硬流動性モルタルについても第3章で述べたが、ここでも、流動性モルタルの示方配合および圧縮強度を表-4.4に示す。設置においては、8時間施工を目標とすることから材齢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^2 以上発現するコンクリートが必要となる。本実験では流動性を考慮して水分量を 4.8L で配合した。ここで、流動性モルタルの圧縮強度は材齢1時間での圧縮強度の平均は 7.7N/mm^2 、材齢3時間での圧縮強度の平均は 26.8N/mm^2 である。よって、8時間施工における発現強度は十分満足している。

表-4.4 流動性モルタルの配合条件および圧縮強度

示方配合			圧縮強度	
水材料比	練り上げ量 (約13.5L)		材齢 1時間	材齢 3時間
	プレミックス	水		
18%	25kg	4.8L	7.7N/mm^2	26.8N/mm^2

(5) 荷重分布型伸縮装置の設置に用いる接着剤

本供試体の設置には、浸透性接着剤と付着用接着剤の2種類を用いる。この接着剤についても第3章で述べたが、材料の特性値の重要性から再度述べる。

老朽化した伸縮装置の取替工事においては、ブレーカやチップなどで衝撃を与えながら伸縮装置が撤去されている。一般的な取替工事においては撤去後、直接伸縮装置

が設置されている。この場合は、不陸材料に割れや、はく離が生じる事例もある。そこで、本実験においては、施工時や損傷によるひび割れ補修材として浸透性接着剤を塗布する。また、打ち込みコンクリートとの付着力を高めるために付着用接着剤を用いる。この2種類の接着剤の特性値を表－4.5に示す。

表－4.5 2種類の接着剤の性能

項目		浸透性接着剤	付着用接着剤	備考
外観	主剤	無色液状	白色ペースト状	異物混入無し
	硬化剤	無色液状	青色液状	
混合比（主：硬）		10：3	5：1	重量比
硬化物比重		1.2	1.42	JIS K 7112
圧縮強度		104.4N/mm ²	102.9N/mm ²	JIS K 7181
圧縮弾性係数		3.172N/mm ²	3.976N/mm ²	JIS K 7181
曲げ強さ		92.8N/mm ²	41.6N/mm ²	JIS K 7171
引張せん断強さ		58.2N/mm ²	14.9N/mm ²	JIS K 6850
付着強さ		2.6N/mm ²	3.7N/mm ² 以上	JIS A 6909

1) 浸透性接着剤

浸透性接着剤は施工時に発生する 0.05mm 以上のひび割れに毛細管現象により深さ 30mm 程度まで浸透し、コンクリート表面を強固にする接着剤である^{4.4), 4.5)}。浸透性接着剤の引張付着強さは表－4.5に示すように 2.6N/mm² である。ブレーカで削った後に蛍光塗料を混入した浸透性接着剤を塗布した後の浸透状況では、骨材の表面付近のはく離に伴う 0.05mm 以下のひび割れにも浸透していることが確認できる。よって、伸縮装置の設置工事においては既設 RC 床版のひび割れ補修に必要な接着剤である。本供試体には、旧伸縮装置の撤去においてブレーカの衝撃により発生した微細なひび割れの補修として、RC はりコンクリート表面に浸透性接着剤を 0.5kg/m² 程度で塗布する。なお、ひび割れが著しい場合は 15 分程度の養生後、さらに塗布することで微細なひび割れに浸透する。

2) 付着用接着剤

付着用接着剤は、RC 床版のコンクリート上面増厚補強^{4.6)}や RC 床版の部分補修^{4.4)}にも採用され、多くの実績もある。また、鋼材との付着については鋼床版に SFRC 舗装した場合の輪荷重走行疲労試験において鋼材との接着力も評価されている^{4.7), 4.8)}。よって、本荷重分布型伸縮装置の鋼材および鉄筋にも付着用接着剤を塗布する。コンクリートとの付着強さは、直接引張試験を行った結果では表－4.5に示すように 3.7N/mm² 以上の強度を有し、それ以下の場合はコンクリートでの破壊となる。

一方、2種類の接着剤を用いた RC 床版の薄層補修法にも採用され^{4.9)}、輪荷重走行疲労実験による耐疲労性の評価も検証され、実橋でも採用された。また、伸縮装置の取

替工事における不陸修正工法としても採用されている。よって、RC はりコンクリート上面に浸透性接着剤を塗布し、15 分程度の養生を行った後、付着用接着剤を塗布し、流動性モルタルを充填する。また、荷重分布型伸縮装置の鋼板およびジベル筋、鉄筋にも付着用接着剤を塗布し、付着用接着剤を 0.9kg/m^2 を塗布することで伸縮装置とコンクリートの付着力が向上することになる。

4.2.3 供試体寸法

本実験では伸縮装置の定点疲労実験における耐疲労性の検証を行うことを目的とするが、本供試体は第3章で用いた伸縮装置を設置したRC はりと同様である。しかし、本論文の構成上 RC はりに伸縮装置を設置した供試体寸法を図－4.2 に示す。また、伸縮装置の断面寸法を図－4.3 に示す。

(1) 従来型伸縮装置

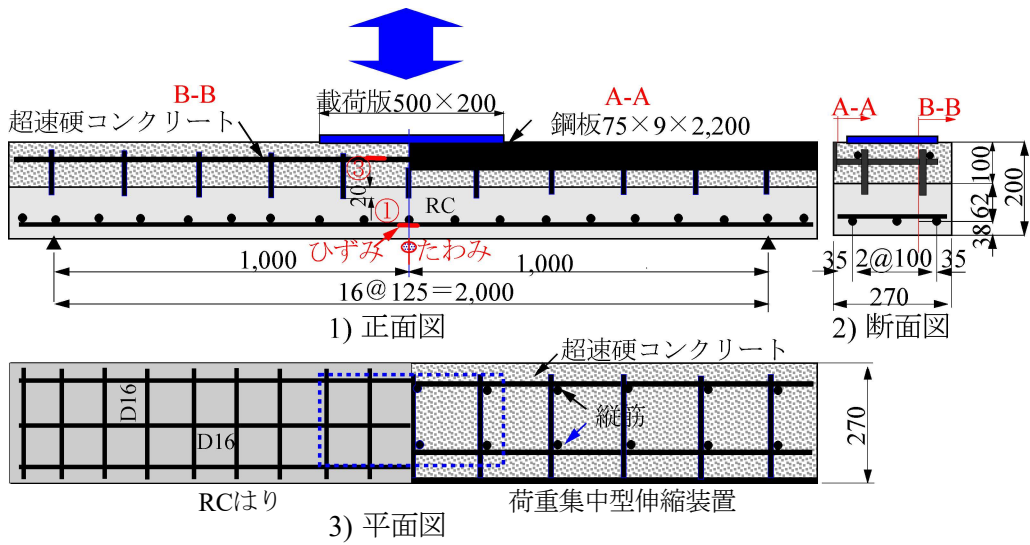
従来型伸縮装置を設置する供試体の寸法は図－4.2(1)に示すように、RC 床版を模擬し、RC はり部材の厚さを 100mm とする。鉄筋は引張側に D16 を 3 本配置する単鉄筋配置として、その上に伸縮装置を設置する。よって、設置後の高さは 200mm、幅 270mm、長さ 2,200mm の RC はりである。伸縮装置の組み立て寸法は図－4.3(1)に示す断面寸法とする。ジベル筋および縦筋の間隔は 200mm する。この RC はりの名称を RC.F-J-A (RC.Fatigue experiment load-Joint-Type A) とする。

(2) 荷重分布型伸縮装置（接着剤なし）

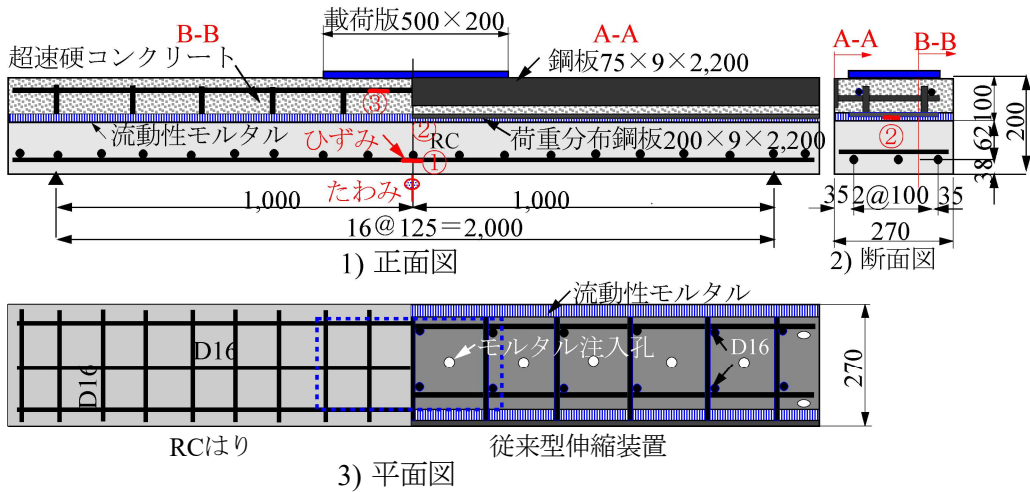
荷重分布型伸縮装置を設置した供試体の寸法を図－4.2(2)に示す。RC はりの寸法は従来型伸縮装置を設置する RC はりと同様である。よって、設置後の高さは 200mm、幅 270mm、長さ 2,200mm である。また、鉄筋配置も同様である。断面寸法は図－4.3(2)に示すように、荷重分布型伸縮装置は、厚さ 10mm 荷重分布鋼板に縦筋 D16 を 200mm 間隔、鋼板パラペットの側面に D16 のジベル筋を 200mm 間隔で溶接し、荷重分布鋼板の縦筋と溶接した。最後に、圧縮鉄筋として橋軸直角方向に鉄筋 D13 を溶接した骨組み構造とした。荷重分布型伸縮装置の設置は、装置の両端側に、設置固定用のアンカーボルトを端部 4 点で固定して既設 RC はりに設置した。直接設置したことから接着剤なしとし、この供試体名称を RC.F-J-B (RC.Fatigue experiment load-Joint-Type B) とする。

(3) 荷重分布型伸縮装置（接着剤あり）

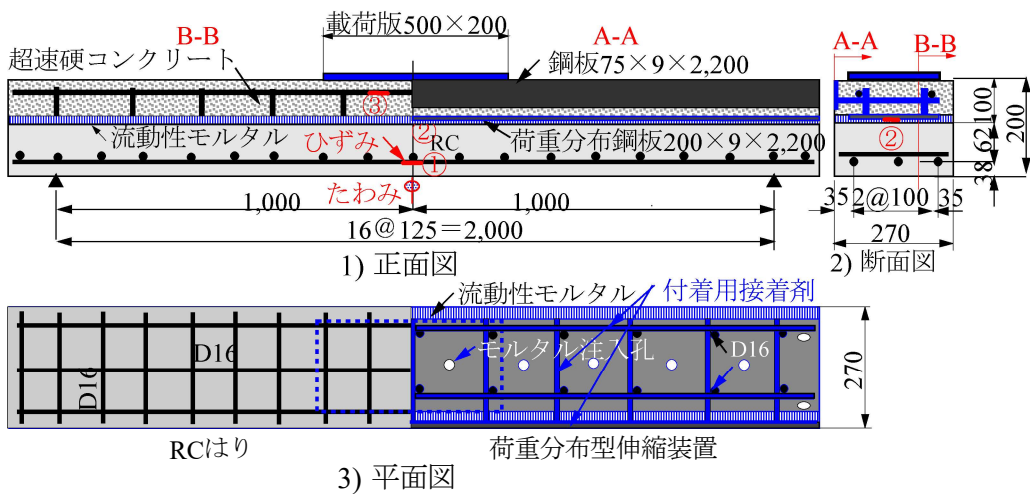
接着剤を用いて荷重分布型伸縮装置を設置する供試体の寸法は、図－4.2(2)と同様である。設置においては RC 床版コンクリート上面にひび割れ補修用の浸透性接着剤と打継ぎコンクリートとの付着用接着剤、伸縮装置に付着用接着剤を塗布して設置する(図－4.2(3))。接着剤を用いたことから接着剤ありとし、供試体名称を RC.F-J-C (RC.Fatigue experiment load-Joint-Type C) とする。断面寸法は図－4.3(3)に示すように、図－4.3(2)に示す荷重分布型伸縮装置と同様である。



(1) 従来型伸縮装置を設置する RC はり (RC.F-J-A)

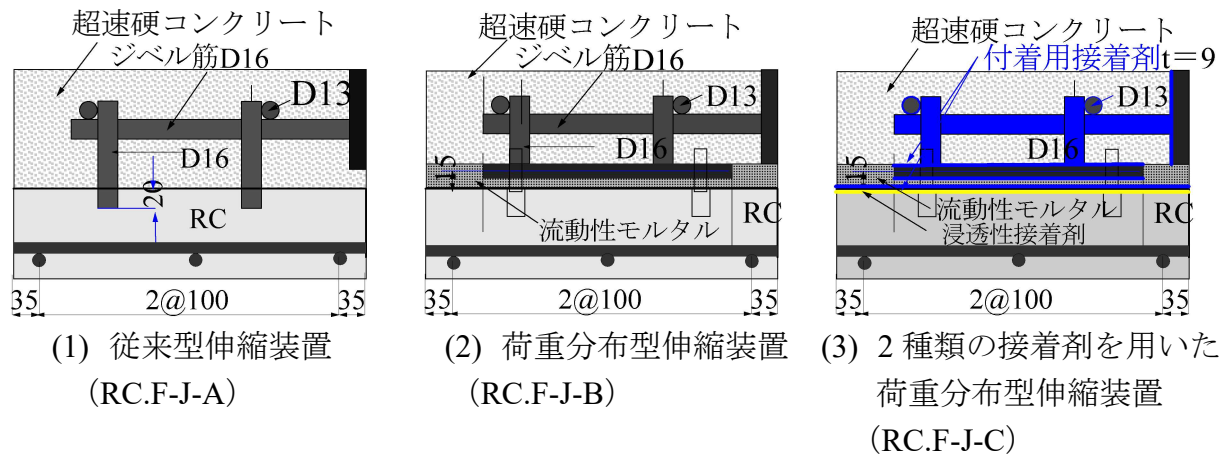


(2) 荷重分布型伸縮装置を設置する RC はり (RC.F-J-B)



(3) 荷重分布型伸縮装置を設置する RC はり (RC.F-J-C)

図-4.2 RC はりおよび伸縮装置を設置した供試体寸法



図－4.3 伸縮装置を設置する供試体断面寸法

4.2.4 設置手順

供試体の施工手順は第3章で述べた施工法と同様である。

(1) 従来型伸縮装置

従来型伸縮装置の設置方法は第3章で述べたように、型枠にRCはりを設置し、従来型伸縮装置を設置する。その後、超速硬コンクリートを打ち込み、バイブレーターで締め固めして、表面仕上げして養生する。

(2) 荷重分布型伸縮装置

荷重分布型伸縮装置を型枠に仮設置し、荷重分布鋼板の4角の孔の位置にアンカーボルト用の孔を穿孔する。その後、荷重分布型伸縮装置を設置し、荷重分布鋼板4角を10mmの隙間を確保し、ボルトで固定する。設置が終了すると同時に流動性モルタルを練混ぜし、荷重分布鋼板に設けたφ30mmの孔に円錐形の漏斗を設置し、流動性モルタルを流し込み、ハンマーで衝撃を与えながら順次充填する。

次に、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、バイブレーターで締め固めした後、表面仕上げして、養生する。

(3) 接着剤を塗布した荷重分布型伸縮装置

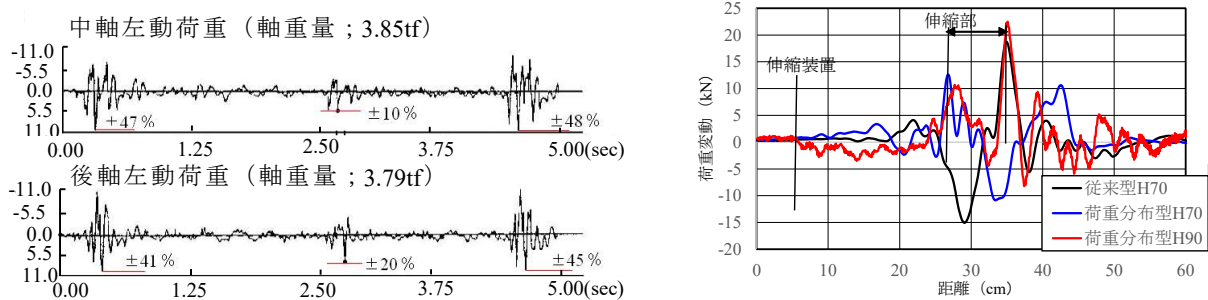
接着剤を塗布した荷重分布型伸縮装置の設置の手順は型枠にRCはりを設置した後、伸縮装置の4角にアンカーボルトを打ち込み、コンクリート表面に浸透性接着剤を0.5kg/m²塗布する。併せて荷重分布鋼板の底面に付着用接着剤を塗布し、装置を設置する。次に、鋼板上面および側面にも付着用接着剤を0.9kg/m²塗布する。その後、流動性モルタルおよび超速硬コンクリートの打ち込みを速やかに行う。以下は、荷重分布型伸縮装置と同様である。

4.3 定点疲労実験^{4.10), 4.11)}

4.3.1 試験方法

(1) 実験概要

第1章および第3章で述べたように、大型自動車が段差を有する伸縮装置部を走行する際には荷重変動および衝撃力が作用する。ここで、土木研究所^{4.12)}が、タンデム式のダンプトラックを用いて、段差20mmを通過する際に発生する荷重変動を図-4.4に示す。橋梁は支間45mの合成桁橋に20mmの段差を設け、実験車両が通過する時に発生する中軸・後軸の荷重変動である。図-4.4(1)に示すように荷重分担は中軸左動荷重が $\pm 47\%$ 、後軸左動荷重が $\pm 41\%$ 、出口付近でもそれぞれ $\pm 48\%$ 、 $\pm 45\%$ 生じている。一方、阿部ら^{4.13), 4.14)}は、RC床版に荷重分布型伸縮装置を設置して、超速硬コンクリートを打ち込んだRC床版上を輪荷重が走行した場合の荷重変動を図-4.4(2)として与えている。これによると、伸縮部を通過する際に発生する荷重変動は $\pm 22\%$ 程度発生している。よって、定点疲労実験における荷重振幅を考慮した実験が必要となる。



(1) 橋面全面の荷重変動^{4.12)}

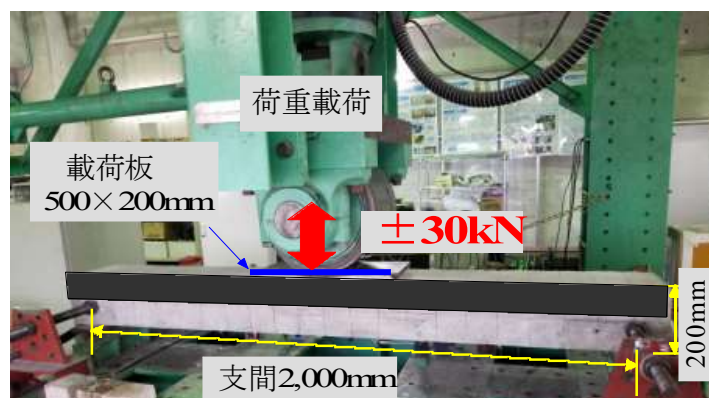
(2) 伸縮装置上の荷重変動^{4.13), 4.14)}

図-4.4 伸縮装置を通過する際に発生する大型車輛の荷重変動^{4.12)~4.14)}

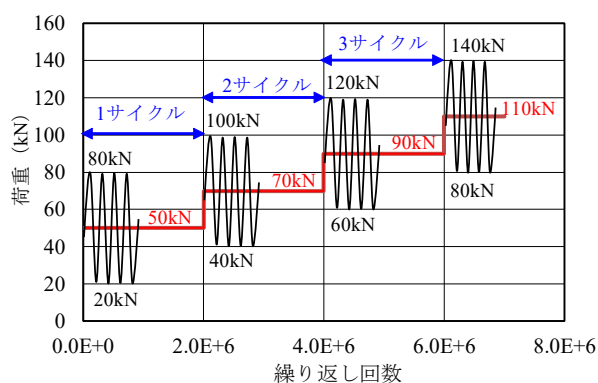
(2) 定点疲労実験方法

定点疲労実験は輪荷重走行試験機を用いて、伸縮装置を設置したRCはりの中央に輪荷重を停止し、写真-4.1に示す実橋および阿部ら^{4.15)}の実験による荷重変動を元に基準荷重に対して $\pm 30\text{kN}$ 、振動数は2Hzの正弦荷重で実験を行うこととする。ここで、実験状況を写真-4.1に示す。

定点疲労実験方法は写真-4.1に示すように伸縮装置を設置したRCはり中央に、道示に基づいて輪荷重設置面 $500\text{mm} \times 200\text{mm}$ の載荷板を設置し、定点疲労実験を実施する。ここで、荷重条件を図-4.5に示す。本実験の基準荷重は第3章に示した供試体RC.S-J-Aの静荷重実験における最大耐荷力の50%、すなわち 50kN とする。本実験に用いたRCはり(図-4.2)は支間2.0mのRC床版を道示に基づいて設計した場合の寸法および鉄筋量に近似している。このRC床版に衝撃係数を含むB活荷重を考



写真－ 4.1 定点疲労実験状況

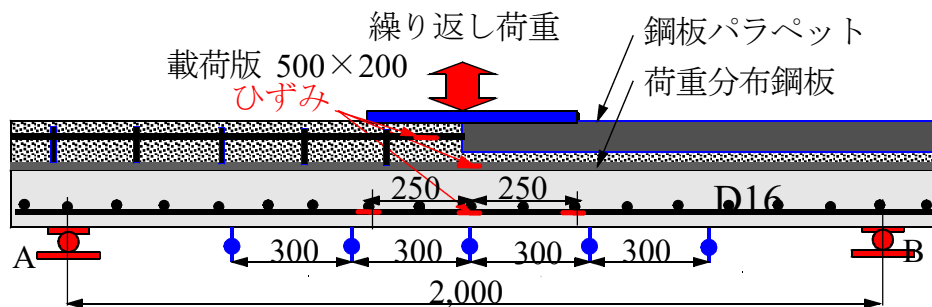


図－ 4.5 定点疲労実験における荷重条件

慮すると 150kN であり、約 1/3 程度の荷重でもある。また、荷重振幅は輪荷重が伸縮装置を通過した際に発生する荷重変動を想定して $\pm 30\text{kN}$ とする(図－ 4.5)^{4.16), 4.17)}。よって、基準荷重が 50kN の場合、最大荷重 80kN、最小荷重 20kN の正弦波形による片振り荷重とし、振動数は 2Hz の正弦波形による荷重変動とする。基準荷重ごとの繰り返し回数 200,000 回を 1 サイクルとする。実験では 1 サイクルごとに基準荷重を 20kN 増加させ、供試体が破壊するまで荷重増加と繰り返しを行う。

4.3.2 計測位置

計測位置を図－ 4.6 に示す。各計測点のたわみは図－ 4.6 に示すように、中央および中央から 300mm の位置の計 5 点とする。また、既設 RC はりの中央の主鉄筋ひずみを計測する。伸縮装置においては圧縮鉄筋および供試体 RC.F-J-B, RC.F-J-C は荷重分布鋼板のひずみを計測する。



図－ 4.6 定点疲労実験および計測位置

4.4 結果および考察

4.4.1 等価繰り返し回数

定点疲労実験において各供試体の破壊に至るまでの実験繰り返し回数を表－ 4.6 に示す。

表－ 4.6 定点疲労実験における繰り返し回数

供試体	実験繰り返し回数				合計 (回)
	基準荷重 50kN±30kN (回)	基準荷重 70kN±30kN (回)	基準荷重 90kN±30kN (回)	基準荷重 110kN±30kN (回)	
RC.F-J-A	12,500	—	—	—	12,500
RC.F-J-B	200,000	200,000	8,566	—	408,566
RC.F-J-C	200,000	200,000	200,000	400	600,400

(1) 従来型伸縮装置

従来型伸縮装置を設置した RC はり供試体 RC.F-J-A は、基準荷重 50kN で振幅 ±30kN の荷重で、繰り返し回数は 12,500 回で曲げ破壊となった。破壊時の上限荷重は静的耐荷力の 80%である。

(2) 荷重分布型伸縮装置（接着剤なし）

荷重分布型伸縮装置を設置した RC はり供試体 RC.F-J-B は、荷重 50kN で振幅 ±30kN の荷重で繰り返し回数 200,000 回（以下、荷重 50kN で 1 サイクル）、同様に基準荷重 70kN、90kN で ±30kN の荷重繰り返し回数 200,000 回においても、荷重 70kN、90kN、それぞれ 1 サイクルとする。荷重 70kN で 1 サイクル、荷重 90kN で数 8,566 回（以下、累積繰り返し回数 408,566 回とする）で曲げ破壊となった。供試体 RC.F-J-A の 32.6 倍である。破壊時の上限荷重は静荷耐荷力の 85%である。

(3) 荷重分布型伸縮装置（接着剤あり）

2 種類の接着剤を塗布して荷重分布型伸縮装置を設置した RC はり供試体 RC.F-J-C

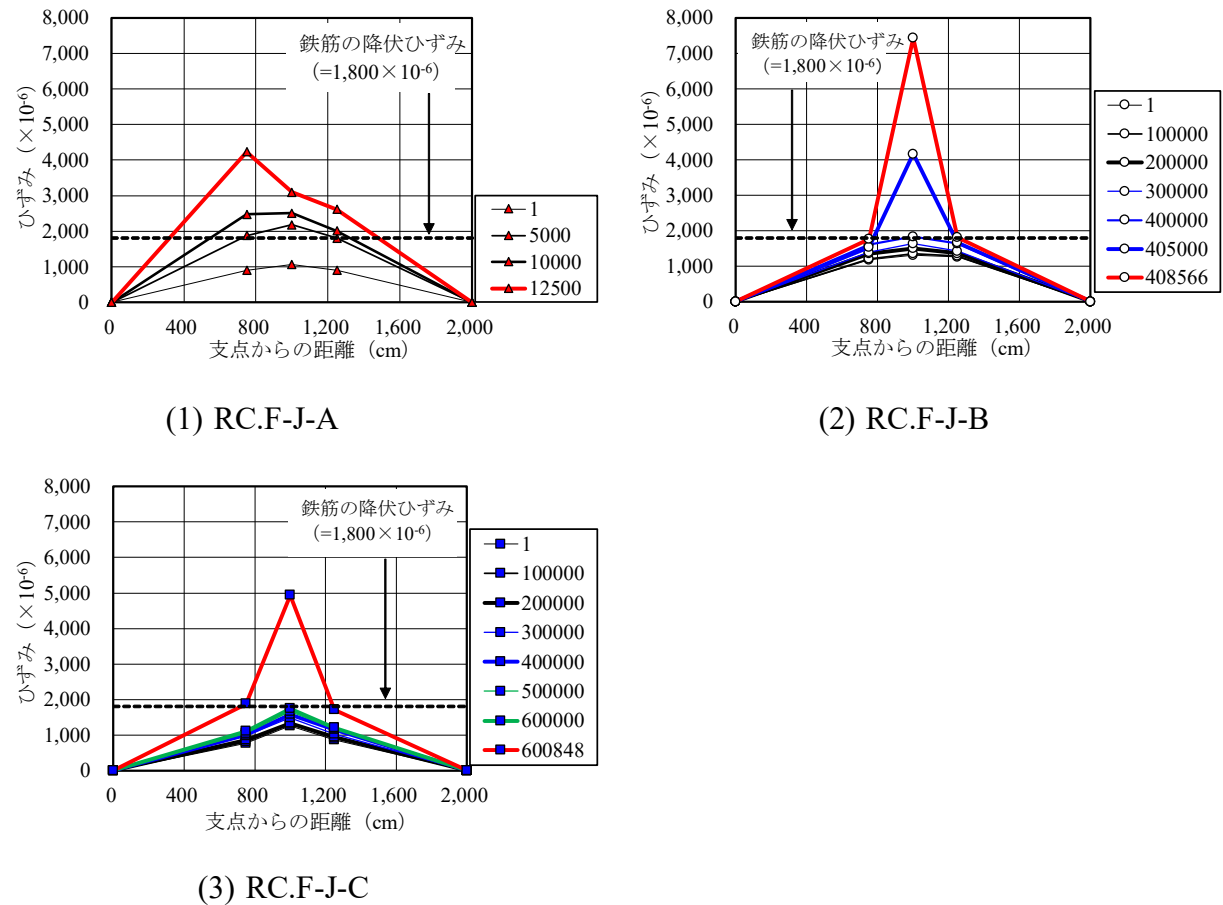
は、荷重 50kN, 70kN, 90kN でそれぞれ 1 サイクル、荷重 110kN で繰り返し回数 400 回（以下、累積繰り返し回数 600,400 回とする）で曲げ破壊となった。よって、コンクリート上面に 2 種類の接着剤の塗布と伸縮装置全面に付着用接着剤を塗布することで繰り返し回数が大幅に向上する結果となった。破壊時の上限荷重は静荷重実験の最大耐荷力の 87%である。

以上より、従来型伸縮装置を設置した RC はりに対して荷重分布型伸縮装置を設置した RC はり、および接着剤ありの RC はりは、耐疲労性が大幅に向上し、交通量の多い道路橋においても実用性が評価できる結果が得られた。

4.4.2 鉄筋ひずみと等価繰り返し回数の関係

(1) 各計測点の鉄筋ひずみ

各計測点の RC はりの鉄筋ひずみを図－ 4.7 に示す。なお、各計測点ひずみは、図－ 4.1 に示す RC はり主鉄筋の 3 点である。なお、降伏ひずみは表－ 4.1 に示す鉄筋の特性値より $1,800 \times 10^{-6}$ であり、図－ 4.7 に併記した。



図－ 4.7 各計測点のひずみと支点からの距離

1) 従来型伸縮装置

供試体 RC.F-J-A の各計測点のひずみは図－ 4.7(1)に示すように、荷重 50kN で繰り返し回数 5,000 回までは、左右対称に増加している。この時点ですでに中央のひずみが降伏している。繰り返し回数 10,000 回では支点 A 側の計測点のひずみが増加し、繰り返し回数 12,500 回では $4,230 \times 10^{-6}$ で、中央のひずみを上回っており、破壊位置に最も近い位置である。

2) 荷重分布型伸縮装置(接着剤なし)

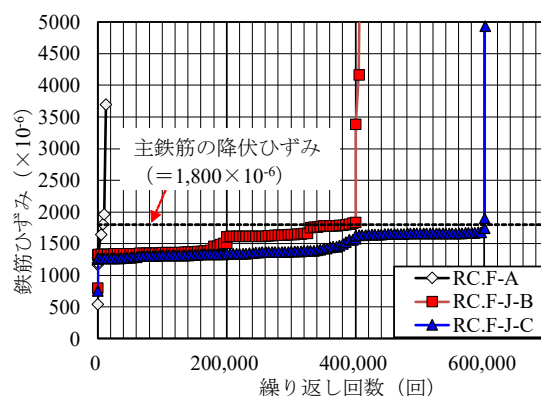
供試体 RC.F-J-B の各計測点のひずみの増加傾向は図－ 4.7(2)に示すように、荷重 70kN で 1 サイクル後に RC はり中央の鉄筋が降伏した。荷重 90kN の荷重での繰り返し後からひずみの増加が著しく、累積繰り返し回数 408,566 回でのひずみは $7,435 \times 10^{-6}$ である。ひずみの増加傾向は左右対象に増加している。

3) 荷重分布型伸縮装置(接着剤あり)

供試体 RC.J-F-C は図－ 4.7(3)に示すように、荷重 50kN, 70kN, 90kN でそれぞれ 1 サイクル後に鉄筋が降伏した。接着剤を用いることで伸縮装置とコンクリートとの付着が良好となり、一体性が得られたためと考える。累積繰り返し回数 600,400 回のひずみは $4,930 \times 10^{-6}$ である。両供試体ともにひずみの増加傾向は左右対象であり、破壊は中央付近で曲げ破壊となった。

(2) 支間中央の鉄筋ひずみ

支間中央の RC はりの鉄筋ひずみを図－ 4.8 に示す。なお、降伏ひずみは鉄筋の特性値より $1,800 \times 10^{-6}$ であり、図に併記した。



図－ 4.8 主鉄筋ひずみと繰り返し回数の関係

1) 従来型伸縮装置

供試体 RC.F-J-A の荷重 50kN での初期ひずみは図－ 4.8 に示すように 536×10^{-6} であり、繰り返し回数増加に伴いひずみも増加している。降伏ひずみに達した繰り返し回数は 7,600 回である。その後、ひずみが急激に増加し 12,500 回でひずみが $3,694 \times 10^{-6}$

に達した。

2) 荷重分布型伸縮装置(接着剤なし)

供試体 RC.F-J-B の荷重 50kN での初期ひずみは 800×10^{-6} である。荷重 50kN, 70kN で 1 サイクル後の鉄筋ひずみはそれぞれ $1,499 \times 10^{-6}$, $1,829 \times 10^{-6}$ であり、降伏ひずみに達した繰返し回数は荷重 70kN で繰返し回数 185,000 回である。なお、累積繰返し回数 408,566 回でのひずみは $7,435 \times 10^{-6}$ である。

3) 荷重分布型伸縮装置(接着剤あり)

供試体 RC.F-J-C の初期ひずみは 750×10^{-6} であり、基準荷重 50kN, 70kN, 90kN でそれぞれ 1 サイクル後ひずみは $1,333 \times 10^{-6}$, $1,573 \times 10^{-6}$, $1,744 \times 10^{-6}$ である。降伏ひずみに達したのは荷重 110kN で繰返し回数 1 回であり、その後の繰返し载荷によってひずみが急激に増加し、累積繰返し回数 600,400 回のひずみは $4,933 \times 10^{-6}$ である。

以上より、荷重分布鋼板の効果により RC はり主鉄筋ひずみの増加は大幅に抑制されることから、本伸縮装置は既設 RC 床版に大きな負担を掛けにくい構造であるといえる。

4.4.3 たわみと繰返し回数の関係

(1) 各計測点のたわみ

各計測点のたわみを図－4.9 に示す。なお、たわみの計測点は図－4.6 に示す RC はり中央を対象に 300mm の位置で 5 点計測を実施した。また、たわみは凡例に示す繰返し回数のみとする。

1) 従来型伸縮装置

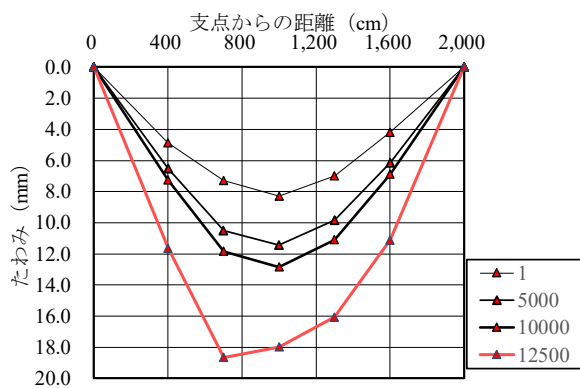
供試体 RC.F-J-A の各計測点のたわみは、図－4.9(1)に示すように荷重 50kN で繰返し回数 10,000 回では、各計測点ともに左右ほぼ対象に増加している。12,500 回で急激にたわみが増加した。とくに、曲げ破壊となった支点 A から 700mm の位置のたわみの増加が著しい。これは、輪荷重設置面から 45 度下方に局部的に荷重が集中し、分布したためと考えられる。

2) 荷重分布型伸縮装置(接着剤なし)

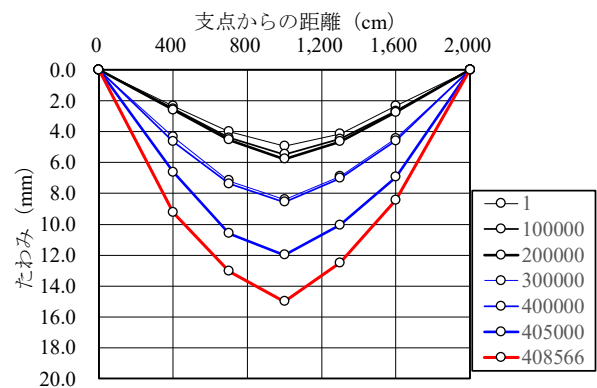
次に、接着剤なしの供試体 RC.F-J-B の全体たわみは図－4.9(2)に示すように、たわみはほぼ左右対称に増加し、はり中央で曲げ破壊した。荷重分布鋼板を介して供試体にたわみが広範囲にわたり分布していたためと考えられる。

3) 荷重分布型伸縮装置(接着剤あり)

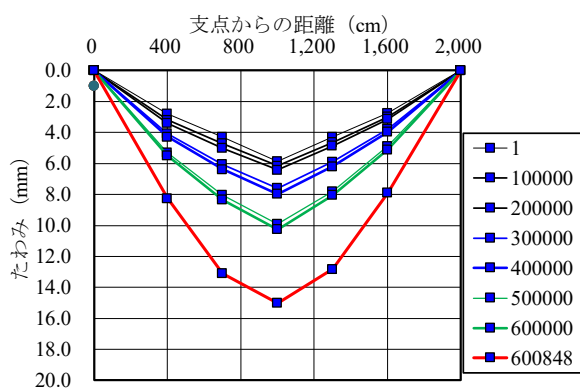
接着剤ありの供試体 RC.F-J-C は図－4.9(3)に示すように、荷重 70kN で 1 サイクル後までは接着剤なしの供試体のたわみを下回っている。荷重 110kN 载荷後からたわみの増加が著しく、はり中央で曲げ破壊となった。



(1) RC.F-J-A



(2) RC.F-J-B



(3) RC.F-J-C

図－ 4.9 たわみと支点からの距離

(2) はり中央のたわみ

支間中央の RC はりのたわみを図－ 4.10 に示す。なお、凡例に示す繰り返し回数はひずみの支点間距離に示す繰り返し回数と同様である。

1) 従来型伸縮装置

供試体 RC.F-J-A の支間中央の RC はりのたわみは図－ 4.10 に示すように、荷重 50kN での初期たわみは 3.98mm であり、その後の繰り返し回数によりたわみが徐々に増加し、繰り返し回数 10,000 回で 11.45mm に達した。その後、たわみが急激に増加し、繰り返し回数 12,500 回でのたわみは 17.98mm である。

2) 荷重分布型伸縮装置(接着剤なし)

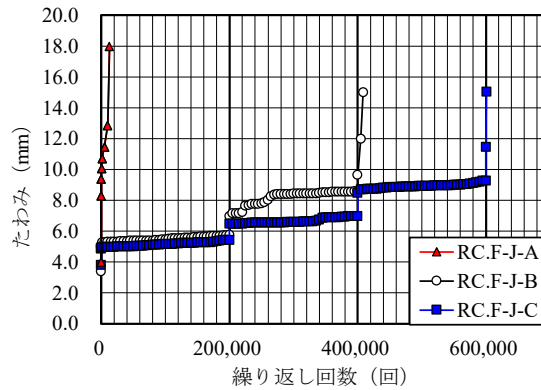
供試体 RC.F-J-B の荷重 50kN での初期たわみは 3.37mm であり、1 サイクル後のたわみは 7.77mm である。荷重 70kN で 1 サイクル後のたわみは 9.57mm、さらに、累積繰り返し回数 408,566 回後の最大たわみが 15.01mm である。

3) 荷重分布型伸縮装置(接着剤あり)

供試体 RC.F-J-C の荷重 50kN の初期たわみは 3.80mm である。荷重 50kN、70kN、90kN でそれぞれ 1 サイクル後のたわみは 5.97mm、6.97mm、8.26mm である。その後、

累積繰り返し回数 600,400 回のたわみが 15.01mm である。

以上より、従来型伸縮装置を設置した RC はりのたわみに対して荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりは、荷重分布鋼板により荷重が分布することからたわみの増加が抑制された。また、接着剤を用いることで伸縮装置とコンクリートが一体化し、たわみの増加が抑制された。

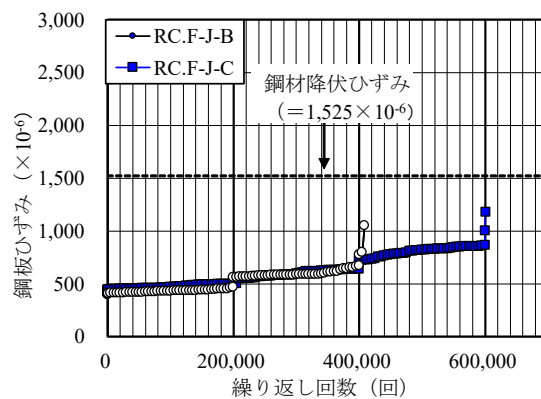


図－ 4.10 たわみと繰り返し回数の関係

4.4.4 荷重分布鋼板ひずみと繰り返し回数の関係

荷重分布鋼板のひずみを図－ 4.11 に示す。

なお、材料特性値より算出した鋼板の降伏ひずみは $1,525 \times 10^{-6}$ であるが、これを図－ 4.11 に併記した。



図－ 4.11 荷重分布鋼板ひずみと繰り返し回数の関係

(1) 荷重分布型伸縮装置(接着剤なし)

供試体 RC.F-J-B の荷重 50kN での初期ひずみは 400×10^{-6} であり、荷重 50kN, 70kN でそれぞれ 1 サイクル後の鋼板ひずみは 475×10^{-6} , 677×10^{-6} である。なお、累積繰返し回数 408,566 回でのひずみは $1,059 \times 10^{-6}$ である。

(2) 荷重分布型伸縮装置(接着剤あり)

供試体 RC.F-J-C の鋼板のひずみ増加傾向は、供試体 RC.F-J-A と同様な傾向を示しており、荷重 90kN で 1 サイクル後の鋼板ひずみは 868×10^{-6} である。その後の荷重の増加に伴いひずみの増加傾向が変化し、破壊に至った累積繰返し回数 600,400 回のひずみは $1,181 \times 10^{-6}$ である。なお、両供試体ともに降伏はしていない。

以上より、荷重分布鋼板も引張応力度を分担したことにより耐疲労性が向上する結果が得られた。

4.4.5 伸縮装置の圧縮鉄筋のひずみと繰返し回数

伸縮装置の圧縮鉄筋のひずみと繰返し回数の関係を図-4.12 に示す。

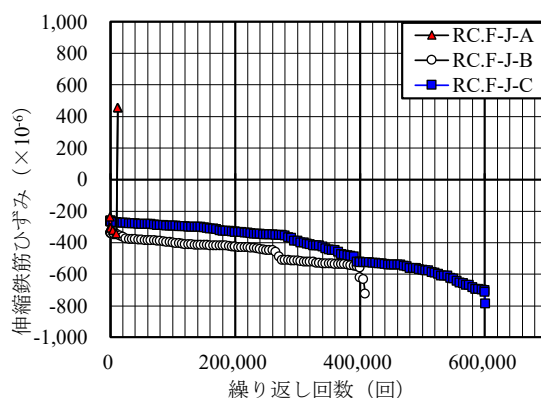


図-4.12 伸縮装置の鉄筋ひずみと繰返し回数の関係

(1) 従来型伸縮装置

供試体 RC.F-J-A は、基準荷重 50kN で 10,000 回までは、圧縮ひずみ -323×10^{-6} であるが、その後、引張ひずみへと移行し、繰返し回数 12,500 回でのひずみは 452×10^{-6} と、引張応力を受けている。

(2) 荷重分布型伸縮装置(接着剤なし)

荷重分布型伸縮装置を設置した供試体 RC.F-J-B の鉄筋ひずみは、破壊時まで圧縮ひずみであり、累積繰返し回数 408,566 回において -720×10^{-6} である。

(3) 荷重分布型伸縮装置(接着剤あり)

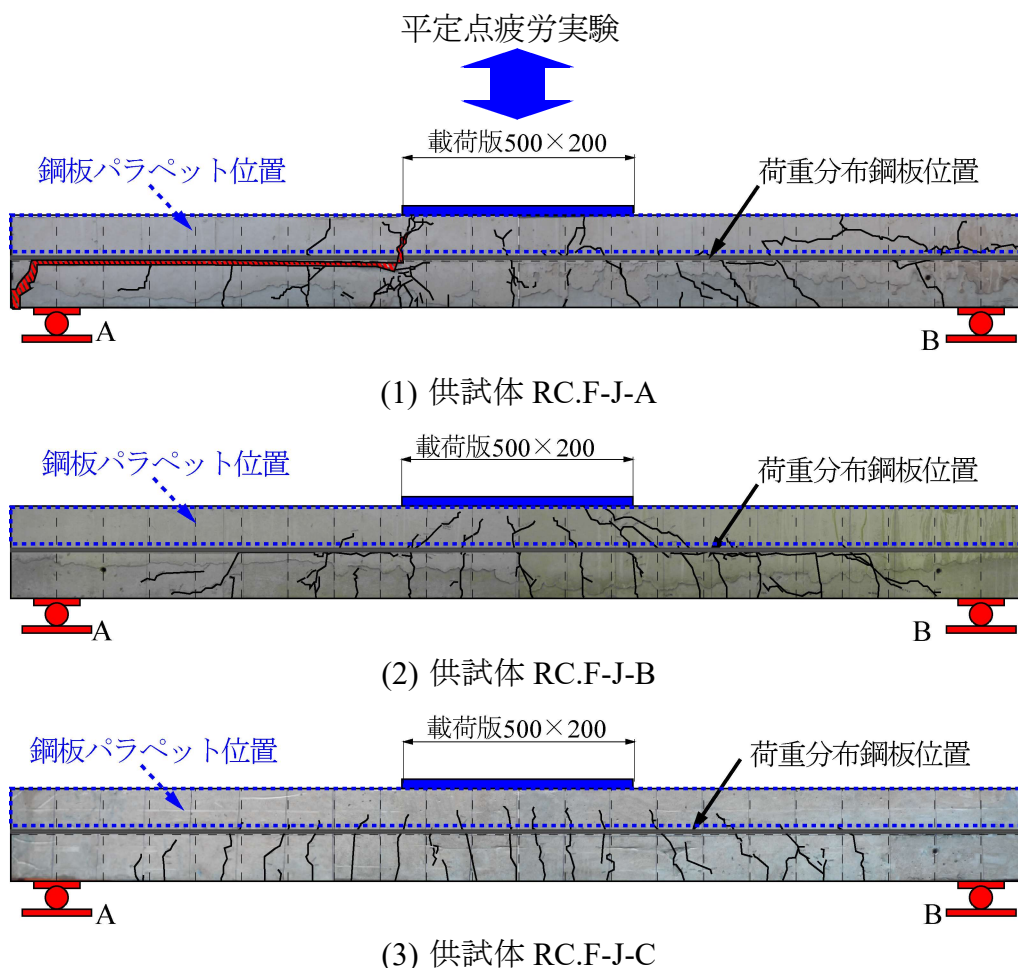
供試体 RC.F-J-C においては、累積繰返し回数 600,400 回で -780×10^{-6} であり、両供試体ともに圧縮応力を受けている。

以上より、静荷重実験と同様に、従来型伸縮装置は圧縮鉄筋のひずみによる圧縮応力から引張応力に移行するのに対して、荷重分布型伸縮装置を設置した両供試体は破壊時まで圧縮応力を受けており、RC はり主鉄筋と応力分担し、耐疲労性が向上した。

4.4.6 破壊時のひび割れ状況

各供試体の破壊のひび割れ状況を図－4.13 に示す。

第3章での静荷重実験後のひび割れ状況については、RC はりと荷重分布鋼板界面のはく離状況を確認するため、供試体を切断し診断および建研式引張試験機による引張接着強度より、接着剤なし・ありの界面ではく離状況が確認できたことから、定疲労実験では RC はり側面のひび割れ状況を診断した。また、全ての供試体において最終的な破壊モードは曲げ破壊であった。



図－4.13 破壊時のひび割れ状況

(1) 従来型伸縮装置

供試体 RC.F-J-A の破壊状況は 図－ 4.13(1)に示すように、載荷板の範囲内にひび割れが発生し、繰返し回数の増加によって上縁に進展している。載荷板左端部直下に曲げひび割れが集中し、曲げ破壊した。破壊位置から支点 A 方向に伸縮装置と既設 RC はりの界面ではなく離している。これは、輪荷重設置面から 45 度下方に局部的に荷重が集中し、分布したことが考えられる。

(2) 荷重分布型伸縮装置(接着剤なし)

供試体 RC.F-J-B の破壊状況は図－ 4.13(2)に示すように、載荷位置から 45 度範囲内にひび割れが集中しているものの、荷重分布鋼板の効果により荷重が分布されたことから、ひび割れは既設 RC はり側面に広範囲に発生している。破壊付近では荷重分布鋼板に沿うように水平方向のひび割れが発生している。

(3) 荷重分布型伸縮装置(接着剤あり)

供試体 RC.F-J-C の破壊状況は図－ 4.13(3)に示すように、広範囲にひび割れが発生しているが、接着剤の効果により、伸縮装置とコンクリートが一体化し、進展は大幅に抑制され、上縁には到達していない。また、界面ではなく離や荷重分布鋼板に沿った水平方向のひび割れの発生も見られず、破壊時においても一体性は保たれていた。

以上より、従来型伸縮装置を設置した RC はりは荷重が集中し、破壊と同時にコンクリート打ち継ぎ界面がはく離した。これに対して荷重分布型伸縮装置を設置した 2 タイプの RC はりは荷重分布鋼板を介して荷重を分布させることから、ひび割れも分散され、ひび割れの進展を抑制している。

4.5 まとめ

- (1) 荷重分布型伸縮装置は荷重分布鋼板を設けたことにより剛性の向上と RC はりに荷重分布させることで、繰返し回数が大幅に向上した。また、設置においては接着剤の塗布により鋼とコンクリートが一体化し、繰返し回数がさらに向上した。よって、交通量の多い一般道においても実用的であると考えられる。
- (2) たわみ・ひずみと繰返し回数の関係より、荷重分布鋼板の効果によりたわみ・ひずみの増加が大幅に抑制された。また、2 種類の接着剤を併用することでたわみ・ひずみの増加はさらに抑制された。
- (3) 荷重分布鋼板のひずみと繰返し回数の関係より、鋼板も引張応力を負担し、伸縮装置に配置した圧縮鉄筋のひずみには圧縮応力を受け、破壊時まで伸縮装置は健全であった。よって、荷重分布鋼板は、輪荷重を既設 RC 床版コンクリートに分布させるほか、引張応力も分担しているといえる。
- (4) 破壊状況より、接着剤を塗布することにより各材料界面におけるはく離や荷重分布鋼板に沿った水平ひび割れは確認されず、破壊時においても一体性は保たれていた。よって、実施工においては接着剤の塗布を推奨する。
- (5) 定点疲労実験における等価繰返し回数では、従来型伸縮装置を設置した RC はりの等価繰返し回数に対して荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりは 32.6 倍、

接着剤を用いて設置した RC はりは 48.0 倍となり，耐疲労性は大幅に向上する結果が得られ，交通量の多い地方道に適した伸縮装置であるといえる。

第4章 参考文献

- 4.1) 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.
- 4.2) 佐々木茂隆，阿部忠，水口和彦，木内彬喬，金子昌明，熊谷光記：荷重分布伸縮装置の耐荷力性能および実橋における施工技術，土木学会全国大会第 76 回年次学術講演会，V-484，pp.1-2，2020.12
- 4.3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1994
- 4.4) Tadashi Abe, Kiyoshi Ito, Noriyuki Kozakai, and Takayoshi Kodama : Proposition of Thin-Layer Repairing Methods Using Low-Elasticity Polymer Portland Cement Materials and Glue and Study on the Fatigue Resistance of Reinforced Concrete Slab, International Journal of Polymer Science, Volume 2018, Article ID 6545097, pp.1-8, 2018.
- 4.5) 大野晃，伊藤清志，山下雄史，阿部忠：超速硬繊維補強セメントモルタルを用いた道路橋 RC 床版の部分補修技術に関する研究，コンクリート構造物の補修・補強アップグレード論文・報告集，第 13 巻，pp.357-264，2013.11
- 4.6) 阿部忠，木田哲量，高野真希子，小森篤也，児玉孝喜：輪荷重走行疲労実験における RC 床版上面増厚補強法の耐疲労性の評価法，構造工学論文集，Vol.56A，pp.1270-1281，2010.3
- 4.7) 阿部忠，川井豊，山下雄史，一瀬八洋：普通セメントに低収縮型早強性混和剤を配合した SFRC 舗装による鋼床版の応力低減効果，土木学会論文集 E1（舗装工学），Vol.71，No.2，pp.47-62，2015.7
- 4.8) 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材を配合させた 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・コンクリート論文集，Vol.69，No.1，pp.642-649，2016.3
- 4.9) 阿部忠：道路橋床版の健全性評価と長寿命化対策，建設図書，2021.9
- 4.10) 佐々木茂隆，阿部忠，水口和彦，深水弘一，金子昌明：荷重分布型伸縮装置を設置した RC はり部材の定点疲労実験における耐疲労性に関する実験研究，日本大学生産工学部，第 54 回学術講演会，pp.35-38，2021.12
- 4.11) 佐々木茂隆，阿部忠，深水弘一，熊谷光記：荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりの定点疲労実験における耐疲労性の検証，コンクリート工学年次論文集，Vol.44，No.2，pp.913-918，2022.7
- 4.12) 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.2258，1985.12
- 4.13) 佐々木茂隆，阿部忠，金子昌明，木村延久：高さの異なる誘導板付き伸縮装置を設置した RC 床版の輪荷重走行疲労実験による耐疲労性の評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.45，No.2，2023.7
- 4.14) 阿部忠，佐々木茂隆，水口和彦，野口博之，深水弘一：雪国タイプの伸縮装置を設置した RC 床版の輪荷重走行疲労実験による耐疲労性の評価および構造

- 特性, 構造工学論文集, Vol.69A, pp.693-704, 2023.3
- 4.15) 阿部忠, 佐々木茂隆, 野口博之, 水口和彦, 川井豊: 伸縮装置を設置した RC はりの静的耐荷力および修正 Goodman の関係式を用いた耐疲労性の評価, 構造工学論文集, Vol.69A, pp.871-883, 2023.3
- 4.16) 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, 2006.1
- 4.17) 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, pp.530-1540, 2018.3

第5章 伸縮装置を設置したRCはりの静的耐荷力および修正Goodmanの関係式を用いた耐疲労性の評価

5.1 はじめに

道路橋 RC 床版の伸縮装置は、大型車両の荷重変動に伴う衝撃により損傷を受け、取替工事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は、段差量 20mm で軸重量を基準荷重とした場合に約 $\pm 47\%$ の荷重変動が衝撃力として作用している^{5.1)}。また、横山ら^{5.2)}の研究においても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。伸縮装置の損傷の多くは伸縮装置の鋼材破損および劣化であり、これに伴い発生する振動や騒音、また既設 RC 床版近傍の損傷も著しい。関口ら^{5.3)}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早くて 3 年、長くても 15 年程度であり、平均 10 年程度で取替えられている^{5.3)}。さらに、旧伸縮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。

一方、老朽化した伸縮装置の取替工事は、老朽化した伸縮装置を撤去し、新たな伸縮装置が設置されている。設置においては 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み、伸縮装置の骨組み筋と溶接し、超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^{5.3)}や設置に多くの時間を要している。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^{5.4)}が提案された。荷重分布型伸縮装置の特徴は、従来の伸縮装置の縦筋下面に荷重分布鋼板を設けた伸縮装置である。この荷重分布型伸縮装置の実用性を評価するためには、伸縮装置の静荷重実験による最大耐荷力および定点疲労実験による耐疲労性が高い伸縮装置であることが要求される。そのために、第 3 章および第 4 章では、従来型伸縮装置と 2 タイプの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^{5.5)}と定点疲労実験^{5.6)}による繰返し回数を評価した。

そこで第 5 章では、鋼製伸縮装置である従来型伸縮装置と荷重分布型伸縮装置の静荷重実験による耐荷力および定点疲労実験による繰返し回数を用いて修正 Goodman の関係式^{5.7)}から耐疲労性の評価を行い、寿命推定式を提案する。耐疲労性の評価において関口ら^{5.8)}、^{5.9)}は、荷重支持型および突合わせ型伸縮装置を設置した RC 床版の輪荷重走行疲労実験を行っており、東京都の環状 8 号線の RC 床版の残存疲労耐久性の検討で得られた推定値 $m = 4.0$ を適用している。しかし、東京都は交通量が多く、道路橋示方書・同解説（以下、道示とする）^{5.10)}に規定する大型車両の計画交通量では評価できないと考えられる。そこで、関口らの伸縮装置を設置した RC 床版の輪荷重走行疲労実験より得られた S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値 $m = 4.0$ を適用して算出した繰返し回数および修正 Goodman の関係式^{5.7)}、^{5.11)}から得られた荷重比

補正係数 C_R' を考慮した等価繰り返し回数を算定し、新たに鋼製伸縮装置を設置した RC 部材の S-N 曲線式を提案するとともに整合性を検証する。さらに、本実験から得られた構造特性(たわみ, ひずみ, 破壊状況)を基に、荷重分布型伸縮装置の実用性を評価する。

5.2 供試体概要

5.2.1 使用材料

従来型伸縮装置と 2 タイプの荷重分布型伸縮装置の材料や設置に用いる材料の条件, 特性値については第 3 章, 第 4 章で述べたが, 解析上必要であることから, 本章でも再表示する。

(1) RC はりの使用材料

伸縮装置を設置する RC はりのコンクリートは, 道示^{5.10)}に規定するコンクリートの設計基準強度 24N/mm^2 を目標とした。配合内容は, 普通ポルトランドセメントと 5mm 以下の砕砂および $5\text{mm} \sim 20\text{mm}$ の砕石を使用した。ここで, 配合条件を表- 5.1, 材料特性値を表- 5.2 に示す。材齢 28 日でのコンクリートの圧縮強度は 36.3N/mm^2 である。次に, 供試体の鉄筋には SD345, D16 を用い, 降伏強度は 360N/mm^2 である。

表- 5.1 RC はりコンクリートの配合表

スランプ (cm)	W/C (%)	s/a (%)	単位重量 (kg/m^3)				減水剤 ($C \times \%$)
			水	セメント	細骨材	粗骨材	
8.0±2.5	39	44.4	160	410	791	1002	2.45

表- 5.2 材料特性値

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

表- 5.3 伸縮装置の材料特性値

材料		降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)
鋼製パラペット	一般鋼板SS400	305	445	200
荷重分布鋼板				
ジベル筋	D16 (SD345)	388	516	
縦筋	D16 (SD345)	401	574	
交差部軸方向筋	D13 (SD345)	389	592	

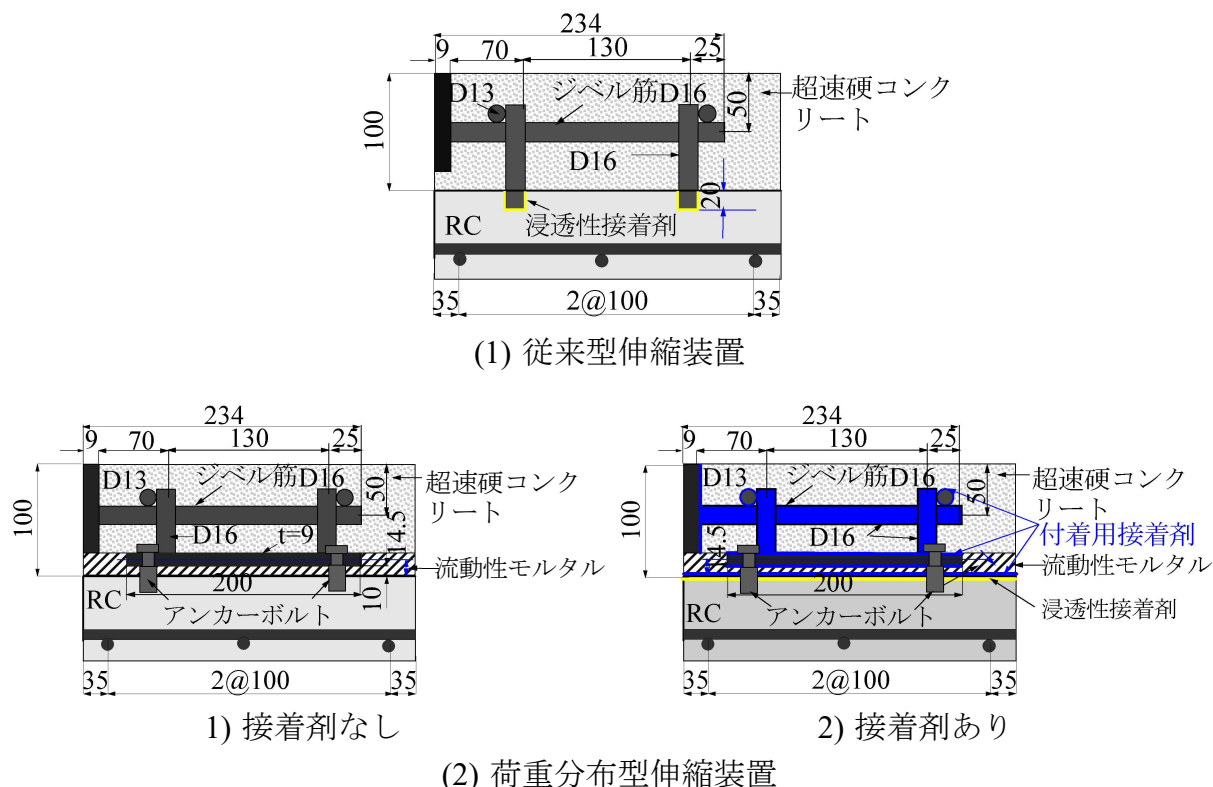
(2) 伸縮装置に用いる鋼材

従来型伸縮装置および荷重分布型伸縮装置の鋼板パラペットおよび荷重分布鋼板には厚さ 9mm の一般構造用圧延鋼板を用い材質は SS400 である。また、伸縮装置の骨組み材には SD345, D16 のジベル筋, 鉄筋には D16, D13 用いる。ここで、伸縮装置に用いる鋼板および鉄筋の材料特性値を表ー 5.3 に示す。

(3) 伸縮装置の設置に用いる材料

伸縮装置の断面寸法および使用材料を図ー 5.1 に示す。従来型伸縮装置の設置は、図ー 5.1(1)に示すように設置後のコンクリートには、材齢 3 時間で道示^{5.10)}に規定するコンクリートの設計基準強度 24N/mm² 以上発現可能な超速硬コンクリートを用いる。よって、セメントには超速硬セメントに最大寸法 20mm の骨材が配合されたプレミックス材を用いた。ここで、超速硬コンクリートの配合条件を表ー 5.4 に示す。なお、材齢 3 時間後の圧縮強度は 25.4N/mm² である。

次に、荷重分布型伸縮装置は接着剤を用いない供試体と接着剤用いた供試体の 2 タイプである。接着剤を用いない(以下、接着剤なしとする)供試体の断面を図ー 5.1(2), 1) に示す。設置はコンクリート表面から 10mm の位置に設置する。この 10mm の隙間には超速硬流動性モルタル(以下、流動性モルタルとする)を充填する。ここで、流動性モルタルの配合条件を表ー 5.5 に示す。なお、材齢 3 時間で圧縮強度 26.8N/mm² である。また、荷重分布鋼板上面には表ー 5.4 に示す超速硬コンクリートを用いる。



図ー 5.1 伸縮装置の断面図寸法および使用材料

表－ 5.4 超速硬コンクリートの配合条件

練り上げ量 (25L)			圧縮強度	
セメント 骨材	粗骨材	水・減水剤 遅延剤	材齢 3時間	材齢 24時間
30kg	25kg	4.0kg	25.4N/mm ²	51.9N/mm ²

表－ 5.5 流動性モルタルの配合条件

示方配合			圧縮強度	
水結合比	練り上げ量 (約13.5L)		材齢 1時間	材齢 3時間
	プレミックス	水		
18%	25kg	4.8L	7.7N/mm ²	26.8N/mm ²

表－ 5.6 接着剤の性能

項目	浸透性接着剤	付着用接着剤	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	5：1	重量比
硬化物比重	1.2	1.42	JIS K 7112
圧縮強度	104.4N/mm ²	102.9N/mm ²	JIS K 7181
圧縮弾性係数	3.172N/mm ²	3.976N/mm ²	JIS K 7181
曲げ強さ	92.8N/mm ²	41.6N/mm ²	JIS K 7171
引張せん断強さ	58.2N/mm ²	14.9N/mm ²	JIS K 6850
付着強さ	2.6N/mm ²	3.7N/mm ² 以上	JIS A 6909

また、接着剤を用いた（以下、接着剤ありとする）供試体を図－ 5.1(2), 2)に示す。接着剤ありの供試体は、RC はりコンクリート表面には低粘度エポキシ系接着剤（以下、浸透性接着剤とする）を用いる。浸透性接着剤はブレーカでの削り作業で発生する 0.05mm 以上の微細なひび割れ補修に用いる材料である^{5.12)}。浸透性接着剤を塗布後、流動性モルタルとの付着力を高めるために高耐久型エポキシ系接着剤（以下、付着用接着剤とする）を用いる。付着用接着剤は鋼材とコンクリート材料との付着強度については既に実証済みである^{5.13)}。ここで、浸透性接着剤および付着用接着剤の特性値を表－ 5.6 に示す。接着剤を塗布後は、接着剤なしの供試体と同様にコンクリート表面から 10mm の位置に設置する。この 10mm の隙間には流動性モルタルを充填する。その後、超速硬コンクリートを打ち込みすることから鋼材表面に付着用接着剤を塗布する。塗布後、超速硬コンクリートを打ち込みする。

5.2.2 供試体寸法

本実験に用いる供試体は、RC 床版端部と橋台の遊間部に突合わせ型伸縮装置を設

置した場合を想定した RC はりとし、支間 2,000mm，幅 270mm，高さ 100mm とする。伸縮装置を設置した RC はりの寸法および設置状況を図－ 5.2 に示す。

(1) 従来型伸縮装置

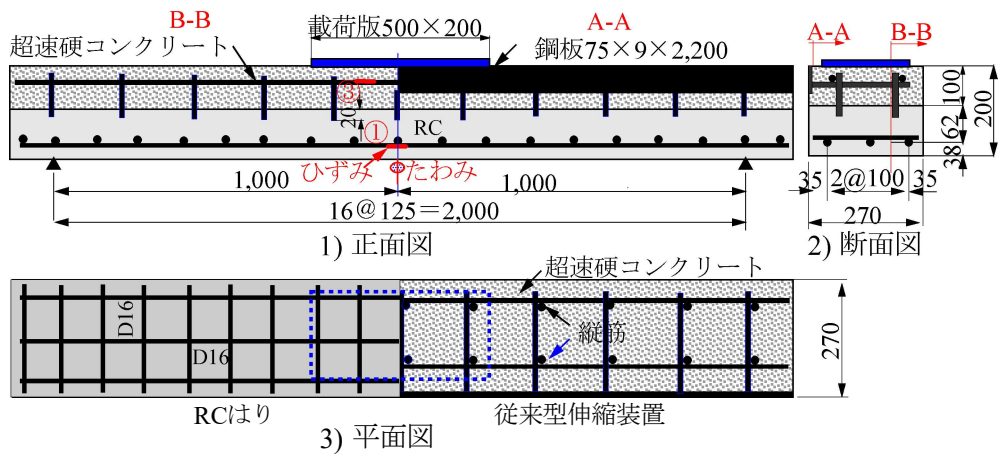
従来型伸縮装置を設置する供試体の寸法は図－ 5.2(1)に示すように、既設 RC はりの厚さを 100mm，鉄筋は引張側のみ配置する単鉄筋配置とし、その上に伸縮装置を設置する。よって、供試体は、高さ 200mm，幅 270mm，支間 2,000mm の RC はりである。伸縮装置の断面寸法は図－ 5.2(1)に示すように、厚さ 9mm の鋼板パラペットに D16 のジベル筋を 200mm 間隔で溶接する。次に、縦筋を 200mm 間隔、鉄筋 D13 を溶接して骨組み構造とした。従来型伸縮装置を設置した RC はりの供試体名称は第 3 章では RC.S-J-A，第 4 章では RC.F-J-A とした。しかし、第 5 章において、伸縮装置を設置する供試体の疲労寿命推定において荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりは、接着剤を用いた場合と用いない場合で耐疲労性が異なっており、修正 Goodman の関係式^{5.11)}を適用して新たな寿命推定式である S-N 曲線式を提案することから供試体名称を区別する必要がある。そこで、本章では静荷重実験の供試体名称を RC.S-J (RC.Static load-Joint)，定点疲労実験に用いる供試体を、本章では RC.F-J (RC.Fatigue experiment load-Joint) とする。ここで、供試体名称の一覧を表－ 5.7 に示す。

表－ 5.7 供試体名称の一覧

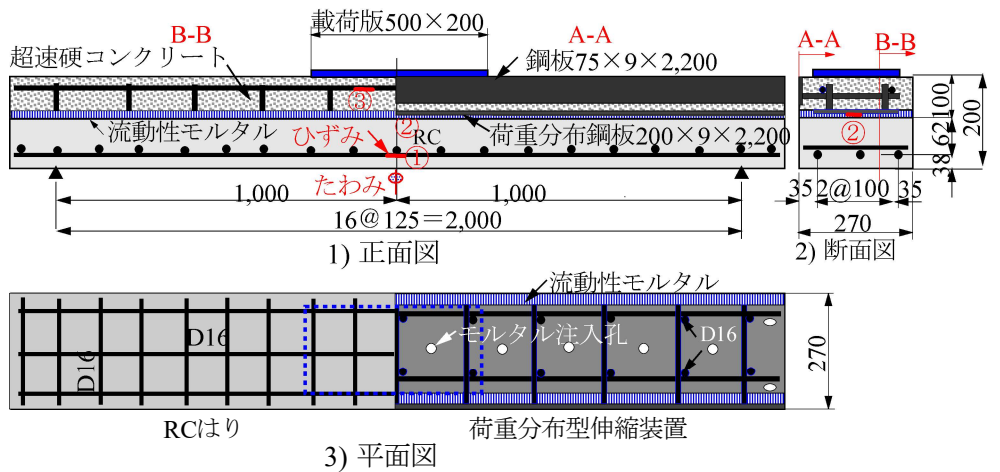
供試体	第3, 4章の供試体名称		第5章の名称	
	静荷重実験	定点疲労実験	静荷重実験	定点疲労実験
従来型伸縮装置を設置したRCはり	RC.S-J-A	RC.F-J-A	RC.S-J	RC.F-J
荷重分布型新宿装置を設置したRCはり (接着剤なし)	RC.S-J-B	RC.F-J-B	RC.S-J-N	RC.F-J-N
荷重分布型新宿装置を設置したRCはり (接着剤あり)	RC.S-J-C	RC.F-J-C	RC.S-J-A	RC.F-J-A

(2) 荷重分布型伸縮装置（接着剤なし）

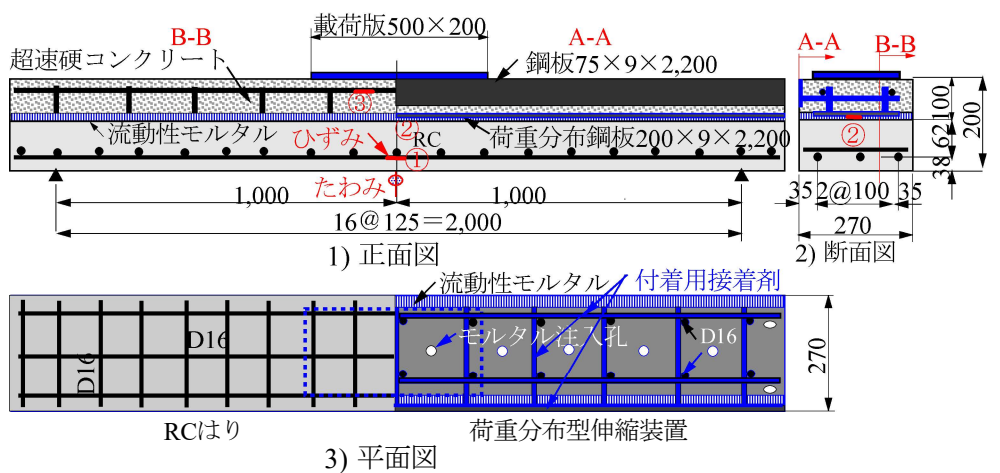
荷重分布型伸縮装置を設置する供試体の正面寸法を図－ 5.2(2)，1)，断面を図－ 5.1 (2)，2)に示す。荷重分布型伸縮装置は、厚さ 9mm の荷重分布鋼板に縦筋 D16 を 200mm 間隔で溶接する。次に、鋼板パラペットの側面に D16 のジベル筋を 200mm 間隔で溶接し、荷重分布鋼板の縦筋と溶接する。最後に、圧縮鉄筋 D13 を溶接した骨組み構造とする。荷重分布型伸縮装置の設置は、装置の両端側に、設置固定用のアンカーボルトを端部 4 点で固定して既設 RC はりに設置する。直接設置したことから接着剤なしとし、本章では、表－ 5.7 に示すように、静荷重実験に用いた RC はりの名称を第 3 章、第 4 章で用いた供試体名称は RC.S-J-B，RC.F-J-B とした。そこで、第 5 章では接着剤なしの荷重分布型伸縮装置を設置する供試体名称をそれぞれ RC.S-J-N (RC.Static load-Joint-No adhesion)，RC.F-J-N (RC.Fatigue experiment load-No adhesion)



(1) 従来型伸縮装置



(2) 荷重分布型伸縮装置 (接着剤なし)



(3) 荷重分布型伸縮装置 (接着剤あり)

図- 5.2 伸縮装置を設置した RC はりの寸法および鉄筋配置

とする。

(3) 荷重分布型伸縮装置（接着剤あり）

接着剤を用いて荷重分布型伸縮装置を設置する供試体の寸法は、接着剤なしの供試体と同様であり、図－5.2(3)に示す。図－5.2(3)に示す黄色線、青線は接着剤である。

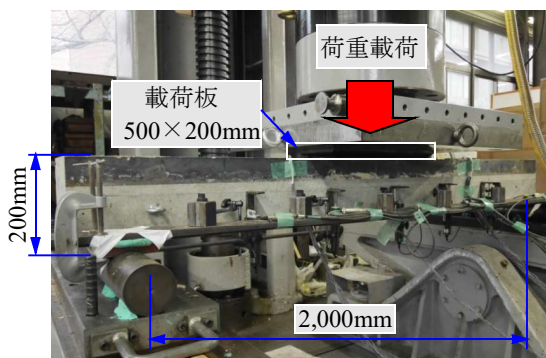
接着剤あり荷重分布型伸縮装置の設置においては RC 床版コンクリート上面にひび割れ補修用の浸透性接着剤と打継ぎコンクリートとの付着用接着剤、伸縮装置の鋼材にも付着用接着剤を塗布して設置する。第3章で用いた静荷重実験の供試体名称を RC.S-J-C、第4章の定点疲労実験用いた供試体名称を RC-J-F-C としたが、本章では、それぞれ RC.S-J-A (RC.Static load-Joint-adhesion)、RC.F-J-A (RC.Fatigue experiment load-adhesion) とし、寿命推定式である S-N 曲線式を提案する。

5.3 静荷重実験

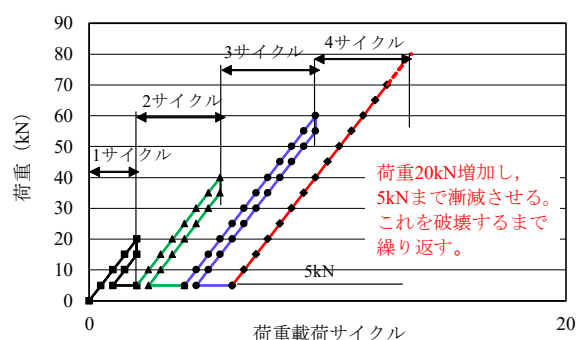
5.3.1 試験方法

静荷重実験は第3章で述べたが、本章における静的耐荷力および構造特性を理解するために、概略を説明する。荷重載荷においては、道示^{5.10}の基準に準拠した B 活荷重状態を再現するために、輪荷重の載荷面 500mm×200mm の載荷板を RC はり中央に設置し、静荷重実験を行うものである。ここで、静荷重実験には、荷重 5,000kN の構造物試験機を用いた。実験状況を写真－5.1、荷重載荷条件を図－5.3 に示す。

各供試体の荷重載荷位置は、図－5.1 に示すようにはりの支点方向、奥行き方向の中央に載荷板を設置し、1点載荷により行う。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 サイクル毎の荷重増加を 20kN とする漸増載荷を行い、供試体が破壊するまで増加した。本実験における最大耐荷力 P_u は本実験の載荷条件において耐荷力を維持した最大荷重である。



写真－5.1 試験状況



図－5.3 載荷サイクル

5.3.2 計測位置

本実験における計測位置を図－ 5.2 に示す。静荷重実験におけるたわみ、ひずみについては第3章に結果および考察を述べているが、本章では、支間中央におけるたわみおよび既設 RC はり中央における主鉄筋のひずみを計測した。第5章では支間中央の荷重とたわみの関係および荷重とひずみの関係も述べることとする。

5.4 静荷重実験における結果および考察

5.4.1 静荷重実験における最大耐荷力

静荷重実験による最大耐荷力および破壊モードを表－ 5.8 に示す。

表－ 5.8 静荷重実験による耐荷力および破壊モード

供試体	最大耐荷力 (kN)	耐荷力比		破壊モード
		J-N or J-A/J	J-A/J-B	
RC.S-J	100.5	—	—	曲げ破壊
RC.S-J-N	140.4	1.40	—	曲げ破壊
RC.S-J-A	160.8	1.60	1.15	曲げ破壊

従来型伸縮装置を設置した供試体 RC.S-J の最大耐荷力 P_u は 100.5kN であり、破壊モードは曲げ破壊である。また、荷重分布型伸縮装置（接着剤なし）を設置した供試体 RC.S-J-N の最大耐荷力は 140.4kN であり、供試体 RC.S-J に比して 1.40 倍と耐荷力が大幅に向上する結果となった。破壊モードは曲げ破壊である。

次に、2 種類の接着剤を用いて荷重分布型伸縮装置（接着剤あり）を設置した供試体 RC.S-J-A の最大耐荷力は 160.8kN である。供試体 RC.S-J の 1.60 倍、さらに、荷重分布型伸縮装置（接着剤なし）の供試体 RC.S-J-N の 1.15 倍であり、設置時にコンクリート表面に 2 種類の接着剤および伸縮装置の鋼材に付着用接着剤を塗布することで、耐荷力が大幅に向上する結果が得られた。

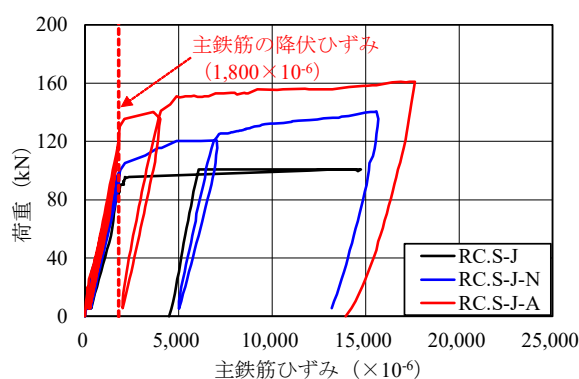
以上より、従来型および 2 タイプの荷重分布型伸縮装置を設置した供試体の最大耐荷力を静荷重実験による耐荷力 P_u として用いる。

5.4.2 支間中央の荷重とひずみの関係

支間中央の荷重とひずみの関係を図－ 5.4 に示す。主鉄筋のひずみの計測は図－ 5.2 に示す支間中央である。また、主鉄筋の降伏ひずみは表－ 5.2 に示した材料特性値より、降伏ひずみは $1,800 \times 10^{-6}$ ($= 360/200,000$ (N/mm²)) であり、図－ 5.4 に併記した。

1) 従来型伸縮装置

従来型伸縮装置を設置した供試体 RC.S-J は図－ 5.4 に示すように、荷重 80.0kN 付近まで線形的に増加している。鉄筋が降伏に至った荷重は 83.0kN である。鉄筋が降



図－ 5.4 荷重と主鉄筋ひずみの関係

伏した後のひずみは急激に増大している。最大耐荷力 $P_u = 100.5\text{kN}$ でのひずみは $11,020 \times 10^{-6}$ である。

2) 荷重分布型伸縮装置（接着剤なし）

荷重分布型伸縮装置を設置した供試体 RC.S-J-N は図－ 5.4 に示すように、荷重 100.0kN まで線形的に増加している。鉄筋が降伏ひずみに達するまでは、ほぼ線形的に増加している。鉄筋が降伏に至った荷重は 100.0kN であり、供試体 RC.S-J の 1.20 倍である。主鉄筋が降伏した後の荷重増加ではひずみが急激に増加し、荷重 122.0kN 付近で再度荷重を支持し、ひずみの増加が抑制されている。最大耐荷力 $P_u = 140.4\text{kN}$ でのひずみは $15,600 \times 10^{-6}$ である。

3) 荷重分布型伸縮装置（接着剤あり）

2 種類の接着剤を塗布して荷重分布型伸縮装置を設置した供試体 RC.S-J-A は図－ 5.4 に示すように、 130kN まで線形的に増加し、鉄筋が降伏ひずみに達した荷重は 125kN である。供試体 RC.S-J の 1.51 倍、さらに直接荷重分布型伸縮装置を設置した供試体 RC.S-J-N の 1.25 倍である。よって、接着剤を塗布することで、主筋の降伏ひずみに達する荷重も大幅に向上する結果が得られた。

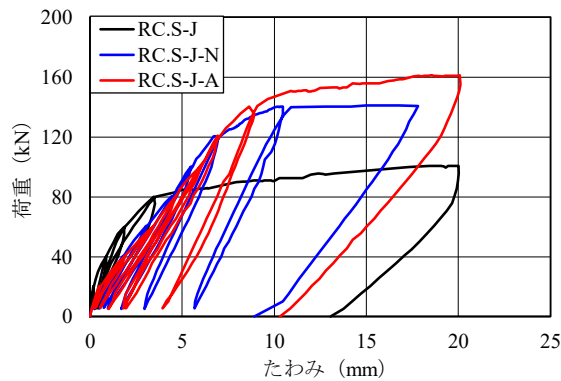
以上より、荷重分布鋼板を用いることで剛性が向上することから、ひずみの増加が抑制される。さらに、接着剤を塗布することで付着が向上し一体性を保つことで、さらなるひずみの抑制効果が得られる。

5.4.3 支間中央の荷重とたわみの関係

供試体のたわみの計測位置は図－ 5.2 に示す支間中央であり、荷重とたわみの関係を図－ 5.5 に示す。

1) 従来型伸縮装置

従来型伸縮装置を設置した供試体 RC.S-J の荷重とたわみの関係は図－ 5.5 に示すように、荷重 85.0kN 付近まで線形的に増加し、その後の荷重増加からたわみの増加が大きくなっている。鉄筋が降伏に至った荷重 83.0kN のたわみは 5.0mm である。鉄



図－ 5.5 荷重とたわみの関係

筋が降伏した後の荷重増加においては、たわみが急激に増加している。最大荷重 100.8kN でたわみが 20.0mm である。

2) 荷重分布型伸縮装置（接着剤なし）

荷重分布型伸縮装置を設置した供試体 RC.S-J-N は図－ 5.5 に示すように、荷重 120kN 付近までひずみと同様に線形的に増加している。鉄筋が降伏した荷重 100kN のたわみは 5.5mm である。鉄筋が降伏した後の荷重増加からたわみの増加も著しくなっている。最大荷重 140.4kN に増加後たわみが急激に増加し、17.8mm で破壊となった。

3) 荷重分布型伸縮装置（接着剤あり）

2 種類の接着剤を塗布した荷重分布型伸縮装置を設置した供試体 RC.S-J-A は図－ 5.5 に示すように、荷重 140kN 付近までひずみと同様に線形的に増加している。鉄筋が降伏した荷重 125kN のたわみは 7.8mm である。鉄筋が降伏した後の荷重増加からたわみの増加傾向も大きくなり、最大荷重 160.8kN 時の最大たわみは 20.1mm である。

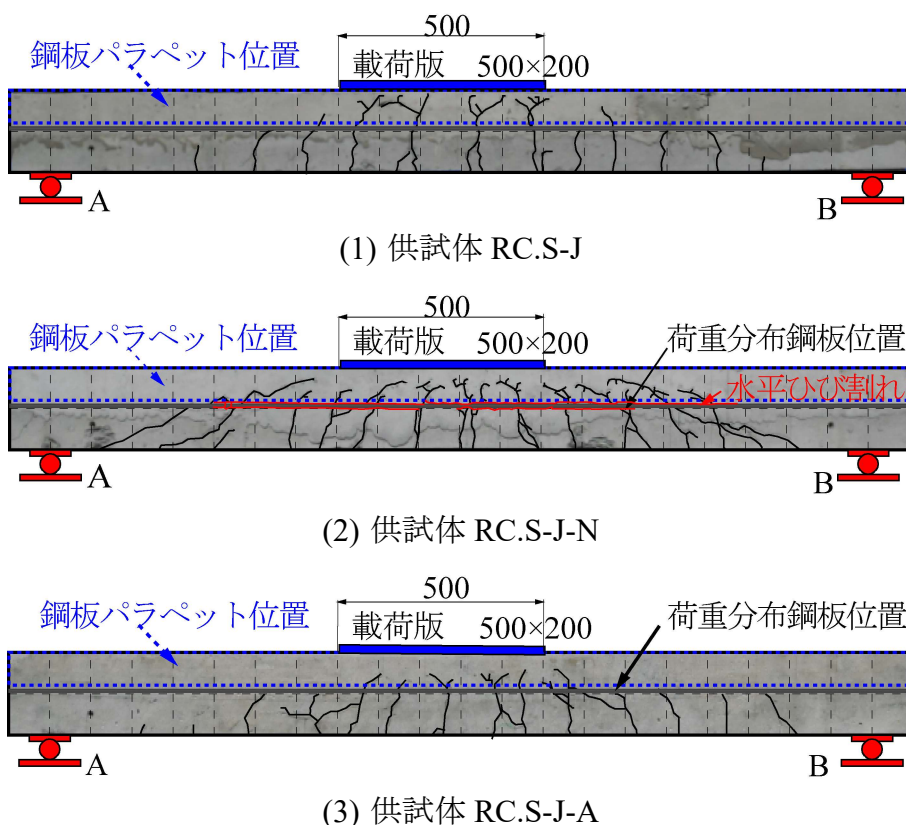
以上より、荷重分布型伸縮装置は荷重分布鋼板を介して荷重を分散させることから、ひずみ同様に変形性能が大幅に向上する結果が得られた。さらに、接着剤を用いることでその効果はさらに向上する。

5.4.4 静荷重実験による破壊時のひび割れ状況

静荷重実験による破壊時のひび割れ状況を図－ 5.6 に示す

従来型伸縮装置を設置した供試体 RC.S-J のひび割れ状況は、図－ 5.6(1)に示すように荷重載荷板から 45 度下方の範囲にひび割れが集中している。下縁から発生したひび割れが上縁に進展し、圧縮鉄筋付近で水平方向にひび割れが分岐している。また、アンカー筋が集中荷重を受け、荷重載荷板の範囲に集中している。破壊は曲げ破壊である。

一方、荷重分布型伸縮装置（接着剤なし）の供試体 RC.S-J-N は図－ 5.6(2)に示すように、輪荷重が荷重分布鋼板を介して作用することからひび割れが広範囲に分散し



図－ 5.6 静荷重実験による破壊状況

て発生している。荷重分布鋼板と流動性モルタルの界面は曲げ引張を受け、付着切れによるはく離が見られる。破壊は曲げ破壊である。

次に、荷重分布型伸縮装置（接着剤あり）の供試体 RC.S-J-A も、図－ 5.6(3)に示すように、荷重分布鋼板によりひび割れが分散して発生し、接着剤の効果により伸縮装置とコンクリートの付着が良好であることから、最大耐荷力 160kN 時においてもひび割れの発生が少ない。破壊は曲げ破壊である。

以上より、荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりのひび割れ状況は、荷重分布鋼板が曲げ引張に抵抗したため曲げ耐力が向上した。

5.5 定点疲労実験^{5.5), 5.6)}

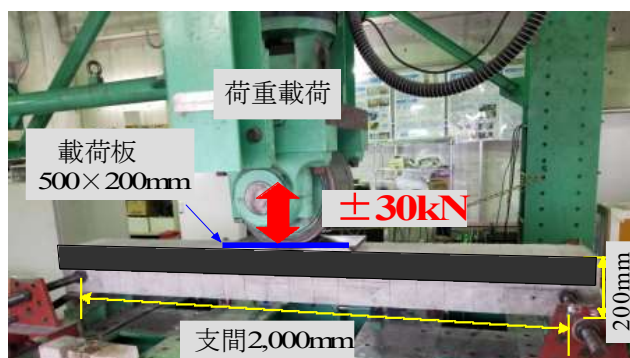
5.5.1 試験方法

定点疲労実験は第4章で述べたが、本章における定点疲労実験による繰り返し回数を評価し、定点疲労実験による繰り返し回数を用いて修正 Goodman の関係式^{5.7)}から耐疲労性の評価を行い、寿命推定式を提案する。よって、定点疲労実験の繰り返し回数および構造特性を理解するために、概略を説明する。

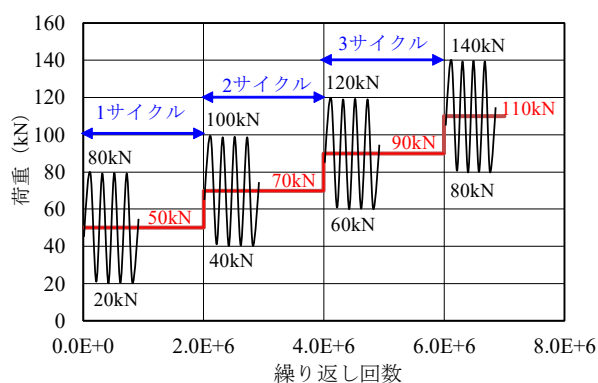
定点疲労実験は写真－ 5.2 に示すように、伸縮装置を設置した RC はり中央に、道示に基づいて輪荷重設置面 500mm×200mm の載荷板を設置し、定点疲労実験を実施

した。ここで、荷重条件を図－ 5.6 に示す。本実験は第 3 章で評価した供試体 RC.S-J-A の静荷重実験における最大耐荷力の 50%，すなわち基準荷重を 50kN とする。

本実験に用いた RC はりは、支間 2.0m の RC 床版を道示に基づいて設計した場合の寸法および鉄筋量に近似している。この RC 床版に衝撃係数を含む B 活荷重を考慮すると 150kN であり、約 1/3 程度の荷重でもある。また、荷重振幅は第 4 章で述べたように輪荷重が伸縮装置を通過した際に発生する荷重変動を想定して $\pm 30\text{kN}$ とした。よって、基準荷重が 50kN の場合、最大荷重 80kN，最小荷重 20kN で、振動数は 2Hz の正弦荷重による片振り荷重とした。実験サイクルは基準荷重 50kN で 200,000 回の疲労試験を行い、これを 1 サイクルとし、1 サイクルごとに基準荷重を 20kN 増加させ、供試体が破壊するまで荷重増加を行う段階荷重載荷とする。実験に用いた供試体は静荷重実験に用いた供試体と同一寸法を有する供試体である。



写真－ 5.2 定点疲労実験



図－ 5.7 定点疲労実験における荷重条件^{5.14), 5.15)}

5.5.2 計測位置

計測位置は図－ 5.2 に示す供試体の中央のたわみ、既設 RC はりの主鉄筋ひずみを計測した。

5.6 定点疲労実験における結果および考察

5.6.1 定点疲労実験による繰返し回数

定点疲労実験における実験繰返し回数と破壊モードを表－5.9に示す。

表－5.9 定点疲労実験による繰返し回数および破壊モード

供試体	繰返し回数				合計 (回)	破壊モード
	基準荷重 50kN ±30kN (回)	基準荷重 70kN ±30kN (回)	基準荷重 90kN ±30kN (回)	基準荷重 110kN ±30kN (回)		
RC.F-J	12,500	—	—	—	12,500	曲げ破壊
RC.F-J-N	200,000	200,000	8,566	—	408,566	曲げ破壊
RC.F-J-A	200,000	200,000	200,000	400	600,400	曲げ破壊

定点疲労実験における繰返し回数は表－5.9に示すように、供試体 RC.F-J は基準荷重 50kN で ±30kN の荷重で繰返し回数 12,500 回で曲げ破壊した。

次に、供試体 RC.F-J-N は基準荷重 50kN, 70kN, それぞれ ±30kN の荷重で 200,000 回繰返し、その後、基準荷重 90kN で ±30kN の繰返し回数が 8,566 回、合計 408,566 回で曲げ破壊した。また、設置において接着剤を用いた供試体 RC.F-J-A は、荷重 50kN, 70kN, 90kN のそれぞれ ±30kN の荷重で 200,000 回繰返し、その後、基準荷重 110kN で繰返し回数 400 回、合計 600,400 回で、曲げ破壊となった。

以上より、従来型および 2 タイプの荷重分布型伸縮装置を設置した供試体の基準荷重ごとの実験繰返し回数 N として用いる。

5.6.2 鉄筋ひずみと等価繰返し回数の関係

(1) 支間中央の鉄筋ひずみ

支間中央の RC はりの鉄筋ひずみを図－5.8に示す。なお、降伏ひずみは鉄筋の特性値より $1,800 \times 10^{-6}$ であり、図に併記した。

1) 従来型伸縮装置

供試体 RC.F-J の荷重 50kN での初期ひずみは図－5.8に示すように、 536×10^{-6} であり、繰返し回数の増加に伴いひずみも増加している。降伏ひずみに達した繰返し回数は 7,600 回である。降伏ひずみ $1,800 \times 10^{-6}$ に達した繰返し回数は 7,600 回である。降伏ひずみに達した後、ひずみが急激に増加し 12,500 回でひずみが $3,694 \times 10^{-6}$ に達した。

2) 荷重分布型伸縮装置（接着剤なし）

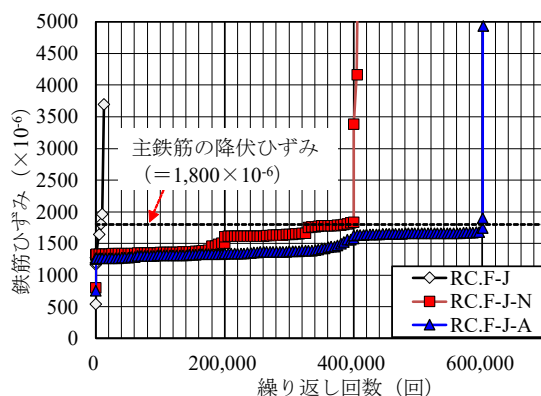
供試体 RC.F-J-N の荷重 50kN での初期ひずみは 800×10^{-6} である。荷重 50kN, 70kN で 1 サイクル後の鉄筋ひずみはそれぞれ $1,499 \times 10^{-6}$, $1,829 \times 10^{-6}$ であり、降伏ひずみ

に達した繰り返し回数は荷重 70kN で繰り返し回数 185,000 回，累積回数は 385,000 回である。なお，累積繰り返し回数 408,566 回でのひずみは $7,435 \times 10^{-6}$ である。

3) 荷重分布型伸縮装置（接着剤あり）

供試体 RC.F-J-A の初期ひずみは 750×10^{-6} であり，基準荷重 50kN，70kN，90kN でそれぞれ 1 サイクル後のひずみは $1,333 \times 10^{-6}$ ， $1,573 \times 10^{-6}$ ， $1,744 \times 10^{-6}$ である。降伏ひずみに達したのは荷重 110kN で繰り返し回数 1 回，累積回数は 600,001 回である。接着剤なしの供試体 RC.F-J-N の 1.56 倍である。その後の繰り返し载荷によってひずみが急激に増加し，累積繰り返し回数 600,400 回のひずみは $4,933 \times 10^{-6}$ である。

以上より，定点疲労実験における従来型伸縮装置を設置した RC はりおよび荷重分布型装置を設置した RC はりのひずみと繰り返し回数の関係を示したが，定点疲労実験による繰り返し回数を用いて修正 Goodman の関係式^{5,7)}から耐疲労性の評価を行い，寿命推定式の提案後においては，ひずみと等価繰り返し回数の関係として考察する。



図－ 5.8 主鉄筋ひずみと繰り返し回数の関係

5.6.3 たわみと繰り返し回数の関係

(1) はり中央のたわみ

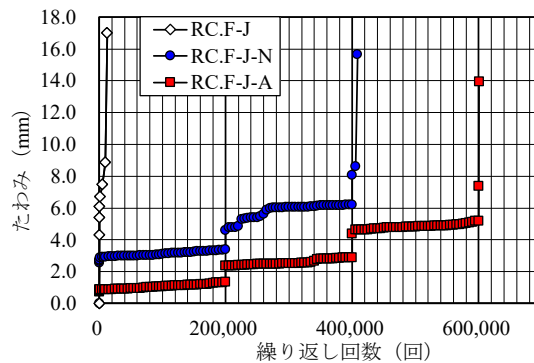
供試体のたわみの計測位置は図－ 5.2 に示す支間中央であり，荷重とたわみの関係を図－ 5.9 に示す。

1) 従来型伸縮装置

供試体 RC.F-J の支間中央の RC はりのたわみは図－ 5.9 に示すように，荷重 50kN での初期たわみは 3.98mm であり，その後の繰り返し回数によりたわみが徐々に増加し，繰り返し回数 10,000 回で 11.45mm に達した。その後，たわみが急激に増加し，繰り返し回数 12,500 回でのたわみは 17.98mm である。

2) 荷重分布型伸縮装置（接着剤なし）

供試体 RC.F-J-N の荷重 50kN での初期たわみは 3.37mm であり，1 サイクル後のた



図－ 5.9 たわみと繰り返し回数の関係

わみは 7.77mm である。荷重 70kN で 1 サイクル後のたわみは 9.57mm, さらに, 累積繰り返し回数 408,566 回後の最大たわみが 15.01mm である。

3) 荷重分布型伸縮装置 (接着剤あり)

供試体 RC.F-J-C の荷重 50kN の初期たわみは 3.80mm である。荷重 50kN, 70kN, 90kN でそれぞれ 1 サイクル後のたわみは 5.97mm, 6.97mm, 8.26mm である。その後, 累積繰り返し回数 600,400 回のたわみが 15.01mm である。

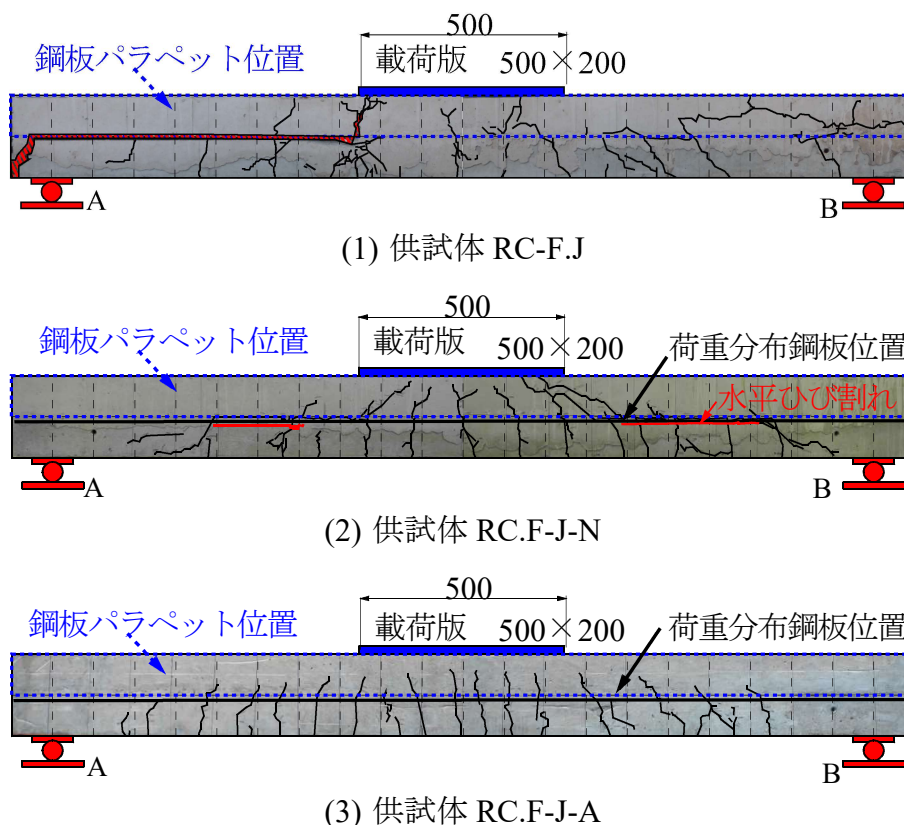
以上より, 定点疲労実験における従来型伸縮装置を設置した RC はりおよび荷重分布型装置を設置した RC はりのたわみと繰り返し回数の関係を示したが, 本実験より得られた繰り返し回数を基に修正 Goodman の関係式^{5.7)}から耐疲労性の評価を行い, 寿命推定式を提案後においては, たわみと等価繰り返し回数の関係として考察する。

5.6.4 疲労試験による破壊時のひび割れ状況

定点疲労実験における破壊時のひび割れ状況を図－ 5.10 に示す。

供試体 RC.F-J のひび割れ状況は図－ 5.10(1)に示すように, 静荷重実験と同様に載荷板から 45 度分布範囲にひび割れが発生している。とくに, 載荷板左端部付近の伸縮装置の縦筋位置にひび割れが集中し, 荷重 50kN±30kN の荷重で繰り返し回数 12,500 回で曲げ破壊した。破壊位置から支点 A 方向に伸縮装置と既設 RC はりの界面ではく離している。また, RC はり右端部には伸縮装置に配置した横鉄筋に沿ったひび割れも発生している。破壊は曲げ破壊である。

次に, 供試体 RC.F-J-N の破壊状況は図－ 5.10(2)に示すように, 荷重 90kN±30kN で, 繰り返し回数 8,566 回で曲げ破壊となった。破壊時は, 載荷位置から 45 度範囲内にひび割れが集中すると同時に, 静荷重実験と同様に荷重分布鋼板の底面が付着切れによる水平ひび割れが発生している。また, 供試体 RC.F-J-A の破壊状況は図－ 5.7(3)に示すように, 広範囲にひび割れが発生しているが, 接着剤の効果により破壊時においてもひび割れは上縁に達していない。さらに, 荷重分布鋼板とコンクリート界面には水平ひび割れの発生も見られず, 破壊時においても一体性は保たれていたが, 荷重



図一 5.10 定点疲労実験による破壊状況

110kN の $\pm 30\text{kN}$ 荷重中たわみが大きくなり、繰返し回数 400 回で曲げ破壊と見なした。破壊は両供試体ともに曲げ破壊となった。

以上より、定点疲労実験における破壊状況は静荷重実験と比較して、ひび割れの発生状況において差異が認められた。特に、供試体 RC.F-J においては顕著である。

5.7 修正Goodmanの関係式を用いた耐疲労性の評価^{5.7), 5.11)}

5.7.1 S-N曲線と等価繰返し回数算定の一般式

伸縮装置を設置した RC はりの静的荷重実験による最大耐荷力（以下、静的耐荷力とする）を P_u 、基準荷重を P_d とした場合、完全片振り荷重条件に対する S-N 曲線は式(5.1)で表される。

$$\log\left(\frac{P_d}{P_u}\right) = \log C_0 - m \cdot \log N_d \quad (5.1)$$

ここに、 P_d/P_u ：無次元化した基準輪荷重、 N_d ：基準荷重が繰返し荷重されたときの疲労寿命、 C_0 、 m ：各 S-N 曲線の切片と傾きに関する定数

伸縮装置を設置した RC はりの定点疲労実験における階段状荷重で i サイクル目の

実験荷重 P_i が繰り返し載荷されたときの疲労寿命を N_i とすると、 P_i ($i = 1, 2, \dots, n$) がそれぞれ N_i ($i = 1, 2, \dots, n$) 回繰り返し載荷された場合の疲労寿命と同等の疲労寿命を与える基準荷重に対する等価繰り返し回数 N_{eq} は、式(5.2)で与えられる。

$$N_{eq} = \sum_{i=1,2,\dots} \left(\frac{\Delta P_i}{P_u} \right)^m \cdot N_i \quad (5.2)$$

ここに、 N_{eq} : 等価繰り返し回数、 ΔP_i : i サイクル目の実験荷重範囲、 P_u : 静的耐荷力、 m : S-N 曲線の切片と傾きに関する定数 (傾きの逆数の絶対値)、 N_i : $i = 1, 2, \dots, n$ 回目の繰り返し回数

5.7.2 修正Goodmanの関係式

道示^{5.10)}の規定において鋼部材では、上限荷重 P_{max} と下限荷重 P_{min} の比 $R = P_{min}/P_{max}$ (最小応力 σ_{min} と最大応力の比 σ_{max} の比) が疲労寿命に及ぼす影響は、圧縮片振りの条件以外は無視できるとされている。しかし、コンクリート部材では、最小応力の影響が認められることから、土木学会コンクリート標準示方書^{5.16)}では、コンクリートと鉄筋の疲労設計強度(振幅)を求める式において、材料の静的強度と死荷重応力(下限荷重)を想定して応力比が疲労強度に及ぼす影響を考慮している。

式(5.2)の荷重条件とした完全片振り条件 ($P_{min} = 0$) では、応力比に相当する荷重比 $R = P_{min}/P_{max}$ は 0 であり、荷重範囲 $\Delta P_i = P_{max} - P_{min} = P_{max}$ が成り立つ。しかし、本研究における疲労実験では前述したように、荷重範囲 ΔP_i を 60kN の一定とし上限荷重 P_{max} を増加させるとともに下限荷重 P_{min} も増加させているため、載荷サイクルごとに荷重比 R が変化することになる。そのため、伸縮装置を有する RC はりの疲労強度が応力比の影響を受けると考えると、式(5.2)を用いて等価繰り返し回数 N_{eq} を算出する際には、以下に示すように各載荷サイクルの荷重比 R の影響を平均応力に関する補正係数 C_R' (以下、荷重比補正係数とする) を考慮する必要がある。荷重比補正係数 C_R' は、応力が荷重と線形関係にあるとして、応力を荷重で置き換えた場合、修正 Goodman の関係式が成り立つことになる。そこで、本実験では、修正 Goodman の関係が成立すると仮定し、完全片振り ($R = 0$) の疲労強度 P_0 は、部分片振り ($R = R$) 時の作用上限荷重 P_{max} 、作用下限荷重 P_{min} および静的耐荷力 P_u より、式(5.3)の関係として与えることとする^{5.7)}。

$$P_0 = \frac{P_{max} - P_{min}}{1 - (P_{min}/P_u)} \quad (5.3)$$

ただし、 $P_{max} - P_{min} = \Delta P$ ($P_{min} \neq 0$)

ここで、 P_{max} : 上限荷重、 P_{min} : 下限荷重、 ΔP : 部分片振荷重 (荷重比 $R \neq 0$) における荷重範囲、 P_u : 静的耐荷力

次に、完全片振り荷重条件 (荷重比 $R = 0$) に対する S-N 曲線は式(5.4)で表される。

$$\log\left(\frac{\Delta P}{P_u}\right) = \log C_0 - m \cdot \log N_0 \quad (5.4)$$

ここに、 ΔP ：荷重範囲、 C_0 ：完全片振り条件 ($R = 0$) に対する S-N 曲線の切片、 N_0 ：完全片振り ($R = 0$) の条件における疲労寿命、 m ：S-N 曲線の勾配に関する定数 (勾配の絶対値に対する逆数)

また、荷重比 $R=R$ が疲労強度に及ぼす影響を考慮すると、部分片振り荷重条件に対する S-N 曲線は式(5.5)で表される。

$$\log\left(\frac{\Delta P}{P_u}\right) = \log C_R - m \cdot \log N_R \quad (5.5)$$

ここに、 ΔP ：部分片振り荷重、 C_R ：部分片振り ($R = R$) 条件に対する S-N 曲線の切片、 N_R ：部分片振り ($R = R$) 条件における疲労寿命、 m ：S-N 曲線の勾配に関する定数 (勾配の絶対値に対する逆数)

次に、荷重範囲 ΔP に対する完全片振り条件の疲労寿命 N_0 と部分片振り条件の疲労寿命 N_R の比を荷重補正係数 $C_{R'}$ と定義すると $C_{R'}$ は式(5.3), (5.4), (5.5)より、式(5.6)として与えられる。

$$C_{R'} = \frac{N_R}{N_0} = \left(\frac{C_R}{C_0}\right)^{-1/m} = \{1 - (P_{min}/P_u)\}^{-1/m} \quad (5.6)$$

ここで、 $C_{R'}$ ：荷重比補正係数、 N_0 ：完全片振り ($R = 0$) の条件における疲労寿命、 N_R ：部分片振り ($R = R$) 条件における疲労寿命、 C_R ：荷重比補正係数、 C_0 ：S-N 曲線の切片、 m ：S-N 曲線の勾配に関する定数、 P_{min} ：下限荷重、 P_u ：静的耐荷力

以上より、部分片振り条件 (荷重比 $R=R$, 荷重範囲 ΔP) で得られた疲労寿命 N_R と式(5.6)で表される荷重比補正係数 $C_{R'}$ を用いて、これと疲労損傷が等価な完全片振り条件 ($R=0$, 荷重範囲 ΔP) での繰返し回数 N_0 (等価繰返し回数) は、式(5.7)で与えられる。

$$N_0 = \left(\frac{C_R}{C_0}\right)^{-1/m} \times N_R = C_{R'} \times N_R \quad (5.7)$$

ここで、 N_0 ：完全片振り ($R = 0$) の条件における疲労寿命、 $C_{R'}$ ：荷重比補正係数、 C_0 ：S-N 曲線の切片、 m ：S-N 曲線の勾配に関する定数、 N_R ：部分片振り ($R = R$) 条件における疲労寿命

実験データ解析においては、部分片振り疲労実験で得られた疲労寿命 N_R を、基準

荷重 P_d の完全片振り条件での繰返し回数に換算した等価繰返し回数を用いることとする ($N_{eq} = N_0$)。

5.8 修正Goodmanの関係式を用いた定点疲労実験における等価繰返し回数の算定

5.8.1 実験繰返し回数

定点疲労実験における実験繰返し回数 N は、表-5.9 に示したように1サイクルごとの合計繰返し回数 N であり、修正 Goodman の関係式より等価繰返しを算定するために表-5.10 に併記した。

5.8.2 等価繰返し回数

定点疲労実験における耐疲労性の評価は、 $C_R' = 1.0$ の場合の等価繰返し回数 N_{eq} を算出する。等価繰返し回数 N_{eq} は式(5.2)より、マイナー則に従うと仮定すると式(5.8)として与えられる。式(5.8)における伸縮装置を設置した RC はりの S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値 m については伸縮装置が鋼製であることから $m = 3.0$ も検討される。一方、松井らが提案する RC 床版の S-N 曲線式から得られた傾きの逆数の絶対値 $m = 12.7$ を用いた等価走行回数は過剰評価となり、実際の年数と大きな差異が生じ、危険側となる。また、 $m = 3.0$ を適用した場合の疲労寿命は逆に過小評価となり、かなり安全側で評価される。次に、関口ら^{5.8), 5.9)}による伸縮装置の材料には、遊間部に炭素繊維シート、走行面に樹脂やゴム系材を用いた3タイプの埋設型の伸縮装置を設置した RC 床版を用いて輪荷重走行疲労実験を行っている。その結果、東京都の環状8号線の交通量を元に耐疲労性の評価を行った結果、S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値として $m = 4.0$ を用いている。そこで第5章では、関口らの実験から得られた $m = 4.0$ を適用することとする。また、等価繰返し回数の算定における基準荷重 P_d は RC はりに B 活荷重(100kN)に衝撃係数を考慮した荷重(150kN)を本実験のはり幅 270mm を考慮して $40\text{kN} (= 150\text{kN}/(1,000/270))$ とする。

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^N (\Delta P/P_d)^m \times N_i \quad (5.8)$$

ただし、 $\Delta P = P_{max} - P_{min}$

ここで、 N_{eq} : $C_R' = 1.0$ の場合の等価繰返し回数(回)、 ΔP : 基準荷重の変動範囲(荷重範囲)、 P_{max} : 上限荷重 (kN)、 P_{min} : 下限荷重 (kN)、 P_d : 基準荷重(40kN)、 m : 伸縮装置を設置した RC はりの S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値 (= 4.0)、 N_i : 実験繰返し回 (回)

5.8.3 補正係数 C_R' を考慮した等価繰返し回数 : $N_{eq.R}$

荷重比補正係数 C_R' は式(5.6)として与えられ、これを考慮した等価繰返し回数 $N_{eq.R}$ は式(5.8)より式(5.9)として与えられる。

$$N_{eq,R} = \sum_{i=1}^N \{1 - (P_{min}/P_u)\}^{-1/m} \times N_{eqi} \quad (5.9)$$

ここで、 $N_{eq,R}$ ： C_R' を考慮した場合の等価繰り返し回数、 P_u ：静荷重実験による耐荷力（表－5.8）、 P_{min} ：下限荷重（kN）、 P_u ：静荷重実験による耐荷力（kN）、 m ：伸縮装置を設置したRCはりのS-N曲線の傾きの逆数の絶対値（＝4.0）、 N_{eqi} ： $C_R'=1.0$ の場合の実験繰り返し回数（回）

5.9 修正Goodmanの関係式を用いた耐疲労性の評価および考察

5.9.1 繰り返し回数

定点疲労実験によるサイクルごとの実験繰り返し回数 N 、また、式(5.8)より算定した $C_R'=1.0$ における等価繰り返し回数 N_{eq} および式(5.9)より算定した荷重比補正係数 C_R' を考慮した等価繰り返し回数 $N_{eq,R}$ を表－5.10 に示す。

表－5.10 等価繰り返し回数および荷重補正係数を考慮した等価繰り返し回数

荷 重		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)		
基準荷重： P		40	40	40	40		
平均荷重： P_{mean}		50	70	90	110		
上限荷重（kN）： P_{max}		80	100	120	140		
下限荷重（kN）： P_{min}		20	40	60	80		
荷重範囲： ΔP		60	60	60	60		
サイクル		N_1	N_2	N_3	N_4	ΣNi	等価繰り 返し回数比
RC.F-J	耐荷力（RC.S-J）： P_u （表－5.8）	100.5					
	実験繰り返し回数（回）： N （表－5.9）	12,500				12,500	
	N_{eq} （ $C_R'=1.00$ ）（式(5.8)）	63,281				63,281	
	$N_{eq,R}$ （ C_R' 考慮）（式(5.9)）	66,891				66,891	—
RC.F-J-N	耐荷力（RC.F-J-N）： P_u （表－5.8）	140.4					
	実験繰り返し回数（回）： N （表－5.9）	200,000	200,000	8,566		408,566	
	N_{eq} （ $C_R'=1.00$ ）（式(5.8)）	1,012,500	1,012,500	43,365		2,068,365	
	$N_{eq,R}$ （ C_R' 考慮）（式(5.9)）	1,052,156	1,101,041	49,851		2,203,047	32.9
RC.F-J-A	耐荷力（RC.F-J-A）： P_u （表－5.8）	160.8					
	実験繰り返し回数（回）： N （表－5.9）	200,000	200,000	200,000	400	600,400	
	N_{eq} （ $C_R'=1.00$ ）（式(5.8)）	1,012,500	1,012,500	1,012,500	2,025	3,039,525	
	$N_{eq,R}$ （ C_R' 考慮）（式(5.9)）	1,046,685	1,087,551	1,137,893	2,405	3,274,534	49.0

従来型伸縮装置を設置した供試体 RC.F-J の場合の等価走行回数 $N_{eq} = 66,891$ 回を基準にすると 32.9 倍となる。また、荷重分布型伸縮装置を設置した供試体 RC.F-J-N (接着剤なし) および RC.F-J-A (接着剤あり) の等価繰り返し回数 N_{eq} は、それぞれ 2,203,047 回、3,274,534 回であり、供試体 RC.F-J のそれぞれ 32.9 倍および 49.0 倍の結果となった。これを荷重倍率に換算すると、それぞれ $32.9^{1/4} = 2.4$ 倍および $49.0^{1/4} = 2.7$ 倍となり、荷重分布型伸縮装置が従来型伸縮装置に比べてより大きな輪荷重の繰り返しに耐えうる結果が得られた。また、接着剤ありの供試体 RC.F-J-A は接着剤なし RC.F-J-N の 1.4 倍以上の耐疲労性が示されたことから、設置において接着剤を塗布することでさらに耐疲労性が向上することが確認できた。

以上より、等価繰り返し回数においては従来型伸縮装置を設置した RC はりに対して、荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりは、荷重分布鋼板を設けることで輪荷重が RC はりの広範囲に分布して作用することから、耐疲労性が向上する結果が得られた。また、設置において接着剤を用いることで鋼材とコンクリート材が一体化され、さらに耐疲労性が向上する結果となった。

5.9.2 伸縮装置を設置したRCはりのS-N曲線

RC 部材の S-N 曲線式は式(5.1)として示されている。式(5.1)は静的耐荷力を P_u 、基準荷重を P_d とし、伸縮装置を設置した RC はりの完全片振り荷重条件式とした場合には、式(5.10)として示される。

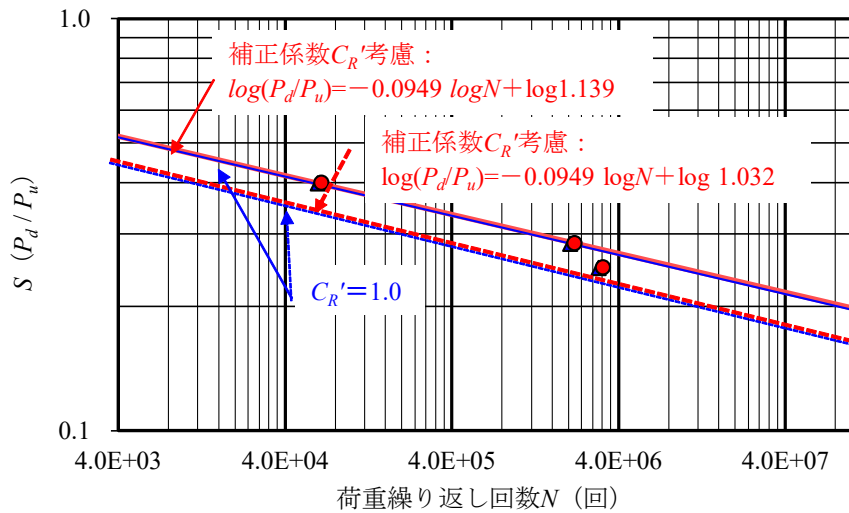
$$\log(S) = \log C_0 - m \log N \quad (5.10)$$

ここに、 S : 曲げ耐荷力を与える輪荷重で無次元化した基準輪荷重 (P_d/P_u , P_d : 基準荷重, P_u : 静的耐荷力), N : 繰り返し回数 (回), C_0 : S-N 曲線の切片, m : S-N 曲線の勾配の絶対値の逆数

そこで、本実験では、基準荷重 P_d を RC はりの静荷重実験による最大耐荷力 P_u で除した S 値と表- 5.10 に示す荷重比補正係数 C_R' を考慮した等価繰り返し回数 $N_{eq,R}$ と、 S 値 (P_d/P_u) の関係より、鋼製伸縮装置を設置した RC 部材の S-N 曲線式を提案する。ここで、 S 値と N の関係を表- 5.11 に示す。

表- 5.11 S 値と N 値の関係

試験体	基準荷重 (P_d) (kN)	最大耐荷力 (P_u) (kN)	$S = P_d/P_u$	繰り返し回数	
RC.F-J	40	100.5	0.398	$N_{eq,R}$	66,891
RC.F-J-N	40	140.4	0.285	$N_{eq,R}$	2,203,047
RC.F-J-A	40	160.8	0.249	$N_{eq,R}$	3,274,534



図－ 5.11 定点疲労実験における伸縮装置の S-N 曲線

表－ 5.11 に示す S 値と繰り返し回数 $N_{eq,R}$ の（以下、 N とする）の関係から、定点疲労実験による RC 部材の S-N 曲線式を両対数として図－ 5.11 に示す。図－ 5.11 は、荷重比補正係数 C_R' を考慮した等価繰り返し回数を用いた S-N 曲線を赤線、接着剤を用いた供試体を赤破線で示した。なお、 $C_R' = 1.0$ の場合の実験繰り返し回数については青線で示し、図－ 5.8 に併記した。図－ 5.8 に示す各供試体の S-N 曲線式は荷重比補正係数 C_R' を考慮した供試体 RC.F-J, RC.F-J-N の関係から S-N 曲線式を得て、これを基準に接着剤を用いて伸縮装置を設置した供試体 RC.F-J-A の S-N 曲線は、平行移動した式として提案する。

よって、供試体 RC.F-J, RC.F-J-N の等価繰り返し回数 $N_{eq,R}$ を考慮して評価する場合の接着剤なしの供試体の S-N 曲線式を式(5.11)として与える。また、接着剤ありの供試体 RC.F-J-A の場合の S-N 曲線を式(5.12)として与える。

- a) 供試体 RC.F-J, RC.F-J-N (接着剤なし)

$$\log(P_d/P_u) = -0.0949 \log N + \log 1.139 \quad (5.11)$$

- b) 供試体 RC.F-J-A (接着剤あり)

$$\log(P_d/P_u) = -0.0949 \log N + \log 1.032 \quad (5.12)$$

ここで、 P_d : 基準荷重 (kN), P_u : 静的最大耐荷力 (kN), N : 繰り返し回数

以上より、従来型伸縮装置を設置した供試体 RC.F-J および荷重分布型伸縮装置を設置した供試体 RC.F-J-N (接着剤なし) および RC.F-J-A (接着剤あり) の S-N 曲線式における傾きの逆数は 0.0949, 絶対値は $m = 10.5$ である。

5.9.3 補正係数を考慮した等価繰り返し回数とS-N曲線式との整合性の検証

(1) 破壊繰り返し回数： N_f

S-N 曲線式との整合性の検証は、本実験の基準荷重 P_d と最大耐荷力 P_u の関係から破壊繰り返し回数 N_f を算定して検証する。破壊繰り返し回数 N_f は式(13)として与えられる。

$$N_f = 10^{[\{\log(C_0) - \log(P_d/P_u)\}/m]} \quad (5.13)$$

ここで、 N_f ：破壊繰り返し回数、 P_d ：基準荷重 (kN)、 P_u ：静的最大耐荷力 (kN)、 C_0 ：S-N 曲線の切片、 m ：S-N 曲線の勾配の絶対値 (= 0.0949)

S-N 曲線式より破壊繰り返し回数 N_f を求めた結果を表 5.12 に示す。

(2) S-N曲線式(5.11)および破壊繰り返し回数との整合性

荷重比補正係数 C_R' を考慮し、式(5.11)、(5.13)より算出した供試体 RC.F-J および RC.F-J-N の破壊繰り返し回数と実験による等価繰り返し回数の関係を見ると、それぞれ 0.969、0.997 となり、近似した結果が得られた。

表 5.12 提案 S-N 曲線式と破壊繰り返し回数

供試体名		m	C_0	N_f	ΣN_i	$N/\Sigma N_i$
RC.F-J	$N_{eq,R}$ (式(5.11))	0.0949	1.139	64,818	66,891	0.969
RC.F-J-N	$N_{eq,R}$ (式(5.11))			2,196,529	2,203,047	0.997
RC.F-J-A	$N_{eq,R}$ (式(5.12))	0.0949	1.032	3,244,329	3,274,534	0.991

(3) S-N曲線式(5.12)および破壊繰り返し回数との整合性

荷重比補正係数 C_R' を考慮し、式(5.12)、(5.13)より算出した供試体 RC.F-J-A の破壊繰り返し回数と実験による等価繰り返し回数の比は 0.991 となり、近似している。なお、S-N 曲線式における傾きの逆数の絶対値 $m = 10.539$ である。

以上より、従来型伸縮装置を設置した供試体および接着剤あり、接着剤なしの荷重分布型伸縮装置を設置した供試体の繰り返し回数は本提案する S-N 曲線式と近似する結果が得られた。よって、鋼製伸縮装置を設置した RC はりの S-N 曲線式として十分に評価できるものと考えられる。

5.9.4 構造特性

定点疲労実験による各ひずみおよびたわみと平均荷重の影響 (C_R' 考慮) した場合の基準荷重に対する等価繰り返し回数 $N_{eq,R}$ の関係をそれぞれ図 5.12、図 5.13 に示し、考察する。

(1) 鉄筋ひずみと等価繰り返し回数 $N_{eq,R}$ の関係

支間中央の鉄筋ひずみと等価繰り返し回数 $N_{eq,R}$ の関係を図- 5.12 に示す。なお、降伏ひずみは表- 5.2 に示す鉄筋の特性値より $1,800 \times 10^{-6}$ であり、図- 5.12 に併記した。

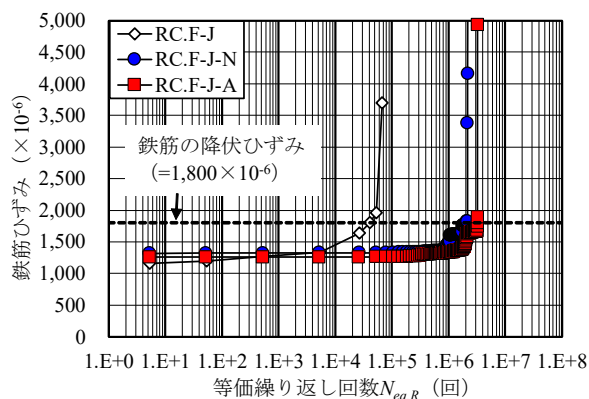


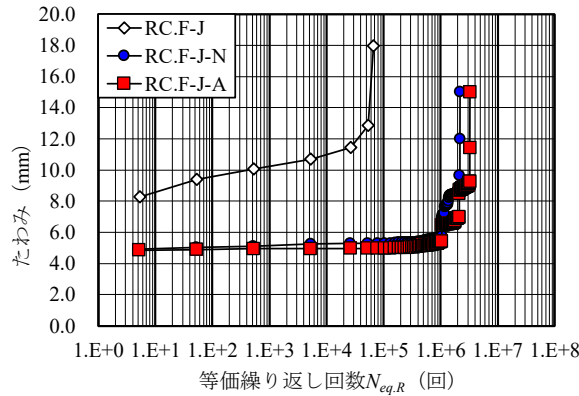
図- 5.12 鉄筋ひずみと等価繰り返し回数の関係

供試体 RC.F-J の実験繰り返し回数 1 回、すなわち等価繰り返し回数 5 回のひずみは $1,160 \times 10^{-6}$ である。降伏ひずみに達した等価繰り返し回数は 40,900 回である。その後、ひずみが急激に増加し最大等価繰り返し回数 66,891 回でのひずみが $3,694 \times 10^{-6}$ である。次に、供試体 RC.F-J-N の等価繰り返し回数 5 回のひずみは $1,312 \times 10^{-6}$ である。降伏ひずみに達した等価繰り返し回数は 2.093×10^6 回であり、最大等価繰り返し回数 2.203×10^6 回の 95% である。最大ひずみは $7,435 \times 10^{-6}$ である。また、供試体 RC.F-J-A の等価繰り返し回数 5 回のひずみは $1,256 \times 10^{-6}$ で、降伏ひずみに達した等価繰り返し回数は 3.272×10^6 回であり、最大等価繰り返し回数 3.274×10^6 回の 99% である。最大ひずみは $4,933 \times 10^{-6}$ である。供試体 RC.F-J が降伏した等価繰り返し回数と供試体 RC.F-J-N および供試体 RC.F-J-A が降伏ひずみに達した等価繰り返し回数を比較すると、それぞれ 2.093×10^6 回、 3.272×10^6 回であり、51.2 倍、80.0 倍である。また、接着剤あり、接着剤なしで比較すると接着剤ありの供試体が 1.5 倍である。

以上より、従来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、荷重分布鋼板の効果によりひずみの増加が抑制され、降伏ひずみに達した等価繰り返し回数が増加する結果が得られた。また、接着剤を用いて設置した供試体は伸縮装置とコンクリートが一体化し、さらにひずみの増加を抑制する効果が期待できる。

(2) たわみと等価繰り返し回数 $N_{eq,R}$ の関係

伸縮装置を設置した RC はり中央のたわみと等価繰り返し回数 $N_{eq,R}$ の関係を図- 5.13 に示す。



図－ 5.13 たわみと等価繰り返し回数の関係

供試体 RC.F-J の実験繰り返し回数 1 回，すなわち等価繰り返し回数 5 回でのたわみは 8.29mm であり，その後の繰り返し回数によりたわみが徐々に増加し，等価繰り返し回数 66,891 回でのたわみは 17.98mm である。

次に，供試体 RC.F-J-N の等価繰り返し回数 5 回でのたわみは 4.93mm であり，平均荷重を 20kN 増加した等価繰り返し回数 1.052×10^6 回， 2.153×10^6 回時のたわみは，それぞれ 7.77mm，9.64mm である。さらに，等価繰り返し回数 2.203×10^6 回での最大たわみが 15.00mm である。また，供試体 RC.F-J-A の等価繰り返し回数 5 回でのたわみは 4.85mm である。その後，平均荷重増加時直後の等価繰り返し回数 1.046×10^6 回， 2.134×10^6 回， 3.272×10^6 回でそれぞれ 5.41mm，6.97mm，9.265mm であり，供試体 RC.F-J-N との比較においては，いずれもたわみを下回っている。等価繰り返し回数 3.274×10^6 回での最大たわみは 15.01mm であり，最終的に曲げ破壊に至った。従来型伸縮装置を設置した供試体 RC.F-J の初期たわみと荷重分布型伸縮装置を設置した供試体 RC.F-J-N および接着剤を用いた供試体 RC.F-J-A の比は，それぞれ 0.60，0.59 であり，荷重分布型伸縮装置を用いることで，それぞれ 40%，41%抑制されている。

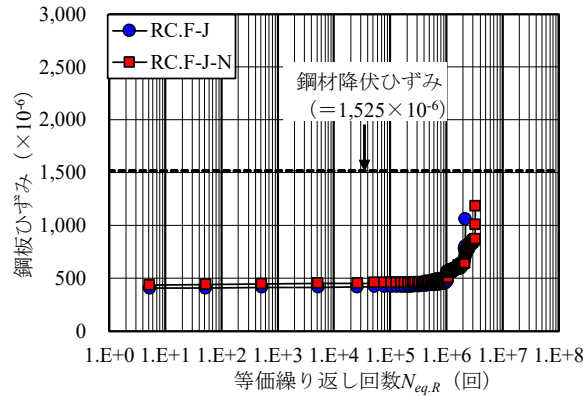
以上より，従来型伸縮装置を設置した RC はりのたわみに対して荷重分布型装置を設置した RC はりは，荷重分布鋼板を介して荷重が分布することから，たわみの増加が大幅に抑制されることが確認できた。また，接着剤を用いることで伸縮装置とコンクリートが一体化し，さらにたわみの増加を抑制する効果が期待できる。

(3) 荷重分布鋼板のひずみと等価繰り返し回数 $N_{eq,R}$ の関係

荷重分布鋼板のひずみと等価繰り返し回数 $N_{eq,R}$ の関係を図－ 5.14 に示す。なお，材料特性値より算出した降伏ひずみは $1,525 \times 10^{-6}$ であり，図－ 5.14 に併記した。

供試体 RC.F-J の等価繰り返し回数 5 回のひずみは 400×10^{-6} であり，等価繰り返し回数 1.052×10^6 回， 2.153×10^6 回の鋼板ひずみは，それぞれ 475×10^{-6} ， 677×10^{-6} である。最大等価繰り返し回数 2.203×10^6 回のひずみは $1,059 \times 10^{-6}$ であり，降伏に至っていない。

次に，供試体 RC.F-J-N の鋼板ひずみの増加傾向は供試体 RC.F-J と同様な増加傾向

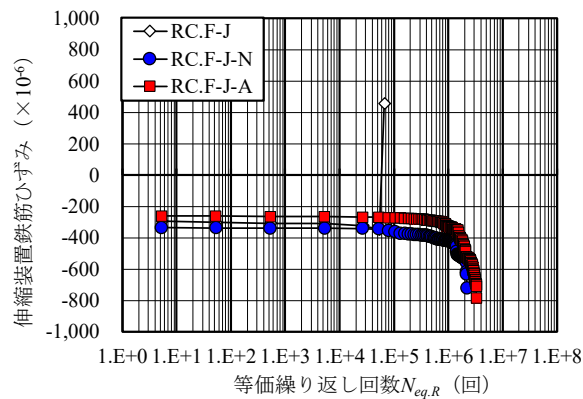


図－ 5.14 鋼板ひずみと等価繰り返し回数の関係

を示しており、等価繰り返し回数 3.272×10^6 回での鋼板ひずみは 868×10^{-6} である。等価繰り返し回数 3.274×10^6 回の鋼板ひずみは $1,181 \times 10^{-6}$ であり、降伏に至っていない。

(4) 伸縮装置鉄筋ひずみと等価繰り返し回数 $N_{eq,R}$ の関係

伸縮装置の圧縮鉄筋中央のひずみと等価繰り返し回数の関係を図－ 5.15 に示す。降伏ひずみは $1,945 \times 10^{-6}$ である。



図－ 5.15 伸縮装置鉄筋ひずみと等価繰り返し回数の関係

供試体 RC.F-J は等価繰り返し回数 5 回で -290×10^{-6} であり、等価繰り返し回数 53,513 回までは圧縮応力を受け、最大ひずみは -340×10^{-6} である。その後の繰り返し回数から引張応力を受け、最大等価繰り返し回数 66,891 回でのひずみは 450×10^{-6} である。

次に、供試体 RC.F-J-N の圧縮鉄筋の等価繰り返し回数 5 回のひずみは -336×10^{-6} であり、等価繰り返し回数 2.203×10^6 回でのひずみは -720×10^{-6} で、圧縮応力を受けている。また、供試体 RC.F-J-A の圧縮鉄筋の等価繰り返し回数 5 回のひずみは -261×10^{-6} であり、その後の荷重増加と繰り返し回数の増加により、ひずみも増加している。等

価繰り返し回数 3.074×10^6 回でのひずみは -780×10^{-6} である。

以上より、従来型伸縮装置の圧縮鉄筋が引張応力を受けるのに対し、荷重分布型伸縮装置を設置した両供試体は破壊時まで圧縮応力が生じており、RC はり主鉄筋と応力分担することで、耐疲労性が向上している。

5.10 まとめ

- (1) 従来型と荷重分布型（接着剤なしと接着剤あり）の 2 種類の伸縮装置を設置した RC はりの静荷重実験を行い、それぞれの静的耐荷力 P_u を評価した。その結果、従来型伸縮装置を設置した RC はりの耐荷力は 105.5kN、荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりは 140.4kN、接着剤を塗布した供試体は 160.8kN であり、静的耐荷力は荷重分布型が従来型より 40%以上高い耐荷性能を有する伸縮装置であることが明らかとなった。
- (2) 定点疲労試験では、輪荷重が伸縮装置通過時の衝撃力を考慮して平均荷重を漸増させた階段状載荷疲労試験を採用した。そのため、疲労実験で得られた荷重繰り返し回数 N に対して、修正 Goodman の関係式に基づく平均荷重（荷重比）補正係数を用いて平均荷重の影響を考慮した等価繰り返し回数の算定を行った。この等価繰り返し回数 $N_{eq,R}$ と静的耐荷力 P_u で基準荷重 P_d を無次元化した S 値（ $= P_d/P_u$ ）の S-N 関係を用いて各伸縮装置の疲労耐久性を評価した。
- (3) 平均荷重の影響を考慮した等価繰り返し回数 $N_{eq,R}$ と静的耐荷力で無次元化した荷重 S 値（ $= P_d/P_u$ ）の関係を用いて各伸縮装置の S-N 曲線式を提案した。提案した S-N 曲線式は、従来型、荷重分布型伸縮装置および接着剤を用いた荷重分布型伸縮装置を設置した供試体の破壊繰り返し回数と良く近似する値を与えることを示した。
- (4) 静荷重実験および定点疲労実験におけるひび割れ分布状況は、従来型では荷重載荷板から 45 度範囲内に集中しているが、荷重分布型では荷重分布鋼板を介して RC はりに分布することから広範囲にひび割れが分散している。なお、接着剤なしの供試体は最終的に荷重分布鋼板設置面がはく離しているが、接着剤ありの場合にははく離は生じていない。よって、荷重分布型伸縮装置の設置においては、荷重分布鋼板に付着用接着剤を用いることが推奨される。
- (5) 疲労実験において、荷重繰り返しに伴うたわみ・ひずみの増加は、荷重分布型では輪荷重が荷重分布鋼板を介して RC はりに幅広く分布して作用することから従来型に比べ大幅に抑制され、耐疲労性が大幅に向上する結果が得られた。また、接着剤を併用することで伸縮装置とコンクリート間の付着性能が向上し、たわみ・ひずみの増加はさらに抑制された。さらに、荷重分布鋼板のひずみの関係より、荷重分布鋼板も輪荷重による引張応力を分担し、耐疲労性の大幅な向上に寄与することを明らかにした。以上より、荷重分布鋼板は、輪荷重を RC 床版コンクリートに分布させるほか、床版の引張応力も分担することから RC 床版の補強効果も期待できる伸縮装置であるといえる。

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試験調査報告書 (II-1987), 土木研究所資料, No.2508, 1987.11
- 5.2) 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.35A, pp.757-764, 1989.3
- 5.3) 関口幹夫, 橋原正周, 堀川都志雄：埋設型炭素繊維シートジョイント付き RC 床版の輪荷重走行疲労実験, 構造工学論文集 Vol.57A, pp.1326-1337, 2011.3
- 5.4) 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
- 5.5) 佐々木茂隆, 阿部忠, 水口和彦, 深水弘一, 金子昌明：荷重分布型伸縮装置を設置した RC はり部材の定点疲労実験における耐疲労性に関する実験研究, 日本大学生産工学部, 第 54 回学術講演会, pp.35-38, 2021.12
- 5.6) 佐々木茂隆, 阿部忠, 深水弘一, 熊谷光記：荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりの定点疲労実験における耐疲労性の検証, コンクリート工学年次論文集, Vol44, No.2, pp.913-918, 2022.7
- 5.7) 阿部忠, 佐々木茂隆, 野口博之, 水口和彦, 川井豊：伸縮装置を設置した RC はりの静的耐荷力および修正 Goodman の関係式を用いた耐疲労性の評価, 構造工学論文集, Vol.69A, pp.871-883, 2023.3
- 5.8) 関口幹夫, 大石雅登, 橋原正周：各種ジョイント取付け部 RC 床版の疲労耐久性, 第七回道路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.195-200, 2012.6
- 5.9) 関口幹夫, 橋原正周, 堀川都志雄：ゴムジョイント付き RC 床版の輪荷重走行疲労実験, 構造工学論文集 Vol.55A, pp.1509-1520, 2009.3
- 5.10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I, II, 2017.
- 5.11) 二羽淳一郎, 前田詔一, 岡村甫：異形鉄筋の疲労強度算定式, 土木学会論文集, 第 354 号/V-2, pp.73-79, 1985.2
- 5.12) Tadashi Abe, Kiyoshi Ito, Noriyuki Kozakai, and Takayoshi Kodama : Proposition of Thin-Layer Repairing Methods Using Low-Elasticity Polymer Portland Cement Materials and Glue and Study on the Fatigue Resistance of Reinforced Concrete Slab, International Journal of Polymer Science, Volume 2018, Article ID 6545097, pp.1-8, 2018.10
- 5.13) 阿部忠, 川井豊, 山下雄史, 一瀬八洋：普通セメントに低収縮型早強性混和材を配合した SFRC 舗装による鋼床版の応力低減効果, 土木学会論文集 E1 (舗装工学), Vol.71, No.2, pp.47-62, 2015.7
- 5.14) 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, 2006.1
- 5.15) 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, pp.530-1540, 2018.3

5.16) 土木学会：コンクリート標準示方書 [設計編], 2018.3

第6章 輪荷重走行疲労実験による荷重分布型伸縮装置を設置したRC床版の耐疲労性の評価

6.1 はじめに

近年、道路橋の伸縮装置が老朽化により取替工事が行われている。その多くは大型車両の荷重変動に伴う衝撃による伸縮装置の破損やコンクリートのひび割れなどである。これらのことから、伸縮装置を設置するRC床版に輪荷重を分布させて作用させる荷重分布型伸縮装置^{6.1), 6.2)}の開発を行い、耐荷力性能および耐疲労性を評価してきた^{6.2)~6.4)}。これによると、従来型を模擬した伸縮装置（以下、従来型伸縮装置とする）を設置したRCはりの耐荷力および定点疲労実験による耐疲労性の評価においては従来型伸縮装置を設置したRCはりに対して荷重分布型伸縮装置を設置したRCはりの耐荷力が1.4倍、耐疲労性の評価においては32倍の等価繰り返し回数が得られている^{6.5)}。この要因は、伸縮装置に設けられた荷重分布鋼板により、輪荷重を広範囲に分布して作用させたことにより、たわみの増加が抑制された結果である。

以上のように、荷重分布型伸縮装置は耐荷力および耐疲労性が評価され、実橋に採用された。しかし、本荷重分布型伸縮装置は床版遊間部で輪荷重を支持しない突合せタイプの伸縮装置であり、縦鋼板と荷重分布鋼板が鉄筋を介してコンクリート床版に伝達されることから、縦鋼板に直接作用する輪荷重が集中する構造であり、交通量や重車両の多い橋梁への適用においては、改善が必要となる。

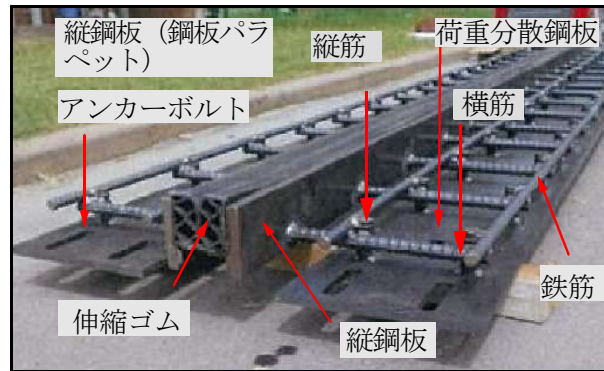
そこで第6章では、深水が提案する特許番号第6567920号、発明の名称：道路橋の伸縮装置および道路橋の伸縮装置の施工法^{6.1)}（以下、文献6.1とする）に示す、荷重分散型伸縮装置の耐荷力性能および耐疲労性の向上を目的として新構造を提案および輪荷重走行疲労実験により荷重分布型伸縮装置を設置したRC床版の耐疲労性の評価を行うこととする。

伸縮装置を設置したRC床版の耐疲労性の評価においては、従来型の伸縮装置および新たに開発した荷重分布型伸縮装置を設置したRC床版を用いて輪荷重走行疲労実験を実施し、耐疲労性能、構造特性および破壊状況を検証する。実験供試体には高さ90mm（設置高さ100mm）、幅800mmの伸縮装置を2体設置（幅1,600mm）した場合と高さ90mm、長さ1,600mmの伸縮装置を設置し、伸縮装置の継手部上を輪荷重が走行した場合の耐疲労性を評価する。実験においては、床版張出部のたわみが4.0mmに達するまで輪荷重走行疲労実験を実施し、耐疲労性を評価した。

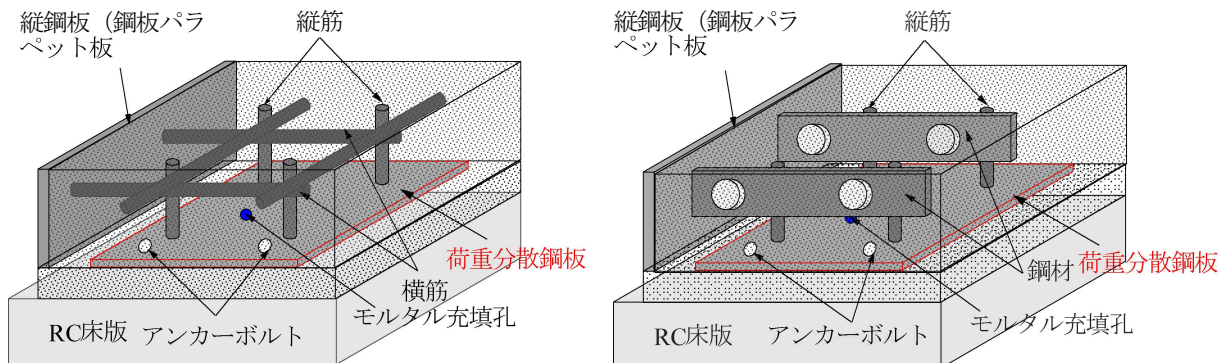
6.2 荷重分散型伸縮装置の開発

6.2.1 荷重分散型伸縮装置の概要

荷重分散型伸縮装置の概略を写真－6.1に示す。また、荷重分散型伸縮装置の構造を図－6.1に示す。本論文においては荷重分布型伸縮装置として各章で述べてきたが、参考文献特許申請においては荷重分散型伸縮装置と称していることから、第6章で



写真－ 6.1 荷重分散型伸縮装置の概略



(1) 張出部材に横筋を用いた構造

(2) 張出部材に鋼材を用いた構造

図－ 6.1 荷重分散型伸縮装置の構造

は開発時の各部位の名称を用いることとする。

荷重分散型伸縮装置の縦鋼板に横筋を用いた構造は第3章、第4章で述べたが、図－ 6.1(1)示すように、伸縮部の鋼板パラペット（以下、6章では縦鋼板とする）に張出し部材である横筋が溶接され、その張出部材である横筋に複数の縦連結部材である縦筋が2箇所溶接された骨組み構造である。また、縦連結部材である縦筋の下面に幅 200mm 程度の荷重分散鋼板が溶接した構造となっている。この荷重分散鋼板にはφ 10mm の流動性モルタル注入孔が設けられている。荷重分散鋼板の4角にはRC床版と固定用のアンカーボルト取り付け孔が設けられている。

次に、参考文献 6.1 に示す荷重分散型伸縮装置には、縦鋼板に張出部材として鋼材を溶接した構造も提案されている。ここで、張出部材に鋼材を溶接した構造を図－ 6.1(2) に示す。張出部材に鋼材を溶接した構造は図－ 6.1(2) に示すように、縦鋼板に鋼材を溶接し、この鋼板に縦筋が溶接され、その下面に荷重分散鋼板が溶接された構造である。以下は図－ 6.1 に示す構造と同様である。

6.2.2 荷重分散型伸縮装置の課題

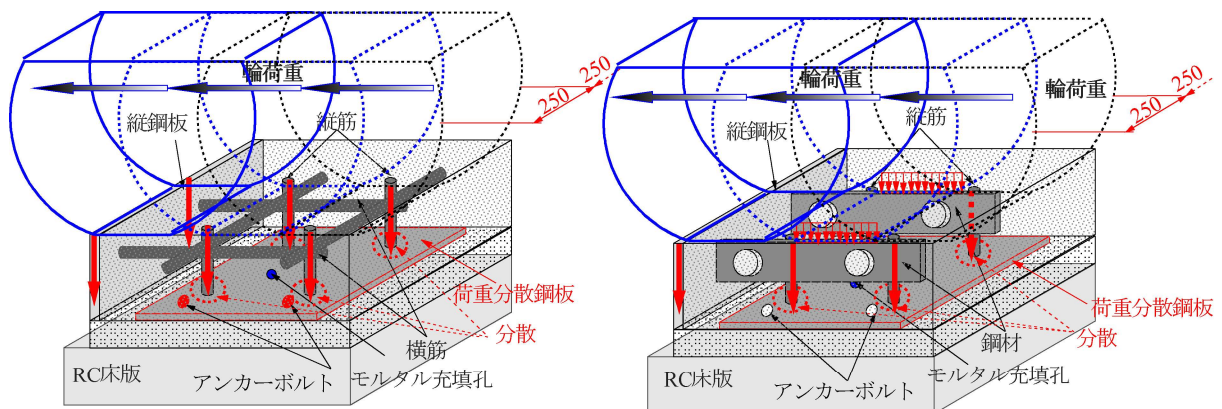
(1) 荷重分散型伸縮装置の構造

荷重分散型伸縮装置の構造は写真－ 6.1 および図－ 6.1(1)に示すように、伸縮部本

体である縦鋼板に張出部材である横筋が溶接された構造と、図－ 6.1(2)に示すように伸縮部の縦鋼板に張出部材である鋼板を溶接している。図－ 6.1 は張出部材である横筋および鋼材に縦連結部材である縦筋を2本溶接し、その底面に荷重分散板が溶接された構造である。また、図－ 6.1(2)に示す伸縮部の縦鋼板に張出部材である鋼板を溶接した構造には横筋は設けられていない。

(2) 荷重分散型伸縮装置の荷重分散鋼板の効果

輪荷重が作用した場合の荷重分散効果について図－ 6.2 に示す。なお、図－ 6.2 に示す輪荷重は、道示に示す輪荷重の片側の設置面をイメージしたものである。



(1) 張出部材に横筋を用いた構造

(2) 張出部材に鋼材を用いた構造

図－ 6.2 荷重分散型伸縮装置の構造

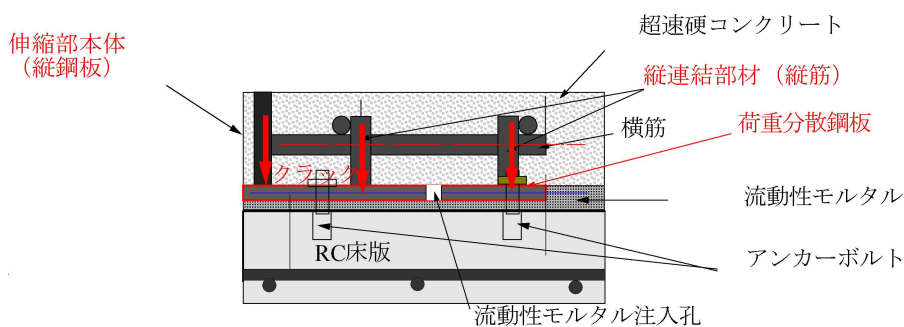
張出部材に横筋を用いた構造は図－ 6.2(1)に示すように荷重分散型伸縮装置に輪荷重が作用することで、輪荷重が移動するたびに縦連結部材である縦筋を介して荷重分散鋼板に荷重が分散され、さらに下層のコンクリート床版へと伝達される。また、張出部材に鋼板を用いた場合の荷重分散効果について図－ 6.2(2)に示す。輪荷重が移動して作用する場合は、図－ 6.2(1)に示すように張出部材である鋼板全体に荷重が移動して作用し、縦連結部材の縦筋を介して荷重分散板に分散され、コンクリート床版へと伝達される構造である。

以上のように、張出部材に横筋および鋼材を用いた場合においても輪荷重は縦連結部材である縦筋に集中荷重として作用することになる。とくに、設置においては、荷重分散型伸縮装置の骨組み構造に超速硬コンクリートを打ち込み一体化しているが、輪荷重の走行によるコンクリートの損傷も多く見られる。損傷が顕在化することで、伸縮装置の縦筋には荷重が集中するものと考えられる。とくに、張出部材に横筋、縦連結部材である縦筋を用いた場合は構造の改善が必要となる。

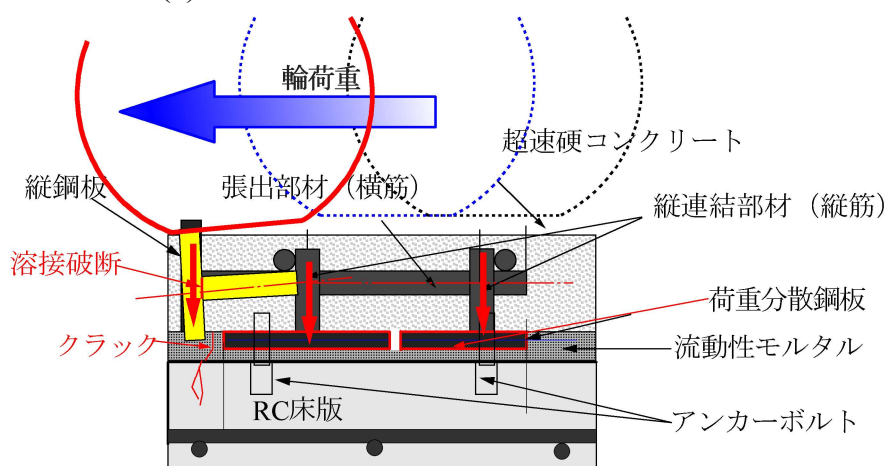
6.2.3 荷重分散型伸縮装置の断面方向の構造

荷重分散型伸縮装置の断面方向の構造を図－6.3に示す。第3章，第4章で用いた断面方向の構造であり，文献6.1に申請された構造である。

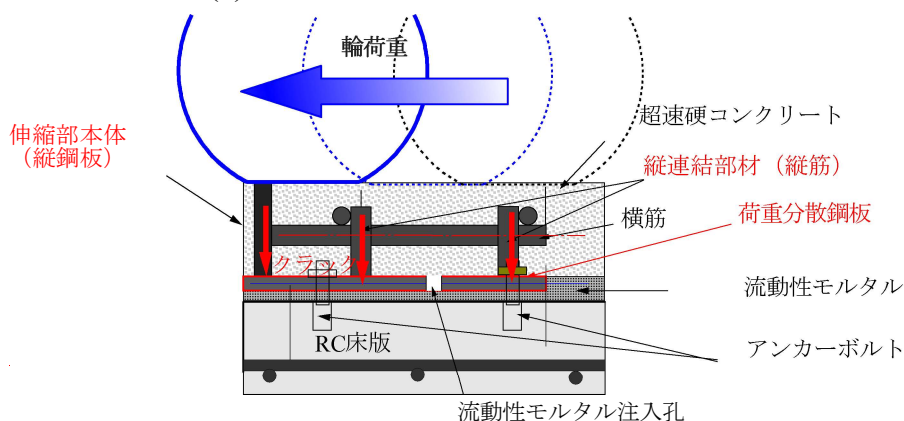
輪荷重が伸縮本体の縦鋼板に移動し，これを通過した場合の荷重分散型伸縮装置の断面方向の構造を図－6.3に併記した。



(1) 荷重分散型伸縮装置の断面方向の構造



(2) 輪荷重作用による損傷 (仮定)



(3) 提案する荷重分散型伸縮装置

図－6.3 荷重分散型伸縮装置の断面方向の構造

(1) 文献6.1に示す荷重分散型伸縮装置の構造

文献 6.1 に示す荷重分散型伸縮装置 (図－ 6.3(1)) は、輪荷重の作用によって、伸縮部の縦鋼板は縦鋼板に近い縦連結材である縦筋を支点とする片持ち支持による損傷が懸念される。この場合、図－ 6.3(2)に示すように、輪荷重の繰り返し作用および第 2 章で述べた伸縮装置を通過する際に基準荷重の± 30 %の荷重変動が生じた場合、縦鋼板は RC 床版コンクリートで支持されることから、脆弱になった場合は横筋の曲げ変形、縦鋼板に溶接されたジベル筋の溶接破断などが懸念される。

(2) 文献6.1に示す荷重分散型伸縮装置の構造

本提案する荷重分散型伸縮装置の断面図を図－ 6.3(3)に示す。図－ 6.3(3)に示すように荷重分散鋼板端部から 20mm の位置に縦鋼板を溶接し、その縦鋼板に横筋であるジベル筋を溶接する。縦筋の下面を図－ 6.3(3)に示すように荷重分散鋼板上面に溶接することで、縦鋼板の荷重変動が生じた場合においても荷重分散鋼板が支持し、下層の RC 床版に広く分布することになる。よって、図－ 6.3(3)に示す荷重分散鋼板をこの構造形式とした場合、以下、荷重分布鋼板および荷重分布型伸縮装置とする。また、荷重分布鋼板と縦鋼板には補剛材を溶接することで耐荷力性能および耐疲労性が向上する結果となる。

6.2.4 本提案する荷重分布型伸縮装置

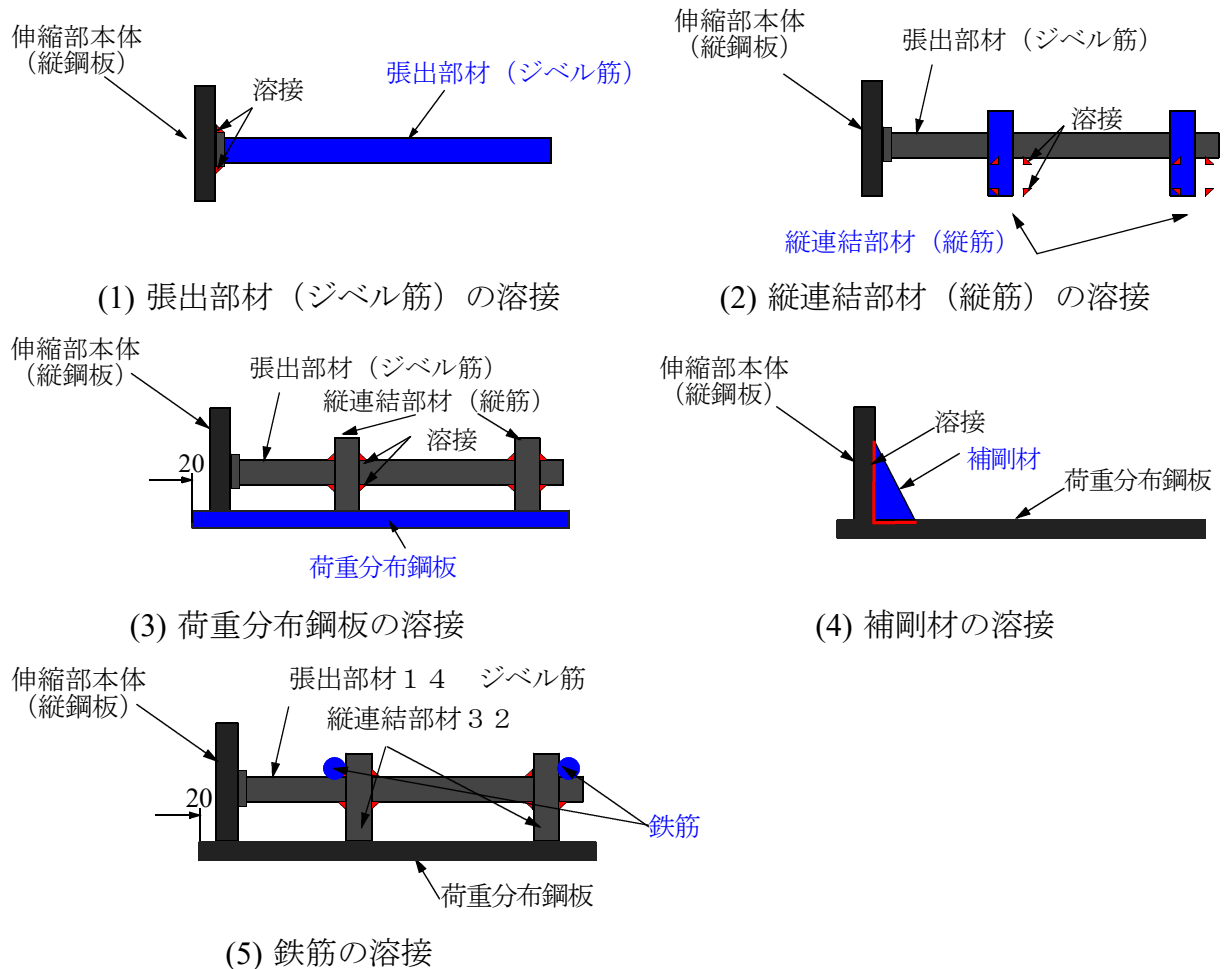
(1) 荷重分布型伸縮装置の構造

本論文で提案する荷重分布型伸縮装置の構造を図－ 6.4 に示す。伸縮部本体の縦鋼板に張出部材である縦筋に D16 の異形鉄筋が溶接されている。異形鉄筋を用いた場合は溶接断面が小さいことから疲労による溶接亀裂が懸念される。そこで、図－ 6.4(1)に示すように、ジベル筋を用いることを提案する。次に、ジベル筋の側面に縦連結部材である縦筋を 200mm 間隔で 2 本溶接する (図－ 6.4(2))。伸縮装置の一般的な長さは 1,800mm であることから 8 本の縦筋となる。

次に、荷重分布鋼板は伸縮部本体の縦鋼板下面から 20mm 程度張出して、縦鋼板下部および縦連結部材の縦筋の下面に鋼板を溶接する (図－ 6.4(3))。溶接は鋼材と縦筋の接合面の全てを溶接する。

伸縮部の縦鋼板は、輪荷重や荷重変動により座屈変形する可能性が高いことから図－ 6.4(4)に示すように、縦鋼板側面と荷重分布鋼板上面に補剛材を等間隔に溶接する。これによって、輪荷重による縦鋼板の座屈変形が防止される。これを用いない場合は、伸縮部本体の縦鋼板の鋼板を厚くする必要がある。最後に、縦筋と横筋の交差部の橋軸直角方向に鉄筋を配置する。なお、この鉄筋は、隣接する荷重分布型伸縮装置が設置された後に配置することで、継手構造を設ける事がなく、施工の合理化が図られるものと考えられる (図－ 6.4(5))。

以上が、荷重分布型伸縮装置の構造であり、製作手順である。



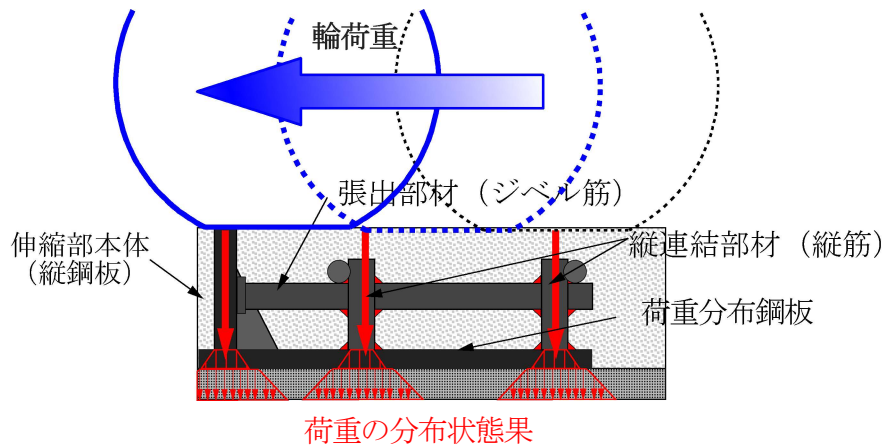
図－ 6.4 荷重分布型伸縮装置の構造

(2) 荷重分布型伸縮装置の荷重分布効果

輪荷重が作用した場合の荷重分布効果について図－ 6.5 に示す。

本提案する荷重分布型伸縮装置は図－ 6.5 に示すように、輪荷重が移動することで、縦連結部材である縦筋に集中荷重として作用し、荷重分布鋼板を介して、下層の RC 床版コンクリートに荷重を広く分布させるものである。とくに、輪荷重が伸縮部の縦鋼板に作用した場合には、縦鋼板に集中荷重として作用するが、荷重分布鋼板を介して下層の RC 床版コンクリートに分布させる。よって、参考文献（特許）で提案された荷重分散型伸縮装置と比較して装置の耐荷力および耐久性が従来型に対して向上する結果となる。

また、縦鋼板上面に輪荷重が作用した場合においても張出部材の横筋が隣接する縦筋を支点とする張出構造（図－ 6.3(2)）であったが、縦鋼板および縦筋下面に荷重分布鋼板が設けられ、さらに補剛材が等間隔に配置したことから、輪荷重作用による変形は抑制されると考えられる。



図－ 6.5 荷重分布型伸縮装置の構造

6.2.5 荷重分布型伸縮装置の課題

(1) 従来の荷重分散型伸縮装置

従来の荷重分散型伸縮装置の設置においては、図－ 6.3(1)に示すように荷重分散鋼板にφ 10mm の孔を、200mm 間隔に開け流動性モルタルを充填している。流動性モルタルには 5mm 以下の細骨材が配合されていることから、充填孔が小さいために充填に難を要すると考えられる。また、充填モルタルは超速硬性を有することから、充填中に硬化する可能性が生じるため、改善する必要があると考えられる。

(2) 提案する荷重分布型伸縮装置

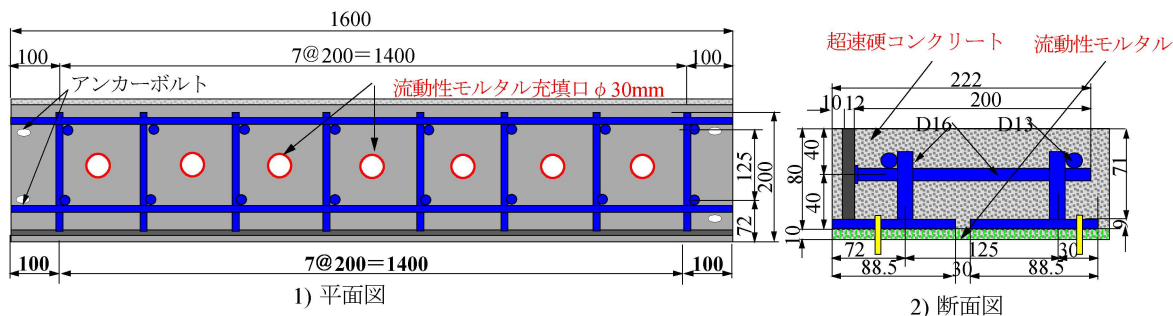
本提案する荷重分布型伸縮装置には、一般的に流動性モルタルの注入にプラスチック製の如雨露が使用されている。この如雨露の円錐の下部の直径はφ 30mm が多い。よって、注入用器を考慮した場合は、図－ 6.6(1)に示すようにφ 30mm の孔が必要となる。これによって、流動性モルタルの充填作業が容易となる。また、φ 30mm の孔においては、骨材寸法は 5mm 程度を用いることも可能となる。なお、設置における RC 床版コンクリートとの隙間は 25mm 以上必要となる。

次に、骨材寸法 5mm ～ 13mm を混入した超速硬コンクリートの使用を考慮して、図－ 6.6(2)に示すように充填孔に幅 50mm，長さ 700mm（伸縮装置の寸法に併せて検討する）を切り抜きした荷重分布型伸縮装置を提案する。

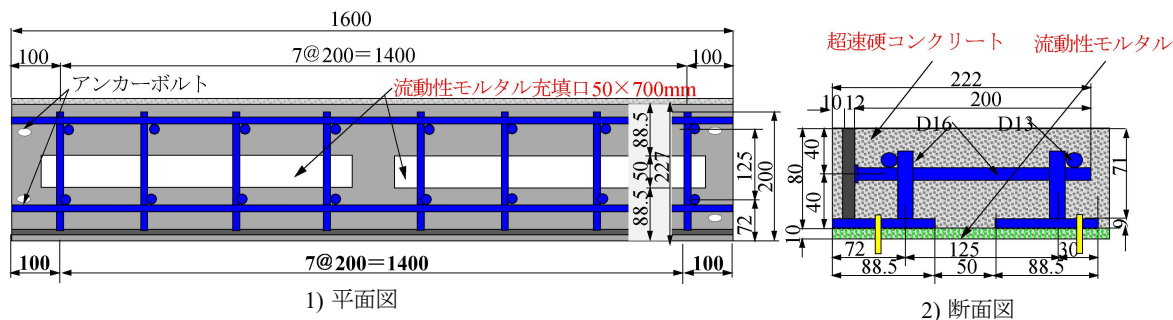
流動性モルタルの充填作業および充填状況を確認するために荷重分布鋼板に、幅 50mm，長さ 700mm 程度を切り抜き、これをモルタルを充填する。荷重分布鋼板と RC 床版間に 10mm の隙間の場合は流動性モルタルを用いる。また、既設コンクリートから 25mm の隙間がある場合は、15mm 以下の骨材を混入した超速硬コンクリートを用いても良い。なお、骨材は 6mm ～ 15mm までとする。この切り欠き部を設けることで、充填作業の省力化が図れる。また、流動性モルタル充填時にバイブレータ作業も容易になる構造である。

以上より、本提案するφ 30mm の充填孔を設けた荷重分布型伸縮装置を図－ 6.6 に

示す。なお、荷重分布型伸縮装置にはエポキシ系の錆び止め塗料を塗布した状況である。また、50mm×700mm の充填用切り欠きを設けた構造も同様である。ここで、荷重分布鋼板にφ 30mm の充填孔を設けた場合の荷重分布型伸縮装置を写真－ 6.2 に示す。

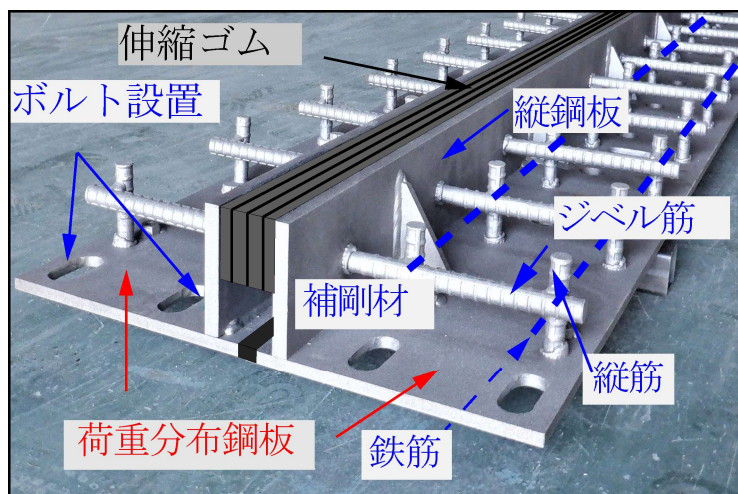


(1) φ 30mm の充填孔を設けた場合



(2) 50 × 700mm の充填孔を設けた場合

図－ 6.6 提案する荷重分布型伸縮装置



写真－ 6.2 荷重分布型伸縮装置 (φ 30mm の充填孔)

6.3 使用材料および伸縮装置の寸法

6.3.1 供試体材料

(1) RC床版の使用材料

RC 床版のコンクリートは、道路橋示方書・同解説（以下、道示とする）^{6.6)}に規定する設計基準強度 24N/mm^2 を目標とし、配合条件を表－ 6.1 に示す。表－ 6.1 より普通セメントと 5mm 以下の砕砂および $5\text{mm} \sim 20\text{mm}$ の砕石を使用した。材齢 28 日のコンクリートの圧縮強度は 31.2N/mm^2 である。

次に、供試体の鉄筋には SD345, D13 を用いた。材料特性値を表－ 6.2 に示す。

表－ 6.1 RC 床版のコンクリートの配合表

スランプ (cm)	W/C (%)	s/a (%)	単位重量 (kg/m^3)				減水剤 ($C \times \%$)
			水	セメント	細骨材	粗骨材	
8.0±2.5	43.8	48.3	183	418	813	1288	3.13

表－ 6.2 材料特性値

コンクリート 圧縮強度 (N/mm^2)	鉄筋 (SD345)			
	使用 鉄筋	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)
31.2	D13	380	586	200

(2) 伸縮装置に用いる鋼材

従来型および荷重分布型伸縮装置の縦鋼板には厚さ 12mm の溶接構造用圧延鋼材 SM400, 荷重分布鋼板には厚さ 9mm の一般構造用圧延鋼板 SS400 を用いた。また、ジベル筋および縦筋には SD345, D16, 横筋には D13 を用いた。ここで、鋼材・鉄筋の材料特性値を表－ 6.3 に示す。なお、鋼材のヤング係数は 200kN/mm^2 である。

表－ 6.3 鋼材・鉄筋の材料特性値

材料		板厚および 鉄筋径	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)
縦鋼板	鋼板 SM400	12mm	299	430	200
荷重分布鋼板	鋼板 SS400	9mm	299	430	
鉄筋	SD345	D13	383	552	

(3) 伸縮装置の設置に用いるセメント系材料

荷重分布型伸縮装置の設置には材齢 3 時間で道示^{6.6)}に規定するコンクリートの設

計基準強度 24N/mm² 以上発現する専用のプレミックス材を用いる。ここで、超速硬コンクリートの配合条件を表－6.4 に示す。

次に、標準タイプの荷重分布型伸縮装置は RC 床版コンクリート上面から 10mm の位置に設置することから、この 10mm の隙間には流動性モルタルを充填する。ここで流動性モルタルの配合条件を表－6.5 に示す。

表－6.4 超速硬コンクリートの配合条件

練り上げ量 (25L)			圧縮強度	
セメント 骨材	粗骨材	水・減水剤 遅延剤	材齢 3時間	材齢 24時間
30kg	25kg	4.0kg	25.4N/mm ²	51.9N/mm ²

表－6.5 流動性モルタルの配合条件

示方配合			圧縮強度	
水材料比	練り上げ量 (約13.5L)		材齢 1時間	材齢 3時間
	プレミックス	水		
18%	25kg	4.8L	7.7N/mm ²	26.8N/mm ²

(4) 浸透性接着剤および付着用接着剤

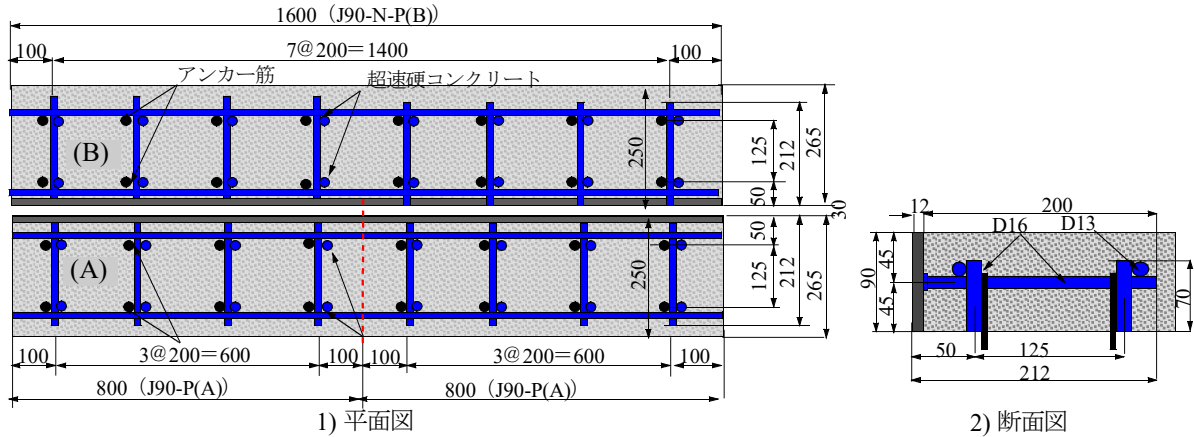
伸縮装置の取替工事において、伸縮装置の撤去はブレーカやチップ等で衝撃を与えながら撤去することからひび割れの発生が懸念される。そこで、ひび割れ補修として、低粘度エポキシ系接着剤（以下、浸透性接着剤とする）を用いる。また、打継ぎ用の超速硬コンクリートと鋼板との付着力を高めるために、高耐久型エポキシ系接着剤（以下、付着用接着剤とする）を用いる。ここで、浸透性接着剤および付着用接着剤の特性値を表－6.6 に示す。

表－6.6 浸透性接着剤および付着用接着剤の特性値

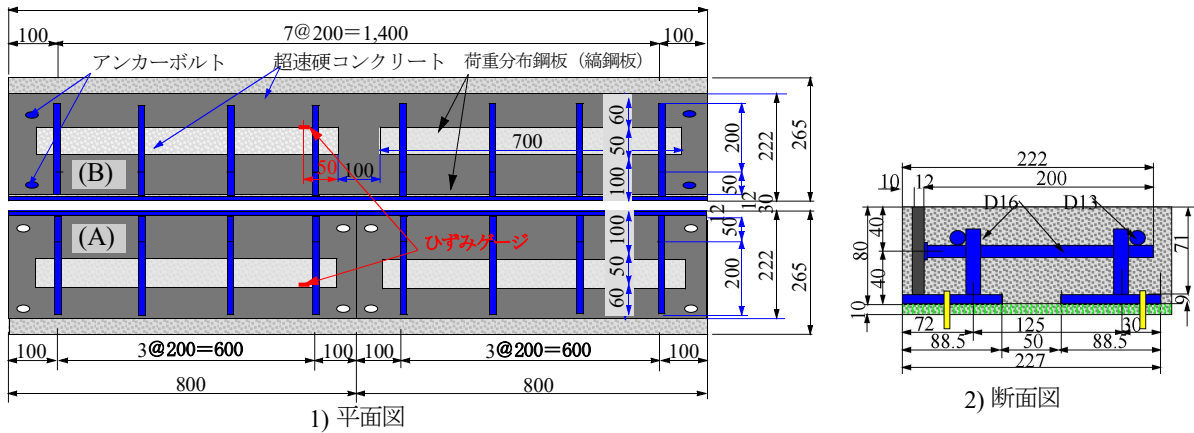
項目	浸透性接着剤	付着用接着剤	備考
外観	主剤	無色液状	異物混入無し
	硬化剤	無色液状	
混合比 (主：硬)	10：3	5：1	重量比
硬化物比重	1.2	1.42	JIS K 7112
圧縮強度	104.4N/mm ²	102.9N/mm ²	JIS K 7181
圧縮弾性係数	3.172N/mm ²	3.976N/mm ²	JIS K 7181
曲げ強さ	92.8N/mm ²	41.6N/mm ²	JIS K 7171
引張せん断強さ	58.2N/mm ²	14.9N/mm ²	JIS K 6850
付着強さ	2.6N/mm ²	3.7N/mm ² 以上	JIS A 6909

6.3.2 伸縮装置供試体の寸法

本実験に用いる伸縮装置供試体を図－6.7に示す。荷重分布鋼板にはSS400相当の縞鋼板を用いる。



(1) 従来型伸縮装置 (RC.F-P-A, RC.F-P-B)



(2) 荷重分布型伸縮装置 (RC.F-W-A, RC.F-W-B)

図－6.7 伸縮装置供試体の寸法

従来型伸縮装置の寸法は図－6.7(1)に示すように、全長 800mm および 1,600mm、それぞれ幅 200mm とし、高さは 90mm である。製作は、高さ 90mm の縦鋼板側面に D16 のジベル筋を 200mm 間隔で溶接し、縦筋も同様に 200mm の間隔で配置する。また、軸方向に D13mm の鉄筋を 2 本配置する。供試体は全長 800mm を中央で継手構造とした供試体および全長 1,600mm を継手なしで設置した供試体をそれぞれ製作し、継手上を輪荷重が走行した場合と、全長 1,600mm の中央を走行した場合の耐疲労性を検証する。全長 800mm の伸縮装置を設置した供試体名称を RC.F-P-A、全長 1,600mm の伸縮装置を設置した供試体を RC.F-P-B とする。

次に、荷重分布型伸縮装置の寸法は図－ 6.7(2)に示すように、全長 800mm および 1,600mm でそれぞれ幅 227mm、厚さ 9mm の荷重分布鋼板の上面に高さ 80mm の縦鋼板を溶接し、縦鋼板の側面に D16 のジベル筋を 200mm 間隔で溶接する。また、荷重分布鋼板に縦筋を 200mm 間隔で溶接した骨組み構造である。荷重分布鋼板に幅 50mm、長さ 700mm を 2 箇所きり抜き、10mm の隙間に流動性モルタルを充填する。

全長 800mm の伸縮装置を中央で継手部を設けた供試体をおよび、全長 1,600mm の伸縮装置を設置した供試体の 2 タイプを製作する。全長 800mm の伸縮装置を設置した供試体名称を RC.F-W-A、全長 1,600mm の伸縮装置を設置した供試体を RC.F-W-B とする。

6.3.3 伸縮装置を設置するRC床版供試体の寸法

(1) RC床版供試体寸法

道示^{6.6)}に規定する輪荷重幅は 500mm であり、本実験装置の輪荷重幅は 300mm、すなわち 3/5 モデルである。よって、伸縮装置を設置する RC 床版供試体寸法を 3/5 モデルとする。ここで、供試体寸法および伸縮装置設置位置を図－ 6.8 に示す。

伸縮装置を設置する RC 床版供試体の支間は図－ 6.8(1)に示すように 1,400mm、全幅 1,600mm とする。また、軸方向全長は 1,205mm、遊間部 30mm とし、伸縮装置設置後の全長が 2,440mm である。伸縮装置を設置する部分の寸法は、幅 250mm、高さ 50mm である。RC 床版の鉄筋には D13 を用いる。引張主鉄筋の間隔は 125mm 間隔、圧縮側は 250mm 間隔とする。

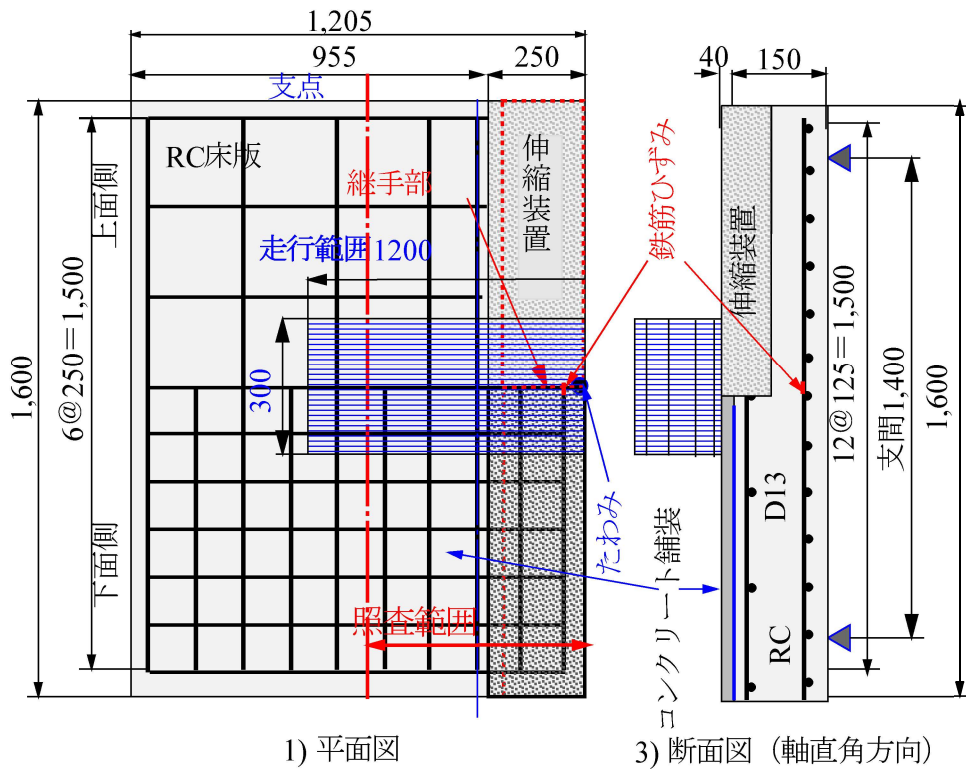
(2) 高さ調整用コンクリート舗装

伸縮装置の寸法を 90mm としたことから、輪荷重を走行させるためには厚さの差を超速硬コンクリートで舗装した。高さ 90mm の伸縮装置を設置する RC 床版には 40mm 厚のコンクリート舗装を施した。超速硬コンクリートで舗装することで輪荷重走行における押抜きせん断破壊を防止することが可能となる。

(3) 輪荷重走行疲労実験における供試体の設置

輪荷重走行疲労実験において、本伸縮装置は図－ 6.7 に示すように、長さ 800mm を輪荷重直下で継手部を設けて設置した供試体および長さ 1,600mm を継手部なしで設置した場合の 2 タイプを設置し、継手部が耐疲労性に及ぼす効果について検証する。したがって、設置においては図－ 6.8(2)に示すように、最初は 2 タイプを遊間部 30mm で設置して、たわみが 4.0mm に達するまで輪荷重走行疲労実験を実施する。

たわみが 4.0mm に達した RC 床版を撤去し、図－ 6.8(3)に示すように同一高さの RC 床版を設置してたわみが 4.0mm に達するまで輪荷重走行疲労実験を実施する。



(1) 伸縮装置を設置する RC 床版寸法および鉄筋配置

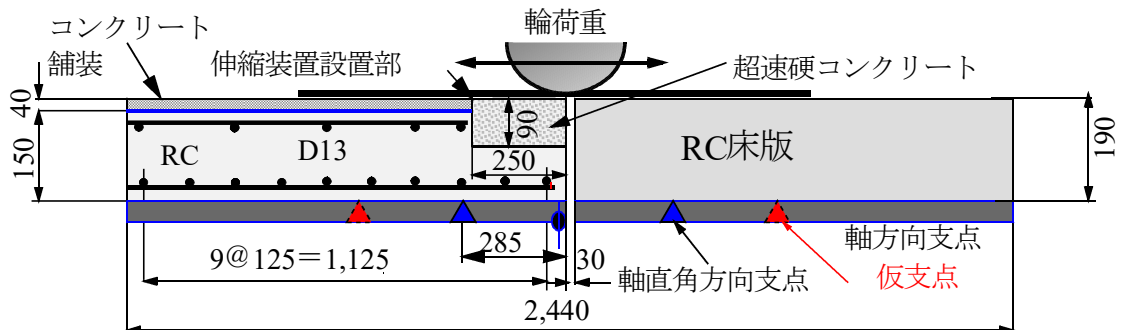
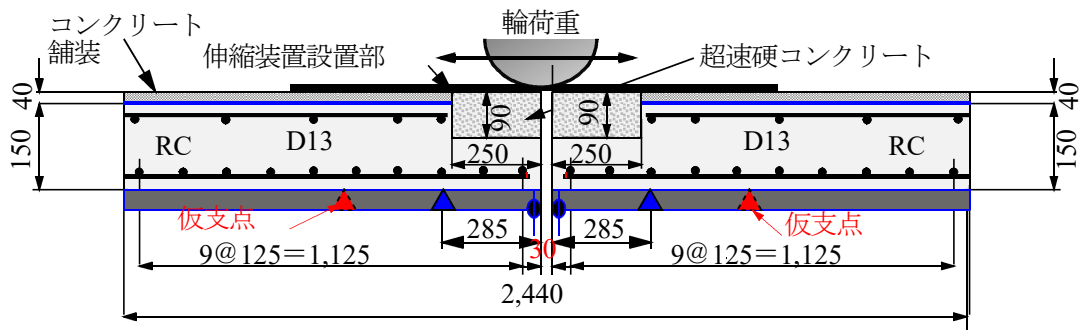
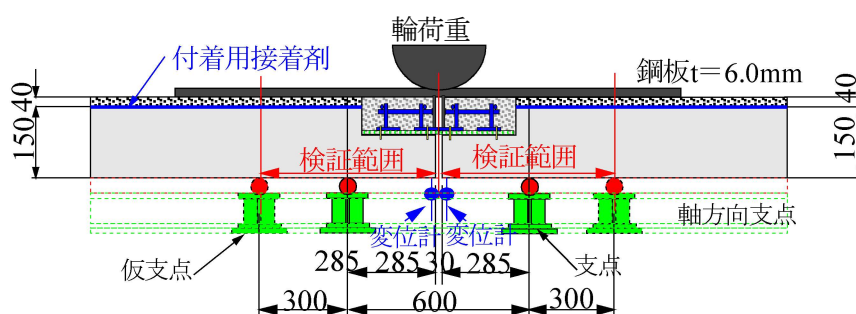


図 - 6.8 供試体寸法および伸縮装置設置断面寸法

(4) 支点の位置

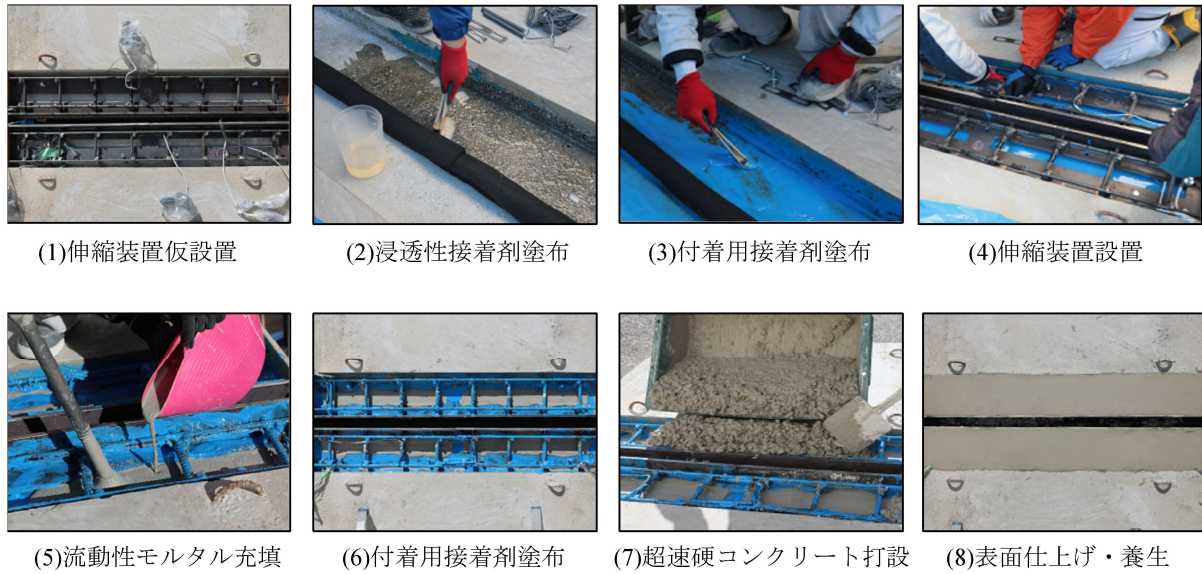
図－ 6.8(1)に示す支点位置を鋼橋梁における床桁を想定して支点を設置し、張出部 300mm に伸縮装置を設置する。ここで、橋軸方向の支点位置を図－ 6.8 および図－ 6.9 に示す。床桁を想定した位置から 300mm の位置に仮支点を設置する。これは輪荷重走行疲労実験においては鋼製の伸縮装置を設置した場合、伸縮装置の剛性が高いことから、端部 300mm の位置では破壊することはないと推測されるためである。一般的に破壊は、RC 床版で押抜きせん断破壊が懸念されることから、支点位置から 300mm の位置に仮支点を設置し、押抜きせん断破壊を防止する。よって、伸縮装置を設置した場合の検証は RC 床版端部から 600mm の区間とする。



図－ 6.9 支点位置および照査範囲 (単位：mm)

6.4 荷重分布型伸縮装置の設置工法

荷重分布型伸縮装置の施工手順を写真－ 6.3 に示す。設置方法は第 3 章、第 4 章で述べた手順と同様である。まず、荷重分布型伸縮装置を写真－ 6.3(1)に示すように、伸縮装置を仮設置して、固定用のアンカーボルトの位置を決める。次に、コンクリート床版表面に浸透性接着剤を 0.5kg/m^2 で塗布する。新設の場合は必要ない。次に、付着用接着剤を 0.9kg/m^2 で塗布する (写真－ 6.3(2))。併せて、荷重分布鋼板の下面・側面にも付着用接着剤を塗布する (写真－ 6.3(3))。塗布後、荷重分布型伸縮装置を本設置し (写真－ 6.3(4))、4 角をアンカーボルトで固定する。なお、実橋においてはこの他に数カ所のアンカー筋で固定する必要がある。設置後、幅 $50\text{mm}\times 700\text{mm}$ の切り欠き部から、超速硬流動性モルタルを充填 (写真－ 6.3(5)) すると同時にパイプレータで荷重分布鋼板の奥まで充填させる。この切り欠きを設けることで充填作業の合理化が図れる。なお、切り欠き幅 50mm は荷重分布鋼板の荷重分布範囲を確認して決定する必要がある。また、この切り欠き部にアンカー筋を数本打ち込む必要がある。超速硬流動性モルタルを充填後、鋼材面に付着用接着剤を 0.9kg/m^2 で塗布し (写真－ 6.3(6))、超速硬コンクリートを打設し (写真－ 6.3(7))、表面仕上げして養生する (写真－ 6.3(8))。



写真－ 6.3 荷重分布型伸縮装置の設置工法

6.5 支点の位置および輪荷重走行疲労実験

6.5.1 輪荷重走行疲労実験^{6.7)}

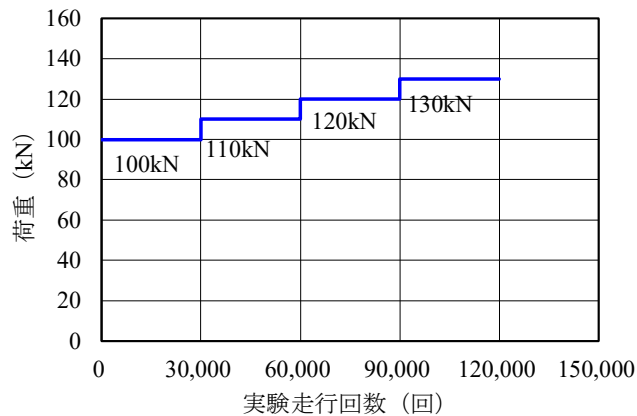
(1) 実験方法

本実験は伸縮装置上を輪荷重が一定な荷重で連続走行する輪荷重走行疲労実験を行う。ここで、輪荷重走行疲労実験状況を写真－ 6.4 に示す。

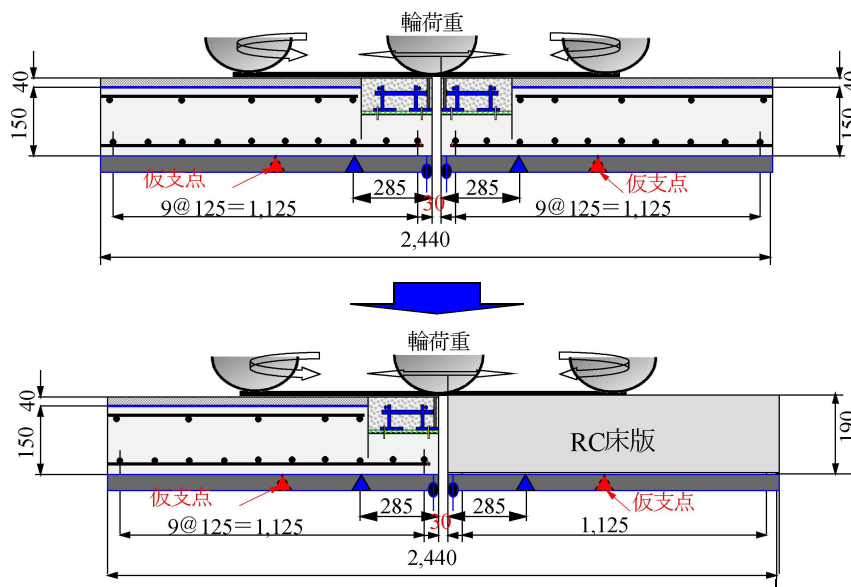


写真－ 6.4 輪荷重走行疲労実験状況

輪荷重走行疲労実験における初期荷重 P_i は、道示に規定する活荷重相当の荷重 100kN, 120kN で 30,000 回走行ごとに荷重を 10kN 増加する。ここで、本実験の段階荷重載荷と実験走行回数関係を図－ 6.10 に示す。



図－ 6.10 段階荷重載荷と実験走行回数の関係



図－ 6.11 輪荷重走行疲労実験方法

(2) 試験体の設置方法

本研究では、実橋において伸縮装置の継手部上を輪荷重が走行することによる耐疲労性を評価し、伸縮装置の継手位置の設計を提案するために同一試験体を用いて検証する。ここで、実験供試体の設置方法を図－ 6.11 に示す。

実験においては、従来型伸縮装置の幅 800mm を 2 体設置し、継手部を有する供試体 RC.F-P-A を設置し、反対側には幅 1,600mm の伸縮装置を RC.F-P-B を設置し、輪荷重走行疲労実験を実施する。供試体 RC.F-P-A あるいは RC.F-P-B の内、床版端部の支間中央のたわみが 4.0mm に達した試験体を撤去し、左側に継続する供試体を移動し、図－ 6.17 に示すように右側に高さ、鉄筋配置が同じ供試体を設置して、たわみが 4.0mm に達した時点で実験を終了する。荷重分布型伸縮装置の供試体 RC.F-W-A、RC.F-W-B においても同じ条件で供試体を設置する。

6.6 伸縮装置を設置するRC床版の耐疲労性の評価

6.6.1 RC床版および伸縮装置を設置したRC床版のS-N曲線^{6.5)}

RC床版および伸縮装置を設置したRC床版のS-N曲線は、第5章の伸縮装置を設置したRCはりの静的耐荷力および修正 Goodman の関係式を用いた耐疲労性の評価で得られた伸縮装置を設置したRC床版のS-N曲線を用いる。ここで、RC床版および伸縮装置を設置したRC床版のS-N曲線を図-6.12に示す。

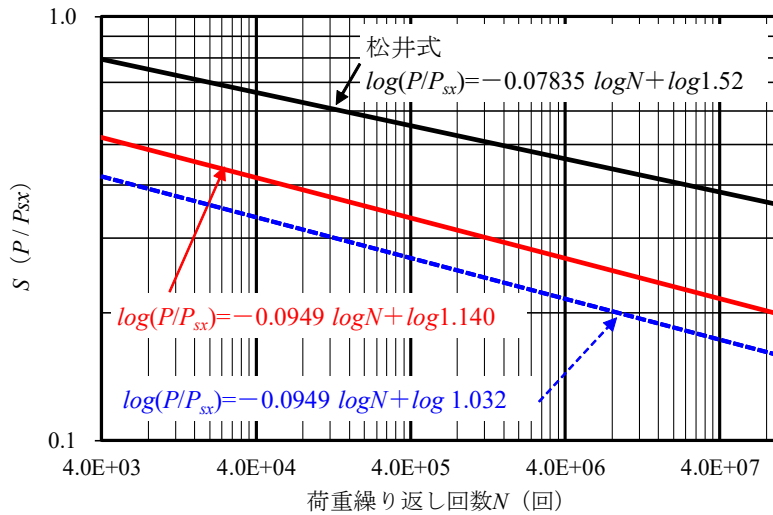


図-6.12 RC床版および伸縮装置を設置したRC床版のS-N曲線

伸縮装置を設置するRC床版の耐疲労性の評価においては、一般的にRC床版のS-N曲線式が用いられている。伸縮装置の取替工事が対象となっているRC床版は1994年改訂の道示で設計されている。そこで、RC床版の寿命推定式には松井ら^{6.8)}が提案するS-N曲線式(6.1)を用いる。

$$\log(P/P_{sx}) = -0.07835 \log N + \log 1.52 \quad (6.1)$$

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

一方、阿部らは既往の研究^{6.5)}から、図-6.12に示すように伸縮装置を設置したRC床版および荷重分布型伸縮装置を設置したRCはりの定点疲労実験におけるそれぞれのS-N曲線式を式(6.2)として与えている。また、接着剤を用いて設置した荷重分布型伸縮装置のS-N曲線を式(6.3)として与えている。

- 1) 荷重分布型伸縮装置供試体（接着剤なし）

$$\log(P_d/P_u) = -0.0949 \log N + \log 1.140 \quad (6.2)$$

- 2) 荷重分布型伸縮装置供試体（接着剤あり）

$$\log(P_d/P_u) = -0.0949 \log N + \log 1.032 \quad (6.3)$$

ここに、 P_d ：基準荷重（kN）、 P_u ：静的最大耐荷力（kN）、 N ：繰り返し回数

輪荷重走行疲労実験における伸縮装置を設置した RC 床版の疲労寿命の評価においては、松井らや阿部らが提案する S-N 曲線式の傾きの逆数の絶対値 m を用いて得られた等価走行回数より評価する。

6.6.2 等価走行回数

本実験では、段階荷重載荷による輪荷重走行疲労実験を行ったことから耐疲労性の評価は、等価走行回数 N_{eq} を式(6.4)より算出して評価する。等価走行回数の算定における基準荷重は道示^{6.6)}に規定する T 荷重 100kN に、3/5 モデルとした 60kN に安全率 1.3 を考慮した 78kN とする。なお、式(6.4)における RC 床版の S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値 m は松井らが提案する $m = 12.7$ を適用する^{6.8)}。また、伸縮装置を設置する RC 床版の S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値 m は阿部らが提案する $m = 10.5$ ^{6.5)}を適用する。

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^n (P_i/P)^m \times n_i \quad (6.4)$$

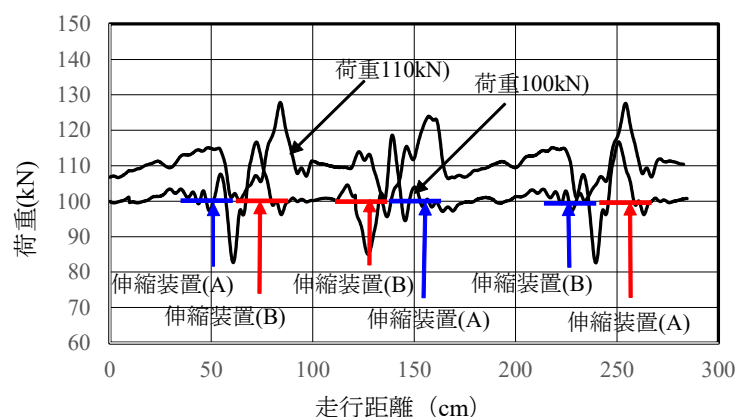
ここに、 P_i ：載荷荷重（kN）、 P ：基準荷重（kN）、 n_i ：実験走行回数（回）、 m ：S-N 曲線の傾きの逆数（=12.7, 10.5）^{6.8), 6.5)}

6.7 結果および考察

6.7.1 輪荷重走行における荷重変動に伴う基準荷重

輪荷重走行疲労実験における輪荷重が伸縮装置を通過時に発生する荷重変動の一例を図－ 6.13 に示す。段差量 20mm を通過するときの実橋の荷重変動は、基準荷重の $\pm 47\%$ 程度発生し^{6.2)}、段差量 0mm の場合でも $\pm 25\%$ 程度作用している。本実験においても段差量を設けない状態で伸縮装置を通過する時の荷重変動は図－ 6.13 に示すように輪荷重の $\pm 20 \sim 25\%$ 程度発生し、横山ら^{6.9)}による荷重変動と同等である。

よって、本実験の等価走行回数の算定における基準荷重は道示に規定する活荷重 100kN にモデル化した 3/5 を考慮した 60kN の荷重変動に安全率を考慮して 1.3 倍の 78kN を基準荷重とし、式(6.4)に適用して等価走行回数を評価する。



図－ 6.13 伸縮装置を通過する時の荷重変動

6.7.2 等価走行回数

輪荷重走行疲労実験による式(6.4)より評価した等価走行回数を表－ 6.7 に示す。なお、本実験では RC 床版の張出部端部の床版支間中央のたわみが 4.0mm まで輪荷重を走行させ、等価走行回数を得たものである。

表－ 6.7 等価走行回数

供試体名称	走行回数	荷 重				等価走行回数 合計 (回)	等価走行回数比		
		100kN	120kN	130kN	140kN				
RC.F-P-A	N	20,000	19,900				$N_{eq.12.7}/N_{eq.10.5}$		
	$N_{eq.12.7}$	469,277	4,729,916			5,199,193	—	—	—
	$N_{eq.10.5}$	271,668	1,833,424			2,105,092	0.40		
RC.F-P-B	N	20,000	20,000	4,901			$N_{eq.12.7}/N_{eq.10.5}$	B/A	
	$N_{eq.12.7}$	469,277	4,278,554	3,219,318		7,967,149	—	1.53	—
	$N_{eq.10.5}$	271,668	1,658,465	1,046,397		2,976,530	0.37	1.41	—
RC.F-W-A	N	20,000	20,000	12,600			$N_{eq.12.7}/N_{eq.10.5}$		
	$N_{eq.12.7}$	469,277	4,753,685	8,276,556		13,499,518	—	—	—
	$N_{eq.10.5}$	271,668	1,842,637	2,690,187		4,804,491	0.36		
RC.F-W-B	N	30,000	20,000	20,000	501		$N_{eq.12.7}/N_{eq.10.5}$	B/A	W/P
	$N_{eq.12.7}$	469,277	4,753,685	13,137,391	843,456	19,203,808	—	1.42	1.42
	$N_{eq.10.5}$	271,668	1,842,637	4,270,138	232,910	6,617,353	0.34	1.38	1.38

(1) 従来型伸縮装置 (RC.F-P-A, RC.F-P-B)

従来型の伸縮装置の長さ 1,600mm を 2 分割した継手部あり (図－ 6.7(1), 1), (A)), すなわち継手上を走行させた供試体 RC.F-P-A の式(6.4)における S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 12.7$ を適用した等価走行回数は 5.199×10^6 回および式(6.4)に S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 10.5$ を適用した等価走行回数は 2.105×10^6 回で床版支間中央のたわみが

4.0mm に達したので実験を終了した。等価走行回数比 ($N_{eq12.7}/N_{eq10.5}$) は 0.40 である。

一方、長さ 1,600mm の継手部なしの伸縮装置の中央を輪荷重が走行 (図- 6.7(1), 1), (B)) した場合の供試体 RC.F-P-B の式(6.4)における S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 12.7$ を適用した等価走行回数は 7.962×10^6 回、および S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 10.5$ を適用した等価走行回数は 2.976×10^6 回で床版支間中央のたわみが 4.0mm に達したので実験を終了した。等価走行回数比 ($N_{eq12.7}/N_{eq10.5}$) は 0.37 である。

次に、従来型伸縮装置の長さ 1,600mm の継手部なしの伸縮装置を設置した RC.F-P-B と従来型の伸縮装置の長さ 1,600mm を 2 分割した継手部ありの供試体 RC.F-P-A との比 (B/A) は、式(6.4)に S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 12.7$ および $m = 10.5$ を適用した等価走行回数比はそれぞれ 1.53 倍、1.41 倍である。

継手部なしの供試体 RC.F-P-B に対して、伸縮装置の継手部上を通過した供試体 RC.F-P-A との比は、S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 12.7$ を適用した場合は 0.65 であり、35%低下した。また、 $m = 10.5$ を適用した場合は 0.71 であり 29%の低下となる。

いずれにおいても、実橋への設置においては、継手部をできるだけ輪荷重直下に設けないように設計する必要があると考える。

(2) 荷重分布型伸縮装置 (RC.F-W-A, RC.F-W-B)

荷重分布型伸縮装置の長さ 1,600mm を 2 分割した継手部あり (図- 6.7(2), 1), (A)) すなわち継手上を走行させた供試体 RC.F-W-A の式(6.4)における S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 12.7$ および $m = 10.5$ を適用した等価走行回数は、それぞれ 13.499×10^6 回、 4.804×10^6 回で、床版支間中央のたわみが 4.0mm に達したので実験を終了した。等価走行回数比 ($N_{eq12.7}/N_{eq10.5}$) は 0.36 である。

一方、長さ 1,600mm の継手部なしの伸縮装置の中央を輪荷重が走行 (図- 6.13(2), 1), (B)) した場合の供試体 RC.F-P-B の式(6.4)における S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 12.7$ および $m = 10.5$ を適用した等価走行回数はそれぞれ 19.203×10^6 回、 6.617×10^6 回で、床版支間中央のたわみが 4.0mm に達したので実験を終了した。等価走行回数比 ($N_{eq12.7}/N_{eq10.5}$) は 0.34 である。

次に、荷重分布型伸縮装置の長さ 1,600mm の継手部なしの伸縮装置を設置した RC.F-W-B と荷重分布型伸縮装置の長さ 1,600mm を 2 分割した継手部ありの供試体 RC.F-W-A との比 (B/A) の等価走行回数比は、それぞれ 1.42 倍、1.38 倍である。

継手部ありの供試体 RC.F-P-A と継手部なしの供試体 RC.F-P-B に対して、伸縮装置の継手部上を通過した供試体 RC.F-P-A との比は S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 12.7$ を適用した場合は 0.70 であり、30%低下した。また、 $m = 10.5$ を適用した場合は 0.73 であり 27%の低下となる。

よって、実橋への設置においては、継手部をできるだけ輪荷重直下に設けないように設計する必要があると考える。

(3) 従来型伸縮装置と荷重分布型伸縮装置の比較

荷重分布型伸縮装置を設置した供試体 RC.F-W-A の等価走行回数と従来型の伸縮装置の長さ 1,600mm を 2 分割した継手部ありの供試体 RC.F-P-A とを比較 (W/P) する

と、等価走行回数比は $m = 12.7$ を適用した場合は 1.69 倍、また $m = 10.5$ を適用した場合は 1.61 倍である。

次に、荷重分布型伸縮装置の長さ 1,600mm の継手部なしの伸縮装置を設置した RC.F-W-B と従来型の伸縮装置の長さ 1,600mm の継手部なしの供試体 RC.F-W-B との等価走行回数比 (B/A) は、 $m = 12.7$ および $m = 10.5$ を適用した場合、それぞれ 1.42 倍、1.38 倍である。したがって、従来型の伸縮装置を設置した RC 床版に対して、荷重分布型伸縮装置を設置した RC 床版供試体の耐疲労性が向上する結果が得られ、実用性が評価できるものとする。

以上より、従来型伸縮装置と荷重分布型伸縮装置を設置した場合を比較すると、荷重分布鋼板を設けることで耐疲労性が向上する結果になった。また、設置においては継手部上を輪荷重が走行することで寿命が低下することから、継手部の位置を検討することで耐疲労性が向上する結果となる。

6.7.3 たわみが4.0mmに達するまでの寿命年数

表－6.7に示す等価走行回数から、大型車両が1日1方向の計画交通量を2,000台^{6.6)}とした場合の破壊年数は式(6.5)として与えられる。

$$N_{YL} = N_{eq}/(2,000/365) \times D_c \quad (6.5)$$

ここに、 N_{YL} ：たわみが4mmまでの寿命年数、 N_{eq} ：等価走行回数、 D_c ：湿潤状態におけるコンクリート劣化係数 (= 0.7) ^{6.10), 6.11)}

式(6.5)より算出したたわみが4.0mmに達するまでの乾燥状態および湿潤状態の年数を表－6.8に示す。

表－6.8 たわみ4.0mmに達する年数

供試体名称	走行回数	等価走行回数 合計 (回)	たわみが4.0mmに達するまでの年数	
			乾燥状態	湿潤状態
RC.F-P-A	$N_{eq.12.7}$	5,199,193	7.12	4.99
	$N_{eq.10.5}$	2,105,092	2.88	2.02
RC.F-P-B	$N_{eq.12.7}$	7,967,149	10.91	7.64
	$N_{eq.10.5}$	2,976,530	4.08	2.85
RC.F-W-A	$N_{eq.12.7}$	13,499,518	18.49	12.94
	$N_{eq.10.5}$	4,804,491	6.58	4.61
RC.F-W-B	$N_{eq.12.7}$	19,203,808	26.31	18.41
	$N_{eq.10.5}$	6,617,353	9.06	6.35

(1) 乾燥状態

乾燥状態におけるコンクリート劣化係数を考慮しない場合の従来型の伸縮装置を 2 分割して設置した供試体 RC.F-P-A の RC 床版のたわみが 4.0mm に達する耐用年数を S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 12.7$ を適用した場合の年数は 7.12 年である。S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 10.5$ を適用した場合の年数は 2.88 年である。これに対して長さ 1,600mm を設置した供試体 RC.F-P-B の等価走行回数の算出に S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 12.7$ および $m = 10.5$ を適用した場合は、それぞれ 10.91 年、4.08 年である。

次に、荷重分布型伸縮装置を 2 分割して設置した供試体 RC.F-W-A の等価走行回数に S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 12.7$ および $m = 10.5$ を適用した場合は、それぞれ 18.49 年、6.58 年である。これに対して長さ 1,600mm を設置した供試体 RC.F-W-B の等価走行回数の算出に S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 12.7$ および $m = 10.5$ を適用した場合は、それぞれ 26.31 年、9.06 年である。

以上より、荷重分布型伸縮装置を設置することで、たわみが 4.0mm に達する耐用年数が長く、寿命化が図られる結果となった。

(2) 湿潤状態

湿潤状態におけるコンクリート劣化係数 0.70 を考慮^{6.10), 6.11)}した場合の従来型の伸縮装置を 2 分割して設置した供試体 RC.F-P-A の RC 床版のたわみが 4.0mm に達する耐用年数を S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 12.7$ を適用した場合の年数は 4.99 年である。S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 10.5$ を適用した場合の年数は 2.20 年である。これに対して長さ 1,600mm を設置した供試体 RC.F-P-B の等価走行回数の算出に S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 12.7$ および $m = 10.5$ を適用した場合は、それぞれ 7.64 年、2.85 年である。

次に、荷重分布型伸縮装置を 2 分割して設置した供試体 RC.F-W-A の等価走行回数に S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 12.7$ および $m = 10.5$ を適用した場合は、それぞれ 12.94 年、4.61 年である。これに対して長さ 1,600mm を設置した供試体 RC.F-W-B の等価走行回数の算出に S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 12.7$ および $m = 10.5$ を適用した場合は、それぞれ 18.41 年、6.35 年である。

以上より、荷重分布型伸縮装置を設置することで、たわみが 4.0mm に達する耐用年数が長く、寿命化が図られる結果となった。

第 5 章で評価された伸縮装置を設置した RC 床版の寿命推定に S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値に 10.5 を適用した場合の寿命年数は、関口らが東京都の伸縮装置を設置した寿命年数に近似する結果が得られた。また、荷重分布型伸縮装置を設置した場合は 12 年と 18 年であり、東京都の平均 10 年を超える結果となった。

6.7.4 たわみと等価走行回数

伸縮装置を設置した RC 床版の軸直角方向中央のたわみと等価走行回数の関係を図 6.14 に示す。変位計は張出部端部の床版支間の中央である。また、RC 床版たわみが 4.0mm、すなわち床版支間 L の $1/350$ および著者ら^{6.1)}が提案する RC 床版の維持管

理の目安であるたわみが床版支間 L の $1/400$ 、すなわち 3.5mm についても図- 6.14 に併記した。

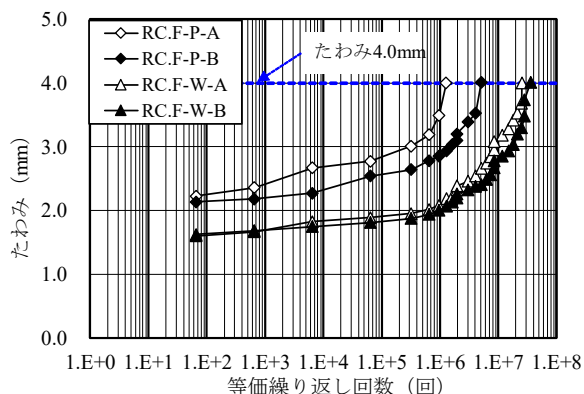


図- 6.14 たわみと等価走行回数の関係

(1) 従来型伸縮装置 (RC.F-P-A, RC.F-P-B)

継手部ありの供試体 RC.F-P-A の実験走行回数 1 回、すなわち等価走行回数 24 回の初期たわみは 1.764mm である。その後の走行でたわみが増加し、たわみが 3.5mm に達した等価走行回数は 4.050×10^6 回、たわみが 4.0mm (支間支間 L の $1/350$) に達した等価走行回数は 5.199×10^6 回である。

次に、継手部なしの供試体 RC.F-P-B の等価走行回数 24 回での初期たわみは 1.676mm である。等価走行回数 23,465 回からたわみが増加し、たわみが 3.5mm に達した等価走行回数は 4.850×10^6 回であり、たわみが 4.0mm に達した時点の等価走行回数は 7.880×10^6 回である。継手部ありの供試体 RC.F-P-A と継手部なしの供試体 RC.F-P-B と比較すると、継手部なしの供試体 RC.F-P-B のたわみの増加が抑制されている。

(2) 荷重分布型伸縮装置 (RC.F-W-A, RC.F-W-B)

継手部ありの供試体 RC.F-W-A の等価走行回数 24 回目の初期たわみは 1.480mm である。その後、走行と荷重増加を行うことでたわみも増加し、たわみが 3.5mm に達した等価走行回数は 9.900×10^6 回、たわみが 4.0mm に達した時点の等価走行回数は 13.499×10^6 回である。次に、継手部なしの供試体 RC.F-W-B の等価走行回数 24 回の初期たわみは 1.530mm であり、継手部ありの供試体のたわみが僅かに上回っている。たわみが 3.5mm に達した等価走行回数は 16.000×10^6 回であり、等価走行回数が増加している。たわみが 4.0mm に達した時点の等価走行回数は 19.203×10^6 回である。よって、従来型の伸縮装置を設置した RC 床版と比較して荷重分布型伸縮装置を設置した RC 床版では、たわみの増加が抑制され等価走行回数が増加している。

(3) 従来型伸縮装置と荷重分布伸縮装置との比較

従来型および荷重分布型伸縮装置における継手部ありの供試体の初期たわみを比較すると、供試体 RC.F-P-A と供試体 RC.F-W-A のたわみの比は 0.84, 16%低下した。同様に継手部なしについても比較すると供試体 RC.F-P-B と供試体 RC.F-W-B の比は 0.91, 9%増加しているがほぼ同等である。これは荷重分布型伸縮装置に設けた荷重分布鋼板が RC 床版に輪荷重を広く分布させたことと、荷重分布鋼板を設けることで曲げ剛性が向上したためであると考えられる。

以上のように、輪荷重直下に伸縮装置の継手部を設けた供試体は、継手部を設けない供試体に対して、たわみの増加が大きい。よって、実橋では継手部をできるだけ輪荷重直下に設けないように設計する必要があると考える。

6.7.5 RC床版主鉄筋のひずみと等価走行回数

伸縮装置を設置した RC 床版張出部の主筋の中央のひずみと等価走行回数の関係を図- 6.15 に示す。主鉄筋の降伏ひずみは表- 7.2 に示す鉄筋の降伏強度より、 $1,900 \times 10^{-6}$ であり、図- 6.15 に併記した。

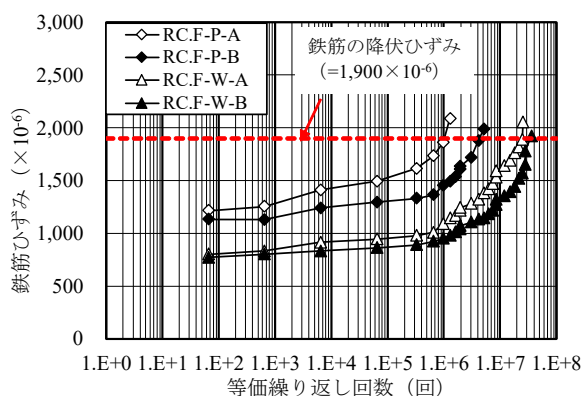


図- 6.15 ひずみと等価走行回数の関係

(1) 従来型伸縮装置 (RC.F-P-A, RC.F-P-B)

継手部ありの供試体 RC.F-P-A の等価走行回数 24 回の主鉄筋のひずみが 881×10^{-6} であり、降伏ひずみに達した等価走行回数は 4.720×10^6 回である。

次に、継手部なしの供試体 RC.F-P-B の主鉄筋の初期ひずみは 837×10^{-6} であり僅かに下まわっている。主鉄筋が降伏した等価走行回数は 6.040×10^6 回であり、降伏時の等価走行回数を比較すると継手部なしの場合の等価走行回数が 1.28 倍である。

(2) 荷重分布型伸縮装置 (RC.F-W-A, RC.F-W-B)

継手部ありの供試体 RC.F-W-A の等価走行回数 24 回の主鉄筋のひずみは 837×10^{-6} であり、降伏ひずみに達した等価走行回数は 12.500×10^6 回である。

次に、継手部なしの供試体 RC.F-W-B の主鉄筋ひずみは 764×10^{-6} であり、供試体 RC.F-W-A のひずみと比較して 4%ほど下まわっている。鉄筋が降伏した等価走行回数は 18.800×10^6 回であり、継手部ありおよび継手部なしの伸縮装置に荷重分布鋼板を設けることで鉄筋ひずみの増加が抑制された。

(3) 従来型伸縮装置と荷重分布伸縮装置との比較

従来型および荷重分布型伸縮装置における継手部ありの供試体の初期ひずみを比較すると、供試体 RC.F-P-A と供試体 RC.F-W-A の比は 0.95、5%低下した。同様に継手部なしについても比較すると供試体 RC.F-P-B と供試体 RC.F-W-B の比は 0.91、9%低下しているがほぼ同等である。これは荷重分布型伸縮装置に設けた荷重分布鋼板が RC 床版に輪荷重を広く分布させたことと、荷重分布鋼板を設けることで曲げ剛性が向上したためであると考えられる。

以上より、従来型の伸縮装置を設置した RC 床版に対して荷重分布型伸縮装置は荷重分布鋼板を設けることで、RC 床版の主鉄筋のひずみ増加が抑制された。また、RC 床版の主鉄筋のひずみは従来型の伸縮装置および荷重分布型伸縮装置ともにたわみが床版支間 L の $1/350$ 、すなわち本実験では 4.0mm まで疲労試験を実施したが、全ての供試体の主鉄筋が降伏に至った (図- 6.15)。しかし、たわみが床版支間 L の $1/400$ 、すなわち 3.5mm では各供試体ともに降伏ひずみに達していないことから、維持管理においては著者ら^{6,7)}が提案するたわみが床版支間 L の $1/400$ 付近で伸縮装置の修繕および取替工事を提案する。

6.7.6 たわみが4.0mmに達した時点の損傷状況

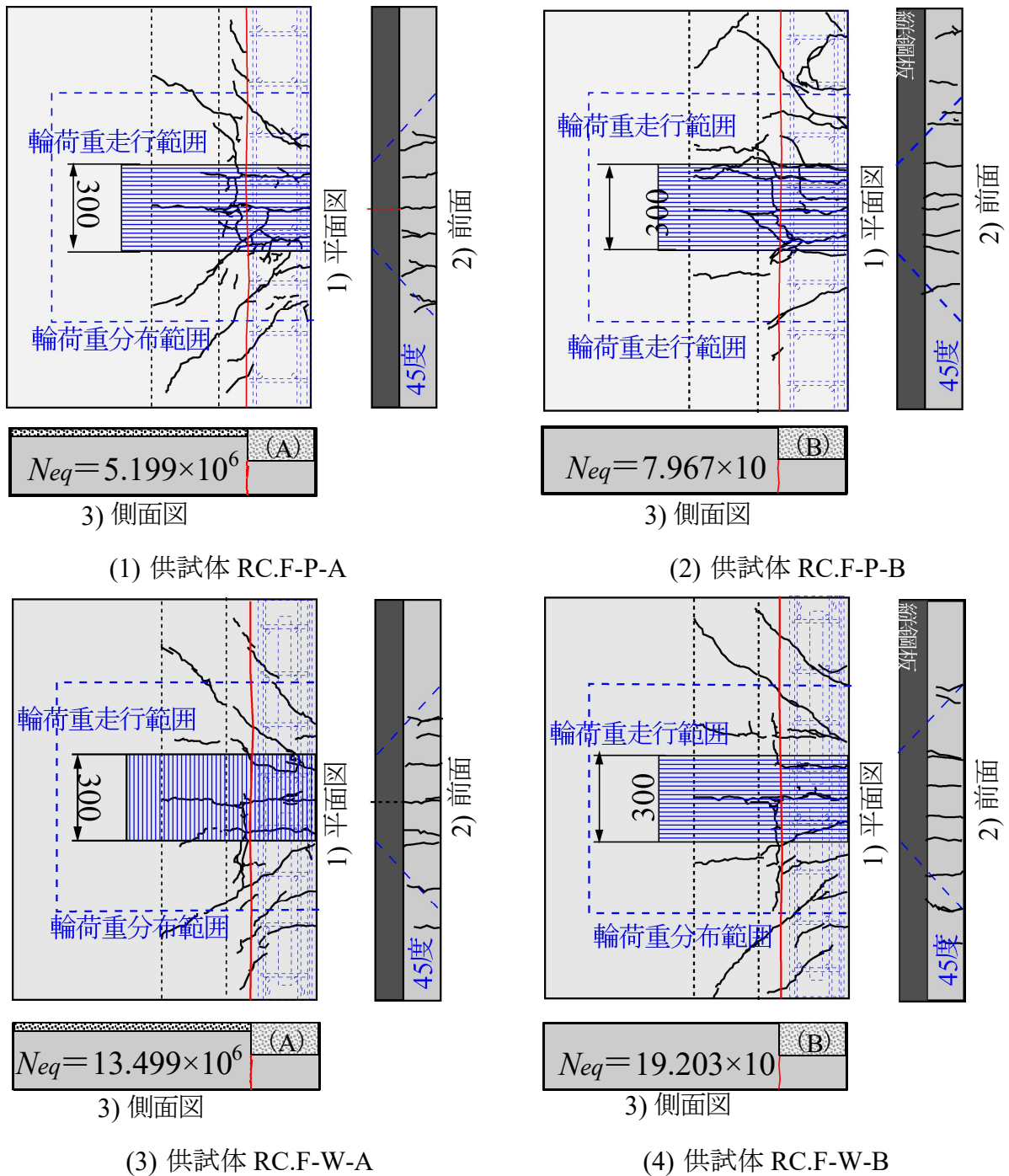
たわみが 4.0mm に達した時点の従来型伸縮装置を設置した RC 床版のひび割れ状況を図- 6.16, (1), (2)に示す。荷重分布型伸縮装置のひび割れ状況を図- 6.16, (3), (4)に示す。

(1) 従来型伸縮装置 (RC.F-P-A, RC.F-P-B)

従来型の伸縮装置の継手部ありの供試体 RC.F-P-A のたわみが 4.0mm、等価走行回数 5.199×10^6 回の時点の RC 床版底面のひび割れ状況は図- 6.16(1)に示すように、橋軸方向に配置した鉄筋間隔で張出部および支間方向全面にひび割れが発生し、支点を跨いで発生している。また、RC 床版の前面のひび割れ状況は、RC 床版底面から伸縮装置の縦鋼板まで、輪荷重の分布幅 45 度範囲にひび割れが集中して発生している。側面のひび割れ状況は、断面切り欠き部で上面から下面まで負曲げによるひび割れが発生している。

次に、継手部なしの供試体 RC.F-P-B の等価走行回数 7.967×10^6 回のひび割れ状況は図- 6.16(2)に示すように、継手部ありの供試体と同様に輪荷重分布幅内にひび割れが集中して発生している。また、側面のひび割れも供試体 RC.F-P-A と同様に発生している。

以上より、継手部なしの供試体のひび割れの発生が供試体 RC.F-P-A と比較して遅延されていることから、たわみ・鉄筋ひずみで見られるように輪荷重の走行位置を伸



図ー 6.16 荷重分布型伸縮装置を設置した RC 床版のひび割れ状況

縮装置の中央付近を通過するように設計する必要があると考えられる。

(2) 荷重分布型伸縮装置 (RC.F-W-A, RC.F-W-B)

荷重分布型伸縮装置の継手部ありの供試体 RC.F-W-A のたわみが 4.0mm に達した時点の等価走行回数は 13.499×10^6 回であり、RC 床版底面のひび割れ状況は図ー 6.16 (3)に示すように、ひび割れが配力筋の配置位置付近の輪荷重が 45 度分範囲にひび割

れが発生し、支点を跨いで発生しているものの荷重分布鋼板の効果により、供試体 RC.F-P-A と比較してひび割れの発生が少ない。RC 床版の前面のひび割れ状況も RC 床版底面から伸縮装置の縦鋼板まで発生しているものの、荷重分布鋼板により輪荷重が及ぼす走行範囲から 45 度の範囲にほぼ等間隔に発生している。側面のひび割れ状況は供試体 RC.F-P-A と同様に断面切り欠き部で上面から下面まで負曲げによるひび割れが発生している。

次に、継手部なしの供試体 RC.F-W-B の等価走行回数 19.203×10^6 回のひび割れ状況は図一 6.16(4)に示すように、広範囲に渡ってひび割れが発生している。継手部ありの供試体と比較して、広範囲に渡って発生している。側面も供試体 RC.F-W-A と同様に発生している。

以上より、荷重分布型伸縮装置を設置した場合のひび割れ状況は等価走行回数が多いにも関わらず荷重分布鋼板の分散効果により広範囲に渡って発生している。

6.8 まとめ

深水が提案する特許番号第 6567920 号、発明の名称：道路橋の伸縮装置および道路橋の伸縮装置の施工法で開発した荷重分散型伸縮装置をさらに耐荷力および耐疲労性を向上させるために、荷重分散鋼板を伸縮装置の縦鋼板下面と縦筋下面に設け、輪荷重を RC 床版端部から幅 200mm 程度に分布するように構造を改善した。この装置を荷重分布型伸縮装置として提案する。なお、第 5 章まで用いた荷重分布型伸縮装置の名称について、本論文に用いた名称である。

- (1) 輪荷重走行疲労実験における本提案する荷重分布型伸縮装置を 2 分割して継手部上を輪荷重が走行した場合と伸縮装置の中央を輪荷重が走行した場合の等価走行回数を比較した。その結果、従来型の伸縮装置を 2 分割して設置した場合と分割なしで設置した供試体に対して、S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 12.7$ および $m = 10.5$ を適用した場合の等価走行回数比は 2 分割した供試体はそれぞれ 0.65, 0.71 となり 35%, 29%の耐疲労性が低下した。また、荷重分布型伸縮装置を 2 分割して設置した場合と分割なしで設置した供試体に対して、S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 12.7$ および $m = 10.5$ を適用した場合の等価走行回数比はそれぞれ 0.70, 0.73 となり 30%, 27%の耐疲労性が低下した。よって伸縮装置の設置においては輪荷重走行位置から伸縮装置の継手部を避ける必要があると考える。
- (2) 従来型の伸縮装置を設置した RC 床版と荷重分布型伸縮装置を設置した RC 床版の等価走行回数を比較すると、従来型の伸縮装置を 2 分割して設置した場合と荷重分布型伸縮装置を設置した場合に S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 12.7$ および $m = 10.5$ を適用した等価走行回数比は、それぞれ、1.69, 1.91 倍である。分割なしの伸縮装置中央を走行させた場合は、S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 12.7$ および $m = 10.5$ を適用した等価走行回数比はそれぞれ 1.42, 1.38 倍である。
- (3) たわみが 4.0mm に達するまでの年数の等価走行回数を S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 12.7$ および $m = 10.5$ を適用した場合、2 分割して設置した供試体の乾燥状態

での年数は、それぞれ 7.12 年、2.88 年、分割なしがそれぞれ 10.91、4.08 年である。2 分割して荷重分布型伸縮装置を設置した場合は、それぞれ 18.49 年、6.58 年、分割なしが 26.31、9.06 年である。湿潤状態、すなわち雨水の浸透を考慮した場合は乾燥状態の 70%に短縮する。たわみが 4.0mm に達する年数、および寿命推定には第 5 章で評価した S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 10.5$ を適用することで文献に示す東京都の寿命に近似する結果となった。

- (4) 本実験は、たわみが 4.0mm に達するまで輪荷重走行疲労実験を実施したが、たわみが 4.0mm の時点では全供試体ともに主鉄筋ひずみが降伏している。一方、阿部らが提案する床版支間 L の $1/400$ の時点では、主鉄筋ひずみが降伏に至らない結果となった。よって、維持管理においては、たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時点で RC 床版の詳細点検を行う必要があると考えられる。
- (5) 本実験によるたわみが 4.0mm まで疲労試験を行った場合のひび割れ状況は、従来型の伸縮装置を設置した RC 床版底面のひび割れ発生が著しく、輪荷重分布範囲に集中して発生している。荷重分布型伸縮装置を設置した RC 床版は、輪荷重走行位置から広範囲に渡って発生している。以上より、荷重分布型伸縮装置を設置することで RC 床版の損傷が軽減されることから、実橋においても実用的であると考えられる。

第6章 参考文献

- 6.1) 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.
- 6.2) 木内彬喬, 阿部忠, 水口和彦, 金子昌明, 深水弘一：荷重分布型伸縮継手装置の静荷重実験による耐荷力性能, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, 第 20 巻, pp.393-398, 2020.10
- 6.3) 佐々木茂隆, 阿部忠, 水口和彦, 深水弘一, 金子昌明：荷重分布型伸縮装置を設置した RC はり部材の定点疲労実験における耐疲労性に関する実験研究, 日本大学生産工学部, 第 54 回学術講演会, pp.35-38, 2021.12
- 6.4) 佐々木茂隆, 阿部忠, 深水弘一, 熊谷光記：荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりの定点疲労実験における耐疲労性の検証, コンクリート工学年次論文集, Vol.44, No.2, pp.913-918, 2022.7
- 6.5) 阿部忠, 佐々木茂隆, 水口和彦, 野口博之, 川井豊：伸縮装置を設置した RC はりの静的耐荷力および修正 Goodman の関係式を用いた耐疲労性の評価, 構造工学論文集, Vol.69A, pp.871-883, 2023.3
- 6.7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I, II, 1994.
- 6.8) 阿部忠, 佐々木茂隆, 水口和彦, 野口博之, 深水弘一：雪国タイプの伸縮装置を設置した RC 床版の輪荷重走行疲労実験による耐疲労性の評価および構造特性, 構造工学論文集, Vol.69A, pp.693-704, 2023.3
- 6.8) 松井繁之：道路橋床版設計・施工と維持管理, 森北出版, 2007.
- 6.9) 横山功一ほか：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
- 6.10) Raithby K.D. and Galloway J.W. : Effects of moisture condition, age, and rate of loading on fatigue of plain concrete." ACI publication SP 41-2, pp.15-34, 1974.1
- 6.11) RILEM Committee 36-RDL. : Long term random dynamic loading of concrete structures, Materials and Structures, 17(9), RILEM, pp.1-28, 1984.1

第7章 荷重分布型伸縮装置の実橋における製作・施工技術

7.1 はじめに

既往の荷重支持型や突き合わせ型伸縮装置の設置の多くは、既設 RC 床版に孔を開け、アンカー筋を挿入し、伸縮装置の骨組み筋と溶接し、その後超速硬コンクリートを打ち込み一体化している。アンカー筋の数は長さ 2m 程度の伸縮装置で 40 箇所ほど打ち込みして RC 床版に設置される。この工法の課題は、アンカー筋をハンマーなどで打ち込むことによる、新たなひび割れの発生と設置に多くの時間を要することである。また、輪荷重載荷面から 45 度下方に荷重が分布されることから、その周辺に損傷が発生する。

一方、本提案の荷重分布型伸縮装置^{7.1)}は、既往の伸縮装置の底面に荷重分布鋼板を設け、輪荷重を 45 度下方に分布した輪荷重をさらに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装置である。この伸縮装置の設置方法は、RC 床版上面から 10mm の位置に設置し、荷重分布鋼板端部の 4 箇所をアンカーボルトで締め付けとアンカー筋を打ち込み設置するものである。設置においては、既往の伸縮装置と比較して 50%程度の時間での設置が可能となる。よって、施工の合理化、省力化が図られる伸縮装置である。

そこで第7章では、第3、4、5、6章で荷重分布型伸縮装置の静的耐荷力、定点疲労実験による繰り返し回数、および輪荷重走行疲労実験による耐疲労性の評価を行い、実用性を評価してきた^{7.1~7.6)}。これを基に熊本県が管理している道路橋で荷重分布型伸縮装置を用いた取替工事が実施されことから、ここでは、採用された伸縮装置の製作方法および施工技術について述べる。

7.2 伸縮装置設置橋梁の概略および損傷状況

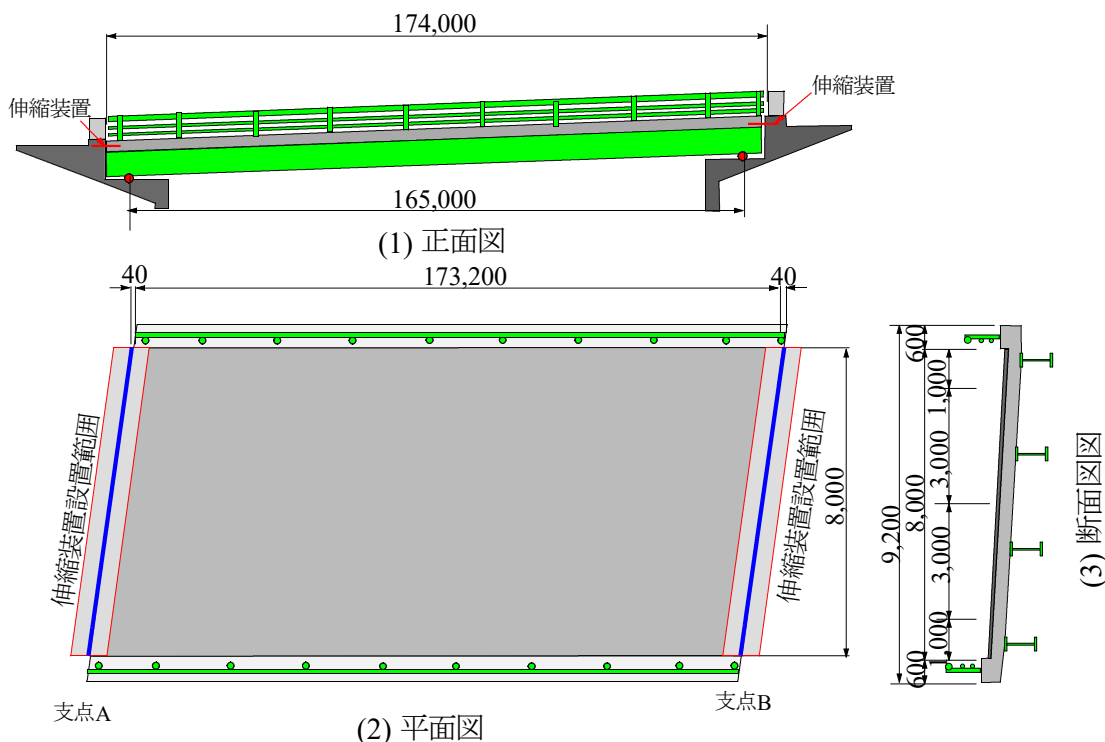
伸縮装置の老朽化により取替が検討された橋梁は、熊本県が管理する県道 39 号線に架設されている橋梁で、伸縮装置の取替工事を実施した。ここで、伸縮装置設置橋梁および損傷状況を写真－7.1 に示す。この橋梁は写真－7.1(1)に示すように、幅員が 8.0m、橋長が 17.5m である。損傷状況は写真－7.1(2)に示すように、伸縮部のゴムの劣化やコンクリートの割れ、とくに写真－7.1(3)に示すように突き合わせ型伸縮装置にもかかわらず鋼材面が数回の補修工事で舗装に埋もれている。遊間部のゴムも完全に劣化により部分的に残っているのみである。伸縮装置の設置前後のアスファルト舗装においても舗装表面に 2 方向ひび割れの発生が見られる。これは、第2章、第6章で述べた大型車両が伸縮装置を通過する際に発生する荷重変動の影響によるものと考えられる。

次に、伸縮装置の取替工事を実施する橋梁図面の概略を図－7.1 に示す。なお、図－7.1 は橋梁台帳に示す図面であり、写真－7.1(1)に示す曲線状に付いては記載されていない。



(1) 橋梁の全景 (2) 伸縮装置の損傷 (3) 遊間部の損傷 (4) 舗装部の損傷

写真－ 7.1 伸縮装置設置橋梁および損傷状況



(1) 正面図

(2) 平面図

(3) 断面図

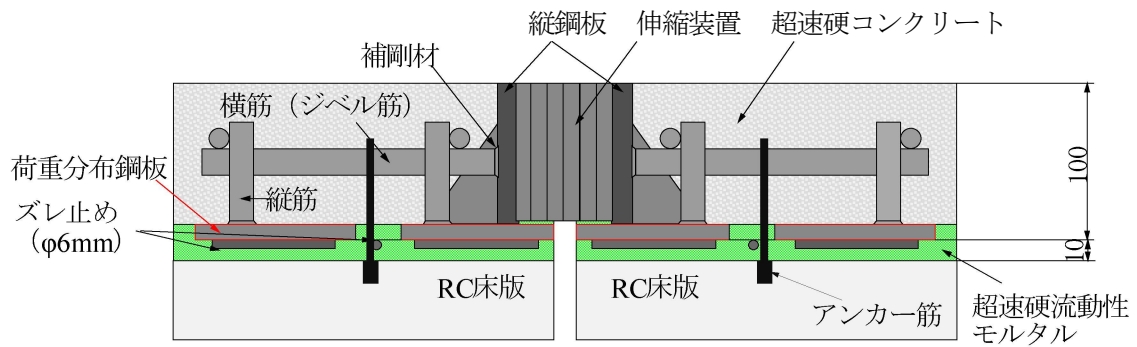
図－ 7.1 伸縮装置取替橋梁の寸法および設置位置

伸縮装置の取替工事において、荷重分布型伸縮装置を設置する橋梁は、図－ 7.1 に示すように橋長 17,400mm、幅員 9,200mm、地覆幅 600mm、伸縮装置の設置寸法は幅員 8,000mm である。よって、伸縮装置は 2,000mm の長さで幅員に併せて片側 4 体、計 16 体製作する。

7.3 荷重分布型伸縮装置の概要

交通量の多い橋梁に用いる荷重分布型伸縮装置は、大型車両の衝撃力が大きいことから、これに耐える構造が必要となる。ここで、第 6 章で提案した実橋に用いる構造を図－ 7.2 に示す。

荷重分布鋼板端部上面に縦鋼板を直接溶接する。これによって縦鋼板に作用する荷重が荷重分布鋼板に作用して、荷重分布鋼板を介して既設床版に分布される。また、縦鋼板と荷重分布鋼板の接合部に補剛材を設けることで、輪荷重の作用による縦鋼板



図－ 7.2 実橋に用いる荷重分布型伸縮装置断面の構造

の座屈変形が抑制される。よって、遊間部が 50mm 程度広くなる。

7.4 荷重分布型伸縮装置に用いる材料および寸法

7.4.1 荷重分布型伸縮装置に用いる材料

実橋における荷重分布型伸縮装置に用いる材料を表－ 7.1 に示す。荷重分布型伸縮装置の縦鋼板には溶接構造用圧延鋼材 SM400，厚さ 12mm を用いる。また，荷重分布鋼板には一般構造用圧延鋼板 SS400，厚さ 10mm を用いた。また，ジベル筋および縦筋には SD345，D16，横筋には D13 を用いた。ここで，鋼材・鉄筋の材料特性値を表－ 7.1 に示す。

表－ 7.1 荷重分布型伸縮装置の材料特性

材料		降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
縦鋼板	一般構造用圧延鋼材	332	467	200
荷重分布鋼板	溶接構造用圧延鋼材	299	430	
ジベル筋	D16 (SD345)	407	516	
縦筋	D16 (SD345)	401	574	
交差部軸方向筋	D13 (SD345)	389	592	

7.4.2 荷重分布型伸縮装置の寸法

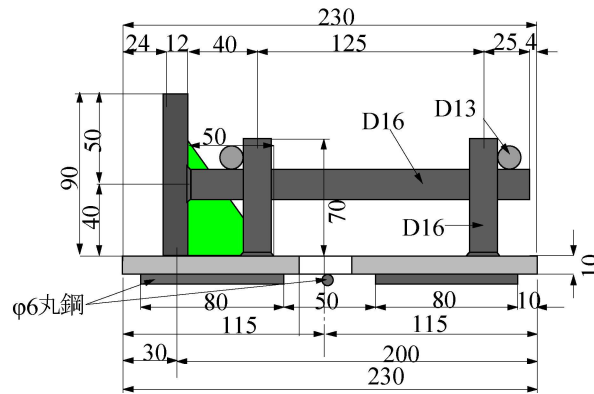
実橋に用いる荷重分布型伸縮装置の寸法を図－ 7.3 に示す。図－ 7.3(1)に示すように，伸縮部本体の縦鋼板には溶接構造用圧延鋼材 SM400，厚さ 12mm を用い，張出部材である横筋に D16 のジベル筋を溶接する。次に，ジベル筋の側面に縦連結部材である縦筋を 200mm 間隔で 2 本溶接する。伸縮装置の長さは 2,000mm であることから片側 9 本の縦筋となる。次に，荷重分布鋼板には一般構造用圧延鋼材 SS400，厚さ 9.0mm を用い，伸縮部本体の縦鋼板下面から 24mm 程度張出して，縦鋼板下部およ

び縦連結部材の縦筋の下面に鋼板を溶接する。溶接は鋼材と縦筋の接合面の全てを溶接する。

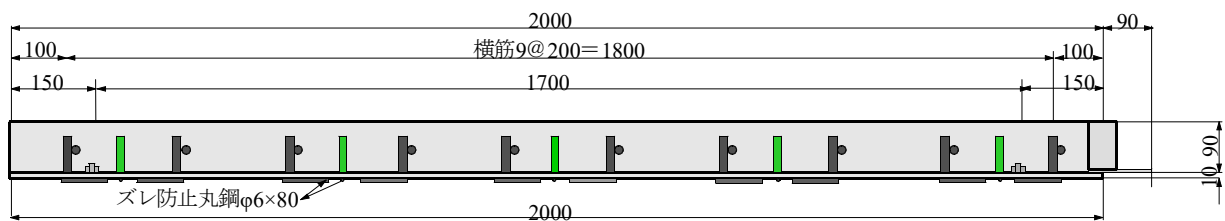
伸縮部の縦鋼板は、輪荷重や荷重変動により座屈変形する可能性が高いことから図－7.3(1)に示すように、縦鋼板側面と荷重分布鋼板上面に厚さ 9.0mm の補剛材を 400mm 間隔で溶接する。これによって、輪荷重による縦鋼板の座屈変形が防止される。これを用いない場合は伸縮部本体の縦鋼板の鋼板を厚くする必要がある。最後に、縦筋と横筋の交差部の橋軸直角方向に D13 の鉄筋を配置する。

次に、正面の寸法を図－7.3(2)、平面の寸法を図－7.3(3)に示す。

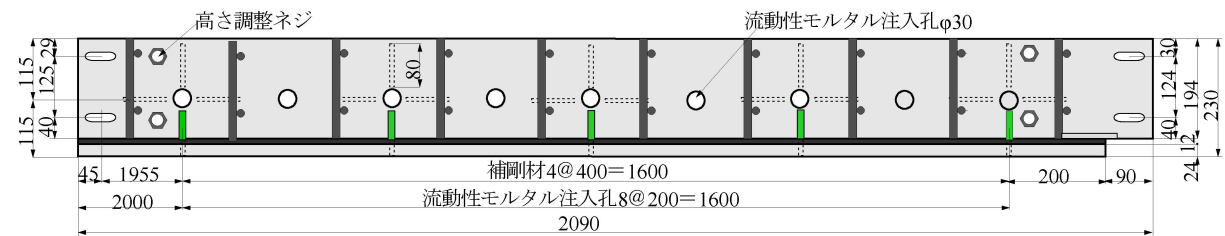
正面の寸法は図－7.3(2)に示すように、縦鋼板は高さ 90mm の下面に厚さ 10mm の荷重分布鋼板が溶接され、伸縮装置部が 2,000mm である。この端部に 90mm の継手部を設けた。平面の寸法は図－7.3(3)に示すように横筋は 200mm 間隔で配置され、



(1) 断面寸法



(2) 正面寸法



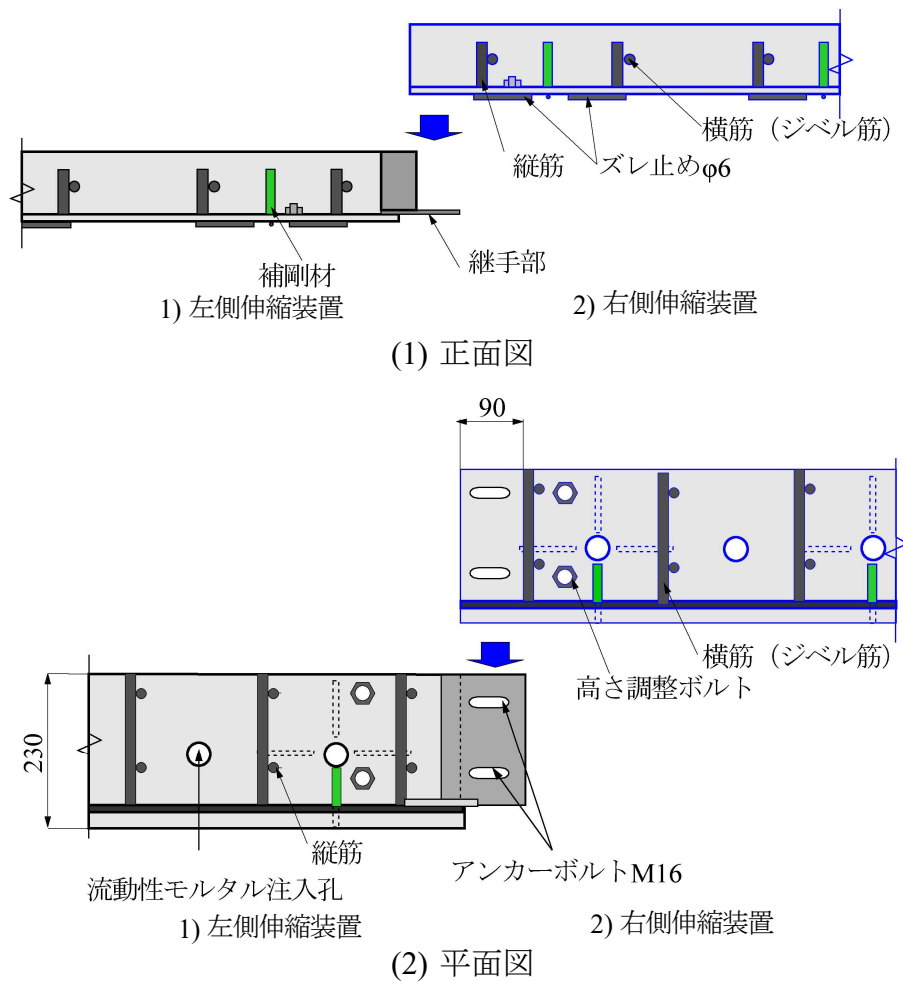
(3) 平面寸法

図－7.3 実橋に用いる荷重分布型伸縮装置の寸法

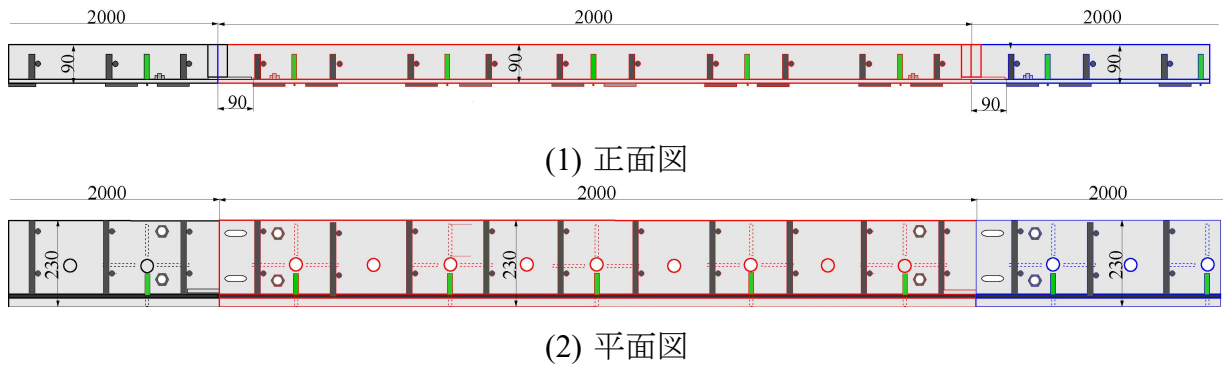
横筋に縦筋を溶接した。また、縦鋼板の座屈防止として厚さ 8mm の補剛材を 400mm 間隔で配置した。さらに、輪荷重の作用による荷重分布鋼板の横ずれを防止するためにφ 6mm、長さ 80mm の丸鋼を橋軸方向、橋軸直角方向に溶接し、これを 400mm 間隔で配置した。これによって、曲げの影響による荷重分布鋼板と流動性モルタル面での横ズレ、すなわちせん断力に抵抗するもと考えられる。

7.4.3 荷重分布型伸縮装置の継手構造

伸縮装置の継手部構造の概略を図－ 7.4 に示す。荷重分布型伸縮装置の設置では、第 6 章で述べたとおり、耐疲労性の低下を避けるため、伸縮装置の設置においては輪荷重走行位置から伸縮装置の継手部を避け、図－ 7.4(1), 1)および図－ 7.4(2), 1)に示すように左側伸縮装置を設置する。その後、図－ 7.4(1), 2)および図－ 7.4(2), 2)に示すように、継手部 90mm の上に右側伸縮装置を重ねて設置する。これによって高さが一致する事と、施工時間の短縮が図れる構造となる。



図－ 7.4 継手部構造



図－ 7.5 継手部の設置状況

次に、継手部の設置状況を図－ 7.5 に示す。図－ 7.5(1)および(2)に示すように伸縮装置を重ね継手とし、幅員の左端部、地覆の内側に設置し、順次、右端部の重ね継手上に設置する。高さ調整のタップは 8mm 程度とし、必要に応じて設け、ボルトとアンカー筋を用いて固定する。設置後は伸縮装置を重ね合わせした後、M16 のボルトで締め付けする。

7.5 荷重分布型伸縮装置の製作

実橋に用いる荷重分布型伸縮装置の製作手順を写真－ 7.2 に示す。なお、各部位の名称は図－ 7.2, 7.4 に示したとおりである。



(1) 鋼板パラペットに
ジベル筋を溶接



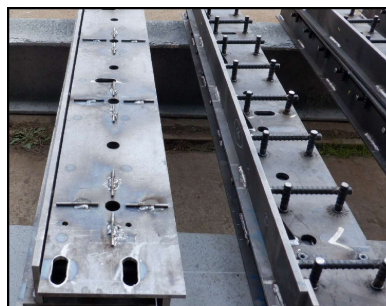
(2) 荷重分布鋼板に縦筋
を溶接



(3) 鋼板パラペット部と
荷重分布鋼板部を溶接



(4) 鋼板パラペットに
補剛材溶接



(5) 荷重分布鋼板裏面に
ズレ止め溶接



(6) 荷重分布型伸縮装置
の完成

写真－ 7.2 実橋に用いる荷重分布型伸縮装置の製作手順

まず、縦鋼板にジベル筋を等間隔で溶接する（写真－ 7.2(1)）。同時に荷重分布鋼板に縦筋を等間隔で溶接する（写真－ 7.2(2)）。

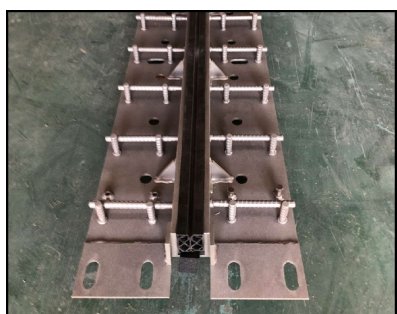
次に、縦鋼板にジベル筋を溶接した部位と荷重分布鋼板に縦筋を溶接した部位とを組み合わせ、溶接する（写真－ 7.2(3)）。また、縦鋼板の座屈を防止するために補剛材を溶接し、一体化して完成となる（写真－ 7.2(4)）。

次に、荷重分布鋼板裏面には、輪荷重の作用により荷重分布鋼板底面には曲げ引張力が作用し、流動性モルタルとの界面のはく離が懸念されることから、 ϕ 6mm 程度の丸鋼を軸方向および軸直角方向に溶接し、ずれを防止する。なお、実験においては付着用接着剤を用いた場合は終局時まで一体性が得られていたが、接着剤を塗布しない場合にははく離が発生している。そのため実橋に用いる伸縮装置の底面にはズレ止めを軸直角方向は 400mm 間隔、軸方向は断面の中央付近に溶接した（写真－ 7.2(5)）。本来は、伸縮装置に圧縮鉄筋を溶接するが 2m ごとに継手構造が必要になることから、現場溶接とした。

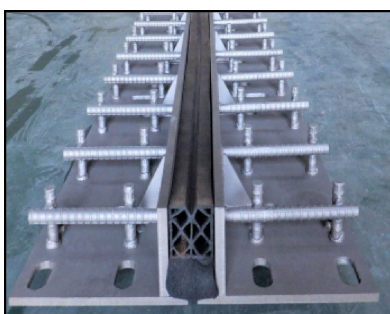
工場での完成状況を写真－ 7.2(6)に示す。完成した荷重分布型伸縮装置 2m の重量は、108.2kg であり、これは製作工場から運搬する際の長さおよび、現地で設置する際の施工性を考慮した重量である。

7.6 荷重分布型伸縮装置の鋼材表面処理

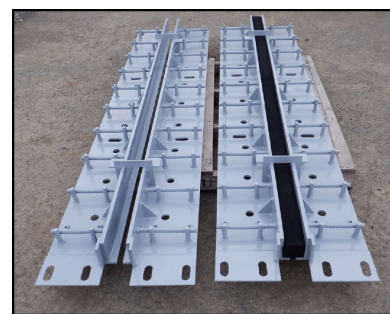
完成した荷重分布型伸縮装置を仮組みし、鋼材表面処理を行う。ここで、表面処理の手順を写真－ 7.3 に示す。製作後の荷重分布型伸縮装置は写真－ 7.3(1)に示すように鋼材表面には鋼材の黒皮の状態で、施工時に接着剤および超速硬コンクリートを打ち込みした後の付着力の低下が懸念される。そこで、鋼材表面にはショットブラスト処理を行う（写真－ 7.3(2)）。最後に錆び止め用防錆プライマーを塗布する（写真－ 7.3(3)）。この防錆プライマーは錆び止め効果に加え、施工時に塗布する付着用接着剤との相性がよく、より接着力を高める効果がある。なお、塗布後は 7 日以内に施工が必要となる。ここで、防錆プライマーの特性値を表－ 7.2 に示す。また、製作完成した荷重分布型伸縮装置を図－ 7.6 に示す。



(1) 荷重分布型伸縮装置



(2) ショットブラスト

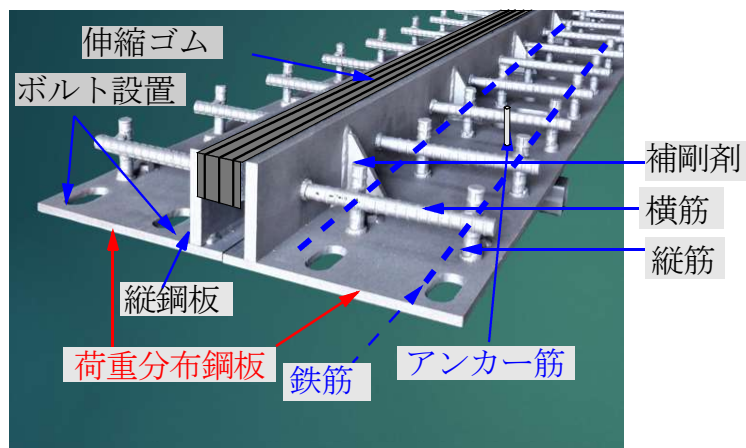


(3) 錆び止め塗装

写真－ 7.3 荷重分布型伸縮装置の鋼材表面処理

表－ 7.2 防錆プライマーの材料特性値

項目		測定値	備考
外観	主剤	灰色液状	異物混入なし
	硬化剤	褐色液状	
塗膜の概観		正常	JIS K 5600
混合比（主剤：硬化剤）		2:1	重量比
混合粘度		50mpa・sec以下	JIS K 7117
塗膜乾燥時間		4時間以内	ドライングレコーダ
引張せん断強さ		10N/mm ² 以上	JIS K 6850



図－ 7.6 実橋に用いる荷重分布型伸縮装置

7.7 実施工に用いる材料

7.7.1 使用材料

実橋での荷重分布型伸縮装置の設置に用いる材料は第3，4，5，6章で用いた材料と同様である。また，設置においても第3章で設置した施工法と同様である。

荷重分布型伸縮装置は，コンクリート表面から10mm程度の位置に荷重分布鋼板が設置される。したがって，この隙間を埋めるために流動性モルタルを用いる。ここで，流動性モルタルの示方配合を表－7.3に示す。また，伸縮装置の取替工事は8時間程度の通行規制のもとで施工される。そのため伸縮装置設置後のコンクリートは材齢3時間で道路橋示方書・同解説（以下，道示とする）^{7.7)}に規定するコンクリートの設計基準強度24N/mm²以上発現するコンクリートが必要となる。したがって，実橋での施工の際には超速硬セメントが配合された超速硬コンクリートを使用する。ここで超速硬コンクリートの示方配合を表－7.4に示す。

7.7.2 浸透性接着剤および付着用接着剤^{7.8)}

老朽化した伸縮装置の取替工事においては，ブレーカやチップなどで衝撃を与えながら伸縮装置が撤去されている。一般的な取替工事においては撤去後，直接伸縮継手装置が設置されている。この場合は，不陸材料に割れやはく離が生じる事例もある。

表－ 7.3 流動性モルタルの配合条件および圧縮強度

示方配合			圧縮強度	
水材料比	練り上げ量 (約13.5L)		材齢 1時間	材齢 3時間
	プレミックス	水		
18%	25kg	4.8L	7.7N/mm ²	26.8N/mm ²

表－ 7.4 超速硬コンクリートの配合条件および圧縮強度

練り上げ量 (25L)			圧縮強度	
セメント 骨材	粗骨材	水・減水剤 遅延剤	材齢 3時間	材齢 24時間
30kg	25kg	4.0kg	25.4N/mm ²	51.9N/mm ²

表－ 7.5 接着剤の性能

項目	浸透性接着剤	付着用接着剤	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	5 : 1	重量比
硬化物比重	1.2	1.42	JIS K 7112
圧縮強度	104.4N/mm ²	102.9N/mm ²	JIS K 7181
圧縮弾性係数	3.172N/mm ²	3.976N/mm ²	JIS K 7181
曲げ強さ	92.8N/mm ²	41.6N/mm ²	JIS K 7171
引張せん断強さ	58.2N/mm ²	14.9N/mm ²	JIS K 6850
付着強さ	2.6N/mm ²	3.7N/mm ² 以上	JIS A 6909

その対応策として、施工時や損傷によるひび割れ補修材として浸透性接着剤を塗布する^{7.8)}。また、打ち込みコンクリートとの付着力を高めるために高耐久型エポキシ系接着剤(以下、付着用接着剤とする)を用いる。この2種類の接着剤の特性値を表－7.5に示す。また、伸縮装置の鋼板およびジベル筋、鉄筋にも付着用接着剤を塗布することにより伸縮装置とコンクリートの付着力が向上することになる。また、伸縮装置製作後に錆止め用防錆プライマーを塗布する。この防錆プライマーは施工時に塗布する付着用接着剤と組み合わせると接着力を高める効果がある。

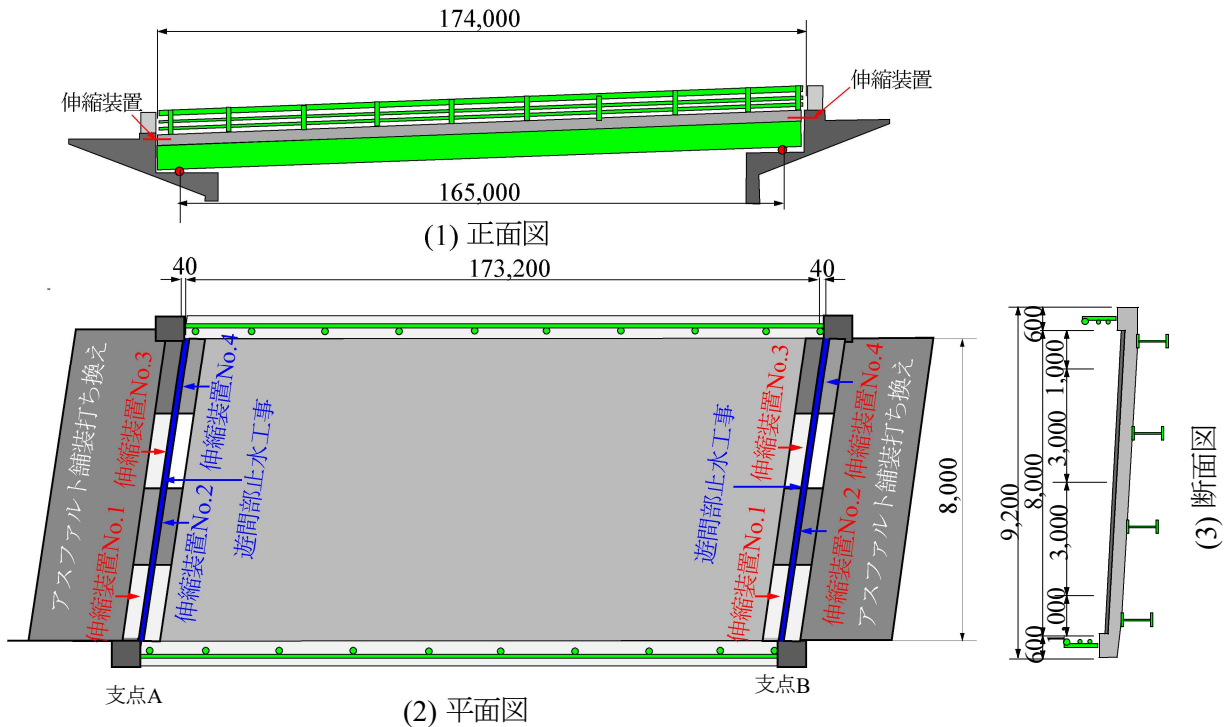
7.8 実橋での施工技術

本橋梁は幅員 8.0m であることから、片側通行規制により片側車線 4m を施工し、片側の設置が終了した後に、反対車線を施工した。荷重分布型伸縮装置の施工手順を写真－7.4～写真－7.10に示す。

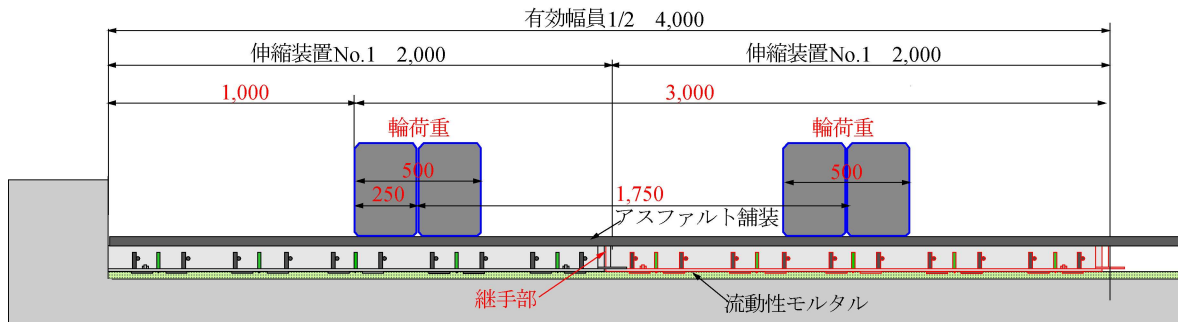
7.8.1 施工範囲

荷重分布型伸縮装置を設置する橋梁は、支間 17.5m、幅員 9.2m、地覆幅 0.6m であ

り、伸縮装置を設置する寸法は幅員 8.0m である。ここで、伸縮装置設置橋梁の概略寸法を図－ 7.7、伸縮装置を設置する有効幅員の中央までの寸法および輪荷重走行位置を図－ 7.8 に示す。



図－ 7.7 伸縮装置設置橋梁の概略寸法



図－ 7.8 伸縮装置設置橋梁の幅員中央までの寸法および輪荷重走行位置

伸縮装置の取替工事は図－ 7.7 に示すように、橋梁の支点 A の支点設置幅は 8.0m である。また、支点 B 側も同様に 8.0m であり、伸縮装置は図－ 7.8 に示すように軸直角方向の長さは 2.0m であり、これを片側に 4 体、向かい合わせ側に 4 体設置する。

ここで、伸縮装置の設置における継手部の位置は第 6 章で評価したように、継手部に輪荷重が走行しないように設計する。本橋梁においては伸縮装置の継手部を挟んで輪荷重が走行するように、片側車線の中央、すなわち地覆から 2.0m の位置が継手

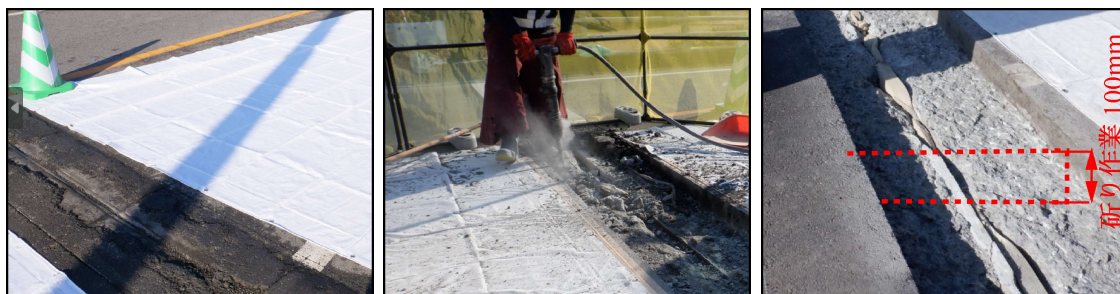
構造となる。

設置は橋梁 B 支点上も同様とする。支点 A 側に伸縮装置 No.1 を設置し、次に伸縮装置 No.2 を設置する。有効幅員中央までの設置状況および寸法を図－ 7.8 に示す。片側車線終了後、反対側の車線に伸縮装置 No.3，伸縮装置 No.4 を設置する。支点 A 側が終了後支点 B 側を設置する。最後に装置の前後にアスファルト舗装を施して完成となる。ここで、施工手順を以下に示す。

7.8.2 施工手順^{7.4, 7.5)}

(1) 旧伸縮装置の撤去および研り作業

伸縮装置の撤去作業および研り作業状況を写真－ 7.4 に示す。



(1) 旧伸縮装置および養生

(2) 研り作業

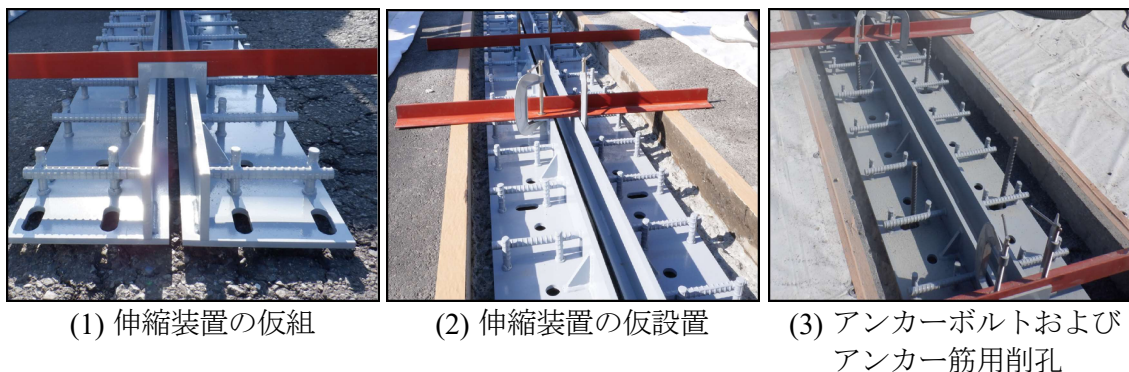
(3) 研り完了

写真－ 7.4 伸縮装置の撤去準備および研り作業

旧伸縮装置撤去前には、写真－ 7.4(1)に示すように、伸縮装置の両側にはシート養生を行なった。次に、旧伸縮装置の撤去作業は、ブレーカやチップ等で撤去した。この場合、衝撃による微細なひび割れや骨材のはく離が懸念される（写真－ 7.4(2)）。本設置にはこれらの損傷を補修するために浸透性接着剤を用いた。研り後は伸縮装置が設置される寸法の確認を行なった（写真－ 7.4(3)）。

(2) 伸縮装置の仮組み・仮設置およびアンカーボルト・アンカー筋の削孔作業

伸縮装置の仮組み・仮設置およびアンカーボルト・アンカー筋の削孔状況を写真－ 7.5 に示す。写真－ 7.5(1)に示すように、研り作業と同時に伸縮装置のレベル調整および設置のための仮組みを行う。仮組みした伸縮装置を設置位置に仮設置した（写真－ 7.5(2)）。この場合、伸縮装置の縦鋼材上面がアスファルト舗装面と並行であると同時に荷重分布鋼板下面の隙間が 10mm であることが重要である。次に、仮設置した後、D16 のアンカーボルト用孔を削孔した（写真－ 7.5(3)）。伸縮装置 1 体で四角に孔を開ける。また、本伸縮装置の荷重分布鋼板が曲げ変形による横・前後のズレによるはく離を防止するためにφ 6mm の丸鋼を設けてあるが、浮きなどを防止するために荷重分布鋼板の数カ所にアンカー筋を用いた。



写真－ 7.5 伸縮装置の仮組・仮設置およびアンカーボルト・アンカー筋の削孔

(3) 浸透性接着剤・付着用接着剤の塗布および混合状況^{7.8)}

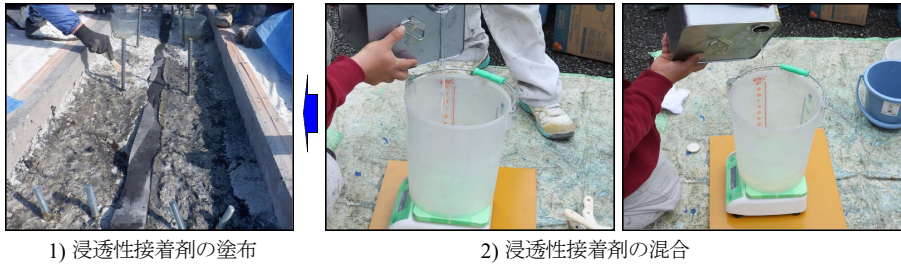
浸透性接着剤・付着用接着剤の塗布および混合状況を写真－ 7.6 に示す。先ず、遊間部には、補強用の流動性モルタルを打ち込む前に、止水バックアップ材を設置する。設置後、写真－ 7.4(2)に示したように、ブレーカでの研りによって発生する微細なひび割れ補修として、浸透性接着剤(表－ 7.5)を 0.5kg/m^2 を塗布した(写真－ 7.6(1), 1))。浸透性接着剤は表－ 7.5 に示すように、主材と硬化剤があり、混合比は主材 10 に対して硬化剤は 3、すなわち 10 : 3 の混合である(写真－ 7.6(1), 2))。浸透性接着剤はアンカー打ち込みの際に発生する 0.05mm 以上のひび割れにも浸透する。硬化時間は、常温で 4 時間から 8 時間程度であるが付着用接着剤および流動性モルタルの発熱効果により短縮される。

次に、RC 床版コンクリートと流動性モルタルとの付着力を高めるために付着用接着剤を 0.9kg/m^2 を目安に塗布した(写真－ 7.6(2), 1))。混合条件は表－ 7.5 に示すように、主材と硬化剤があり、混合比は主材 5 に対して硬化剤は 1、すなわち 5 : 1 の混合である(写真－ 7.6(2), 2))。同時に伸縮装置の荷重分布鋼板下面にも付着用接着剤を 0.9kg/m^2 を目安に塗布した(写真－ 7.6(2), 3))。この接着剤は表－ 7.2 に示す防錆プライマーとの付着性は実橋鋼床版で実証されている(写真－ 7.6(2), 3))。

(4) 伸縮装置の設置および流動性モルタルの充填状況

伸縮装置の設置および流動性モルタルの充填状況を写真－ 7.7 に示す。

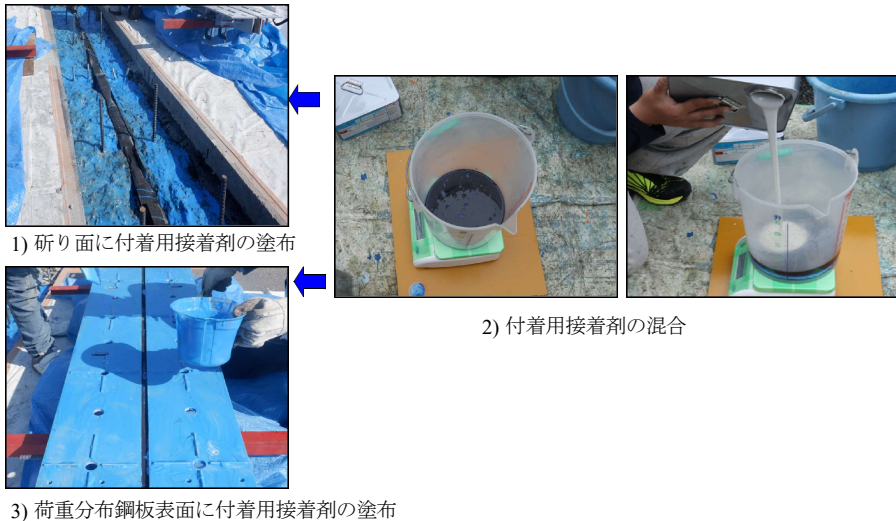
荷重分型伸縮装置の本設置(写真－ 7.7(1))においては、両端部の 4 角を M16 のアンカーボルトで締め付け固定した。また、アンカー筋を打ち込み伸縮装置の縦筋、あるいは圧縮鉄筋と溶接した(写真－ 7.7(2))。アンカー筋の本数については、床版のはつり面の不陸状況等も考慮し、発注者との事前打ち合わせにより決定するが、伸縮装置 2m で 8 ~ 12 本程度を目安とする。設置が終了した後は直ちに流動性モルタル充填を行なった(写真－ 7.7(3))。伸縮装置の荷重分布鋼板には流動性モルタルの充填用の如雨露が設置出来るように $\phi 30\text{mm}$ の充填孔を 200mm 間隔で設けた。設置作業と同時に流動性モルタルの練混ぜ準備を行い、設置と同時に充填が開始出来るよう



1) 浸透性接着剤の塗布

2) 浸透性接着剤の混合

(1) 浸透性接着剤の塗布および混合



1) 研り面に付着用接着剤の塗布

2) 付着用接着剤の混合

3) 荷重分布鋼板表面に付着用接着剤の塗布

(2) 付着用接着剤の塗布および混合

写真－ 7.6 浸透性接着剤・付着用接着剤の塗布および混合^{7.9)}



(1) 伸縮装置の設置

(2) アンカーボルトおよび
アンカー筋の溶接

(3) 流動性モルタル充填

写真－ 7.7 伸縮装置の設置および流動性モルタルの充填^{7.4)}

作業を行ない、また、10mm の隙間から流動性モルタルが漏れないように止水用バックアップ材の設置を要確認する。なお、付着用接着剤の硬化時間は 120 分であることから、如雨露に必要な量を挿入し、直ちに順次、移動しながら充填し（写真－ 7.7(3)）、充填にはハンドバイブレータなどを用いて振動を与えながら充填を行なった。

(5) 流動性モルタル充填完了および付着用接着剤塗布

流動性モルタル充填完了および付着用接着剤塗布状況を写真－ 7.8 に示す。



(1) 流動性モルタル充填完了 (2) 鋼材に付着用接着剤塗布 (3) 鋼材に付着用接着剤塗布完了

写真－ 7.8 流動性モルタル充填完了および付着用接着剤塗布^{7.4)}

流動性モルタル充填後を写真－ 7.8(1)に示す。充填後、荷重分布鋼板上面および鉄筋等の鋼材と超速硬コンクリートの接合面および既設 RC 床版側面に付着用接着剤を塗布した(写真－ 7.8(2), (3))。塗布量は、 0.9kg/m^2 を目安とした。

(6) 移動式プラントおよび超速硬コンクリート打ち込み

移動式プラントおよび超速硬コンクリート打ち込み状況を写真－ 7.9 に示す。



(1) 移動式プラント
(ジェットモービル)

(2) スランプ試験

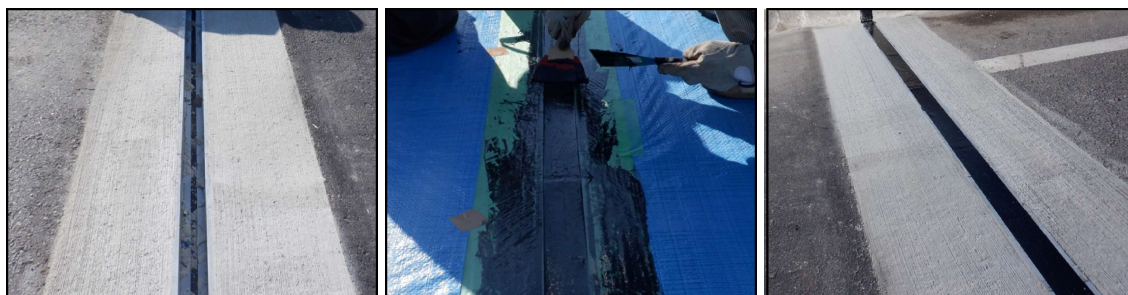
(3) 超速硬コンクリート
打ち込み

写真－ 7.9 移動式プラントおよび超速硬コンクリート打ち込み^{7.4)}

鋼材に付着用接着剤塗布と同時に超速硬コンクリートを移動プラント車(超速硬コンクリートモービル車)で練混ぜ開始する(写真－ 7.9(1))。試験としては写真－ 7.9(2)に示すように、スランプ試験(写真－ 7.9(2))および材齢3時間で圧縮強度が 24N/mm^2 以上発現するかについて圧縮試験も実施する。練り混ぜ後、直ちに伸縮装置設置部に打ち込みを実施した(写真－ 7.9(3))。

(7) 表面仕上げおよび SM 止水材充填

表面仕上げおよび SM 止水材充填状況を写真－ 7.10 に示す。



(1) 超速硬コンクリート 打ち込み後ほうき仕上げ (2) 遊間部の漏水対策として SM止水材を充填 (3) 荷重分布型伸縮装置完成

写真－7.10 表面仕上げおよび SM 止水材充填^{7.4)}



写真－7.11 工事完成

超速硬コンクリートを打ち込み終了後、表面を平滑に仕上げし、ほうき仕上げを行った（写真－7.10(2)）。次に、遊間部には SM 止水材を充填（SM ジョイント）し、平滑に仕上げた後、養生し（写真－7.10(3)）、完成した施工幅および施工延長を確認後、通行規制を解除した。荷重分布型伸縮装置の設置は、片側車線 4.0m を両端部 2 箇所で行ったが、8 時間施工が可能な施工技術であった。また、アンカー筋を 2m で 40 本程差し込む従来型伸縮装置補修工法に比べて、荷重分布型伸縮装置補修工法は、2m で 8 ～ 12 本と 70 ～ 80%少なく、これにより大幅な時間の短縮が図れる工法であると同時に、ハンマーでの打ち込みによる損傷も少なく、耐荷性能に優れた構造であるとともに耐久性向上にも大きく寄与するものと考えられる。なお、アンカー筋が少ない分、荷重分布鋼板下面にはφ 6mm、長さ 80mm の丸鋼を十字型に配置し、伸縮装置一体につき 5 箇所に設けてあることから曲げ変形によるズレに対し、付着用接着剤との併用ではなく離・浮きが抑制できるものと考えられ、新技術である。最後に設置完成後の写真を写真－7.11 に示す。

7.9 まとめ

- (1) 実橋に用いる荷重分布型装置の設計案においては、荷重分布鋼板の上面に鋼板パラペットを逆 T 字型となるように溶接し、鋼板パラペットで受けた輪荷重を

より分散させ、さらに補剛材を溶接することで鋼板パラペットの座屈変形を防止する構造を提案した。

- (2) 設置においては本伸縮装置の全長は約 2.0m を基本とし、図—7.4 に示すように、左側伸縮装置を設置した後、右側伸縮装置を設置する。この場合、接合部が弱点となることから重ね継手構造を提案する。これによって、順次重ねて設置することから接合部は弱点とならない構造となる。また、伸縮装置の端部 4 角にアンカーボルトで固定するが、伸縮装置内部にはアンカー筋を設けることで曲げ変形に抵抗できる構造となる。また、アンカー筋を 2m で 40 本程差し込む従来型伸縮装置補修工法に比べて、荷重分布型伸縮装置補修工法では、2m で 8～12 本と 70～80% 少なくなることから、大幅な時間の短縮が図れる工法であると同時に、ハンマーでの打ち込みによる損傷も少なく、耐荷性能に優れた構造であるとともに耐久性向上にも大きく寄与するものと考えられる。
- (3) 設計書に基づいて製作した荷重分布型伸縮装置 2m の重量は 108.2kg であり、製作工場から運搬する際の長さおよび現地で設置する際の施工性を考慮した重量とした。設置 1 週間以内に鋼材表面をショットブラストで研掃し、防錆プライマーを塗布する。錆び止め効果の他に、付着用接着剤と合わせることでコンクリートとの付着強度が高まる効果が得られる。
- (4) 施工においては、実験用 RC はり上に 2 種類の接着剤を塗布した後、荷重分布型伸縮装置を設置した手順と同様である。所定の配合比で混合攪拌し、浸透性接着剤から付着用接着剤の順番で塗布する。接着剤あり・なしの効果は、本研究にて検証済みである。実験供試体の製作にはミキサーを用いたが、現場施工においては、設置距離にも影響するが移動式プラント（超速硬コンクリートモービル車両）を用いることで施工の省力化が図れる。
- (5) 本荷重分布型伸縮装置の設置に要する時間は 8 時間程度であり、これに対応できる強度を発現するモルタルおよびコンクリートを使用する必要がある。

第7章 参考文献

- 7.1) 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 656792号，2019.
- 7.2) 佐々木茂隆，阿部忠，水口和彦，木内彬喬，金子昌明，熊谷光記：荷重分布伸縮装置の耐荷力性能および実橋における施工技術，土木学会全国大会第 76 回年次学術講演会，V-484，pp.1-2，2020.9
- 7.3) 佐々木茂隆，阿部忠，水口和彦，深水弘一，金子昌明：荷重分布型伸縮装置を設置した RC はり部材の定点疲労実験における耐疲労性に関する実験研究、日本大学生産工学部，第 54 回学術講演会，pp.35-38，2021.12
- 7.4) 佐々木茂隆，阿部忠，深水弘一，熊谷光記：荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりの定点疲労実験における耐疲労性の検証，コンクリート工学年次論文集，Vol.44，No.2，pp.913-918，2022.7
- 7.5) 阿部忠，佐々木茂隆，野口博之，水口和彦，川井豊：伸縮装置を設置した RC はりの静的耐荷力および修正 Goodman の関係式を用いた耐疲労性の評価，構造工学論文集，Vol.69A，pp.871-883，2023.3
- 7.6) 阿部忠：道路橋床版の健全性評価と長寿命化対策，建設図書，2021.9
- 7.7) 日本道路協会：道路示方書・同解説 I 共通編 II 鋼橋編，pp.86，2012.3
- 7.8) Tadashi ABE., et al. : Proposition of Thin-Layer Repairing Methods Using Low-Elasticity Polymer Portland Cement Materials and Glue and Study on the Fatigue Resistance of Reinforced Concrete Slab, International Journal of Polymer Science, Volume 2018, Article ID 6545097, pp.1-8, 2018.10

第8章 総 括

8.1 本論文の総括

我が国の橋長 2.0m 以上の現在供用されている橋梁数は 73 万橋である。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による損傷が著しくなっている。一度補強対策を講じた橋梁においても、再劣化による損傷も発生し、補強対策が困難な橋梁もみられる。現在損傷が著しい橋梁の多くは 1994 年以前の道路橋示方書・同解説の設計荷重が用いられている。この設計基準は 2019 年改定の道示に至るまで数回の改定が行われ、198kN から 245kN へと引き上げられた。従って、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、損傷が軽微な状態では計画的な修繕を行い、緊急対応が必要な橋梁は補修・補強対策を行う事で、安全性が確保されている。

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のが確認される。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。

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、突合わせ型伸縮装置および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、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。

そこで本研究は、従来型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、RC はりに設置した供試体を用いた静荷重実験による耐荷力性能評価、定点疲労実験による耐疲労性評価、輪荷重走行疲労実験による評価から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8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、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「橋梁および道路橋伸縮装置の現状」では、道路橋RC床版および、伸縮装置の損傷事例、橋梁点検要領に示す判定区分について取りまとめ、伸縮装置の段差等による荷重変動がRC床版に与える影響について述べた。さらに、現在橋梁に設置されている伸縮装置の種類、現状についても調査し、本研究の目的である荷重変動を考慮した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。

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73万橋のうち、約92%が地方自治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3年、平均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「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の評価」では、交通量が多い一般国道や地方での荷重分布型伸縮装置を設置する場合に輪荷重の走行による耐疲労性の評価および破壊メカニズムを検証し、荷重分布型伸縮

装置の実用性を評価する必要がある。そのために、伸縮装置を設置しない RC はり、従来型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 種類の接着剤を使用して荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりの計 4 タイプの静荷重実験による最大耐荷力、たわみ・ひずみの関係および破壊状況、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した。

その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 静荷重実験による最大耐荷力の検証においては、基準 RC はりの耐荷力に対して従来型伸縮装置を設置した RC はりは 1.50 倍の耐荷力が向上した。また、荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりの耐荷力は 2.10 倍、2 種類の接着剤を塗布して荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりは 2.40 倍耐荷力が大幅に向上した。よって、伸縮装置の設置面に荷重分布鋼板を設けることで耐荷力性能が向上する結果となった。なお、実施工においては 2 種類の接着剤を塗布することを希望する。
- (2) 主鉄筋の荷重とひずみの関係より、既設 RC はりの主鉄筋が降伏した荷重に対して、従来型および荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりの降伏した荷重は、それぞれ 1.59 倍、1.92 倍であり、同一条件の場合、荷重分布型伸縮装置を設置することで既設 RC はりに大きな負担を与えない結果となった。また、荷重分布型伸縮装置に 2 種類の接着剤を用いた場合には、2.40 倍と更なる耐荷力の向上が図れる。さらに荷重とたわみの関係においても、従来型伸縮装置に対して荷重分布型伸縮装置を設置することで、RC はり上に荷重が分布されることから、たわみの増加が抑制され、既設 RC 床版コンクリートにおいては優しい構造であると考えられる。
- (3) 従来型伸縮装置を設置した RC はりは荷重載荷板下面にひび割れが発生し、その間隔は縦筋の位置である。これに対して荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりは載荷板から分布される荷重をさらに荷重分布鋼板を介して RC はり作用することからひび割れが広範囲に分布し、進展も抑制されている。従来型伸縮装置が破壊した荷重におけるひび割れ発生状況は、接着剤を用いない供試体は圧縮鉄筋位置、接着剤を塗布した供試体は荷重分布鋼板下面でひび割れの発生が止まっている。
- (4) 荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりの設置面について建研式引張試験を行った結果、接着剤を塗布しない供試体は荷重分布鋼板面で付着切れのため引張接着強度は見られない。破壊は荷重分布鋼板界面である。一方、接着剤を塗布した供試体は破壊時まで一体性が得られ、 $1.3 \sim 1.7\text{N/mm}^2$ の引張接着強度が得られた。破壊は流動性モルタル層で破壊している。よって、接着効果が得られている。

第 4 章「荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりの定点疲労実験における耐疲労性の評価」では、長期間の使用と設計荷重以上の衝撃を含む荷重が連続的に作用することを想定し、定点疲労実験を実施し、耐疲労性を検証した。実験に用いる供試体は、

従来型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，および荷重分布型伸縮装置の設置時に 2 種類の接着剤を用いて設置した RC はりの 3 タイプを使用し耐疲労性の検証を行った。

その結果，以下の知見が得られた。

- (1) 荷重分布型伸縮装置は荷重分布鋼板を設けたことにより剛性の向上と，RC はりに荷重分布作用させることで，繰返し回数が大幅に向上した。また，設置においては接着剤の塗布により鋼とコンクリートが一体化し，繰返し回数がさらに向上した。よって，交通量の多い一般道においても実用的であると考えられる。
- (2) たわみ・ひずみと繰返し回数の関係より，荷重分布鋼板の効果によりたわみ・ひずみの増加が大幅に抑制された。また，2 種類の接着剤を併用することでたわみ・ひずみの増加はさらに抑制された。
- (3) 荷重分布鋼板ひずみと繰返し回数の関係より，鋼板も引張応力を負担し，伸縮装置に配置した圧縮鉄筋のひずみは圧縮応力を受け，破壊時まで伸縮装置は健全であった。よって，荷重分布鋼板は，輪荷重を既設 RC 床版コンクリートに分布させるほか，引張応力も分担しているといえる。
- (4) 破壊状況より，接着剤を塗布することにより各材料界面におけるはく離や荷重分布鋼板に沿った水平ひび割れは確認されず，破壊時においても一体性は保たれていた。よって，実施工においては接着剤の塗布が必要となる。
- (5) 定点疲労実験における等価繰返し回数では，従来型伸縮装置を設置した RC はりの等価繰返し回数に対して，荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりは 32.6 倍，接着剤を用いて設置した RC はりは 48.0 倍となり，耐疲労性は大幅に向上する結果が得られ，交通量の多い地方道に適した伸縮装置であると言える。

第 5 章「伸縮装置を設置した RC はりの静的耐荷力および修正 Goodman の関係式を用いた耐疲労性の評価」では第 3 章，第 4 章で得られた結果を基に，修正 Goodman の関係式から得られる荷重比補正係数 C_R' を考慮した等価繰返し回数を算定し，鋼製伸縮装置を設置した RC 部材の S-N 曲線式を提案した。また，本実験から得られた構造特性(たわみ，ひずみ，破壊状況)を基に，荷重分布型伸縮装置の実用性を評価した。

その結果，以下の知見が得られた。

- (1) 従来型と荷重分布型（接着剤なしと接着剤あり）の 2 種類の伸縮装置を設置した RC はりの静荷重実験を行い，それぞれの静的耐荷力 P_u を評価した。その結果，従来型伸縮装置を設置した RC はりの耐荷力は 105.5kN，荷重分布型伸縮装置を設置した RC はりは 140.4kN，接着剤を塗布した供試体は 160.8kN であり，静的耐荷力は荷重分布型が従来型より 40%以上高い耐荷性能を有する伸縮装置であることが分かった。
- (2) 定点疲労試験では，輪荷重が伸縮装置通過時の衝撃力を考慮して平均荷重を漸増させた階段状載荷疲労試験を採用した。そのため，疲労実験で得られた荷重繰

り返し回数 N に対して、修正 Goodman の関係式に基づく平均荷重（荷重比）補正係数を用いて平均荷重の影響を考慮した等価繰り返し回数の算定を行った。この等価繰り返し回数 $N_{eq.R}$ と静的耐荷力 P_u で基準荷重 P_d を無次元化した S 値（ $= P_d/P_u$ ）の S-N 関係を用いて各伸縮装置の疲労耐久性を評価した。その結果、荷重分布型伸縮装置の基準荷重に対する疲労寿命は従来型と比較して、接着剤なしで 32 倍、接着剤ありで 49 倍の向上が認められた。これを荷重振幅倍率に換算すると 2 倍以上となっており、従来型伸縮装置に比べてより大きな輪荷重の繰り返しに耐え得る構造であることが確認できた。

- (3) 平均荷重の影響を考慮した等価繰り返し回数 $N_{eq.R}$ と静的耐荷力で無次元化した荷重 S 値（ $= P_d/P_u$ ）の関係を用いて各伸縮装置の S-N 曲線式を提案した。提案した S-N 曲線式は、従来型、荷重分布型伸縮装置および接着剤を用いた荷重分布型伸縮装置を設置した供試体の破壊繰り返し回数と良く近似する値を与えることを示した。
- (4) 静荷重実験および定点疲労実験におけるひび割れ分布状況は、従来型では荷重載荷板から 45 度範囲内に集中しているが、荷重分布型では荷重分布鋼板を介して RC はりに分布することから広範囲にひび割れが分散している。なお、接着剤なしの供試体は最終的に荷重分布鋼板設置面がはく離しているが、接着剤ありの場合にはく離は生じていない。よって、荷重分布型伸縮装置の設置においては、荷重分布鋼板に付着用接着剤を用いることが推奨される。
- (5) 疲労実験において、荷重繰返しに伴うたわみ・ひずみの増加は、荷重分布型では輪荷重が荷重分布鋼板を介して RC はりに幅広く分布して作用することから、従来型に比べ有効に抑制され、耐疲労性が大幅に向上する結果が得られた。また、接着剤を併用することで伸縮装置とコンクリート間の付着性能が向上し、たわみ・ひずみの増加はさらに抑制された。さらに、荷重分布鋼板のひずみの関係より、荷重分布鋼板も輪荷重による引張応力を分担し、耐疲労性の大幅な向上に寄与することが分かった。以上より、荷重分布鋼板は、輪荷重を RC 床版コンクリートに分布させるほか、床版の引張応力も分担する RC 床版の補強効果も期待できる伸縮装置であると言える。

第 6 章「輪荷重走行疲労実験による荷重分布型伸縮装置を設置した RC 床版の耐疲労性の評価」では、深水が提案する特許番号第 6567920 号、発明の名称：道路橋の伸縮装置および道路橋の伸縮装置の施工法で開発した荷重分散型伸縮装置をさらに耐荷力および耐疲労性を向上させるために、荷重分散鋼板を伸縮装置の縦鋼板下面と縦筋下面に設け、輪荷重を RC 床版端部から幅 200mm 程度に分布するように構造を改善した。この荷重分布型伸縮装置を設置した RC 床版の耐疲労性を検証した。

その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 輪荷重走行疲労実験における本提案する荷重分布型伸縮装置を 2 分割して継手部上を輪荷重が走行した場合と、伸縮装置の中央を輪荷重が走行した場合の等価

走行回数を比較した。その結果、従来型の伸縮装置を2分割して設置した場合と分割なしで設置した供試体に対して、S-N曲線の傾きの逆数 $m = 12.7$ および $m = 10.5$ を適用した場合の等価走行回数比は2分割した供試体はそれぞれ 0.65, 0.71 となり 35%, 29%の耐疲労性が低下した。また、荷重分布型伸縮装置を2分割して設置した場合と分割なしで設置した供試体に対して、S-N曲線の傾きの逆数 $m = 12.7$ および $m = 10.5$ を適用した場合の等価走行回数比はそれぞれ 0.70, 0.73 となり 30%, 27%の耐疲労性が低下した。よって、伸縮装置の設置においては輪荷重走行位置から伸縮装置の継手部を避ける必要があると考える。

- (2) 従来型伸縮装置を設置した RC 床版と荷重分布型伸縮装置を設置した RC 床版の等価走行回数を比較すると、従来型伸縮装置を2分割して設置した場合と荷重分布型伸縮装置を設置した場合に S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 12.7$ および $m = 10.5$ を適用した等価走行回数比はそれぞれ、1.69, 1.91 倍である。分割なしの伸縮装置中央を走行させた場合は、S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 12.7$ および $m = 10.5$ を適用した等価走行回数比はそれぞれ、1.42, 1.38 倍である
- (3) たわみが 4.0mm に達するまでの年数の等価走行回数を S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 12.7$ および $m = 10.5$ を適用した場合、2分割して設置した供試体の乾燥状態での年数は、それぞれ 7.12 年, 2.88 年, 分割無しが、それぞれ 10.91, 4.08 年である。2分割して荷重分布型伸縮装置を設置した場合はそれぞれ 18.49 年, 6.58 年, 分割無しが 26.31, 9.06 年である。湿潤状態、すなわち雨水の浸透を考慮した場合は乾燥状態の 70%に短縮する。たわみが 4.0mm に達する年数、および寿命推定には第5章で評価した S-N 曲線の傾きの逆数 $m = 10.5$ を適用することで文献に示す東京都の寿命に近似する結果となった。
- (4) 本実験はたわみが 4.0mm に達するまで輪荷重走行疲労実験を実施したが、たわみが 4.0mm の時点では全供試体ともに主鉄筋ひずみが降伏している。そこで、阿部らが提案する床版支間 L の 1/400 の時点では、主鉄筋ひずみが降伏に至らない結果となった。よって、維持管理においてはたわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点で RC 床版の詳細点検を行う必要があると考えられる。
- (5) 本実験によるたわみが 4.0mm まで疲労試験を行った場合のひび割れ状況は、従来型伸縮装置を設置した RC 床版底面のひび割れ発生が著しく、輪荷重分布範囲に集中して発生している。荷重分布型伸縮装置を設置した RC 床版は輪荷重走行位置から広範囲に渡って発生している。以上より、荷重分布型伸縮装置を設置することで RC 床版の損傷が軽減されるもと考えられ、実橋においても実用的であると考えられる。

第7章「荷重分布型伸縮装置の実橋における製作・施工技術」では、伸縮装置取替工事において、荷重分布型伸縮装置製作に当たっての使用材料、製作手順および、実橋 RC 床版に設置した際の荷重分布型伸縮装置の施工技術について考察した。

- (1) 実橋に用いる荷重分布型伸縮装置の設計案においては、荷重分布鋼板の上面に

鋼板パラペットを逆 T 字型となるように溶接し、鋼板パラペットで受けた輪荷重をより分散させ、さらに補剛材を溶接することで鋼板パラペットの座屈変形を防止する構造を提案した。

- (2) 本伸縮装置の全長は約 2.0m を基本とし、伸縮装置の設置においては輪荷重走行位置から伸縮装置の継手部を避けた、重ね継手構造を提案する。これによって、順次重ねて設置することから接合部は弱点とならない構造となる。伸縮装置の端部 4 角にアンカーボルトで固定するが、伸縮装置内部にアンカー筋を設けることで、より曲げ変形に抵抗できる構造となる。また、アンカー筋を 2m で 40 本程差し込む従来型伸縮装置補修工法に比べて、荷重分布型伸縮装置補修工法は、2m で 8 ～ 12 本と 70 ～ 80% 少なく、これにより大幅な時間の短縮が図れる工法であると同時に、ハンマーでの打ち込みによる損傷も少なく、大きな荷重を支える構造であり、耐久性向上にも大きく寄与するものと考えられる。
- (3) 設計書に基づいて製作した伸縮装置は、設置 1 週間以内に鋼材表面をショットブラストで研掃し、防錆プライマーを塗布する。錆び止め効果の他に、付着用接着剤と合わせることでコンクリートとの付着強度が高まる効果が得られる。
- (4) 施工においては、実験用 RC はり上に 2 種類の接着剤を塗布した後、荷重分布型伸縮装置を設置した手順と同様である。所定の配合比で混合攪拌し、浸透性接着剤～付着用接着剤の順番で塗布する。接着剤あり・なしの効果は、本研究にて検証済みである。実験供試体の製作にはミキサーを用いたが、現場施工においては、設置距離にも影響するが移動式プラント（超速硬コンクリートモーター車両）を用いることで施工の省力化が図れる。
- (5) 本荷重分布型伸縮装置の設置に要する時間は 8 時間程度であり、これに対応できる強度を発現するモルタルおよびコンクリートを使用する必要がある。

以上より、本論文である「荷重分布型伸縮装置を取付けした道路橋 RC 床版の耐疲労性評価に関する研究」より得られた、各実験における荷重分布型伸縮装置の耐疲労性・耐荷力性能の知見は、高度経済成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、国や地方自治体が管理する道路橋 RC 床版および伸縮装置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、ご審査をして下さいました、日本大学教授 博士（工学）水口和彦先生、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、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いただきました、日本大学助教 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皆様、研究に際しましては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、本研究を進めるにあたり、日本大学生産工学部ハイテク・リサーチ・センターの保有する「輪荷重走行疲労実験装置」および「材料試験機」を利用させていただくなど、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の施工においては、山王株式会社、株式会社小野工業所、材料においては、鹿島道路株式会社、住友大阪セメント株式会社の皆様に協力をいただきました。厚く御礼申し上げます。

最後に、本学への通学、良き研究環境を整備していただき、本論文の作成の好機を与えて下さいました、株式会社小野工業所、株式会社香取ベンダーテクニカル、株式会社橋梁保全研究所、TAKUMINOホールディングス株式会社の同僚諸兄、常に支えとなってくれた家族たちに感謝を申し上げ結びといたします。