

鋼板接着工法で補強された ひび割れ損傷 R C 床版の耐久性について

DURABILITY OF RC SLABS STRENGTHENED BY STEEL PLATE BONDING METHOD

堀川都志雄^{*1}, 加藤暢彦^{*2}, 吉川紀^{*3}, 山口良弘^{*4}, 園田恵一郎^{*5}

Toshio HORIKAWA, Nobuhiko KATO, Osamu Yoshikawa, Yoshihiro YAMAGUCHI, Keiichiro SONODA

- *1 工博 大阪工業大学土木工学科教授 (〒535 大阪市旭区大宮5-16-1)
- *2 ショーボンド建設(株)西日本技術センター (〒536 大阪市城東区永田3-12-15)
- *3 工博 (財)阪神高速道路管理技術センター (〒541 大阪市中央区南本町4-5-7)
- *4 阪神高速道路公団保全施設部保全企画課 (〒541 大阪市中央区久太郎町4-1-3)
- *5 工博 大阪市立大学工学部土木工学科教授 (〒558 大阪市住吉区杉本3-3-138)

This paper reports a study on the strengthening effect of the steel plate bonding method for cracked RC slabs. Two types of model slabs were used for a wheel tracking test. The first was a RC slab strengthened by the steel plate bonding method after giving grid-like cracking damage at the non-strengthening stage. The second one was a non-strengthened slab. On the other hand, a static-loading test up to failure was also carried out for the same type slab as the first one. The results obtained by those tests were compared from each other. Deterioration process of a strengthened slab by the steel plate bonding method was discussed.

Key Words: deterioration, characteristics of fatigue, wheel tracking machine, steel plate bonding method

1. はじめに

阪神高速道路は昭和39年に大阪環状線の一部供用を開始したが、その後10年も経過しない昭和47年に鉄筋コンクリート床版(以下、RC床版という)の陥没事例が発生した。この事故以来、阪神高速道路公団では、損傷要因の解明および補修・補強についての対策を施すため約20年間にわたり調査研究を進めてきた。

阪神高速道路は都市内の主要幹線であり、高架橋からのコンクリート片の落下が許されないこと、道路交通に支障の少ない補修工事を選定しなければならないこと等を考慮して、RC床版の補修・補強工法として鋼板接着工法を採用した。昭和46年3月以前の基準¹⁾により設計されたRC床版を中心に約36,000パネル(全体の39%)〔平成9年3月現在〕の補修・補強を実施している。

今までに本工法の補修効果を確認する目的で、①床版支間を対象とした曲げ耐力・せん断耐力、②床版支点付近の曲げ耐力の検討、③エポキシ樹脂の疲労強度の確認、および④鋼板の処理方法・追跡点検手法の確立に着目した実験・解析等²⁾が行われているが、補強された床版の疲労耐力についてはまだ十分に解明されているとは言えない。

ここでは、鋼板接着工法により補強された昭和46年3月以前の基準により設計されたRC床版を対象に、大型輪荷重装置を用いた走行繰返し実験を行った。

本研究は損傷を受けたRC床版に対する鋼板接着工法の補強効果を確認するため、まず初めに、RC床版に輪荷重走行繰返しを行って実橋と同程度のひび割れ網を導入する。その後鋼板接着工法で補強を行い、再び輪荷重走行繰返しの下で床版の破壊をもたらす走行実験を行う。走行回数毎のたわみ・ひずみの変化、鋼板剥離の進行状況等の調査を行い、さらに最終破壊の形態を確認する。なお実験では、実橋での雨水の影響を想定した水張りを実施している。

2. 鋼板接着工法の概要

図-1に工法の概略図を示した。本工法は、ひび割れ損傷を受けたRC床版の下面に、鋼板を接着させて床版の耐荷力の向上を図るとともにひび割れ間へのエポキシ樹脂の注入によってひび割れの動きを抑制するものである。また、RC床版下面に鋼板(SS400, t=4.5mm)を約4mmの隙間を確保しつつアンカーボルト(M12)で固定し、鋼板周囲をシールした後に、エポキシ樹脂を注入して既存の床

版と一体化させる。

本工法の補修効果について、現在までに明らかになっていることを以下にまとめる。²⁾

- ① 曲げ耐力の向上には効果があり、初期ひび割れの状態にはほとんど影響されない。はり供試体では、曲げ耐力は3倍強も向上する。
- ② ひび割れのないRC床版と同程度まで静的せん断耐力を回復させる効果が期待できる。
- ③ 負の曲げモーメントを受けるRC床版の支点上にひび割れが発生するとこの部位の剛性が小さくなる。曲げモーメントが再配分され、負の曲げ応力は弾性理論上よりも15～20%減少する。
- ④ 補強により曲げ剛度が大きくなると、コンクリートの曲げによる引張ひずみが小さくなり、新しいひび割れの発生を防止できる。その結果、コンクリートの疲労損傷の進行を抑止する効果があると考えられる。
- ⑤ 鋼板の剥離調査によればエポキシ樹脂供試体の強度は当初の強度に比べてほとんど低下する傾向が見られない。密封された状態で使用されているエポキシ樹脂の強度は長期間保持される。
- ⑥ 本工法は、補強前のひび割れ損傷の程度にはほとんど影響されず、コンクリート部材の圧縮耐力さえ確保できていれば補強効果が期待できる。
- ⑦ 既設床版での補強鋼板の剥離調査からも新たな曲げひび割れの発生は確認されなかった。また実験において、供試体の破壊形状はすべて鋼板の端部近傍の剥離、およびコンクリートの斜引張破壊であった。これらのことから判断すると、本工法で補強されたRC床版の点検は鋼板端部近傍の漏水・錆・はく離に着目すればよいと推察される。

3. 輪荷重試験装置

写真-1に輪荷重試験装置の概要を示した。本装置は実際の大型車の輪荷重と同様のタイヤ荷重を室内で載荷できる装置であり、幅3.6m×走行長さ14.25mの試験区間を有しており、この中に数種の供試体を配置して同時に試験を行うことが可能である。走行する輪荷重の大きさは、試験装置の固有の特性、供試体の設置状況や不陸の影響を受けて変動する。荷重の変動性状は走行方向に依存する性質を有しているため、写真-1の遠方から手前に進む場合を順走行、逆を逆走行とし、走行中のたわみや鉄筋ひずみ等の計測は、それぞれについて、荷重変動もあわせて同時に調査した。本実験では、輪荷重値が予め設定した値を上回らないように配慮したため、実測値は設定値よりも小

さい値に留まった。また、走行実験では、無補強床版では大型車両後輪のダブルタイヤを、補強床版（設定荷重13tf以上）についてはジャンボタイヤを用いた。前者は走行方向の接地長20cm、接地幅50cmであるが、後者は荷重の大きさによって接地面積、特に走行方向の長さに変化する。例えば、接地長は荷重毎に、32cm(10tf時)、36cm(13tf時)、38cm(15tf時)、41cm(19tf時)と計測されている。

4. 供試体の種類

本研究では、昭和42年道路局長通達以前の昭和39年鋼道路橋示方書³⁾で設計されたRC床版を対象に鋼板接着工法で補強された試験体の疲労耐力を確認することを目的としている。対象とするRC床版には厚さ18cmのものが多く、装置の荷重能力と試験期間の関係から、床版の厚さを12cmに縮小した。配力鉄筋量は最少の場合、主鉄筋量の25%であるが、実験上のばらつきをなくす意味で50%とした。外形寸法は2200mm×3000mm×120mmとし、使用鉄筋は主鉄筋および配力鉄筋ともにD13とし、JIS G 3112に合格したSD295Aを使用している。RC床版供試体の寸法および配筋図を図-2に示した。有効高さは主鉄筋が9.0cm、配力鉄筋が7.7cm、鉄筋比はそれぞれ0.0113と0.0066である。

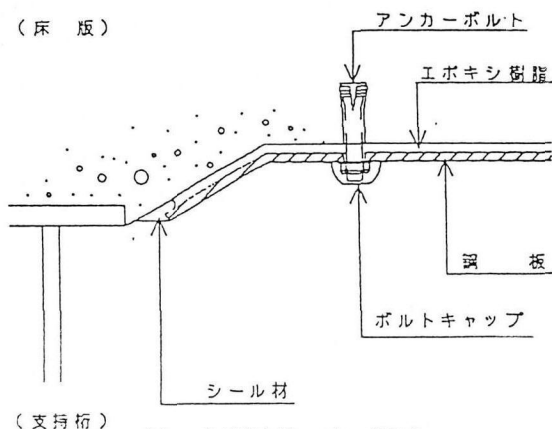


図-1 鋼板接着工法の概要

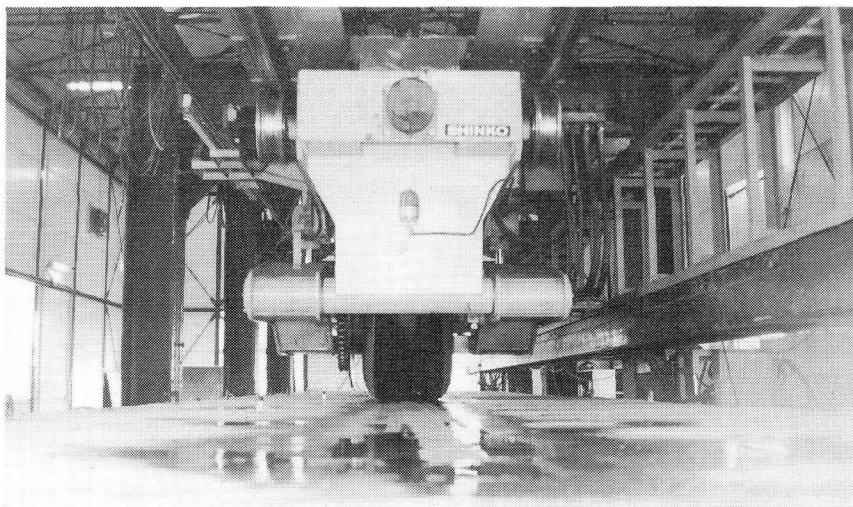


写真-1 輪荷重試験装置による試験状況

補強鋼板は通常4.5mm厚のものが使用されるが、RC床版の縮小率に合わせ3.2mmとした。材質はSS400である。同様にアンカーボルト径は8mmにした。アンカーボルト間隔は、エポキシ樹脂注入時の鋼板発生応力が800kgf/cm² (7.84kN/mm²) 以下になるように、最大380mmに決定した。注入圧力を0.2kgf/cm² (1.96N/mm²) に設定しており、この時の鋼板たわみ量は計算上2.83mmである。樹脂厚さは4mmとした。また、添接鋼板の厚さも3.2mmとし、板幅を280mmとした。鋼板の配置図を図-3に示した。

走行実験を行う供試体は、RC床版に実橋と同程度のひび割れ損傷を与えた後、鋼板接着工法を施す。走行繰返し作用下での疲労耐力を調べるもの(A)1体と無補強のもの(B)1体、また、鋼板接着補強床版の静的押抜きせん断耐力を調べる(C)1体 の計3体を作製した。

コンクリートの配合表および材料試験結果を表-1と表-2に示した。また、鉄筋のミルシートおよび補強材料の規格値を表-3に示した。

5. 実験方法

実橋の一方方向版の性質を持たせるため、供試体を橋軸方向と平行に配置した主桁上で単純支持となるように設置した。床版端部の橋軸直角方向には横桁を配置し、弾性支持とした。さらに、主桁および横桁上には丸鋼を配置し、その両側から丸鋼を包み込むようにモルタルを敷設した。供試体の4隅はRC床版の浮上りを防止するため、万力で固定した。

大型輪荷重装置の走行載荷位置はRC床版支間中央と一致させ、輪荷重がRC床版を完全に通過するように供試体を配置した。

床版のたわみ、鉄筋ひずみおよびひび割れの開閉量等の経時変化を調べるため、ある任意の走行回数において、輪荷重による静的載荷により、それぞれの弾性成分および残留成分を計測した。(例えば、総たわみ、残留たわみ等の計測)

6. RC床版への初期損傷の導入

輪荷重装置下での走行作用により、補強前にひび割れ損傷を与えた。荷重はTL-20の後輪一輪の荷重8tfを設定値(実測値7.5tf, 以下同じ)として1万2000回、衝撃係数を考慮した11tf(10tf)を16万6000回(そのうち14万7000回は水張り)、さらに大型車混入率

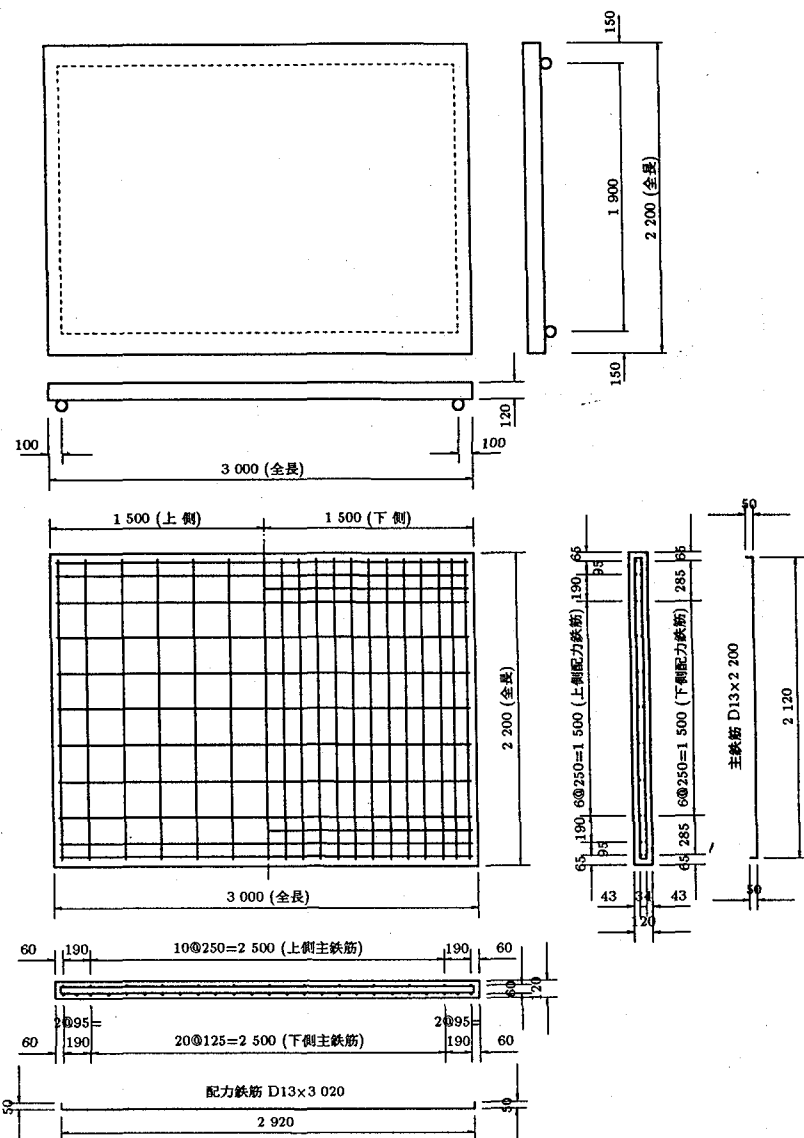


図-2 RC床版の寸法および配筋図

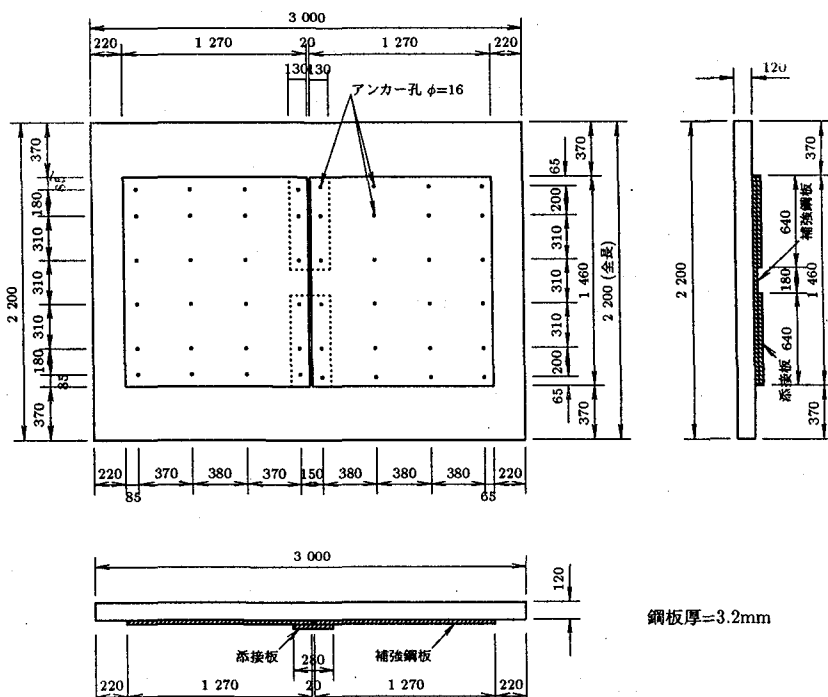


図-3 補強鋼板の配置図

鋼板厚=3.2mm

表-1 コンクリートの配合表

設計基準強度 kgf/cm ²	粗骨材の最大寸法 mm	W/C %	s/a %	C kg/m ³	W kg/m ³	S kg/m ³	G kg/m ³	混和剤 kg/m ³	スランプ cm	空気量 %
300	20	45.0	45.0	367	165	811	1026	2.94	8±2.5	1.5±1.0

表-2 コンクリートの材料特性

	材令	圧縮強度	引張強度	ヤング率	ポアソン比	備 考
走行試験供試体 (A)	7日	430 kgf/cm ²	27.5 kgf/cm ²	316000 kgf/cm ²	0.19	鋼板接着供試体
走行試験供試体 (B)	360日	441 kgf/cm ²	27.1 kgf/cm ²	323000 kgf/cm ²	0.16	無補強供試体
押抜き試験供試体 (C)	359日	585 kgf/cm ²	38.4 kgf/cm ²	367000 kgf/cm ²	0.18	鋼板接着供試体

表-3 鉄筋ミルシートおよび補強材料規格値

	降伏点	引張強さ	ヤング率
鉄筋 SD295A	3713~3876kgf/cm ²	5090~5335kgf/cm ²	2100000kgf/cm ²
鋼板 SS400	2500kgf/cm ² 以上	4100~5100kgf/cm ²	2100000kgf/cm ²
鋼板接着用 エポキシ樹脂	圧縮降伏強さ 600kgf/cm ² 以上	圧縮弾性係数 15000~35000kgf/cm ²	引張せん断接着強さ 100kgf/cm ² 以上

による20%の割増しを考慮して13tf(11.5tf)を10万8000回(水張り)、合計28万6000回の走行繰返しを行った。なお、実験は平成5年4月から始まったため、当時の自動車荷重の規格TL-20の後輪一輪の大きさ8tfを最初の値としている。

測定データを整理するに当たり、荷重は多段階載荷を採用したため、弾性たわみおよび弾性ひずみの値は全て荷重13tfに換算している。

6-1 ひび割れ状況とその挙動

走行実験を開始するに当たり、まずRC床版中央点で静的載荷を行った。7tfの時でRC床版中央において、主鉄筋方向に曲げによる初期ひび割れが発生した。輪荷重の一回目の走行で配力鉄筋方向にもひび割れが発生し(図-4)、走行回数の増加に伴ってひび割れは次第に成長していった。総走行回数N=3万回程度で格子状もしくは亀甲状のひび割れ網がRC床版全域にわたって形成された。その後、N=10万回までひび割れは増加し、形成されたひび割れ網が細分化するのが確認された。それ以後は新たなひび割れはほとんど発生せず、荷重を増加させた時に僅かに確認できる程度であった。

一方、走行回数N=3万2000回でRC床版の中央(1/2点)付近に貫通ひび割れが発生した。N=4万5000回では石灰露出と角落ちが起り、貫通ひび割れがスリット化され、次第に拡大していった。さらに走行回数を増加させた結果、橋軸方向の支間長の2/3点にも貫通ひび割れが発生した。以上のことを総合すれば、実橋とほぼ同程度もしくはそれ以上と思われる劣化を呈していた。図-5に、走行終了時(N=28万6000回)における床版上面および下面のひび割れ図を示した。

6-2 たわみ

図-6、および図-7に床版中央点におけるたわみと走行回数の関係を示している。縦軸はたわみ、横軸は走行回数Nの対数値を示している。N=24万7000回で供試体を設置直したため、これ以降は初期化を行っており、残留

たわみは低い値になっている。

総たわみおよび残留たわみは走行回数が増すにつれて漸増していった。荷重を増加した直後では急激に値が増加している。供試体を設置し直したため最終値は不明であるが、再設置する前で総たわみ6.39mm、残留たわみ3.12mm、実験終了時ではそれぞれ4.95mmと1.02mmであった。

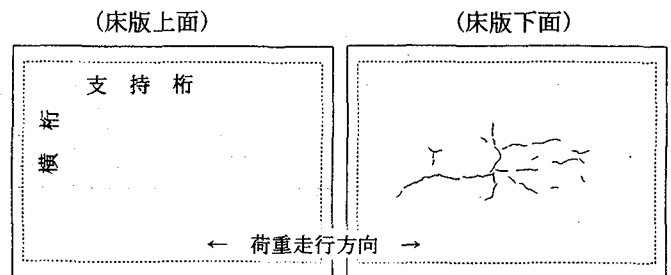


図-4 走行開始直後(N=1回)の床版のひび割れ図

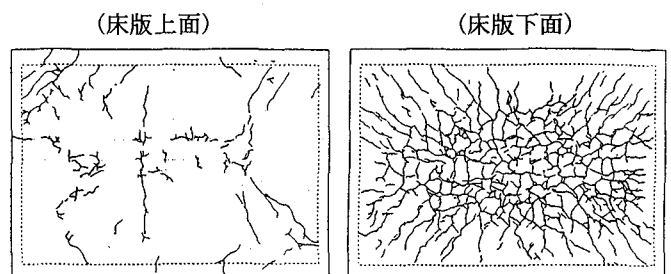


図-5 走行終了時(N=28万6000回)の床版のひび割れ図

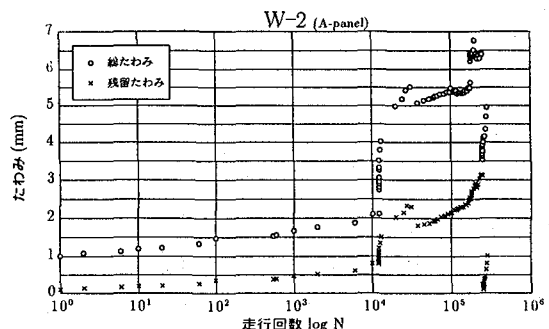


図-6 床版中央点の総たわみと残留たわみ

弾性たわみは実験開始から走行回数 $N=5$ 万回前後までは漸増したが、それ以後は停留あるいは減少した。実験終了時の床版中央部での弾性たわみは3.920mmであった。図7中には、薄板理論による全断面有効($n=6.6$)時、コンクリートの引張応力無視($n=6.6$ および $n=15$)時での計算値を示している。補強後の走行実験で陥没した位置である橋軸方向1/4点についてもほぼ同様の傾向を示し、実験終了時の弾性たわみは2.895mmであった。

6-3 鉄筋ひずみ

主鉄筋、配力鉄筋の総ひずみおよび残留ひずみを図-8と図-9に示す。いずれについても、走行回数の増加に伴って漸増している。主鉄筋ひずみは、走行回数 $N=3$ 万回以降急激に減少した。本実験では実橋での雨水の影響を考慮した水張りを行っているが、この水がこの付近に発生していた貫通ひび割れを通してひずみゲージに浸入したか、あるいはゲージの接着剤の剥離によるものか、いずれにしろゲージの安定性が失われたものと思われる。ゲージが最後まで健全であった橋軸方向1/4点での主鉄筋について図-10に示した。なおこの位置は、鋼板接着による補強を行った後の走行試験において床版が陥没した位置である。走行終了時($N=28$ 万6000回)でのこの位置の総ひずみは1621 μ 、残留ひずみは997 μ であった。(その差624 μ が弾性ひずみである。)また配力鉄筋は床版中央点でそれぞれ1019 μ と587 μ 、橋軸方向1/4点でそれぞれ1621 μ と997 μ であった。

弾性ひずみは、実験の初期段階では主鉄筋および配力鉄筋ともにほぼ全断面有効時の値に留まっていた。荷重値が8tfから11tfに上昇するのに伴いひずみも増加するが、2~3万回走行した後は停留状態になり、実験終了まで大きな変化はみられなかった。

6-4 コンクリートひずみ

床版中央点の床版上面における主鉄筋方向のコンクリートのひずみは、 $N=1$ 万回までは総ひずみ、残留ひずみともほぼ横這いであった。1万2000回~3万回の間で増加し、総ひずみ-317 μ 、残留ひずみ-209 μ のピーク値に達した後は徐々に減少し、この圧縮ひずみは13万2000回から引張ひずみに転じた。これは、貫通ひび割れの影響によるものであると思われる。1/4点のひずみは走行終了までほぼ横這いであった。弾性ひずみは走行終了まで際立った変化はみられなかった。

6-5 ひび割れの開閉量および段差量

ひび割れの挙動には水平面内での動きである開閉量と版厚方向の動きをする段差量とがある。ひび割れの総開閉量および残留開閉量は主鉄筋方向、配力鉄筋方向の両者ともに、荷重値を11tfから13tfに上げた時に急激に増加した。床版中央点付近の主鉄筋方向のひび割れの開閉量を図-11に示した。走行終了時において、主鉄筋方向のひび割れの総開閉量は0.388mm、残留開閉量は0.131mmであった。ほぼ同じ位置の配力鉄筋方向のひび割れについては、それぞれ0.439mmと0.208mmであった。弾性の開閉

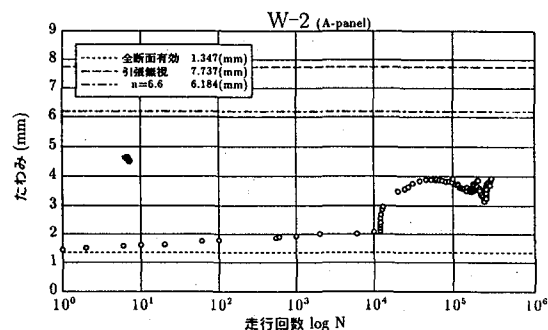


図-7 床版中央点の弾性たわみ

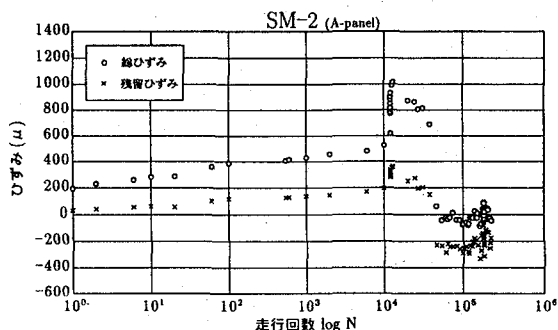


図-8 床版中央点の主鉄筋の総ひずみと残留ひずみ

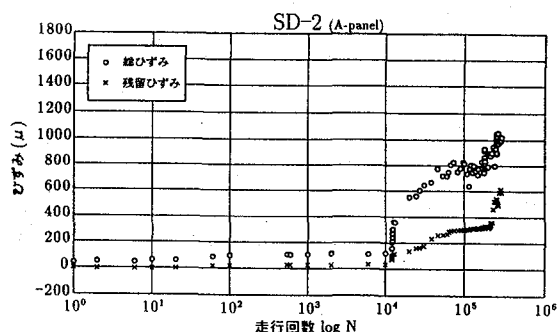


図-9 床版中央点の配力鉄筋の総ひずみと残留ひずみ

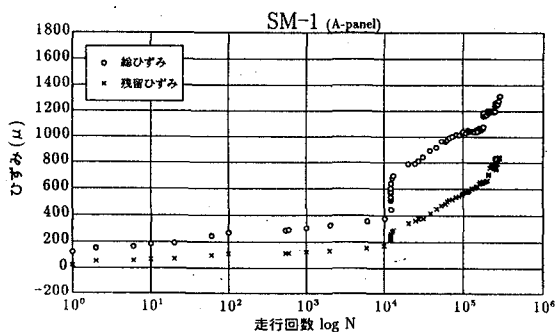


図-10 床版1/4点の主鉄筋の総ひずみと残留ひずみ

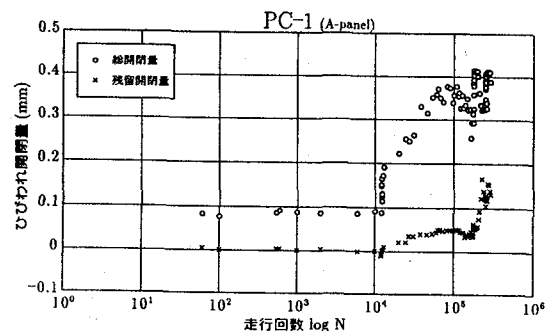


図-11 床版中央点付近の主鉄筋方向のひび割れの総開閉量と残留開閉量

量は、N=18万回前後で最大値(主鉄筋方向ひび割れ0.355mm、配力鉄筋方向ひび割れ0.244mm)を示した後は次第に減少した。N=18万回以降で他の箇所での損傷が図-5にみられるように著しくなったためと考えられる。

一方、床版中央付近の主鉄筋方向のひび割れの総段差量および残留段差量は、走行終了時で0.084mmと-0.026mmであった。弾性の段差量は、開閉量と同様にN=18万回前後で最大値(0.147mm)を示した後は次第に減少した。

一般に、輪荷重走行の初期段階から現れる曲げモーメントに支配される弾性開閉量、およびせん断力に影響されると考えられる弾性段差量の両者ともに、走行初期に比べて約3~4倍に達していた。床版の劣化はかなり進行しており、この段階では曲げモーメントよりもせん断力に支配されている状態に至っていると推測できる。

7. 無補強床版の走行実験

無補強床版の載荷プログラムを図-12に示した。10tf(実測値9.2tf)を6万回、12tf(10.8tf)を9万4000回、合計15万4000回走行させた時、押抜きせん断形で床版が陥没した。陥没位置は橋軸方向1/4点であった。写真-2、写真-3に床版の崩壊状況を示している。図-13に陥没位置の総たわみと残留たわみを、図-14に弾性たわみを示した。弾性たわみは、終局において急激に増加し、床版崩壊時では引張無視時の計算値をはるかに超えていた。図-15に、陥没位置での主鉄筋の弾性ひずみを示した。実験終了までひずみが引張無視の計算値を超えることはなかった。

8. 鋼板接着補強床版の走行実験

荷重はTL-20の後輪一輪の荷重8tfに衝撃係数を考慮し、さらに大型車混入率を考慮した20%割増しを行った13tfから開始し、徐々に荷重を上昇させた。13tf(実測値11tf)を3万回、15tf(14tf)を5万回、17tf(15tf)を3万回、19tf(18tf)を2万回(水張り)、21tf(19tf)を5000回(水張り)を行った時、横桁の剛性不足によって床版端部での変形が大きくなったので、横桁の補強を行った後に再び供試体を設置した。13tfから19tfまでの各荷重段階を3000回ずつ、21tfを2万回、23tf(21tf)で破壊に至るまで、いずれも水張りで走行を行った結果、23tfの5万8000回で床版が崩壊した。すなわち、総合計の走行回数は22万5000回であった。載荷プログラムを図-16に示す。

8-1 鋼板剥離の進展と破壊状況

点検ハンマーを使った叩き調査により鋼板の剥離領域を調査した。図-17に剥離の進展状況を示した。N=14万7000回(荷重21tf)の時、床版中央の添接板の近傍と補強鋼板隅角部の

端部に最初の剥離が発生した。走行回数の増加に伴い、この剥離はアンカーボルトを包み込むように進展していき、また新たなものが鋼板の端部で次々に発生した。N=19万6000回の時、床版中央部での剥離の進行はほぼ停留し、これに代わって上面のひび割れに起因すると思われる離散的な剥離が走行ライン直下にも発生した。その後、剥離領域がさらに進展し、N=22万5000回の時、床版は橋軸方向長さの1/4点付近において圧縮側コンクリートの砂利化を伴う押抜きせん断破壊の形式で崩壊に至った。図

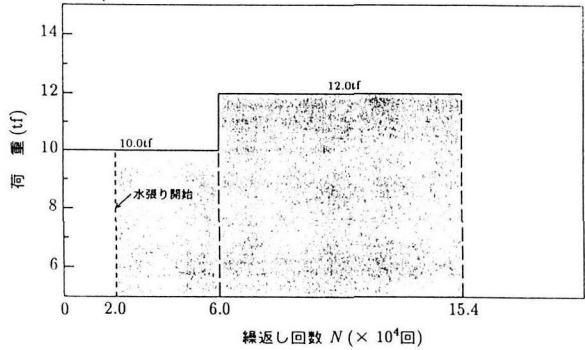


図-12 無補強床版の載荷プログラム

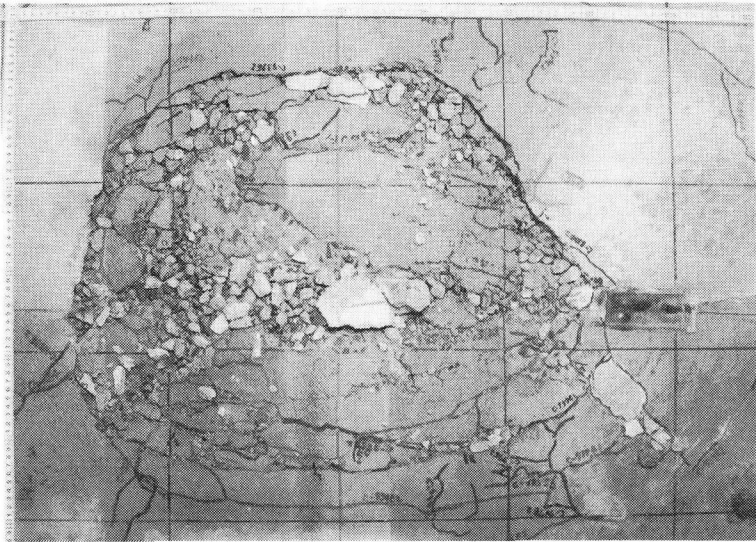


写真-2 無補強床版の崩壊状況(上面)

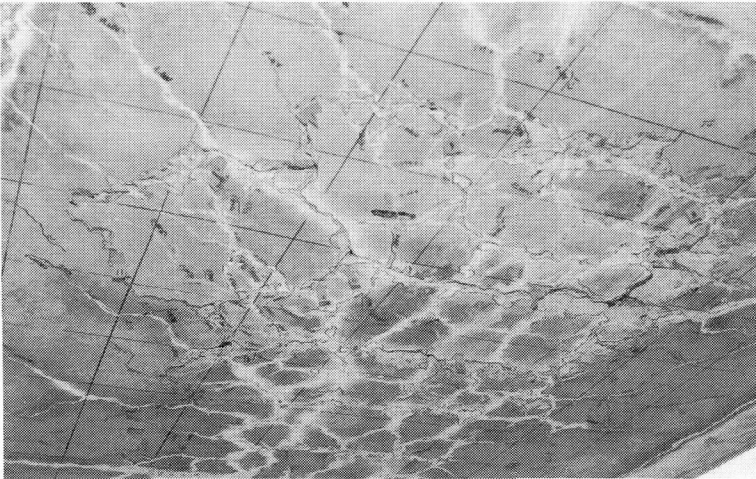


写真-3 無補強床版の崩壊状況(下面)

-18と図-19に床版の陥没状況を、また崩壊状況を写真-4および写真-5に示す。

崩壊の形状は鋼板接着されていないRC床版と同様の押抜きせん断破壊であった。破壊面と水平面とのなす角度は、通常のRC床版のそれがほぼ45°であるのに対し、本供試体では45°～30°であり、またその破壊領域は広範囲に及んでいた。また、図-20に示されるように陥没部近傍のアンカーボルトが7本破断していた。

8-2 たわみ

陥没位置でのたわみと走行回数の関係を図-21と図-22に示した。床版中央点のたわみもほぼ同様な傾向を示した。総たわみ、および残留たわみともに走行回数の増加に伴い増大した。N=13万回で異常な変化がみられるが、これは、走行荷重を21tfに上げたことに起因しているものと思われる。横桁の剛性不足により四辺単純支持の条件が損なわれたため、横桁の補強を行い、支持条件を回復させて床版を再度設置した。床版が崩壊(23tf, N=22万5000回)する直前での総たわみは 2.700mm、また残留たわみは0.105mmであった。

弾性たわみは、N=10万回まで全断面有効時の計算値から引張無視時の計算値に向けて少しずつ増加していった後、急激に増大し、最終的には鋼材とコンクリートのヤング係数比をn=15と仮定した時の引張無視時の値 1.267mmを越えるまでに至っていた。

荷重の増大率21tf/13tf≒1.6倍に対して、陥没位置(橋軸方向の1/4点)での弾性たわみは約3.9倍、床版中央点でのそれは約3.0倍にもなっており、かなり劣化が進んでいることがわかる。劣化の度合いは前者の方が大きい。

8-3 鉄筋ひずみ

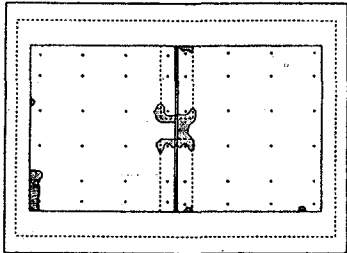
床版の陥没位置での主鉄筋ひずみと走行回数の関係を図-23に示した。N=10万回までは、総ひずみおよび残留ひずみともに、ほぼ一定値で推移した。荷重値を21tfに上げてから著しい増加を示し、床版の崩壊直前では、総ひずみ337μと残留ひずみ70μを示していた。弾性ひずみは、10万回走行以降急激に引張無視時の値に近づき、崩壊時の値はほぼ160μの計算値に達していた。

崩壊位置での配力鉄筋ひずみも主鉄筋と同様、10万回走行時から総ひずみ、残留ひずみともに増加していった。

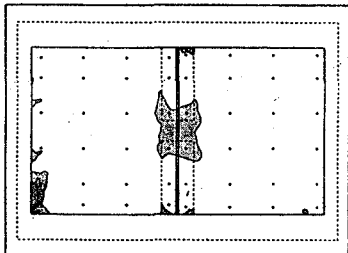
8-4 コンクリートひずみ

床版上面でのコンクリートの主鉄筋方向のひずみは、13tfの3万回までは変化しなかった。その後荷重値を上げ

(21tf, N=14万7000回)



(21tf, N=16万6000回)



(23tf, N=20万9000回)

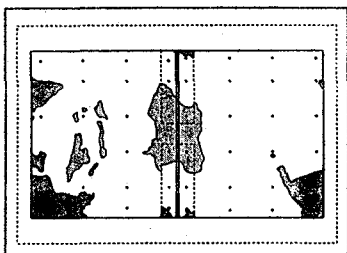


図-17 鋼板剥離の進行状況

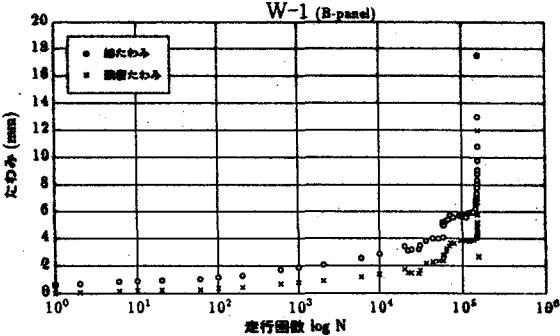


図-13 陥没位置の総たわみと残留たわみ(無補強床版)

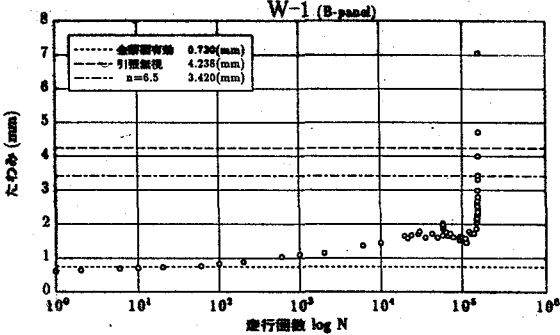


図-14 陥没位置の弾性たわみ(無補強床版)

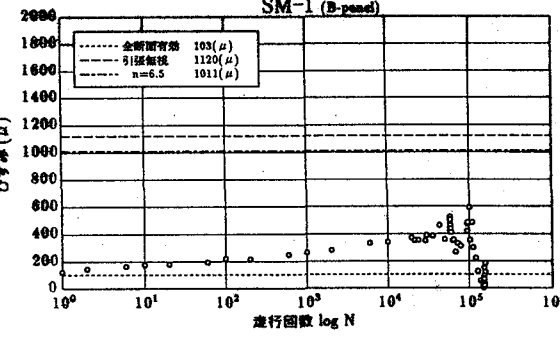


図-15 陥没位置での主鉄筋の弾性ひずみ(無補強床版)

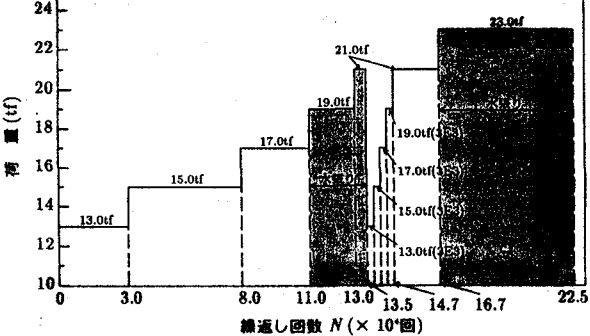


図-16 鋼板接着後床版の載荷プログラム

て走行回数を増加するに伴い、ひずみが増大した。床版を再設置したため、累積結果の評価はできないが、床版崩壊時における陥没部近傍でのひずみは著しく増大した。

陥没部近傍の弾性ひずみは、16万8000回（23tfの1000回）までは全断面有効時の計算値とほぼ一致していたが、この後床版が崩壊に至るまで急速に引張無視時の値に漸近していった。

8-5 鋼板のひずみ

陥没位置における鋼板の主鉄筋方向および配力鉄筋方向の総ひずみは荷重の増加に伴い増大したが、残留ひずみは最後までほぼ様な値を示した。床版崩壊時での総ひずみおよび残留ひずみは、主鉄筋方向で 416μ と -24μ 、配力鉄筋方向で 234μ と 91μ であった。

主鉄筋方向の弾性ひずみは、床版崩壊の少し前に引張無視時の計算値に漸近した（図-24）が、配力鉄筋方向のひずみは床版の崩壊間隙でばらつきが大きくなるものの、ほぼ 150μ ぐらいに留まっていた。

床版中央部に配置された添接板のひずみは、主鉄筋方向、配力鉄筋方向ともに、荷重の増加に伴って増加したが、弾性ひずみは最後に若干増加した程度であった。

8-6 鋼板端部での水平面内のずれ量

図-25に陥没位置に近い鋼板端部のコンクリートとのずれ量（配力鉄筋方向）を示した。図-26は弾性ずれ量を示したものである。ずれの方向が14万7000回程度から正から負に変化している。

床版中央部の鋼板同士の開閉量（配力鉄筋方向）は、荷重が13tfの時は0.07mm以下であったが、荷重の増加に伴い、急激に増大し、最終的には0.245mmにまで達した。

9. 鋼板接着前後の床版の挙動のまとめ

鋼板接着を行う前と後についてそれぞれの挙動を以下にまとめる。載荷荷重は鋼板接着前が8～13tf（実測値7.5～11tf）、鋼板接着後が13～23tf（実測値11～21tf）である。

9-1 鋼板接着前の床版の挙動

- ① 初期ひび割れ発生の荷重は7tfであった。
- ② 床版の弾性たわみは走行回数の増加につれて次第に

増大した。全断面有効から引張無視の状態に次第に近づき、床版の復元力特性は低下していった。

- ③ 主鉄筋および配力鉄筋のひずみは、全断面有効時の値に留まっており、引張無視時の状態には達していない。
- ④ ひび割れの開閉量および段差量の増加傾向は著しく、これに伴いたわみも増加した。走行回数28万6000回時でのひび割れ密度は、ひび割れ幅0.1mm以上で約 19 m/m^2 であり、実橋で鋼板接着が採用される対象とな

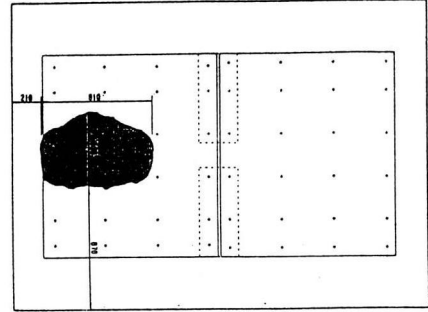


図-18 鋼板接着床版の陥没状況(上面)

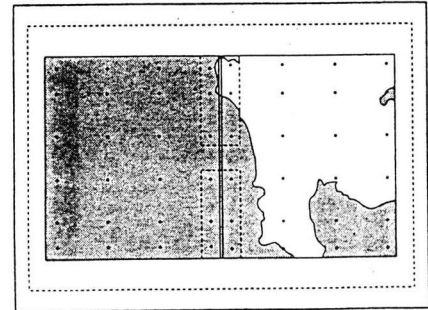


図-19 鋼板接着床版の陥没状況(下面)

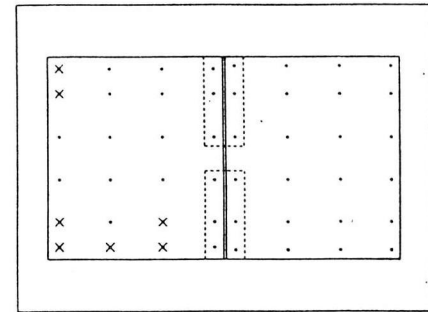


図-20 アンカーボルトの破断箇所

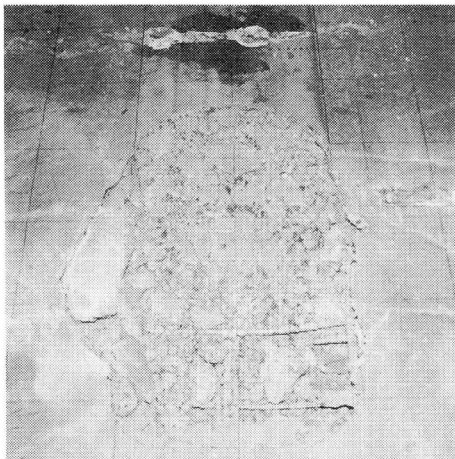


写真-4 鋼板接着床版の崩壊状況(上面)



写真-5 鋼板接着床版の崩壊状況(下面)

る損傷ランクA（損傷度判定基準：阪神高速道路公団⁴⁾）のひび割れ密度 $5\text{m}/\text{m}^2$ 程度よりも損傷度はかなり大きいといえる。

- ⑤ 水張りの環境下において、貫通ひび割れが床版中央部および橋軸方向の2/3点の2ヶ所で確認された。石灰の露出が著しいことから、床版のせん断耐力が低下していることが想定される。

9-2 鋼板接着後の床版の挙動

- ① たわみの弾性成分は、鋼板接着前に比べて1/3以下まで回復していた。輪荷重が大きくなるに伴い、引張無視時の値に漸近し、一部では超過していた。このことより、走行繰返し作用を受けて、床版の劣化度は次第に進行し崩壊に近づいていくことが判った。
- ② 陥没位置での主鉄筋のひずみおよび鋼板ひずみは、ともに次第に増大し、引張無視時の値に漸近しているが、破断する大きさには至らなかった。
- ③ 輪荷重値19tfまで、鋼板とコンクリート床版との弾性ずれ量はほとんど変化しなかった。この時点では、まだ、アンカーボルトの破損や鋼板の剥離は認められなかった。
- ④ 鋼板同士の開閉量は21tfから23tf時で顕著になり、床版に大きな変形がもたらされた。このことより、添接板の剛性を向上すれば、鋼板の一体化がもたらされるため、床版の耐荷力の向上が期待される。
- ⑤ 鋼板の剥離現象は、添接板近傍や鋼板端部から進行し、アンカーボルトを包み込んでいった。
- ⑥ 破壊形状は押抜きせん断型であった。コンクリート部は砂利化して分離され、通常のRC床版の崩壊様式と類似していた。破壊面と水平面のなす角度は、通常のRC床版の場合よりもゆるやかで広範囲に及んでいた。また、崩壊時には、アンカーボルトの破断を伴い、鋼板と床版の一体化が損なわれていた。

10. 鋼板接着床版の静的押抜きせん断試験

10-1 初期損傷の導入

実橋における補強前の損傷を再現するため、大型輪荷重装置により、初期損傷を導入した。走行回数は10tfを6万回（後半の4万回は水張り）である。

走行回数 2万1000回で床版中央部に貫通ひび割れが発生し、その後走行回数の増加に伴い漏水とひび割れ部の角落ちが発生した。走行終了時のひび割れ密度が $10.23\text{m}/\text{m}^2$ に達しており、床版は阪神高速道路公団の床版判定基準⁴⁾のAランクに相当していた。

走行終了時点で、床版中央部の総たわみは4.175mm、残留たわみは2.055mm、および弾性たわみは2.120mmであった。主鉄筋の総ひずみは 742μ 、残留ひずみは 442μ 、弾性ひずみは 300μ であった。また、ひび割れ開閉量は0.252mm、段差量の絶対値は0.094mmであった。

10-2 静的押抜きせん断試験

容量 500tfの油圧ジャッキを用いて載荷を行った。油

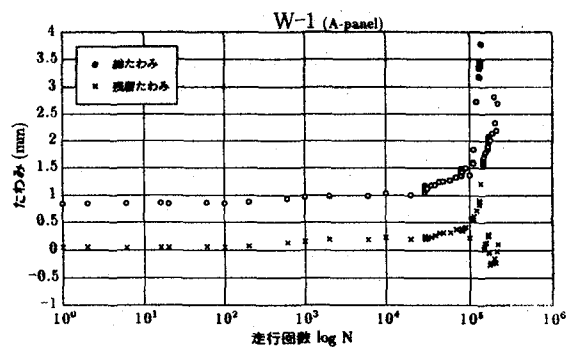


図-21 陥没位置の総たわみと残留たわみ

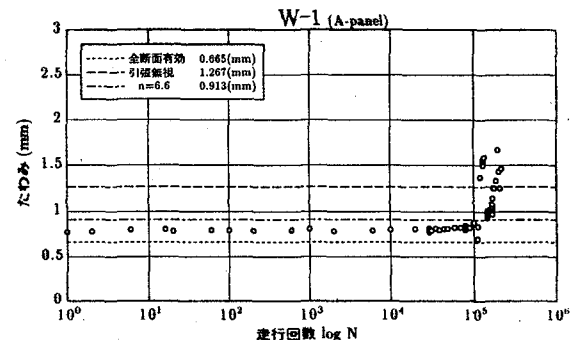


図-22 陥没位置の弾性たわみ

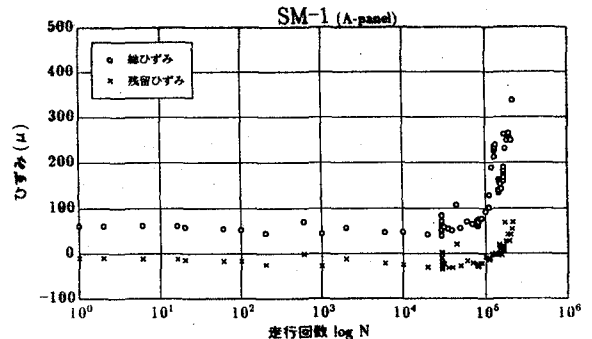


図-23 陥没位置の主鉄筋の総ひずみと残留ひずみ

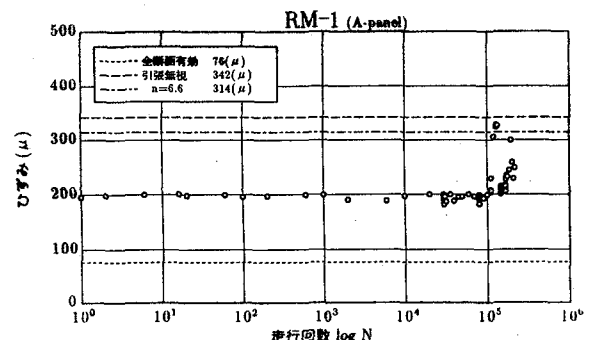


図-24 陥没位置での鋼板の主鉄筋方向の弾性ひずみ

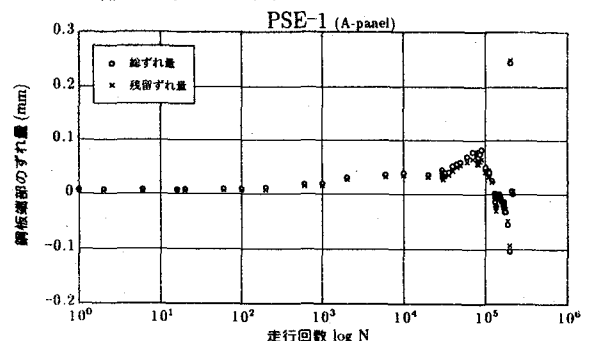


図-25 鋼板端部(陥没部付近)の配力鉄筋方向のずれ量

圧ジャッキと床版の間には、荷重検出用のロードセルと鋼厚板を配置し、厚板と床版の間には硬質ゴム（50cm×20cm×2cm厚）を設置した。載荷点は床版中央点とし、10tf、13tf、15tf、20tf、30tfを各3回ずつ、40tfは2回、載荷・除荷を行った。それ以後は床版が崩壊するまで荷重を漸増させた。

図-27に床版中央部の荷重-たわみ関係を示した。B活荷重の後輪一輪の大きさ10tfの時0.655mm、20tfで1.485mm、30tfで2.825mm、床版が破壊した43.04tfでは6.490mmであった。

図-28に床版が破壊する直前(43.0tf)の鋼板の剥離状況を示した。荷重値24.5tfで床版中央部の添接板で剥離が発生し、この剥離域は荷重の上昇に伴い橋軸直角方向に進展し、40tfの時点では添接板の端部まで達した。この時、補強鋼板は叩き調査の結果剥離が生じていなかった。荷重が43.04tfに達した時、橋軸直角方向の鋼板端部におけるコンクリートのせん断破壊により床版が崩壊した。終局状態において、添接板は中央付近で0.5mm程度の浮き上がりを生じていた。アンカーボルトも曲げ変形が生じていたが、破断はしていなかった。また、床版の上面にも側面にもひび割れは確認されなかった。通常のRC床版では、圧縮側のコンクリートの圧壊とせん断すべりの局所的なコンクリートの陥没が起こるが、本床版では、コンクリートの圧壊は確認されず、また鋼板の陥没も僅かであり、床版下面でのせん断破壊面は鋼板端部にまで達していた。

床版中央点での主鉄筋ひずみと配力鉄筋ひずみは、20tf時で167μと100μであった。その後、主鉄筋ひずみは荷重の増加に伴いほぼ直線的に増加し、破壊時で最大539μに達した。配力鉄筋は、添接板に剥離が発生(24.5tf)した後、急激に増大し、30tfで697μ、破壊時には1637μに達していた。

床版中央部での補強鋼板の主鉄筋方向のひずみは床版崩壊時で918μであった。荷重-ひずみ曲線は最後までほぼ直線であり、破壊後の残留ひずみも23μと極めて少なかった。配力鉄筋方向のひずみは、荷重10tfでは25μの引張ひずみであったが、荷重が上昇するに従ってひずみの性状は反転し、20tfで-98μ、床版の破壊時で-301μに達した。測定結果から、荷重12tfで鋼板とコンクリートが剥離しており、添接板のない中央部の鋼板は3辺支持、残りの辺が自由である板の挙動をしていると推量される。添接板のひずみは、剥離後不安定な動きをしていた。

鋼板同士の開閉量を図-29に示した。初期においては、添接板が補強鋼板の連続性を保っていることがわかる。荷重が20tfを超えるころから、次第に連続性が失われていった。

RC床版の押抜きせん断耐力式を次に述べる。式(1)は平成8年制定のコンクリート標準示方書⁵⁾に示されている式であり、式(2)は松井ら⁶⁾によって与えられた式である。

$$V_{pcd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f_{pcd} \cdot u_d \quad (1)$$

ここに、 $f_{pcd} = 0.2 \sqrt{f'_{cd}} \leq 1.2 \text{ N/mm}^2$

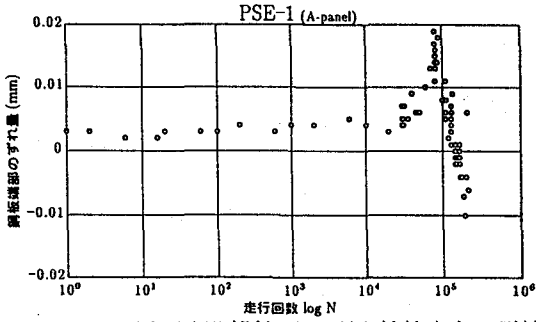


図-26 鋼板端部(陥没部付近)の配力鉄筋方向の弾性ずれ量

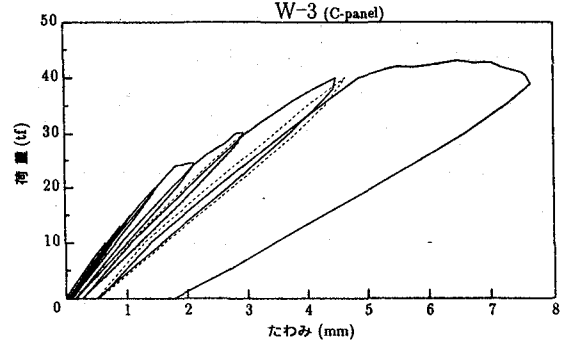


図-27 床版中央点のたわみ

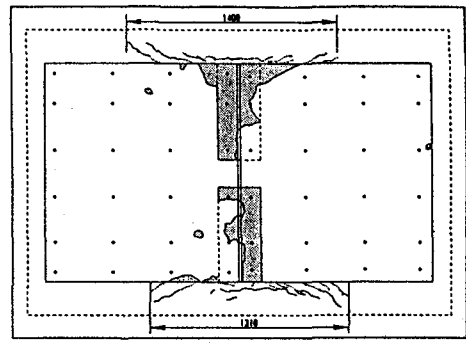


図-28 床版崩壊直前の鋼板の剥離状況

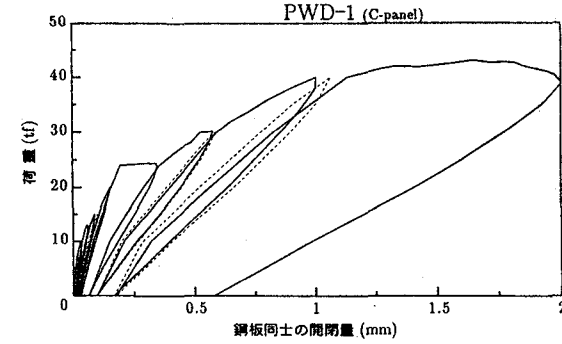


図-29 床版中央点の鋼板同士の配力鉄筋方向の開閉量

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \leq 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p} \leq 1.5$$

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

$$P_0 = \tau_{smax} \{ 2(a + 2x_m)x_d + 2(b + 2x_d)x_m \} + \sigma_{tmax} \{ 2(4C_d + 2d_d + b)C_m + 2(a + 2d_m)C_d \} \quad (2)$$

ここに、 $\tau_{smax} = 0.252 \sigma_{ck} - 0.000246 \sigma_{ck}^2$
 $\sigma_{tmax} = 0.583 \sigma_{ck}^{2/3}$
 a, b : 載荷板の主鉄筋、配力鉄筋方向の辺長
 x_m, x_d : 主鉄筋断面、配力鉄筋断面の中立軸の位置
 $E_c = 210000 + 900(\sigma_{ck} - 300)$

d_m, d_d :引張側主鉄筋、配力鉄筋の有効高さ

c_m, c_d :主鉄筋、配力鉄筋のかぶり厚さ

補強前後のせん断耐力の比較を表-4に示した。なお、鋼板接着を行ったRC床版の押抜きせん断耐力式は、今日まだ信頼すべきものがなく、鋼板を鉄筋に換算することによって両式を準用する。

本実験での破壊荷重は43.04tfであり、式(1)による計算値の約6割程度であった。この原因として、初期損傷を導入しているため、床版のコンクリート強度が既に疲労の影響により低下していることや、補強鋼板を添接板で連結していることが考えられる。前述のように、荷重20tf近辺から鋼板同士の開きが大きくなっており、添接板を設けない一枚物の鋼板のような連続性のあるものを設置した場合での破壊荷重はさらに大きくなることが予想される。

11. 走行実験結果の考察と評価

RC床版の疲労耐力は、せん断力に対する有効幅 b_{ef} を持つRCはりとして評価することができる。^{2) 7)}

園田・堀川⁷⁾は b_{ef} を弾性平板理論によるせん断力の有効幅 b_{eo} と考え、疲労の影響を受けたRC床版を幅 b_{eo} を持つせん断補強筋のないはりとし、コンクリート標準示方書の式(3)を用いる方法を提案している。

一方、松井⁸⁾は実験データを整理し、両対数型の直線式(4)を提案している。

$$P/P_{so}=1-\log N/11 \quad (3)$$

$$P_{so}=2V_{cd}, V_{cd}=\beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_{eo} \cdot d$$

$$b_{eo}=\frac{\int_0^l Q_{xp} dy}{\max Q_{xp}} \quad a: \text{橋軸方向のスパン}$$

$$\log(P/P_{sx})=0.208-0.081 \log N \quad (4)$$

$$P_{sx}=2 \tau_{smax} X_m B + 2 \sigma_{tmax} C_m B, B=b+2d_d$$

鋼板接着後のRC床版において、付着力が十分で鋼板とコンクリートが完全に合成しているものとし、繰返し荷重に対する疲労の影響をRC床版と類似していると仮定する。それぞれの計算結果を表-5と表-6に示した。なお、水張りによるコンクリート強度の低下はないとしている。また、前述のように、タイヤ接地長が荷重値により変動するため、表-7に、荷重値毎にタイヤ長の実測値を比例配分して計算した結果を示している。表-8は無補強床版に対して、また表-9は補強床版について両式を用い、さらにマイナー則を適用することにより累積損傷度(損傷度1で破壊)を計算した。両者ともに実験終了時で床版は破壊しているが、以上の計算結果によれば、床版耐力は式(3)では過小評価しており、反対に式(4)は過大評価の傾向にあることが判った。

式(3)と式(4)は、両者ともに貫通ひび割れがRC床版の板としての機能を損なわせ、床版自身を橋軸方向の羽目板状にはり状化すると導かれた算式である。ここで、無補強床版に対して、式(3)が過小評価となった原因の一つとしてひび割れ損傷の程度が挙げられる。式(3)は、

表-4 押し抜きせん断耐力の比較

	無補強RC床版	鋼板接着補強床版
式(1)	29.2 tf	69.4 tf
式(2)	53.9 tf	94.1 tf
実験値	—	43.04 tf

表-5 補強前後の $b_{eo}, B, P_{so}, P_{sx}$

	鋼板接着前		鋼板接着後 *	
	式(3)	式(4)	式(3)	式(4)
b_{eo}, B (cm)	74.4	35.4	75.2~84.6	48.7~57.9
P_{so}, P_{sx} (tf)	13.0	19.5	28.6~32.1	44.0~52.3

* タイヤ接地長が異なるため変動する値となっている。

表-6 補強前後の各荷重に対する疲労寿命

実測荷重値 (tf)	疲労寿命 (万回)				P_{so}, P_{sx} (tf)	
	無補強		鋼板接着後		式(3)	式(4)
	式(3)	式(4)	式(3)	式(4)		
9.2	0.164	476.5	—	—	13.0	19.5
10.8	0.007	64.2	—	—	13.0	19.5
11.0	—	—	587.8	1335826	28.6	44.0
14.0	—	—	73.6	166199	30.0	47.4
15.0	—	—	38.9	88756	30.5	48.3
18.0	—	—	4.5	15469	31.2	50.4
19.0	—	—	2.2	9124.5	31.4	51.0
21.0	—	—	0.64	3577.1	32.1	52.3

表-7 ジャンボタイヤ装着時の $b_{eo}, B, P_{so}, P_{sx}$ (補強床版)

実測荷重値tf		11.0	14.0	15.0	18.0	19.0	21.0
式(3)	b _{eo} cm	75.2	77.7	80.3	81.4	82.7	84.6
	P _{so} tf	28.6	30.0	30.5	31.2	31.4	32.1
式(4)	B cm	48.7	52.4	53.4	55.7	56.4	57.9
	P _{sx} tf	44.0	47.4	48.3	50.4	51.0	52.3

表-8 累積損傷度の比較(無補強床版)

実測荷重値 (走行回数)	損傷度(累積損傷度)	
	式(3)	式(4)
9.2tf(6万回)	36.59(36.59)	0.013(0.013)
10.8tf(9.4万回)	—	0.146(0.159)

表-9 累積損傷度の比較(補強床版)

実測荷重値 (走行回数)	損傷度(累積損傷度)	
	式(3)	式(4)
11.0tf(3.3万回)	0.006(0.006)	0.000(0.000)
14.0tf(5.3万回)	0.072(0.078)	0.000(0.000)
15.0tf(3.3万回)	0.085(0.163)	0.000(0.000)
18.0tf(2.3万回)	0.511(0.674)	0.000(0.000)
19.0tf(2.5万回)	1.136(1.810)	0.000(0.000)
21.0tf(5.8万回)	—	0.002(0.002)

床版厚70~75mmのモデルの走行実験⁷⁾から提案されたものである。一般に、床版厚が薄い時は乾燥収縮による影響のため比較的早期に貫通ひび割れが起こる。これに対し本実験の場合は床版厚120mmであり、乾燥収縮を引金にした貫通ひび割れの発生に至る時間が長かったからでは

ないかと思われる。今後、低い荷重値の下での実験は、早期の劣化の進行度合いに着目する必要がある。

補強床版の場合は、実験の最後まで目視で観察した限りにおいて、新たな上面ひび割れは発生していなかった。鋼板が既存のひび割れの動きを拘束し、損傷の進行を大幅に遅延させていたと思われる。すなわち、鋼板接着が施工された損傷床版の疲労を、RCはりと同様にとらえると過小評価する可能性がある。例えば貫通ひび割れの存在によって床版コンクリートがはり状化したとしても、補強材である鋼板までが切断されることはないので、式(3)の P_{so} に静的押抜きせん断耐力の実験値(43.04tf)を代入した結果、累積損傷度は、実験終了時で0.167と計算され、実験値よりもまだ過大評価していることになる。

式(4)で、鋼板設置による中立軸の位置のみを変化させて計算すると、かなり過大評価する結果となった。こちらでも上記と同様に、 $P_{sx}=43.04\text{tf}$ として計算した結果、累積損傷度は、実験終了時で0.022と計算された。

園田ら⁹⁾は、試験車(総重量14.5tf)を用いた鋼板接着補強床版(床版厚8cm)の走行実験を行っている。崩壊させるまでに至っていないため、「RC床版に鋼板接着工法を施した結果疲労寿命は少なくとも3.6倍以上延びた」と報告している。また今回の実験では、無補強の処女床版が15万4000回(9.2~10.8tf)で破壊したのに対し、ひび割れ損傷の著しいRC床版に鋼板接着補強を行ったものは、22万5000回(11.0~21.0tf)で破壊した。載荷荷重が大きくなると対数的に疲労寿命を短くなることを考慮すると格段に疲労寿命が延びていることがわかる。

因みに、走行方向のタイヤの接地長を20cmとして、実験値が式(3)、式(4)と整合するように P_{so} 、 P_{sx} を仮定すると、以下のように求められる。

式(3) …… P_{so} (無補強)=19.8tf, P_{so} (補強)=37.4tf

式(4) …… P_{sx} (無補強)=16.8tf, P_{sx} (補強)=31.5tf

例えば、13tfの輪荷重が載荷された時の疲労寿命は、式(3)では無補強時が5994回、補強後が1501万回と得られる。また、式(4)では無補強時が9819回、補強後が2538万回となり、どちらも疲労寿命は約2500倍程度に延びたことになる。

12. まとめ

今回、ひび割れ損傷を受けたRC床版を対象に、鋼板接着工法を施した時の補強効果を確認する目的で、大型輪荷重装置による走行繰返し実験を行った。特に、疲労寿命に着目して実験を行った。本実験より得られた結果を以下にまとめる。

①鋼板接着補強後のたわみの弾性成分は、補強前に比べて1/3以下に回復した。

②無補強の処女床版が15万4000回(9.2~10.8tf)で破壊したのに対し、ひび割れ損傷の著しいRC床版に鋼板接着補強を行ったものは、22万5000回(11.0~21.0tf)で破壊した。載荷荷重が大きくなると対数的に疲労寿命が短くなることを考慮すると、格段に疲労寿命が延

びていることがわかる。

③RC床版の疲労寿命を、既往の2つの評価式により試算した結果によれば、鋼板接着工法を施した床版は寿命が2500倍程度延びると推定できた。

④走行回数を増加させるに伴い、鋼板の剥離が徐々に進行した。剥離現象は、添接板近傍や鋼板端部等の不連続部から進行し、アンカーボルトを包み込んでいった。最終的にはコンクリートの砂利化を伴う、押抜きせん断破壊の形式で床版が崩壊した。

⑤床版が崩壊した時、破壊面と水平面のなす角度は、通常のRC床版ではほぼ45°であるのに対し、鋼板接着された本供試体では45~30°とゆるやかであり、その破壊領域は広範囲に及んでいた。

⑥鋼板接着されたRC床版の静的押抜きせん断耐力は43.04tfであり、鋼板厚を鉄筋に換算しコンクリート標準示方書を準用した計算値の約6割程度であった。この原因として、初期損傷を導入しているため床版のコンクリート強度が既に疲労の影響により低下していることや補強鋼板を添接板で連結していることが考えられる。

⑦走行繰返し実験の結果、はり状化を想定したRC床版の疲労耐力についての計算は、無補強床版および鋼板接着補強床版に対し、式(3)は過小評価、式(4)は過大評価するものと思われる。

⑧RC床版の損傷進行領域がせん断力の支配する領域に移行していても、鋼板接着工法による補強は有効であると考えられる。

参 考 文 献

- 1) 建設省道路局長通達：鋼道路橋の鉄筋コンクリート床版の設計について、昭和46年3月。
- 2) 阪神高速道路公団：道路橋RC床版のひびわれ損傷と耐久性、平成3年12月。
- 3) 日本道路協会：鋼道路橋示方書、昭和39年
- 4) 阪神高速道路公団：道路構造物の点検基準（土木構造物編）、平成4年4月。
- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書[平成8年制定]、設計編。
- 6) 前田・松井：鉄筋コンクリート床版の押抜きせん断耐力の評価式、土木学会論文集、第348号/V-1, pp. 133-141, 1984年8月。
- 7) 園田・堀川：輪荷重の反復作用下での道路橋RC床版の低サイクル疲労特性、土木学会論文集、第390号/V-8, pp. 97-106, 1988年2月。
- 8) 松井：移動荷重を受ける道路橋RC床版の疲労強度と水の影響について、コンクリート工学年次論文報告集9-2, pp. 627-632, 1987年。
- 9) 園田・沖野・林・喜田：道路橋RC床版に対する鋼板接着補強工法の信頼性に関する研究、土木学会論文集、第398号/I-10, pp. 245-254, 1988年10月。

(1997年9月26日受付)