

土 木 研 究 所 資 料
第 5 8 7 号

過去における軽量床版調査結果の概要と
今後調査すべき問題点

昭和 4 5 年 4 月

建 設 省 土 木 研 究 所

目 次

序	1
1. 土木研究所における軽量床版調査経過	2
2. プレキャスト軽量鉄筋コンクリート床版	3
3. プレキャスト鉄筋コンクリート床版	20
(上吉野川橋予備調査・プレキャスト床版試験)	
4. コンクリート充填鋼格子床版	30
5. 今後調査すべき問題点	45

序

土木研究所では、本州四国連絡架橋調査・材料構造調査の一環として、昭和37年度より長径間橋梁への適用を目的とした各種軽量床版の調査を行ってきた。現在までに調査・試験の対象としてきたのは、プレキャストコンクリート床版、コンクリート充填鋼格子床版、鋼床版などである。

これらのうち、プレキャストコンクリート床版およびコンクリート充填鋼格子床版については実橋への試用による調査までですすんで、設計・施工全般に関して一応の成果を得た。

そこで、これらの成果についてここで再整理し、各形式における問題点を抽出して、今後の軽量床版調査の方向を見出すこととした。本報告書は、このような意図からまとめたものである。

建設省土木研究所

橋梁研究室 室長 国 広 哲 男

同 主任研究員 太 田 実

1. 土木研究所における軽量床版調査経過

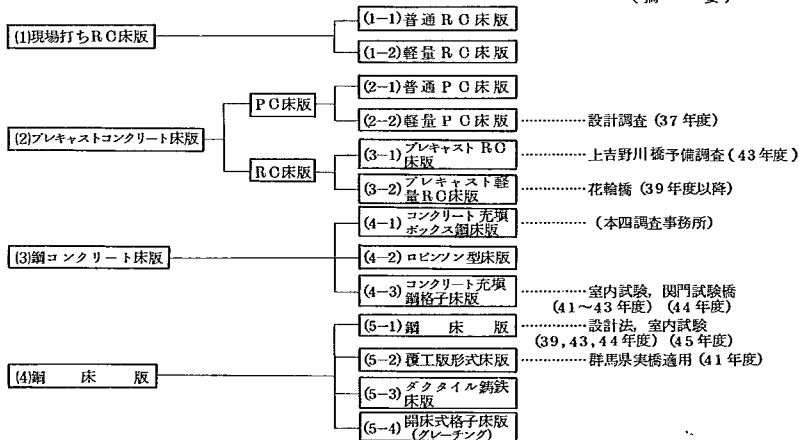
昭和37年度以降の土研における床版関係調査の経過を表1.1に示す。各種床版形式の分類と、現在までに試験・調査を行ってきた床版形式との関連を表1.2に示す。

表1.1 土研における床版関係調査経過

調査項目	年度	37	38	39	40	41	42	43	44	45
1 プレキャストPCおよびRC床版の調査		比較設計								
2 プレキャスト軽量RC床版の試設計と試作供試体による試験			連続アーチリブ型							
3 プレキャスト軽量RC床版—実橋への適用			(花輪橋) 台形リブ型							
4 コンクリート充填鋼格子床版										
5 覆工版形式鋼床版設計施工調査										
6 プレキャストRC床版										
7 鋼床版										

表1.2 床版形式の分類

(摘 要)



死荷重軽減と工期短縮が可能なプレキャストまたはプレハブ形式(2), (3), (4)を対象とし、なかでも施工性がよく適用範囲が広いと考えられるプレキャストRC床版(3-1, 3-2), コンクリート充填鋼格子版(4-1), 鋼床版(5-1)について重点的に調査を行ってきた。

2. プレキャスト軽量鉄筋コンクリート床版

2.1 概 説

プレキャスト軽量鉄筋コンクリート床版の断面形状として図2.1のような諸案が考えられる。これらのうち、昭和38年度にd)案について供試体による実験を行ない、昭和39年度にはa)案について実橋（花輪橋）への試用により設計、施工、および架設後の挙動の調査を行ない、さらに供試体による強度実験を行なった。

2.2 アーチリブつき床版の実験

図2.2のような連続アーチリブつきプレキャスト床版について供試体による静的破壊実験を行なった。この実験の目的はつぎのとおりである：

- (1) 設計法の検証：一般にプレキャスト床版は有限版として造られるが、版端部の剛性を版中央部の約2倍とすることにより無限版としての条件を満足させることができ、したがって鋼示19条の算式を用いて設計しうる事が計算上明らかになったので、これを実験的に検証すること。
- (2) 構造細目の検討：プレキャスト床版と現場打ち床版との構造細目上の

つぎのような相違点について検討すること：

- 1) 支承部の不整合による支承部の局部的応力集中および2次応力。
- 2) 支承部の拘束度の影響（プレキャスト床版を支持げたにボルトで取付けると事実上、半固定支持の状態となるが、このような状態と設計で仮定する単純支持の場合との応力度に関する差異を明らかにすること）。

リブの形状としてとくにアーチリブをまず対象にしたのは、このような断面では局部的にアーチとしての力学作用が期待されて同一断面積からなる台形リブつき版よりも有利ではないかということを予想し、その実際の応力状態と耐荷力をたしかめようとしたためである。

2.2.1 供試体の設計

車両進行方向に平行なアーチリブ（リブ厚20cm）をもつ支間2.5m、巾3.0mの供試体を表2.3の設計条件により設計した。その構造を図2.2に示す。

(1) リブ方向の設計

リブ方向には主鉄筋が車両進行方向に平行な1方向単純版として鋼示19条により設計。自由縁端部は100×200×90×8を用いて補剛。補剛された端リブの剛性は中間リブの剛性の2.07倍で、縁端部が無限版としての条件を満足するに必要な剛性をそなえている。

断面算定は、通常のRC構造の場合と同じ方法で行なった。

(2) リブに直角な方向の設計

リブに直角な方向には連続アーチリブからなる断面をそれと等断面の矩形リブに置換して、版厚7.3cmのスラブがリブに連続支持されるものと考えて、鋼示19条の主鉄筋が車両進行方向に直角な1方向連続版の算式を

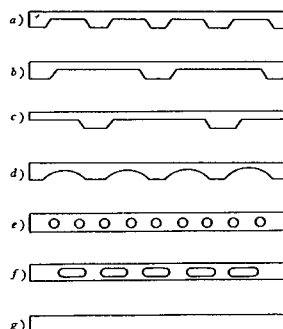


図2.1 プレキャスト床版の断面形状(案)

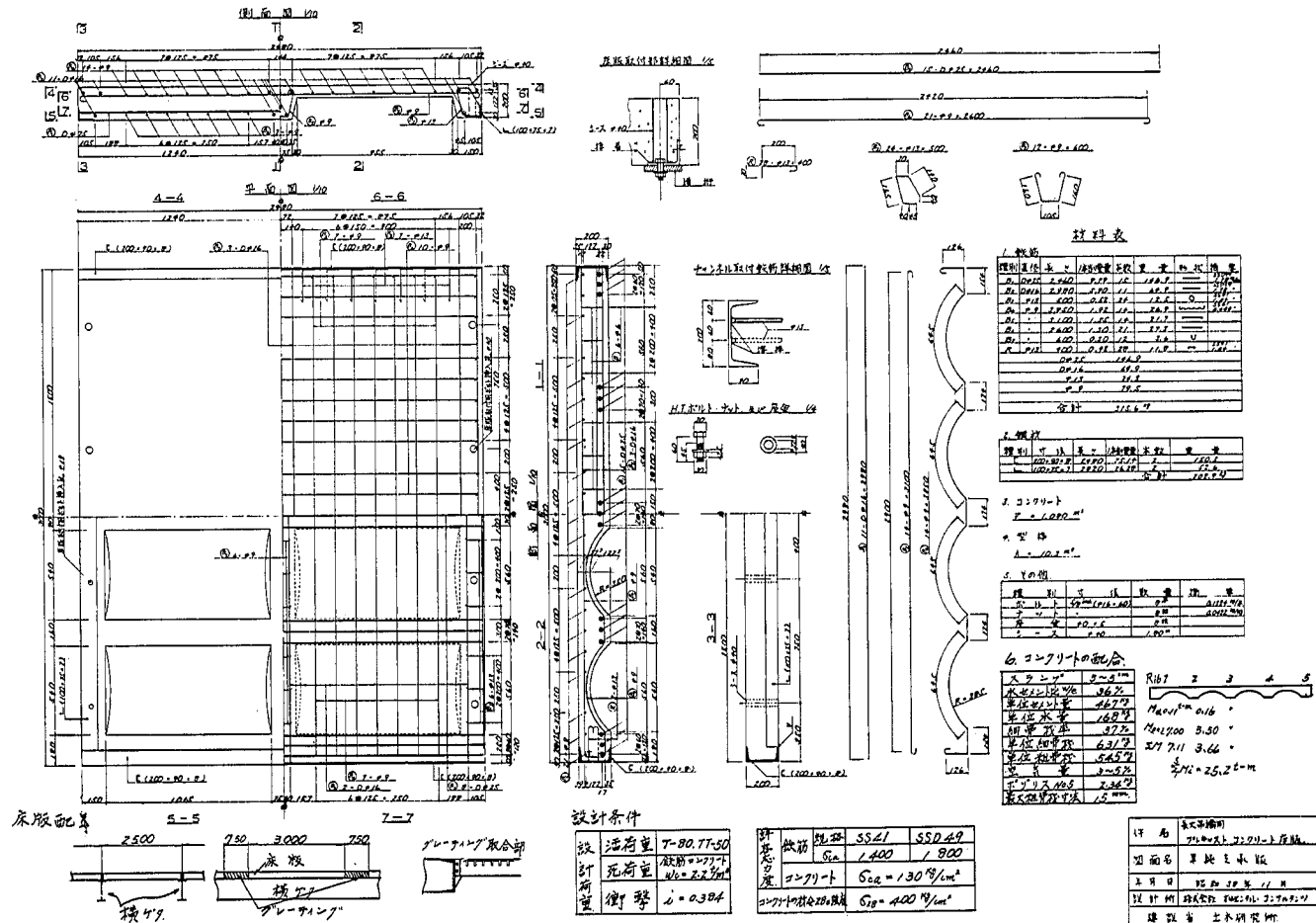


図 2.2 連続アーチリブをもつプレキャスト床版（供試体）

表2.1 試験内容および載荷状態

試験番号	試験内容	載荷状態
1	弾性載荷試験	
2	薄厚部載荷試験	
3	破壊試験	

用いて設計。

使用材料は、鋼材はSS41、鉄筋はSD30(D25, D16)およびSR24($\phi 13$, $\phi 9$)を、またコンクリートは粗骨材のみ人工軽量骨材使用の軽量コンクリート(単位容積重量: $1,880\text{kg/m}^3$)を用いた。

2.2.2 実験内容

表2.1に示すように、まずリブの支間中央点に順次弾性域内の載荷を行なって各部の挙動をたしかめ(実験-1)、つぎに薄厚部への集中載荷を行なってその部分の応力状態を調査し(実験-2)、最後に2点載荷による版全体の曲げ破壊を行なった(実験-3)。

支承状態は表2.2に示す3種について実験した。Ⅰは剛支承上に相対する2辺が単純支持された状態、Ⅱは弾性支承(鋼げた)上に相対する2辺が単純支持された状態、Ⅲはこのようにプレキャスト床版が実際に使用されるときの状態を想定して弾性支持げた(鋼げた)に床版をボルトで固定したものである。実験-1はこれら3種の支承状態のおおのについて、実験-2は支承状態Ⅰについて、また実験-3は支承状態Ⅲについてそれぞれ実施した。

表2.2 支 承 状 態

番 号	床版の支承状態	支 承 状 態
I	剛支承上における 2辺ヒンジ支承	
II	弾性支承上における 2辺ヒンジ支承	
III	弾性支承上における 2辺準固定支承	

2.2.3 実験結果とその検討

床版の支間中央断面において測定した主鉄筋およびコンクリート圧縮縁のひずみを図2.3、図2.4に示す。これらは3回の実測値の平均である。支承状態Iの場合のこれらの実測ひずみを応力度に換算した値を各種荷重分配計算法による理論値と比較して示すと、図2.5、図2.6のようである。図2.7は支間中央断面におけるたわみ実測値（支持げたに対する版の相対たわみ）を示す。

つぎに、実験2における薄厚部集中载荷の場合のコンクリート表面におけるひずみ分布を図2.8に示す。同図において一部実測値が欠けているのはゲージの不良等により実測できなかったものである。

実験結果の検討

(1) 荷重分配

図2.3、図2.4（ひずみ）および図2.7（たわみ）について、版縁端载荷（载荷-1）と版中央载荷（载荷-3）における载荷点直下の値を同一荷重あたりで比較すると、両者はほぼ相等しい値となっており、これより、端リブの剛性を中間リブのその2.07倍としたことによって版縁端部における荷重分配を版中央部と同程度としたことが検証される。

つぎに、図2.5、図2.6に示すように各種理論値と実測値との間にはかなりの差があるが、比較に用いた3つの理論値のなかでは猪股氏の理論（相対する2辺が単純支持され、他の2辺が弾性梁上に単純支持される版とし

ての) による値が実測値に比較的近似しており、この供試体の版縁端に用いた溝形鋼が床版を支持する弾性梁のように作用していることがわかる。

(2) 支持条件のちがいによる版への影響

図 2.3、図 2.4 および図 2.7 より支承状態のちがいによる主鉄筋およびコンクリートの応力度ならびにたわみの大きさのちがいをみると、それら相互の差は 13~21 t 載荷時の応力度で主鉄筋で最大 20 kg/cm^2 程度、コンクリートで $2 \sim 3 \text{ kg/cm}^2$ 程度で、たわみについても差は僅少である。これより、ここに比較したような 3 種の支承状態のちがいによる版中央部の断面力減少への影響は無視しうる程度とみなすことができ、したがってボルト固定による支承部応力度も問題にするほどではないと考えられる。

(3) 支承部の不整合による 2 次応力

この供試体を支持げた上にのせたときに床版と支持げたとの接触面に最大約 2 mm の不整合を生じたが、このような不整合によって生じたすき間には銅板片を挿入して床版と支持げたとができるだけ均等に接触するようにしてから載荷を行なった。その際、支承線上におけるコンクリート圧縮縁(上面)の支承線方向のひずみを実測したところ、支承状態のちがいにより多少の相違はあったものの、全般的には応力度換算で最大 15 kg/cm^2 程度であった。このことから、支承面の不整合に対して、ここで用いたような方法で処置すれば支承部における 2 次応力は無視しうる程度におさえることができる、といえよう。

(4) 薄厚部の応力状態および強度

薄厚部上に載荷したときのその付近のコンクリート表面のひずみ分布は図 2.8 のようであった。応力度は $P=15 \text{ t}$ 載荷時に載荷点直下で 170 kg/cm^2 程度となっているが、これは設計輪荷重に対して荷重強度で約 3 倍の荷重のもとでの値であることを考えると、この供試体におけるような薄厚部の強度は設計輪荷重に対して十分なものであるといえよう。

(5) 破壊強度および破壊状況

表 2.1 の(載荷-5)に示す 2 点載荷により曲げ破壊試験を行なったところ、最終耐力は 82 t (2 点合計) であった。そのときの巾 1 mm 以上のひびわれの模様を図 2.9 に示す。同図のひびわれ線のうち、床版上面の支間中央線に沿った破壊はコンクリートの圧壊を示すもので、これがこの床版の最終耐力を支配したものと考えられる。載荷板の周辺には押抜きせん断による破壊の様相がみられた。また、版の隅角部には $10 \sim 20 \text{ cm}$ 間隔に x , y 軸を 2 辺とする三角形の斜辺の方向に微小なひびわれを生じたが、これは床版を支持げたへボルトで固定した

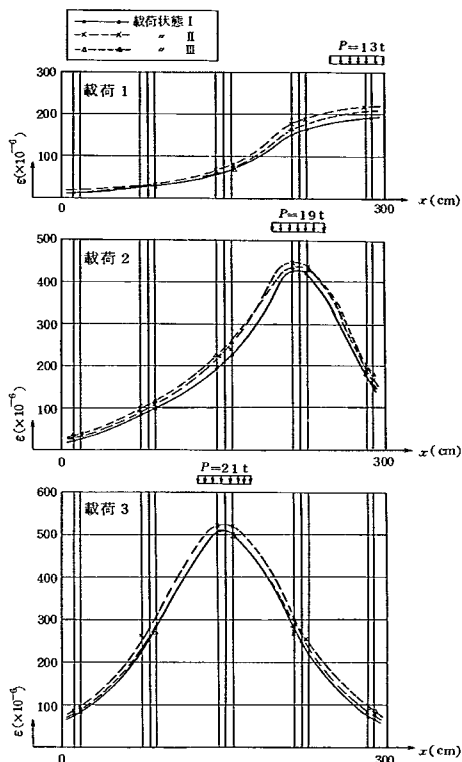
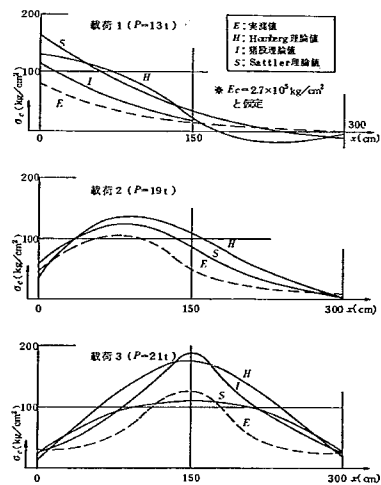
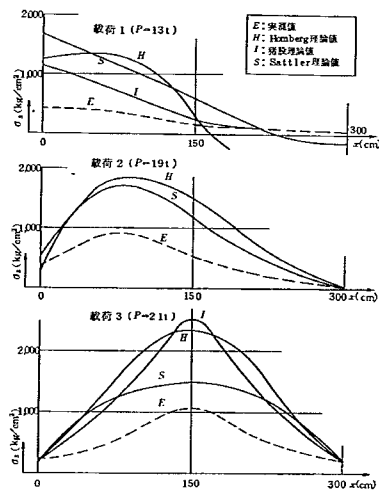
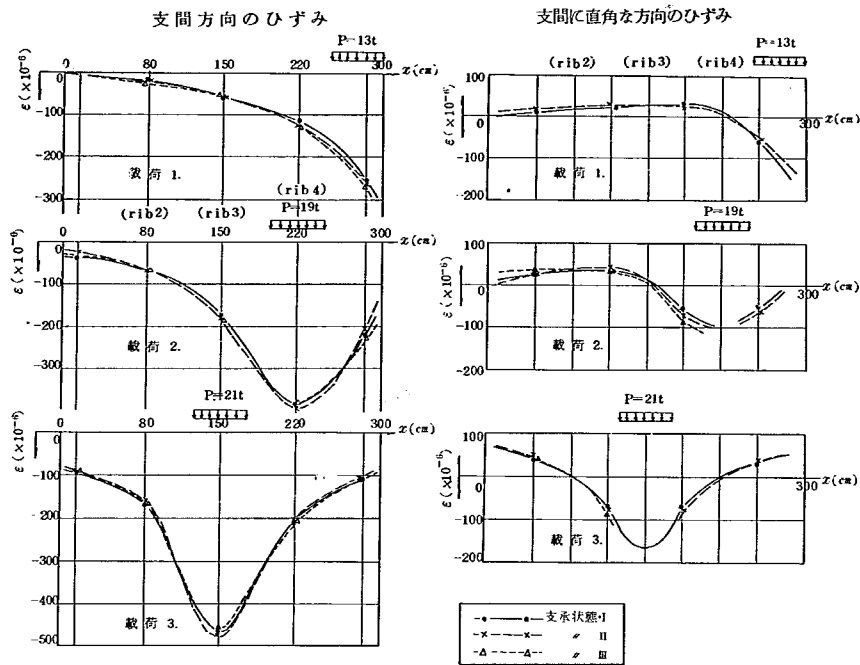


図 2.3 主鉄筋のひずみ(支間中央断面)



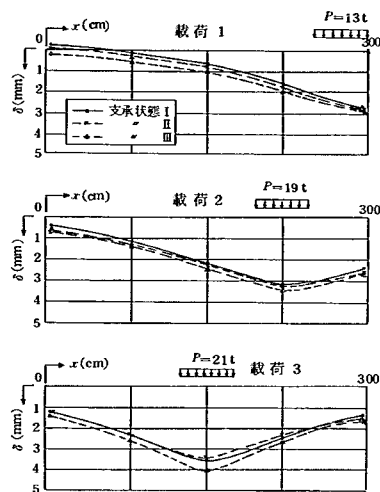


図 2.7 版のたわみ (支間中央断面)

ための負モーメントによるものと考えられる。

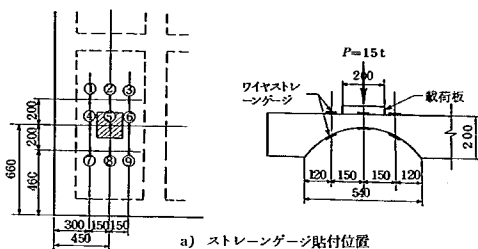
破壊荷重 82t に対応する破壊モーメントを逆算すると 48.6 t-m となるが、これに対して設計モーメントは 25.2 t-m で、破壊モーメントは設計モーメントの 2 倍弱となり、通常の現場打ち鉄筋コンクリート床版における破壊モーメントと設計モーメントとの比にほぼ合致する (鉄筋の許容応力度は降伏点応力度に対して約 1.7 倍の安全率を有し、さらに床版を鋼筋 19 条のモーメント算式を用いて設計する場合、計算式には理論値に対して約 15% の余裕がふくまれているので、全体として破壊モーメントは設計モーメントの $1.7 \times 1.15 \div 2$ 倍となる)。

2.2.4 総括

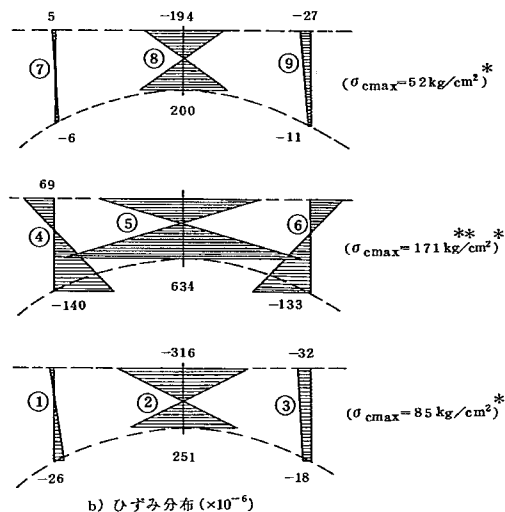
この実験によって、つぎのことが明らかになった。

(1) この版のような有限巾の版の縁端部を版中央部の約 2 倍の剛性 (EI) をもつように補剛することにより、縁端部も無限版と同等の荷重分配を期待することができる。

(2) この実験で用いたような床版の支承状



a) ストレインゲージ貼付位置



b) ひずみ分布 ($\times 10^{-6}$)

* $E_c = 2.7 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ と仮定

** 圧縮縁のひずみは実測できなかったため、中立軸が版厚の中央にあるとして、引張縁のひずみと等値異符号のひずみを仮定

図 2.8 薄厚部の応力状態 (載荷 - 4)

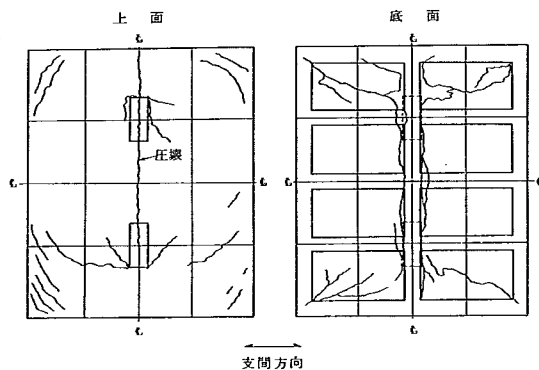


図 2.9 破壊時 ($P=82t$) におけるひびわれの状況

態のちがいは版への影響（応力度、たわみ）は無視しうる程度である。プレキャスト床版を支持げたにボルトで取付ける場合も通常の単純支持版として計算して差支えない。

(3) 支承線に生ずる不整合は、すき間に銅板片を挿入するなどして調整するだけでその部分の2次応力は無視しうる程度に減少せしめることができる。

(4) この供試体に用いたような薄厚部は設計輪荷重に対して十分な静的強度を有する。

(5) 版全体としての静的耐力は十分である。

以上は図2.2のようなアーチリブつき床版についての結論であるが、版の構造形式からみて図2.1に示す a) の台形リブつき床版にもこれと同様の結論が適用されるものと考えられる。

ただ、以上はいずれも静的な荷重に対する性状、強度が検証されたまでで、支承部の不整合による局部的応力集中の動荷重下での影響、支承部および取付け部の耐久性ならびにそれらの疲労の影響などについてはたしかめられていない。それらについて実際に即した資料をうるためには実験室での疲労実験だけでなく、実橋に適用して調査するのがもっとも適当である。

2.3の「実橋への適用」はこのような意図のもとに行なわれたものである。

2.3 プレキャスト軽量鉄筋コンクリート床版の実橋への適用

2.2でのべたように、静的な見地からはプレキャスト床版の安全性と実用性が明らかになったが、床版製作における実際の施工性と施工精度、架設後における実交通荷重による繰返し作用の影響その他予期せぬ現象などは実橋でたしかめるほかない。たまたま、日本道路公団による花輪跨道橋（千葉県船橋市地内の京葉道路花輪インターチェンジの跨道橋）の建設にあたり、その工期短縮の必要からこの工法が採用されたので、その機会にプレキャスト床版の実際の施工と架設後の挙動について一連の調査を行なった。

花輪跨道橋は昭和39年10月に竣功した橋長29.1m、巾員6.5mの2主げた中路プレートガーダー橋で（図2.10）、床版は橋の中央部25m区間に10パネルのプレキャスト軽量鉄筋コンクリート床版が用いられ、両橋端部のみ、現場打ち軽量コンクリートで施工された（図2.11）。

2.3.1 設 計

2.2でのべた実験により、厚さ7cm程度の薄厚部を有する版でもその静的耐力は十分であることがたしかめられたが、このような薄厚部の繰返し荷重に対する強度については未確認であり、また、このように版厚のうすいものはわずかの施工誤差によってもその強度が影響されやすいなど施工性の面からやや難点があると考えられたため、本橋の床版にはこのような極端な薄厚部をもたず、また、形状からいっても施工の容易な台形リブつき版を用いることにした。

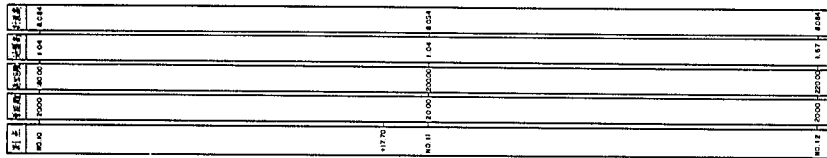
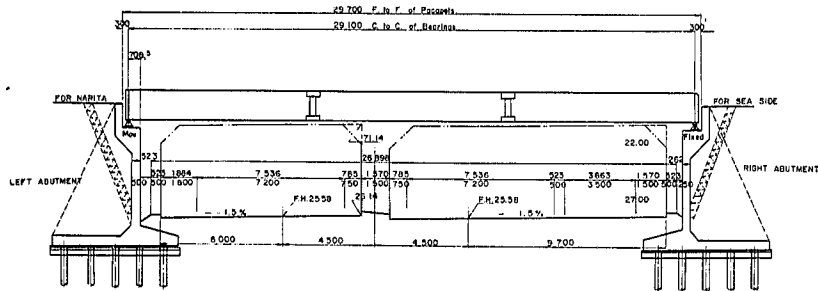
本床版は厚さ19cm、底巾20cmの台形リブを65cm間隔に設け、リブ間のスラブ厚を12cmとした台形リブつき版として、表2.3の設計条件により設計した。

(1) リブ方向の設計

リブ方向は、主鉄筋が車両進行方向に平行な1方向単純版と考えて鋼示19条により設計。自由縁端は地覆部となるため、とくに形鋼などを用いて補剛することをせず、地覆断面が端リブの剛性増大に寄与するものと考えて床版と地覆とを一体とした断面算定を行なった。地覆全断面が端リブと完全に1体的に作用するとした場合の

SIDE VIEW

SCALE 1/100



PLAN

SCALE 1/100

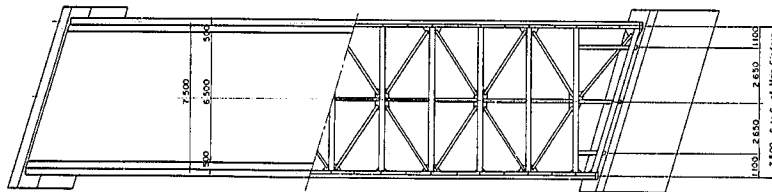
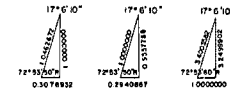
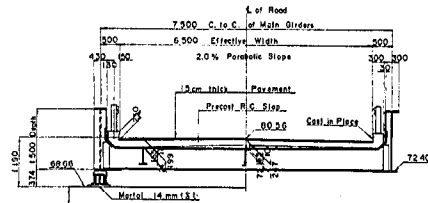


图 2.10 花 輪 橋 一 般 図

CROSS SECTION

SCALE 1/50



設計条件表

設計者	元 荷 重	スプリング 座	1800 kg/cm ²
	活 荷 重	床 板	T = 12 L = 20
	静 重 係 数	床 板 主 骨	1 × 201 50 × 6
	動 重 係 数	床 板	0.25
詳 細 計 算	主スプリング ムニョウエツ	引張力 力度 曲げ圧縮力 力度 せん断力 力度	MT 70/80 3500 kg/cm ² 3500 - 100 (f/b) 2000 kg/cm ²
	主スプリング ムニョウエツ	引張力 力度 曲げ圧縮力 力度 せん断力 力度	HT 46/60 2000 kg/cm ² 2400 - 30 (f/b) 1500 kg/cm ²
	主スプリング ムニョウエツ	引張力 力度 曲げ圧縮力 力度 せん断力 力度	3M 50 1900 kg/cm ² 1800 - 11 (f/b) 1600 kg/cm ²
	主スプリング ムニョウエツ	引張力 力度 曲げ圧縮力 力度 せん断力 力度	5M 41 1400 kg/cm ² 1300 - 6 (f/b) 800 kg/cm ²
	主スプリング ムニョウエツ	引張力 力度 曲げ圧縮力 力度 せん断力 力度	5M 41 1400 kg/cm ² 1300 - 6 (f/b) 800 kg/cm ²
	主スプリング ムニョウエツ	引張力 力度 曲げ圧縮力 力度 せん断力 力度	5M 41 1400 kg/cm ² 1300 - 6 (f/b) 800 kg/cm ²
	主スプリング ムニョウエツ	引張力 力度 曲げ圧縮力 力度 せん断力 力度	5M 41 1400 kg/cm ² 1300 - 6 (f/b) 800 kg/cm ²
	主スプリング ムニョウエツ	引張力 力度 曲げ圧縮力 力度 せん断力 力度	5M 41 1400 kg/cm ² 1300 - 6 (f/b) 800 kg/cm ²
	主スプリング ムニョウエツ	引張力 力度 曲げ圧縮力 力度 せん断力 力度	5M 41 1400 kg/cm ² 1300 - 6 (f/b) 800 kg/cm ²
	主スプリング ムニョウエツ	引張力 力度 曲げ圧縮力 力度 せん断力 力度	5M 41 1400 kg/cm ² 1300 - 6 (f/b) 800 kg/cm ²
成 果	主スプリング ムニョウエツ	J88166 FSTW/G	10.784 (2 箇所) 6.58 (2 箇所)
	主スプリング ムニョウエツ	正 確 無 力 度	80 kg/cm ²
	主スプリング ムニョウエツ	正 確 無 力 度	80 kg/cm ²
	主スプリング ムニョウエツ	正 確 無 力 度	80 kg/cm ²
設 計	主スプリング ムニョウエツ	主スプリング ムニョウエツ	53049 7541 1809 1400
	主スプリング ムニョウエツ	主スプリング ムニョウエツ	53049 7541 1809 1400
床板設計70×110×21 強度			
主スプリング ムニョウエツ	主スプリング ムニョウエツ	主スプリング ムニョウエツ	0.25 400 kg/cm ² 0.25 400 kg/cm ²
	主スプリング ムニョウエツ	主スプリング ムニョウエツ	0.25 400 kg/cm ² 0.25 400 kg/cm ²

0 100 500 1000 2000 3000 1/50

Age Group	Number of people
13-17	1400
18-24	2500
25-34	3500
35-44	4000
45-54	4500
55-64	4000
65-74	3000
75-84	1500
85+	500

SCALE IN MM

花輪橋
HANAWADASHI

圖面名	一般圖
-----	-----

图例号	全 15 类 中 1 号
-----	--------------

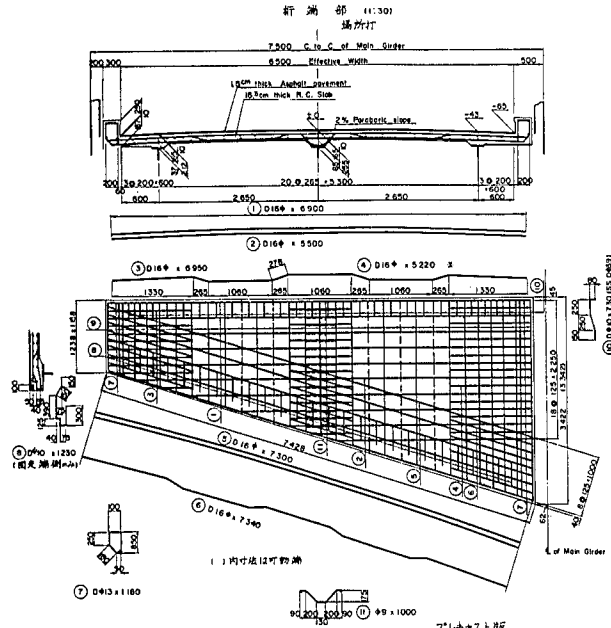
1/100 1/50

1942年6月19日

100

日本道路公団 東京支社

SLAB

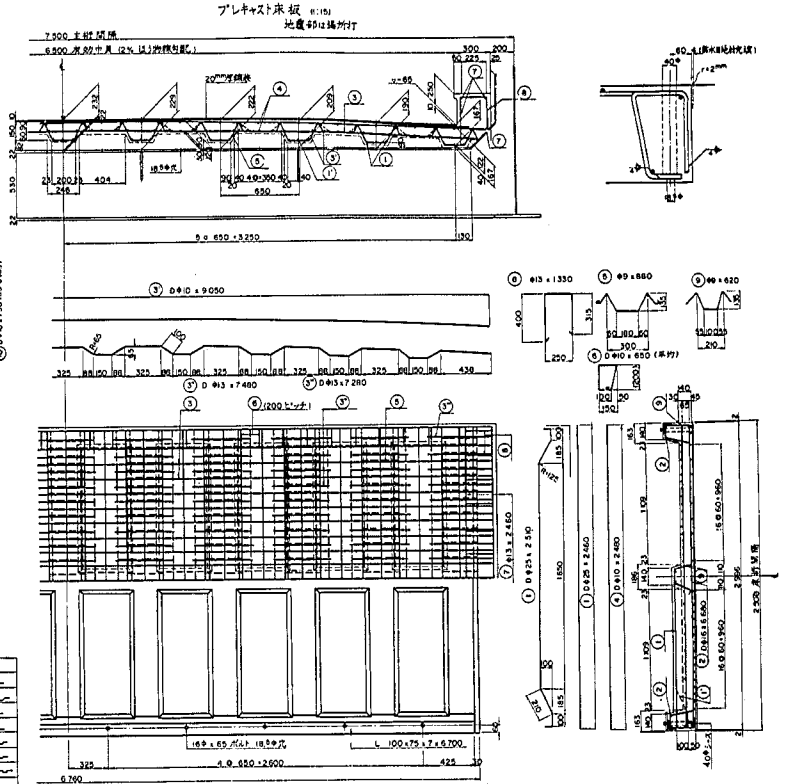


List of Reinforcement

Mark	Dimension	No.	Place Wt	Total Wt	Remarks
1	16φ × 8.900	10	10.895	107	250.49
2	× 5.500	10	8.820	88	×
3	× 5.900	5	10.773	54	×
4	× 5.220	4	8.091	32	×
5	× 7.300	10	11.315	113	×
6	× 7.340	4	11.377	46	×
7	15φ × 1.180	19	1.175	22	580.39
8	× 2.500	48	2.489	119	×
9	8φ × 1.000	18	0.499	90	55.41
10	730	78	0.408	32	×
合計					1,388.74

Mark	Dimension	No.	Place Wt	Total Wt	Remarks
1	D 425 × 2.480	22	9.791	215	250.49
1'	" × 2.510	11	9.990	110	"
2	D 416 × 6.890	4	10.354	41	250.49
3	D 410 × 7.050	29	5.041	154	"
3'	" × 6.910	2	5.863	8	"
4	D 413 × 7.480	16	7.435	119	"
4'	" × 7.280	2	7.238	14	"
4	D 410 × 2.480	35	1.386	132	"
5	φ 9. 880	306	0.439	135	55.41
6	D 410 × 1.000	66	0.363	24	250.49
7	D 413 × 2.450	8	2.258	20	"
8	" × 1.350	26	1.383	36	"
9	φ 9. 620	30	0.309	9	55.41
1 ← BLOCK					10 ← BLOCK
D 425	55 D.49	325			3.250
" 16	" 39	41			"
" 13	" 13	199			1.890
" 10	" 10	318			3.180
φ 9	35 41	144			1.440
1.017.74					1.017.74

プレキャスト版



Mark	Dimension	Length	No.	Place Wt	Total Wt	Remarks
L	100.175	17	6.700	20	62.44	1250
スラット	5/8φ	6.8	200	0.18	36	9.7175
スラット	32φ	45	200	0.028	6	×
Total					1292	×

材料	数量	単位	重量
鉄筋	1,388.74	kg	1.38874
スラット	36	kg	0.0036
スラット	6	kg	0.0006
鉄筋	55.49	kg	0.05549
スラット	1800	kg	1.800
スラット	1400	kg	1.400
スラット	1800	kg	1.800
スラット	1400	kg	1.400
スラット	1800	kg	1.800
スラット	1400	kg	1.400

(注)
1. 重量はメイト(昭和44年)
2. 重量は川口です。

材料	数量	単位	重量
鉄筋	1,388.74	kg	1.38874
スラット	36	kg	0.0036
スラット	6	kg	0.0006
鉄筋	55.49	kg	0.05549
スラット	1800	kg	1.800
スラット	1400	kg	1.400
スラット	1800	kg	1.800
スラット	1400	kg	1.400
スラット	1800	kg	1.800
スラット	1400	kg	1.400

図2.11 花輪橋プレキャスト床板

端リブの剛性は中間リブの剛性の約6.5倍であるので、地覆断面の約1/3が有効に作用すれば端リブの所要剛性（中間リブの約2倍）の条件は満足される。

(2) リブに直角な方向の設計

リブに直角な方向は、スラブはリブに支持され主鉄筋が車両進行方向に直角な1方向連続版として、第19条により設計。

(3) 構造概要

プレキャスト床版の構造は図2.11のとおり。床版パネル1枚の大きさは約7.1m(巾)×2.5m(長さ)≒18m²で、リブは橋軸方向主リブが11本、横方向には支間中央部に主リブと同寸法の中間横リブ1本を配し支承部には端横リブを設けた。床版上面には横断方向に2%の放物線勾配を布した。

細部構造についてとくに注意した点をあげると、

- (1) 配筋：リブは3×D25による単鉄筋としたが、スラブはD10とD13による複鉄筋とし、このうちD13はリブ上にて曲げ上げてリブ～スラブ境界部のせん断抵抗を増強。
- (2) 床げたへの取付け部：支承部底面にはL-100×75×7（コーナーアングル）を設け、これにスターラップ状のアンカー鉄筋を20cm間隔にすみ肉溶接でとりつけてコンクリートへの定着をはかった。コーナーアングルには65cm間隔にボルト孔をあけ、その上に鉛直にシーシ片を埋込んで、のちに支持げたのフランジにボルトで取付ける構造とした。
- (3) 吊金具：φ25鉄筋をフック状に加工したものを床版の4個所に対称に埋込んだ。架設完了後に突出部をガス切断により除去した。
- (4) 地覆：架設の便を考慮してプレキャスト版には地覆は鉄筋だけ取付けておき、コンクリート現場打ちとした。地覆の“通り”をよくするうえでも、地覆は現場打ちするのが施工が容易である。

(4) 使用材料

鉄筋はD25～D10はSD30を、φ9のみSR24を用いた。強度試験結果は表2.4のとおり。コンクリートは粗骨材のみ人工軽量材使用の軽量コンクリートで、その示方配合は表2.5のとおり。また、強度試験結果は表2.6のとおり。コンクリートの単位容積重量は1,887kg/m³（60本の供試体による実測値の平均）で、設計条件に仮定した値との誤差は0.4%であった。

2.3.2 施 工

(1) 床版の製作

プレキャスト床版として要求される精度を確保しやすいように、型わくは図2.12に示すような鋼製型わくを用いた。その製作誤差は表2.7のようであった。床版の設計目地間隔4mmに対し版長の誤差を±1mm以内におさえるために、コンクリート打設時に型わく側板の張出しを防ぐための装置（山形鋼使用）を用いた。

鉄筋の加工、コーナーアングルへのアンカー筋の溶接は工場で行ない、加工されたものは別の木製型わくのうえであらかじめ寸法照査しておいたものをコンクリート打設直前に鋼製型わくに組こんだ。

床版製作の作業工程は図2.13のとおり。本床版の製作は7月末～8月の高温期に行なったのでコンクリート強度の発現が早く（普通ボルトランドセメントを用いたが打設後36時間で300kg/cm²以上となり脱型可能となった）、製作は隔日に1枚の割で進行した。脱型後は同じヤード内で約2週間湿潤養生（湿れむしろおい）

表 2.3 設 計 条 件

設計荷重	活 荷 重		T-20	
	コンクリート単位容積重量		1,800kg/m ³	
許容応力度	コンクリート	リブ部	130kg/cm ² (1)	
		スラブ部	80kg/cm ² (2)	
	鉄 筋	材 質	SD30	SR24
コンクリートの設計基準強度	鉄 筋	引 張 強 度	1,800kg/cm ²	1,400kg/cm ²
			$\sigma_{28} = 400\text{kg/cm}^2$ (3)	

注 (1) 設計実応力は125kg/cm²(2) 設計実応力は75kg/cm²(3) 実際に得られたコンクリートは σ_{28} 最低416kg/cm², 最高580kg/cm², 平均497kg/cm²で, リブの設計実応力に対して3.3~4.6の安全率を有する。

表 2.4 鉄筋の強度試験結果

種 類	引 張 試 験 降伏点応力 (kg/mm ²)	引 張 試 験 引張強さ (kg/mm ²)	伸 び (%)	曲げ試験
D 25	37	54	30	合 格
D 16	39	55	29	"
D 13	38	63	23	"
D 10	44	55	31	"
R 9	36	51	33	"

(注) 各径とも試験片3本の平均値を示す。

表 2.6 コンクリートの強度 (標準養生材令28日)

種 類	強 度 (kg/cm ²)			供 試 体 数
	最 高	最 低	全 平 均	
圧 縮	580	416	497	24 (φ15×30)
曲 げ	33	23	29	15 (15×15×53)

表 2.5 コンクリートの示方配合

粗骨材最大寸法 (mm)	W (kg/m ³)	C (kg/m ³)	w/c (%)	s/a (%)	S (kg/m ³)	G (kg/m ³)	ポゾリス灰 (kg/m ³)	スランブ (cm)
15	178	540	33	38	615	515	1.35	4±1

表 2.8 配 筋 誤 差

(単位: mm)

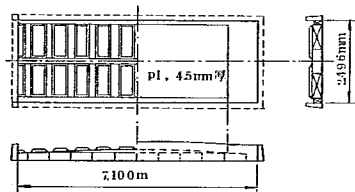


図 2.12 型 わ く (鋼製)

表 2.7 型 わ く 製 作 誤 差

(単位: mm)

項 目	所定寸法	所定寸法に対する誤差			測 長 個所数
		最大	最小	平均	
版 長	2,496	+1.0	-0.5	+0.3	11
版 幅	7,100	+1.0	0	+0.7	3
リブ底幅	200	+4.0	-13.0	-3.5	33
スラブ厚	120	+4.5	+0.5	+2.5	22
支 承 部 高	166.6~231.6	+8.0	+1.9	+5.6	33

床版区	リブ主鉄筋							
	スラブ上筋		スラブ下筋		スラブ下筋		スラブ下筋	
	① Dφ25	② Dφ10	③ Dφ10	④ Dφ13	⑤ Dφ10	⑥ Dφ13	⑦ Dφ10	⑧ Dφ13
	最大 最小	平均	最大 最小	平均	最大 最小	平均	最大 最小	平均
1	+8.5 -3.5	+1.7	+10 -10	-2.6	+11 -7	+2.5	+15 -6	+5
2	+5.5 -2.5	+0.1	+5 -5.5	-1.8	+10.5 -0.5	+3.9	+4 -1.5	+1.4
3	+9.0 -2.5	+1.8	+2 -7	-2.5	+6.5 -0.5	+2.5	+6.5 -3.0	+1.4
4	+7.5 -4.5	+1.2	+3 -10	-3.2	+10 -1	+5.4	+12 +1	+5.6
5	+1.5 -6.5	-1.3	+1 -10	-4.7	+8 -0	+3.0	+7 -1	+3.1
6	+3.5 -3.5	-0.5	+2 -5	-2.9	+6 -5	+0.1	+5 -7	+0.5
7	+3.5 -6.5	-0.8	+2 -4	-1.4	+1 -2	-0.3	+4 +2	+0.5
8	+7.5 -4.5	+1.1	+6 -2	+0.5	+3 -7	-0.5	+3 +5	+0.2
9	+7.5 -1.5	+1.7	+7 -3	+3.0	+2 -3	-0.2	+5 +1	+1.2
10	+4.5 -6.5	+0.2	+5 -0	+3.3	+1 -7	-3.2	+3 -5	-1.4
平均	+9.0 -6.5	+0.5	+10 -10	-1.2	+11 -7	+0.4	+15 -7	+1.7

(注) 床版1枚当たり測点数は

①33点, ②~④各20点である。

を行なった。

施工管理としては、配筋精度の向上とコンクリート品質の管理にとくに留意した。鉄筋の配筋誤差について実測した結果を表2.8に示す。

(2) 床版の輸送および架設

完成したパネルは8 tトラックで現地に輸送し、橋梁の下を交差する道路上から25 tクレーンで吊り込んで架設した。けたへの取付けは床版パネル端のコーナーアングルと床げた上フランジとをF-9T-W5/8高力ボルトで締め付ける方式によった。なお、コーナーアングルと床げたフランジの両者のボルト孔のずれが生じたものは、床げたのボルト孔にリーマー通ししてボルトを通した。

床版パネル1枚の重量は約6.2 tであった(表2.9参照)。

床版の架設精度はつぎのようであった：

- 1) 架設後の縦断凹凸：10枚のパネルを架設し終ったときの、相となる2枚のパネルの目地位置での高低差は最大8 mm、平均2.5 mm(測点数27)であった。
- 2) 床げたとの取付け部の不陸：ボルト締付け前のすき間は最大3.6 mm、平均0.9 mm(測点数210)であった(このようなすき間には0.8～3.2 mm厚のライナープレートを挿入して不陸を調整したのちにボルト締めを行なった)。
- 3) ボルト孔の合致度：コーナーアングルのボルト孔と床げたフランジのボルト孔とが、リーマー通しを行なうことなく合致したものはボルト孔全数(200)の約60%であった。
- 4) 目地間隔：パネル間の目地の開きは設計値4 mmに対し最大11 mm、最小3 mm、平均5.4 mmであった。

2.3.3 架設後の挙動

床版を架設した時点では支間7.5 mの床げたの中間部にはストラットが設けられていなかった。そのため、車輪が床版の目地部を通過する際に図2.14に示すように床げたはねじれ振動を生じ、目地部における衝撃的な変位のために床げたへの床版支承部コンクリートの接触面が集中的な応力をうけて図2.15のように欠けはじめた。また、橋面のゴムアスファルト系薄層舗装(平均厚1.5 cm)には、すべての床版目地に沿って巾1 mm程度のクラックが生じた。さらに、床版取付け部のこのような挙動ともなって、取付けボルトのゆるみも生じはじめた。

そこで床げたの支間中央部にストラットを設けたところ、床げたのねじれ振動は止り、床版支承部コンクリートの剝離・脱落もおさまった。また、ストラット取付け時に再締付けした取付けボルトのトルク減少も急激に小さくなり、その後再度の締付けを行なってからは、ほぼ安定な状態を保つにいった(図2.16)。

その後、長期の安定性をより確実にするためと、かかる目地空隙部への樹脂注入工法の施工性を調査するため、取付け全般に図2.17に示すように樹脂材注入を行なった。樹脂注入を行なうまでは、舗装面のクラックより浸透した雨水が床版下部や床げたにまわって汚損するとともに、鋼げたやボルトに軽微な腐食を生ずる原因となっていたが、樹脂注入後は滲水もなくなり、これが防水効果のうえでも有効であることがたしかめられた。

検 討

ストラット取付け前に床版支承部が局部的に破壊を生ずるにいった直接の原因は床げたの剛性不足のために生じたそのねじれ振動にあるが、間接的には床版支承部底面と床げた上フランジとの間のすき間の処理方法が問題で、この場合のように4種の異なった厚さの鋼板片を用いてすき間を埋めただけでは接触面の応力分布を均等

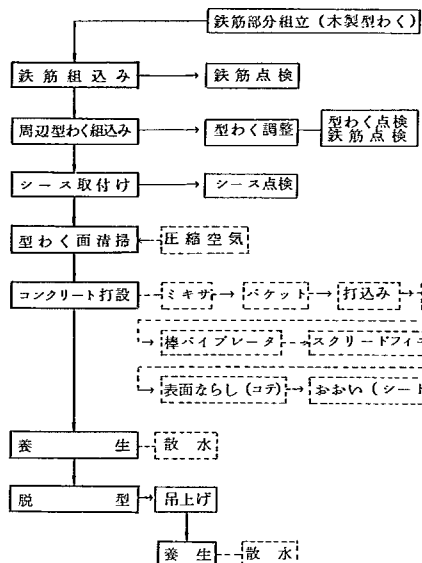


図2.13 床版製作工程

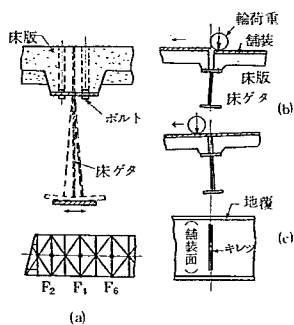


図2.14 床版目地部の挙動 (ストラット取付け前)

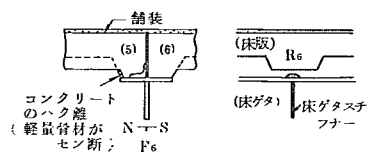
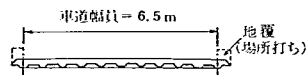


図2.15 コンクリートの剥離 (ストラット取付け前)

表2.9 床版重量の誤差



(1) プレキャスト部分全体の重量 (地覆鉄筋を含む)

計 算 値	実 測 値	差
コンクリート 4.90t	6.17t	+0.12t (1.98増)
鉄 筋 1.01		
副 材 0.13		
吊 金 具 0.01		
計 6.05t		

(2) 車道幅員区間についての床版の単位容積重量, 単位橋面積当り重量 (床版平均厚 = 15.7 cm)

容 積 (m³)	重 量 (t)	橋面積 (m²)	単位容積重量 (t/m³)	単位橋面積重量 (kg/cm²)
2.55	5.64 (5.52)	16.25	2.22 (2.17)	347* (340)

()内はコーナアングルを除いた重量。
*橋面積1 m²当り鉄筋量は58kgである。

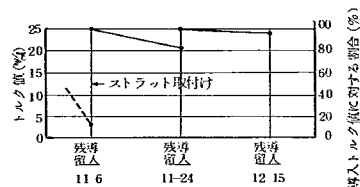


図2.16 取付けボルトのトルクの変動

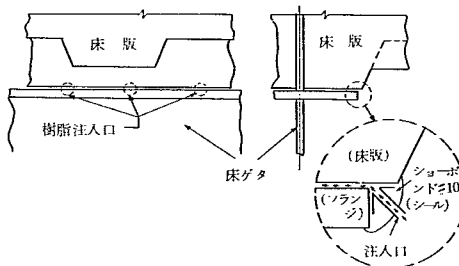


図2.17 目地空隙への樹脂注入

ならしめるのに十分でなく、そのために局所的な応力集中を生じ、その繰返し作用によって破壊にいたったものと考えられる。したがって、今後本橋のようにプレキャスト床版を床げたの上に直接のせて用いることを計画する際には、床げたは鉛直沈下を生ずるのみでねじりによる横振れなどを生じないような剛性をもたせるように考慮するとともに、床版とけたとの接触面の処置方法についてもさらに工夫する必要がある。本床版の場合には、本設計のほかに合成樹脂接着剤を用いる方法、ネオプレンのような強力ゴム板を用いる方法、Tげた橋のようにリブ位置にのみ鋼板支承を配する方法なども考えたが、前二者はコストが高く、とくに接着法は施工にも難点があり、また、けた式鋼板支承はこの床版を“版”として設計していることから次善策と考えられた。そこで、現場作業はすべて乾式で行なうことができ、コストも安い本設計を採用したものである。

本橋の床版のように、プレキャストパネルを並べて固定するだけで、とくにパネル相互を現場で連結してすき間のないものとするようなことをしないときは、パネル相互間のすき間（目地）の防水処置を講じておく必要がある。

また、支持けたに床版をボルトで固定する方式を用いるときは、あらかじめ十分な締付け力を与えうるように余裕のある径のボルトを用いるのがよいと考えられる。

なお、花輪跨道橋は昭和39年10月開通以来約5年半を経過しており、現在にいたるまで交通量は約10,000台/12時間をみている。

挙動調査結果の総括

- 1) 本橋のように床版を床げた上に直接のせる場合には、床げた自体の剛性を大きくとるか、あるいは対傾材（ストラット）を用いるなどして床げたのねじりによる横振れを生じないように考慮しなければならない。
- 2) 床版とその支持部材との取付け部接触面は、床版支承部に局所的な応力集中が生じないように十分留意しなければならない。
- 3) 本橋の床版のようなプレキャスト版を用い、かつ、その取付けに高力ボルトを用いる場合には、ボルトはF9T ϕ 22程度の導入軸力の高いものを用いるのがよい（本橋の場合はF9T ϕ 16を使用）。
- 4) 床版取付け部の隣接床版パネル間のすき間（目地）は、あらかじめ防水処置をしておく必要がある。

2.3.4 強度実証実験

実橋に用いたものと同じ床版パネルを用いて強度の検証を行なった。供試体は図2.18に示すⅠ、ⅡおよびⅢの3体で、Ⅰ、Ⅱは実橋に用いられた床版と同じもの、Ⅲはスラブ部分の厚さを10cm（花輪橋床版の当初設計）としたほか、リブ端の補強方法について比較するため3とおりの補強方法を用いたものである。

本実験によってたしかめられたおもな事項はつぎのとおり：

(1) せん断強度

- 1) 版端部載荷の場合の破壊強度は供試体Ⅰ、Ⅱの場合平均1.46tであった（表2.11）。このような大きな耐荷力を示した最大の理由はこの版の場合端横げたのねじり剛性が大きく、このねじり剛性とスラブの曲げ剛性によって横方向の荷重分配が行なわれたことにあるとみられる。したがって、このような版の支点付近のせん断力に対して荷重分配を無視して行なう通常の設計法は安全に過ぎるといえる。
- 2) 供試体Ⅲに用いた3種のリブ端部の補強方法について比較すると、様式A（3本の主鉄筋のうち1本を端で曲げ上げ、さらに端部においてスターラップを密に配したもの）が強度的にも施工の容易さからも最善で

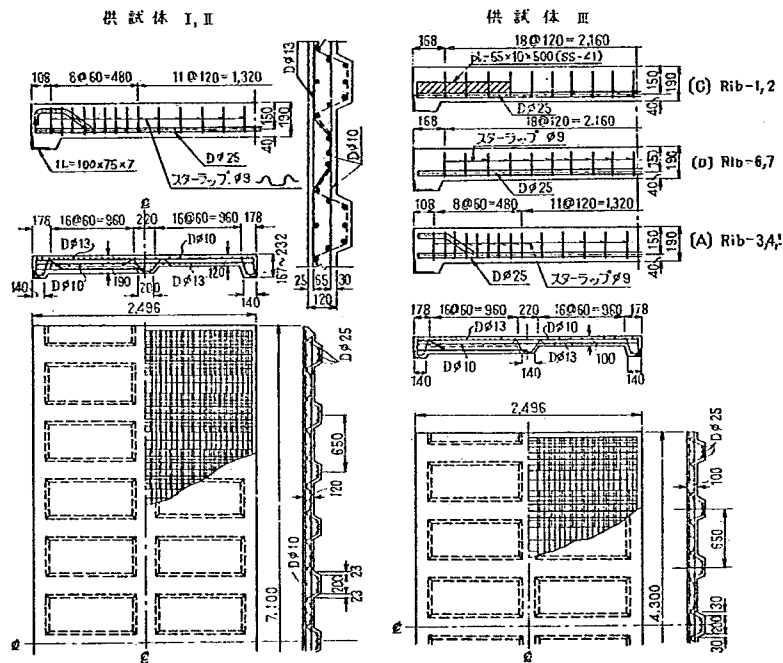


図 2.18 供 試 体

ある。

- 3) スラブの押抜きせん断強度は表 2.12 に示すとおり 十分なものである。

(2) 曲げ強度

表 2.13 に示すとおり、この床版の実際の終局曲げ強度は設計荷重の 3.5 ~ 4.1 倍（実際の材料強度 $\sigma_c = 500 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{sy} = 3,800 \text{ kg/cm}^2$ に対するもの）で、かりに材料強度が規格値下限の $\sigma_c = 400 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{sy} = 3,000 \text{ kg/cm}^2$ であったとしても、設計荷重に対し 2.8 ~ 3.3 倍（約 3 倍）の実強度を確保できると推定される。

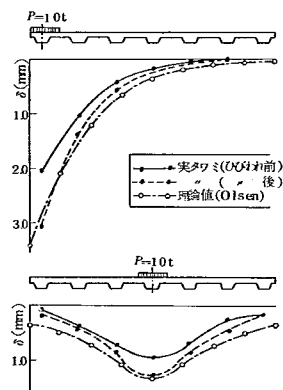


図 2.19 たわみ（供試体 III）

表2.10 ひびわれ荷重

供 試 体 Ⅰ					供 試 体 Ⅱ				
リブ 番号*	ひびわれ荷重(t)			①／②	リブ 番号*	ひびわれ荷重(t)			①／②
	実 測 値		②計算値			実 測 値		②計算値	
	各 個	①平均				各 個	①平均		
1 11	12 13	12.5	4.3	2.9	1 7	10 9	9.5	3.6	2.6
4 8	13 13	13.0	8.2	1.6	3 5	13 13	13.0	7.7	1.7
6	13	13.0	8.3	1.6	4	12	12.0	7.7	1.6

* 最端リブより順に1, 2, 3, ……とする。 ** コンクリートの引張強さを40kg/cm²として求めた値

表2.11 版端部のせん断強度 (載荷板: 20×50cm)

供 試 体 I		供 試 体 II		供 試 体 III	
載荷位置	破壊荷重 (t)	載荷位置	破壊荷重 (t)	載荷位置	破壊荷重 (t)
Rib 3	160	Rib 3	153	Rib 2*	148
" 5	165	" 5	129	" 4**	149
" 2~3	160	" 2~3	133	" 6***	118
" 4~5	140	" 4~5	129	" 1~2*	—
*配筋(C) *配筋(A) ***配筋(B)				" 3~4**	142
図-1参照				" 6~7***	118

表2.12 押抜きせん断強度 (載荷板: 20×20cm)

供 試 体 I (スラブ厚12cm)		供 試 体 II (スラブ厚12cm)		供 試 体 III (スラブ厚10cm)	
載荷位置	破壊荷重 (t)	載荷位置	破壊荷重 (t)	載荷位置	破壊荷重 (t)
リブ7~8	52	リブ3~4	57	リブ1~2	35
" 9~10	60	" 5~6	65	" 3~4	42
				" 6~7	45
平 均	56	平 均	61	平 均	41

表2.13 曲 げ 強 度

供試体			I	II	III
① 試験に用いた荷重状態					
② ①の荷重状態における破壊荷重 P(t) (σ _c = 500kg/cm ² , σ _{sy} = 3,800kg/cm ²)			31.1	39.1	41.0
③ ②の比率			1.52	1.42	1.28
④ 設 計 荷 重					
⑤ ④の荷重状態における破壊荷重 P(t) (σ _{sy} = 3,800kg/cm ²)			30.1	30.1	30.1
⑥ ⑤の荷重状態における破壊荷重 P(t) (σ _c = 500kg/cm ² , σ _{sy} = 3,800kg/cm ²)			45.7	42.7	38.5
⑦ ⑥の比率			24.5	24.5	24.5
⑧ ⑦の比率			37.2	34.8	31.3
⑨ 設 計 輪 荷 重 P(l+i) (t)			11.1	11.1	11.1
⑩ ⑨/⑧			4.1	3.8	3.5
⑪ ⑩/⑨			3.3	3.1	2.8

* ④の比率を用いて推定

3. プレキャスト鉄筋コンクリート床版 (上吉野川橋予備調査・プレキャスト床版試験)

3.1 概 説

本州四国連絡道路調査事務所による「上吉野川橋予備調査・プレキャスト床版試験」の一環として、同事務所が設計したプレキャスト鉄筋コンクリート床版について実大供試体による静的載荷試験と繰返し載荷試験とを行った。

供試体は $2.52\text{m} \times 6.60\text{m}$ の大型パネルを1枚ものとして製作した版と、製作・架設の便利を考慮して $2.52\text{m} \times 2.20\text{m}$ の小型パネル3個を現場継手で連結して $2.52\text{m} \times 6.60\text{m}$ の版としたものの2種である。

試験の結果、これらの床版の静的および繰返し荷重に対する耐荷力は十分満足すべきもので、強度的には安全に実用に供しうるものであることがたしかめられた。

3.2 供 試 体

試験供試体の概要を表3.1に示す。また、これらの版の設計に用いた曲げモーメントを表3.2に示す。

版の総厚はいずれも18cmで、単位面積当り重量は約 $400\text{kg}/\text{m}^2$ である。

使用材料は、鉄筋はすべて異形棒鋼SD30(許容応力度： $1,400\text{kg}/\text{cm}^2$)、コンクリートは粗骨材のみ人工軽量骨材を用いた軽量コンクリート(許容応力度： $80\text{kg}/\text{cm}^2$)である。材料の強度試験の結果、棒鋼の降伏点強度は平均 $3,600\text{kg}/\text{cm}^2$ (規格最小値： $3,000\text{kg}/\text{cm}^2$)、また、版試験時材令におけるコンクリートの圧縮強さは平均 $290\text{kg}/\text{cm}^2$ であった。

3.3 試 験 方 法

(1) 繰返し載荷試験

供試体A-1, B-1, C-1およびC-2について、動的50t構造物繰返し載荷装置による繰返し載荷試験を行なった。供試体の支持状態は、版供試体A-1, B-1はH-300×300による4辺支持、けた供試体C-1, C-2はH-600×300を支承とする2径間連続支持とした。

試験は、はじめの200万回までは設計輪荷重 $P=11.1\text{t}$ (衝撃をふくむ)を上限荷重、2.0tを下限荷重とする片振り曲げ繰返し載荷を行ない、これで破壊を生じないときは上限荷重を1.5倍にあげて、さらに100万回継続することとした。繰返し載荷開始前($N=0$ 時)と、繰返し載荷開始後は繰返し数約50万回ごとに動的載荷を停止してその時点における上限荷重までを静的に載荷し、版各部のたわみと、主鉄筋、配力鉄筋、形鋼、およびコンクリート圧縮縁のひずみとを測定した。

版供試体、けた供試体とも、300万回の繰返し載荷によっても破壊しないときは静的に破壊することとした。

(2) 静的載荷試験

供試体A-2, B-2, C-3およびC-4について静的な弾性載荷試験と破壊試験を行なった。支承状態は

表 3.1 供 試 体 概 要

記号	供 試 体 の 概 形	供 試 体 の 概 要	供 試 体 数
A		○ 2.52m×6.60mのパネルを1枚板として製作したプレキャストスラブ ○ 主鉄筋方向に1.5m間隔でH-150×150を配置。このHは、支持げたへの取付の都合から設けられたもので、設計々算においては無視 ○ コンクリートは粗骨材のみ人工軽量骨材を使用 ○ スラブは四辺H-150×300により支持 ○ 支持げたへの取付部は、図3.1参照	動的1 (A-1) 静的2 (A-2) 計2
B		○ 2.52m×6.60mのスラブを2.52m×2.20mのパネル3個を連結して製作したもの ○ パネルの連結は、パネル端の山形鋼を高力ボルトで連結。山形鋼の位置で支持げたに取付け ○ 各パネルは通常の鉄筋コンクリート構造。H形鋼は用いず ○ コンクリートは粗骨材のみ人工軽量骨材を使用 ○ スラブは四辺H-150×300により支持 ○ 継手部は図3.2参照	動的1 (B-1) 静的1 (B-2) 計2
C		○ 供試体Aの巾1.5mあたりを切り出した“けた供試体”構造は供試体Aに同じ ○ $l=2.35m$の2径間連続、中間支点上は現場打ちコンクリート ○ コンクリートは粗骨材のみ人工軽量骨材使用	動的2 (C-1, C-2) 静的2 (C-3, C-4) 計4

繰返し載荷試験の場合と同じである。載荷は図3.3に示すような載荷位置でまず設計輪荷重 $P=11.1t$ まで3回繰返し載荷し、ついで $P=22.2t$ まで2回繰返し、最後に破壊まで載荷した。A-2, B-2についてはまず中央1点載荷(載荷-I)で破壊せしめたのち、まだ比較的健全な版側端部(載荷-II, III)に載荷して局所的な強度をたしかめた。

3.4 試験結果

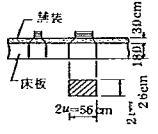
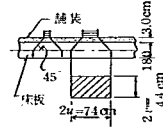
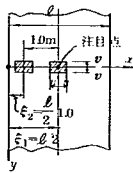
(1) 繰返し載荷試験結果

供試体A-1, B-1, C-1, C-2の繰返し載荷試験結果を表3.3に示す。版供試体A-1, B-1は、 $N=200$ 万回までにくくに異状を生じず、上限荷重を1.5倍したその後の100万回余の繰返し載荷によっても疲労破壊は生じなかった。けた供試体C-1, C-2は $N=200$ 万回までには異状を示さなかったが、上限荷重を上げたのち延べ回数 $N=275\sim280$ 万回で形鋼に疲労クラックが生じた。ただし、C-1, C-2の載荷において載荷板(20×50cm)の向きは設計で考えているものよりも、やや大きなモーメントを与える状態とされている。

(2) 静的破壊荷重

静的試験供試体A-2, B-2, C-3, C-4ならびに300万回余の繰返し載荷で破壊を生じなかったA-

表3.2 設計曲げモーメント

設計条件	項目	条件				
	(1) 床版支間	$l = 2.35\text{m}$				
	(2) 結装厚	3 cm				
	(3) 床版厚	18 cm				
	(4) 輪荷重	$P = 8,000\text{kg}$				
(5) 輪荷重の分布	①		②			
	単純支持無限版（支間が橋軸方向に直角の場合）： $2.0 < l \leq 4.0\text{m}$					
計算式	$(M_x)_{y=0} = -\frac{4ql^2}{\pi^3} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m^3} \sin \frac{m\pi\xi}{l} \sin \frac{m\pi u}{l} \sin \frac{m\pi x}{l} \times \left\{ 1 - (1 + (1-\nu) \frac{m\pi v}{2l}) e^{-\frac{m\pi v}{l}} \right\}$					
	$(M_y)_{y=0} = \frac{4ql^2}{\pi^3} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m^3} \sin \frac{m\pi\xi}{l} \sin \frac{m\pi u}{l} \sin \frac{m\pi x}{l} \times \left\{ \nu - (\nu - (1-\nu) \frac{m\pi v}{2l}) e^{-\frac{m\pi v}{l}} \right\}$					
	$q = \frac{P}{4uv}$, $\nu = 0.15$ (ポアソン比)					
○ ξ_1, ξ_2 の位置の輪荷重による M_x, M_y を別々に求めて加算 						
計算結果	理論曲げモーメント		設計曲げモーメント			
	単純版		単純版	連続版*		
	①	M_x	2.052	1.642	2.360	1.888
		M_y	1.731	1.385	1.991	1.593
	②	M_x	1.824	1.459	2.097	1.678
		M_y	1.434	1.148	1.650	1.320
	(単位: t m/m)					
* 単純版の値の0.8倍						

1, B-1 を静的に破壊せしめたときの終局耐力力は表3.4 のようであった。けた供試体C-1, C-2 は形鋼に疲労クラックを生じているものについて全断面が完全な破壊にいたるまで載荷したときの最終荷重を示す。

(3) ひずみ, たわみ

供試体A-1, B-1 の繰返し載荷にともなう主鉄筋のひずみ変動を図3.4 に, 版のたわみの変動を図3.5 に示す。図3.6 は供試体A-2, B-2 (静的試験供試体) のたわみ分布を, また図3.7 はけた供試体C-1 のひずみ状況を示す。

これらの図中に計算値として示した値は, 版供試体については表3.5 に示すような4辺単純支持の等方性版の理論式より求めたもの, また, けた供試体については主鉄筋, H形鋼, 圧縮側コンクリートを有効と考えた断面について, 2 径間連続げたとしての値と各径間が単純げたであると仮定したときの値を求めたものである。なお, これらの計算において鋼とコンクリートの弾性係数比 n は 15 とした。

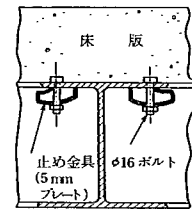


図3.1 支持けたへの床版の取付け

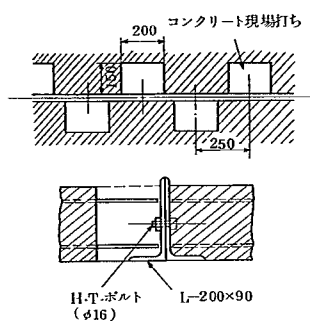
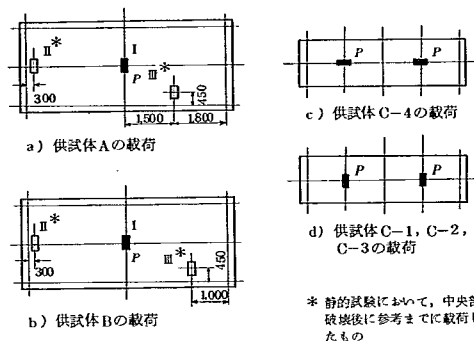


図 3.2 供試体Bの現場継手



注) 載荷板面積は20×50cm

表 3.3 繰返し載荷試験結果

供試体	段 階	振動数 (r.p.m)	荷重振巾(t)	繰返し数, N (回)	備 考
A-1	①	250	2.0 ~ 11.1	0 → 2,050,000	○ 疲労破壊せず
	②	"	2.0 ~ 16.6	2,050,000 → 3,020,000	○ クラックは中央部H形鋼間の部分に集中的に発生
B-1	①	"	2.0 ~ 11.1	0 → 2,150,000	○ 疲労破壊せず
	②	"	2.0 ~ 16.6	2,150,000 → 3,100,000	○ クラックは中央パネルのコンクリート下面のみ
C-1	①	"	2.0 ~ 11.1	0 → 2,170,000	○ $N=275$ 万回でH鋼下フランジに疲労クラック
	②	"	2.0 ~ 16.6	2,170,000 → 3,170,000	
C-2	①	"	2.0 ~ 11.1	0 → 2,170,000	○ $N=280$ 万回でH鋼下フランジに疲労クラック
	②	"	2.0 ~ 16.6	2,170,000 → 3,075,000	

表 3.4 静 的 破 壊 荷 重

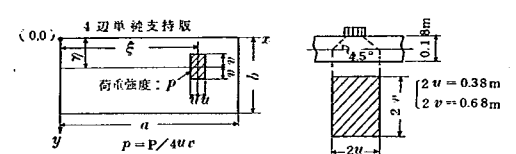
供 試 体	載 荷*	破壊荷重, $P(t)$	備 考
A	1 a) - I	67.5	302万回繰返し載荷後に静的破壊
	2 a) - I	70.0	
	3 a) - II	90.0	静的試験供試体
	4 a) - III	70.0	
B	1 b) - I	70.0	319万回繰返し載荷後に静的破壊
	2 b) - I	70.0	
	3 b) - II	85.5	静的試験供試体
	4 b) - III	68.0	
C	1 d)	(25.0)	$N=280$ 万回でH形鋼フランジ破断
	2 d)	(32.0)	$N=280$ 万回でH形鋼フランジにクラック
	3 d)	41.0	
	4 c)	47.5	静的試験供試体

* 図 3.3 参照。

(4) ひびわれ状況

一例として、版供試体A-1, B-1の最終破壊状態における版底面のひびわれ状況を図3.8に示す。

表 3.5 4 辺単純支持版の計算式

記 号	 4 辺単純支持版 荷重強度: p $p = P/4uv$ $2u = 0.38\text{m}$ $2v = 0.68\text{m}$
計算式	たわみ: $W/P = \frac{4}{\pi^4 uv} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{mn \left\{ \left(\frac{m}{a}\right)^2 + \left(\frac{n}{b}\right)^2 \right\}^2} \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b} \sin \frac{m\pi u}{a} \sin \frac{n\pi v}{b}$ 曲げモーメント: $M_x/P = \frac{4a^2 b^2}{\pi^4 uv} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(n^2 b^2 + \nu n^2 a^2)}{mn (\pi^2 b^2 + \pi^2 a^2)} \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b} \sin \frac{m\pi u}{a} \sin \frac{n\pi v}{b}$ 曲げモーメント: $M_y/P = \frac{4a^2 b^2}{\pi^4 uv} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(n^2 a^2 + \nu n^2 b^2)}{mn (\pi^2 b^2 + \pi^2 a^2)} \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b} \sin \frac{m\pi u}{a} \sin \frac{n\pi v}{b}$

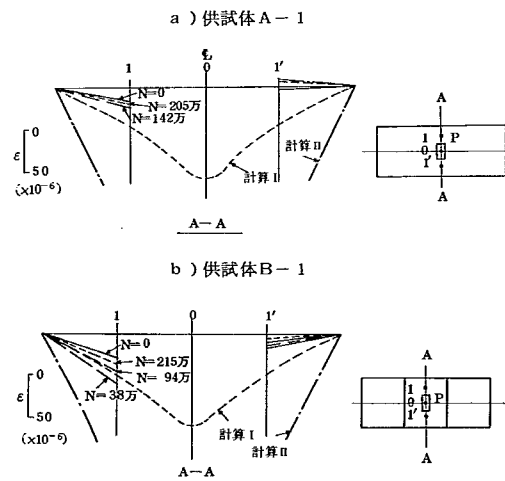


図 3.4 主鉄筋のひずみ

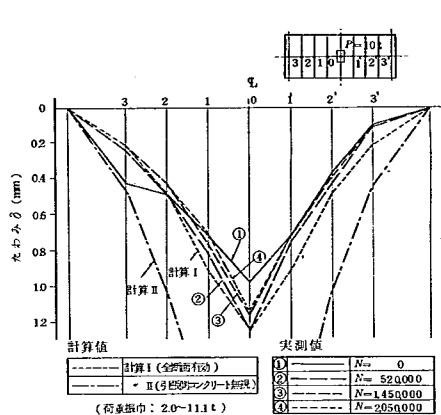


図 3.5(1) 繰返し載荷によるたわみ変化 (供試体 A-1)

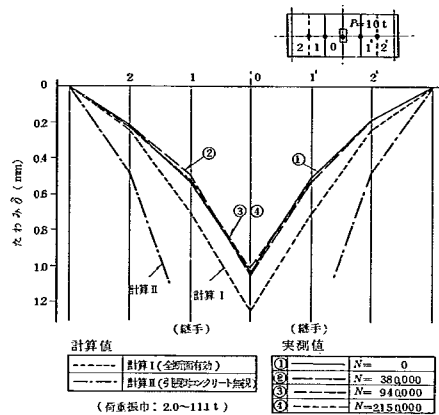
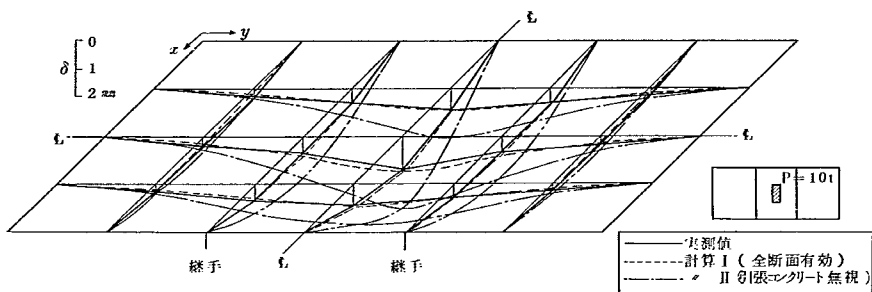
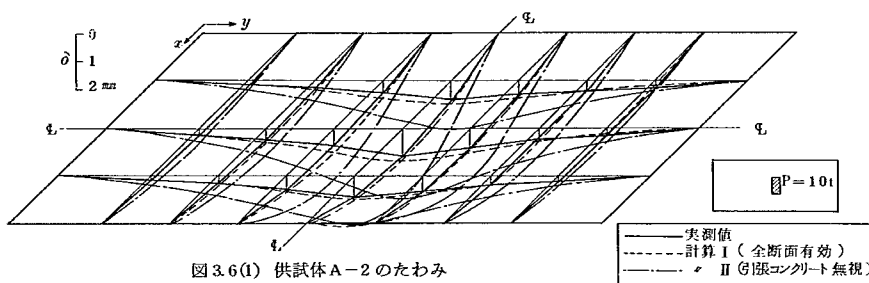


図 3.5(2) 繰返し載荷によるたわみ変化 (供試体 B-1)



3.5 試験結果の検討

(1) 繰返し荷重下における強度

1) 繰返し載荷試験中における供試体 A, B の各部の最大応力度は計算応力度に対する割合でコンクリート圧縮縁では 60~100%, 引張主鉄筋で 9~14%, 下側配鉄筋で 30%(A)および 70%(B)となっており, コンクリート圧縮縁の実応力比がかなり大きかったのに比して供試体 B の配鉄筋をのぞく鉄筋・鋼材の実応力比は非常に小さく, しかもこれらの応力度の大きさは 0~300 万回の繰返し載荷中にさしたる変動を示さなかった。これは $P=11.1\sim 16.6\text{ t}$ 程度の荷重のもとでは版はほとんどコンクリート全断面が有効に働いて性状を示し, 設計での仮定条件とかけはなれていないためと考えられる。

このように繰返し載荷中の応力振巾は結果的には鋼材においてとくに小さいものであったが, この供試体の強度が実際には設計で考えたより 2 割程度強いものであった(鉄筋の降伏強度は規格最小値 $3,000\text{ kg/cm}^2$ に対し実際は $3,600\text{ kg/cm}^2$ であった)ことを考慮して, 少なくとも設計荷重による 200~300 万回の繰返し載荷に対しては十分な耐力をもつこと, また(2)-1)にのべるように, このような繰返し載荷によって静的な終局耐力はほとんど影響されないことがたしかめられた。

2) けた供試体 C-1, C-2 の繰返し載荷中における供試体各部の実応力度は, コンクリート圧縮縁でほとんど計算値の 100%, 鋼材・主鉄筋では同じく 40~60% 程度であった。設計輪荷重の 1.5 倍を上限とする 200 万回後の繰返し載荷中に H 形鋼下フランジに疲労クラックが生じたが, クラックの出た個所はいずれも中間支点寄りのほぼ $3l/4$ 断面で, この断面はこの供試体を 2 径間連続げた

と考えたときの曲げモーメント零の点に相当するもので, なぜこのような位置にクラックが生じたかは明らかでない。H 形鋼下フランジにクラックが生じたはしたもの, けた供試体は版のような荷重分配作用のない状態に対して版供試体と同じ大きさの荷重を載荷したうえ, 設計条件よりも大きな影響をもたらすような載荷板の向きとした結果のクラック発生であり, このクラック発生がこのような構造を版として実橋に用いるにあたって不安を残すことにはならない。

(2) 静的終局耐力

1) 中央 1 点載荷時における版供試体 A, B の静的終局耐力はいずれも約 70 t で, 衝撃をふくむ設計輪荷重の 6.3 倍に相当する。この静的終局耐力は, 繰返し荷重をまったく受けていない状態(供試体 A-2, B-2)と, 200 万回までは設計輪荷重を, その後の 100 万回は設計輪荷重の 1.5 倍を上限荷重とする繰返し曲げ載

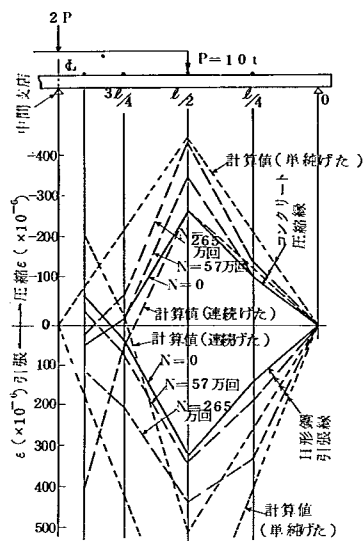


図 3.7 繰返し載荷によるひずみ変化の一例(供試体 C-1)

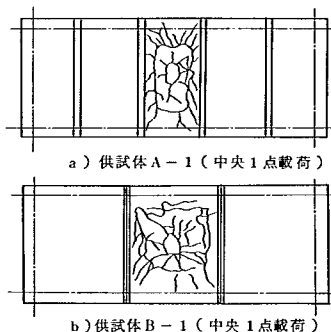


図 3.8 疲労試験終了後の静的破壊後のクラック状況

荷を行なったのちの状態（供試体A-1, B-1）とて差がない。すなわち、これら両者の終局耐力力の比較から、上記のような条件の繰返し載荷によって終局耐力力はほとんど影響されていないことがわかる。

破壊荷重が見掛け上設計軸荷重の6.3倍にもなった理由を考えるに、まず必然的な因子としてつぎのものが考えられる：

- 安全率：使用鉄筋SD30の規格最小降伏点 $\sigma_y = 3,000 \text{ kg/cm}^2$ に対し、疲労を考慮した設計許容応力度は $\sigma_{sa} = 1,400 \text{ kg/cm}^2$ で、 $\sigma_y/\sigma_{sa} = 2.14$ である。鉄筋コンクリート床版の破壊は一般に鉄筋の降伏によって生ずるから、版の破壊に対する安全率は規格最小値の降伏強度をもつ鉄筋を用いた場合に2.14であると考えてよい。
- 鉄筋の実降伏点強度の余裕：使用した鉄筋の実降伏強度は $\sigma_y = 3,600 \text{ kg/cm}^2$ で、これは規格最小値 $3,000 \text{ kg/cm}^2$ の1.2倍となっている。
- 設計曲げモーメントと試験（作用）曲げモーメントとの相違：イ）設計曲げモーメントはT20の1後輪のほかは2輪目の影響も考慮して求められたものであるのに対して、試験では後輪1輪相当を載荷したのみである。前者と後者とのモーメントの比は支間2.35mの本床版の場合 M_x, M_y とも約1.10である。ロ）設計モーメントには理論値に対して約15%の余裕が見こまれている。すなわち、設計曲げモーメントは理論値の1.15倍である。

これらの総合的な効果として、試験載荷状態における破壊荷重 P_F は、

$$P_F = P (2.14 \times 1.20 \times 1.10 \times 1.15) = 3.25P, \text{ ただし, } P = 11.1 \text{ t}$$

でなければならず、したがって、中央1点載荷時の破壊荷重は $P_F = 3.25 \times 11.1 \text{ t} \div 36 \text{ t}$ と予測されるところとなるが、実際の破壊荷重はその $70/36 = 1.95$ 倍であった（ただし、これはあくまでも鉄筋の降伏点を基準に考えた場合である）。

実耐力にこのような余裕を生じた理由としては、供試体の支持条件は設計で仮定しているような完全な単純支持ではなく、H形鋼の支持げたにボルトで固定したいわば半固定の状態であったこと、設計では無視されているH形鋼や山形鋼（支持げたへの取付けの必要から設けられたもので、耐力部材とは考えていない）が有効断面として耐力増大に寄与したこと、などが考えられる。

以上の検討より、この供試体に関するかぎり、これを支持げたにボルトで固定して用いるときは、設計荷重に対して安全率による余裕のほかさらに少なくとも2倍程度の耐力の余裕があることがわかった。

2) この供試体の場合、版の局所的な強度、とくにせん断力が最大となる支点近傍の載荷に対する耐力も十分である（表3.4）。

3) 版供試体のコンクリート引張縁のひびわれは、供試体Aでは載荷点をふくむ2-H形鋼内の区間（1.5m巾）に、供試体Bでは載荷点のある中央パネル（2.2m巾）に集中的に発生する傾向がみられた。とくに、供試体Aでは中央部に発生したひびわれの成長がH形鋼の位置で止り、その最終的な破壊も2-H形鋼の閉塞区間にほとんど限定され、版全体からみると多分にその区間における押抜きせん断破壊的な（主体は曲げであるが）様相が認められて、通常の鉄筋コンクリート床版はやや異った破壊状況を呈した（図3.8）。しかし、たわみやひずみの分布状況からみて、弾性範囲内の載荷（ $P = 20 \sim 25 \text{ t}$ 程度以下）のもとでは荷重分配はよく行なわれており、したがって、通常の使用状態においては形鋼の存在により版の荷重分配性能が損なわれるようなことはないものと考

えられる。

(3) 荷重分配性能および断面性状

図 3.6 のたわみ曲面にみられるように、供試体 A も B も良好な荷重分配性能を示しており、等方性版理論による計算値によく近似している。

供試体 A、B のひずみとたわみの実測値を計算値と比較すると、少なくとも $P=20$ t 以下の荷重のもとではコンクリート全断面を有効とみなしたときの計算値にちかい挙動を示している（図 3.4、3.5、3.6）。ひずみやたわみの大きさは荷重の繰返し作用によって幾分変動はするがその量はわずかで、断面仮定のちがいによるひずみやたわみの差からみれば無視しうる程度である。これより少なくとも設計荷重程度の荷重の繰返し作用によっては断面性能はほとんど変化しないことがわかる。

(4) 現場打ち継手（中間支点上の）の性状

図 3.7 に、けた供試体 C の中間支点上の現場打ち鉄筋コンクリート継手は荷重の繰返し作用によってその性状が変化する傾向がうかがえる。この変化の程度は継手部鉄筋の定着長（継手部の巾）によって左右されるものと考えられる。現場継手部の巾を鉄筋の定着を十分ならしめるに必要な巾としないかぎり、版は単純版としての曲げモーメントを用いて設計しておくのが無難であろう。

中間支点上の現場継手の打継ぎ目にはひびわれが生じやすく、この供試体 C の場合には繰返し荷重によってひびわれ巾が増大するのが観察された。実橋ではこのようなひびわれは舗装にも影響をおよぼすと考えられるので、このような継手部には防水工を施すなどの処置が必要と考えられる。

(5) 支持けたへの取付け部の挙動

支持けたへの床版の固定は U 形スプリングを介して高力ボルトで取付ける方式がとられた（図 3.1）が、今回の試験では床版支持けたは剛な支持台の上に直接のせてあり、支持けた自体が荷重によって自由にたわむ状態ではなかったため、繰返し載荷試験中に取付け部は事実上ほとんど繰返し変位をうけていない。したがって、実橋におけるような支持けたが自由に変位する状態での取付け部の安全性・安定性については、この試験ではたしかめられていない。

3.6 結 論

ここに試験を行なった供試体 A、B のようなプレキャスト鉄筋コンクリート床版について、試験の結果をたしかめられたおもな事項をまとめるとつぎのとおり。

(1) この試験に用いたような載荷条件のもとでは、 $2.52\text{m} \times 6.60\text{m}$ のパネルを 1 枚ものとして製作した版 (A) および 3 個の小型パネルを連結してこの大きさのパネルとしたもの (B) の静的および繰返し耐荷力はいずれも十分満足すべきもので、これら 2 種類の版の強度上、性能上の優劣は認めがたい。しかし、小パネル連結方式の版 (B) については、パネル連結部（継手部）またはその近くに荷重が作用したときの継手の繰返し荷重に対する強度についてはこの試験ではたしかめられていないので、この点については別途実験的にたしかめる必要がある。

(2) 鉄筋コンクリート形式による中間支点上の現場継手は、鉄筋の定着長が十分でないときは荷重の繰返し作用によって継手効率が減少するので、継手巾のせまい（したがって、鉄筋定着長が十分にとれない）現場継手をもつ連続版の設計には単純版としての曲げモーメントを用いておくのが安全である。

(3) プレキャストコンクリート床版のユニットを並べ、支持けた上を現場打ちして連続的な床版とする場合、中間支点上の負モーメントによる版上面のひびわれは避けがたいと思われ、その影響は舗装にもおよぶことが考えられる。かかるひびわれに対する対策を考えておく必要がある。

(付記) この形式の床版の施工性については、本供試体製作を通じて本四事務所により調査が行なわれた。ここに試験したような版について、強度的には十分満足しうるものであることがたしかめられたが、このような版についてさらに改良の余地があると思えば、主として施工性の面からの要求によるところが大きいものと考えられる。

4. コンクリート充填鋼格子床版

4.1 設 計 法 (案)

(1) 概 説

鋼道路橋設計示方書(以下「鋼示」と略称) 19 条の鉄筋コンクリート床版に対する活荷重曲げモーメント計算式が対象としている床版は最小有効厚さが 11 cm, 総厚は少なくとも 14 cm で, かつ 5 cm 厚程度の舗装があるものとしているのに対し, コンクリート充填鋼格子床版は版厚がうすいうえに厚さ 2 ~ 3 cm の薄層舗装が用いられる場合を考えると, 床の厚さは鋼示で考えられているものよりかなり薄くなり, それだけ輪荷重の分散範囲が減少するので, 作用モーメントは鋼示が対象としている床版の場合よりも大きくなる。そこで, 本床版については鋼示のモーメント算式の根拠となっている原式にさかのぼって版厚の影響を考慮した理論値を求め, 鋼示の式で考えている程度の余裕を見込んで実用計算式を求めることとする。

(2) 活荷重曲げモーメント

1) 計算式 (18), (19)

相対する 2 辺が単純支持される無限巾を有する 1 方向版の曲げモーメントは次式で与えられる (図 4.1 参照) :

$$\eta \leq v : \begin{cases} M_x = \frac{pl}{\pi^2} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m^2} \sin \frac{m\pi\xi}{l} \sin \frac{m\pi u}{l} \sin \frac{m\pi x}{l} \left\{ \left(\frac{2l}{m\pi} + (1-\nu)(\eta-v) \right) e^{\frac{m\pi(\eta-v)}{l}} - \left(\frac{2l}{m\pi} + (1+\nu)(\eta+v) \right) e^{-\frac{m\pi(\eta+v)}{l}} \right\} \\ M_y = \frac{pl}{\pi^2} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m^2} \sin \frac{m\pi\xi}{l} \sin \frac{m\pi u}{l} \sin \frac{m\pi x}{l} \left\{ \left(\frac{2\nu l}{m\pi} - (1-\nu)(\eta-v) \right) e^{\frac{m\pi(\eta-v)}{l}} - \left(\frac{2\nu l}{m\pi} - (1-\nu)(\eta+v) \right) e^{-\frac{m\pi(\eta+v)}{l}} \right\} \end{cases}$$

$$\eta = 0 : \begin{cases} M_x = \frac{2pl}{\pi^2} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m^2} \sin \frac{m\pi\xi}{l} \sin \frac{m\pi u}{l} \sin \frac{m\pi x}{l} \left\{ \frac{2l}{m\pi} - \left(\frac{2l}{m\pi} + (1-\nu)v \right) e^{\frac{m\pi v}{l}} \right\} \\ M_y = \frac{2pl}{\pi^2} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m^2} \sin \frac{m\pi\xi}{l} \sin \frac{m\pi u}{l} \sin \frac{m\pi x}{l} \left\{ \frac{2\nu l}{m\pi} - \left(\frac{2\nu l}{m\pi} - (1-\nu)v \right) e^{\frac{m\pi v}{l}} \right\} \end{cases}$$

ただし, $2u$: 荷重分布長, $2v$: 荷重分布巾, c : 注目点,
 x, y : 直交座標, x は主方向, y はその直角方向,
 η : 分布荷重中心から注目点 c までの y 方向距離,
 ξ : 単純支持縁から分布荷重中心までの x 方向距離,
 l : 版の支間, p : 分布荷重の荷重強度,
 ν : ポアソン比 (0.15)

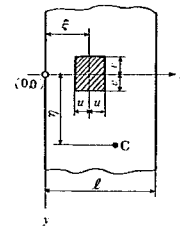


図 4.1 版モーメント計算の諸量の定義

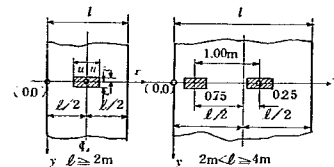


図 4.2 T 荷重によるモーメントを求めるための載荷状態の一例

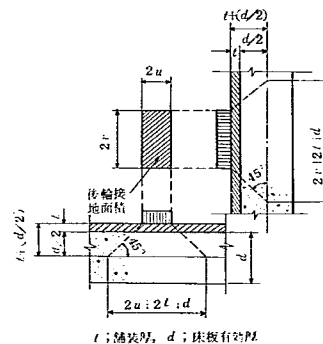


図 4.3 輪荷重分布の假定

2) 床厚(床版厚+舗装厚)と最大モーメントとの関係

図4.2のようにT荷重の載荷を考え、輪荷重接地面積 $20 \times 50 \text{ cm}$ の拡散を図4.3のように仮定し、さらにポアソン比 ν は鉄筋コンクリートに対する値0.15として、上式より各種の〔舗装厚+ $d/2$ 〕値に対する単位荷重当り・床版巾1m当りの曲げモーメントを求めると、 M_x については図4.4のようになる。つぎに、各種支間に対する版厚をtrialで求め、その結果と図4.4とから $M \sim l$ 関係を求めると、図4.5または表4.1のようになる。表4.1のモーメントは理論値に対して約10%の余裕をみたものである。なお、このモーメント実用計算式は1案であり、他形式床版の設計曲げモーメントとの関連もあって、設計モーメントについてはなお検討中である。

3) 断面算定

表4.2のような設計条件について試算する。図4.6のような部材構成を考え、主方向については図4.7のように簡略化した断面について、連続版の支間部および支点部に等値異符号の曲げモーメントが作用したとき支間部と支点部の危険断面において引張鋼材および圧縮縁コンクリートが同時にそれぞれの許容応力度に達するような釣合断面を求めると、I形鋼の上・下フランジ断面積 A_U 、 A_L は次式で与えられる：

$$A_U = \frac{m^2 B H \{ 2qH \{ 1 - (1-q)(1-m) \} - (1+q^2) a_2 \}}{2n \{ 1-m(1+q) \} \{ 2qH - (a_1 + a_2) \}}$$

$$A_L = \frac{m^2 B H \{ 2qH \{ 1 - (1-q)(q+m) \} - (1+q^2) a_1 \}}{2n \{ 1-m(1+q) \} \{ 2qH - (a_1 + a_2) \}}$$

表4.2、図4.6の諸量を用い、上・下フランジの巾厚比をかりに $b_1 : a_1 = 1 : 0.7$ 、 $b_2 : a_2 = 4.5 : 1$ として $H = 10 \sim 18 \text{ cm}$ の範囲について上式より所要フランジ断面積を求めると、図4.8のようになる。図4.9はこのようにして求めたI形鋼断面の一例である。

以上は主方向であるI形鋼方向の設計についてのべたが、I形鋼に直角な方向についてもまったく同様な方法で、横方向曲げモーメント M_y にもとづいて算定し、所要の横部材断面を決定すればよい。

このようにして得られる完成断面について版厚と適用支間との関係を求めると図4.10のようになる。また、

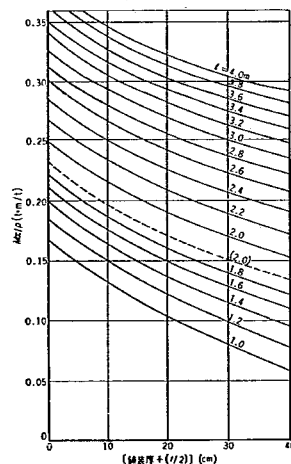


図4.4 主鉄筋が車両進行方向に直角な床版の場合の M_x

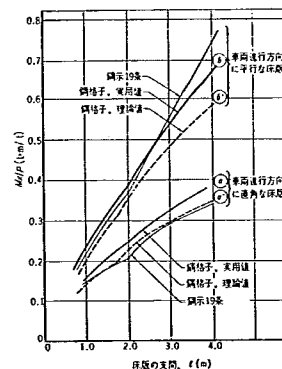


図4.5 $M \sim l$ 関係

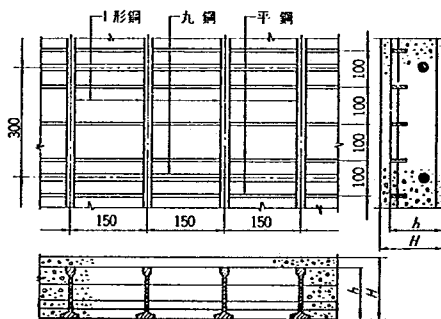


図 4.6 試算の対象とした床版

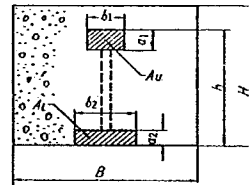


図 4.7 概略断面

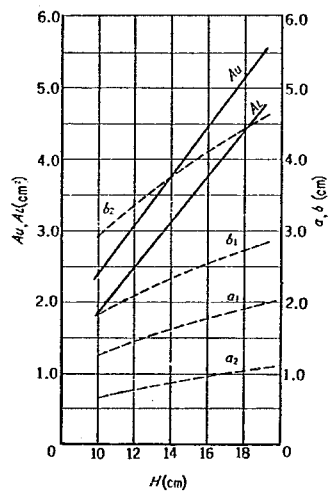
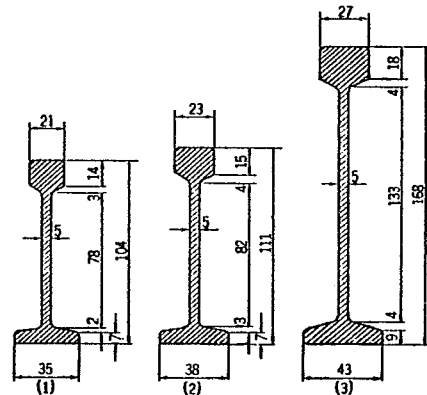


図 4.8 所要フランジ断面積



番 号	床 版 の 方 向	適用支間 (m)
(1)	車両進行方向に直角	1.8 以下
(2)	〃	2.5 〃
(3)	〃 平行	3.0 〃

図 4.9 本設計法によって求めた
I 形鋼断面の一例

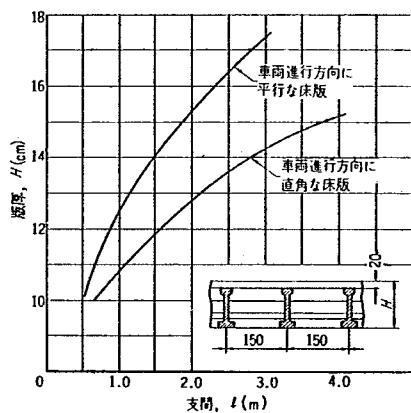


図 4.10 支間と版厚との関係

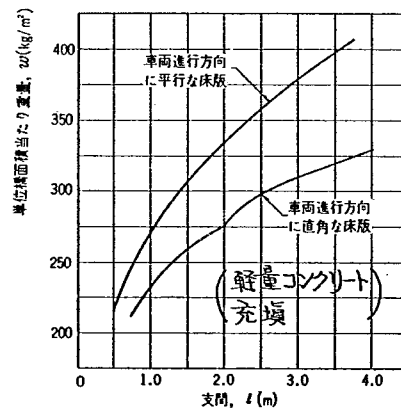


図 4.11 床版の重量

表 4.1 曲げモーメント実用計算式(案)

版の区分	適用支間 (m)	床 版 の 主 方 向	
		車 両 進 行 方 向 に 直 角	車 両 進 行 方 向 に 平 行
単 純 版	$l \leq 2$	$\pm \frac{0.25Pl}{0.4l + 1.2}$	$\pm \frac{0.25Pl}{0.2l + 0.9}$
	$2 < l \leq 4$	$\pm \frac{0.25Pl}{0.3l + 1.4}$	$\pm \frac{0.25Pl}{0.1l + 1.1}$
連 続 版	$l \leq 2$	$\pm \frac{0.2Pl}{0.4l + 1.2}$	$\pm \frac{0.2Pl}{0.2l + 0.9}$
	$2 < l \leq 4$	$\pm \frac{0.2Pl}{0.3l + 1.4}$	$\pm \frac{0.2Pl}{0.1l + 1.1}$

- 但 1. (H)は支間曲げモーメント, (I)は支点曲げモーメント。
 2. 連続版の値は単純版の80%。
 3. P は自動車の1後輪荷重(kg)。モーメントの単位はkg-m。
 4. 本計算式についてはさらに検討中。

表 4.2 試算に用いた設計条件

(1) 活 荷 重	T-20 (1等橋), 衝撃係数: $i = 20/(50+l)$		
(2) 支持条件, 支間	連続版, $l \leq 4.0\text{m}$		
(3) 活荷重 モーメント	表4.1の単純版としての値の90%		
(4) 使用材料および 許 容 応 力 度	鋼 材	SS 41, $\sigma_{sa}=1,400\text{kg/cm}^2$	$n = 15$
	コンクリート	軽量コンクリート, $\sigma_{ca}=60\text{kg/cm}^2$, $w = 1,650\text{kg/m}^3$	
(5) 部 材 構 成	図4.6 上置コンクリート厚: 2cm		
(6) 断 面 算 定 法	鋼材は死活荷重を, コンクリート (圧縮断面)は活荷重のみを受けるとして, 通常のRCの計算		

単位面積当り床版重量は図4.11のようである。

4.2 コンクリート充填鋼格子床版の実験

(1) 4.1の設計法の検証実験

1) 概要: 横部材として平鋼のみを用いたものと, 平鋼と棒鋼とを併用したものの2種について, 巾2.0 m, 支間 $2 \times 1.8 = 3.6$ mの2径間連続版供試体について静的載荷実験を行なった。これら2種についての実験結果は大同小異であったので一例として後者の場合(図4.12)の結果を示す。

2) 結果: I形鋼のひずみ測定結果の一例を図4.13に, 荷重~ひずみ, 荷重~たわみ関係を図4.14に示す。これらより, 4.1の設計法で設計された断面は各部が効率よく作用する釣合のとれた経済的断面であること, 版の挙動は版理論値とよく合うこと, また, 少なくとも設計荷重の2倍程度以下の荷重に対しては弾性的に挙動することがたしかめられた。

なお, $P = 62 \text{ t}$ において載荷版直下のコンクリートに深さ5 mm程度の陥没を生じたが, ほかに異状はなく, I形鋼が破断して最終的な破壊状態を呈したのは $P = 120 \text{ t}$ においてであった。

(2) 継手および取付け部の強度に関する実験

実験を行なった供試体の種類を表4.3に示す。それらの疲労実験結果を表4.4に示す。この実験に用いた供試体は, 横部材は異形棒鋼のみからなるものであるが, これは当初の平鋼を用いた構造は組立ての必要上平鋼にどうしても切欠きを設ける必要があり, これが著しく疲労強度を低下させる原因となるため, 疲労強度改善のため, 横部材の平鋼を比較的疲労に関して問題の少ない棒鋼にかえたものである。

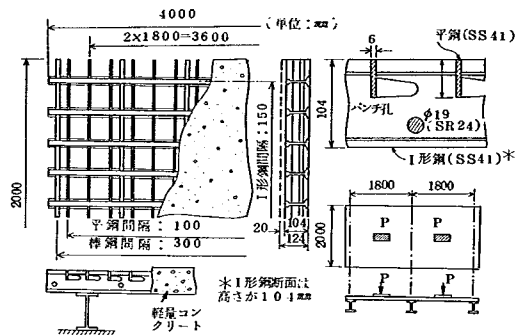


図 4.12 検証実験供試体概要

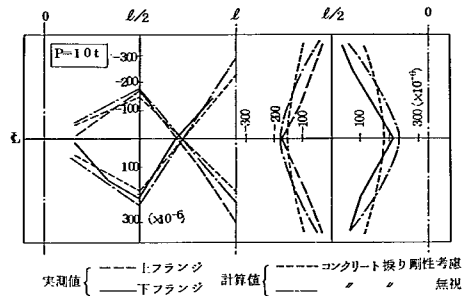
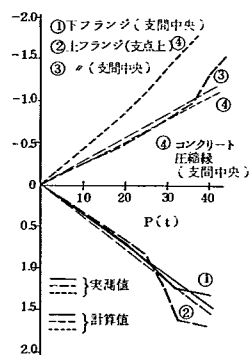
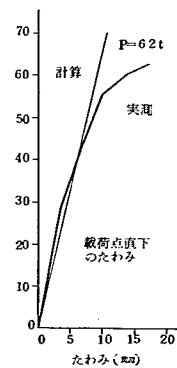


図 4.13 I 形鋼のひずみ分布



(a) 荷重～ひずみ



(b) 荷重～たわみ

図 4.14

以下、各供試体の実験結果について略述する。

1) I 形鋼の継手

供試体 1-1 : I 形鋼の上・下フランジを突合せ溶接したもの。

〔1-1-1〕は $\sigma_t = 1,840 \text{ kg/cm}^2$ (計算応力) を上限とする繰返しにより $N = 1.7 \times 10^5$ 回で、また〔1-1-2〕は許容応力度 $1,400 \text{ kg/cm}^2$ を上限とする繰返しにより $N = 1.1 \times 10^5$ 回で、いずれもフランジ突合せ溶接部で破壊。疲労クラックは溶着金属を横断するかまたは溶着金属と母材との境界部に沿って発生、溶着金属中にブローホールがあるときは、クラックはブローホール間を短絡する線に沿って発生。

供試体 1-2 : 継手鉄筋を用いた鉄筋コンクリート構造。

繰返し载荷の上限荷重は継手鉄筋 SD35 (当初設計は SD24 であったが、SD24 が入手困難なため SD35 に変更) に対する土木学会・鉄筋コンクリート示方書に示された疲労を考慮した場合の許容応力度 $1,800 \text{ kg/cm}^2$ を基準に、その 10% 増しの $1,980 \text{ kg/cm}^2$ となるように定めた。610~ $1,980 \text{ kg/cm}^2$ の応力振巾による 2×10^6 回の繰返し载荷では異状を生じず、ひきつづいての 610~ $2,950 \text{ kg/cm}^2$ (上限値を 50% 増し) の応力振巾による、 $10^6 \sim 1.5 \times 10^6$ 回の追加で繰返しでも疲労破壊を生じなかった。载荷の初期に発生したコンクリート引張側のひびわれはこれらの载荷中にわずかに進行したが、コンクリート圧縮縁で実測したひずみの大きさはほとんど変化していない。この第 1 段階の繰返しにおける上限応力はこの供試体に使用した継手鉄筋の実強度の余裕 (規格最小降伏強度 $\sigma_y = 3,500 \text{ kg/cm}^2$ に対し実降伏強度は $\sigma_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$ で、規格値の 14% 増し) に等しい割合で許容応力度を割増したときの値 ($2,050 \text{ kg/cm}^2$) にほぼちかい大きさであり、また第 2 段階の繰返しにおける上限応力はこの継手鉄筋の実降伏強度の 74% に相当するものであることを考えると、かりに継手鉄筋の降伏強度が規格最小値に等しい場合でも、少なくとも許容応力度を上限とする繰返しに対しては疲労破壊の不安はないものと考えられる。

供試体 1-3 : 溝形鋼と高力ボルトを用いた添接。

繰返し载荷の上限荷重は〔1-2〕の場合に合せて $P = 6.3 \text{ t}$ とした。その際の添接溝形鋼の応力度はその許容応力度、 $1,400 \text{ kg/cm}^2$ に対し、第 1 段階の繰返し载荷時には上限が $1,240 \text{ kg/cm}^2$ (実測最大応力度は溝形鋼上・下縁において絶対値で $930 \sim 1,070 \text{ kg/cm}^2$) で、約 2.2×10^6 回の繰返しまでには異状が認められなかった。しかし、上限応力を 50% 増しの $1,850 \text{ kg/cm}^2$ (実測最大応力度は、引張縁で $1,200 \sim 1,410 \text{ kg/cm}^2$ 、圧縮縁で $1,290 \sim 1,740 \text{ kg/cm}^2$) とした第 2 段階の繰返し载荷により、1-3-1 は追加の繰返し数 3.7×10^5 回で I 形鋼に疲労破壊を生じ、また 1-3-2 は追加の繰返し数 7×10^4 回で I 形鋼および添接溝形鋼の双方に疲労破壊が生じた。ただし、添接形鋼の内側の I 形鋼ウェブは外から観察できなかったため、クラックはもっと少ない繰返し数で発生したと考えられるがその繰返し数は明らかでない。

上述のように、供試体の破壊は継手部以外の I 形鋼本体にも生じており、この点から、この I 形鋼自体が疲労に対して欠陥をもっていたといえ、したがって、供試体〔1-3〕の継手部の強度が十分に確められたとはいえない。I 形鋼が疲労破壊したのはパンチ孔の配置が適切でなく、パンチ孔とパンチ孔の間の充腹部が 10 mm しかなかったため、その部分に多くクラックを生じた。これは、パンチ孔の大きさや間隔を改善することでその疲労強度も改善されるものと考えられる。

I 形鋼の継手の強度に関するまとめ

1) 疲労強度からみた 1-1, 1-2, 1-3 の 3 種の細目の優劣は、疲労強度のすぐれている順に① 1-2, ②

1-3, ③1-1である。

ロ) 1-1はとくに疲労強度が低く、強度のばらつきも大きい。しかし、溶接施工に十分な注意を払うことによって、強度はある程度改善されるものと思われる。1-3は、I形鋼本体に弱点があったため、その継手としての強度を十分にたしかめ得なかったものの、継手部、とくに添接板にも疲労破壊が生じていることから、継手部は開口部が集中するため（パンチ孔、横鉄筋を通すための孔に加えて添接のためのボルト孔が加わる）、許容応力程度の作用応力でも応力集中による疲労破壊の危険があると考えられる。

1-2は疲労強度にはまったく不安がない。

ハ) このような継手の施工性について考えると、1-1、1-3の各方式では継手部に許容しうる施工誤差は数ミリのオーダーにおさえられるのに対し、1-2はこのような施工誤差にとくにしばられることはなく、逆に、パネルごとに生ずる寸法誤差の逃げる継手部にとることができる。以上のことから、施工性の点でも1-2の方式がすぐれている。

ニ) 以上より、I形鋼の継手方法は、1-2（継手鉄筋を挿入し、充填コンクリートとともに鉄筋コンクリート断面として設計する方式）がこれら3者の中では最善であると判断される。

2) 横部材（棒鋼SD30使用）の継手

供試体2-2-1, 2-2-2：当て板溶接継手を用いたもの

横鉄筋の許容応力度 $1,400 \text{ kg/cm}^2$ を上限とする繰返し応力を与えた場合、大部分は $1.7 \times 10^5 \sim 2 \times 10^6$ 回で疲労破壊。供試体により破壊までの繰返し数のばらつきが大きい。破壊はすべて当て板の終端部に発生しているところから、この部分の断面急変にともなう応力集中が疲労強度を低下させているものと考えられる。

供試体2-3：鉄筋かさね溶接継手を用いたもの

鉄筋の許容応力度の25~43%増しを上限とする繰返しでは、ほとんどが $2 \times 10^6 \sim 3 \times 10^6$ 回程度で疲労破壊しているが、許容応力度程度を上限とする繰返しに対してはほとんど疲労破壊の不安はないものと推察される。同じ溶接を用いた継手でも、2-2の形式よりも疲労強度ははるかに良好である。しかし、2-4の溶接を用いないものの疲労強度よりは明らかに乏る。

供試体2-4-1, 2-4-2：鉄筋かさね継手（溶接使用せず）を用いたもの

鉄筋の許容応力度の24~64%増しを上限とする 2×10^6 回以上の繰返しで疲労破壊を生じていない。まして、許容応力レベルを上限とする繰返し応力に対しては疲労破壊の不安はまったくないといえる。

横部材（棒鋼使用）の継手の強度に関するまとめ

イ) 疲労強度からみた2-2, 2-3, 2-4の3種の細目の優劣は、疲労強度のすぐれている順に①2-4, ②2-3, ③2-2である。

ロ) 2-2は疲労強度はとくに劣り、供試体による強度のばらつきが大きい。2-3は、許容応力度程度の応力を上限とする繰返し応力に対してはほとんど不安はないと思われるが、2-4よりは劣る。2-4は疲労強度に関しては問題ない。

ハ) これらの施工性については、溶接を用いない2-4の形式がもっとも容易で、溶接を用いる2-2, 2-3に起りがちな施工むらによる強度のばらつきも起りにくく、信頼性も高いと考えられる。

ニ) 以上より、溶接を用いない鉄筋のかさね継手（2-4）がここに比較した3種の中では最善であると判断される。

される。

3) 支持げたへの取付け部

供試体 3-1-1, 3-1-2 : I 形鋼をすみ肉溶接により支持げたフランジに取付けたもの

〔3-1-2-1〕, 〔3-1-2-2〕は, 支持げたへの取付けの溶接部ではなく, 中間支点上の I 形鋼の上側の横方向鉄筋との溶接部にクラックが生じて破断した。〔3-1-2-3〕および〔3-1-2-4〕では I 形鋼と横方向鉄筋との溶接をできるだけ簡単なものとした結果, $1,510 \text{ kg/cm}^2$ を上限とする応力振巾の繰返しに對し 2×10^6 回以上安全に耐えることがたしかめられた。これより, I 形鋼への横鉄筋の溶接はその施工管理に注意すれば疲労による溶接部のクラックを防止することができるといえる。

〔3-1-2-4〕は支持げたへのすみ肉溶接部に疲労クラックを生じた。中間支点上の I 形鋼の下側部分は圧縮応力をうけるはずのところであるが, 支持げたへの溶接部には溶接による大きな引張残留応力が存在していたと考えられ, これに載荷にともなう圧縮応力が付加されて, 結果的には引張域の繰返し応力となって作用し, そのため疲労クラックが生じたものとも考えられる。

供試体 3-2-1, 3-2-2 : 金具を用いて I 形鋼を支持げたのフランジに取付けたもの

〔3-2-1〕は, 設計においては合成げたとは考えていないが, 当初床版とけたとは合成作用を示していたものが繰返し載荷を開始して間もなく床版とけたとの間にすべりが生じ, 合成作用が低下するのが認められた。またすべり量の大きい支点上の取付け金具にはせん断力の集中してクラックが生じた。これより, この種の取付方法は, 合成げたとして設計するには不完全であり, また, 非合成として設計してもせん断力集中による疲労破壊の危険のあることがたしかめられたわけで, 金具の形状等についてさらに検討が必要と考えられる。

供試体 3-3 : スタッドジベルを用いたもの

I 形鋼の許容応力度 $1,400 \text{ kg/cm}^2$ を上限とする 2.2×10^6 回前後の繰返し載荷では異状を生じなかったの上限応力を 50% 増しして追加の繰返しを行なったところ, 1 体は追加繰返し数 7.3×10^5 回で, もう 1 体は 1.15×10^6 回で I 形鋼が破断したため, 取付け部の強度を十分確かめるまでにいたらなかった。I 形鋼はコンクリート中にあって外から観察することができなかったためクラックが生じはじめたときの正確なくり返し数は明らかでないが, たわみ量の変化からみて〔3-3-1〕は追加の繰返し数 5×10^5 回までに, 〔3-3-2〕は同じく 1×10^6 回までに I 形鋼にクラックが生じたものと推定される。

以上より, スタッドジベルを用いた取付け部は, 少なくとも許容応力度程度を上限とする繰返し応力に対しては満足すべき強度をもっているといえよう。ただし, スタッドを支持げたの負モーメント域にも用いようとする場合にはスタッド溶植がけたの強度におよぼす影響についてあらかじめたしかめておく必要があると思われる。

供試体 3-4 : スラブ止め鉄筋を用いたもの

供試体の支持げた自体の欠陥のため, 繰返し載荷を途中で中止したが, その段階で判断するかぎり, この方式の疲労強度は十分なものと考えられる。従来の現場打ち鉄筋コンクリート床版(非合成)に用いられてきた経験からも, 信頼性があるといえよう。

支持げたへの取付け部の強度の関するまとめ

- 1) 疲労強度に関して 3-3 (スタッドによるもの) および 3-4 (スラブ止め鉄筋によるもの) が 3-1 (溶接によるもの) や 3-2 (金具によるもの) よりもまさる。

- ロ) 施工性の点でも、3-3、3-4は3-1、3-2より容易であり、3-3、3-4では通常の現場打ち床版のように支持けた上にハンチを設けて床版のI形鋼を支持けたのフランジ面より浮かせることにより、I形鋼と支持けたとが直接接触することによる問題（接触面の不整合にともなう接触圧の不均等分布など）を解消することもでき、かつ任意の横断勾配にも適応することができて適用性が広いと考えられる。
- ハ) 以上より、支持けたへの取付け方法としては、スタッドジベルによる方法もしくはスラブ止め鉄筋による方法が妥当と考えられる。ただし、スタッドによる方法の場合、ジベルを支持けたの負モーメント域にも用いるときはスタッド溶植がけたの強度におよぼす影響についてあらかじめ調査しておく必要があろう。

(3) 実橋に試用したコンクリート充填鋼格子床版における載荷実験

日本道路公団・関門架橋工事々務所により、試験橋に施工された床版について載荷試験が行なわれた（載荷試験の技術指導と試験結果の解析は土木研究所が担当。参考文献16）参照）。

その結果、4.1の設計法で設計した床版は、実際の自動車荷重のもとでほぼ期待どおりの荷重分配性能と断面応力分布状態を示して、この設計法が妥当であることが検証された。詳細は、参考文献16）参照。

4.3 コンクリート充填鋼格子床版設計法推奨案

4.1の設計法の研究と4.2のその検証実験ならびに設計細目に関する実験の結果から、現時点において推奨する本形式床版の設計法を要約すると表4.5のとおりである。

表 4.3 継手および取付部の強度に関する実験-供試体の種類

I 形鋼の継手		横部材(棒鋼)の継手		支持台への取付け方法	
番号	継手方法	番号	継手方法	番号	取付け方法
1-1	突合せ溶接	2-1	継手なし	3-1	溶接
1-3	添接板+高力ボルト	2-2	添板溶接	3-2	金具
1-2	鉄筋	2-3	かさね溶接	3-3	スタッドジベル
		2-4	鉄筋かさね継手(非溶接)	3-4	スラブ止め鉄筋

表 4.4 (1) I 形鋼の継手の疲労強度

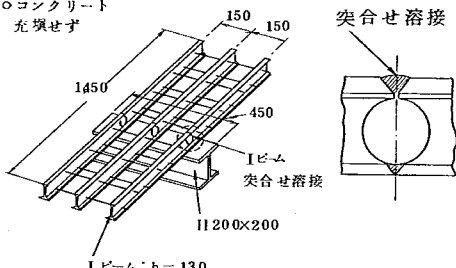
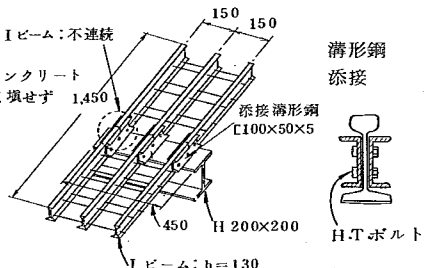
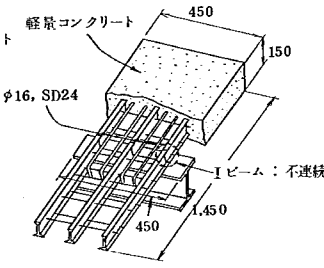
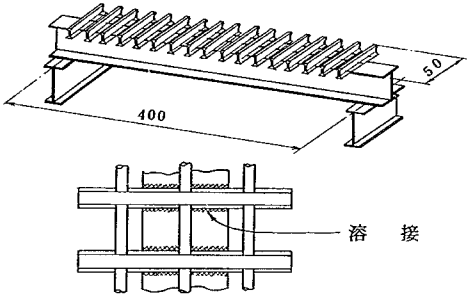
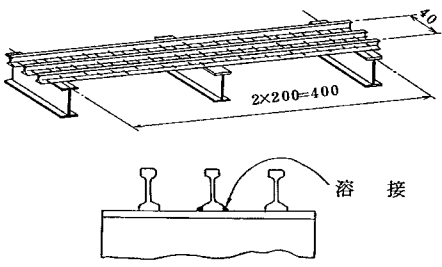
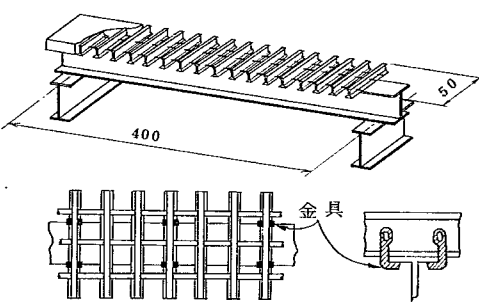
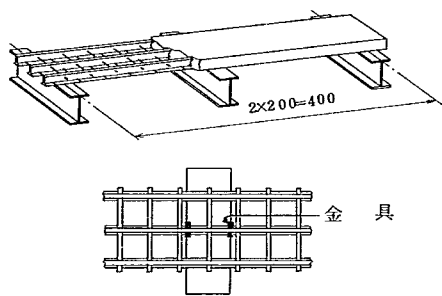
番号	供 試 体 概 要	$\sigma_{\min} \sim \sigma_{\max}$ (kg/cm ²)		繰返し載荷数 N (回)	摘 要	
1-1	 ○コンクリート 充填せず 1450 150 450 I 200×200 I 継手 突合せ溶接 I 継手: h=130	1	440~1,840*	×170,000	破断(突合せ溶接部)	
		2	440~1,400*	×110,000	破断(突合せ溶接部)	
		*I 継手引張 縁の応力				
1-3	 I 継手: 不連続 ○コンクリート 充填せず 1450 150 450 添接溝形鋼 100×50×5 H 200×200 I 継手: h=130 溝形鋼 添接 H.T. ボルト	1	① (I) 390~1,240*	〇(2,210,000)	異状なし	
			② (I) 390~1,850*	×2,580,000*	破断 (I 形鋼)	
		2	① (I) 390~1,240*	〇(2,180,000)	異状なし	
			② (I) 390~1,850*	×2,240,000*	破断 (添接溝形鋼)	
		*溝形鋼の上縁 (+)および下縁 (-)		**①からの累計 繰返し数		
1-2	 ○コンクリート 充填 軽量コンクリート φ16, SD24 I 継手: 不連続 450 150 450 継手鉄筋, Dφ16 (SD24)	1	① (鉄筋) 610~1,980	〇(2,240,000)	破断せず	
			② (鉄筋) 610~2,950	〇3,270,000*	破断せず	
		2	① (鉄筋) 610~1,980	〇(2,000,000)	破断せず	
			② (鉄筋) 610~2,950	〇3,510,000*	破断せず	
				*①からの累計繰 返し数		

表 4.4 (2) 横部材 (銅棒使用) の継手の疲労強度

番号	供 試 体 概 形	$(\sigma_s)_{min} \sim (\sigma_s)_{max}$	N (回)	摘 要	番号	供 試 体 概 形	$(\sigma_s)_{min} \sim (\sigma_s)_{max}$	N (回)	摘 要
2-1	横鉄筋, 継手なし	① 240 ~ 1,400	° (2,214,000)	横鉄筋 破断せず	2-4-1	かさね継手; 溶接使用せず	① 460 ~ 1,900	° (2,120,000)	
		② 240 ~ 2,320	° 4,314,000	横鉄筋 破断せず			② 460 ~ 2,300	° 4,140,000	破断せず
		① 240 ~ 1,400	° (2,480,000)	横鉄筋 破断せず			2 460 ~ 2,300	° 3,510,000	破断せず
		② 240 ~ 2,320	× 3,244,000	破断			3 460 ~ 2,600	° 2,060,000	破断せず
2-2-1	溶接	① 240 ~ 1,400	° (2,022,000)	破断せず	2-4-2	かさね継手; 溶接使用せず	① 340 ~ 1,340	° (2,170,000)	
		② 240 ~ 2,320	× 2,438,000	破断			② 340 ~ 1,730	° 4,360,000	破断せず
		2 240 ~ 1,800	× 1,016,000	破断			① 340 ~ 1,340	° (2,170,000)	
		3 240 ~ 1,600	° 2,163,000	破断せず			② 340 ~ 1,730	° 4,360,000	破断せず
2-2-2	溶接	① 240 ~ 1,400	° (176,000)		2-3	単純支承	1 250 ~ 1,250	° 2,631,000	破断せず
		② 360 ~ 1,400	× 907,000	破断			2 250 ~ 1,250	° 2,832,000	破断せず
		2 240 ~ 1,400	× 176,000	破断			3 250 ~ 1,750	× 2,321,000	破断 (3本とも)
		3 240 ~ 1,400	× 2,038,000	破断			4 250 ~ 1,750	× 2,800,000	破断 (2本)
		4 240 ~ 1,400	× 765,000	破断			5 250 ~ 2,000	° 3,150,000	破断せず
		5 240 ~ 1,210	× 1,150,000	破断			6 250 ~ 2,000	× 3,310,000	破断 (1本)

表 4.4 (3)支持けたへの取付け部の疲労強度

番号	供 試 体 概 形	番号	$\frac{\sigma}{\sigma_y}$ min ~ max	N (回)	摘 要
3-1-1		1	129 ~ 1,400	$\times 1,622,000$	破断 (支間中央部溶接箇所)
		2	129 ~ 1,400	$\times 1,511,000$	破断 (支間中央部溶接箇所)
3-1-2		1	323 ~ 1,510	$\times 750,000$	破断 (中間支点上 I 形鋼溶接部)*
		2	323 ~ 1,400	$\times 1,760,000$	破断 (中間支点上 I 形鋼溶接部)*
		3	216 ~ 1,510	$\circ 2,319,000$	破断せず
		4	216 ~ 1,510	$\times 3,000,000$	破断 (中間支点上 I 形鋼溶接部)
3-2-1		1	151 ~ 1,205	$\times 1,582,000$	$\circ$ 床版とけたとの間にスベリ $\circ$ 取付金具にクラック
		2	121 ~ 1,205	$\times 1,145,000$	取付金具にクラック
3-2-2		1	309 ~ 1,504	$\times 3,548,000$	破断 (支間中央 I 形鋼)
		2	309 ~ 1,504	$\times 2,600,000$	破断 (支間中央 I 形鋼)

(表 4.4 (3) つづき)

番号	供 試 体 概 形		$(\sigma_s)_{\min} \sim (\sigma_s)_{\max}$	N (回)	摘 要
3-3		1	① 430 ~ 1,400 ② 430 ~ 2,100	° 2,240,000 × 2,970,000	破 断
		2	① 430 ~ 1,400 ② 430 ~ 2,100	° 2,130,000 × 3,280,000	破 断
3-4		1	114 ~ 1,400	° 953,000*	*けたの欠陥のため中止
		2	114 ~ 1,400	° 2,010,000*	*けたの欠陥のため中止

表 4.5 コンクリート充填鋼格子床版設計法提案

設計計算法	曲げモーメント	等方性版理論による M_x , M_y を用いる*	*設計曲げモーメントについては、なお検討中である。
	断面算定	通常の鉄筋コンクリート構造としての計算による	
設計細目	I 形 鋼 の 継 手	横 部 材 (棒 鋼) の 継 手	支 持 部 材 へ の 取 付 け
	鉄筋コンクリート構造 	かさね継手 (溶接は不可) 	①スラブ止め鉄筋による連結 ②またはスタッドによる連結 *けたの正モーメント域のみに適用

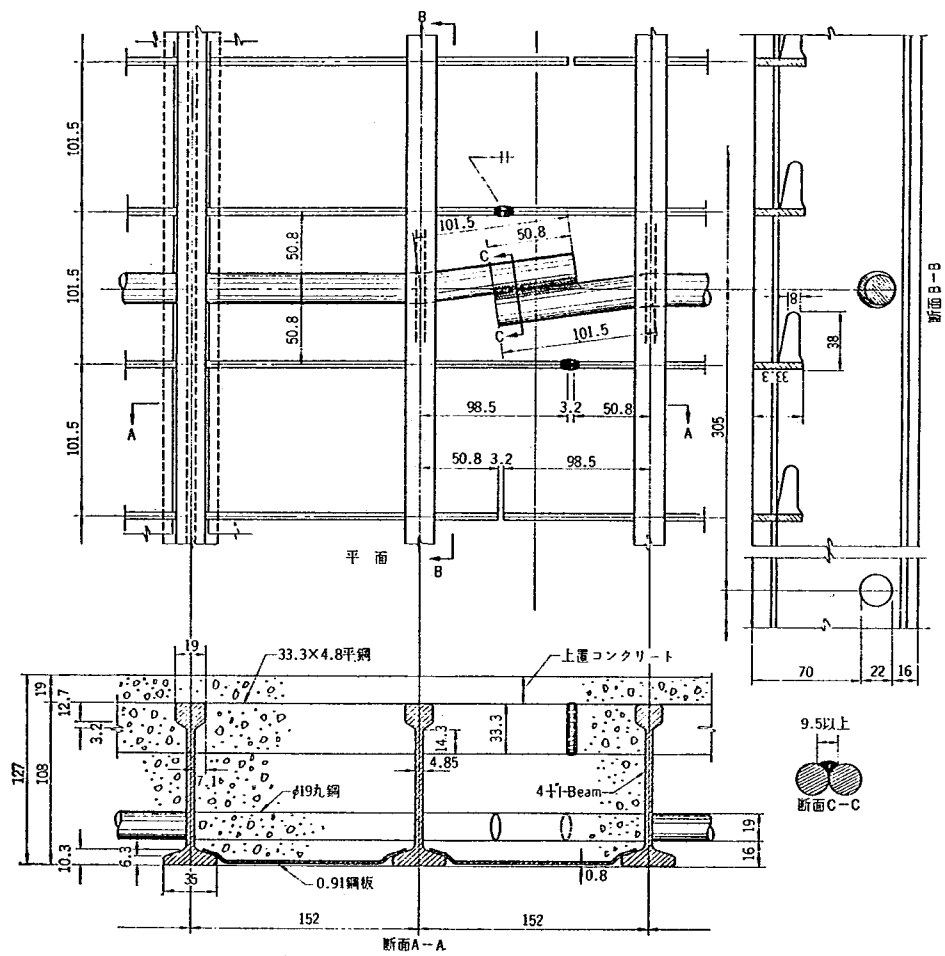


図 4.15 U S Steel 社の $4\frac{1}{4}$ " I Beam Lok

4.4 アメリカで用いられている鋼格子床版の例

US Steel 社が製造している I Beam Lok 床版の一例として、 $4\frac{1}{4}$ " I Beam Lok の構造を図 4.15 に、また、ベラザノ・ナロウズ橋に用いられている鋼格子床版の場合を図 4.16 に示す。

アメリカにおけるこの形式の床版の用い方の特徴として、I 形鋼や横部材の継手ならびに床版の支持けたへの取付けには溶接を用いていることがあげられる。

参 考 文 献

- 1) 昭和 38 年度・軽量床版調査概要報告、(本四・材料構造調査調査資料)，昭和 39 年 5 月，建設省土木研究所，
- 2) 多田安夫，太田実：道路橋用軽量床版の研究 — プレキャスト軽量鉄筋コンクリート床版 —，土木研究所報告(昭和 45 年 月)，
- 3) 多田安夫，太田実：車道用プレキャスト軽量鉄筋コンクリート床版(Ⅰ)，土木技術資料，Vol.7，Ⅱ6 (昭和 40 年 4 月号)，
- 4) 多田安夫，太田実：車道用プレキャスト軽量鉄筋コンクリート床版(Ⅱ)，土木技術資料，Vol.7，Ⅱ6 (昭和 40 年 6 月号)，
- 5) 多田安夫，太田実：車道用プレキャスト RC 床版の破壊試験，土木技術資料，Vol.7，Ⅱ9 (昭和 40 年 9 月号)，
- 6) 軽量床版資料(Ⅰ)，本四・材料構造調査調査資料Ⅱ29，昭和 39 年 9 月，建設省土木研究所，
- 7) 軽量床版資料(Ⅱ)，本四・材料構造調査調査資料Ⅱ43 (土木研究所資料第 26 号)，：花輪橋プレキャスト床版の挙動調査，昭和 40 年 4 月，建設省土木研究所
- 8) 多田安夫，太田実：プレキャスト RC 床版の破壊試験，第 8 回日本道路会議論文集，昭和 40 年 10 月，
- 9) 上吉野川橋予備調査プレキャスト床版試験・供試体による強度試験報告書，本四・材料構造調査調査資料Ⅱ59 (土木研究所資料第 533 号)，昭和 44 年 7 月，建設省土木研究所，
- 10) 太田実 他，：プレキャスト鉄筋コンクリート床版の破壊試験，土木技術資料(昭和 45 年 5 月号予定)，
- 11) I 形鋼格子床版設計資料(Ⅰ)，本四・材料構造調査調査資料Ⅱ52，軽量床版資料(Ⅳ) (土木研究所資料第 178 号)，昭和 41 年 4 月，建設省土木研究所，
- 12) I 形鋼格子床版設計資料(Ⅱ)，本四・材料構造調査調査資料Ⅱ55，軽量床版資料(Ⅴ) (土木研究所資料第 308 号)，昭和 42 年 4 月，建設省土木研究所
- 13) 鉄筋軽量コンクリート床版設計資料，本四・材料構造調査調査資料Ⅱ51，軽量床版資料(Ⅲ) (土木研究所資料第 117 号)，昭和 41 年 4 月，建設省土木研究所
- 14) 太田実，：コンクリート充てん鋼格子床版，橋梁と基礎，Vol.1，Ⅱ8 (昭和 42 年 8 月号)，
- 15) 太田実，：コンクリート充てん鋼格子床版の設計について，第 9 回日本道路会議一般論文集，昭和 44 年
- 16) 鋼格子床版に関する調査報告書(関門橋設計施工調査)，土木研究所資料第 560 号，昭和 45 年 2 月，建設省土木研究所
- 17) "Standard Specifications for Highway Bridges", 1969, American Association of State Highway Officials,
- 18) S. Timoshenko, : Theory of Plates and Shells, p.173
- 19) 田原保二，：鋼道路橋設計方書改正の要点，昭和 30 年土木学会夏季講習会パンフレット，昭和 30 年，土木学会，

5. 今後調査すべき問題点

2～4.に示した現在までの試験調査の結果から、今後さらに調査すべき問題点を抽出し、かつ吊橋への適用においてとくに問題となると思われる点をまとめると、つぎのようである：

(1) 吊橋用床版としての最適重量，所要剛度の問題

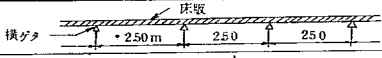
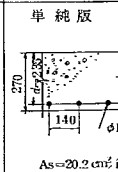
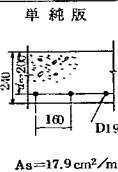
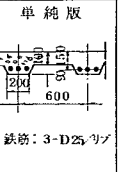
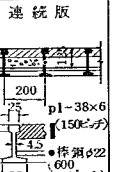
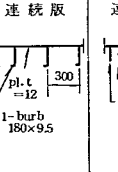
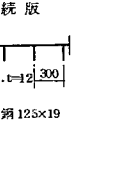
代表的な床版形式について重量比較のために行なった一試算例を表5.1に示す。これより、大まかにいって、鋼床版がとくに軽量であるほかは、プレキャスト軽量コンクリート床版、コンクリート充填鋼格子床版、コンポデッキ型床版等は、大同小異の重量になると考えられる。

つぎに、床版の剛性は床版の形式、鋼材比とその配置法，などによって差を生ずるが、版厚によって左右されるところが大きい。

しかるに、吊橋に用いる床版は、橋の耐風安定性の面から、あまり軽すぎるのは適当でなく、最適の重量というものがあるといわれ、また、風による横力を伝達するうえで床版がその一部を受けもつことを考えた場合、自ら、所要剛性というものがあるといわれる。

このような、吊橋用床版として要求される重量や剛性の問題は吊橋主構造としての問題であり、最適重量と所要剛性が与えられれば床版がそれらの条件をみたすべく設計することは比較的容易である。とくに、プレキャストRC床版、コンクリート充填鋼格子床版、あるいはコンポデッキ形式のものは重量と剛性をかなり自由に調整

表5.1 各種床版の重量の比較

設計対象	主鉄筋(主方向)が車両進行方向に平行な床版。 支間 2.50m						
							
床版形式	A. 現場打ち RC 床版		③プレキャスト軽量RC床版	C. コンクリート充填鋼格子床版		D. 鋼 床 版	
	A-1	A-2		C-1	C-2	D-1	D-2
使用材料の 許容応力度	$\sigma_{ca}=60\text{kg/cm}^2$ $\sigma_{sa}=1,400$	$\sigma_{ca}=80\text{kg/cm}^2$ $\sigma_{sa}=1,800$	$\sigma_{ca}=130\text{kg/cm}^2$ $\sigma_{sa}=1,800$	$\sigma_{ca}=90\text{kg/cm}^2$ $\sigma_{sa}=1,400$		$\sigma_{sa}=1,400\text{kg/cm}^2$	
断 面	単 純 版  As=20.2cm²/m	単 純 版  As=17.9cm²/m	単 純 版  鉄筋: 3-D25	連 続 版  鋼材: 1-38x6 コンクリート: 230	単 純 版  鋼材: 1-38x6 コンクリート: 230	連 続 版  鋼材: 1-38x6 コンクリート: 230	連 続 版  鋼材: 1-38x6 コンクリート: 230
単位床面積 当り重量*	600kg/m²	530kg/m²	300kg/m²	310kg/m² (鋼材: 80kg/m² コンクリート: 230)	330kg/m² (鋼材: 100kg/cm² コンクリート: 230)	150kg/m²	160kg/m²
備 考	○軽量鉄筋コンクリート: 2,200 kg/m³ ○実応力度 $\sigma_c=58\text{kg/cm}^2$ $\sigma_s=1,380$	○軽量鉄筋コンクリート: 2,200 kg/m³ ○実応力度 $\sigma_c=79\text{kg/cm}^2$ $\sigma_s=1,760$	○軽量鉄筋コンクリート: 2,200 kg/m³ ○実応力度 $\sigma_c=121\text{kg/cm}^2$ $\sigma_s=1,740$	○軽量コンクリート: 1,900 kg/m³ 鋼材: 7,850 ○実応力度 $\sigma_c=87\text{kg/cm}^2$ $\sigma_s=1,300$	○軽量コンクリート: 1,900 kg/m³ 鋼材: 7,850 ○実応力度 $\sigma_c=86\text{kg/cm}^2$ $\sigma_s=1,290$	○床版系のみを考慮 ○実応力度 $\sigma_s=-290$ $\sigma_s=892\text{kg/cm}^2$	○床版系のみを考慮 ○実応力度 $\sigma_s=-411$ $\sigma_s=1,300\text{kg/cm}^2$
形式(A-1) に対する重量比	1.00	0.88	0.50	0.52	0.55	0.25	0.27

* 舗装重量はふくまない。

することができる。

したがって、この問題については、版自体の問題としてとくに究明すべき点はないといえよう。

(2) 床版の設計・施工上の問題点

1) 設計モーメントについて

各床版形式ごとに、もっとも合理的な設計モーメントを与え、かつそれで設計された床版に、ほぼ同程度の安全性を与えうるように、床版全般にわたる設計モーメントの体系づけを行なう必要があると思われる。

2) 最適工法の総合的判断について

一例として、現場における床版工事を乾式と湿式およびその中間的なものとに区分して代表的な床版形式のパターンを例示すると表5.2のようである。また、これらのおおのの長所と短所を比較すると表5.3のようである。これらの表においてはコンクリートを主体とする形式のみを考え、これらとは異質な鋼床版形式は除外した。

表5.3に示すとおり各工法、各形式にはそれぞれ一長一短がある。施工速度を重視して、完全もしくは準DRY工法を用いようとすれば継手や取付け方法に問題が残し、継手や取付けを容易かつ確実に施工しようとすればそれだけ施工速度が犠牲になる。

個々の床版形式について、より完全な設計法・設計細目を追究することはもとより重要ではあるが、同時に他形式との関連を考慮してできるだけその形式の特質を活かすような方向に、また常に工費との関係を顧慮しつつ、もっとも合理的かつ経済的な工法を追究してゆくことが必要と思われる。

3) 表5.3に示した各工法・各形式に対する短所は、そのまま今後さらに調査してゆかねばならない問題点といえる。いずれの工法・形式にも共通する設計細目の問題として、

◦ 継手方法

◦ 支持げたへの取付け方法（床版支承部の不整合に対する処置の問題もふくめて）

があるが、ほかに共通的な問題として、

◦ 目地の切り方（橋軸方向に、どの程度の間隔に目地を入れるか）

◦ 防水工

の問題がある。

また、主要部材としての鋼材が外気にさらされるような形式（コンボデッキタイプの鋼板や鋼格子床版の1形鋼下面は外気にさらされる）については、

◦ 防食

についても考えておく必要があろう。

4) 合成げた床版としての活用

適用性を拡げ、使用効率を高めるために、合成げたへの適用法についても研究する必要がある。ここにいう合成げたとは単に主げたと床版との結合をはかるものだけでなく、床組（縦げた、横げた）と床版との合成作用をねらうこともふくむものである。

適用性が拡大されれば、それはコストの低減につながるであろう。

表 5.2 工法 (DRY or WET) による分類と継手および取付け部のパターン

R: プレキャストRC床版
I: コンクリート充填鋼格子床版
C: コンポジットタイプの床版

工 法	記 号	パネル継手および支持けたへの取付け部のパターン	摘 要
A 完全 DRY 工法	R-A		○ボルトその他によるけたへの取付け ○パネル相互は連結せず
	I-A		○ボルトその他によるけたへの取付け ○パネル相互は連結せず
	C-A		○ボルトその他によるけたへの取付け ○パネル相互は連結せず
B 準 DRY 工法	R-B	1	○断続または連続現場打ち継手 ○スタッド、ボルト等によるけたへの取付け
		2	○支点上、ハンチをつけて現場打ち ○スラブアンカーによるけたへの取付け可
	I-B	1	○支点上のみ現場打ち ○I ビームはけたに直接接触
		2	○支点上、ハンチをつけて現場打ち ○スラブアンカーによるけたへの取付け可
	C-B	2	○支点上、ハンチをつけて現場打ち ○スタッド、スラブアンカー等による取付け
C 現場打ち工法	I-C	1	○コンクリートはすべて現場打ち ○支点上、ハンチなし
		2	○コンクリートはすべて現場打ち ○支点上にハンチ

※ 床版支承部に緩衝材的なものを用いる場合、用いる材料が硬質ゴム板のようなものであれば A に属するが、樹脂材料等 WET なものを用いるときは、B のはんちゅうに分類される。

表5.3 [表5.2]の各種パターンにおける長所と短所(問題点)

工 法	細 分	長 所	短 所 (問題点)
A. 完全 DRY 工法	R-A I-A C-A	1) 現場打ちがないため、それだけ工数が減少 2) 打継ぎ目等の弱点が残らずパネル全体の品質を均一にしうる。 3) 架設を終ったパネルからただちに架設足場として安全に使用しうる。	1) 支承部に不整を生ずる。 2) 製作・施工誤差の逃げがとりにくい。 3) パネル相互が不連続なため支承部が不安定になりやすい。支持けたは回転を生じないだけの剛度が必要。 4) 床版自体を傾斜させて横断(または縦断)勾配をとることが困難。
	支持けた上でハンチをつけないもの: R-B-1 I-B-1	1) パネル相互を1体的に連続しうる — 連続版としての設計も可 2) けたへの取付け部の不整はなかば解消させうる。	1) 支承部に不整を生ずる。 2) 現場コンクリート作業をともなう。 3) 支点上で「パネル連結」のための Detail と「けたへの取付け」のための Detail が複雑し、構造が煩雑になる。 4) コンクリート打継ぎ目の弱点が残る。また、プレキャスト部と現場打ち部の品質を均一にするのが厄介。
B. 準 DRY 工法	支持けた上でハンチをつけるもの: R-B-2 I-B-2 C-B-2	1) パネル相互を1体的に連結しうる — 連続版として設計可。 2) 横断(または縦断)勾配に適応容易。 3) けたへの取付け部の不整なし。	5) 架設したパネルをただちに足場として用いるのには、ある程度補強を要する場合がある。 6) ハンチをつけない場合は、横断勾配をとりにくい。
C. 現場打ち工法	I-C	1) 継手やけたへの取付けの Detail に制約をうけない。 2) コンクリートは1体的かつ均質としうる。 3) 骨組のみでも足場として使用に耐える。	1) コンクリート作業量が多くなる。 2) 床版の骨組のみの状態では、運搬・架設の際に平面形状が崩れやすい。変形防止策必要。