



琉球大学学術リポジトリ

University of the Ryukyus Repository

Title	断続合成桁の疲労性状について
Author(s)	浜田, 純夫; 有住, 康則; 名護, 健一
Citation	琉球大学工学部紀要(21): 31-39
Issue Date	1981-03
URL	http://hdl.handle.net/20.500.12000/14689
Rights	

断続合成桁の疲労性状について

浜田純夫* 有住康則** 名護健一***

Fatigue Behavior of Partial Composite
BeamsSumio HAMADA, Yasunori ARIZUMI
and Kenichi NAGO

Summary

Partial composite beams have been practiced in the United States and Canada, but the partial composite beams with partly complete interaction in the negative bending region are not included in the highway bridge specifications. However, from theoretical analysis, the stiffness of partial composite beams with partly complete interaction is greater than that of partial composite beams without shear connectors in the negative bending region and reinforcement strains do not significantly increase comparing with the increase of the bending stiffness.

Three composite beams are tested in order to provide additional information on the bending behavior of the partial composite beams. The test beams varied in terms of shear connector spacing. Special attentions are paid to the bending stiffness, efficiency of reinforcing bars, crack pattern, maximum crack width, residual crack width, slip and deflection. High cycle loading is applied on the basis of the design load.

The following conclusions can be drawn from the present study; (1) Relationships between load and deflection become close to the theoretical ones gradually as increase of the number of loads. (2) The reinforcement in the concrete slab is effective to bending, however the residual reinforcement stresses increase as increase of the number of loads. (3) The residual crack width and maximum crack width at the design load do not increase due to increase of the number of crack. (4) The relationship between maximum crack width and reinforcement stress is approximately linear. (5) Little difference of ultimate strength arises among three composite beams.

Key Words : Partial Composite Beam, Fatigue Test, Bending Stiffness, Crack Width, Stress in Reinforcing Bars.

受付：1980年10月31日

- * この論文の一部を昭和53年度土木学会の第33回学術講演会にて発表した。
- * 琉球大学工学部土木工学科
- ** // 建設工学科
- ** 沖縄県庁

1. まえがき

部分断続合成桁という言葉は我国でも余り用いられず、外国にもそれに適用できる科学用語はみられない。例えば、AASHTOでも¹⁾適当な表現は用いられていない。先の報告書でも述べられたように、AASHTOではプレストレスしない連続合成桁の設計方法を2通り適用しており、その一つの方法として負の曲げを受ける部分

では鉄筋を応力計算に含めないが、存在するので、ジベルを反曲点付近に入れることになっている。

部分断続合成桁に関しては別の報告書にも紹介したが、ジベル区間を適当に長くしたもの、つまり、負の曲げモーメント区域全部ではなく、一部分にジベルが配置されていると云う意味で部分断続合成桁と呼ぶのは誤っていないと考えられよう。なお、単に断続合成桁は部分断続合成桁のジベル区間を最小限にしたものとみなすことができる。²⁾

解析結果によれば、部分断続合成桁は断続合成桁に比較して、鉄筋の応力の増分を小さくして、たわみ剛性をかなり大きくすることができる。ジベル区間長はあまり大きくすると、逆にたわみ剛性の増分により鉄筋の応力増分がまさることになる。³⁾

また、断続合成桁の疲労試験結果によれば、次のような結論が得られている。(1) 荷重-たわみ関係は繰返し荷重の増加とともに徐々に理論式に近くなる。(2) スラブ中の鉄筋は有効に作用するが、繰返し荷重の増加とともに残留応力が大きくなる。(3) クラック幅は完全合成桁と断続合成桁の間にあまり差はみられない。鉄筋の応力とクラック幅とは比例的である。(4) 繰返し荷重を作用させた後の終局耐力は完全合成桁と不完全合成桁に差はみられない。

なお、断続合成桁の静的な試験は、²⁾³⁾ 著者らの研究以外にも⁴⁾⁵⁾ 前田・梶川らの研究がある。⁶⁾⁷⁾⁸⁾

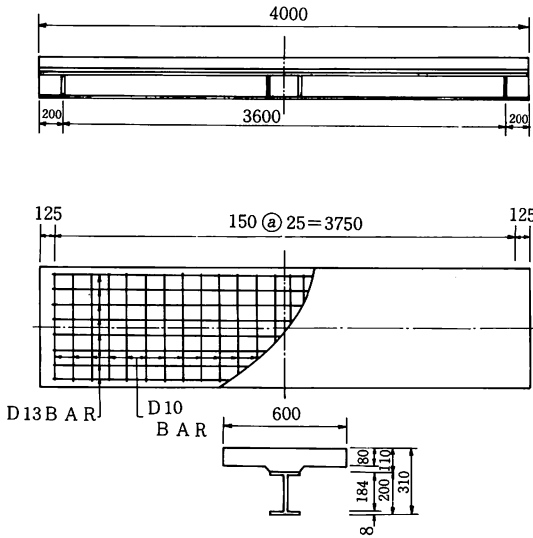


Fig.1 Details of Test Specimens

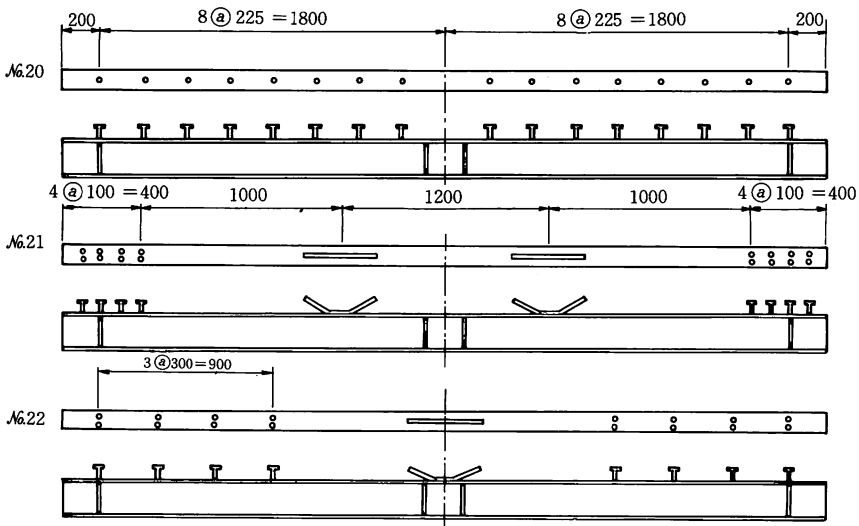


Fig.2 Shear Connector Spacing

この研究は、過去の研究に基づいて、普通の合成桁、断続合成桁、部分断続合成桁が負の曲げ繰返し荷重を受けるときの実験的な研究である。この実験で特に注目したのは、繰返し荷重が作用した場合の曲げ剛性、スラブ中の鉄筋の有効性、クラックの性状、床版と鋼桁のずれ量、およびたわみ、応力、クラック幅の残留等である。荷重は高サイクルで適用し、設計荷重に基づいて徐々に増加させた。

2. 実験供試体と実験方法

2.1 供試体

Fig. 1 に示す供試体断面寸法を用いた。桁の3)スパンは先の研究で用いたスパンより長くした。これは、ジベル配置方法を3種類とするため、それぞれの特性を出せるようにした。ジベル配置以外は、鋼桁断面、鉄筋量、スラブ厚、スラブ幅、補剛材の間隔など全て同一にした。これらの供試体3本を作成し、Fig. 2 に示すようにジベルの配置により、No.20 (等分布配置), No.21 (端配置), No.22 (1/2 l 配置)とした。ジベル配置およびスパン以外は前の研究報告と同一なものを用いた。3)5)なお、鉄筋量は8-D16でコンクリート断面積の2.96%となる。

鋼材および鉄筋は前報告書と同一のもので、Table-1 に降伏応力および引張強度を示す。コンクリートの圧縮強度および弾性係数をTable-2 に示す。

Table-1 Properties of Structural Steel

		YIELD STRESS (kg/cm ²)	ULTIMATE STRESS (kg/cm ²)
STEEL BEAM	S S 41	2940	4250
REINFORCING BARS	S D 36	3620	5590

Table-2 Properties of Concrete

YOUNG'S MODULUS (kg/cm ²)	COMPRESSIVE STRENGTH (kg/cm ²)
2.63×10 ⁵	398

2.2 繰返し載荷

負の曲げを作用させるため、供試体をFig. 3 に示すようにセットし、支間を3.6 mで両端単純支持とした。荷重速度は3~4 Hzで25~50万回に一度疲労荷重載荷を停止して静的試験を行った。

繰返し荷重の上限は設計荷重に基づいた。これらの

Table-3 Applied Maximum and Minimum Loads (ton)

REPEATED NUMBER (×10 ⁴)	0~100	100~150	150~175
MAX. LOAD - MIN. LOAD	P _d ~ 0.5P _d	1.5P _d ~ 0.75P _d	1.8P _d ~ 0.9P _d
BEAM NO.			
20	3.5~1.8	4.8~2.4	6.4~3.2
21	3.0~1.5	4.0~2.0	5.4~2.6
22	3.3~1.6	5.0~2.5	5.9~3.0

P_d : Design Load Based on Specification of Highway Bridges(Japan)

供試体では圧縮フランジの応力で決まり、設計荷重は道路橋示方書に基づいた。下限荷量は、道路橋を対象にしているため上限荷重の50%とした。設計荷重で100

万回、その後50%増を50万回、80%増を25~50万回載荷した。断続合成桁の応力は参考文献²⁾に基づいた。また、疲労荷重と回数²⁾の関係をTable-3 に示す。

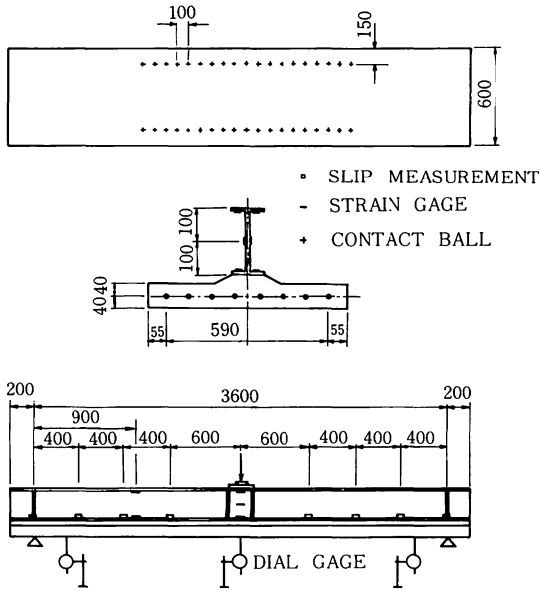


Fig. 3 Location of Instruments

2. 3 測定方法と位置

測定位置をFig. 3に示す。たわみはダイヤルゲージ（精度 $\frac{1}{100}$ mm）でスパン中央と支点から約30cmの所で測定した。支点附近のものは支点沈下を算定するために用いた。

鋼桁および鉄筋のひずみは一般の歪ゲージを用いた。鋼桁、鉄筋ともに $l/2$ 点および両支点から $l/4$ 点に貼り付けた。鉄筋のひずみゲージはコンクリート打設前に貼り付けた。防水のため、ゲージ貼り付け後、ビニルテープを巻き付け、プラスチックパイプでカバーシヨールボンド101でコーティングした。ほとんどのゲージが測定時には生存していた。

鋼桁とコンクリート床版の間のずれ量はカンチレバー型変位計で測定した。この精度は $\frac{1}{100}$ mmである。

コンクリート床版のひびわれは、コンタクトゲージ（マイクロストレインゲージ）を用いた。試験前にあらかじめ鋼球を埋め込み、初期のひびわれをかなり正確に測定した。ひびわれの位置は不明なため、スパン中央から両側に90cmの位置まで測定できるようにした。

3. 実験結果および考察

実験値と比較のため理論値も求めた。理論値は文献²⁾

に基づいて得たものである。たわみはせん断変形もいく分影響を及ぼすので含めた。

3. 1 たわみ性状

測定結果得られた各桁の支間中央の荷重—たわみの関係をFig. 4～6に示す。また理論たわみと実測たわみを比較するため、(理論たわみ—実測たわみ)/理論たわみ $\times 100$ (%)と繰返し数との関係をFig. 7に示す。Fig. 7の実測たわみには残留たわみは含まれていない。Fig. 8に残留たわみと回数との関係を示す。

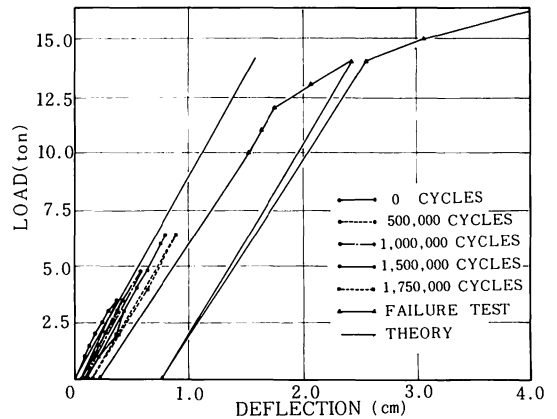


Fig. 4 Load—Deflection Curves for Beam No. 20

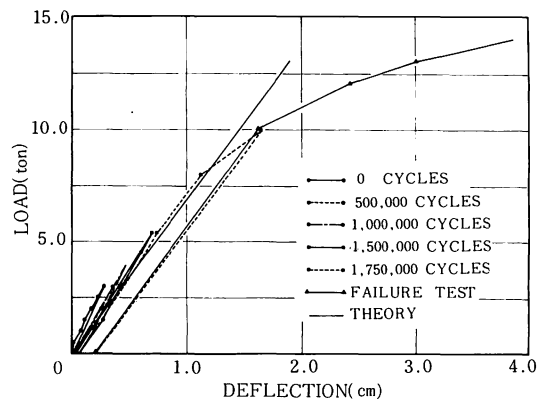


Fig. 5 Load—Deflection Curves for Beam No. 21

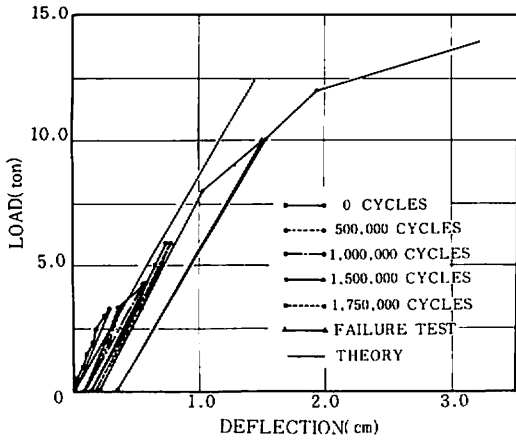


Fig. 6 Load-Deflection Curves for Beam No. 22

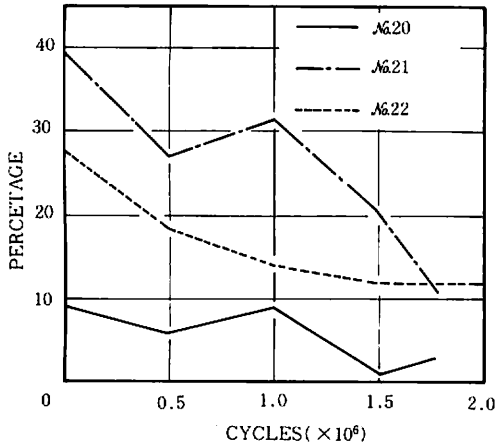


Fig. 7 Comparison of Deflections between Theory and Test

Fig. 8 に残留たわみと繰返し回数との関係を示す。示方書⁹⁾には弾性たわみの規定は設けられているが、残留たわみに関しての規定はない。Fig. 4～6 およびFig. 8 からわかるように残留たわみはかなり大きく無視できない。今後、ひびわれを生ずる構造物に対して変形を規定する場合、残留変形も考慮する必要がある。とくに最初のひびわれによる残留変形が大きく、また、設計荷重においては50万回までに生じた残留変形が大きい。つまり、50万回までに主なひびわれは、ほとんど生じていると考えることができよう。

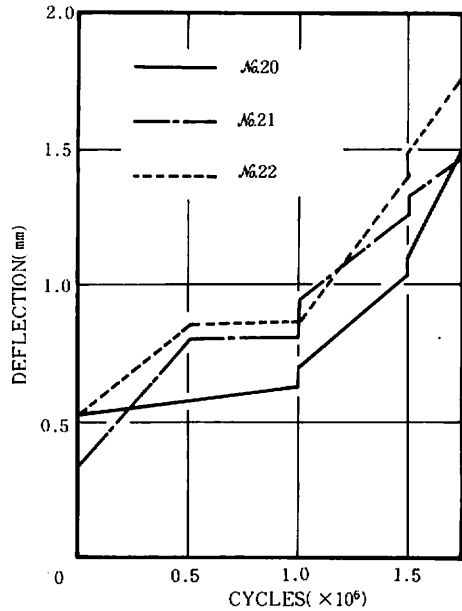


Fig. 8 Residual Deflections

Fig. 4～6 およびFig. 7 からよくわかるように、実測値はくり返し数とともに理論値に近づく。しかし、理論値より小さいたわみを示す。つまり、実際のはりの方が剛性に富むことを示している。これはコンクリートにひびわれが生ずるにもかかわらず、ひびわれの生じていない部分にいくらかの剛性に寄与する部分が残っていることによるものと考えられる。

また、いずれの桁も最初の荷重でひび割れが発生し、除荷の際、剛性の低下が見られた。

3. 2 鉄筋の応力度

測定から得られた荷重とスパン中央の鉄筋応力の関係をFig. 9～11に示す。また $l/4$ 点の鉄筋応力とスパン中央の鉄筋応力の比をFig. 12に示す。いずれの桁もたわみと同様に高い剛性を示し、理論値よりも高い勾配を示している。この勾配もたわみと同様に繰返し数とともに理論値に近づく。これらの図からも判明するように、最初の荷重で生ずるひび割れの影響が大きく、相当大きい残留応力となる。

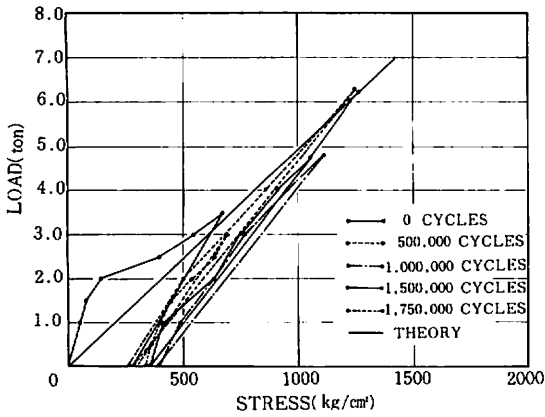


Fig. 9 Load-Stress Curves for Beam No. 20

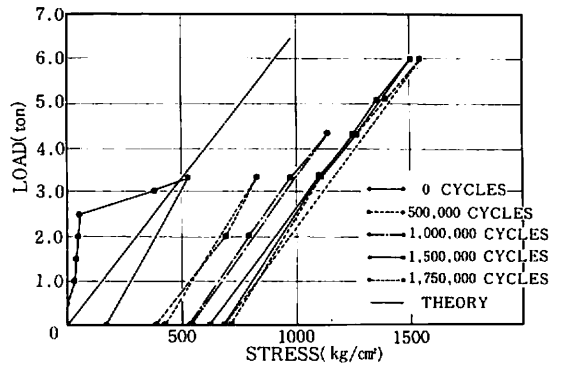


Fig. 11 Load-Stress Curves for Beam No. 22

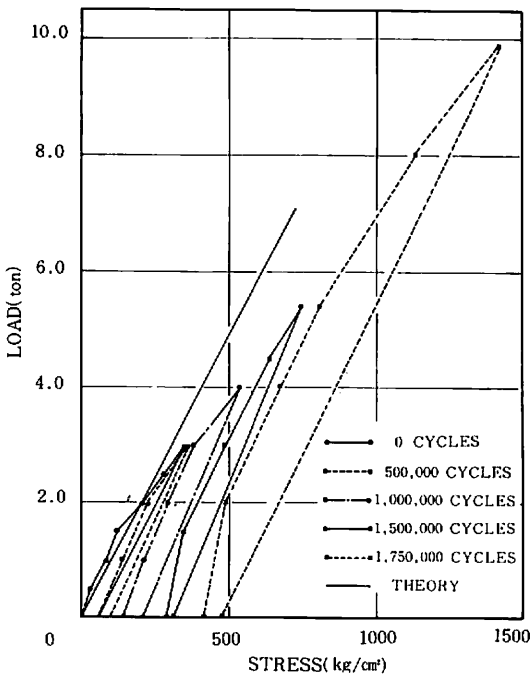


Fig. 10 Load-Stress Curves for Beam No. 21

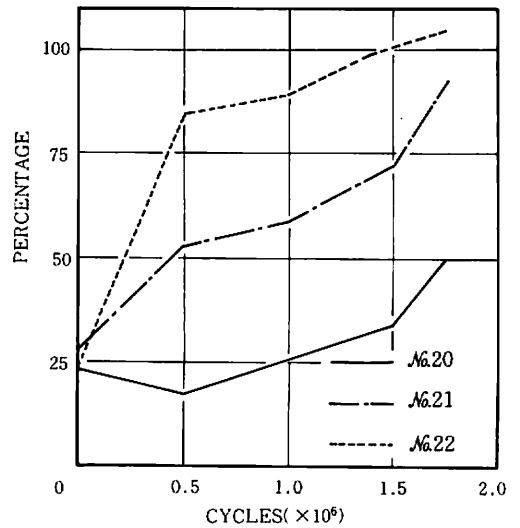


Fig. 12 Ration of Stress in Reinforcing Bars at the Quarter Span to the Half Span

1/4点の応力は、理論的には、No. 20の場合スパン中央の50%、No. 21、22は100%である。Fig. 12は繰返し回数とともに理論値に近づいている。

Fig. 13に残留応力と繰返し数の関係を示す。部分断続合成桁のNo. 22が特に大きい残留応力を有しているが、この桁はNo. 20と21の中間的存在であるので特に大きくなる理由は見当らない。いつれにせよ、ひびわれ後の残留応力は充分設計に考慮されるべきものと考えられる。また、No. 20は150万回から175万回の間で残留応力の低下が見られるが、これは新しいクラックが生じたことにより低減されたものと推察できる。

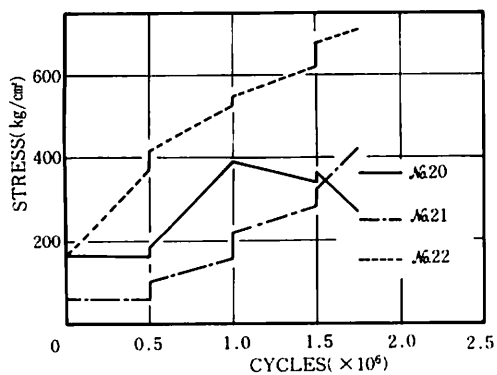


Fig. 13 Residual Stresses

3. 3 ひびわれ幅

ひび割れ幅は一般にはコンクリート中の鉄筋の腐食などに対する問題から制限されている。コンクリート床版にひび割れを与える要因として鉄筋比、周長率、鉄筋直径、鉄筋量およびずれ止め配置が考えられる。この研究では特にずれ止めの配置の影響を調べた。

ひび割れ幅は一般には顕微鏡やコンタクトゲージで測定される。この研究ではFig. 3 に示される位置でコンタクトゲージを用いて測定した。コンタクトゲージは精度が高く、測定が早い利点があるが、あらかじめ鋼球を接着する必要がある、最大ひび割れの位置の推定が誤る場合もある。

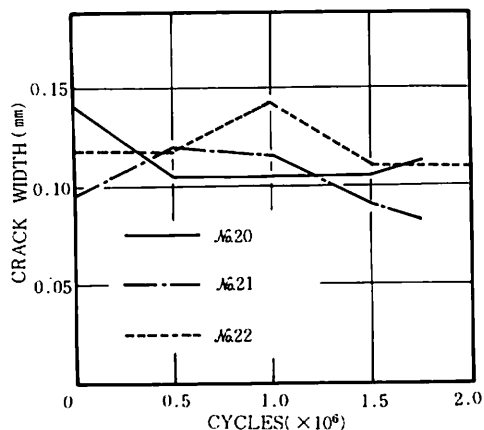


Fig. 14 Maximum Crack Widths at the Design Load

Fig. 14 に設計荷重における最大ひび割れ幅と繰返し回数との関係を、Fig. 15 に最大残留ひび割れ幅と繰返し回数との関係を示す。

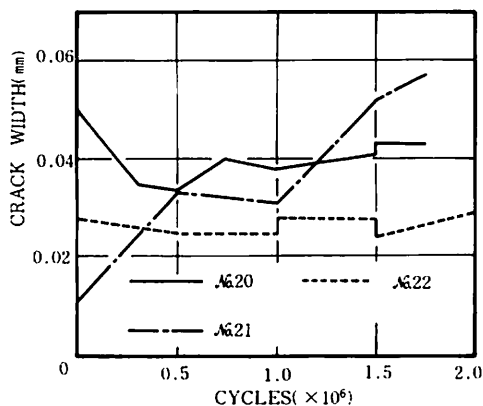


Fig. 15 Residual Maximum Crack Widths

Fig. 14 から、いずれの梁も設計荷重においては、0.09~0.14mm程度のひび割れ幅であることがわかる。これらの値は残留ひび割れも含まれている。一般に、環境条件のかなりきびしい所では0.15mm程度に規制されることがある。道距離橋の示方書の規定では鉄筋量をコンクリート断面の2%以上にするとなっているが、これらの供試体はいずれも2.96%となっており、示方書の規定を上廻っている。この実験から、示方書の鉄筋量を用いれば、ひび割れ幅に関してはほとんど問題ないものと考えられよう。なお、3本の供試体がいずれも異なるジベル配置であるが、設計荷重時におけるひび割れ幅はほとんど変わらないことがわかる。

残留ひび割れ幅も3供試体の間に大きい差は見られない。No.22が比較的小さい残留ひび割れを示している。

Fig. 16 に鉄筋応力とひび割れ幅の関係を示す。ほぼ直線的な関係を示している。これらの応力およびひび割れ幅は残留も含まれている。図中に求められた直線は原点を通り、なお直線となる条件に基づいた最小自乗法によるものである。この直線からひび割れ幅0.15、0.20mmが生ずる鉄筋応力と鉄筋応力1400kg/cm²のときのひび割れ幅をTable-4に示す。この表によれば、No.21は小さい応力で大きいひび割れ幅を示している。

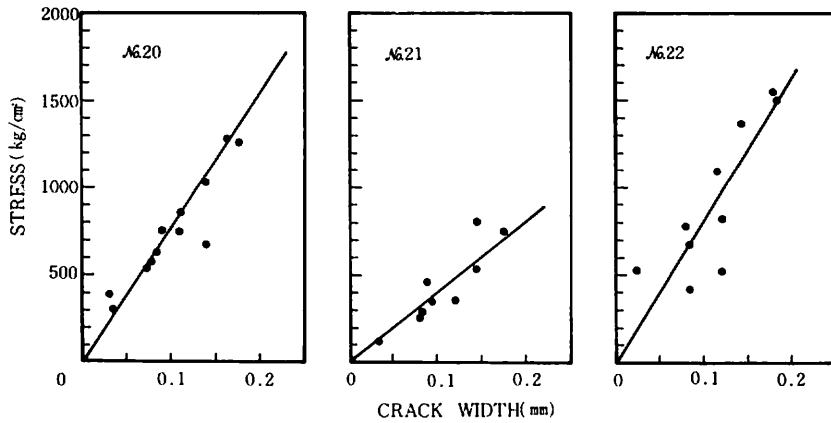


Fig.16 Relationships between Stress in Reinforcing Bars and Crack Width

Table-4 Maximum Crack Widths at a Stress of 1400 kg/cm² of Slab Reinforcing Bars and Stresses at 0.15 and 0.2 mm Crack Width

BEAM NO.	CRACK WIDTH AT 1400 kg/cm ²	STRESS AT 0.15mm CRACK WIDTH	STRESS AT 0.2mm CRACK WIDTH
20	.182	1150	1530
21	.350	600	800
22	.175	1210	1610

3.4 終局耐力

Table-5に疲労試験の終局耐力を示す。同表の理論値①は規定の降伏応力を用いて計算されたものであり、理論値②は材料実験による降伏応力を用いて計算したものである。理論値は3本の供試体ともに同一になる。実験値にも大きい差は見られない。

Table-5 Ultimate Strength

BEAM NO.	THEORY(t.m)		TEST (t.m)	TEST / THEORY②
	①	②		
20	9.57	11.49	14.4	1.25
21			13.5	1.17
22			14.1	1.22

4. あとがき

完全合成桁、断続合成桁、部分断続合成桁の3本の桁について負の曲げ繰返し荷重を受ける場合の挙動を調べた。数少ないデータではあるが、明らかになった点を列挙しよう。

- (1) 荷重-たわみ関係は繰返し回数の増加とともに理論値に近くなる。また、ひび割れの増加とともに残留たわみは増加する。
- (2) スラブ中の鉄筋はいずれの場合も有効に作用している。たわみと同様に繰返し数の増加とともに残留応力の増加がある。これらの残留応力はかなり大きい。
- (3) 残留ひび割れ幅と設計荷重時のクラック幅は繰返し回数の増加があってもほとんど一定である。これはひび割れ数の増加を意味しているものと思われる。
- (4) ひび割れ幅と鉄筋応力の間にはほぼ比例的な関係

がある。

- (5) 3本の桁の間には終局耐力の差はほとんど見られなかった。これは理論的には同じ耐力となるので当然の結果である。

謝辞：この研究は、昭和53年度橋梁班卒業研究生全員で実験を行い、遂行された。ここに諸君に深謝します。また、建設工学科大城教授には実験他多大な御協力を頂いた。ここに厚く御礼申し上げます。

参 考 文 献

- 1) AASHTO: Standard Specifications for Highway Bridges, Twelfth Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, 1977.
- 2) 浜田純夫・有住康則「断続合成桁の曲げ性状について」琉球大学理工学部紀要工学編, 第16号, 1978年9月
- 3) 浜田純夫・有住康則・与那嶺隆・宮良信秀「負の曲げを受ける合成桁の疲労試験」琉球大学理工学部紀要工学編, 第17号, 1979年3月
- 4) 浜田純夫・有住康則「不完全連続合成桁の有限要素解析」土木学会論文報告集, 第265号, 1977年9月
- 5) 浜田純夫・佐久川政健・渡慶次一彦「負の曲げを受ける断続合成桁の実験」琉球大学理工学部紀要工学編, 第14号, 1977年9月
- 6) 前田幸雄・梶川靖治・中谷幸博「連続合成桁の中間支点上の床版引張力の低減について」第30回土木学会年次学術講演会講演集, I-109, 1975
- 7) 梶川靖治・前田幸雄「断続合成桁の弾塑性曲げ性状および曲げ耐荷力について」第32回土木学会年次学術講演会講演集, I-301, 1977
- 8) 福井次郎・前田幸雄・梶川靖治「断続合成桁の弾塑性曲げ性状および曲げ耐荷力について」第33回土木学会年次学術講演会講演集, I-288, 1978
- 9) 「道路橋示方書・同解説」日本道路協会, 昭和55年2月