

報告書 2冊 267

不完全合成桁の挙動に関する研究

1984年4月

有 住 康 則

図・本館

不完全合成桁の挙動に関する研究

名古屋大学図書
和924155

1984年4月

有住康則

BEHAVIOR OF COMPOSITE BEAMS WITH INCOMPLETE INTERACTION

by

Yasunori ARIZUMI

ABSTRACT

Steel-concrete composite beams are structural elements of practical importance in building and bridge structures. This thesis presents the theoretical and experimental studies on behavior of composite beams with incomplete interaction, partial composite beams and curved composite girders. The contents of this study consist of 6 main investigative themes as described below.

The elastic and elastic-plastic analysis of composite beams with incomplete interaction is proposed in Chapter 2. A composite beam element with an assembly of beam elements for concrete slab and steel beam and a spring element for shear connectors is used in the present analysis, which reduces the number of equations considerably. Cubic polynomials are herein used as the shape functions for not only bending but also axial deformations of the beams, since they represent results from complicated deformations in the composite beams. This composite element is applied to the analysis of continuous composite beams and the elastic-plastic analysis of composite beams with incomplete interaction. For the analysis of nonlinear problems, the stress-strain curves of concrete and steel and the load-slip curve of a shear connector are simply assumed by bilinear functions. The iterative initial strain method is employed in the nonlinear analysis. The numerical results are compared with the other test results and the computational values based on other numerical methods, and found to be in good agreement.

The effective width of composite beams with incomplete interaction is proposed in Chapter 3. The models of the composite beams proposed herein are as follows: (1) a composite T-section, (2) a composite section with a number of equally spaced steel section connected to the concrete slab, (3) a composite π -section under a symmetric loading, (4) a composite π -section under an antisymmetric loading. The constitutive equations which relate the effective width of composite beams with incomplete interaction are formulated by the Airy's stress function and solved by series solutions. Stresses evaluated by the proposed method are compared with those obtained from the finite prism and the finite strip method, where the finite prism and the finite strip are applied to the concrete slab and the steel beam, respectively, and the comparison shows good agreement. The effective width ratios of

composite beams with various shear connector modulus under a uniformly distributed load and a concentrated load at the mid-span is presented.

Chapter 4 aims to provide some informations on static and fatigue behavior of complete and partial composite beams under negative bending. Six composite beams were statically tested and seven were tested under repeated loading. The beams were tested as “upside down” to create the conditions of negative bending. Special emphasis is given to bending stiffness, efficiency of reinforcing bars, crack pattern, crack width and failure mode.

A simplified method for the calculation of stresses and deflections of partial composite beams under negative bending is proposed in Chapter 5. A moment diagram near intermediate supports of a continuous beam under a concentrated load and/or a uniformly distributed load is able to simulate to a simply supported beam under a concentrated load at the mid-span. In the present study, an idealized moment diagram of a cantilever beam is used for the negative moment region. The results evaluated from the simplified method are compared with the test results and those obtained from the finite element method.

Chapter 6 presents the formulations for the finite strip analysis of curved composite girders with incomplete interaction. The curved composite girders are modelled by curved strip elements for concrete slab and steel girder and spring elements for shear connectors. The shear connectors are assumed as a two-dimensional spring element along a nodal line.

The elastic behavior of curved composite box girders is discussed in Chapter 7. Three curved composite box girders were tested in order to provide additional informations related to the bending behavior of curved composite box girders. Test specimens were fabricated where different radii, cross sections and placements of shear connectors are considered. Test results are compared with computational values based on the finite strip method shown in Chapter 6, and they are in good agreement.

目 次

ABSTRACT

第1章 序 論	1
1.1 はじめに	1
1.2 合成構造の歴史	3
1.3 合成桁に関する既往の研究の展望	4
1.4 本論文の構成と概要	7
第2章 不完全合成桁の有限要素解析	9
2.1 緒 言	9
2.2 合成桁要素の剛性マトリックス	9
2.3 不完全連続合成桁の解折	13
2.4 合成桁の弾塑性解析	17
2.5 結 論	23
付 録	24
表・図	31
第3章 不完全合成桁の有効幅	49
3.1 緒 言	49
3.2 定義および仮定	49
3.3 応力関数による有効幅の計算	50
3.4 Finite Prism, Finite Strip Method を用いた解析	53
3.5 計算結果および考察	56
3.6 結 論	58
表・図	59
第4章 断続合成桁の静的および疲労性状	68
4.1 緒 言	68
4.2 実験概要	70

4.3	静的試験結果および考察	71
4.4	疲労試験結果および考察	73
4.5	結 論	74
	表・図・写真	76
第5章	断続合成桁の計算法	92
5.1	緒 言	92
5.2	計 算 法	92
5.3	本計算結果と実験結果および数値解析結果との比較	96
5.4	本計算法による断続合成桁の解析	97
5.5	結 論	98
	表・図	99
第6章	有限帯板法による不完全曲線合成桁の解析	106
6.1	緒 言	106
6.2	解 析 法	106
6.3	結 論	112
	図	113
第7章	箱桁断面を有する曲線合成桁の弾性挙動について	116
7.1	緒 言	116
7.2	静的載荷試験概要	116
7.3	実験結果、数値解析結果および考察	118
7.4	有限帯板法によるパラメーター解析	120
7.5	結 論	121
	表・図・写真	123
第8章	結 語	135
	謝 辞	138
	参考文献	139
	記 号	151
	Appendix. Bibliography on Composite Steel-Concrete Construction.	155

第1章 序 論

1. 1 はじめに

土木および建築の分野において、コンクリートと鋼材を合成した構造物が広く用いられている。合成構造はそれぞれの材料の特性を生かし短所をそれぞれで相補う形式の構造系であり、鋼構造とコンクリート構造の中間領域に属すると考えられているが、現在、合成桁（単純および連続形式）、合成床版、合成シェル、合成柱（鋼埋込み式、コンクリート充填式）および合成杭など各方面において用いられており、このように広範囲に使用されている現状を見ると、合成構造も一つの独立した構造系であると考えることができる。合成構造は鋼とコンクリートの材料の特性を十分に活用しており、また、コンクリート構造と比較すると、軽量化が可能であり、部材に靱性を持たせることができ大型構造物にも適用できるなどの利点を有しており、一方、鋼構造と比較すると振動、騒音および火災対策上優れており、今後の発展がさらに期待されている。

現在の各国における合成構造の規準を見ると、わが国においては許容応力度設計法（Allowable Stress Design Method）が用いられており¹⁾、アメリカでは許容応力度設計法および荷重係数設計法（Load Factor Design Method）が併記する形で用いられている²⁾。また、イギリス、西ドイツおよびヨーロッパの国際統一規準では限界状態設計法（Limit States Design Method）が用いられている^{3)~6)}。世界的に見ると合成構造設計法は、許容応力度設計法から荷重係数設計法あるいは限界状態設計法に移行される機運にある。一方、合成構造に関する研究成果が規準に取り入れられ、設計規準が整備されつつあるが、合成構造の適用範囲は広く、多くの問題点も残されている^{7)~10)}。合成構造における問題点としては、(1) 合成構造のより詳細な解明（コンクリートと鋼材の接合面にずれが生じた場合の力の伝達機構、合成桁における圧縮フランジの固定度の問題および接合面の付着および摩擦の影響）、(2) 荷重係数設計法および限界状態設計法の確立（材料強度、初期不整および疲労等に関するデータの蓄積、耐震構造安定問題）、(3) コンクリートにひび割れが生じた場合の合成構造の有効性と挙動解明（コンクリート中の鉄筋の有効性および鉄筋量）、(4) 柱-梁、柱-スラブ等の合成部材の接合部の挙動解明、(5) ねじれを受ける合成部材の挙動解明、(6) 合成箱桁橋および曲線合成桁の挙動解明、(7) 合成床版、合成柱および合成壁の挙動解明および設計法の確立、(8) ずれ止めの統一された試験法の確立（押し抜き試験および引き抜き試験、薄板に溶植されたずれ止めの試験法の確立）等があり、今後の研究が望まれている。

本論文は、上記問題点の内、コンクリートスラブと鋼桁の接合面にずれの生じる不完全合成桁、連続合成桁の負の曲げモーメント区間にずれ止めを配置しない断続合成桁および曲線合成桁について、それらの力学的挙動に関する諸問題を理論的および実験的に調べ、合成桁設計のための基礎的資料を得ることを目的としている。合成桁はコンクリートスラブ、鋼桁およびずれ止めの異種材料から成り立っており、それぞれの構造部材の相互作用を明確にすることによって初めて合成桁構造全体の挙動をより明ら

かにすることが可能である。そこで本論文では、不完全合成桁について有限要素法による新しい解析モデルを示し、そのモデルを用いた連続合成桁の解析手法および合成桁の弾塑性解析手法を示し、特に、ずれ止めの配置が合成桁の挙動に及ぼす影響について論じ、さらに接合面のずれを考慮した不完全合成桁の有効幅についても示してある。また、アメリカのAASHTOの示方書に採用されている断続合成桁について静的および疲労試験を行い、その結果より、負の曲げを受ける断続合成桁の挙動について論じており、また、負の曲げを受ける断続合成桁の応力に関する簡易計算法を示している。一方、曲線合成桁については、有限帯板法を用いた解析手法を示し、また、箱桁断面を有する曲線合成桁について弾性試験を行い、実験結果および有限帯板法による解析結果を比較検討しながら箱桁断面を有する曲線合成桁の弾性挙動について論じている。なお、本論文では、コンクリートスラブと鋼桁がずれ止めによって結合された合成桁の桁としての挙動についてのみ取り扱っており、コンクリートスラブ独自の床版作用、合成桁橋の荷重分配あるいは横桁等の影響については言及されていない。

本章では、合成構造の歴史を概説した後、不完全合成桁の解析、不完全合成桁の有効幅、連続合成桁および曲線合成桁に関する既往の研究を展望することにより、本研究の位置づけを行い、最終節において本論文の内容と構成を述べる。

合成桁はその用途および形式により種々の分類が行われているが、ここでは合成桁を次のように分類定義する。

合成桁 (Composite Beams)

コンクリートスラブと鋼桁が一体となって働くように、コンクリートスラブと鋼桁をずれ止めによって合成した桁をいう。

完全合成桁 (Composite Beams with Complete Interaction)

コンクリートスラブと鋼桁の接合面においてずれが生じないで、コンクリートスラブと鋼桁が完全に一体となって働く合成桁をいう。なお、設計において考えられているのは完全合成桁のことである。

不完全合成桁 (Composite Beams with Incomplete Interaction)

コンクリートスラブと鋼桁の接合面においてずれの生じる合成桁のことをいう。なお、建築の分野においては、合成ばり全体として曲げ崩壊が生じる以前に、ずれ止めが降伏するような合成ばりを不完全合成ばりと定義している¹¹⁾。

単純合成桁 (Simply Supported Composite Beams)

単純支持形式の合成桁をいう。

連続合成桁 (Continuous Composite Beams)

連続形式の合成桁をいう。

曲線合成桁 (Curved Composite Beams)

曲線形式の合成桁をいう。

プレストレス連続合成桁 (Prestress Continuous Composite Beams)

連続合成桁の負の曲げを受ける区間のコンクリートスラブにプレストレスを導入し、ずれ止めをスパン全域に配置した桁をいう。

プレストレスしない連続合成桁 (Non-prestress Continuous Composite Beams)

連続合成桁の負の曲げを受ける区間のコンクリートスラブにプレストレスを導入せず負の曲げを受ける区間にも、正の曲げを受ける区間同様にずれ止めを配置した桁をいう。

断続合成桁 (Partial Composite Beams)

連続合成桁において負の曲げを受ける区間にずれ止めを配置せず非合成とするが、コンクリートスラブは正負曲げモーメント区間の境界に目地を設けず連続的に打設した形式の桁をいう。

部分断続合成桁 (Partial Composite Beams with Partly Spaced Shear Connector at Negative Moment Region)

断続合成桁の一種であるが、負の曲げを受ける区間の一部にずれ止めを配置した形式の桁をいう。

部分合成桁 (Partial Composite Beams with Structural Joints in Concrete Slab)

連続合成桁において合成区間と非合成区間を完全に区別し、コンクリートスラブにはそれらの境界に目地を設けた形式の桁をいう。

弾性合成桁 (Continuous Composite Beams with Flexible Shear Connectors)

連続合成桁の負の曲げを受ける区間に柔軟性のあるずれ止めを配置した形式の桁をいう。

1. 2 合成構造の歴史

合成構造の発展は、鉄筋コンクリートのそれと密接な関係がある。1824年に Aspdin によって高強度のポルトランドセメントが開発され、合成構造出現の先駆けとなり、1850年以後鉄筋コンクリートが実用化されるに至る。しかし、1900年代初めまでは合成構造は鋼構造の耐火性向上の目的で使用されていたにすぎなかった¹²⁾。

1879年イギリスの Severn 鉄道橋の橋脚に初めて鋼管コンクリート柱が使用され¹³⁾、さらに、1901年に Sewell によって合成柱に関する研究が行われ¹⁴⁾、それ以後合成柱に関する実験が多く行われるようになった。一方、合成桁については、1922年カナダの Dominion Bridge Company が I 型鋼をコンクリート中に埋め込み実験を行ったのが最初であり¹⁵⁾、それ以後付着により合成作用をもつ合成桁の実験が多く行われた。しかし、付着により信頼性のある合成作用を得るためには完全埋め込み以外ないことが知れるに至り、機械的なずれ止めの開発へと進んでいくことになる。1933年スイスの Voellmy らは初めてずれ止め (Spiral Connector) の押し抜き試験を行った¹⁶⁾。また、Channel Shear Connector については1940年代 Siess らを中心に実験が行われており¹⁷⁾、Stud Shear Connector については1954年以後に Illinois 大学^{18)~21)}および Lehigh 大学²²⁾²³⁾を中心に実験が行われ、それ以後多くの実験的研究が行われている。また、それと平行してずれ止めを有する合成桁についても数多くの実験が行われた。1950年代ドイツにおいて多数の単純および連続合成桁が架設され、合成構造の基礎的な考え方が確立された

と考えられる。

合成桁の理論的研究は、1912年に Andrews によりコンクリート断面を弾性係数を用いて鋼桁断面に換算する方法が提案された²⁴⁾。また、接合面のずれを考慮した解析は最初 Stüssi によって行われたが未知数が多いため実際の計算にはほとんど用いられなかった²⁵⁾。接合面のずれを考慮した実用的解析は Newmark によって軸力に関する微分方程式の形で示された²⁶⁾。一方、合成桁の終局耐力については、1953年 Viest ら²⁷⁾によって曲げ耐力を求める式が提案されて以来多くの理論的および実験的研究が行われている。

一方、わが国においては1952年に建設省土木研究所が合成桁の研究を始めて以来多くの研究が行われている。わが国において最初に架設された合成桁は大坂の神崎橋（1953年）である⁸⁾。わが国における合成桁の規準の変革を見ると、1959年に「鋼道路橋合成桁設計施工指針」が制定され、1965年にプレストレス連続合成桁が採用された。また、1972年に「道路橋示方書、Ⅱ 鋼橋編、第9章 合成げた」が作成され、プレストレスしない連続合成桁が新しく規定されている⁹⁾。

合成構造に関する文献調査は、Viest が1960年までの合成桁について報告しており²⁸⁾、1960年から1970年までの合成桁に関する研究については Johnson の報告がある²⁹⁾。また、合成柱については Stevens³⁰⁾ および Gardner³¹⁾ らの論文にそれを見ることができる。また、ASCEの鋼・コンクリート合成構造小委員会では1973年までの文献を調査し合成構造の現状報告を行い、あわせて設計上の問題点について概説している⁷⁾。わが国における合成桁の研究については、前田ら³²⁾ および建設コンサルタント協会近畿支部S. -C. 構造研究委員会の報告がある³³⁾³⁴⁾。

1. 3 合成桁に関する既往の研究の展望

ここでは、不完全合成桁、断続合成桁および曲線合成桁に関する既往の研究について述べ本研究の位置づけを行う。

(a) 不完全合成桁の解析

コンクリートスラブと鋼桁の接合面にずれが生じる不完全合成桁の最初の実用的解析は Newmark²⁶⁾ によって行われ、その後 Hoischen³⁵⁾、Heiling³⁶⁾、Homberg³⁷⁾、Plum³⁸⁾、山本³⁹⁾ および橘ら⁴⁰⁾ が同じ考えでこの問題を取り扱っている。Newmark の解析は、コンクリートおよび鋼材の応力-ひずみ関係を線形とし、ずれ止めを等間隔配置として軸力に関する微分方程式を誘導したものであり、コンクリートスラブにひび割れが生じた場合やずれ止めが不等間隔配置された場合を解析することはできない。一方、有限要素法による合成桁の弾性解析についても多くの研究報告が行われている。Matlock⁴¹⁾ はコンクリートスラブと鋼桁をはり要素で、ずれ止めをばね要素でモデル化し各節点でつり合い式を誘導し解析を行っており、Gustafson⁴²⁾ は斜板要素を用いて斜合成桁橋について、佐藤ら⁴³⁾ は有限帯板法を用い横桁等を考慮した解析を行っている。また、Moffatt⁴⁴⁾ は長方形矩形平板要素を用いずれ止めをばね要素で仮定して合成箱桁橋の解析を行っており、一方、Ansourian⁴⁵⁾ はシェル要素を用いて合成床板の解析を行っている。

不完全合成桁の弾塑性解析については、Dai⁴⁶⁾、Hamada⁴⁷⁾および前田ら⁴⁸⁾⁴⁹⁾が接合面のずれを考慮し差分法を用いて解析を行っており、また、Yamら⁵⁰⁾⁵¹⁾は、基礎的にはNewmarkと同じ方程式を用い予測子-修正子法により単純および連続合成桁の解析を行っている。また、Ansourianら⁵²⁾はずれ止めのかずれ関係を多項式で仮定し、断面でのつり合いを求めこれにより解析を行っている。一方、有限要素法を用いた解析については、佐藤⁵³⁾、Wegmuller⁵⁴⁾⁵⁵⁾およびHirst⁵⁶⁾らの研究がある。佐藤らはずれ止めの変形による合成桁の剛度の低下をコンクリートスラブの弾性係数を低減したものに置き換えて平面三角形要素を用いて解析しており、Wegmullerらは積層要素を用いコンクリートスラブのひび割れを考慮して多主桁橋の解析を行っている。しかし、Wegmullerの解析では接合面のずれは考慮されていない。一方、Hirstはアイソパラメトリック平面要素を用い解析を行っている。また、栖原らは平面三角形要素を用い複合構造物の弾塑性解析を行っている^{57)~59)}。

以上示したように、不完全合成桁の弾性および弾塑性挙動については多くの解析的研究が行われているが、二次元および三次元的有限要素解析では、腹板の応力状態を忠実に表すことができるとか、多主桁橋あるいはFloor System等に適用できるなどの利点はあるが、単純に一本の合成桁を対象としてその弾性および弾塑性挙動を得ようとする場合については、それらのモデルはかならずしもその手法や計算時間に対して最適なモデルとは考えられない。

(b) 不完全合成桁の有効幅

現行の合成桁の設計においては、コンクリートスラブと鋼桁の接合面においてずれが生じないもの、すなわち完全合成桁として構造計算を行っている。しかし、実際の合成桁においては接合面においてずれが生じ、接合面における応力分布は完全合成桁のそれと異なることがすでに知られている。そこで、接合面のずれを考慮して簡単に設計を行うためには、接合面のずれを考慮した有効幅を定義する必要がある。不完全合成桁の有効幅に関する研究は山本⁶⁰⁾およびAdekola^{61)~63)}によって行われている。山本およびAdekolaは不完全合成桁とあるスラブ幅を有する完全合成桁と曲率が一致するように完全合成桁のスラブ幅すなわち有効幅を定義している。そして、山本の研究では無限の並列ばりおよび一定幅の単純T形ばりについて言及されている。しかし、不完全合成桁の有効幅は、コンクリートスラブの支持状態、断面形状、荷重状態およびずれ止めの剛度による影響があると考えられるが、これまでの研究では十分に解明されていないのが現状である。一方、Heinsは接合面のずれは考慮していないが終局状態の有効幅について論じており⁶⁴⁾、また、小松らは不完全合成格子桁橋の荷重分配の近似計算法を示している⁶⁵⁾。

(c) 連続合成桁

連続合成桁では中間支点付近において負の曲げが作用し、コンクリートスラブに引張り力が生じるため、このコンクリートスラブに生じる引張り力に対していかに対処するかが重要な問題となる。現在、連続合成桁の形式としては、プレストレス連続合成桁、プレストレスしない連続合成桁、断続合成桁および部分合成桁がある。

プレストレス連続合成桁は1950年代ドイツを中心に研究が行われ、構造計算についても、Sattler⁶⁶⁾、

Fritz⁶⁷⁾、Blaszkwia⁶⁸⁾、Walter⁶⁹⁾および橋⁷⁰⁾らにより提案された解析法がある。しかし、わが国においては昭和30年代を中心にプレストレス連続合成桁が多く架設されたが、1970年の毛斯倫大橋を最後にほとんど架設例がなく⁸⁾、アメリカにおいても経済的でないという理由でほとんど用いられていない⁷⁾。なお、ドイツにおいては塩害による鉄筋の腐蝕を配慮して現在もなおプレストレス連続合成桁が主流である⁷¹⁾。

プレストレスしない連続合成桁についても多くの研究が行われており^{72)~90)}、これらの研究により負の曲げを受ける区間において橋軸方向鉄筋が十分に定着されているならば、負の曲げを受ける区間においても橋軸方向鉄筋を考慮した単純塑性理論の適用が可能であることが示され、また、負の曲げを受ける区間において圧縮フランジの局部座屈に注意する必要があることが指適されており、桁によっては横倒れ座屈が生じることもあることが示されている。アメリカにおいてはAASHTOの示方書にプレストレスしない合成桁は規定されてはいるが、引張り側フランジのずれ止めを溶植することによる疲労強度の低下をさけるためほとんど用いられておらず、むしろ負の曲げを受ける区間にずれ止めを配置しない断続合成桁が一般的である。

断続合成桁についてはHoischen³⁵⁾、前田ら^{48)91)~94)}およびFisher⁹⁵⁾らの研究報告がある。Hoischenは断続区間のコンクリートスラブに作用する軸力について解析法を示しており、断続区間の軸力の大きさはずれ止めを連続的に配置した桁のその平均値になることを示している。また、前田らは差分法による断続合成桁の解析および実験を行っており、断続合成桁のコンクリートスラブに作用する軸力はずれ止めを連続的に配置した合成桁のその最大値と比較すると小さく、また、合成区間と非合成区間の境界付近でずれ止めに大きな水平せん断力が作用することを報告している。一方、Fisherらの研究によれば、ずれ止めを配置しない区間の橋軸方向鉄筋に作用する力に抵抗するだけのずれ止めを合成区間と非合成区間の反曲点に配置することが望ましいことが示され、AASHTOの示方書ではこの提案通りの設計法が採用されている。しかし、AASHTOの示方書では負の曲げを受ける区間の橋軸方向鉄筋は応力計算において無視されている。なお、わが国においては断続合成桁に関する研究が十分でないとの理由で道路橋示方書には規定されていない。断続合成桁については、断続区間の鉄筋の有効性、コンクリートスラブのひび割れの問題および繰返し荷重を受けた場合の疲労性状等十分に解明されていないのが現状である。

なお、部分合成桁については橋⁹⁶⁾の実験的研究がある。

(d) 曲線合成桁

近年、道路橋において曲線合成桁が用いられるようになってきた。曲線合成桁は、曲率面外の荷重を受けると曲げモーメントのみならず、ねじりモーメントおよび曲げねじりモーメントが作用し、設計においてはそれらを考慮して構造計算を行う必要がある。特に、接合面に配置されたずれ止めには橋軸方向および半径方向に水平せん断力が作用し、設計ではそれらを考慮してずれ止めの配置法を決定しなければならない。

曲線合成桁ではねじれも重要な問題となるが、ねじれを受ける直線合成ばりについては、山本⁹⁷⁾、

McManus⁹⁸⁾および Heins⁹⁹⁾¹⁰⁰⁾の理論的および実験的研究が報告されている。

曲線合成桁に関する研究としては、Colville¹⁰¹⁾が単純支持曲線合成桁について、前田ら¹⁰²⁾¹⁰³⁾が2径間連続曲線合成桁について実験を行っており、Colville はずれ止めに作用する力について簡易計算法を示している。また、ASCE-AASHTO の合同委員会では Heins および Colville らの研究をもとに、合成 I 型断面を有する合成桁のねじり剛性および曲げねじり剛性の計算法およびずれ止めに作用する力の計算法について勧告を行っている¹⁰⁴⁾。しかし、それらは I 型断面を有する曲線合成桁についてであり、曲線箱桁橋については何ら触れられていない。アメリカにおいては十年以上も前から箱桁橋の大部分は合成箱桁橋となっており曲線桁についても同様である¹⁰⁵⁾。しかし、箱桁断面を有する曲線合成桁に関する実験および解析の例は少なく、曲線合成桁への曲げねじり理論の適用を示した小西らの研究¹⁰⁶⁾および韓国のインターチェンジの実橋に対して行われた実験例が Heins¹⁰⁷⁾らによって報告されているにすぎない。しかも、Heins の実験ではひずみの測定箇所も少なく、また、載荷ケースもその影響のほとんど出ない場合について行われており、曲線合成桁の特性が十分に示されておらず、曲率半径が50mであるにもかかわらずウェブの応力分布について論じられていない。このように箱桁断面を有する曲線合成桁に関する実験的および解析的研究は極めて少なく、AASHTO および BSI の示方書でも十分規定されていないのが現状である。したがって、箱桁断面を有する曲線合成桁についても曲げ挙動、ねじり挙動および断面の変形による影響を明らかにし、特に、合成桁特有の問題である接合面に配置されたずれ止めに作用する力の分布性状を明らかにしなければならない。

なお、箱桁断面を有する直線合成桁については Mattock らの研究があり¹⁰⁸⁾¹⁰⁹⁾、AASHTO の示方書の合成箱桁に関する規定は Mattock らの研究にもとづいている。また、Moffatt らは箱桁断面を有する直線合成桁の上フランジに配置されたずれ止めの剛性が合成桁の曲げ挙動に与える影響について研究し、上フランジに配置されたずれ止めに作用する力について設計式を提案し¹¹⁰⁾¹¹¹⁾、それがBSIの示方書に採用されている。

1. 4 本論文の構成と概要

本論文は不完全合成桁、断続合成桁および曲線合成桁の力学的挙動に関する基礎的諸問題を理論的ならびに実験的に研究したものであり、各章で扱われている内容を概説すると次の通りである。

第2章はコンクリートスラブと鋼桁の接合面にずれが生じる不完全合成桁の有限要素法による解析法について述べたものである。ここでは、コンクリートスラブと鋼桁をはり要素で、ずれ止めを水平せん断力のみ抵抗するばね要素でモデル化した合成桁要素を示し、その要素を用いたコンクリートスラブのひび割れの影響を考慮した連続合成桁の解析法およびコンクリート、鋼材およびずれ止めの材料非線形を考慮した弾塑性解析法について示し、他で行われた実験結果および数値解析結果との比較を行い本解析法の妥当性について検討を行っている。

第3章は不完全合成桁の有効幅について述べたものである。従来、合成桁は完全合成桁として設計が行われているが、実際には、コンクリートスラブと鋼桁の接合面に配置されたずれ止めの変形によるず

れが生じ、コンクリートスラブに作用する力が緩和されコンクリートスラブの応力が減少する。そこで、ここでは接合面のずれを考慮した有効幅を定義し、単純T形ばり、無限並列ばりおよび張り出し部がない π 形ばり（対称および逆対称荷重が作用した場合）について応力関数を用いた有効幅を求めるための解式を誘導し、さらに、ずれ止めの剛性を種々変化させた場合の有効幅比を示してある。

第4章は連続合成桁の中間支点付近にずれ止めを配置せず非合成とした断続合成桁の静的および疲労性状を実験的に調べたものである。静的試験に6本および疲労試験に7本、計13本の供試体を用いて負の曲げを受ける合成桁の実験を行い、たわみ性状、ずれ性状、ひび割れ性状、橋軸方向鉄筋の応力および終局耐力について、負の曲げを受ける区間にずれ止めを配置した桁と断続合成桁と比較検討を行いながら負の曲げを受ける断続合成桁の静的および疲労性状について考察を加えてある。

第5章は断続合成桁の断続区間の桁剛性および応力に関する計算法を示してある。連続合成桁の中間支点付近の曲げモーメント分布（対称荷重載荷の場合）は、曲げモーメントが零となる点の内側区間をスパンとした単純合成桁に集中荷重が作用した場合の曲げモーメント分布と類似した結果を与えるので、ここでは、断続合成桁の負の曲げモーメント区間を合成片持ばりの自由端に集中荷重を作用させて理想化しつり合い式を誘導し、完全合成桁と比較しながら断続合成桁の断続区間のたわみおよび応力の計算法について示してある。また、負の曲げを受ける区間の一部にずれ止めを配置した部分断続合成桁についても解式が示されている。

第6章は曲線合成桁の有限帯板法（Finite Strip Method）による解析法について述べたものである。曲線合成桁のコンクリートスラブと鋼桁をそれぞれ曲線帯板要素で、ずれ止めを橋軸方向および半径方向の二次元のばね要素でモデル化し解析を行うための定式化が示されている。

第7章は箱桁断面を有する曲線合成桁の弾性挙動について述べたものである。同一スパンを有し単純支持され、断面形状、曲率半径およびずれ止めの配置法の異なる箱桁断面を有する曲線合成桁3体について静的載荷試験を行い、さらに、第6章で示した有限帯板法による解析法を用いて数値解析を行い、実験結果と数値解析結果との比較を行いながら箱桁断面を有する曲線合成桁の弾性挙動について考察を加えてある。また、有限帯板法による解析法を用いパラメーター解析を行っている。パラメーター解析では鋼桁部の桁高と幅の比を変化させた場合および同一スパンを有する桁の中心角を変化させた場合について解析を行い、たわみおよび橋軸方向ずれ分布に着目し考察を加えてある。

第8章は結語であり、各章で得られた結論をもとに本論文の総括を行っている。

第2章 不完全合成桁の有限要素解析

2.1 緒言

実際の合成桁においてはずれ止めとしてスタッドが多く用いられているが、その場合、コンクリートスラブと鋼桁の接合面においてずれ止めの変形によるずれが生じ、そのようにずれが生じる合成桁を不完全合成桁と呼んでいる。本章では、不完全合成桁要素の新しい解析モデルを示し、その要素を用いた連続合成桁の解析手法¹¹²⁾およびコンクリート、鋼材およびずれ止めの材料非線形を考慮した単純な有限要素解析手法¹¹³⁾について示す。ここで考えた不完全合成桁のモデル化は、コンクリートスラブと鋼桁をそれぞれ軸力と曲げを受ける独立のはり要素とし、ずれ止めはコンクリートスラブと鋼桁の間の水平せん断力のみ抵抗するばね要素とするものである。従来、軸力を受けるはり要素では軸方向変位は一次式で仮定しているが、一次式で仮定した変位を用いると要素内で一定応力すなわちコンクリートスラブおよび鋼桁に作用する軸力が一定となり、合成桁のようにずれ止めによって複雑に分布する水平せん断力が伝達される場合には適してないと考えられるので、ここでは軸方向変位も曲げの場合と同様に三次式で仮定する。また、ずれ止めの配置も要素内で連続的に分布したものと要素端に集中した場合の両方の剛性マトリックスを求める。

このモデルを連続合成桁の解析および合成桁の弾塑性解析に用いるわけであるが、連続合成桁では、コンクリートスラブに負の曲げモーメントが作用することにより引張り力が生ずるため、それを考慮した解析が必要となる。ここでは、引張り力の作用する区間のコンクリートスラブを無視し、その影響を等価な力に置き換え、引張り力の作用する区間を変化させながら変位が収束するまで繰り返し計算を行う。また、合成桁の弾塑性解析では、コンクリートスラブのひび割れおよび塑性進展、鋼桁の塑性進展、およびずれ止めの力-ずれ関係の非線形性の影響をすべて初期ひずみの項として取り扱い、反復初期ひずみ法を用いて解析を行う。

2.2 合成桁要素の剛性マトリックス

Fig. 2.1 に示すように、合成桁のコンクリートスラブと鋼桁をそれぞれ軸力と曲げを受けるはり要素で、ずれ止めを接合面に働く水平せん断力のみ抵抗するばね要素でモデル化し解析を行う。ここで、コンクリートスラブと鋼桁の接合面において浮き上がりはないものとし、コンクリートスラブと鋼桁の同一鉛直線上のたわみおよびたわみ角は等しいものとする。また、接合面における付着および摩擦の影響は無視する。

不完全合成桁の解析では、軸方向変位も重要な要素であるので曲げの場合と同様に三次式で仮定し、各節点で軸方向変位 (w) と軸ひずみ (w') およびたわみ (v) とたわみ角 (v') を自由度にとる。ここで、コンクリートスラブと鋼桁のたわみおよびたわみ角が等しいので、合成桁要素全体で自由度は12

個となり、変位ベクトル $\{\bar{u}\}$ は次のように示される。

$$\{\bar{u}\} = \langle w_1, w_1', v_1, v_1', w_2, w_2', w_3, w_3', v_3, v_3', w_4, w_4' \rangle^T \dots\dots\dots (2.1)$$

また、一般的にそれぞれの方向の変位は次のように示される¹¹⁴⁾。

$$w_c = w_2 g_1 + w_2' g_2 + w_4 g_3 + w_4' g_4 \dots\dots\dots (2.2)$$

$$w_s = w_1 g_1 + w_1' g_2 + w_3 g_3 + w_3' g_4 \dots\dots\dots (2.3)$$

$$v = v_1 g_1 + v_1' g_2 + v_3 g_3 + v_3' g_4 \dots\dots\dots (2.4)$$

ここで、 $g_1 \sim g_4$ は次に示すような形状関数である。

$$\left. \begin{aligned} g_1 &= 2\beta^3 - 3\beta^2 + 1, & g_2 &= (\beta^3 - 2\beta^2 + \beta)l \\ g_3 &= -2\beta^3 + 3\beta^2, & g_4 &= (\beta^3 - \beta^2)l \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.5)$$

ここで、 $\beta = z/l$ である。

仮想仕事の原理によれば、応力テンソルを σ_{ij} 、ひずみテンソルを ϵ_{ij} 、変位を u_i 、単位面積あたりの力を X_i とすると、力のつり合い式は次式で与えられる。

$$\int_V \sigma_{ij} \delta \epsilon_{ij} dV = \int_S X_i \delta u_i dS \dots\dots\dots (2.6)$$

はり要素では応力およびひずみは Fig. 2.1 の z 方向のみ、変位は y および z 方向のみであるので、はり要素のひずみ ϵ_z および応力 σ_z は次のように表される。

$$\epsilon_z = (dw/dz) - (d^2v/dz^2)y = w' - v''y \dots\dots\dots (2.7)$$

$$\sigma_z = E \cdot \epsilon_z = E(w' - v''y) \dots\dots\dots (2.8)$$

ここで、 E は弾性係数である。一方、ずれ止めの力とずれの関係は押し抜き試験の結果を用いることにする¹¹⁵⁾。押し抜き試験結果ではカーずれ関係の線形性が必ずしも成立しないが、Fig. 2.2に示すように、ずれ止めに働く力がかなり小さい間は線形と仮定してさしつかえないと考えられる。したがって、ずれ止めに働く力 F とずれ Δ_s との関係は、ずれ止めの剛性を Q とすれば、

$$F = Q\Delta_s \dots\dots\dots (2.9)$$

となる。ここで、ずれ Δ_s は次のように決定できる。すなわち、Fig. 2.3に示すように、コンクリートスラブおよび鋼桁のそれぞれのはり要素の変形は、変形前ABおよびCDにあった平面が変形後A'B'およびC'D'平面となる。合成桁にずれが生じる限り重心軸はコンクリートスラブ断面と鋼桁断面に別々に存在し、接合面の浮き上がりが無いものと仮定すれば、それらの曲率は等しので、ずれ Δ_s は次のよ

うに示される。

$$\Delta_s = w_s - w_c + v'(C_s + C_c) = w_s - w_c + v'\bar{y} \dots \dots \dots (2.10)$$

ここで、 \bar{y} はコンクリートスラブと鋼桁の重心軸間の距離である。式(2.10)を式(2.9)に代入すると次式が得られる。

$$F = Q(w_s - w_c + v'\bar{y}) \dots \dots \dots (2.11)$$

合成桁の内部仮想仕事は、式(2.7)、(2.8)、(2.11)を式(2.6)の左辺に代入すると次のように示される。

$$\begin{aligned} \int_V \sigma_{ij} \delta \epsilon_{ij} dV &= E \int_V (w' - v''y)(\delta w' - \delta v''y) dV + \int_l q_s(w_s - w_c + v'\bar{y})(\delta w_s - \delta w_c + \delta v'\bar{y}) dz \\ &= E_s A_s \int_l w_s' \delta w_s' dz + E_c A_c \int_l w_c' \delta w_c' dz + (E_s I_s + E_c I_c) \int_l v'' \delta v'' dz \\ &\quad + \int_l q_s(w_s - w_c + v'\bar{y})(\delta w_s - \delta w_c + \delta v'\bar{y}) dz \dots \dots \dots (2.12) \end{aligned}$$

ここで、 q_s は単位長さ当たりのずれ止めの剛性である。また、Fig. 2.1に示すようにコンクリートスラブおよび鋼桁要素ともに重心軸に節点を取るので、

$$\int_A y dA = 0 \dots \dots \dots (2.13)$$

となる。式(2.12)に式(2.2)、(2.3)、(2.4)を代入すると、それぞれの要素の剛性マトリックスは次のように求めることができる。

$$E_s A_s \int_l w_s' \delta w_s' dz + E_c A_c \int_l w_c' \delta w_c' dz + \Sigma EI \int_l v'' \delta v'' dz = \{\delta \bar{u}\}^T [K_b] \{\bar{u}\} \dots \dots \dots (2.14)$$

$$\int_l q_s(w_s - w_c + v'\bar{y})(\delta w_s - \delta w_c + \delta v'\bar{y}) dz = \{\delta \bar{u}\}^T [K_{sc}] \{\bar{u}\} \dots \dots \dots (2.15)$$

したがって、不完全合成桁の内部仮想仕事は、

$$\int_V \sigma_{ij} \delta \epsilon_{ij} dV = \{\delta \bar{u}\}^T ([K_b] + [K_{sc}]) \{\bar{u}\} \dots \dots \dots (2.16)$$

となる。ここで、 $\{\bar{u}\}$ は変位ベクトルであって式(2.1)で与えられ、 $[K_b]$ はコンクリートスラブと鋼桁のはり要素の剛性マトリックスであり、また、 $[K_{sc}]$ はずれ止め要素の剛性マトリックスである。 $[K_b]$ および $[K_{sc}]$ は付録に示されている。なお、式(2.12)を部分積分すればNewmarkが求めた軸力に関する微分方程式を誘導することができる。その誘導を付録に示す。

一方、ずれ止めの剛性が要素内において直線的に変化する場合は式(2.15)の q_s は、

$$q_s = q_1 + (q_2 - q_1)\beta \dots \dots \dots (2.17)$$

で表される。ここで、 q_1 および q_2 は要素両端における単位長さ当たりのずれ止めの剛性である。式(2.17)を式(2.15)に代入すると、ずれ止めの剛性が要素内で一定の場合($q_1=q_2=q_s$)、および直線的に分布した場合に対する剛性マトリックスを求めることができる。一方、ずれ止めが要素内の任意の点に配置されている場合は、式(2.15)の積分の代わりにSummationを用いることによって剛性マトリックスを求めることができる。いま、 β_i ($i=1,2,3,\dots,n$)点に Q_i の剛性を持ったずれ止めが配置されているものとする、ずれ止め要素の内部仮想仕事 δU_{sc} は次のように示される。

$$\delta U_{sc} = \sum_{i=1}^n Q_i [w_s(\beta_i) - w_c(\beta_i) + v'(\beta_i)\bar{y}] [\delta w_s(\beta_i) - \delta w_c(\beta_i) + \delta v'(\beta_i)\bar{y}] \dots\dots\dots (2.18)$$

ここで、 $w_s(\beta_i)$ 、 $w_c(\beta_i)$ 、 $v'(\beta_i)$ は β 点における式(2.2)、(2.3)、(2.4)で与えられた変位である。なお、要素の両端のみにずれ止めが集中的に配置されている場合は、 $\beta_i=0$ と $\beta_i=1$ のときの和となり、 δU_{sc} は次のようになる。

$$\begin{aligned} \delta U_{sc} = & Q_1(w_1 - w_2 + v_1'\bar{y})(\delta w_1 - \delta w_2 + \delta v_1'\bar{y}) \\ & + Q_2(w_3 - w_4 + v_3'\bar{y})(\delta w_3 - \delta w_4 + \delta v_3'\bar{y}) \dots\dots\dots (2.19) \end{aligned}$$

ここで、 $w_1, w_2, w_3, w_4, v_1', v_3'$ はそれぞれの節点における変位である。

外力による仮想仕事は式(2.6)の右辺で与えられる。ここで、 y 方向に分布荷重 q_y および $\beta_i l$ ($i=1,\dots,n$)点に集中荷重 P_{yi} が作用し、 z 方向に分布荷重 q_z および $\beta_i l$ ($i=1,\dots,n$)点に集中荷重 P_{zi} が鋼桁に、分布荷重 q_c および $\beta_i l$ ($i=1,\dots,n$)点に集中荷重 P_{ci} がコンクリートスラブに作用している場合、外力による仮想仕事 δW は次のように示される。

$$\delta W = \int q_s \delta w_s dz + \int q_c \delta w_c dz + \int q_y \delta v dz + \sum P_{si} \delta w_{si} + \sum P_{ci} \delta w_{ci} + \sum P_{yi} \delta v_{yi} = \delta \bar{u}^T \{ \bar{P} \} \quad (2.20)$$

ここで、 $\{ \bar{P} \}$ は $\{ \bar{u} \}$ に対応する荷重ベクトルであり次のように示される。

$$\{ \bar{P} \} = \left\{ \begin{array}{l} \int q_s g_1 dz + \sum P_{si} g_1(\beta_i) \\ \int q_s g_2 dz + \sum P_{si} g_2(\beta_i) \\ \int q_y g_1 dz + \sum P_{yi} g_1(\beta_i) \\ \int q_y g_2 dz + \sum P_{yi} g_2(\beta_i) \\ \int q_c g_1 dz + \sum P_{ci} g_1(\beta_i) \\ \int q_c g_2 dz + \sum P_{ci} g_2(\beta_i) \\ \int q_s g_3 dz + \sum P_{si} g_3(\beta_i) \\ \int q_s g_4 dz + \sum P_{si} g_4(\beta_i) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (2.21)$$

$$\begin{pmatrix} \int_I q_3 g_3 dz + \Sigma P_{33} g_3(\beta_i) \\ \int_I q_3 g_4 dz + \Sigma P_{34} g_4(\beta_i) \\ \int_I q_4 g_3 dz + \Sigma P_{43} g_3(\beta_i) \\ \int_I q_4 g_4 dz + \Sigma P_{44} g_4(\beta_i) \end{pmatrix}$$

2. 3 不完全連続合成桁の解析

連続合成桁では、中間支点近傍で負の曲げを受けコンクリートスラブに引張り力が作用しひび割れが生じる。連続合成桁の解析では、ひび割れの発生による剛性の低下をいかに考慮するかが重要な問題となる。有限要素法を用いた鉄筋コンクリートばりのひび割れ解析については、Scordelis¹¹⁶⁾の研究以来多くの研究報告^{117)~121)}がある。しかし、それらの研究の多くは二次元の平面要素を用いて解析を行っている。ここでは、引張り力を受けているコンクリートスラブは橋軸方向鉄筋のみ有効とし、剛性の低下を等価な力に置き換え逐次代入法によって解析を行う手法について示す。

2. 3. 1 解析法

連続合成桁のコンクリートスラブには正と負の曲げを受ける要素があり、コンクリートスラブの応力状態によって Fig. 2.4 に示すように四つのタイプに分けることができる。すなわち、コンクリートスラブ要素が橋軸方向にわたって、

- (a) 圧縮応力を受ける
- (b) 圧縮から引張りに変化する応力を受ける
- (c) 引張りから圧縮に変化する応力を受ける
- (d) 引張り応力のみを受ける

場合である。コンクリートスラブの内部仮想仕事はそれぞれの場合について次のように与えられる。

(a) の場合

$$\delta U_{ca} = E_c \int_0^l A_c w_c' \delta w_c' dz + E_c \int_0^l I_c v'' \delta v'' dz = \delta \bar{U}_c \dots \dots \dots (2.22)$$

(b) の場合

$$\delta U_{cb} = \delta \bar{U}_c - \int_a^l \delta U_c' dz = \delta \bar{U}_c - \delta \bar{U}_c^* \dots \dots \dots (2.23)$$

(c) の場合

$$\delta U_{cc} = \delta \bar{U}_c - \int_0^a \delta U_c' dz = \delta \bar{U}_c - \delta \bar{U}_c^* \dots \dots \dots (2.24)$$

(d) の場合

$$\delta U_{cd} = \delta \bar{U}_c - \int_0^l \delta U'_c dz = \delta \bar{U}_c - \delta \bar{U}_c^* \dots \dots \dots (2.25)$$

ここで

$$\delta U'_c = E_c \{ (A_c - nA_r) w'_c \delta w'_c + I_c v'' \delta v'' \} \dots \dots \dots (2.26)$$

である。\$A_c\$には鉄筋の断面積\$A_r\$をコンクリートの換算断面積として含めるので、\$(A_c - nA_r)\$はコンクリートのみの断面積となる。また、状態(b)と(c)において軸ひずみの符号が変化する点までの距離\$a\$は次のように求められる。すなわち、要素内のコンクリートスラブの軸ひずみ分布は、軸変位を三次式で仮定しているので実際は二次曲線分布となるが、ここでは直線分布と仮定し、部材端2、4の軸ひずみを\$\epsilon_2\$、\$\epsilon_4\$とすると、

$$a = \epsilon_2 l / (\epsilon_2 - \epsilon_4) \dots \dots \dots (2.27)$$

で与えられる。

一般の仮想仕事のつり合い式は式(2.6)からわかるように、

$$\delta U = \int_l X_i \delta u_i dz \dots \dots \dots (2.28)$$

で与えられる。一方、式(2.22)から式(2.25)の\$\delta \bar{U}_c\$はコンクリート断面が有効に作用するときの内部仮想仕事であり、\$\delta \bar{U}_c^*\$はコンクリート断面が作用しない部分の内部仮想仕事である。したがって、どの要素もコンクリート断面が有効であるとの仮定から出発すれば、式(2.28)は式(2.22)から式(2.25)を考え合わせて、

$$\delta U = \int_l X_i \delta u_i dz + \delta \bar{U}_c^* \dots \dots \dots (2.29)$$

となる。これは負の曲げを受ける区間の剛性の低下の影響を外力項に付け加えることを示している。なお、\$\delta \bar{U}_c^*\$は次のようにして求めることができる。

$$(a) \text{ の場合 } \delta \bar{U}_c^* = 0 \dots \dots \dots (2.30)$$

$$(b) \text{ の場合 } \delta \bar{U}_c^* = \int_a^l \delta U'_c dz = \int_0^l \delta U'_c dz - \int_0^a \delta U'_c dz \dots \dots \dots (2.31)$$

$$(c) \text{ の場合 } \delta \bar{U}_c^* = \int_0^a \delta U'_c dz \dots \dots \dots (2.32)$$

$$(d) \text{ の場合 } \delta \bar{U}_c^* = \int_0^l \delta U'_c dz \dots \dots \dots (2.33)$$

いずれの場合も\$\delta \bar{U}_c^*\$は \$\int_0^l \delta U'_c dz\$ と \$\int_0^a \delta U'_c dz\$ とで与えられ、\$\int_0^l \delta U'_c dz\$ は式(2.14)の一部として、また、\$\int_0^a \delta U'_c dz\$ は次のように与えられる。

$$\int_0^a \delta U_c' dz = \{\delta u\}^T [K_{crack}^1] \{u\} \dots\dots\dots (2.34)$$

ここで、 $\{u\}$ はコンクリートスラブ要素の変位ベクトルであり、

$$\{u\} = \langle v_1, v_1', w_2, w_2', v_3, v_3', w_4, w_4' \rangle^T \dots\dots\dots (2.35)$$

となる $[K_{crack}^1]$ を付録に示す。

軸ひずみの符号が変化する点までの距離 a は式 (2.27) で求められるが、この式中のひずみは変位で与えられるので、式 (2.29) を解くにあたって繰返し計算を用いる必要がある。式 (2.29) で $\delta \bar{U}_c^*$ を外力のなす仮想仕事の項に加えると繰返し計算のときに、 $[K]$ の前進消去を一度行っておけば、後は右辺の項が変わるごとに後退代入を行えばよい。したがって、式 (2.29) を繰返し計算に用いる表現になおすと i 番目の計算については、

$$[K] \{\bar{u}\}^i = \{\bar{P}\} + [K_{crack}^1]^{i-1} \{u\}^{i-1} \dots\dots\dots (2.36)$$

となる。

以上の結果にもとづいて連続合成桁の計算手順を示すと次のようになる。

- (1) 桁全長にわたってコンクリートスラブは有効に作用するものとして計算する。ここで、 $\{u\}^0 = \{0\}$ として $\{u\}^1$ を求める。
- (2) コンクリートスラブのひずみを算出し、 a 、 $[K_{crack}^1]$ を求める。
- (3) 式 (2.36) から新しい $\{\bar{u}\}^i$ を求め、 v^i と v^{i-1} からノルムで誤差を計算する。つまり、誤差 e は、

$$e = \|v^{(i)} - v^{(i-1)}\| / \|v^{(i)}\| \dots\dots\dots (2.37)$$

であり、この誤差が許容値より小さくなったとき計算を打ち切る。

- (4) 誤差が許容値より大きいときは(2)に戻る。

以上の計算によって連続合成桁の解析を行うことができる。

2. 3. 2 解析結果および考察

ここで示した連続合成桁の解析法の妥当性を検討するため、他で行われた実験結果および解析結果との比較を行い、さらに連続合成桁の挙動について一考察を行う。

Table 2. 1 に解析に用いた桁の剛度および諸量を示す。ここで、MODEL A を単純および連続合成桁の解析に、MODEL B を負の曲げを受ける単純合成桁の解析に、また MODEL C を連続合成桁の解析に用いた。

ずれ止めの剛性は押し抜き試験結果から得られるものであり、直径19mmのスタッドジベルでは、Mainstone¹¹⁵⁾の研究を参考にし、最終耐力の1/5のところの曲線の勾配の値を取るとおよそ1本当たり450~500 ton/cmとなるので、ここでは500 ton/cmを用いることにする。道路橋示方書では、スタッドジ

ベルの許容せん断力は破壊に対して6以上の安全率をもつものとしているので、上記の値はそう不合理ではないと考える。負の曲げを受ける部分のずれ止めの挙動に関する研究はあまり行われていないが、赤尾¹²²⁾は引き抜き試験からずれ止めの剛性を求めている。それによると、19mm径スタッドジベルでは、最終耐力の1/2までは押し抜き試験の場合と差のないことを示しているのので、ここでは、負の曲げを受ける部分の剛性は正の曲げを受ける部分と同様に500 ton/cmを用いることにする。なお、MODEL Cについては3/8 in. 径スタッドジベルを用いているので、ずれ止めの剛性は文献(44)にあるとおりに 0.784×10^6 lb/in. (140 ton/cm)を用いる。

解析の際の要素分割は単純ばかりで16分割としたが、荷重の対称性を考慮しはり中央から半分のみについて計算を行った。一方、連続合成桁の解析では各スパン8分割とした。ただし、断続合成桁ではずれ止めを集中配置した付近をさらに分割し12分割とした。

Table 2.2に、集中荷重および等分布荷重を受ける単純合成桁(MODEL A-1)の軸方向力、ずれ止めに作用する力およびたわみについて、Newmarkの式より求めた値と本解析法より得られた結果との比較を示す。本解析法により得られた結果はNewmarkの微分方程式より得られた結果とよく一致している。

負の曲げに対する解析結果を検討するため、Maeda¹²³⁾らおよびTeraszkiewicz (Moffatt⁴⁴⁾による)の実験結果と本解析結果の比較を行う。単純合成桁(MODEL B)を上下逆に設置し二点載荷した場合のひずみ分布とたわみについてMaedaらの実験結果と本解析結果との比較をFig. 2.5に示す。また、連続合成桁(MODEL C)に集中荷重を載荷した場合のたわみおよび接合面のずれについてTeraszkiewiczによる実験結果と本解析結果との比較をFig. 2.6に示す。同図には、ずれについてMoffattによる計算結果を併示する。なお、たわみについては本解析結果とMoffattの解析結果はほぼ一致していた。以上の結果より、本解析結果は実験結果による挙動をよく示していると考えられる。

連続合成桁には、桁全長にわたってずれ止めを連続的に配置する形式(プレストレスしない連続合成桁、MODEL A-2-1)と負の曲げモーメント全域あるいは一部にずれ止めを配置しないいわゆる断続合成桁(MODEL A-2-2)とがある。AASHTOの示方書では、断続合成桁はプレストレスしない連続合成桁同様に規定されており、その場合負の曲げモーメント区間のコンクリートスラブ中の橋軸方向鉄筋は合成断面に算入せず無視し、曲げモーメントの反曲点付近にずれ止めの補強を行う様規定されている。本解析法は、ずれ止めを不等間隔配置した場合にも適用できるので、一例としてそれらの連続合成桁の曲げ性状について比較計算を行う。等分布荷重(1.5 ton/m)を載荷した場合のスパン中央のたわみおよび曲げモーメントおよび中間支点上の曲げモーメントに関してMODEL A-2-1とMODEL A-2-2の比較をTable 2.3に示す。次に、コンクリートスラブに作用する軸力図、水平せん断力図、鉄筋および下フランジのひずみ図をFig. 2.7に示す。ここで、MODEL A-2-1とMODEL A-2-2で差を示すのは、断続合成桁でずれ止めを配置していない負の曲げモーメント域のみであるのでその部分についてのみ示してある。Table 2.3から明らかなように、断続合成桁において負の曲げモーメント区間のおよそ半分程度非合成にしたぐらいでは桁の剛性はずれ止めを連続的に配

置した桁と比較してそれほど顕著な差は見られない。また、Fig. 2.7から明らかなように、軸力はMODEL A-2-2の場合にはMODEL A-2-1と比較して中間支点上で約20%減少している。一方、水平せん断力は、MODEL A-2-2の場合断続点に大きな値が出ており、断続点のずれ止めの補強方法について検討を行う必要があると考える。下フランジの応力は、中間支点でMODEL A-2-2の場合MODEL A-2-1と比較して5%大きい。

Fig. 2.8にずれ止めを等間隔配置した3スパン連続合成桁に等分布荷重を載荷した場合の軸力図を示す。本解析法では、軸方向変位を三次式で仮定しているので、軸力は要素内において二次式で表現されており、これは軸方向変位を一次式で仮定した場合に要素内の軸力が一定となるのと異なる点である。本解析法では、Fig. 2.8に示すような複雑な軸力の分布を少ない分割数で表現することが可能である。

2. 4 合成桁の弾塑性解析

近年、アメリカ、イギリスおよび西ドイツ等において、合成桁の設計法が許容応力度設計法から荷重係数設計法あるいは限界状態設計法に移行されつつある^{124)~126)}。荷重係数設計法、限界状態設計法あるいは塑性設計法を構造設計に導入する場合は終局状態の構造物の安全性および安定性等力学的挙動を明らかにする必要がある。特に、合成桁のようにコンクリートスラブ、鋼桁およびずれ止めのような異種材料からなる複合構造物においては、それぞれの材料の性質が構造物の終局状態におよぼす影響を明らかにしなければならない。ここでは、2. 2節で示した合成桁の新しい要素を用いた簡単な弾塑性解析手法について示す。

2. 4. 1 仮定

弾塑性解析に用いた基礎的仮定は次に示すとおりである。

- (1) ひずみは、要素内の厚さ方向に線形に変化しているものとし、塑性進展あるいはひび割れが生じてもなお平面保持の法則が成立するものとする。
- (2) 鋼材の応力—ひずみ関係は、Fig. 2.9(a)に示すように、引張りおよび圧縮側ともに完全弾塑性体とし、ひずみ硬化はないものとする。
- (3) コンクリートの応力—ひずみ関係は、Fig. 2.9(b)に示すように、圧縮側は完全弾塑性体とする。引張り側は引張り限度までは弾性とし、それ以後の荷重の増分に対してはひび割れが生じ、その領域のコンクリートは引張りに低抗できないものとする。
- (4) ずれ止めの力—ずれ関係は、Fig. 2.9(c)に示すように bilinear で仮定する。
- (5) コンクリートスラブと鋼桁の間の浮き上がりはないものとし、接合面の付着および摩擦の影響は無視する。

2. 4. 2 はり要素の塑性進展による初期ひずみマトリックス

ここでは、2. 2節で示した合成桁要素を用い、また、はりの降伏後の挙動については、Armenら

によって示されたはりの塑性進展を考慮した解析法を合成桁要素に応用して用いる¹²⁷⁾。

塑性理論では、応力が弾性限度を越え、塑性状態に達した後の全ひずみ ϵ_z^T は、弾性成分のひずみ ϵ_z^e と塑性成分のひずみ ϵ_z^p から成り次のように示される。

$$\epsilon_z^T = \epsilon_z^e + \epsilon_z^p \dots\dots\dots (2.38)$$

はり要素では、全ひずみ ϵ_z^T は、軸方向変位 (w) および曲げによる変位 (v) を用いて次のように与えられる。

$$\epsilon_z^T = (dw/dz) - (d^2v/dz^2) y = w' - v'' y \dots\dots\dots (2.39)$$

一方、要素の一部が塑性に達した場合、塑性領域内の塑性ひずみの分布は要素内において線形に変化しているものと仮定する。つまり、Fig. 2.10に示すように、はり要素の上下面の塑性領域内において塑性ひずみ ϵ_p^u 、 ϵ_p^l は次のように示される。

$$\epsilon_p^u = \left(\frac{d^u - t - y}{d^u} \right) \{ \epsilon_{pi}^u (1 - \beta) + \epsilon_{pj}^u \beta \} \dots\dots\dots (2.40)$$

$$\epsilon_p^l = \left(\frac{t + y - d^l}{2t - d^l} \right) \{ \epsilon_{pi}^l (1 - \beta) + \epsilon_{pj}^l \beta \} \dots\dots\dots (2.41)$$

ここで、 $\beta = z/l$ であり、 ϵ_{pi}^u 、 ϵ_{pi}^l 、 ϵ_{pj}^u および ϵ_{pj}^l は、節点 i 、 j における上下面の塑性ひずみの値であり、また、 d^u および d^l はそれぞれ上面から弾塑性の境界面までの距離であり次のように与えられる。

$$d^u(z) = d_i^u (1 - \beta) + d_j^u \beta \dots\dots\dots (2.42)$$

$$d^l(z) = d_i^l (1 - \beta) + d_j^l \beta \dots\dots\dots (2.43)$$

また、はり要素の塑性ひずみベクトル $\{\epsilon_p\}$ は次のように示される。

$$\{\epsilon_p\} = \langle \epsilon_{pi}^u, \epsilon_{pj}^u, \epsilon_{pi}^l, \epsilon_{pj}^l \rangle^T \dots\dots\dots (2.44)$$

ここで、2. 2節で示したように、はりを軸力と曲げを受ける要素でモデル化し、それぞれの方向の変位を式 (2.2)、(2.4) で仮定すると、はり要素の一部が降伏した後のはり要素の内部仮想仕事 δU_b は次のようになる。

$$\begin{aligned} \delta U_b &= \int_V \sigma_z \delta \epsilon_z dV = E \int_V \epsilon_z^T \delta \epsilon_z^T dV - E \int_{V_p} \epsilon_z^p \delta \epsilon_z^T dV_p \\ &= \{ EA \int_0^l w' \delta w' dz + EI \int_0^l v'' \delta v'' dz \} - \{ Eb \int_{d^l-t}^t \int_0^l \epsilon_p^l (\delta w' - y \delta v'') dy dz \\ &\quad + Eb \int_{-t}^{-t+d^u} \int_0^l \epsilon_p^u (\delta w' - y \delta v'') dy dz \} \\ &= \{ \delta u \}^T [K_b] \{ u \} - \{ \delta u \}^T [K_b^*] \{ \epsilon_p \} \dots\dots\dots (2.45) \end{aligned}$$

ここで、 $[K_b]$ ははり要素の剛性マトリックスであり、 $[K_b^*]$ ははり要素の塑性進展による初期ひずみマトリックスである。 $[K_b^*]$ を付録に示す。

はり要素の場合と同様に鉄筋の塑性状態も考慮することができる。Fig. 2.11に示すように、鉄筋コンクリート要素の重心軸から d_i ($i=1 \dots n$) の深さに断面積 A_i^r の鉄筋が集中的に配置されているものとする。鉄筋要素の一部が降伏に入った後の鉄筋の塑性ひずみの分布をはり要素の場合と同様につぎのように仮定する。

$$(\epsilon_p^r)_i = (\epsilon_{p_i}^r)_i (1 - \beta) + (\epsilon_{p_j}^r)_i \beta \dots\dots\dots (2.46)$$

したがって、鉄筋要素の内部仮想仕事は、

$$\begin{aligned} \delta U_r &= \int_V \sigma_z \delta \epsilon_z dV = E_s \int_V \epsilon_z^T \delta \epsilon_z^T dV - E_s \int_{V_p} \epsilon_z^p \delta \epsilon_z^T dV_p \\ &= \sum_{i=1}^n [E_s A_i^r \int_0^l w' \delta w' dz - E_s A_i^r d_i \int_0^l (w' \delta v'' + v'' \delta w') dz + E_s A_i^r d_i^2 \int_0^l v'' \delta v'' dz] \\ &\quad - \sum_{i=1}^n [E_s A_i^r \int_0^l (\epsilon_p^r)_i \delta w' dz - E_s A_i^r d_i \int_0^l (\epsilon_p^r)_i \delta v'' dz] \\ &= \{\delta u\}^T [K_r] \{u\} - \{\delta u\}^T [K_r^*] \{\epsilon_p^r\} \dots\dots\dots (2.47) \end{aligned}$$

となる。ここで、 $[K_r]$ 、 $[K_r^*]$ は、それぞれ鉄筋要素の剛性マトリックスおよび塑性進展による初期ひずみマトリックスである。また、 $\{\epsilon_p^r\}$ は鉄筋の塑性ひずみベクトルであり次のように示される。

$$\{\epsilon_p^r\} = \langle (\epsilon_{p_i}^r)_1, (\epsilon_{p_j}^r)_1, \dots\dots\dots, (\epsilon_{p_i}^r)_n, (\epsilon_{p_j}^r)_n \rangle^T \dots\dots\dots (2.48)$$

2. 4. 3 コンクリートスラブのひび割れによる剛性の低下

コンクリートはある引張り限度以上の外力には抵抗できずひび割れが生じる。コンクリートスラブにひび割れが生じると、要素内に不釣り合い力が生じひび割れは急激に進展すると考えられる。2. 3節において、連続合成桁の負の曲げを受ける区間のコンクリートスラブ要素の剛性を低下させる解析法を示したが、ここでは、コンクリートスラブの厚さ方向にひび割れの影響を考慮できる解析法について示す。すなわち、要素内において引張り限度以上のひずみが生じている領域はすべてひび割れが発生しているものと見なしその領域の剛性を低下させ、この剛性の低下を初期ひずみの項として取り扱う。なお、ここで考慮したひび割れとは曲げによるひび割れであり、せん断による斜めひび割れについては考慮していない。

Fig. 2.12に示すように、コンクリートスラブ要素の節点 i 、 j に深さ h_i 、 h_j の曲げひび割れが生じ、要素内の任意点におけるひび割れの深さを要素内で線形に変化していると仮定すると、任意点のひび割れ深さ $h(z)$ は次のように示される。

$$h(z) = h_i (1 - \beta) + h_j \beta \dots\dots\dots (2.49)$$

ひび割れの発生している領域において、コンクリートは引張りに抵抗できないものとする、コンクリートスラブ要素の内部仮想仕事 δU_c は、

$$\begin{aligned} \delta U_c &= \int_0^l \int_0^b \int_{-t}^{t-h(z)} \sigma_z \delta \epsilon_z dydx dz \\ &= \int_0^l \int_0^b \int_{-t}^t \sigma_z \delta \epsilon_z dydx dz - \int_0^l \int_0^b \int_{t-h(z)}^t \sigma_z \delta \epsilon_z dydx dz \\ &= \delta \bar{U}_c - \delta \bar{U}_c^* \dots \dots \dots (2.50) \end{aligned}$$

となる。ここで、 $\delta \bar{U}_c$ はコンクリートスラブが全断面有効とした場合の内部仮想仕事である。また、 $\delta \bar{U}_c^*$ はひび割れの発生による低減内部仮想仕事であり、次のように示される。

$$\begin{aligned} \delta \bar{U}_c^* &= E \left\{ \int_0^l A(z) w' \delta w' dz + \int_0^l G(z) (w' \delta v'' + v'' \delta w') dz + \int_0^l I(z) v'' \delta v'' dz \right\} \\ &= \{\delta u\}^T [K_{crack}^2] \{u\} \dots \dots \dots (2.51) \end{aligned}$$

ここで、 $[K_{crack}^2]$ はコンクリートスラブ要素のひび割れによる初期ひずみマトリックスであり、 $A(z)$ 、 $G(z)$ 、 $I(z)$ は次のように定義される。

$$A(z) = \int_0^b \int_{t-h(z)}^t dydx = b \{h_i (1 - \beta) + h_j\} \dots \dots \dots (2.52)$$

$$G(z) = \int_0^b \int_{t-h(z)}^t y dydx = b \{t^2 - (t-h(z))^2\} / 2 \dots \dots \dots (2.53)$$

$$I(z) = \int_0^b \int_{t-h(z)}^t y^2 dydx = b \{t^3 - (t-h(z))^3\} / 3 \dots \dots \dots (2.54)$$

なお、 $[K_{crack}^2]$ を付録に示す。ここで示したひび割れの解析法は、厚さ方向のひび割れの進展を考慮しているので鉄筋コンクリートばりの解析にも適用することができる。

2. 4. 4 ずれ止め要素の初期ひずみマトリックス

ずれ止めの荷重とずれの関係は、一般的にコンクリートの強度とずれ止めの寸法および材料の機械的性質によって影響を受ける¹²⁸⁾。従来の合成桁の弾塑性解析では、ずれ止めの荷重-ずれ曲線を指数関数⁵⁰⁾あるいは折線で近似⁴⁸⁾⁴⁹⁾しているが、ここでは、Fig. 2.9 (c) に示すように完全弾塑性体として簡単に仮定する。

ずれ止め要素においてずれが弾性限度を越えた場合、ずれ Δ_s は弾性成分のずれ Δ_s^e と塑性成分のずれ Δ_s^p を用いて次のように示される。

$$\Delta_s = \Delta_s^e + \Delta_s^p \dots \dots \dots (2.55)$$

塑性成分のずれ Δ_s^p は要素内において線形に変化していると仮定すると、

$$\Delta_s^p = \Delta_i^p (1 - \beta) + \Delta_j^p \beta \dots \dots \dots (2.56)$$

となり、ここで、 Δ_i^p 、 Δ_j^p は i 、 j 節点における塑性成分のずれ量である。また、ずれ Δ_s は式 (2.10) で定義されているので、ずれ止め要素の内部仮想仕事 δU_{sc} は、

$$\begin{aligned} \delta U_{sc} &= \int_0^l F \delta \Delta_s dz = \int_0^l q_s \Delta_s \delta \Delta_s dz - \int_0^l q_s \Delta_s^p \delta \Delta_s dz \\ &= \{\delta u\}^T [K_{sc}] \{u\} - \{\delta u\}^T [K_{sc}^*] \{\Delta_s^p\} \dots\dots\dots (2.57) \end{aligned}$$

となる。ここで、 q_s は単位長さ当たりのずれ止めの剛性であり、 $[K_{sc}]$ 、 $[K_{sc}^*]$ はずれ止め要素の剛性マトリックスおよび塑性による初期ひずみマトリックスである。 $[K_{sc}^*]$ を付録に示す。また、 $\{\Delta_s^p\}$ はずれ止め要素の塑性ずれベクトルであり次のように示される。

$$\{\Delta_s^p\} = [\Delta_i^p, \Delta_j^p]^T \dots\dots\dots (2.58)$$

2. 4. 5 計算手順

以上示したように、コンクリートスラブおよび鋼桁の塑性進展、鉄筋の塑性進展、ずれ止めの力—ずれ関係の非線形性およびコンクリートスラブのひび割れによる剛性の低下の影響を初期ひずみの項として取り扱い反復法により計算を行う。反復初期ひずみ法におけるつり合い方程式は次のように示される。

$$[K] \{u\}^i = \{P_0\} + \{P\}^{i-1} \dots\dots\dots (2.59)$$

ここで、 $\{P\}^{i-1}$ は初期ひずみによる修正荷重項であり、不完全合成桁の解析では次のように示される。

$$\begin{aligned} \{P\}^{i-1} &= [K_b^*]^{i-1} \{\epsilon_p\}^{i-1} + [K_{crack}^2]^{i-1} \{u\}^{i-1} + [K_r^*]^{i-1} \{\epsilon_p\}^{i-1} \\ &\quad + [K_s^*]^{i-1} \{\Delta_s^p\}^{i-1} \dots\dots\dots (2.60) \end{aligned}$$

計算手順を Fig. 2.13 のフローチャートに示す。なお、収束の判定は式 (2.37) を用いて行った。

2. 4. 6 解析結果および考察

ここでは、鉄筋コンクリート単純ばり、単純合成桁および連続合成桁について解析を行う。解析の際の分割数は単純ばりについては15分割、連続ばりについては20～24分割とし、ひび割れおよび塑性の進展が予測される付近を細かく分割した。なお、荷重および桁の対称性を考慮して桁の半分について計算を行っている。一方、反復計算における収束の判定は式 (2.37) を用いて行うが、誤差の許容値として 1.0×10^{-4} を用いた。また、収束に際しては各部材力を計算しつり合いが満足されていることを確認した。計算における反復回数は桁の種類および各荷重段階により異なるが、鉄筋コンクリートばりの場合20回前後、合成桁の場合は100回前後であった。また、反復回数が300回を越えても収束条件が満足されない場合は計算を打ち切った。その場合の合成桁のコンクリートスラブの圧縮ひずみは0.003を越え

ており、ACI で提案されているように破壊と見なした¹²⁹⁾。

(1) 実験結果との比較

本弾塑性解析法の妥当性を検討するため、鉄筋コンクリート単純ばり、単純合成桁および2スパン連続合成桁について、他で行われた実験結果および本解析結果との比較を行う。計算に用いた桁の断面および材料の諸量を Table 2.4 に示す。

Losh¹³⁰⁾らによって行われた鉄筋コンクリート単純ばりの曲げ試験結果と本解析結果との比較を荷重—たわみ曲線について Fig. 2.14 に示す。図には、鉄筋の断面積が 0.4 in.^2 ($p=1.25\%$) と 0.2 in.^2 ($p=0.625\%$) の二通りの場合について示してある。曲げひび割れを考慮した本解析結果は鉄筋の断面積が 0.4 in.^2 の場合は実験結果と比較的よく一致している。しかし、鉄筋量が少ない場合は計算結果は桁の剛性の評価が低い。これは本解析法では、ひび割れの発生している領域の応力をすべて解除しているため、桁の剛性の評価が小さくなったものと考えられる。したがって、鉄筋量が少ない場合は引張り領域の応力を徐々に逡減させることも必要であると思われる。しかし、鉄筋量が比較的多い場合や合成桁の一部としてのコンクリートスラブのひび割れの解析としては本解析法は有効であると考えられる。

Chapman¹³¹⁾らによって行われた単純合成桁の実験結果と本解析結果の比較を荷重—たわみ曲線について Fig. 2.15 に、ずれ分布について Fig. 2.16 に示す。なお、ずれ分布については Yam⁵⁰⁾らの解析結果も併記してある。荷重—たわみ曲線については、本解析結果は実験結果と比較的よく一致しており、ずれ分布についても極限状態に近い荷重段階においては実験結果をよく把握している。しかし、荷重が小さい場合は多少ずれ止めの剛性が低くずれが大きく現れている。これは本解析においてずれ止めの力—ずれ関係を bilinear で仮定したことによると考えられる。

Fig. 2.17 に Teraszkiewicz (Yam⁵¹⁾による)による2スパン連続合成桁の実験結果と本解析結果との比較を示す。図には、終局荷重 ($P_u=14 \text{ ton}$) に近い荷重段階 $P=12.2 \text{ ton}$ について、たわみ、接合面のずれおよび鋼桁下フランジのひずみ分布が示されている。また、同図には Yam らによる解析結果も併記されている。図から明らかなように、本解析結果は比較的良好に実験結果と一致している。

以上の結果より、本解析法は、単純および連続合成桁の弾塑性挙動をよく把握できるものと考えられる。

(2) 合成桁の弾塑性挙動

ずれ止めの配置法が異なる合成桁の弾塑性挙動を調べる目的で単純および連続合成桁の解析を行う。単純合成桁では、ずれ止めを桁全長にわたって等間隔に配置した桁 (MODEL G-1-1) とずれ止めを支点上に多くスパン中央に少なく配置した桁 (MODEL G-1-2) について、集中荷重および等分布荷重を載荷させ解析を行った。また、連続合成桁についてはずれ止めを等間隔配置した桁 (MODEL G-2-1) と断続合成桁 (MODEL G-2-2) について集中荷重が作用した場合について解析を行った。Table 2.5 に解析に用いた桁の断面および材料の諸量を示す。

Figs. 2.19, 2.20に集中荷重および等分布荷重が作用した場合の単純合成桁の荷重一たわみ曲線を示す。ずれ止めの配置法の違いによる差はほとんど見られない。MODEL G-1-1について塑性域の進展状況を Fig. 2.21に示す。Fig. 2.21から明らかなように、載荷した荷重の違いによって塑性域の広がりには差が見られる。なお、MODEL G-1-2についても MODEL G-1-1と同様な結果であった。Fig. 2.22および Fig. 2.23に集中荷重 ($P=60, 80, 100$ ton) および等分布荷重 ($q=48, 60$ kg/cm) が作用した場合の軸力の分布を示す。軸力についてもたわみ同様ずれ止めの配置法の違いによる差はほとんど見られない。Figs. 2.24, 2.25にそれぞれの荷重が載荷された場合のずれ分布を示す。それらの図から明らかなように、スパン中央において塑性域が進展するとその付近の接合面のずれが大きくなり、その影響はスパン中央より多少離れた場所において顕著に現れている。また、最大ずれ量に着目すれば、塑性域の進展にかかわらずせん断力に比例してずれ止めを配置した方が有利であると考えられるが、MODEL G-1-2 ではずれ止めの配置量が少ない箇所において、塑性域の進展によりずれの局部的増加があり注意する必要がある。

Fig. 2.26に連続合成桁の中間支点上のモーメントと曲率の関係を示す。図から明らかなように、ずれ止めを連続的に配置した桁の方が断続合成桁より桁剛性が多少高い。Fig. 2.27にひび割れおよび塑性進展の状況を示す。本解析モデルでは、まず最初に中間支点付近の負の曲げモーメント域のコンクリートスラブにひび割れが生じ、荷重の増加とともにスパン中央および中間支点上の鋼桁下フランジより塑性域が進展する。なお、MODEL G-2-1とMODEL G-2-2では、中間支点付近における鋼桁下フランジの塑性域の進展に違いが見られる。Fig. 2.28に鋼桁下フランジのひずみ分布を、Fig. 2.29にコンクリートスラブ中の橋軸方向鉄筋のひずみ分布を示す。これらの図から明らかなように、鋼桁下フランジのひずみ分布についてはずれ止めの配置法の違いによる差はさほど見られないが、橋軸方向鉄筋のひずみ分布については、中間支点上において断続合成桁 (MODEL G-2-2) の鉄筋のひずみはずれ止めを連続的に配置した合成桁 (MODEL G-2-1) のそれのおよそ40%減となっている。Fig. 2.30に軸力の分布を示す。断続合成桁の軸力の分布は非合成区間において一定となっており、その値はMODEL G-2-1のその区間の最大値と比較すると小さい。Fig. 2.31に接合面のずれ分布を示す。ずれ止めを配置した区間においてはずれ止めの配置法の違いによる差は見られないが、負の曲げモーメント区間において差が見られる。断続合成桁では断続点において大きなずれ、すなわちずれ止めに大きな力が作用しており、その傾向は荷重の増加により顕著に現れる。以上の結果より、断続合成桁はずれ止めを連続的に配置した連続合成桁と比較して、桁の剛性が多少低下するが、負の曲げモーメント域の橋軸方向鉄筋の応力を低減するという点で有利であると考えられる。しかし、断続合成桁では合成区間と非合成区間の境界付近においてずれ止めに大きな力が作用し、その傾向は塑性域の進展によって顕著に現れており、断続点のずれ止めの補強および非合成区間長等において十分に配慮する必要がある。

2. 5 結 論

本章では、不完全合成桁のコンクリートスラブと鋼桁を軸力と曲げを受けるはり要素で、接合面に配

置されたずれ止めをばね要素でモデル化した新しい合成桁解析モデルを示し、その合成桁要素を用いた連続合成桁のひび割れを考慮できる解析法およびコンクリートスラブ、鋼桁の塑性進展およびずれ止めの力—ずれ関係の非線形性を考慮できる解析法をそれぞれ示した。また、本解析法による結果と他で行われた実験結果および他の解析結果との比較を行い、本解析結果が実験結果および他の解析結果と比較的よく一致していることを示した。

連続合成桁の解析では、コンクリートスラブのひび割れの影響を等価な力に置き換え反復計算を行うため、また、合成桁の弾塑性解析では、コンクリートおよび鋼材の応力—ひずみ関係およびずれ止めの力—ずれ関係を簡単な仮定を用いて表し、それらの材料非線形の影響をすべて初期ひずみの項として考え反復計算を行うため、他の非線形解析法と比較して短い計算時間で不完全合成桁の非線形挙動が得られるものと考えられる。また、本解析法では、種々のずれ止めの配置が可能であり、断続合成桁などのずれ止めの配置法を考慮した合成桁の挙動解析に適している。

付録 A—1 合成桁要素およびずれ止め要素の剛性マトリックス

式(2.16)で示した合成桁要素の剛性マトリックスおよびずれ止め要素の剛性マトリックスは次のように与えられる。

$$[K_b] = \begin{pmatrix} \frac{6 E_s A_s}{5 l}, \frac{E_s A_s}{10}, 0, 0, 0, 0, -\frac{6 E_s A_s}{5 l}, \frac{E_s A_s}{10}, 0, 0, 0, 0 \\ \frac{2 l E_s A_s}{15}, 0, 0, 0, 0, 0, -\frac{E_s A_s}{10}, \frac{l E_s A_s}{30}, 0, 0, 0, 0 \\ \frac{12 \Sigma EI}{l^3}, \frac{6 \Sigma EI}{l^2}, 0, 0, 0, 0, -\frac{12 \Sigma EI}{l^3}, \frac{6 \Sigma EI}{l^2}, 0, 0, 0, 0 \\ \frac{4 \Sigma EI}{l}, 0, 0, 0, 0, 0, -\frac{6 \Sigma EI}{l^2}, \frac{2 \Sigma EI}{l}, 0, 0, 0, 0 \\ \frac{6 E_c A_c}{5 l}, \frac{E_c A_c}{10}, 0, 0, 0, 0, -\frac{6 E_c A_c}{5 l}, \frac{E_c A_c}{10} \\ \frac{2 l E_c A_c}{15}, 0, 0, 0, 0, 0, -\frac{E_c A_c}{10}, -\frac{l E_c A_c}{30} \\ \frac{6 E_s A_s}{5 l}, \frac{E_s A_s}{10}, 0, 0, 0, 0, 0, 0 \\ \frac{2 l E_s A_s}{15}, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0 \\ \frac{12 \Sigma EI}{l^3}, \frac{6 \Sigma EI}{l^2}, 0, 0, 0, 0, 0, 0 \\ \frac{4 \Sigma EI}{l}, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0 \\ \frac{6 E_c A_c}{5 l}, \frac{E_c A_c}{10}, 0, 0, 0, 0, 0, 0 \\ \frac{2 l E_c A_c}{15}, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0 \end{pmatrix} \quad \dots (A.2.1)$$

Symmetric

$$[K_{sc}] = \begin{pmatrix}
 A_{11} & A_{21} & B_{11} & B_{12} & -A_{11} & -A_{21} & A_{31} & A_{41} & -B_{11} & B_{14} & -A_{31} & -A_{41} \\
 & A_{22} & B_{21} & B_{22} & -A_{21} & -A_{22} & A_{32} & A_{42} & -B_{21} & B_{24} & -A_{32} & -A_{42} \\
 & & C_{11} & C_{21} & -B_{11} & -B_{21} & B_{31} & B_{41} & -C_{11} & C_{41} & -B_{31} & -B_{41} \\
 & & & C_{22} & -B_{12} & -B_{22} & B_{32} & B_{42} & -C_{21} & C_{42} & -B_{32} & -B_{42} \\
 & & & & A_{11} & A_{21} & -A_{31} & -A_{41} & B_{11} & -B_{14} & A_{31} & A_{41} \\
 & & & & & A_{22} & -A_{32} & -A_{42} & B_{21} & -B_{24} & A_{32} & A_{42} \\
 & & & & & & A_{33} & A_{43} & -B_{31} & B_{34} & -A_{33} & -A_{43} \\
 & & & & & & & A_{44} & -B_{41} & B_{42} & -A_{43} & -A_{44} \\
 & & & & & & & & C_{11} & -C_{41} & B_{31} & B_{41} \\
 & & & & & & & & & C_{44} & -B_{34} & -B_{42} \\
 & & & & & & & & & & A_{33} & A_{43} \\
 & & & & & & & & & & & A_{44}
 \end{pmatrix} \cdots (A2.2)$$

Symmetric

$A_{11} = (10q_1 + 3q_2) l / 35 + Q_1$	$A_{21} = (15q_1 + 7q_2) l^2 / 420$	$A_{22} = (5q_1 + 3q_2) l^3 / 840$
$A_{31} = (9q_1 + 9q_2) l / 140$	$A_{32} = (6q_1 + 7q_2) l^2 / 420$	$A_{33} = (3q_1 + 10q_2) l / 35 + Q_2$
$A_{41} = -(7q_1 + 6q_2) l^2 / 420$	$A_{42} = -(q_1 + q_2) l^3 / 280$	$A_{43} = -(7q_1 + 15q_2) l^2 / 420$
$A_{44} = (3q_1 + 5q_2) l^3 / 840$	$B_{11} = -(22q_1 + 13q_2) y / 70$	$B_{12} = (23q_1 - 2q_2) l y / 210 + Q_1 y$
$B_{14} = -(31q_1 + 11q_2) l y / 420$	$B_{21} = -(4q_1 + 3q_2) l y / 70$	$B_{22} = -(q_2 - q_1) l^2 y / 210$
$B_{24} = -(5q_1 + 2q_2) l^2 y / 420$	$B_{31} = -(13q_1 + 22q_2) y / 70$	$B_{32} = -(11q_1 + 31q_2) l y / 420$
$B_{34} = (23q_2 - 2q_1) l y / 210 + Q_2 y$	$B_{41} = (3q_1 + 4q_2) l y / 70$	$B_{42} = (2q_1 + 5q_2) l^2 y / 420$
$C_{11} = (24q_1 + 18q_2) y^2 / 35l$	$C_{21} = q_2 y^2 / 10$	$C_{22} = (3q_1 + q_2) l y^2 / 30 + Q_1 y^2$
$C_{44} = (q_1 + 3q_2) l y^2 / 30 + Q_2 y^2$	$C_{42} = -(q_1 + q_2) l y^2 / 60$	$C_{41} = q_1 y^2 / 10$

付録 A-2 仮想仕事の原理から Newmark の式の誘導

式 (2.12) に示されているように仮想仕事の原理より、不完全合成桁のつり合い方程式は外力として等分布荷重 q のみが作用している場合について考えると次のように示される。

$$E_s \int_l A_s w'_s \delta w'_s dz + E_c \int_l A_c w'_c \delta w'_c dz + \int_l (\Sigma EI) v'' \delta v'' dz + \int_l q_s (w_s - w_c + v' \bar{y}) (\delta w_s - \delta w_c + \delta v' \bar{y}) dz - \int_l q \delta v dz = 0 \cdots (A2.3)$$

式 (A2.3) において、 $\delta v'$ 、 $\delta w'_c$ および $\delta w'_s$ を持つ項では 1 回、 $\delta v''$ を持つ項では 2 回部分積分を行う。すなわち、

$$\int_l v'' \delta v'' dz = v'' \delta v' \Big|_l - v''' \delta v \Big|_l + \int_l v^{(4)} \delta v dz \cdots (A2.4)$$

$$\int_l w' \delta w' dz = w' \delta w \Big|_l - \int_l w'' \delta w dz \cdots (A2.5)$$

を利用すると、式 (A2.3) は次のように示される。

$$\int_l \{-E_c A_c w_c'' + q_s (w_c - w_s) - q_s \bar{y} v'\} \delta w_c dz + \int_l \{-E_s A_s w_s'' + q_s (w_s - w_c) + q_s \bar{y} v'\} \delta w_s dz$$

$$+ \int_l \{(\Sigma EI) v^{(4)} - q_s \bar{y} (w_s' - w_c' + \bar{y} v'') - q\} \delta v dz + E_c A_c w_c' \delta w_c \Big|_l + E_s A_s w_s' \delta w_s \Big|_l + \Sigma EI v'' \delta v \Big|_l$$

$$+ \{(\Sigma EI) w'' + q_s \bar{y} (w_s - w_c + \bar{y} v')\} \delta v \Big|_l = 0 \quad \dots\dots\dots (A2.6)$$

これより次に示すつり合い方程式が得られる。

$$-E_c A_c w_c'' + q_s (w_c - w_s) - q_s \bar{y} v' = 0 \quad \dots\dots\dots (A2.7)$$

$$-E_s A_s w_s'' + q_s (w_s - w_c) + q_s \bar{y} v' = 0 \quad \dots\dots\dots (A2.8)$$

$$(\Sigma EI) v^{(4)} - q_s \bar{y} (w_s' - w_c' - \bar{y} v'') - q = 0 \quad \dots\dots\dots (A2.9)$$

これらは軸方向変位およびたわみに関する二階および四階の微分方程式である。さらに式 (A2.7) を x について微分すると、

$$-E_c A_c w_c''' + q_s (w_c' - w_s') - q_s \bar{y} v'' = 0 \quad \dots\dots\dots (A2.10)$$

が得られる。合成桁のコンクリートスラブおよび鋼桁に作用する軸方向力 F は次のように示される。

$$F = -E_c A_c w_c' = E_s A_s w_s' \quad \dots\dots\dots (A2.11)$$

一方、コンクリートスラブと鋼桁に作用するモーメントを M_c, M_s とすると、モーメントのつり合い式は、

$$M = M_c + M_s + F \bar{y} \quad \dots\dots\dots (A2.12)$$

となり、また、モーメントと曲率の関係は次のように示される。

$$v'' = -\frac{M_c}{E_c I_c} = -\frac{M_s}{E_s I_s} = -\frac{M - F \bar{y}}{\Sigma EI} \quad \dots\dots\dots (A2.13)$$

式 (A2.11)、(A2.13) を式 (A2.10) に代入すると、

$$F'' - q_s \frac{\bar{EI}}{EA \Sigma EI} F = -q_s \frac{M \bar{y}}{\Sigma EI} \quad \dots\dots\dots (A2.14)$$

となる。ここで、

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{EA} &= \frac{1}{E_c A_c} + \frac{1}{E_s A_s} & \Sigma EI &= E_c I_c + E_s I_s \\ \bar{EI} &= \Sigma EI + EA \bar{y}^2 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (A2.15)$$

である。式 (A2.14) は Newmark の軸力に関する微分方程式と一致している。一方、式 (A2.9) よりたわみに関する微分方程式を誘導することができるが、それは Heiling の方程式と一致する。

付録 A-3 マトリックス $[K^1_{crack}]$

連続合成桁における式 (2.34) のマトリックス $[K^1_{crack}]$ は次のように示される。

$$[K^1_{crack}] = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & 0 & 0 & -D_{11} & D_{14} & 0 & 0 \\ & D_{22} & 0 & 0 & -D_{12} & D_{24} & 0 & 0 \\ & & C_{11} & C_{12} & 0 & 0 & -C_{11} & C_{14} \\ & & & C_{22} & 0 & 0 & -C_{12} & C_{21} \\ & & & & D_{11} & -D_{14} & 0 & 0 \\ & & & & & D_{44} & 0 & 0 \\ & & & & & & C_{11} & -C_{14} \\ & & & & & & & C_{44} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (A2.16)$$

Symmetric

ここで、

$$\begin{aligned} C_{11} &= E_c A_c (7.2 \alpha^5 - 18 \alpha^4 + 12 \alpha^3) / l & D_{11} &= E_c I_c (48 \alpha^3 - 72 \alpha^2 + 36 \alpha) / l^3 \\ C_{12} &= E_c A_c (3.6 \alpha^5 - 10.5 \alpha^4 + 10 \alpha^3 - 3 \alpha^2) & D_{12} &= E_c I_c (24 \alpha^3 - 42 \alpha^2 + 24 \alpha) / l^2 \\ C_{14} &= E_c A_c (3.6 \alpha^5 - 7.5 \alpha^4 + 4 \alpha^3) & D_{14} &= E_c I_c (24 \alpha^3 - 30 \alpha^2 + 12 \alpha) / l^2 \\ C_{22} &= E_c A_c (1.8 \alpha^5 - 6 \alpha^4 + 22 \alpha^3 / 3 - 4 \alpha^2 + \alpha) l & D_{22} &= E_c I_c (12 \alpha^3 - 24 \alpha^2 + 16 \alpha) / l \\ C_{24} &= E_c A_c (1.8 \alpha^5 - 4.5 \alpha^4 + 11 \alpha^3 / 3 - \alpha^2) l & D_{24} &= E_c I_c (12 \alpha^3 - 18 \alpha^2 + 8 \alpha) / l \\ C_{44} &= E_c A_c (1.8 \alpha^5 - 3 \alpha^4 + 4 \alpha^3 / 3) l & D_{44} &= E_c I_c (12 \alpha^3 - 12 \alpha^2 + 4 \alpha) / l \end{aligned}$$

であり、 $\alpha = a / l$ である。

付録 A-4 初期ひずみマトリックス

式 (2.45) で示されたはり要素の初期ひずみマトリックス $[K_b^*]$ および式 (2.51)、(2.57) で示されたひび割れによる初期ひずみマトリックス $[K^2_{crack}]$ およびずれ止めの初期ひずみマトリックス $[K_{sc}^*]$ はそれぞれ次のように与えられる。

$$[K_b^*] = Eb \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} & K_{14} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} & K_{24} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} & K_{34} \\ K_{41} & K_{42} & K_{43} & K_{44} \\ -K_{11} & -K_{12} & -K_{13} & -K_{14} \\ K_{61} & K_{62} & K_{63} & K_{64} \\ -K_{31} & -K_{32} & -K_{33} & -K_{34} \\ K_{81} & K_{82} & K_{83} & K_{84} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (A2.17)$$

ここで、

$$K_{11} = - (1/10) C_1 - (1/4) C_2,$$

$$K_{12} = - (3/20) C_1 - (1/4) C_2,$$

$$K_{13} = (1/10) C_3 + (1/4) C_4,$$

$$K_{14} = (3/20) C_3 + (1/4) C_4,$$

$$K_{21} = - (l/120) C_1 + (l/24) C_2,$$

$$K_{22} = - (l/30) C_1 - (l/24) C_2,$$

$$K_{23} = (l/120) C_3 - (l/24) C_4,$$

$$K_{24} = (l/30) C_3 + (l/24) C_4,$$

$$K_{31} = - (1/60l) C_5 - (1/6l) C_7,$$

$$K_{32} = - (3/20l) C_5 + (1/6l) C_6 + (1/6l) C_7,$$

$$K_{33} = (1/60l) C_8 + (1/6l) C_{10},$$

$$K_{34} = (3/20l) C_8 - (1/6l) C_9 - (1/6l) C_{10},$$

$$K_{41} = (1/180) C_5 - (1/36) C_6 - (1/6) C_7,$$

$$K_{42} = - (1/30) C_5 + (1/36) C_6,$$

$$K_{43} = - (1/180) C_8 + (1/36) C_9 + (1/6) C_{10},$$

$$K_{44} = (1/30) C_8 - (1/36) C_9,$$

$$K_{61} = - (l/120) C_1 - (l/24) C_2,$$

$$K_{62} = (l/20) C_1 + (l/24) C_2,$$

$$K_{63} = (l/120) C_3 + (l/24) C_4,$$

$$K_{64} = - (l/20) C_3 - (l/24) C_4,$$

$$K_{81} = - (1/45) C_5 + (1/36) C_6,$$

$$K_{82} = - (7/60) C_5 + (5/36) C_6 + (1/6) C_7,$$

$$K_{83} = (1/45) C_8 - (1/36) C_9,$$

$$K_{84} = (7/60) C_8 - (5/36) C_9 - (1/6) C_{10},$$

$$C_1 = d_j^u - d_i^u,$$

$$C_2 = d_i^u,$$

$$C_3 = d_j^l - d_i^l,$$

$$C_4 = d_i^l - 2t,$$

$$C_5 = (d_j^u - d_i^u)^2,$$

$$C_6 = (d_j^u - d_i^u)(3t - 2d_i^u),$$

$$C_7 = (3t - d_i^u)d_i^u,$$

$$C_8 = (d_j^l - d_i^l)^2,$$

$$C_9 = (d_j^l - d_i^l)(t - 2d_i^l),$$

$$C_{10} = 2t^2 + td_i^l - (d_i^l)^2,$$

であり、また、

$$[K_{crack}^2] = E_c \begin{pmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & C_{14} & C_{11} & C_{16} & C_{13} & C_{18} \\ & C_{22} & C_{23} & C_{24} & C_{12} & C_{26} & C_{23} & C_{28} \\ & & C_{33} & C_{34} & C_{13} & C_{36} & C_{33} & C_{38} \\ & & & C_{44} & C_{14} & C_{46} & C_{34} & C_{48} \\ & & & & C_{11} & C_{16} & C_{13} & C_{18} \\ & & & & & C_{66} & C_{36} & C_{68} \\ & & & & & & C_{33} & C_{38} \\ & & & & & & & C_{88} \end{pmatrix} \dots\dots\dots (A2.18)$$

ここで、

$$\begin{aligned}
 C_{11} &= (7A_i + 7A_j)/(5L), & C_{16} &= A_i/10, & C_{46} &= -(7G_i + 8G_j)/30, \\
 C_{12} &= A_j/10, & C_{18} &= (G_i + 4G_j)/(5L), & C_{48} &= (I_i + I_j)/L, \\
 C_{13} &= (3G_j - 3G_i)/(5L^2), & C_{22} &= (3A_i + A_j)l/30, & C_{66} &= (A_i + 3A_j)l/30, \\
 C_{14} &= -(4G_i + G_j)/(5L), & C_{23} &= (7G_i + 3G_j)/(10L), & C_{68} &= -(2G_i + 13G_j)/30, \\
 C_{24} &= (13G_i + 2G_j)/30, & C_{34} &= (4I_i + 2I_j)/l^2, & C_{88} &= (I_i + 3I_j)/L, \\
 C_{26} &= -(A_i + A_j)l/60, & C_{36} &= -(3G_i + 7G_j)/(10L), \\
 C_{28} &= (8G_i + 7G_j)/30, & C_{38} &= (2I_i + 4I_j)/l^2, \\
 C_{33} &= (6I_i + 6I_j)/l^3, & C_{44} &= (3I_i + I_j)/L,
 \end{aligned}$$

である。一方、

$$[K_{sc}^*]^T = \frac{1}{60} \begin{bmatrix} S_{11} & S_{21} & S_{31} & S_{41} & -S_{11} & -S_{21} & S_{71} \\ S_{12} & S_{22} & S_{32} & S_{42} & -S_{12} & -S_{22} & S_{72} \\ & & & & S_{81} & -S_{31} & S_{101} & -S_{71} & -S_{81} \\ & & & & S_{82} & -S_{32} & S_{102} & -S_{72} & -S_{82} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (A2.19)$$

$$\begin{aligned}
 S_{11} &= 16l q_i + 5l q_j, & S_{42} &= -l y q_i - 4l y q_j, \\
 S_{12} &= 5l q_i + 4l q_j, & S_{71} &= 4l q_i + 5l q_j, \\
 S_{21} &= 2l^2 q_i + l^2 q_j, & S_{72} &= 5l q_i + 16l q_j, \\
 S_{22} &= l^2 q_i + l^2 q_j, & S_{81} &= -l^2 q_i - l^2 q_j, \\
 S_{31} &= -18y q_i - 12y q_j, & S_{82} &= -l^2 q_i - 2l^2 q_j, \\
 S_{32} &= -12y q_i - 18y q_j, & S_{101} &= -4l y q_i - l y q_j, \\
 S_{41} &= 6l y q_i - l y q_j, & S_{102} &= -l y q_i + 6l y q_j,
 \end{aligned}$$

である。

付録 A—5 ずれ止めの力—ずれ関係

本章で示した合成桁の弾塑性解析では、ずれ止めの力—ずれ関係を bilinear で仮定したが、その場合の弾性限の力 F_y および弾性限の最大ずれ量 $(\Delta_s^e)_{max}$ は次に示すように実験結果との比較により数値実験的に求めた。すなわち、Fig. A2.1に示すように Chapman¹³¹⁾らによって行われた1/2 in. 径スタッドジベルの押し抜き試験の結果より5つの力—ずれ曲線 (No. 1 ~ No. 5) を仮定し、それぞれの仮定を用いて単純合成桁の解析を行い、実験結果との比較により最適な力—ずれ曲線を選択するものとした。なお、荷重—たわみ曲線 (Fig. 2.15) についてはずれ止めの力—ずれ曲線の仮定の違いによる顕著な差は見られなかった。Fig. A2.2に荷重が40、45 tonの場合のずれ分布を示す。この図からは5つの仮定の内No. 3の仮定が実験結果の性状をよく示していると考えられる。なお、No. 3の仮定を用いると極限状態に近い荷重段階においてはよくずれ分布を把握するものの荷重段階が小さい場合はずれ止めの剛性の評価が小さい。しかし、不完全合成桁の弾塑性挙動を調べる目的としている場合はこの仮定を用

いてもよいものとする。一方、径の違うスタッドジベルについても1/2 in.径スタッドジベルと相似な力-ずれ曲線が得られることが知られているので、他の径のスタッドジベルについてもこれと同様な仮定を用いることができるものとした。すなわち、Fig. A2.3に示すように弾性限の力 F_y を破壊荷重の70%に取り、弾性限の最大ずれ $(\Delta_s^e)_{max}$ を破壊荷重の70%に対応するずれの60%に取り bilinear で表示した。

Table 2.1 Summary of Section Properties.

	YOUNG'S MODULUS FOR STEEL	YOUNG'S MODULUS FOR CONCRETE	SPAN	SHEAR CONNECTOR SPACING	CROSS SECTION	
					CONCRETE SLAB	STEEL BEAM
MODEL A	2.1×10^6 (kg/cm ²)	2.1×10^5 (kg/cm ²)	A-1 32m A-2-1 32mx2 A-2-2 32mx2 A-3 32mx3	CONTINUOUS CONTINUOUS DISCONTINUOUS CONTINUOUS	250 x 20 (cm)	Flg.PL. 300x19 Web.PL. 1600x 9 Flg.PL. 500x28
MODEL B	2.1×10^6 (kg/cm ²)	2.1×10^5 (kg/cm ²)	5 m	CONTINUOUS	50 x 15 (cm)	Flg.PL. 150x10 Web.PL. 350x 8 Flg.PL. 250x15
MODEL C	30×10^6 (lb/sq.in.)	4.5×10^6 (lb/sq.in.)	132 in. x 2	CONTINUOUS	24 x 2.365 (in.)	6in.x3in.x12lb/ft.

MODEL A : SIMPLY SUPPORTED BEAMS UNDER POSITIVE AND NEGATIVE BENDING, CONTINUOUS BEAMS.
 MODEL B : SIMPLY SUPPORTED BEAMS UNDER NEGATIVE BENDING.
 MODEL C : CONTINUOUS BEAMS.

Table 2.2 Comparison of Values obtained from the Proposed Method and the Exact Solution by Newmark with MODEL A-1.

	LOCATION	CONCENTRATED LOAD AT THE MID-SPAN (P = 20 ton)		UNIFORMLY DISTRIBUTED LOAD (q = 1 t/m)	
		PROPOSED ANALYSIS	EXACT	PROPOSED ANALYSIS	EXACT
DEFLECTION (cm)	MID-SPAN QUARTER-SPAN	1.5893 1.0912	1.5899 1.0917	1.5879 1.1316	1.5885 1.1321
AXIAL FORCE ACTING ON SLAB (kg)	MID-SPAN QUARTER-SPAN	86712 44850	86851 44859	71339 53769	71774 53654
HORIZONTAL SHEAR FORCE ACTING ON STUD (kg)	QUARTER-SPAN	474.46	474.69	379.53	379.75

Table 2.3 Comparison of Deflection, Bending Moment between Continuous Composite Beams with MODEL A-2-1 and A-2-2 under Uniformly Distributed Load (q =1.5 t/m).

	MODEL A-2-1	MODEL A-2-2
DEFLECTION AT THE MID-SPAN (cm)	1.1507	1.1608
BENDING MOMENT AT MID-SPAN (t·m)	112.43	112.59
BENDING MOMENT AT THE INTERIOR SUPPORT (t·m)	159.90	160.72

Table 2.4 Summary of Section and Material Properties.

[a] SECTION PROPERTIES

	SPAN	CONCRETE SLAB		STEEL BEAM	SHEAR CONNECTOR		
		WIDTH	THICKNESS		NUMBER	DIMENSION	SPACING
MODEL D	10 ft.	4.0 in.	8.0 in.	-	-	-	-
MODEL E	18 ft.	48.0 in.	6.0 in.	12in.x6in.x44 lb/ft	100	(1/2)x2in.	CONTINUOUS
MODEL F	2x11 ft.	24.0 in.	2.375 in.	6in.x3in.x12 lb/ft	46	(3/8)x2in.	CONTINUOUS

[b] MATERIAL PROPERTIES

	CONCRETE			STEEL		SHEAR CONNECTOR	
	YOUNG'S MODULUS E_c	ULTIMATE COMPRESSIVE STRESS σ_{cu}	SPLITTING TENSILE STRESS σ_{ct}	YOUNG'S MODULUS E_s	YIELD STRESS σ_y	F_y	(Δ_{max}^e)
MODEL D	3.0×10^3 (ksi)	4.0 (ksi)	0.4 (ksi)	3.0×10^4 (ksi)	60 (ksi)	-	-
MODEL E	1330 (ton/sq.in.)	7250 (psi)	725 (psi)	13300 (ton/sq.in.)	17.2 (ton/sq.in.)	4.55 (ton)	0.0143 (in.)
MODEL F	1787 (ton/sq.in.)	6900 (psi)	690 (psi)	13400 (ton/sq.in.)	19.5 (ton/sq.in.)	2.28 (ton)	0.0060 (in.)

MODEL D : REINFORCED CONCRETE BEAMS.
 MODEL E : SIMPLY SUPPORTED COMPOSITE BEAMS.
 MODEL F : 2 SPAN CONTINUOUS COMPOSITE BEAMS.

Table 2.5 Summary of Section and Material Properties.

[a] SECTION PROPERTIES

	SPAN	CONCRETE SLAB		STEEL BEAM	SHEAR CONNECTOR		
		WIDTH	THICKNESS		NUMBER	DIMENSION	SPACING
MODEL G-1-1	32m	250 cm	20 cm	Flg.PL. 40x2.5	378	19x100 (mm)	CONTINUOUS
MODEL G-1-2	32m			Flg.PL. 40x2.5	378		TRIANGULAR
MODEL G-2-1	2x32m			Web.PL. 160x0.9	2x378		CONTINUOUS
MODEL G-2-2	2x32m			Flg.PL. 40x2.5	2x378		DISCONTINUOUS

[b] MATERIAL PROPERTIES

	CONCRETE			STEEL		SHEAR CONNECTOR	
	YOUNG'S MODULUS E_c	ULTIMATE COMPRESSIVE STRESS σ_{cu}	SPLITTING TENSILE STRESS σ_{ct}	YOUNG'S MODULUS E_s	YIELD STRESS σ_y	F_y	(Δ_{max}^e)
	2.1×10^5 (kg/cm ²)	300 (kg/cm ²)	30 (kg/cm ²)	2.1×10^6 (kg/cm ²)	2400 (kg/cm ²)	7.5 (ton)	0.0356 (cm)

MODELS G-1-1 AND G-1-2 : SIMPLY SUPPORTED COMPOSITE BEAMS.
 MODELS G-2-1 AND G-2-2 : 2 SPAN CONTINUOUS COMPOSITE BEAMS.

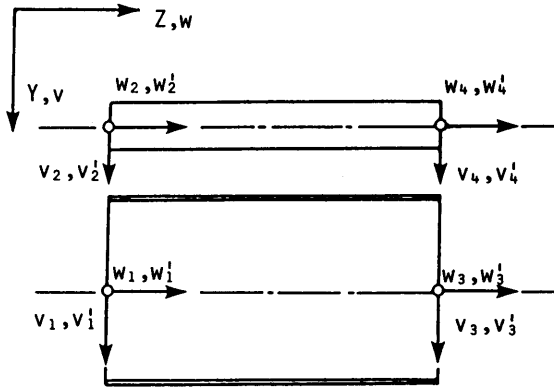


Fig. 2.1 Nodal Displacements for Incomplete Composite Beam Element.

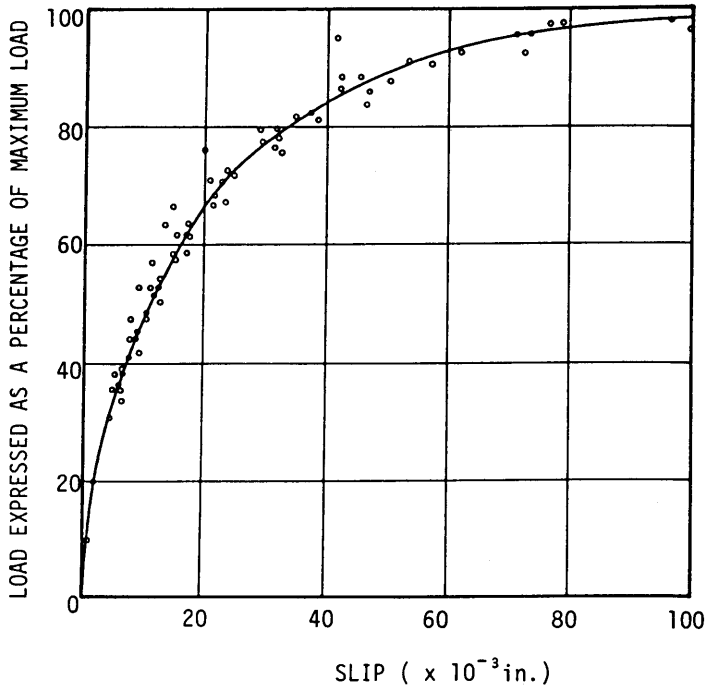


Fig. 2.2 Relationship between Load and Slip for Push-out Specimen 115).

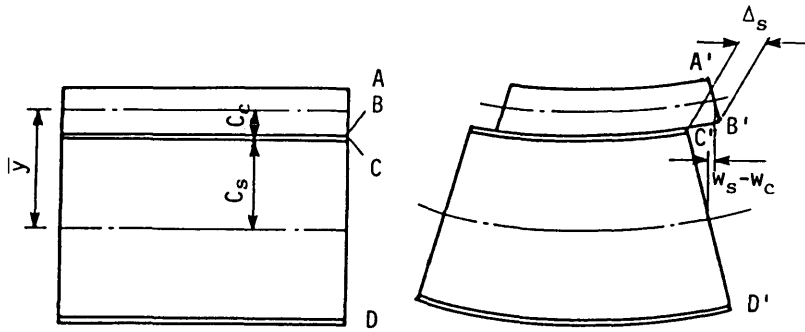


Fig. 2.3 Slip Configuration between the Concrete Slab and Steel Beam.

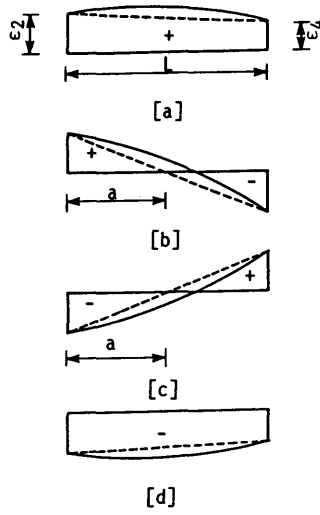


Fig. 2.4 Strain Diagrams in the Concrete Slab.

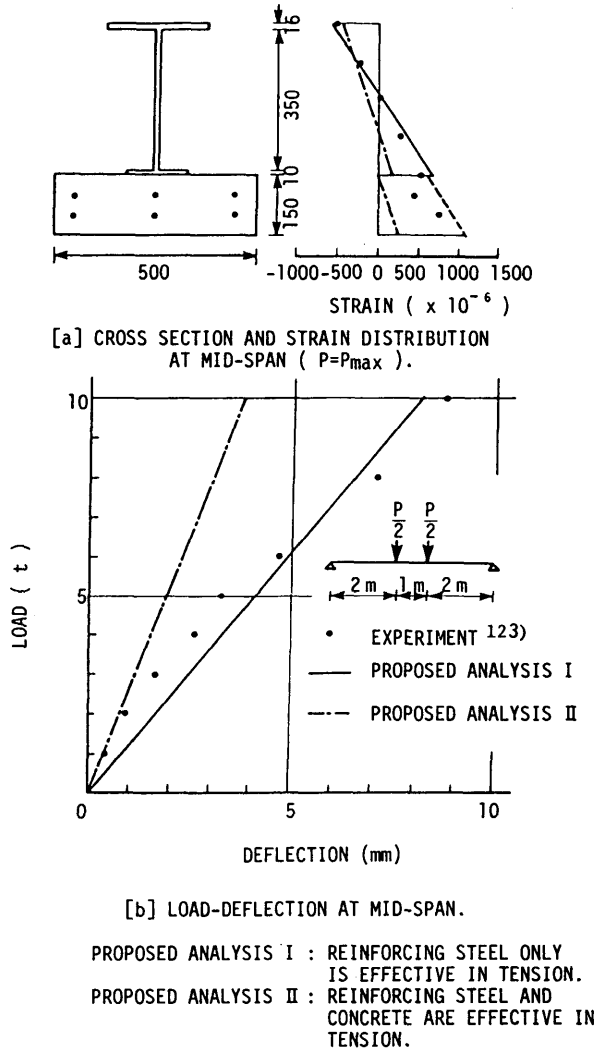


Fig. 2.5 Strain Distributions and Load-Deflection Relationships at Mid-span under Negative Bending.

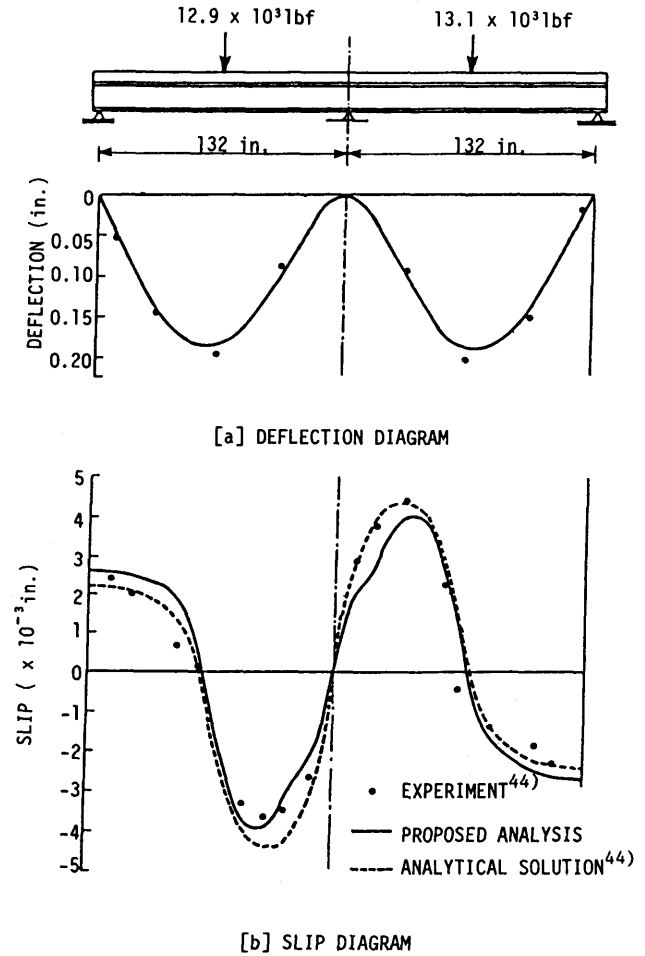


Fig. 2.6 Longitudinal Deflection and Slip Profiles under Concentrated Load.

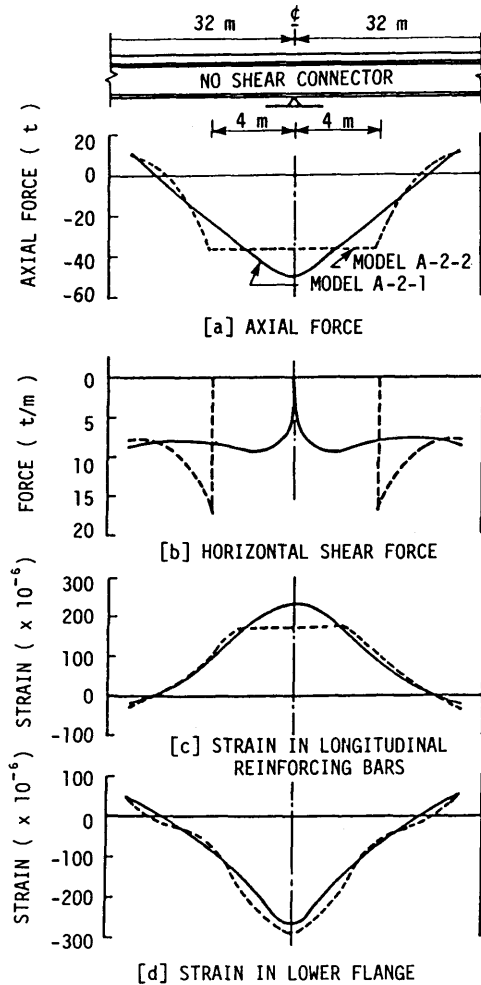


Fig. 2.7 Axial Force, Horizontal Shear Force and Strain Diagrams in the Negative Moment Region under Uniformly Distributed Load ($q = 1.5 \text{ t/m}$).

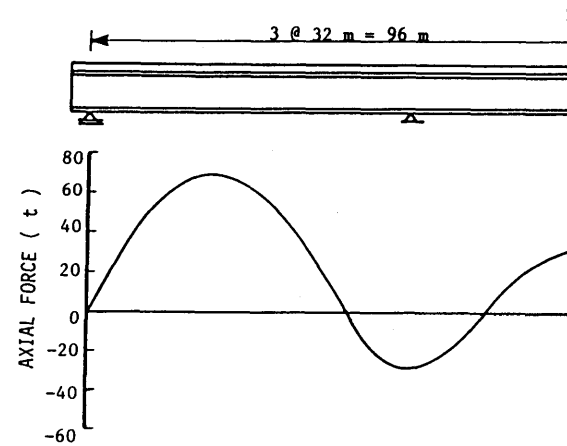


Fig. 2.8 Axial Force Diagram of a 3-Span Continuous Composite Beam with Incomplete Interaction under Uniformly Distributed Load ($q = 1.5 \text{ t/m}$).

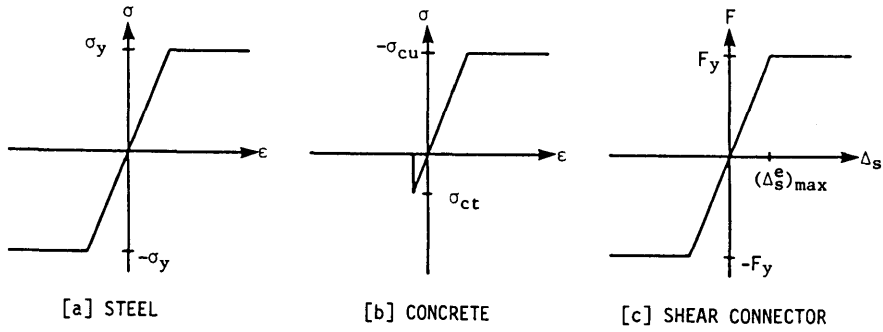


Fig. 2.9 Assumed Stress-Strain Diagrams for Steel and Concrete, and Load-Slip Diagram for a Shear Connector.

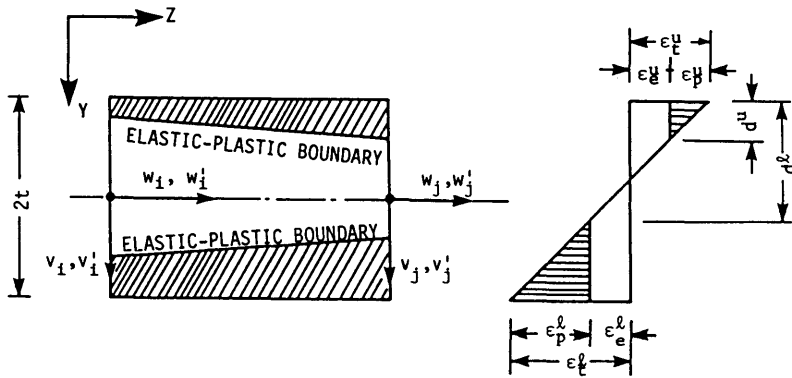


Fig. 2.10 Typical Elastic-Plastic Beam Element (127).

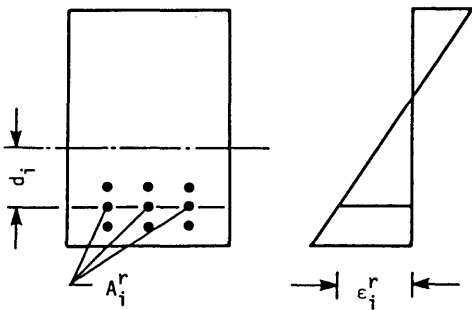


Fig. 2.11 Cross Section of Reinforced Concrete Beams.

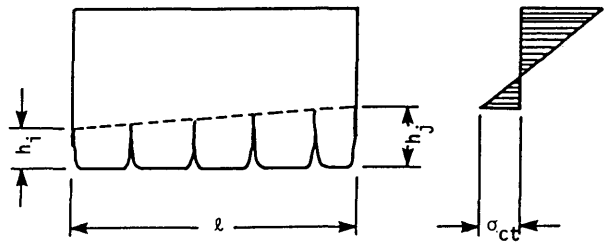


Fig. 2.12 Analytical Model of the Cracked Concrete Beam Element.

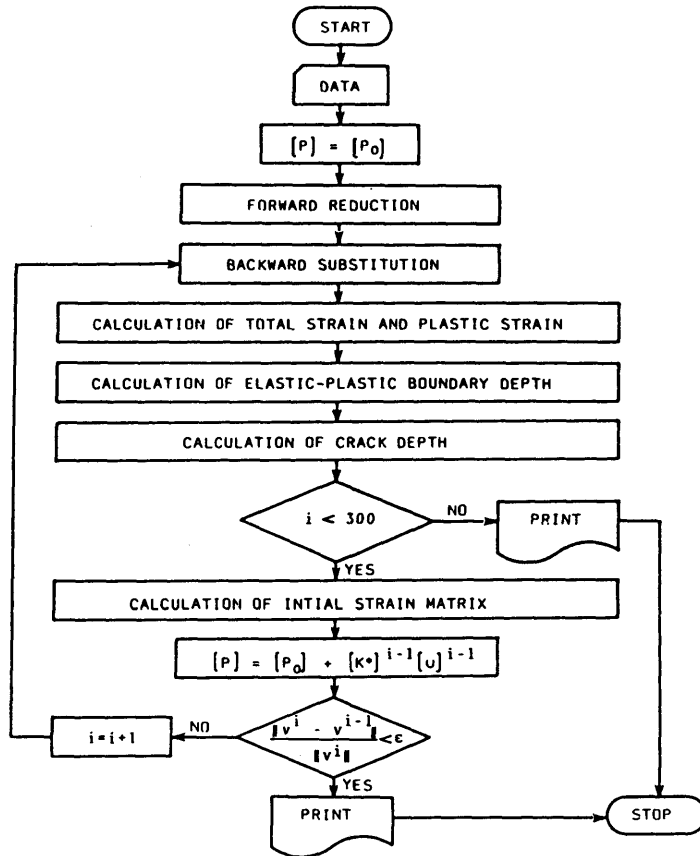


Fig. 2.13 Flow Chart.

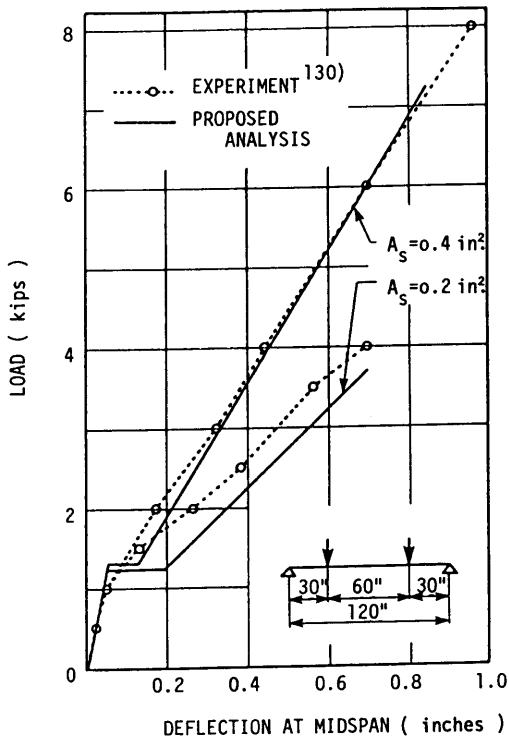


Fig. 2.14 Load-Deflection Relationships for a Reinforced Concrete Beam.

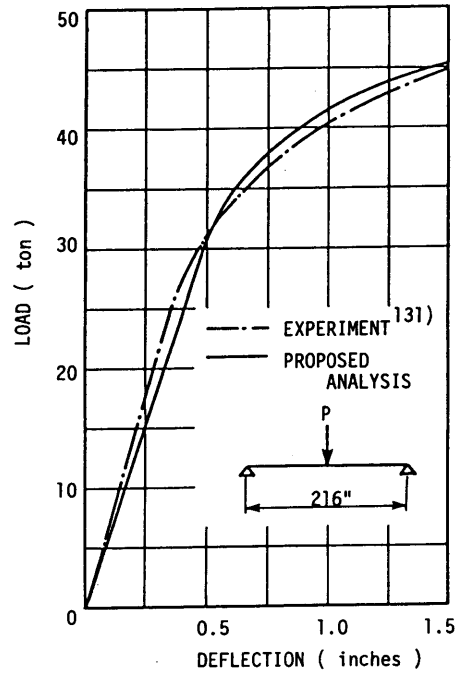


Fig. 2.15 Load-Deflection Relationships for a Simply Supported Composite Beam.

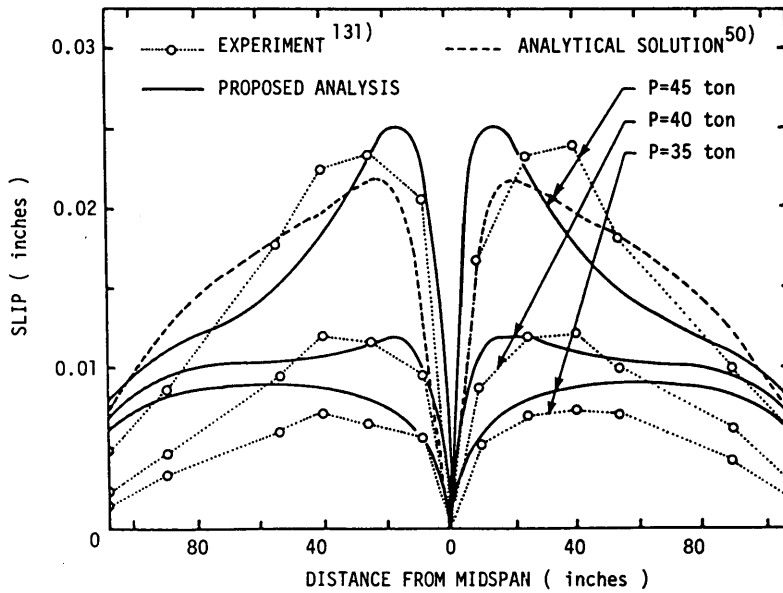
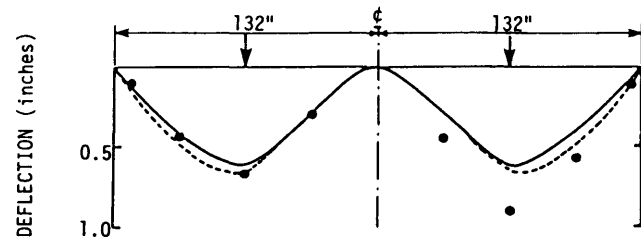
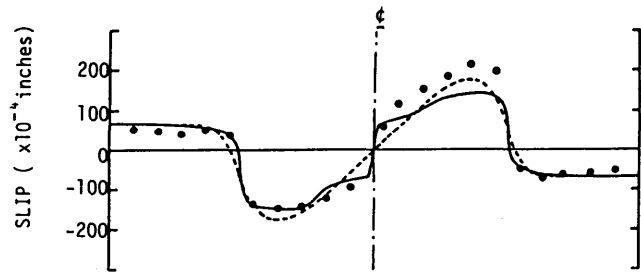


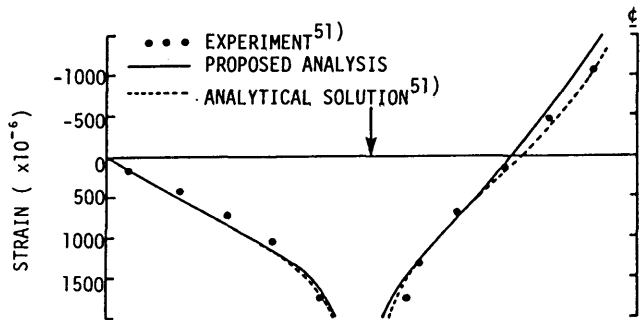
Fig. 2.16 Slip Distributions.



[a] DEFLECTION



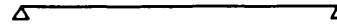
[b] SLIP



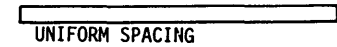
[c] STRAIN AT BOTTOM FLANGE OF BEAM

Fig. 2.17 Longitudinal Deflections, Slips and Strains at Lower Flange Profiles (P=12.2 ton, P_u = 14.0 ton).

[a] SIMPLY SUPPORTED BEAM



UNIFORM SPACING



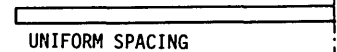
TRIANGULAR DENSITY



[b] CONTINUOUS BEAM



UNIFORM SPACING



DISCONTINUOUS SPACING (PARTIAL COMPOSITE BEAM)

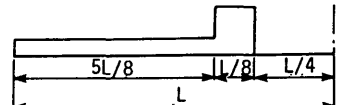


Fig. 2.18 Connector Density for Standard Composite Beams.

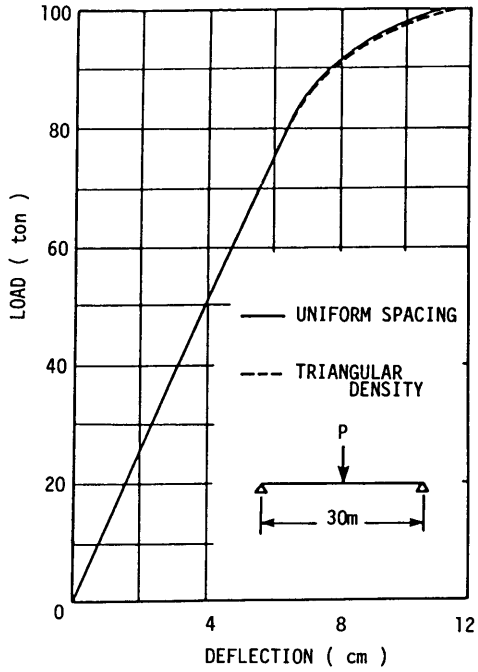


Fig. 2.19 Load-Deflection Relationships for MODEL G-1-1 and G-1-2 under Concentrated Load.

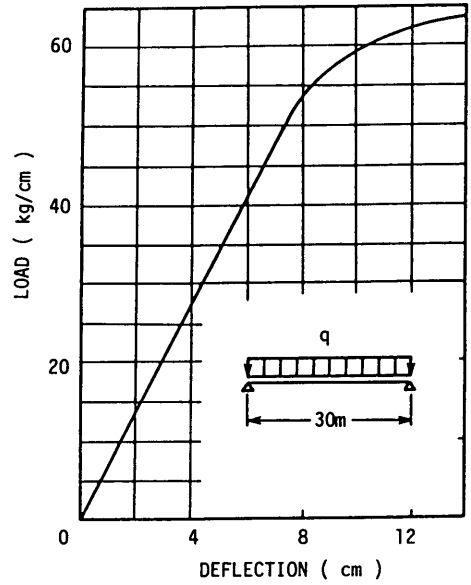


Fig. 2.20 Load-Deflection Relationships for MODEL G-1-1 and G-1-2 under Uniformly Distributed Load.

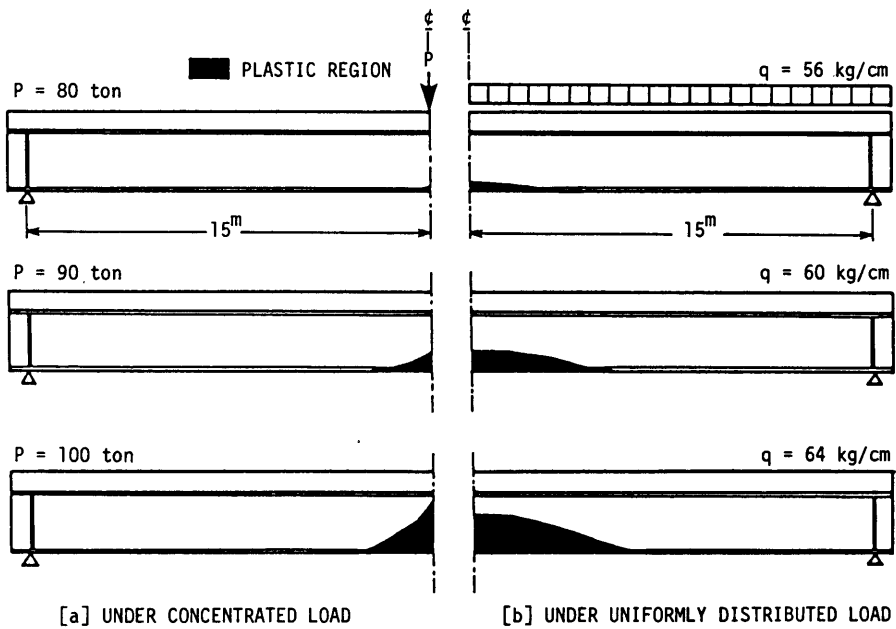


Fig. 2.21 Yield Progression for Simply Supported Composite Beams under Concentrated Load and Uniformly Distributed Load.

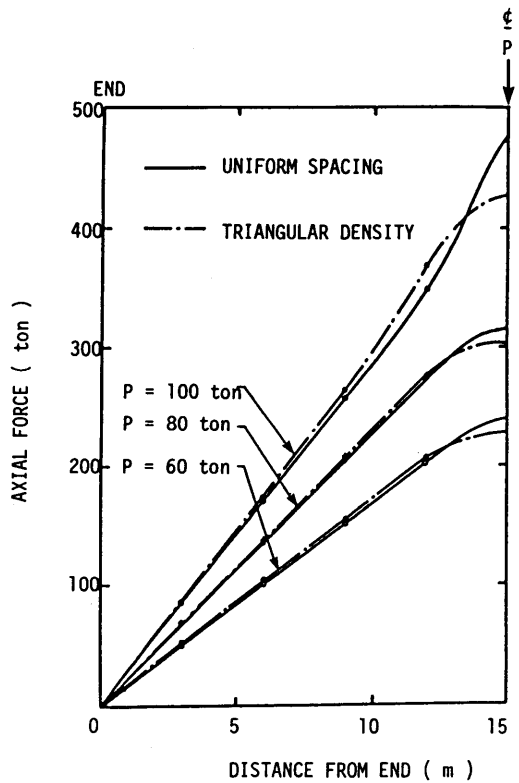


Fig. 2.22 Axial Force Diagrams for MODEL G-1-1 and G-1-2 under Concentrated Load.

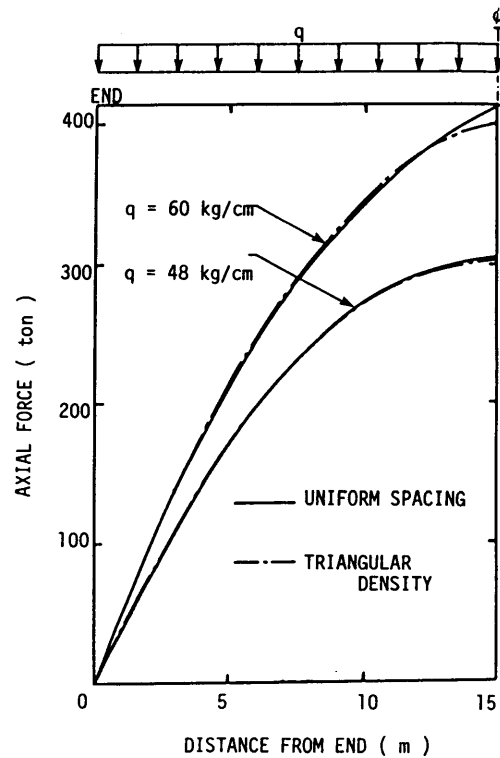


Fig. 2.23 Axial Force Diagrams for MODEL G-1-1 and G-1-2 under Uniformly Distributed Load.

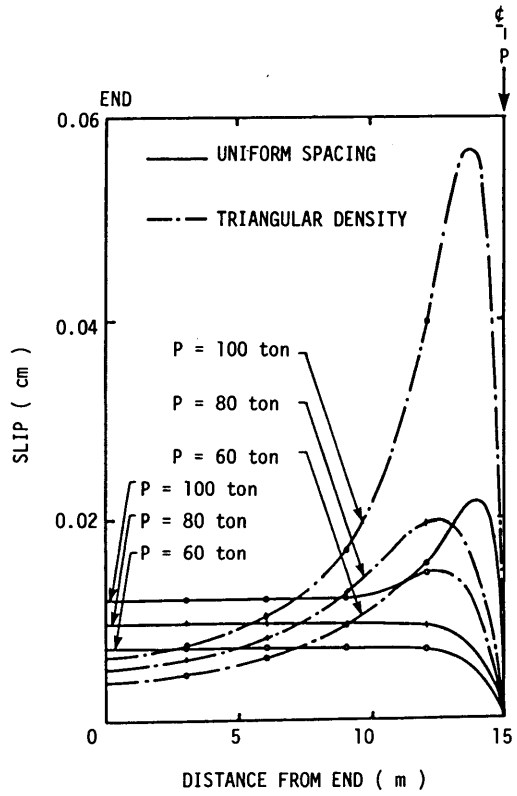


Fig. 2.24 Slip Diagrams under Concentrated Load.

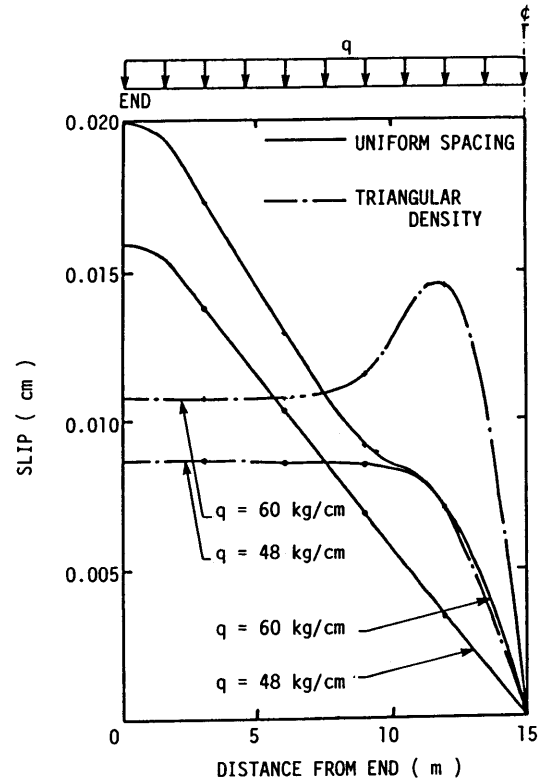


Fig. 2.25 Slip Diagrams under Uniformly Distributed Load.

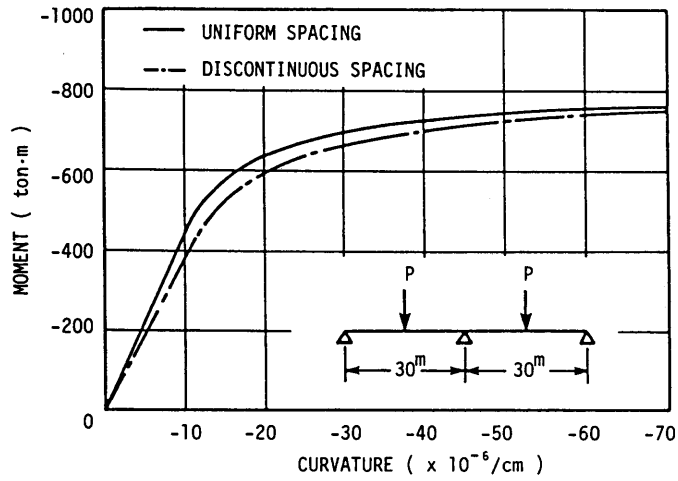


Fig. 2.26 Moment-Curvature Relationships at the Center Support for a 2-Span Continuous Composite Beam.

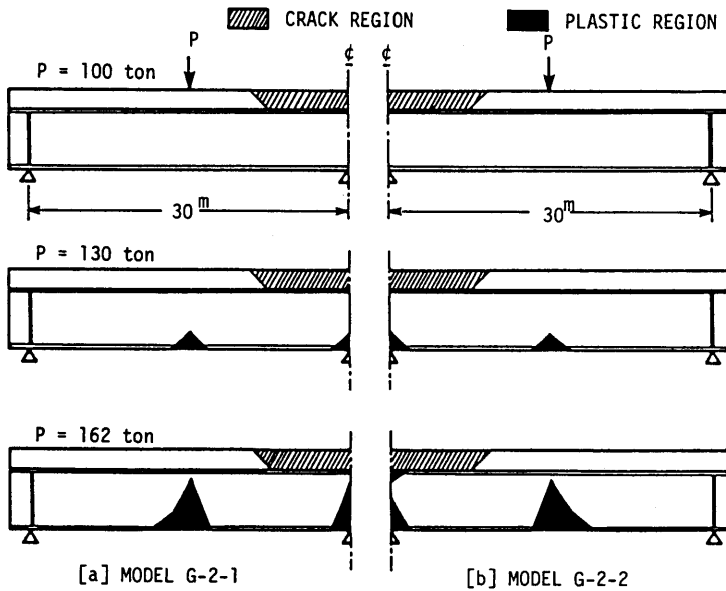


Fig. 2.27 Progression of Yielded and Cracked Regions through the Depth for a 2-Span Continuous Composite Beam.

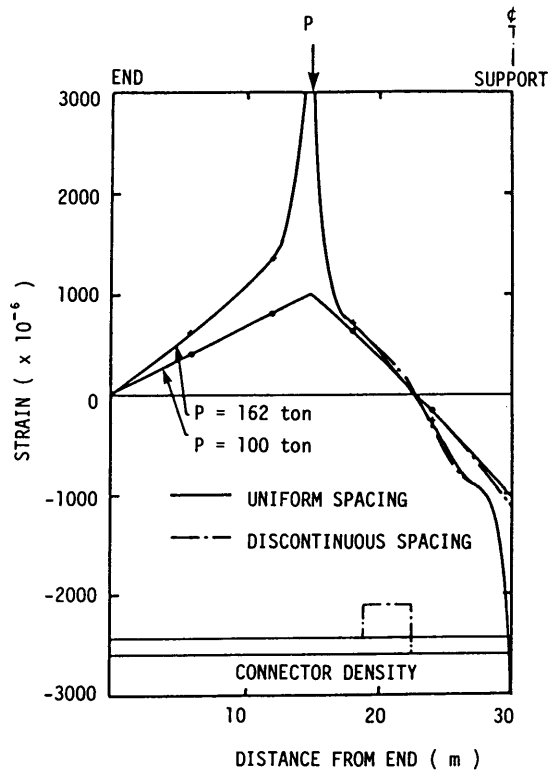


Fig. 2.28 Strain Diagrams for Lower Flange.

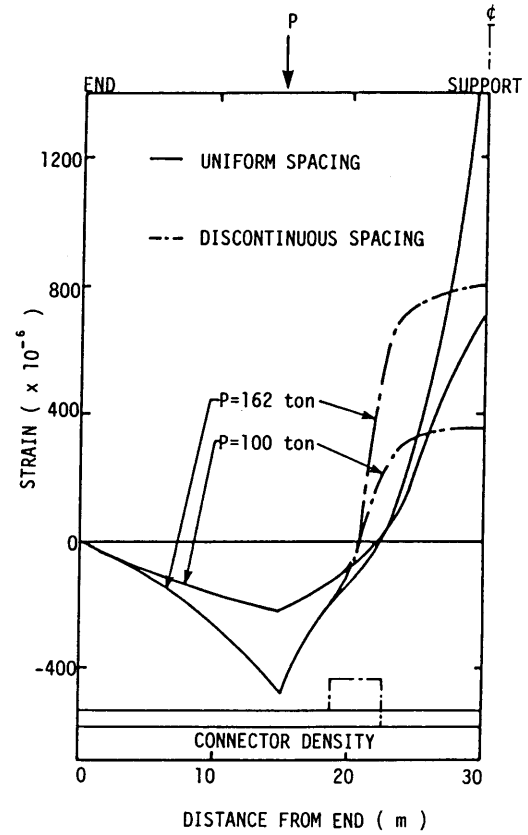


Fig. 2.29 Strain Diagrams for Reinforcing Bars.

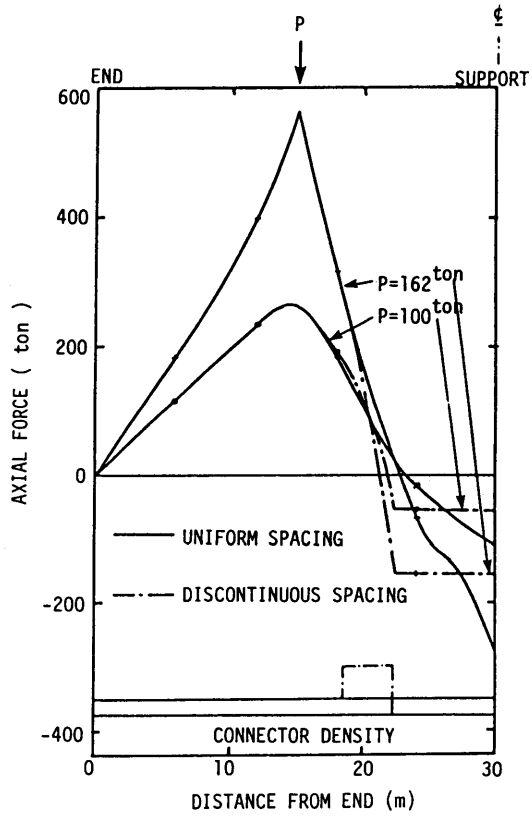


Fig. 2.30 Axial Force Diagrams.

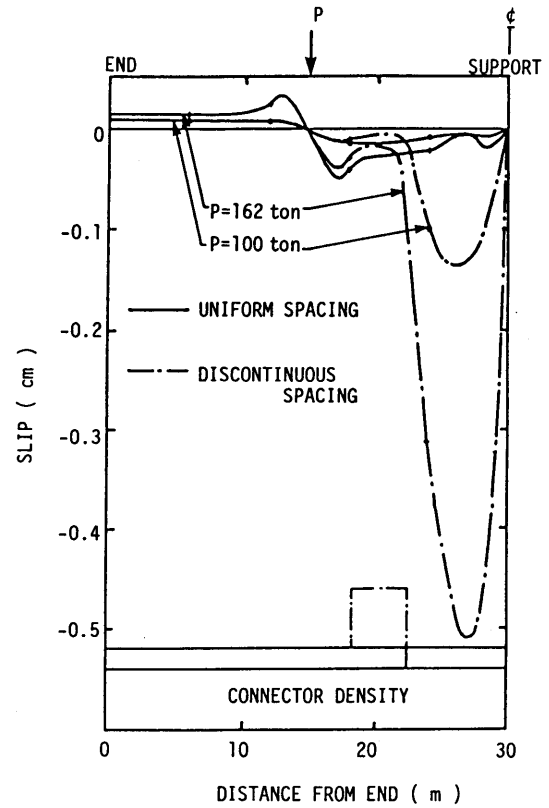


Fig. 2.31 Slip Diagrams.

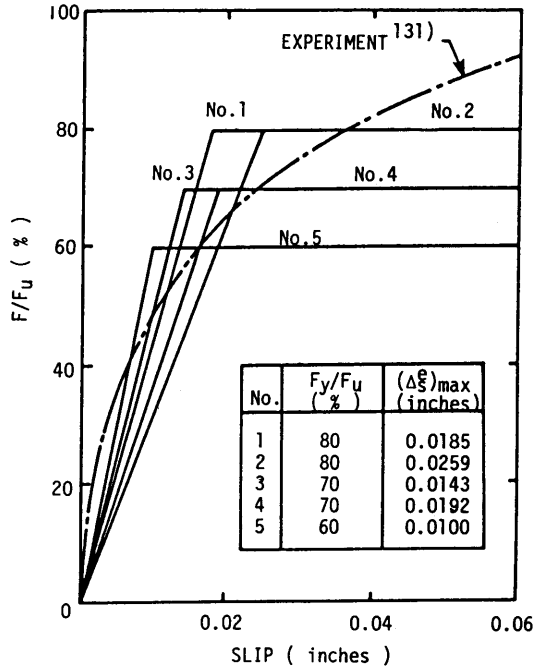


Fig. A 2.1 Assumed Load-Slip Diagrams for 1/2 in. Stud Shear Connector.

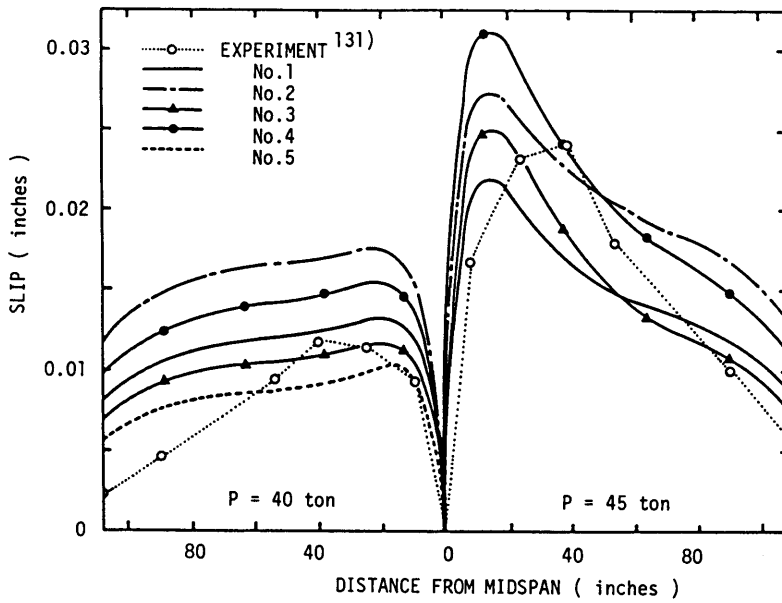


Fig. A 2.2 Slip Distributions.

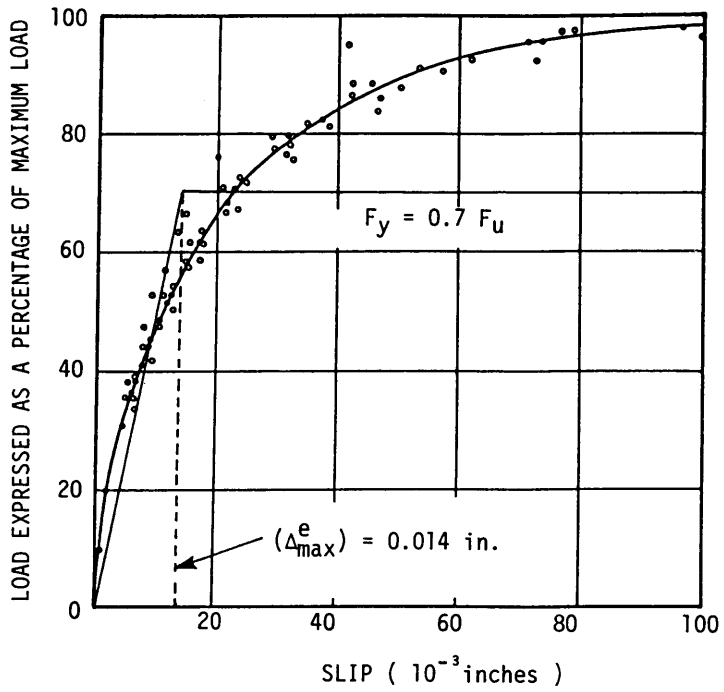


Fig. A 2.3 Assumed Load-Slip Diagram for 3/4 in. Stud Shear Connector.

第3章 不完全合成桁の有効幅

3.1 緒言

不完全合成桁では、コンクリートスラブと鋼桁の接合面に、ずれ止めの変形によるずれが生じるため、コンクリートスラブならびに鋼桁の橋軸方向の応力分布、特に接合面の応力分布は、接合面にずれが生じないものとした完全合成桁と著しく相違することがすでに知られている。そこで、この接合面のずれを考慮し従来の初等ばり理論によって合理的な設計を可能にするためには、コンクリートスラブと鋼桁の接合面のずれを考慮した有効幅を定める必要がある。

本章では、コンクリートスラブを面内力のみを受ける平板 (Scheibe) と仮定しコンクリートスラブと鋼桁の接合面のずれを考慮して、応力関数を用いてコンクリートスラブの有効幅を求める手法について述べる¹³²⁾。ずれ止めの配置を考慮した不完全合成桁の有限要素解析結果¹³³⁾では、コンクリートスラブおよび鋼桁の応力は、ずれ止めをせん断力に比例して不等間隔に配置した場合と等間隔に配置した場合とではほとんど差は見られなかった。それで、ずれ止めを不等間隔に配置した場合 (断続配置等の極端な配置法は除く) と等間隔に配置した場合とではコンクリートスラブの有効幅に与える影響はわずかであると考えられるので、本解析ではずれ止めは等間隔配置されているものとして有効幅を求める。また、応力関数を用いて得られた結果を検討するため、不完全合成桁のコンクリートスラブを Finite Prism 要素で、鋼桁を Finite Strip 要素で、ずれ止めを橋軸方向に連続的に配置されたばね要素でモデル化し数値解析を行った。

不完全合成桁の有効幅は、コンクリートスラブの支持状態、断面の形状および荷重状態の違いによる影響が現れると考えられる。この解析では、単純T形ばり、無限並列ばり、およびコンクリートスラブの支持状態の適用範囲を広げるためπ形ばり (対称および逆対称荷重) についてそれぞれ解式を導き、曲げモーメント分布が放物線分布 (等分布荷重) および三角形分布 (集中荷重) について広範囲な計算を行い、その結果を図表化した。なお、断面の形状の違いによる影響については、断面に関するパラメータを導入し検討を行った。また、一例として現道路橋示方書¹⁾の規定有効幅を用いた場合との比較計算を行った。

3.2 定義および仮定

Fig. 3.1 に示すように、構造系および荷重が断面方向に対称な場合の不完全合成桁の有効幅は、次のように二通りの定義が考えられる。

$$\lambda_1 = \int_0^B \sigma_x dy / (\sigma_x)_{slab} \dots \dots \dots (3.1)$$

$$\lambda_2 = \int_0^B \sigma_x dy / (\sigma_x)_{girder} \dots \dots \dots (3.2)$$

ここで、

σ_x : コンクリートスラブに分布する橋軸方向の応力

$(\sigma_x)_{slab}$: 接合面位置におけるコンクリートスラブの橋軸方向応力

$(\sigma_x)_{girder}$: 接合面位置における鋼桁上面のひずみをコンクリートスラブの応力に換算した値

である。式(3.1)の定義を用いると、応力計算であらためて接合面のずれの影響を考慮する必要があり、ここでは、不完全合成桁の有効幅を式(3.2)で定義する。この式を用いると、コンクリートスラブと鋼桁の間のずれの影響は、有効幅を低減することによって考慮される。一方、Fig. 3.2に示す張り出し部がないπ形ばりに逆対称荷重が作用する場合は、コンクリートスラブ断面中心線に沿って水平せん断力 $(\tau_{xy})_{y=B}$ が生じるため、有効幅は次のように定義される¹³⁴⁾¹³⁵⁾。

$$\lambda_3 = \left\{ \int_0^B \sigma_x dy + \int_0^x (\tau_{xy})_{y=B} dx \right\} / (\sigma_x)_{girder} \dots \dots \dots (3.3)$$

不完全合成桁の有効幅を解析するにあたり次の仮定を設ける。

- (1) コンクリートスラブおよび鋼桁は、等断面であり断面形状は左右対称とする。
- (2) コンクリートスラブは、等方性の平板 (Scheibe) と考え、曲げ剛性は無視する。
- (3) 鋼主桁は、初等曲げ理論に従って拳動し、断面内の軸方向応力分布は直線と仮定する。
- (4) ずれ止めは、コンクリートスラブと鋼桁の間に密に連続的に配置された結合バネ要素と仮定する。

なお、実際にはコンクリートスラブと鋼桁の接合面には付着および摩擦が作用するが、これらの定量的な性質が判明していないので、その影響は無視する。

- (5) 荷重は、主桁の直上のみ作用するものとする。

なお、実際の合成桁におけるコンクリートスラブには曲げおよび面内力による変形が共存するが、Rose¹³⁶⁾および Stiglat¹³⁷⁾の研究によると、曲げと面内力による変形を考慮した解析と、面内力による変形だけを考慮した解析の差は、有効幅の計算においてはほとんど無視することができることが報告されている。また、現道路橋示方書は面内力による変形だけを考慮して有効幅の解析を行った福田¹³⁸⁾の研究等にもとづいている。

3. 3 応力関数による有効幅の計算

3. 3. 1 応力関数

Fig. 3.1 に示す不完全合成桁において、コンクリートスラブを等方性の平板 (Scheibe) と仮定すると、これを支配する微分方程式は、

$$\frac{\partial^4 F}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 F}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 F}{\partial y^4} = 0 \dots \dots \dots (3.4)$$

である。ここで、 $F(x, y)$ は Airy の応力関数である。式 (3.4) の微分方程式を満足する応力関数は次のように表される¹³⁹⁾¹⁴⁰⁾。

$$F(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} A_m (e^{-ky} + B_m e^{ky} + C_m y e^{-ky} + D_m y e^{ky}) \sin kx \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

ここで、 A_m 、 B_m 、 C_m 、 D_m は積分定数であり、 $k = m\pi/L$ である。応力関数 $F(x, y)$ と各応力の関係、および応力とひずみの関係は、平面応力状態であることを考えて次のように示される。

$$\sigma_x = \partial^2 F / \partial y^2, \quad \sigma_y = \partial^2 F / \partial x^2, \quad \tau_{xy} = -\partial^2 F / \partial x \partial y \quad \dots\dots\dots (3.6)$$

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_x &= \partial u / \partial x = (\sigma_x - \nu \sigma_y) / E, & \epsilon_y &= \partial v / \partial y = (\sigma_y - \nu \sigma_x) / E \\ \gamma_{xy} &= \partial u / \partial y + \partial v / \partial x = \tau_{xy} / G \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.7)$$

ここで、 E 、 G および ν は、弾性係数、せん断弾性係数およびポアソン比である。

3. 3. 2 積分定数 B_m 、 C_m および D_m の決定

Fig. 3.2に示すように幾何条件および荷重状態の異なる単純T形ばり (MODEL-A)、無限並列ばり (MODEL-B)、張り出し部がない π 形ばりに対称荷重が作用した場合 (MODEL-C)、および逆対称荷重が作用した場合 (MODEL-D) について解析を行う。

積分定数 B_m 、 C_m 、 D_m は、構造系の幾何条件および荷重条件によって一義的に定まる境界条件を用いることによって決定できる。Table 3.1に MODEL A~D のそれぞれの場合の境界条件およびそれによって定まる積分定数 B_m 、 C_m 、 D_m を示す。

3. 3. 3 積分定数 A_m の決定

コンクリートスラブと鋼桁との接合面に配置されたずれ止めを接合面に連続的に配置された結合ばねと仮定すると、Fig. 3.3に示されたずれ止めに働く水平せん断力 $T(x)$ とずれ Δ_s の関係は、

$$T(x) = Q \Delta_s \quad \dots\dots\dots (3.8)$$

である。ここで、 Q はずれ止めの剛性である。また、ずれ Δ_s は、接合面におけるコンクリートスラブおよび鋼桁上面の橋軸方向 (x) の変位をそれぞれ $(u_x)_{y=0}$ 、 $(u_x)_{girder}$ とすると次のようになる。

$$\Delta_s = (u_x)_{girder} - (u_x)_{y=0} \quad \dots\dots\dots (3.9)$$

したがって、式 (3.8)、(3.9) より次の関係式が得られる。

$$T(x) = Q \Delta_s = Q \{ (u_x)_{girder} - (u_x)_{y=0} \} \quad \dots\dots\dots (3.10)$$

ここで、式 (3.10) の両辺を変数 x で微分すると、コンクリートスラブと鋼桁の接合面で成立するひずみの適合条件式が得られる。

$$\frac{\partial T(x)}{\partial x} = Q \left\{ \frac{\partial (u_x)_{girder}}{\partial x} - \frac{\partial (u_x)_{y=0}}{\partial x} \right\} = Q \{ (\epsilon_x)_{girder} - (\epsilon_x)_{y=0} \} \dots\dots\dots (3.11)$$

なお、ずれ止めの剛性が無限大、すなわち完全合成桁の場合はひずみの適合条件式は次のように表される。

$$(\epsilon_x)_{girder} = (\epsilon_x)_{y=0} \dots\dots\dots (3.12)$$

接合面におけるコンクリートスラブのひずみ $(\epsilon_x)_{y=0}$ は、

$$(\epsilon_x)_{y=0} = \frac{1}{E_c} \sum_{m=1}^{\infty} \{ k^2(1+\nu)(1+B_m) + 2k(D_m - C_m) \} \sin kx \dots\dots\dots (3.13)$$

となる。コンクリートスラブの力のつり合い式は、Fig. 3.3に示すように荷重が対称に作用する場合は、

$$\int_0^x T(x) dx = -\bar{t} \int_0^B \sigma_x dy \dots\dots\dots (3.14)$$

であり、ここで、 \bar{t} はMODEL-A、Bの場合は $2t$ 、MODEL-C、Dの場合は t である。なお、 t はコンクリートスラブの厚さである。一方、逆対称荷重が作用した場合(MODEL-D)は、構造中心線に沿って水平せん断力 $(\tau_{xy})_{y=B}$ が作用しており、コンクリートスラブの力のつり合い式は次のようになる。

$$\int_0^x T(x) dx = -t \int_0^B \sigma_x dy - t \int_0^x (\tau_{xy})_{y=B} dx \dots\dots\dots (3.15)$$

一方、鋼桁の接合面のひずみは仮定(3)を適用すると、

$$(\epsilon_x)_{girder} = -\frac{1}{E_s I_s} \{ M(x) \cdot a - (a^2 + \frac{I_s}{A_s}) \cdot \int_0^x T(x) dx \} \dots\dots\dots (3.16)$$

であり、 a は鋼桁断面重心軸から接合面までの距離である。ここで、曲げモーメント分布 $M(x)$ を Fourier 級数で展開すると、

$$M(x) = \sum_{m=1}^{\infty} M_m \sin kx \dots\dots\dots (3.17)$$

となり、Fourier 係数 M_m は、

(a) 曲げモーメント分布が放物線分布(等分布荷重 p が作用)に対して、

$$M_m = 4pL^2/m^3 \pi^3 (m=1, 3, 5, \dots) \dots\dots\dots (3.18)$$

(b) 曲げモーメント分布が三角形分布(集中荷重 P が作用)に対して、

$$M_m = (-1)^{(m-1)/2} 2PL/m^2 \pi^2 (m=1, 3, 5, \dots) \dots\dots\dots (3.19)$$

である。よって、式(3.11)、(3.13)～(3.16)および(3.17)の関係式を用いて積分定数 A_m を次のように決定することができる。

$$A_m = \frac{M_m}{\frac{\bar{t}k^2}{Qa} E_s I_s H_m + \frac{2\bar{t}}{a} (a^2 + \frac{I_s}{A_s}) H_m - \frac{E_s I_s}{E_c a} R_m} \dots\dots\dots (3.20)$$

ここで、 H_m 、 R_m 、 \bar{t} は次のように定義される。

$$\left. \begin{aligned} H_m &= (kB_m - k + C_m + D_m) \\ R_m &= k^2(1 + \nu)(1 + B_m) + 2k(D_m - C_m) \\ \bar{t} &= \begin{cases} 2t & \text{MODEL-A and MODEL-B} \\ t & \text{MODEL-C and MODEL-D} \end{cases} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.21)$$

3. 3. 4 有効幅

以上の結果より、式 (3.2)、(3.3) の定義式にもとづくと、式 (3.17) の曲げモーメント分布に対応する不完全合成桁のコンクリートスラブの有効幅を次のように表すことができる。

$$\lambda = \frac{-\sum_{m=1}^{\infty} A_m H_m \sin kx}{(-\frac{E_c}{E_s I_s}) \sum_{m=1}^{\infty} \{M_m a - \bar{t}(a^2 + \frac{I_s}{A_s}) H_m A_m\} \sin kx} \dots\dots\dots (3.22)$$

ここで、コンクリートスラブと鋼桁の断面比およびずれ止めの剛性を表すパラメーターを、

$$\left. \begin{aligned} K_1 &= nA_s / b\bar{t}, \quad K_2 = I_s / A_s a^2 \\ K_3 &= Q / E_c, \quad (n = E_s / E_c) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.23)$$

とすると、式 (3.22) の有効幅は、

$$\frac{\lambda}{b} = \frac{\sum_{m=1}^{\infty} \{M_m / (f_1 + f_2)\} \sin kx}{\sum_{m=1}^{\infty} \{M_m f_1 / (f_1 + f_2)\} \sin kx} \dots\dots\dots (3.24)$$

となる。ここで、 f_1 および f_2 は、

$$\left. \begin{aligned} f_1 &= (\bar{t} B k^2 / K_3) - (R_m B / H_m) \\ f_2 &= (1 + K_2) / K_1 K_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.25)$$

で与えられる。

3. 4 Finite Prism、Finite Strip Method を用いた解析

二次元状態で考えられた応力関数による結果を検討するため、三次元の数値解析を行う。ここで考え

られた不完全合成桁のモデル化は、コンクリートスラブを Finite Prism の要素で、鋼桁を Finite Strip の要素で分割し、ずれ止めは、橋軸方向に連続的に配置されたばね要素と考える。また、接合面のコンクリートスラブと鋼桁のたわみおよび橋軸直角方向の変位は等しく、接合面において浮き上がりはないものとする。

Figs. 3.4, 3.5 に示す局所座標系において、Finite Prism の要素および Finite Strip の要素の変位は、それぞれ次のように示される^{141)~143)}。

(a) Finite Prism 要素 (コンクリートスラブ)

$$\left. \begin{aligned} u &= \sum_{m=1}^r \sum_{n=1}^8 N_n u_{nm} \cos kx \\ v &= \sum_{m=1}^r \sum_{n=1}^8 N_n v_{nm} \sin kx \\ w &= \sum_{m=1}^r \sum_{n=1}^8 N_n w_{nm} \sin kx \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.26)$$

(b) Finite Strip 要素 (鋼桁)

$$\left. \begin{aligned} u &= \sum_{m=1}^r \{ (1-\beta)u_{im} - \beta u_{jm} \} \cos kx \\ v &= \sum_{m=1}^r \{ (1-\beta)v_{im} - \beta v_{jm} \} \sin kx \\ w &= \sum_{m=1}^r \{ (1-3\beta^2+2\beta^3)w_{im} + y(-1+2\beta-\beta^2)\theta_{im} \\ &\quad + (3\beta^2-2\beta^3)w_{jm} + y(\beta-\beta^2)\theta_{jm} \} \sin kx \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.27)$$

ここで、 $k = m\pi/L$ 、 $\beta = y/B$ であり、Finite Prism 要素の u_{nm} 、 v_{nm} 、 w_{nm} は n 節線における第 m 項の変位パラメーターであり、 N_n は形状関数である。この解析においては、この形状関数 N_n に 8 節点から成るアイソパラメトリック要素を用いた。一方、Finite Strip 要素の u_{im} 、 v_{im} 、 w_{im} 、 θ_{im} 、 u_{jm} 、 v_{jm} 、 w_{jm} 、 θ_{jm} は i 、 j 節線における第 m 項の変位パラメーターである。

仮想仕事の原理より、コンクリートスラブおよび鋼桁要素の内部仮想仕事 δU_G は

$$\begin{aligned} \delta U_G &= \delta U_c + \delta U_s = \int_{V_c} \sigma_c \delta \epsilon_c dV_c + \int_{V_s} \sigma_s \delta \epsilon_s dV_s \\ &= \{ \delta u_c \}^T [K_c]_{prism} \{ u_c \} + \{ \delta u_s \}^T [K_s]_{strip} \{ u_s \} \dots\dots\dots (3.28) \end{aligned}$$

であり、ここで、

$[K_c]_{prism}$: コンクリートスラブ (Finite Prism) 要素の剛性マトリックス

$[K_s]_{strip}$: 鋼桁 (Finite Strip) 要素の剛性マトリックス

また、 $\{u_c\}$ 、 $\{u_s\}$ はコンクリートスラブ (Finite Prism) および鋼桁 (Finite Strip) 要素の変位パラメーターであり、第 m 項の変位パラメーターは次のように示される。

$$\left. \begin{aligned} \{u_c\}_m &= \langle u_{1m}, v_{1m}, w_{1m}, \dots, u_{8m}, v_{8m}, w_{8m} \rangle^T \\ \{u_s\}_m &= \langle u_{im}, v_{im}, w_{im}, \theta_{im}, u_{jm}, v_{jm}, w_{jm}, \theta_{jm} \rangle^T \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.29)$$

一方、ずれ止めをコンクリートスラブと鋼桁の接合面に連続的に配置されたばね要素とし、接合面の浮き上がりがないものとする、ずれ止めに働く力 $T(x)$ とずれ Δ_s の関係は式 (3.8) に示されている。Fig. 3.6に示すようにコンクリートスラブ要素の n 節線と鋼桁要素の節線にずれ止めが配置されているものとし、 n 節線および節線の橋軸方向 (x) の変位をそれぞれ u_{nc} 、 u_{is} とすると、ずれ Δ_s は次のように示される。

$$\Delta_s = u_{is} - u_{nc} \dots\dots\dots (3.30)$$

ここで、 n 、節線の橋軸方向の変位 u_{nc} 、 u_{is} は、式 (3.26)、(3.27) より、

$$\left. \begin{aligned} u_{nc} &= \sum_{m=1}^{\infty} u_{nm} \cos kx \\ u_{is} &= \sum_{m=1}^{\infty} u_{im} \cos kx \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.31)$$

となる。よって、仮想仕事の原理より、ずれ止め要素の内部仮想仕事は次のようになる。

$$\begin{aligned} \delta U_{sc} &= \int_0^L Q \Delta_s \delta \Delta_s dx \\ &= \int_0^L Q (u_{is} - u_{nc}) (\delta u_{is} - \delta u_{nc}) dx \\ &= \{\delta u_{sc}\}^T [K_{sc}] \{u_{sc}\} \dots\dots\dots (3.32) \end{aligned}$$

ここで、 $\{u_{sc}\} = \langle u_{n1}, u_{i1}, u_{n2}, u_{i2}, \dots, u_{nr}, u_{ir} \rangle^T$ である。また、 $[K_{sc}]$ はずれ止め要素の剛性マトリックスであり次のように示される。

$$[K_{sc}] = \begin{bmatrix} [K_{sc}]_{11} & 0 & \dots & 0 \\ 0 & [K_{sc}]_{22} & & \\ \vdots & & \ddots & \\ 0 & \dots & \dots & [K_{sc}]_{rr} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (3.33)$$

$$[K_{sc}]_{mm} = \frac{QL}{2} \begin{bmatrix} 1, & -1 \\ -1, & 1 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (3.34)$$

一方、不完全合成桁の接合面における変位の適合条件式は、コンクリートスラブと鋼桁要素の接合面の橋軸直角方向 (y) の変位およびたわみをそれぞれ v_{nc} 、 v_{is} 、 w_{nc} および w_{is} とすると、

$$v_{nc} = v_{is}, \quad w_{nc} = w_{is} \dots\dots\dots (3.35 a,b)$$

である。以上の結果より、不完全合成桁のつり合い式は、Fourier 級数で表された荷重項を $\{P\}$ とすると、

$$\left. \begin{aligned} [K_{cG}] \{u\} &= \{P\} \\ [K_{cG}] &= [K_c]_{prism} + [K_s]_{strip} + [K_{sc}] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.36)$$

となる。

3. 5 計算結果および考察

3. 5. 1 材料定数

計算に用いた各材料の定数は、弾性係数がコンクリートおよび鋼材それぞれ $E_c=2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 、 $E_s=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ であり、ポアソン比は $\nu_c=0.15$ 、 $\nu_s=0.3$ である。ずれ止めはスタンドジベルを考え、スタッドジベルの剛性を Mainstone¹¹⁵⁾の押し抜き試験の結果より一本当たり $Q=500 \text{ ton/cm}$ とし、計算には、合成桁に配置されたスタンドジベルの本数より単位長さ当たりのずれ止めの剛性を求め用いた。有効幅の解析では、設計断面¹⁴⁴⁾から計算された $Q^*=60000 \text{ kg/cm/cm}$ を標準値と設定し、ずれ止めの剛性を種々変化させた場合について計算を行った。なお、有効幅の計算はスパン中央点について行った。

3. 5. 2 Finite Prism, Finite Strip Method を用いた解析との比較

コンクリートスラブを Finite Prism の要素で、鋼桁を Finite Strip の要素で、ずれ止めを接合面に連続的に配置された結合ばね要素でモデル化した解析結果（以下 F. P. S. と称する）と実験結果⁴³⁾との比較を Fig. 5.7 に示す。F. P. S. の計算結果は、完全合成桁 ($Q=\infty$) の場合とずれ止めの剛性が $Q=60000 \text{ kg/cm/cm}$ の場合について示している。F. P. S. による解析結果は実験結果の挙動をよく説明できるものと考えられる。一方、Table 3.2 に示す断面を有する計算モデルについて、応力関数を用いた計算結果と F. P. S. の計算結果との比較を Table 3.3 に示す。表には各計算モデルについて、座標原点から片側スラブ幅 B の間を 2 等分した各点の橋軸方向応力 σ_x の比較が示されている。なお、応力関数を用いた解析では、コンクリートスラブを面内力のみを受ける平板 (Scheibe) と仮定し、曲げの影響が含まれないので、F. P. S. との比較では、コンクリートスラブ重心面の橋軸方向応力 σ_x を用いた。Table 3.3 に示すように、応力関数を用いた計算結果は三次元状態で考えられた数値実験の解析結果とよく一致しており、これより応力関数による解析は、実際的な解が容易に得られ妥当なものと考えられる。

3. 5. 3 有効幅の計算

応力関数を用いて計算された有効幅比は、無限級数解であるため当然のことながら収束状態が問題と

なるが、Table 3.4に MODEL-A と MODEL-D についての収束状態を示す。MODEL-A の場合、曲げモーメント分布が三角形分布（集中荷重）の場合は最大300項（ $m=599$ ）、放物線分布（等分布荷重）の場合は最大100項（ $m=199$ ）までを用いて満足した結果が得られた。また、MODEL-D の場合は MODEL-A に比較してよい収束が得られており、一方、MODEL-B は MODEL-A に、MODEL-C は MODEL-D に類似した収束状態が得られた。なお、山本の研究¹³⁴⁾においても同程度の項数を用いて計算を行っている。

MODEL-A について、断面に関するパラメーター K_1 、 K_2 を変化させた場合の有効幅比を Fig. 3.8 に示す。断面に関するパラメーターを変化させた場合の有効幅比に与える影響は、曲げモーメント分布が放物線分布（等分布荷重）の場合は小さいが、三角形分布（集中荷重）の場合は多少大きい。しかし、通常的设计断面においてはパラメーター K_1 、 K_2 は一定の範囲（MODEL-A、B の場合、 $K_1=0.3\sim 0.7$ 、 $K_2=0.3\sim 0.5$ 、MODEL-C、D の場合、 $K_1=0.6\sim 1.4$ 、 $K_2=0.3\sim 0.5$ ）になるものが多いと考えられる。この解析においては、 $K_1=0.5$ （MODEL-A、B）、 $K_1=1.0$ （MODEL-C、D）、 $K_2=0.4$ を用いて計算を行ったが、実用上の計算においてはこれで十分な結果が得られるものと考えられる。一方、計算においてはコンクリートと鋼材の弾性係数比 $n=10$ を用いたが、弾性係数比の有効幅比に及ぼす影響は、完全合成桁の場合は小さいが、不完全合成桁の場合は、ずれ止めの剛性に関するパラメーターに関係するため影響があり注意する必要がある。

MODEL A～D について、曲げモーメント分布が放物線分布（等分布荷重）および三角形分布（集中荷重）の場合を対象とした、各支間中央点における有効幅比 λ/B を Figs. 3.9～3.16 に示す。図には、ずれ止めの剛性が無限大（完全合成桁）の場合、標準値の場合（ $Q=60000$ kg/cm/cm）、標準値の1/3、1/10、1/100に低減した場合のそれぞれの有効幅比が示されている。Figs. 3.9～3.16から明らかなように、ずれ止めの剛性が低下した場合、有効幅比に大きな影響を与える。また、MODEL-A と MODEL-B はほぼ同様な結果を示している。一方、MODEL-C の場合は水平せん断力が片側スラブのみにしか作用しないため、MODEL-A、B のずれ止めの剛性が2倍の時と同様な有効幅比を示すものと考えられる。

以上の結果から明らかなように、ずれ止めの剛性を低下させた場合、すなわち柔軟性のあるずれ止めを使用した場合には、有効幅を低減しなければならないと考える。ここでは、不完全合成桁の有効幅と完全合成桁の有効幅の比 λ/λ^* をもって低減率と定義し、ずれ止めの剛性が変化した場合の低減率の値を MODEL-A、D について Figs. 3.17、3.18 に示す。

3. 5. 4 計算例（規定有効幅比との比較）

ここで提案した有効幅と道路橋示方書の規定有効幅を適用した場合の比較を Table 3.5 に示す。ずれ止めの剛性は $Q=6000$ kg/cm/cm であり、同表には F. P. S. による不完全合成桁と参考までに完全合成桁の計算結果を示す。ここで提案した有効幅を用い、初等ばり理論によって計算した応力と F. P. S. による不完全合成桁の応力とは、鋼桁部分においてはよく一致している。一方、ここで提案した有効幅を用いて計算された応力と道路橋示方書の規定有効幅を用いて計算された応力を比較すると、鋼桁下フ

ランジの応力は10%程度の差が生じており、上フランジの応力は、絶対値は下フランジと比較すると小さいが、ここで提案した有効幅を用いた場合、20~30%程度大きく現れている。道路橋示方書の規定有効幅を用いた場合、下フランジの応力は、ここで提案した有効幅を用いた場合と比較すると大きくなるので、現道路橋示方書は安全側となるが、上フランジでは逆となる。

3. 6 結 論

本章では、不完全合成桁のコンクリートスラブと鋼桁の接合面のずれを考慮した有効幅を求める手法を提案し、さらに、有効幅の解析で用いた二次元状態の応力関数による結果を検討するため、不完全合成桁のコンクリートスラブを Finite Prism の要素で、鋼桁を Finite Strip の要素で、ずれ止めを接合面に連続的に配置した結合ばね要素でモデル化し、三次元の数値解析を行った。なお、両者は比較的よく一致しており、これより、応力関数による解析は、実際的な解が容易に得られることを示した。応力関数による有効幅の解析の結果得られた主な結論は次のようである。

- (1) 単純T形ばり、無限並列ばり、張り出し部がない π 形ばり（対称および逆対称荷重）について解式を誘導し、ずれ止め(スタッドジベル)の剛性を変化させると Figs. 3.9~3.16のような有効幅比 λ/B を得る。
- (2) この解析では、不完全合成桁を構成する材料の特性、桁の形状とコンクリートスラブと鋼桁の断面比の影響が含まれている。断面の諸因子の有効幅に及ぼす影響は、曲げモーメント分布が放物線分布（等分布荷重）の場合は小さく、三角形分布（集中荷重）の場合は多少大きい。しかし、通常の場合の合成桁の断面比（ K_1 、 K_2 ）は一定範囲の値になるものが多いと考えられ、 $K_1=0.5$ （MODEL-A、B）、 $K_1=1.0$ （MODEL-C、D）、 $K_2=0.4$ の値に対する有効幅を求めた。
- (3) 不完全合成桁においては、コンクリートスラブと鋼桁の間に配置されたずれ止めの変形によるずれが生じ、コンクリートスラブに作用する力が緩和され、コンクリートスラブの応力が減少することが知られているが、本章で示した有効幅の解析により、コンクリートスラブと鋼桁の間のずれがコンクリートスラブの有効幅に大きな影響を与えることが明らかになった。
- (4) 本章で提案した有効幅を用いて初等ばり理論によって計算された応力と、道路橋示方書の規定有効幅を用いて計算した応力を比較すると、道路橋示方書の規定有効幅を用いて計算した応力の方が下フランジで大きく、上フランジで小さくなる。

Table 3.1 Boundary Conditions and Integration Constants for MODEL A ~ D.

	BOUNDARY CONDITION	INTEGRATION CONSTANT		
		B_m	C_m	D_m
MODEL-A	$(\sigma_y)_{y=B} = 0$ $(\tau_{xy})_{y=B} = 0$ $(v)_{y=0} = 0$	$\frac{\alpha(e^{-2kB} - 1) + 2kB(kB - \alpha)}{\alpha(e^{2kB} - 1) + 2kB(kB + \alpha)}$	$\frac{-k\{2(kB + \alpha) + 1 + e^{2kB}\}}{\alpha(e^{2kB} - 1) + 2kB(kB + \alpha)}$	$\frac{k\{e^{-2kB} + 1 - 2(kB - \alpha)\}}{\alpha(e^{2kB} - 1) + 2kB(kB + \alpha)}$
MODEL-B	$(v)_{y=B} = 0$ $(\tau_{xy})_{y=0} = 0$ $(v)_{y=0} = 0$	$\frac{-2kB e^{2kB} - \alpha(e^{2kB} - 1)}{2kB e^{2kB} - \alpha e^{2kB}(e^{2kB} - 1)}$	$\frac{k e^{2kB}(e^{2kB} - 1)}{2kB e^{2kB} - \alpha e^{2kB}(e^{2kB} - 1)}$	$\frac{-k(e^{2kB} - 1)}{2kB e^{2kB} - \alpha e^{2kB}(e^{2kB} - 1)}$
MODEL-C	$(v)_{y=B} = 0$ $(\tau_{xy})_{y=B} = 0$ $(\sigma_y)_{y=0} = 0$	-1	$\frac{-(e^{2kB} + 1)}{2B}$	$\frac{e^{-2kB} + 1}{2B}$
MODEL-D	$(\sigma_x)_{y=B} = 0$ $(\sigma_y)_{y=B} = 0$ $(\sigma_y)_{y=0} = 0$	-1	$\frac{e^{2kB} - 1}{2B}$	$\frac{1 - e^{-2kB}}{2B}$
NOTE : $\alpha = (1 - \nu)/(1 + \nu)$				

Table 3.2 Summary of Span, Section Properties and Loading.

	SPAN (m)	SECTION		LOAD		
		CONCRETE SLAB		STEEL GIRDER	p (kg/cm)	P (ton)
		WIDTH (cm)	THICKNESS (cm)			
MODEL-A	32	320	20	F1g.PL. 300x19 Web.PL. 1600x 9 (mm) F1g.PL. 500x28	10	20
MODEL-B	32	320	20		10	10
MODEL-C	32	320	20		5	10
MODEL-D	32	320	20		5	10
CONCRETE : YOUNG'S MODULUS $E_c = 2.1 \times 10^5$ kg/cm ² , POISSON'S RATIO $\nu = 0.15$ STEEL : YOUNG'S MODULUS $E_s = 2.1 \times 10^6$ kg/cm ² , POISSON'S RATIO $\nu = 0.3$						

Table 3.3 Comparison of Stress Values obtained from the Proposed Method and F.P.S..

		UNIFORMLY DISTRIBUTED LOAD		CONCENTRATED LOAD AT MID-SPAN	
		PROPOSED METHOD	F.P.S	PROPOSED METHOD	F.P.S.
MODEL-A p=10 kg/cm P=20 ton	1	6.61	6.62	8.37	8.33
	2	6.19	6.11	6.90	6.86
	3	6.02	5.94	6.36	6.37
MODEL-B p=10 kg/cm P=10 ton	1	6.61	6.62	4.17	4.15
	2	6.20	6.12	3.45	3.43
	3	6.06	5.97	3.26	3.27
MODEL-C p= 5 kg/cm P=10 ton	1	6.13	6.14	7.88	7.60
	2	5.73	5.69	6.38	6.28
	3	5.65	5.56	6.04	5.97
MODEL-D p= 5 kg/cm P=10 ton	1	13.99	12.51	16.56	15.32
	2	6.85	6.69	7.64	6.91
	3	0.00	0.00	0.00	0.00
F.P.S. : FINITE PRISM AND STRIP METHOD					(kg/cm ²)

Table 3.4 Convergence Study of Effective Width Ratios of Composite Girder ($B/L = 0.1$, $K_1 = 0.5$, $K_2 = 0.4$, $K_3 = \infty$).

m	UNIFORMLY DISTRIBUTED LOAD		CONCENTRATED LOAD AT MID-SPAN	
	MODEL-A	MODEL-D	MODEL-A	MODEL-D
1	0.926	0.329	0.926	0.329
19	0.939	0.330	0.751	0.311
39	0.938	0.330	0.715	0.306
59	0.938	0.330	0.701	0.304
79	0.938	0.330	0.693	0.302
99	0.938	0.330	0.688	0.302
119	0.938	0.330	0.685	0.301
199	0.937	0.330	0.678	0.300
299	0.937	0.330	0.674	0.300
399	0.937	0.330	0.673	0.299
499	0.937	0.330	0.671	0.299
599	0.937	0.330	0.670	0.299

Table 3.5 Comparison of Effective Width and Stress Values.

	EFFECTIVE WIDTH [1]/[2] (cm)	[1] UNIFORMLY DISTRIBUTED LOAD (p=10 kg/cm) kg/cm ²				[2] CONCENTRATED LOAD AT MID-SPAN (P=10 ton) kg/cm ²			
		σ_{cu}	σ_{cl}	σ_{su}	σ_{sl}	σ_{cu}	σ_{cl}	σ_{su}	σ_{sl}
PROPOSED METHOD	273.3/180.5	-16.6	-10.3	-103.5	410.9	-14.0	-9.6	-96.4	262.0
SPECIFICATION	320.0/320.0	-14.6	- 8.6	- 86.4	466.6	- 9.1	-5.4	-54.0	291.6
F.P.S. (INCOMPLETE INTERACTION)	-	-15.1	- 8.4	-106.0	413.6	-11.1	-3.8	-97.8	257.3
F.P.S. (COMPLETE INTERACTION)	-	-15.3	- 8.8	- 89.2	411.0	-11.7	-5.3	-56.7	252.0

NOTES : SPAN L = 32 m
 SLAB WIDTH 2B = 320 cm
 SLAB THICKNESS t = 20 cm
 STEEL SECTION Fig.PL. 300 x 19
 Web.PL. 1600 x 9
 Fig.PL. 500 x 28

σ_{cu} : UPPER FIBER STRESS OF CONCRETE SLAB
 σ_{cl} : LOWER FIBER STRESS OF CONCRETE SLAB
 σ_{su} : UPPER FIBER STRESS OF STEEL GIRDER
 σ_{sl} : LOWER FIBER STRESS OF STEEL GIRDER

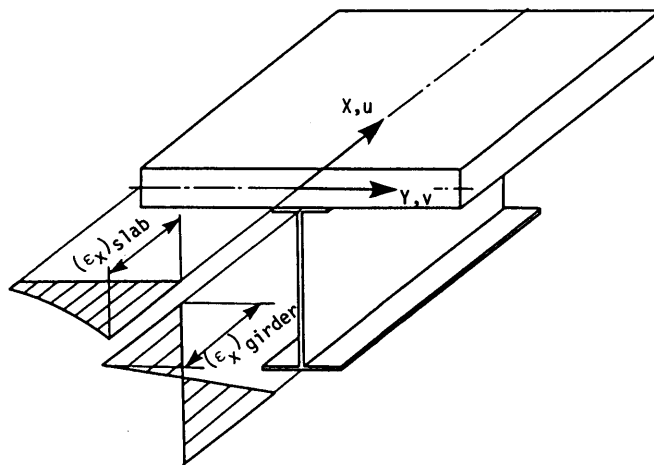


Fig. 3.1 Strain Distribution of a Composite Section.

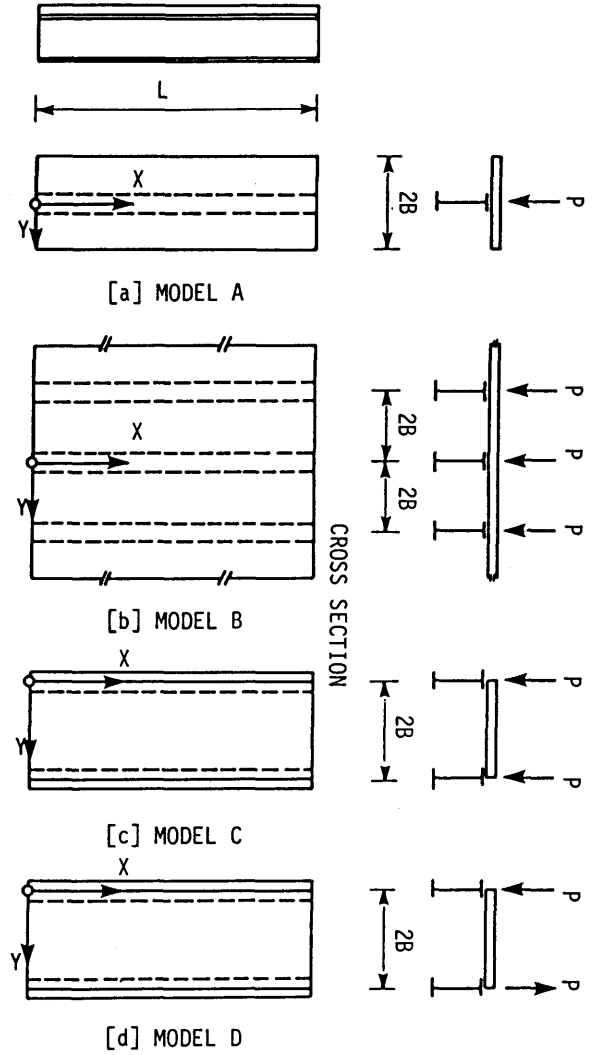


Fig. 3.2 Co-ordinate Systems and Cross Sections of Composite Girders.

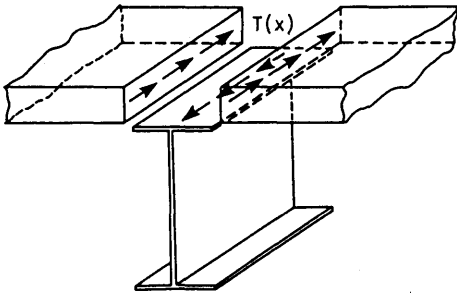


Fig. 3.3 Shear Force in a Composite Beam Element.

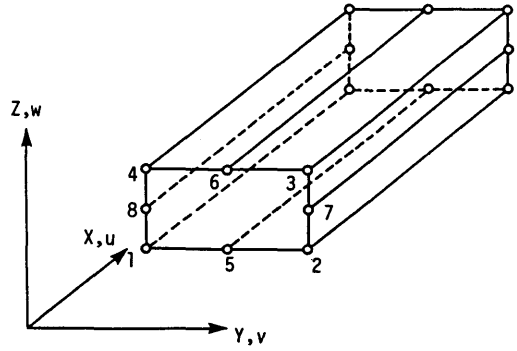


Fig. 3.4 Co-ordinate System and Nodal Lines for a Prism Element (Concrete Slab).

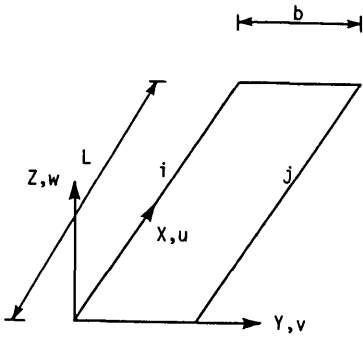


Fig. 3.5 Co-ordinate System and Nodal Lines for a Strip Element (Steel Beam).

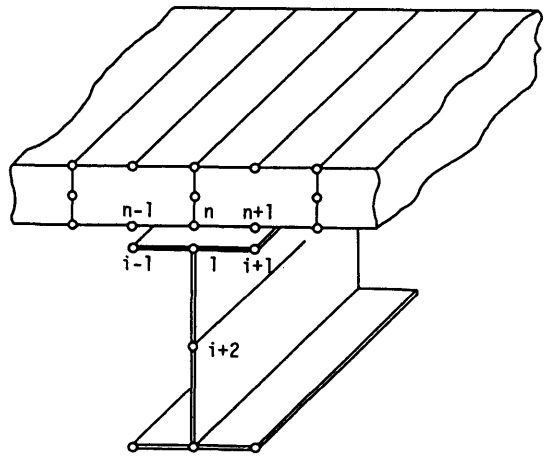


Fig. 3.6 Nodal Lines of Composite Beam Elements.

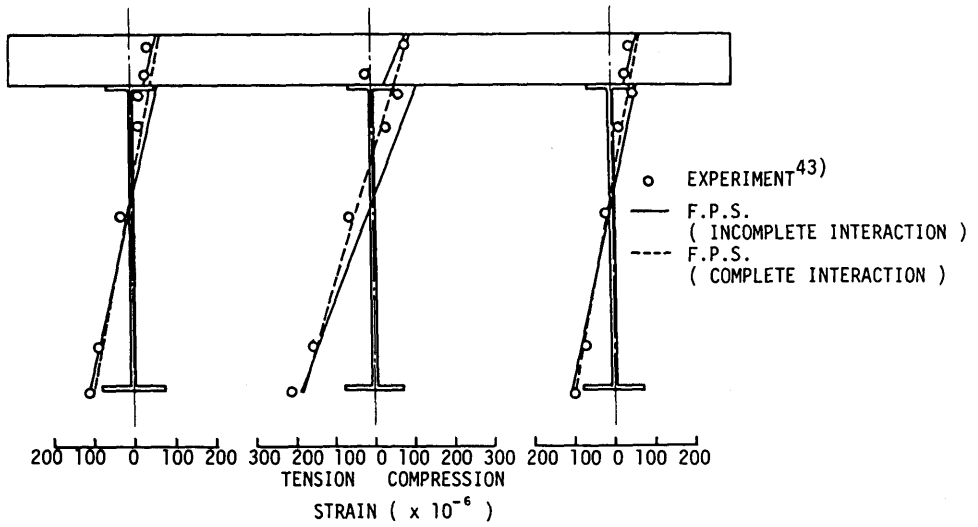


Fig. 3.7 Strain Distributions of Concrete Slab and Steel Beams.

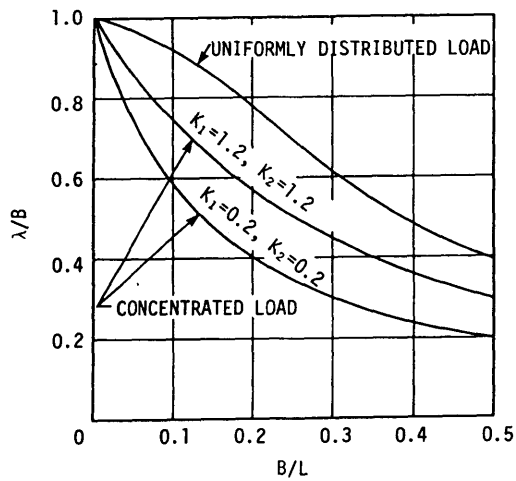


Fig. 3.8 Effective Width Ratios with K_1 and K_2 .

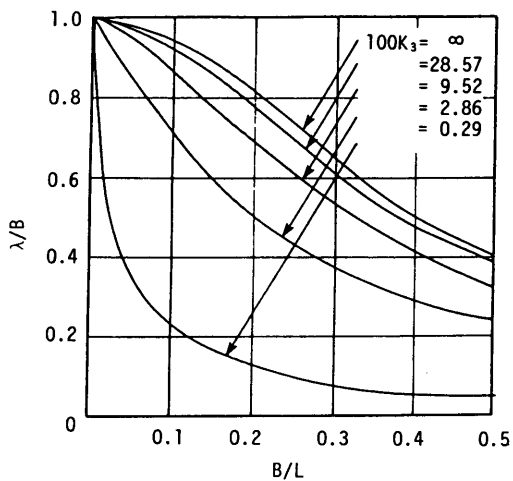


Fig. 3.9 Effective Width Ratios for Uniformly Distributed Load (MODEL-A, $K_1 = 0.5$, $K_2 = 0.4$).

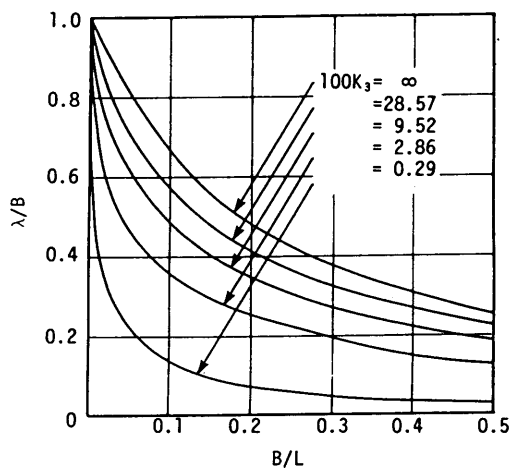


Fig. 3.10 Effective Width Ratios for Concentrated Load at Mid-span (MODEL-A, $K_1 = 0.5$, $K_2 = 0.4$).

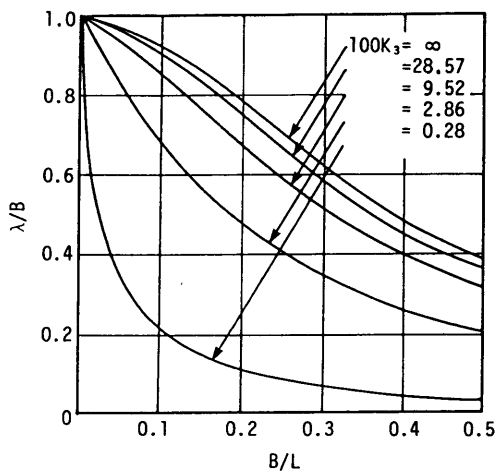


Fig. 3.11 Effective Width Ratios for Uniformly Distributed Load (MODEL-B, $K_1 = 0.5$, $K_2 = 0.4$).

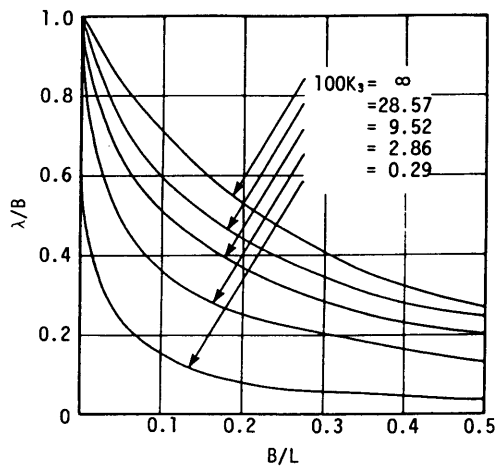


Fig. 3.12 Effective Width Ratios for Concentrated Load at Mid-span (MODEL-B, $K_1 = 0.5$, $K_2 = 0.4$).

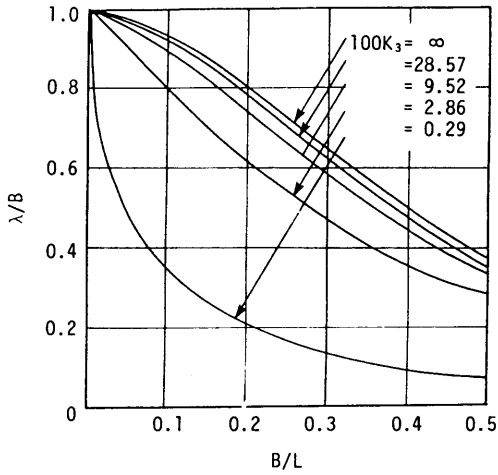


Fig. 3.13 Effective Width Ratios for Uniformly Distributed Load (MODEL-C, $K_1 = 1.0$, $K_2 = 0.4$).

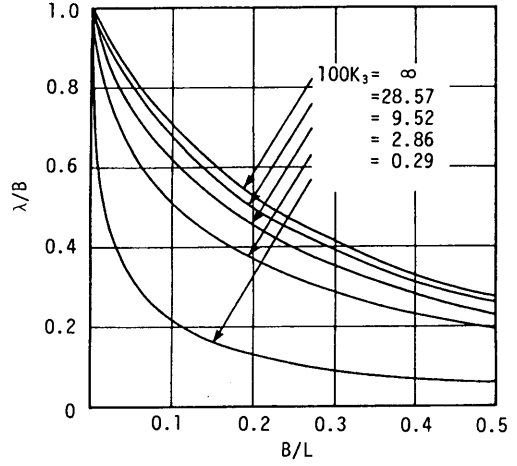


Fig. 3.14 Effective Width Ratios for Concentrated Load at Mid-span (MODEL-C, $K_1 = 1.0$, $K_2 = 0.4$).

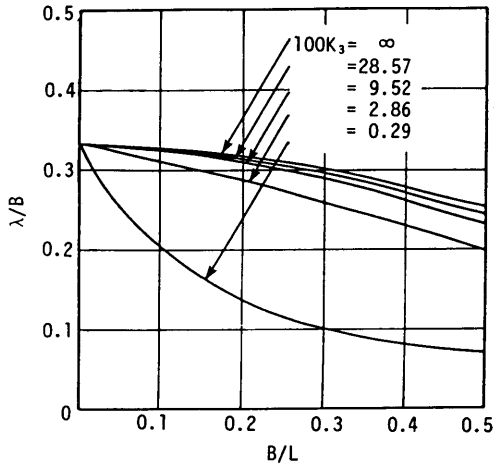


Fig. 3.15 Effective Width Ratios for Uniformly Distributed Load (MODEL-D, $K_1 = 1.0$, $K_2 = 0.4$).

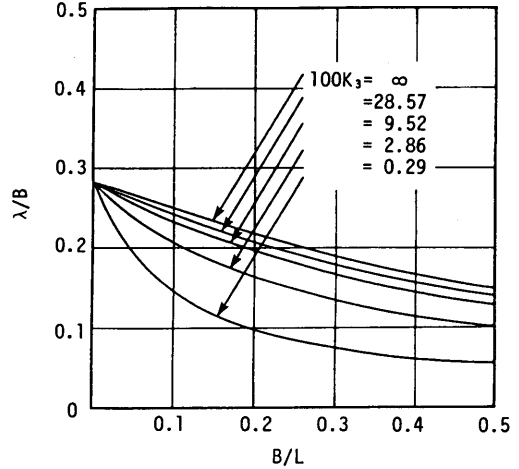
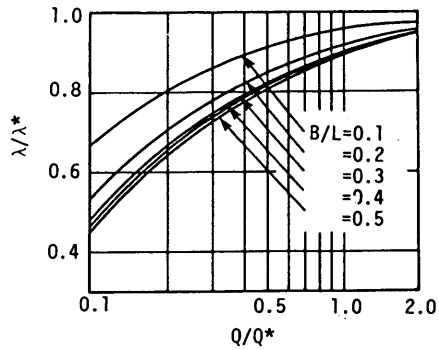
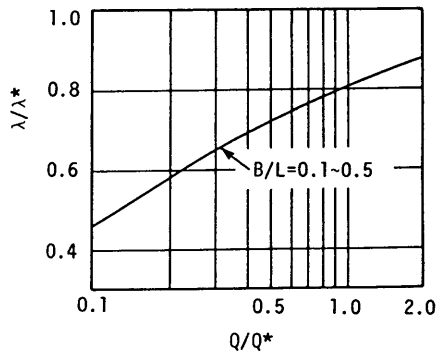


Fig. 3.16 Effective Width Ratios for Concentrated Load at Mid-span (MODEL-D, $K_1 = 1.0$, $K_2 = 0.4$).

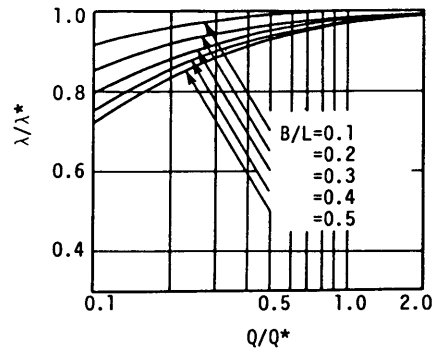


[a] UNIFORMLY DISTRIBUTED LOAD

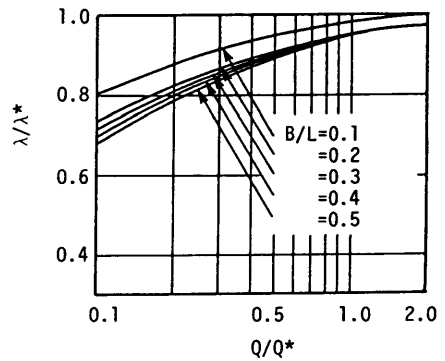


[b] CONCENTRATED LOAD AT MIDSPAN

Fig. 3.17 Reduction of Effective Width (MODEL-A).



[a] UNIFORMLY DISTRIBUTED LOAD



[b] CONCENTRATED LOAD AT MIDSPAN

Fig. 3.18 Reduction of Effective Width (MODEL-D).

第4章 断続合成桁の静的および疲労性状

4.1 緒言

多スパンの橋梁においては単純桁を並べるよりは連続桁にしたほうが、基礎の条件さえ良ければ経済性、走行性および耐力の点で有利となる。しかし、連続合成桁は、中間支点付近で負の曲げが作用し、コンクリートスラブにひび割れが生じるため、このコンクリートスラブに生じる引張り力に対していかに対処するかが重要な問題となる。現在、この負の曲げモーメントに対処する工法として、Fig. 4.1 に示すように次の四つの方法が考えられている¹⁴⁵⁾¹⁴⁶⁾。

- (a) プレストレスを導入する（プレストレス連続合成桁）。
- (b) ずれ止めを正の曲げモーメント区間同様に、負の曲げモーメント区間にも連続的に配置し、応力計算において、コンクリートスラブ中コンクリートは無視するが、橋軸方向鉄筋は鋼桁断面に算入する（プレストレスしない連続合成桁）。
- (c) 負の曲げモーメント区間にずれ止めを配置せず非合成とするが、コンクリートスラブは目地を設けず連続的に打設する（断続合成桁）。
- (d) 負の曲げモーメント区間を非合成とし、コンクリートスラブは、正負曲げモーメントの境界に目地を設ける（部分合成桁）。

(a)のプレストレス連続合成桁は、ドイツで開発され、わが国においても連続合成桁が導入された初期の段階より用いられている工法であるが、わが国では最近ほとんど採用されていない。なお、西ドイツでは、冬期融雪用に散布する塩カル剤がひび割れに入り鉄筋を腐食させることを避けるためプレストレス連続合成桁が用いられている⁷¹⁾。なお、プレストレス連続合成桁は応力計算が繁雑となり、プレストレス導入に多くの時間と熟練性を必要とする。(b)のプレストレスしない連続合成桁は、負の曲げモーメント区間のコンクリートスラブ中の橋軸方向鉄筋を、負の曲げモーメント区間にもずれ止めを連続的に配置することによって鋼桁と一体となって作用させ、応力計算においてコンクリートの引張り抵抗を無視し、橋軸方向鉄筋を鋼桁断面に算入し設計するようにした構造系であり、コンクリートスラブに生じるひび割れは、橋軸方向鉄筋によって制御するように配慮されている⁸⁷⁾¹⁴⁷⁾。わが国においても、昭和47年より道路橋示方書¹⁾に導入されている。道路橋示方書では、コンクリートスラブの主桁作用および床版作用に有害なひび割れを制御するため、橋軸方向鉄筋をコンクリートの断面積の2%以上および周長率を 0.045 cm/cm^2 以上配筋し、鉄筋は死荷重による曲げモーメントの符号が変化する点を越えて版のコンクリートの圧縮側に定着するように規定されている。一方、建築学会の「合成ばり構造設計施工指針」では、負の曲げモーメント区間においてずれ止めは連続的に配置するように規定されている¹¹⁾。

また、イギリスのBS 5400³⁾では、プレストレスしない連続合成桁の規定があり、構造物の外観または耐久性に悪影響を及ぼすひび割れを防止するため、合成桁のコンクリートスラブには十分な鉄筋を配筋

するように規定されており、表面ひび割れ幅の計算法が示されている。しかし、プレストレスしない連続合成桁では、コンクリートスラブに生じる引張り力は、曲げモーメントに比例して増大するので、ひび割れ幅の点から考慮するとかならずしも利点ばかり有しているとは考えられない。(c)の断続合成桁は、負の曲げモーメント区間にずれ止めを配置せず非合成とした構造系である。断続合成桁の中間支点付近のコンクリートスラブ中の橋軸方向鉄筋の応力は非合成区間で一定となり、プレストレスしない連続合成桁のようにピーク値は存在しない。また、鉄筋の応力の値はプレストレスしない連続合成桁の最大値と比較すると低減される。断続合成桁はAASHTOの示方書²⁾では、プレストレスしない連続合成桁と同様に規定されており、断続合成桁の負の曲げモーメント区間の橋軸方向鉄筋は合成断面に算入せず無視している。また、曲げモーメント区間の反曲点付近にずれ止めを補強するように規定されており、追加ずれ止めの本数の計算法が示されている。アメリカではずれ止めを溶接することによる引張り側フランジの疲労強度の低下を避けることもあり負の曲げを受ける区間にずれ止めを配置しない断続合成桁が推奨されている。なお、わが国においては、研究が不十分との理由で断続合成桁は道路橋示方書には規定されていない¹⁾。一方、(d)の構造系は曲げモーメントの反曲点に目地を設け、完全に負の曲げモーメント区間を非合成とした形式であるが、目地の存在は走行性およびスラブの耐久性を考えると好ましくないものと考えられる。

現在、わが国の道路橋示方書ではプレストレス連続合成桁およびプレストレスしない連続合成桁の規定があるが、プレストレス連続合成桁は鋼重節約に比較して設計・施工が複雑であり、また、床版の部分的なコンクリートの打替えなどの補修の際に主桁の耐荷力が減少し作業が困難になることもあり現在ほとんど採用されていない¹⁸⁸⁾。プレストレスしない連続合成桁については、昭和50年以後の架設状況を見ると、昭和50年度に1橋、昭和51年度に4橋、昭和52年度に3橋、昭和53年度に6橋、昭和54年度に6橋、昭和55年度および昭和56年度にそれぞれ1橋架設され、現在までにおよそ30橋が架設されている¹⁹¹⁾。しかし、その施工例はあまり増加していない。これは、合成・非合成桁にかかわらず鋼橋を中心に主として重車両の増加（輪荷重の大きさと頻度の増大）に起因する鉄筋コンクリート床版の劣化・損傷が相次ぎ¹⁹²⁾、連続合成桁のように床版に多くの負担をかける構造系への危惧があるためと考えられる。したがって、鉄筋コンクリート床版の諸問題を解決し、連続合成桁では負の曲げモーメント域のコンクリートスラブの負担を低減できる新しい工法の研究開発を進めていかなければならない。コンクリートスラブの負担を低減する方法としては、先に述べた断続合成桁あるいは負の曲げモーメント区間に柔軟性のあるずれ止めを配置しコンクリートスラブに作用する軸力を低減する弾性合成桁があり、その他、連続合成桁の負の曲げモーメント区間に鋼床版を用いる工法も提案されている。

本章では、負の曲げモーメント区間の橋軸方向鉄筋の応力を低減できる断続合成桁について、負の曲げのみを受ける実験モデルを製作し静的および疲労試験を行ったので、その結果より負の曲げを受ける断続合成桁の静的および疲労性状について考察を行う¹⁴⁸⁾¹⁴⁹⁾。

4. 2 実験概要

第2章で示したように、負の曲げを受ける区間にずれ止めを配置しない断続合成桁とずれ止めを連続的に配置したプレストレスしない連続合成桁においてその挙動に差がみられるのは、断続合成桁においてずれ止めが配置されていない負の曲げモーメント区間のみである。そこで、ここでは負の曲げを受ける断続合成桁のモデルを作り実験を行った。すなわち、連続合成桁の中間支点付近の負の曲げモーメント区間を再現するため、単純合成桁として桁を上下逆に設置して、中間支点反力を荷重として作用させるものとした。以下、簡単に実験の概要について示す。

4. 2. 1 供試体

供試体は、静的試験に6体および疲労試験に7体、計13体から成っている。各供試体は、同一の鋼桁断面（H形鋼 200×100×5.5×8）を有しており、鋼種はS S41である。スパンはNo. 4～No. 14が $l_1=2.4\text{m}$ 、No. 20～No. 22が $l_2=3.6\text{m}$ である。実験に導入したパラメーターは、橋軸方向鉄筋量、コンクリートスラブ幅およびずれ止めの配置法である。各供試体の詳細を Table 4.1、および Figs. 4.2、4.3 に示す。各供試体の橋軸方向鉄筋（SD30）の断面積は、コンクリートスラブ断面積の1.5%～3.3%、周長率は、 $0.0375\sim 0.083\text{ cm/cm}^2$ である。また、疲労試験用供試体（Nos. 11～22）には、スパン1/3点あるいはスパン中央にスラブアンカーが導入されている。ずれ止めの本数は塑性設計²⁾¹¹⁾¹⁵⁰⁾¹⁵¹⁾により決定した。

4. 2. 2 載荷方法

荷重は、Photo 4.1に示すように、コンクリートスラブを下側に、鋼桁を上側に設置し、Nos. 4～14については中央二点集中荷重、Nos. 20～22については中央一点集中荷重として油圧ジャッキにより載荷した。

疲労試験では、繰返し荷重の上限は設計荷重を基準とし、繰返し回数の増加とともに上限荷重を増加させた。繰返し回数と上限荷重の関係を Table 4.2に示す。なお、繰返し荷重の下限は上限荷重の1/3とした。荷重速度は、それぞれの供試体とも3～4 Hzとした。また、繰返し載荷終了後破壊試験を行った。

4. 2. 3 測定方法

測定は、たわみ、鋼桁のひずみ、橋軸方向鉄筋のひずみ、コンクリートスラブと鋼桁の接合面のずれおよびコンクリートスラブのひび割れ幅について行った。測定箇所を Fig. 4.4 に示す。たわみはダイヤルゲージによりスパン中央で測定し、また、両支点から30cm離れた位置において支点沈下の測定も行った。ひずみは箔ゲージを貼り付け測定し、接合面のずれはカンチレバー型変位計を設置して測定を行った。また、コンクリートスラブのひび割れは、ショップ顕微鏡およびコンタクトゲージを用いて測定した。

4. 2. 4 材料試験結果

材料試験結果を Table 4.3 に示す。コンクリートの割裂試験によると引張強度は $\sigma_t = 31 \text{ kg/cm}^2$ であった。

4. 2. 5 設計荷重について

疲労試験では、上限荷重は設計荷重が一つの基準となるが、ここでは、断面内において最大応力を生じる点が許容応力に達する荷重を設計荷重とした。本実験に用いた供試体においては圧縮側フランジが最大応力を示し、許容応力は圧縮フランジが直接コンクリートスラブに固定されていないので、道路橋示書 2.2.1 より次のように与えられる¹⁾。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{design} &= 1400 - 24(\ell/b - 4.5) = 1244 \text{ kg/cm}^2 \text{ (No. 11~14)} \\ &1076 \text{ kg/cm}^2 \text{ (No. 20~22)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.1)$$

ここで、圧縮フランジの固定点間距離 ℓ は、荷重載荷点と支点間の距離を用いた。応力計算は、ずれ止めを連続的に配置した桁では、コンクリートスラブ中の鉄筋を鋼桁断面に算入し、接合面のずれが生じないものとして通常の設計計算と同様に行い、また、断続合成桁については、第 5 章に示す計算法を用いて計算を行った。なお、各供試体の設計荷重を Table 4.1 に示す。

4. 3 静的試験結果および考察

4. 3. 1 たわみ性状

測定結果より得られた各供試体の荷重とスパン中央のたわみの関係を Fig. 4.5 に示す。同図にはせん断によるたわみを考慮した理論値と単純塑性理論より得られた曲げ耐力も示されている。

ずれ止めを連続的に等間隔に配置した桁 (Nos. 4、5、8) と断続合成桁 (Nos. 6、7、9) を比較すると、ずれ止めを連続的に配置した桁の方が多少桁剛性が大きい。一方、橋軸方向鉄筋量とずれ止めの配置法が同じでコンクリートスラブ幅の異なる No. 5 と No. 8、No. 7 と No. 9 を比較すると、スラブ幅 60cm を有する桁の方がスラブ幅 100cm の桁より剛性が大きい。これは、スラブ幅 60cm を有する桁の方が、スラブ幅 100cm を有する桁に比較して橋軸方向鉄筋が有効に作用していることによると考えられる。

4. 3. 2 ずれ性状

Fig. 4.6 に荷重とコンクリートスラブと鋼桁の接合面のずれの関係を示す。また、荷重が 10ton の場合の橋軸方向のずれ分布の一例を Nos. 4、6、8、9 の供試体について Fig. 4.7 に示す。それらの図から明らかのように、断続合成桁では、ずれ止めが配置されていないスパン $\ell/4$ 点の近くにおいて当然のことながら大きなずれが生じており、桁端部ではずれ止めにより変形が拘束され、ずれが小さくなっている。断続合成桁とずれ止めを連続的に配置した桁のそれぞれの桁端部におけるずれの大きさを比較すると、

ほぼ同程度のずれが生じており、断続合成桁とずれ止めを連続的に配置した桁では歴然とした差は見られなかった。

4. 3. 3 ひび割れ性状

コンクリートスラブのひび割れに影響を与える要因として、橋軸方向の鉄筋量、鉄筋直径、周長率およびずれ止めの配置法が考えられる。ここでは、それらの影響を考慮し、特に、ずれ止めの配置法がひび割れに及ぼす影響について考察する。

破壊までにコンクリートスラブに生じたひび割れの分布状態の一例をNos. 8、9の桁について Fig. 4.8 に示す。ずれ止めを連続的に配置した桁（No. 8）では、ひび割れはスパン中央付近に橋軸方向と直角に横切るように生じ、荷重の増加に伴い床板側面、裏面という順序にひび割れが発生した。他方、断続合成桁では、コンクリートスラブ表面には横方向のひび割れが生じるが、裏面にはひび割れの発生は少なく、逆にずれ止めを集中配置した桁の端部に斜めひび割れ等が生じた。これは、ずれ止めを桁端部に集中的に配置したためその箇所に応力が集中し、それに対する補強鉄筋が不足したためによると考えられる。

各供試体の荷重と最大ひび割れ幅の関係を Fig. 4.9 に、鉄筋の応力と最大ひび割れ幅の関係を Fig. 4.10 に示す。なお、最大ひび割れ幅はいずれの供試体においてもスパン中央付近に生じたひび割れから得られた。それらの図から明らかなように、最初に0.05mm～0.1mm程度のひび割れが生じると、以後ひび割れ幅は荷重の増加とともに直線的に増大している。また、各供試体の設計荷重段階の最大ひび割れ幅は0.2mm以下であった。しかし、荷重とひび割れ幅の関係は、No. 8の供試体を除いて他の供試体はほぼ同様な関係を示しており、ずれ止めの配置法の違いによる明確な差は見られなかった。断続合成桁はずれ止めを連続的に配置した桁と比較すると橋軸方向の鉄筋の応力を低減することができるが、最大ひび割れ幅は両者に明確な差は見られない。そこで、断続合成桁の最大ひび割れ幅を0.2mm以下に抑えるため、現道路橋示方書でプレストレスしない連続合成桁に適用しているように橋軸方向の最小鉄筋量をコンクリート断面積の2%、周長率を0.045cm/cm²以上にした方がよいと考えられる。

4. 3. 4 破壊状況および終局耐力

Table 4.4 に終局耐力と破壊モードを示す。破壊モードはフランジの局部座屈および桁の横倒れ座屈であり、それぞれの破壊モードの一例を Photo 4.2 に示す。横倒れ座屈を生じた供試体はいずれも断続合成桁であり、これは、断続合成桁では中間部の拘束にずれ止めを配置していないため、鋼桁部の拘束が弱く横倒れ座屈が生じたためと考えられる。したがって、断続合成桁では、スラブアンカー等を導入して横倒れ座屈を防止する必要があると考える。

4. 4 疲労試験結果および考察

4. 4. 1 たわみ性状

荷重とたわみの関係を Fig. 4.11 に示す。同図にはたわみの理論値および単純塑性理論より得られた曲げ耐力も示されている。同図から明らかなように、ひび割れの発生により桁の剛性が低下し、繰返し回数の増大とともに実験値は理論値の勾配に近づいている。

Fig. 4.12 に残留たわみと繰返し回数の関係を示す。残留たわみはひび割れの発生により生じると考えられるが、ひび割れの発生しているコンクリート構造物では、残留たわみは小さい方が望ましい。Fig. 4.12 から明らかなように、繰返し回数の増大とともに残留たわみも増大しており、橋軸方向鉄筋量の異なる Nos. 11と13、Nos. 12と14の供試体の残留たわみを比較するとやや鉄筋量の多い供試体の方が残留たわみは小さい。

4. 4. 2 鉄筋応力

負の曲げを受ける合成桁では、コンクリートスラブの橋軸方向鉄筋がどの程度有効に作用しているか知ることは重要な問題である。

荷重とスパン中央断面の鉄筋の応力の関係を Fig. 4.13 に示す。荷重の増大および繰返し回数の増大とともに、実験結果は理論値に近い勾配を示しているが、供試体によっては、初期の荷重によって鉄筋に大きな応力が生じ、それが繰返し回数の増大とともに小さくなる傾向を示すものもあり、特に、Nos. 11、12、14の供試体においてその傾向が著しい。これは、初期の荷重によって中央スパンに生じたひび割れにより、中央断面の鉄筋応力が増大するが、それが繰返し回数の増大によりひび割れが全面的に生じ、中央断面付近の鉄筋に集中的に生じていた応力が分散することによると考えられる。しかし、コンクリートスラブ中の鉄筋は、断続合成桁でも十分に有効に作用している。

Fig. 4.14 に中央断面の鉄筋の残留応力と繰返し回数の関係を示す。繰返し回数の増大とともに鉄筋の残留応力が増加する傾向が見られる。Nos. 12、14、20の供試体において繰返し回数増大途中で残留応力の減少が見られるが、これは、そこで新たなひび割れが生じたことによると考えられる。なお、設計荷重段階における残留応力は $200\sim 600\text{ kg/cm}^2$ もあり、設計基準を制定する場合において今後検討しなければならない。

4. 4. 3 ひび割れ性状

(a) ひび割れ状態

Fig. 4.15 にNos. 11～14の供試体のひび割れ状態を示す。静的載荷試験では、断続合成桁においてすれ止めを集中配置した付近において斜めひび割れが生じたが、疲労試験用供試体では十分な補強鉄筋を導入したためその種のひび割れの発生は見られなかった。また、繰返し荷重載荷後のひび割れ性状に関しては、断続合成桁とすれ止めを連続的に配置した桁ではほとんど差異が見られなかった。

(b) 最大ひび割れ幅

Fig. 4.16 に繰り返し荷重載荷中の設計荷重下における最大ひび割れ幅と繰り返し回数の関係をNos. 20～22の供試体について示す。繰り返し荷重を受けても設計荷重下の最大ひび割れ幅はほとんど増加していない。また、ずれ止めの配置法の違いによる差もほとんど見られない。各供試体の設計荷重下における最大ひび割れ幅は0.2mm以下であり、現道路橋示方書においてずれ止めを連続的に配置したプレストレスしない連続合成桁の引張り応力を受ける版に規定しているように、コンクリートスラブの橋軸方向最小鉄筋量をコンクリート断面積の2%および周長率を $0.045\text{cm}/\text{cm}^2$ 以上にすれば、断続合成桁でも繰り返し荷重を受けても問題はないと考えられる。

鉄筋の応力とひび割れ幅の関係の一例を Fig. 4.17 に示す。図中、実線は最小自乗法より求めた直線である。図から明らかなように、鉄筋応力とひび割れ幅は比例的関係にある。

4. 4. 4 終局耐力

Table 4.4 に疲労試験終了後に行った静的破壊試験結果を示す。疲労試験を行ったすべての供試体は圧縮フランジの局部座屈で破壊した。なお、断続合成桁ではスラブアンカーを取り付けたため横倒れ座屈は生じなかった。表から明らかなように、終局耐力に関しては、繰り返し荷重載荷の影響は見られず、また、ずれ止めの配置法の違いによる差も見られなかった。

4. 5 結 論

負の曲げを受ける断続合成桁およびずれ止めを連続的に配置した合成桁の静的および疲労試験を行った結果、次のような結論を得た。

- (1) 荷重とたわみの関係より、ずれ止めを連続的に配置した合成桁と断続合成桁の桁の剛性を比較すると、断続合成桁の方が剛性が低い。
- (2) 荷重とたわみの関係は、繰り返し回数の増加とともに理論値に近くなり、一方、繰り返し回数の増加とともに残留たわみもひび割れの増加に伴って大きくなる。
- (3) 橋軸方向の鉄筋は、断続合成桁においても有効に作用している。しかし、負の曲げを受ける合成桁では繰り返し荷重の増加とともに残留応力の増加が見られる。
- (4) 断続合成桁では、ずれ止めを配置していない箇所において大きなずれが生じるが、桁端部のずれに関しては、ずれ止めを連続的に配置した桁と同数のずれ止めを配置するならばずれ止めの配置法の違いによる顕著な差は見られない。
- (5) 荷重とひび割れ幅は比例的関係にあり、設計荷重載荷時の最大ひび割れ幅は、繰り返し回数が増大しても増加しない。また、ずれ止めの配置法の違いによる顕著な差は見られない。一方、道路橋示方書のプレストレスしない連続合成桁に規定されている橋軸方向鉄筋量（コンクリート断面積の2%、周長率 $0.045\text{cm}/\text{cm}^2$ 以上）を用いると、断続合成桁の設計荷重載荷時の最大ひび割れ幅は0.2mm以下であった。
- (6) 鉄筋応力とひび割れ幅の間にはほぼ比例的な関係がある。

(7) 破壊モードは、ずれ止めを連続的に配置した桁では圧縮フランジの局部座屈であり、断続合成桁では、局部座屈と横倒れ座屈であった。しかし、断続合成桁において断続区間にスラブアンカーを導入することによって横倒れ座屈を防止することができた。

(8) 終局耐力は、断続合成桁において横倒れ座屈が生じないならば、断続合成桁とずれ止めを連続的に配置した桁では差は見られず、また、繰り返し载荷による耐力の低下も見られなかった。

以上の結論から、断続合成桁のずれ止めが配置されていない区間においても反曲点に充分なずれ止めが配置されていれば、コンクリートスラブ中の橋軸方向鉄筋は有効に作用していることが判明した。したがって、AASHTOの示方書とは逆にコンクリートスラブ中の橋軸方向鉄筋を応力計算に含めても差し支えないものと考えられる。しかしながら、AASHTOの示方書が提案している設計法、つまり反曲点に集中的にずれ止めを配置するよりも負の曲げモーメント区間の1/2程度断続にした方が望ましいように考えられる。

Table 4.1 Parameters of Test Composite Beams.

	BEAM NUMBER	SPAN (m)	SLAB WIDTH (cm)	REINFORCEMENT			SHEAR CONNECTOR	DESIGN LOAD (ton)
				AREA (cm ²)	γ (%)	β (cm/cm ²)		
STATIC TEST	4	2.4	60	8.0(4-D16)	1.7	0.042	MODEL A	5.91
	5	2.4	100	11.9(6-D16)	1.5	0.038	MODEL A	6.30
	6	2.4	60	8.0(4-D16)	1.7	0.042	MODEL B	5.00
	7	2.4	100	11.9(6-D16)	1.5	0.038	MODEL B	5.36
	8	2.4	60	11.9(6-D16)	2.5	0.063	MODEL A	6.30
	9	2.4	60	11.9(6-D16)	2.5	0.063	MODEL B	5.36
FATIGUE TEST	11	2.4	60	7.6(6-D13)	1.6	0.050	MODEL A	5.86
	12	2.4	60	7.6(6-D13)	1.6	0.050	MODEL B	4.97
	13	2.4	60	8.0(4-D16)	1.7	0.042	MODEL A	5.91
	14	2.4	60	8.0(4-D16)	1.7	0.042	MODEL B	5.00
	20	3.6	60	15.9(8-D16)	3.3	0.083	MODEL A	3.48
	21	3.6	60	15.9(8-D16)	3.3	0.083	MODEL B	2.77
	22	3.6	60	15.9(8-D16)	3.3	0.083	MODEL C	3.04
	NOTES γ : AREA RATIO OF REINFORCEMENTS TO SLAB AREA. β : RATIO OF TOTAL CIRCUMFERENCE OF REINFORCEMENTS TO SLAB AREA. MODEL A : COMPOSITE BEAMS WITH CONTINUOUSLY SPACED SHEAR CONNECTORS. MODEL B : PARTIAL COMPOSITE BEAMS. MODEL C : PARTIAL COMPOSITE BEAMS WITH PARTLY COMPLETE INTERACTION.							

Table 4.2 Maximum Loads Applied in Fatigue Test.

	LOAD STEP	[1]	[2]	[3]	[4]	NOTE
BEAM No. 11	REPEATED NUMBER MAXIMUM LOAD	0 - 50 5.6	50 - 75 8.0	75 - 100 9.7		$\times 10^6$ CYCLES TON
BEAM No. 12	REPEATED NUMBER MAXIMUM LOAD	0 - 50 5.1	50 - 75 7.5	75 - 100 9.0		$\times 10^6$ CYCLES TON
BEAM No. 13	REPEATED NUMBER MAXIMUM LOAD	0 - 130 5.6	130 - 155 8.4	155 - 180 10.1		$\times 10^6$ CYCLES TON
BEAM No. 14	REPEATED NUMBER MAXIMUM LOAD	0 - 50 5.1	50 - 75 7.5	75 - 100 9.0	100 - 125 10.5	$\times 10^6$ CYCLES TON
BEAM No. 20	REPEATED NUMBER MAXIMUM LOAD	0 - 100 3.5	100 - 150 4.8	150 - 175 6.4		$\times 10^6$ CYCLES TON
BEAM No. 21	REPEATED NUMBER MAXIMUM LOAD	0 - 100 3.0	100 - 150 4.0	150 - 175 5.4		$\times 10^6$ CYCLES TON
BEAM No. 22	REPEATED NUMBER MAXIMUM LOAD	0 - 100 3.3	100 - 150 5.0	150 - 175 5.9		$\times 10^6$ CYCLES TON

Table 4.3 Material Properties of Structural Steel and Concrete.

[a] STEEL			
	YIELD STRESS (kg/cm ²)	ULTIMATE STRENGTH (kg/cm ²)	
SS 41	2940	4250	

[b] REINFORCEMENT		
	YIELD STRESS (kg/cm ²)	ULTIMATE STRENGTH (kg/cm ²)
SD 30	3620	5590

[c] CONCRETE			
BEAM NUMBER	YOUNG'S MODULUS (kg/cm ²)	COMPRESSIVE STRENGTH (kg/cm ²)	SPLITTING TENSILE STRENGTH (kg/cm ²)
4 - 9	2.9 x 10 ⁵	360	31
11 - 14	3.1 x 10 ⁵	347	31
20 - 22	2.6 x 10 ⁵	398	-

Table 4.4 Ultimate Strengths and Failure Modes.

BEAM NUMBER	ULTIMATE STRENGTH (t.m)			$\frac{[3]}{[1]}$	$\frac{[3]}{[2]}$	FAILURE MODE
	THEORY I [1]	THEORY II [2]	EXPERIMENT [3]			
4	7.79	9.35	10.62	1.36	1.14	LOCAL BUCKLING
5	8.68	10.41	11.00	1.27	1.06	LOCAL BUCKLING
6	7.79	9.35	10.12	1.29	1.08	LOCAL BUCKLING
7	8.68	10.41	10.18	1.17	0.98	LATERAL BUCKLING
8	8.68	10.41	11.50	1.32	1.10	LOCAL BUCKLING
9	8.68	10.41	10.73	1.23	1.03	LATERAL BUCKLING
11	7.56	9.16	10.45	1.38	1.14	LOCAL BUCKLING
12	7.56	9.16	10.89	1.44	1.19	LOCAL BUCKLING
13	7.79	9.35	10.45	1.34	1.12	LOCAL BUCKLING
14	7.79	9.35	11.11	1.43	1.19	LOCAL BUCKLING
20	9.57	11.49	14.40	1.50	1.25	LOCAL BUCKLING
21	9.57	11.49	13.50	1.41	1.17	LOCAL BUCKLING
22	9.57	11.49	14.10	1.42	1.23	LOCAL BUCKLING

NOTES THEORY I : ULTIMATE STRENGTH BASED ON SPECIFIED YIELD STRESS.
 THEORY II : ULTIMATE STRENGTH BASED ON TESTED YIELD STRESS.

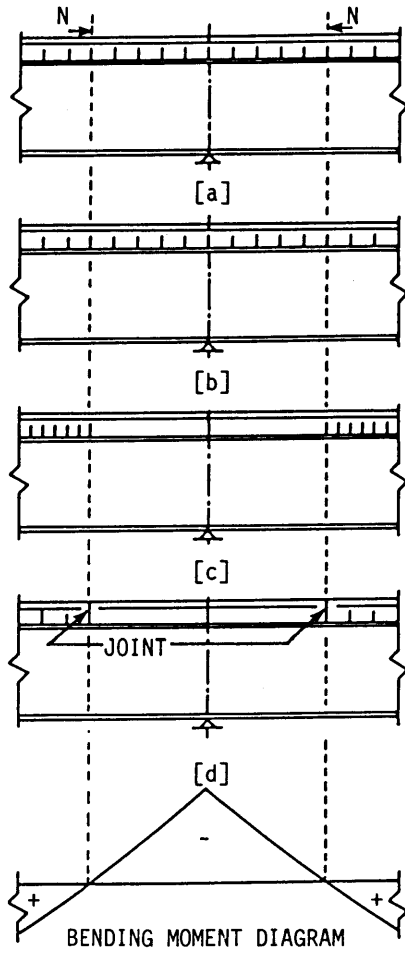


Fig. 4.1 Typical Continuous Composite Beams.

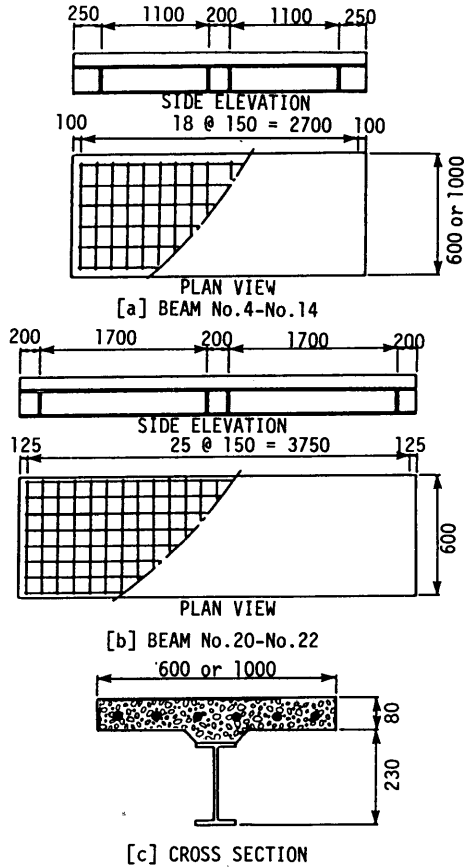


Fig. 4.2 Details of Test Specimens.

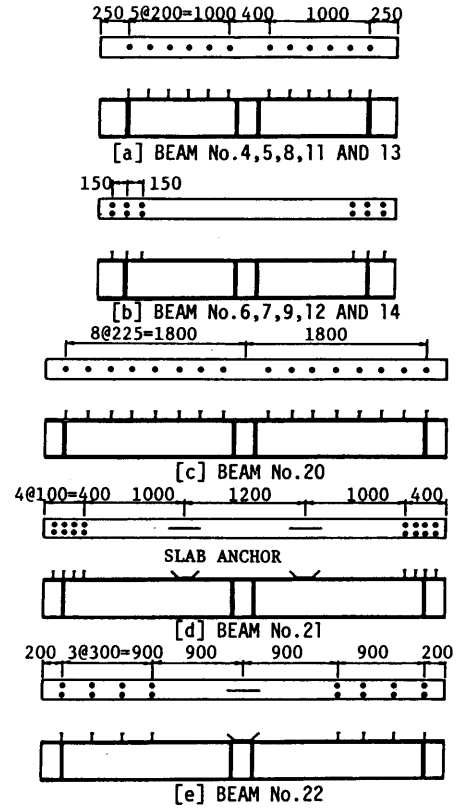
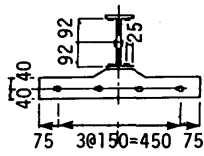
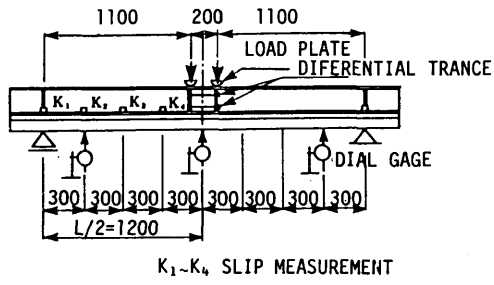
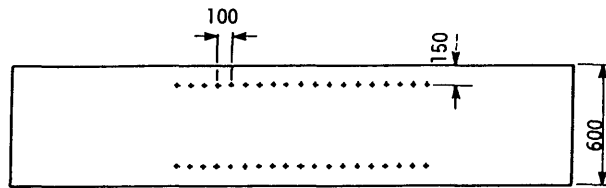


Fig. 4.3 Shear Connector Spacing.



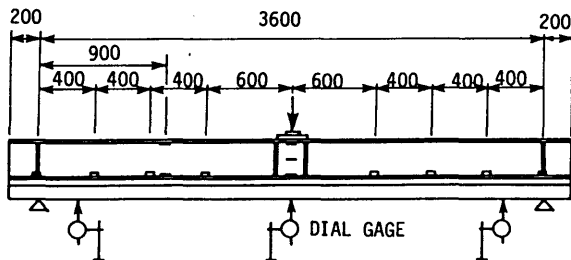
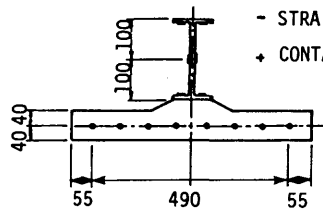
[a] BEAM No.4-No.14



• SLIP MEASUREMENT

- STRAIN GAGE

+ CONTACT BALL



[b] BEAM No.20-No.22

Fig. 4.4 Locations of Instrumentation.

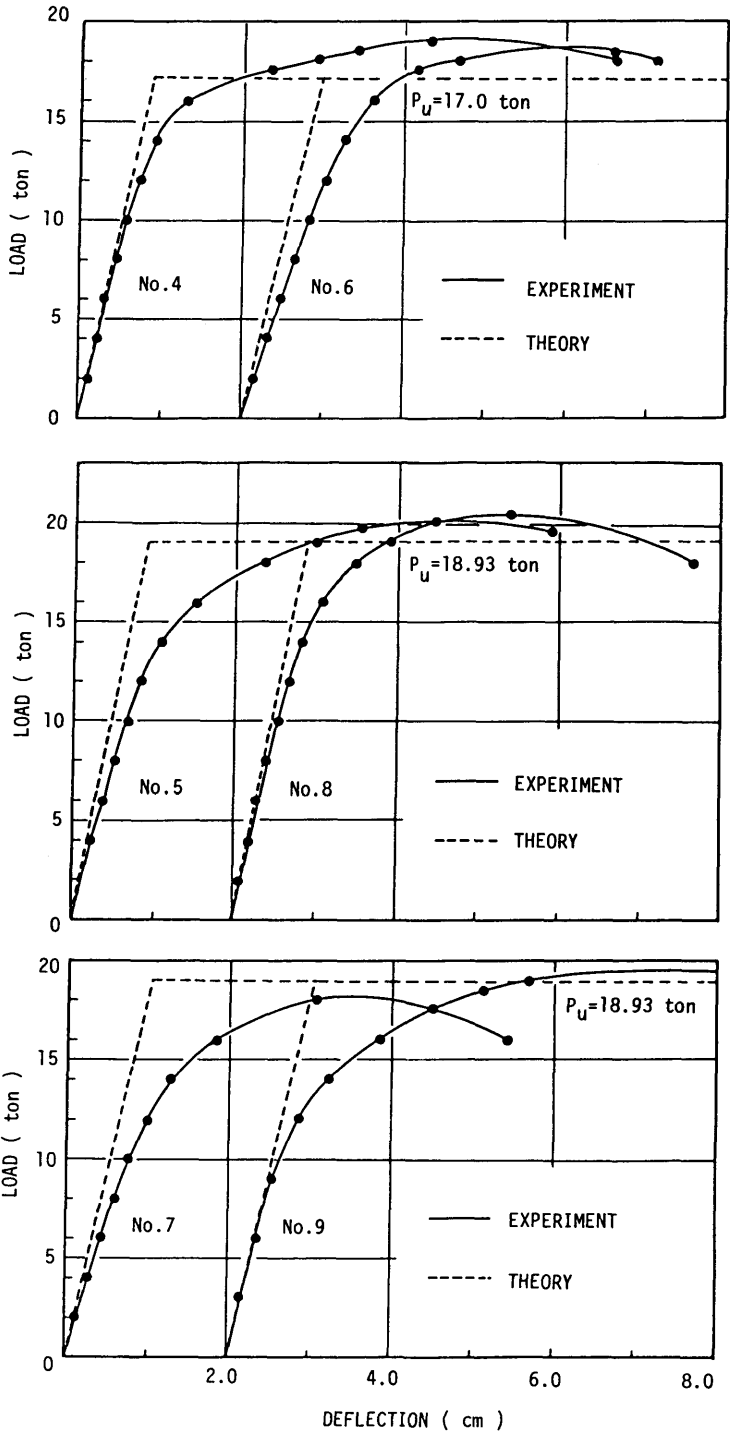


Fig. 4.5 Load-Deflection Relationships in Static Test.

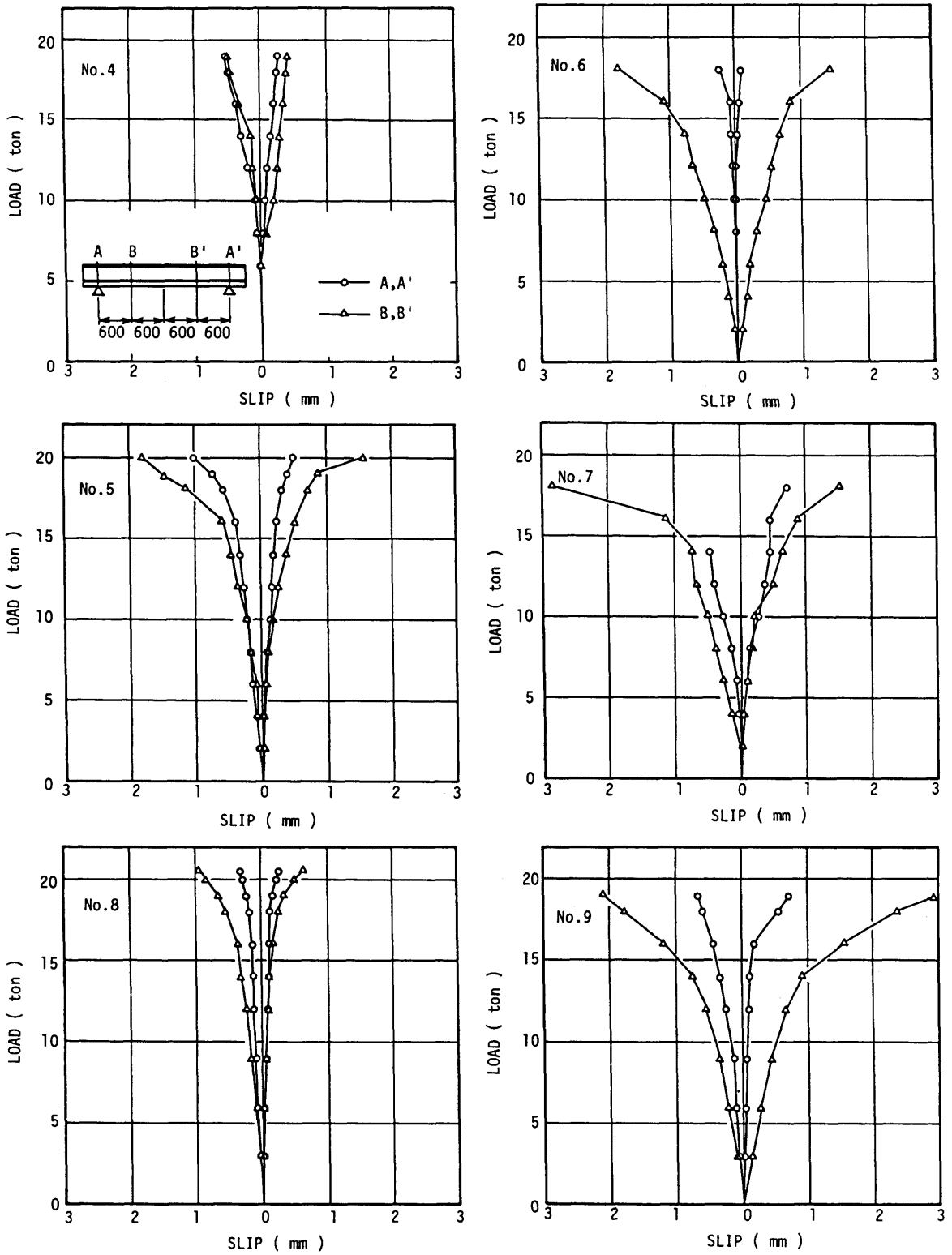


Fig. 4.6 Load-Slip Relationships in Static Test.

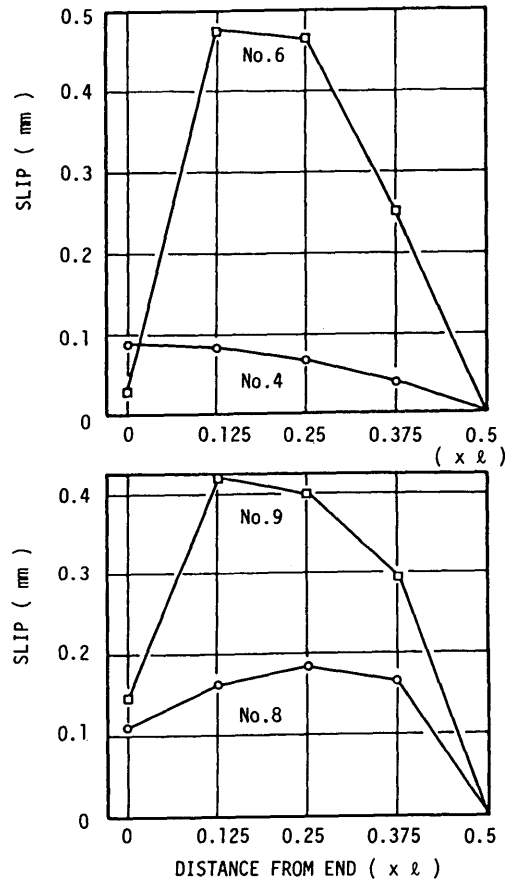


Fig. 4.7 Slip Distributions at the Load of 10 ton.

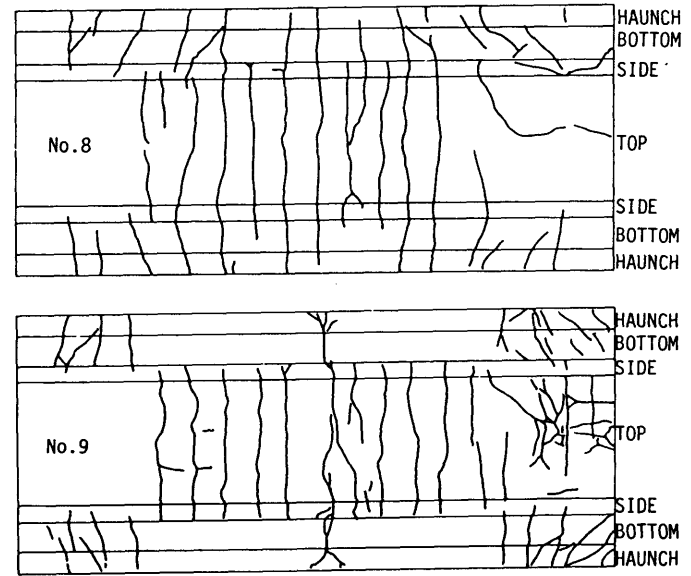


Fig. 4.8 Crack Patterns in Static Test.

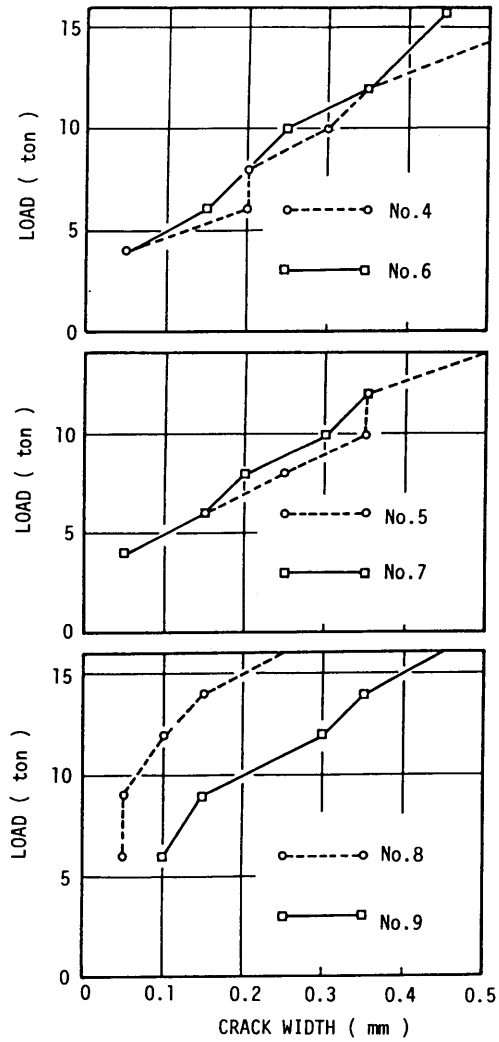


Fig. 4.9 Load-Crack Width Relationships.

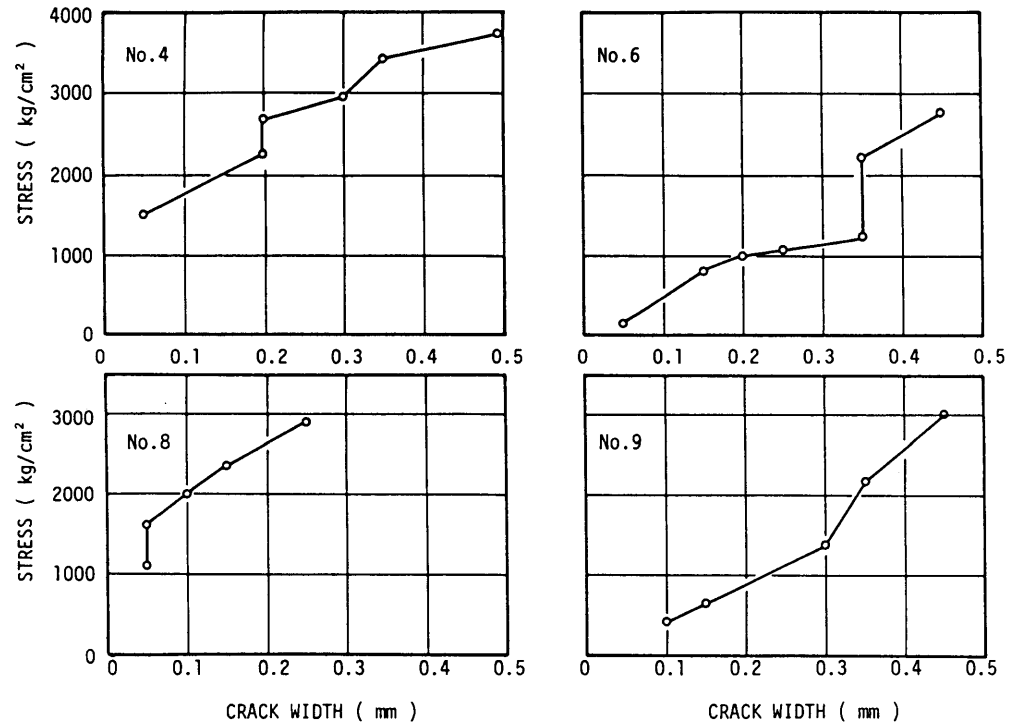


Fig. 4.10 Stress in Reinforcing Bars and Crack Width Relationships.

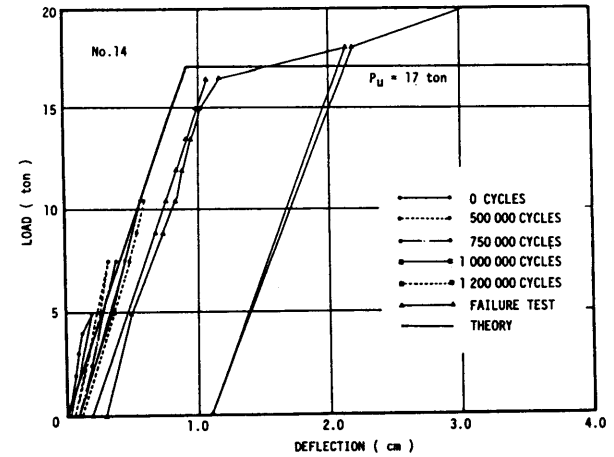
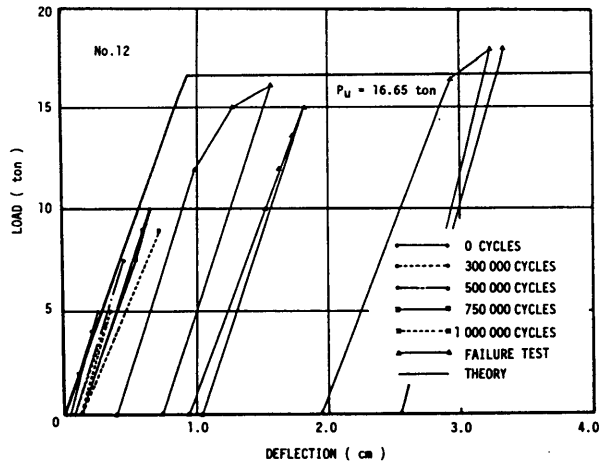
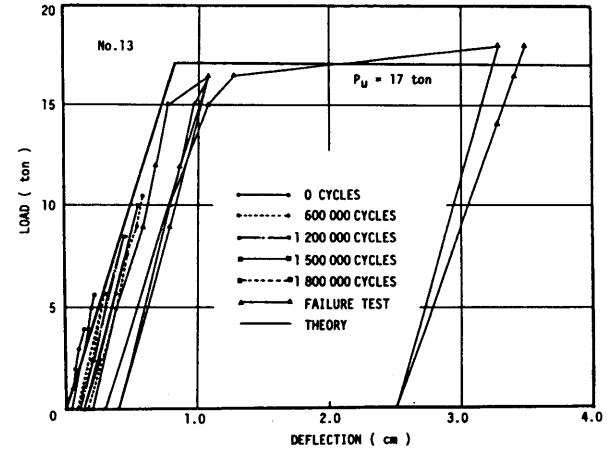
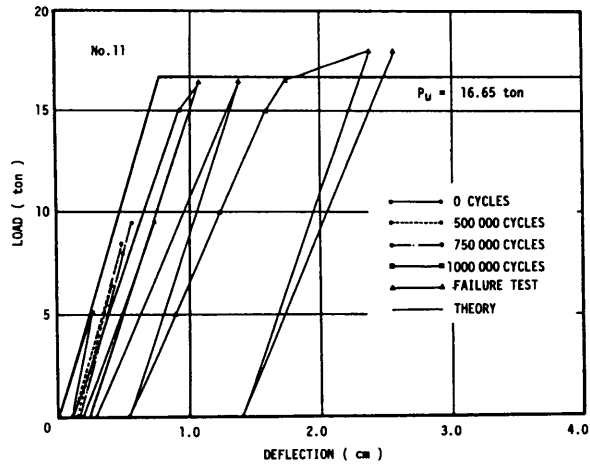


Fig. 4.11 (a) Load-Deflection Relationships in Fatigue Test.

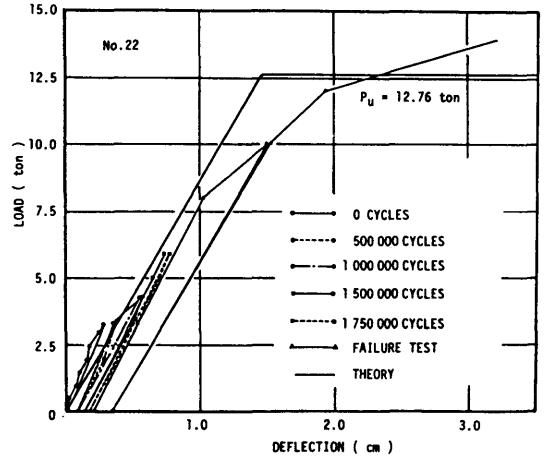
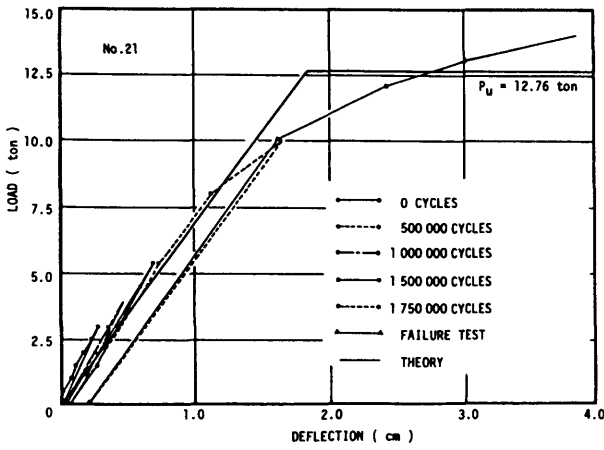
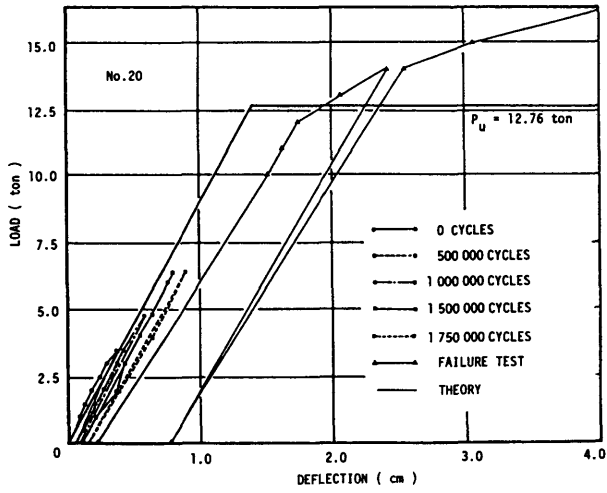


Fig. 4.11 (b) Load-Deflection Relationships in Fatigue Test.

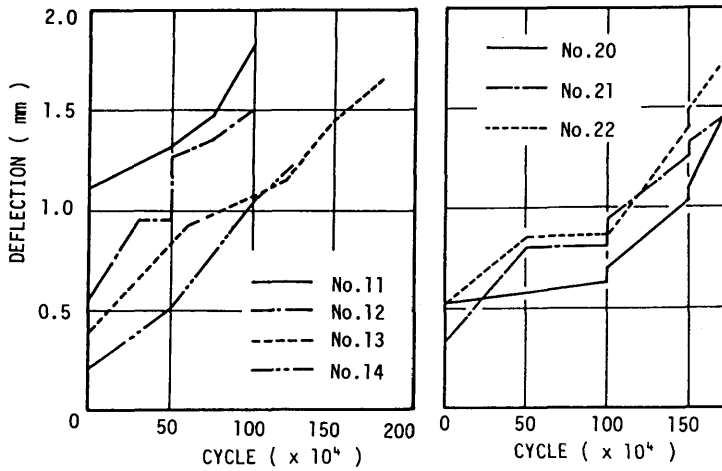


Fig. 4.12 Residual Deflections.

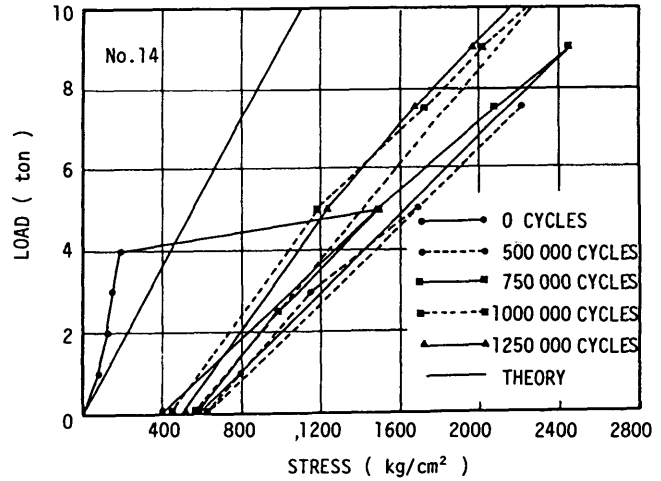
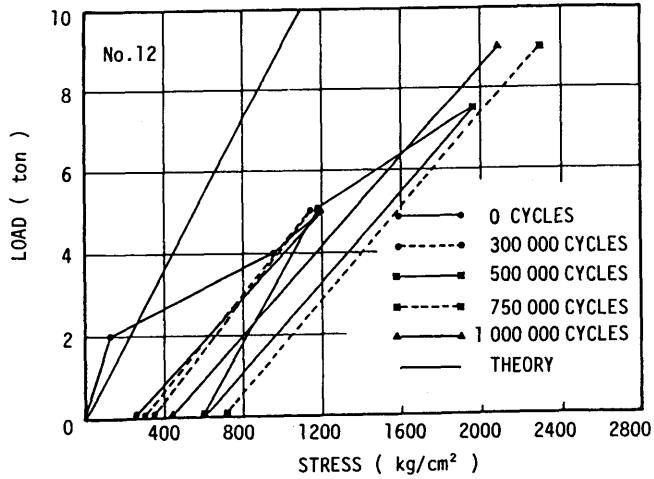
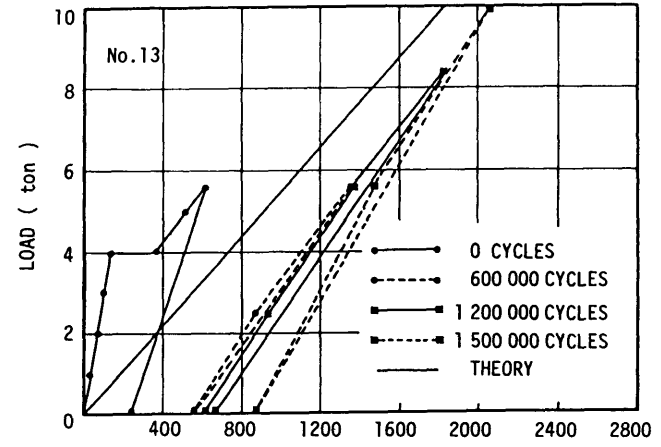
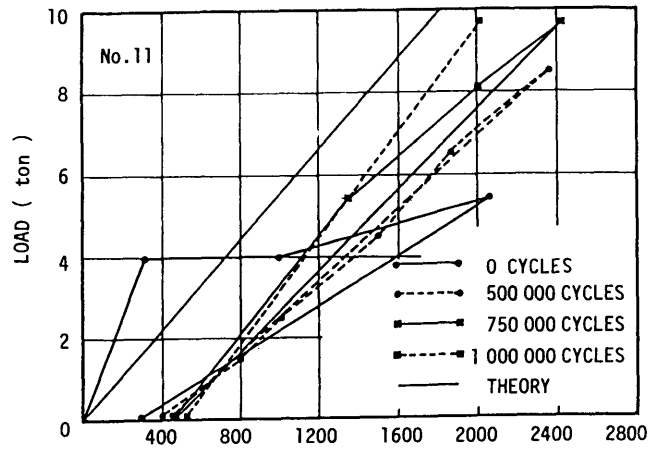


Fig. 4.13 (a) Load-Stress in Reinforcing Bars Relationships in Fatigue Test.

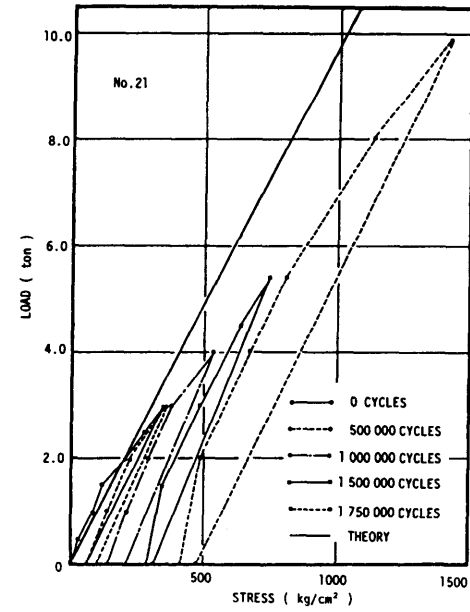
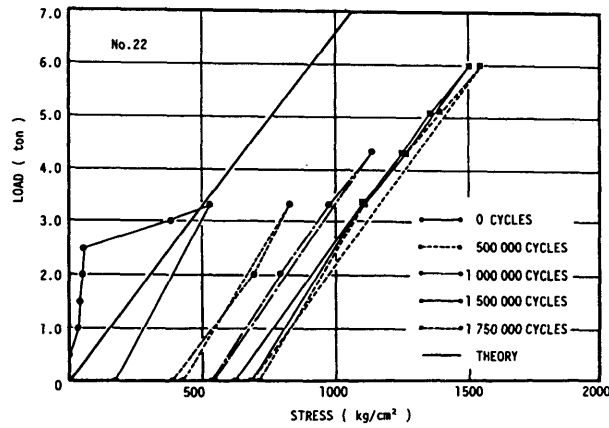
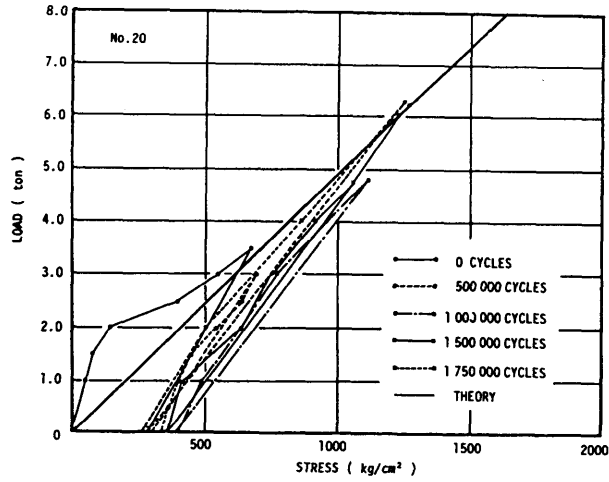


Fig. 4.13 (b) Load-Stress in Reinforcing Bars Relationships in Fatigue Test.

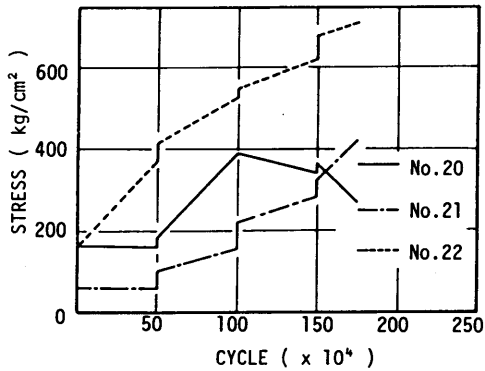
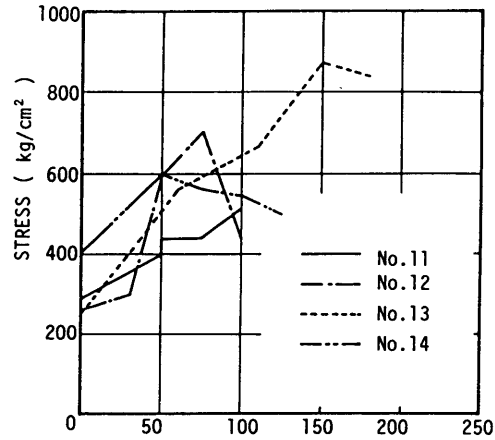


Fig. 4.14 Residual Stress in Reinforcing Bars.

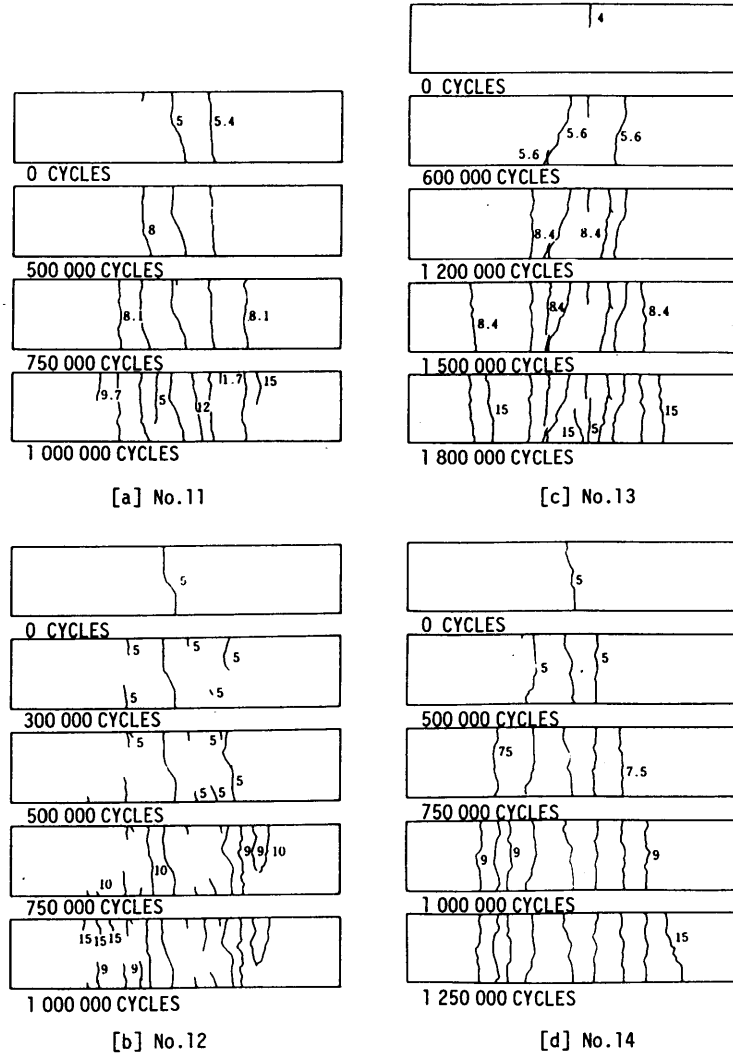


Fig. 4.15 Crack Patterns in Fatigue Test.

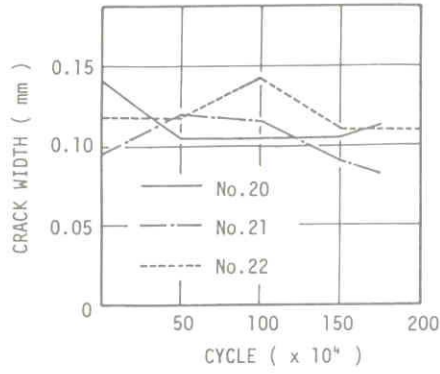


Fig. 4.16 Maximum Crack Width at the Design Load.

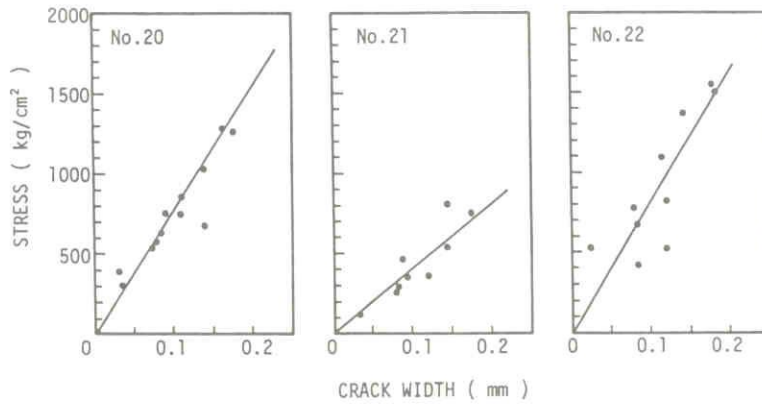


Fig. 4.17 Relationships between Stress in Reinforcing Bars and Crack Width.

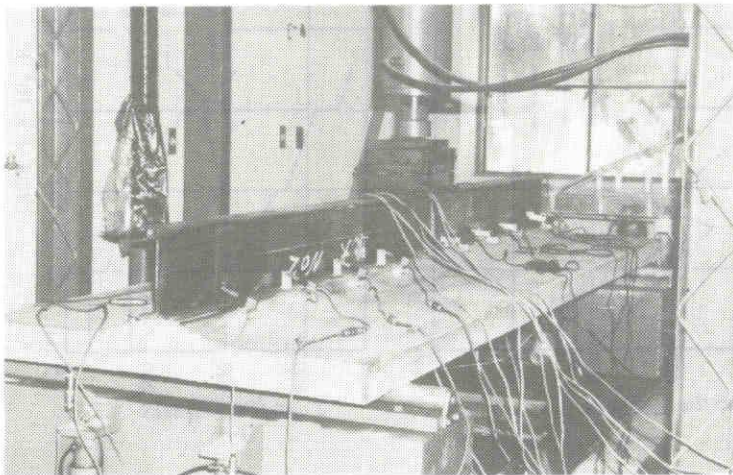
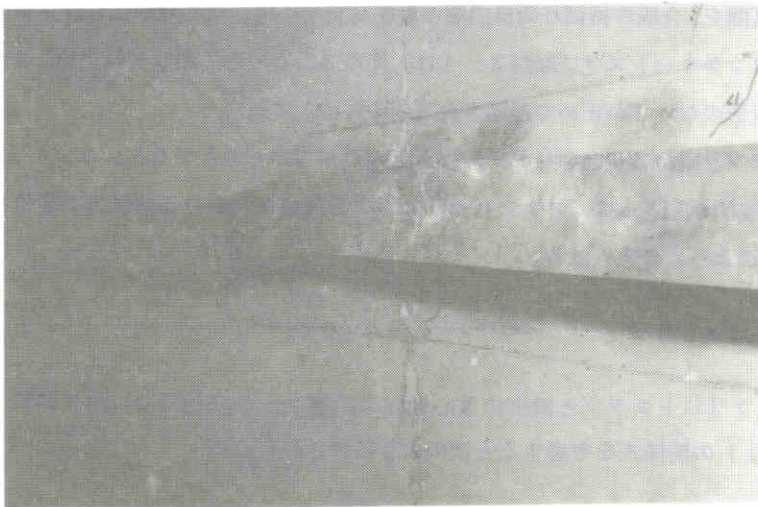


Photo 4.1 Setup of a Test Beam.



(a) Flange Local Buckling.



(b) Lateral Buckling.

Photo 4.2 Failure Modes.

第 5 章 断続合成桁の計算法

5. 1 緒 言

前章において、負の曲げを受ける区間にずれ止めを配置せず非合成とした断続合成桁の曲げ挙動を示したが、本章では、断続合成桁のずれ止めを配置しない区間において橋軸方向鉄筋を考慮した計算方法について示す¹⁴⁸⁾。また、この計算方法により得られた結果と、実験結果¹⁴⁹⁾および数値解析結果¹¹²⁾との比較を行い、この計算法の妥当性について検討を行う。

5. 2 計 算 法

5. 2. 1 たわみおよび応力の計算

Fig. 5. 1 に示すように、連続合成桁の中間支点付近の曲げモーメント分布(対称荷重載荷の場合)は、曲げモーメントが零になる点の内側区間をスパンとした単純合成桁に中央集中荷重が作用した曲げモーメント分布と類似した結果を与える⁸⁰⁾⁸¹⁾⁸⁷⁾。第 4 章の断続合成桁の実験では桁を上下逆に設置して載荷を行った。本章の簡易計算法では、Fig. 5. 2 に示すように、連続合成桁の曲げモーメントが零になる点と中間支点区間を、合成片持ばりの自由端に集中荷重を作用させて理想化し計算を行う。ここで、鋼桁部材 1、2 とコンクリートスラブ部材 3、4 は、節点 2、4 のみで剛なずれ止め、すなわち力学的には力を受けても変形のないずれ止めで連結されているものとする。

コンクリートスラブと鋼桁の接合面において浮き上がりが無いものとする、コンクリートスラブの節点 4 において橋軸方向変位 u_4 は、コンクリートスラブの節点 2 における橋軸方向変位を u_2 、たわみ角を v_2' とすると次のように与えられる。

$$u_4 = u_2 + v_2' a_y \dots\dots\dots (5.1)$$

ここで、 a_y は、コンクリートスラブと鋼桁の重心軸間の距離である。Fig. 5. 2 に示す断続合成桁のつり合い式は、式 (5. 1) の関係式を考慮すると次のように示される。

$$\frac{E_s I_s}{l^3} \begin{bmatrix} (1 + \gamma) S, & 0, & \gamma a_y S \\ 0 & , 12(1 + \mu), & -6(1 + \mu) l \\ \gamma a_y S & , -6(1 + \mu) l, & 4(1 + \mu) l^2 + \gamma a_y^2 S \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_2 \\ v_2 \\ v_2' \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P \\ 0 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (5.2)$$

ここで、

$$S = A_s l^2 / I_s, \quad \gamma = A_c / A_s, \quad \mu = I_c / I_s \dots\dots\dots (5.3)$$

であり、また、 A_s 、 I_s は鋼桁断面の断面積、断面二次モーメントであり、 A_c 、 I_c は、コンクリートスラブ断面を鋼材に換算した換算断面積、換算断面二次モーメントである。コンクリートスラブにひび割れが

生じ、コンクリートスラブ中橋軸方向鉄筋のみ有効な場合は、 A_c は鉄筋のみの断面積となり、 $I_c = 0$ となる。式(5.2)を解くと、変位 v_2 、 v_2' および u_2 はつぎのように示される。

$$v_2 = \frac{1 + \bar{S}_c}{(1 + 4\bar{S}_c)} \frac{P\ell^3}{3(1 + \mu)E_s I_s} \dots\dots\dots (5.4)$$

$$v_2' = \frac{1}{(1 + 4\bar{S}_c)} \frac{P\ell^2}{2(1 + \mu)E_s I_s} \dots\dots\dots (5.5)$$

$$u_2 = \frac{-\gamma a_y P\ell^2}{2(1 + \gamma)(1 + \mu)(1 + 4\bar{S}_c)E_s I_s} \dots\dots\dots (5.6)$$

ここで、 \bar{S}_c は次に示すような断面定数である。

$$\bar{S}_c = \frac{\gamma A_s a_y^2}{4(1 + \mu)(1 + \gamma)I_s} \dots\dots\dots (5.7)$$

式(5.1)、(5.5)および(5.6)よりコンクリートスラブの橋軸方向変位 u_4 は次のように示される。

$$u_4 = \frac{a_y P\ell^2}{2(1 + \gamma)(1 + \mu)(1 + 4\bar{S}_c)E_s I_s} \dots\dots\dots (5.8)$$

断続合成桁では、断続区間においてコンクリートスラブは一定の軸力が作用するので、コンクリートスラブ重心軸に生じる応力 σ_c^p は、式(5.8)より、

$$\sigma_c^p = \frac{E u_4}{\ell} = \frac{1}{n} \frac{a_y P\ell}{2(1 + \gamma)(1 + \mu)(1 + 4\bar{S}_c)I_s} \dots\dots\dots (5.9)$$

となる。ここで、 n はコンクリートと鋼桁材料の弾性係数比であり、コンクリートスラブが鉄筋のみ有効な場合は $n = 1$ となる。

一方、剛なずれ止めがスパン全長にわたって連続的に配置された合成桁(以下完全合成桁と称する)の断面二次モーメントは次式で与えられる。

$$I = I_s + I_c + A_s a_s^2 + A_c a_c^2 = I_s (1 + \mu)(1 + 4\bar{S}_c) \dots\dots\dots (5.10)$$

ここで、 a_c 、 a_s は合成桁重心軸からコンクリートスラブおよび鋼桁断面それぞれの重心軸までの距離である。したがって、完全合成片持ばり自由端のたわみ v_c 、たわみ角 v_c' および固定端のコンクリートスラブ重心軸に生じる応力 σ_c^c は、

$$v_c = \frac{P\ell^3}{3EI} = \frac{1}{(1 + 4\bar{S}_c)} \frac{P\ell^3}{3(1 + \mu)E_s I_s} \dots\dots\dots (5.11)$$

$$v_c' = \frac{P\ell^2}{2EI} = \frac{1}{(1 + 4\bar{S}_c)} \frac{P\ell^2}{2(1 + \mu)E_s I_s} \dots\dots\dots (5.12)$$

$$\sigma_c^c = \frac{M}{I a_c} = \frac{1}{n} \frac{a_y P\ell}{(1 + \gamma)(1 + \mu)(1 + 4\bar{S}_c)I_s} \dots\dots\dots (5.13)$$

となる。以上の結果より、断続合成桁と完全合成桁の自由端のたわみ、たわみ角および固定端のコンクリートスラブに生じる応力の比は次式で与えられる。

$$v/v_c = 1 + \overline{S}_c \dots\dots\dots (5.14)$$

$$v'/v'_c = 1 \dots\dots\dots (5.15)$$

$$\sigma_c^p / \sigma_c^c = 1/2 \dots\dots\dots (5.16)$$

断続合成桁のコンクリートスラブ重心軸に作用する応力は断面の形状にかかわらず剛なずれ止めを連続的に配置した完全合成桁の最大応力の1/2となる。

鋼桁の上下フランジの応力は、コンクリートスラブに作用する応力が求められると、断続合成桁、完全合成桁にかかわらず次のようにして求められる。すなわち、曲げモーメントを M 、曲率を ψ とすると、合成桁のつり合い式は、

$$M = E_s I_s \psi + E_c I_c \psi - n \sigma_c A_c a_y \dots\dots\dots (5.17)$$

となり、曲率 ψ は、

$$\psi = \frac{M + n \sigma_c A_c a_y}{E_s I_s (1 + \mu)} \dots\dots\dots (5.18)$$

で求められる。したがって、上下フランジに生じる応力 σ_u 、 σ_ℓ は、

$$\sigma_u = - E_s \psi y_u - n \sigma_c A_c / A_s \dots\dots\dots (5.19)$$

$$\sigma_\ell = E_s \psi y_\ell - n \sigma_c A_c / A_s \dots\dots\dots (5.20)$$

となり、ここで、 y_u 、 y_ℓ は鋼桁重心軸から上下フランジまでの距離である。

5. 2. 2 ずれ止めに作用する水平せん断力

断続合成桁のコンクリートスラブと鋼桁の接合面に作用する水平せん断力 Q_p は、式 (5.9) より、

$$Q_p = A_c \sigma_c^p = \frac{A_c a_y P \ell}{2(1 + \gamma)(1 + \mu)(1 + 4\overline{S}_c)I_s} \dots\dots\dots (5.21)$$

となり、断続合成桁の断続点において m_p 本のずれ止めが配置されているものとする、ずれ止め1本あたりに作用する水平せん断力 F_p は、

$$F_p = Q_p / m_p \dots\dots\dots (5.22)$$

となる。一方、剛なずれ止めが連続的に配置された完全合成桁の単位長さあたりに作用する水平せん断力 q_c は次のように示される。

$$q_c = \frac{S A_c a_c}{I} = \frac{A_c a_y P}{(1 + \gamma)(1 + \mu)(1 + 4\overline{S}_c)I_s} \dots\dots\dots (5.23)$$

完全合成桁において、1列に m_c 本のずれ止めが配置され、ずれ止めの配置間隔を s とすると、ずれ止

め1本あたりに作用する水平せん断力 F_c は、

$$F_c = q_c s / m_c \dots\dots\dots (5.24)$$

となる。したがって、断続合成桁と完全合成桁のずれ止め1本あたりに作用する水平せん断力の比は、式(5.22)、(5.24)より次のように示される。

$$F_p / F_c = m_c \ell / 2 m_p s \dots\dots\dots (5.25)$$

これより、断続合成桁と完全合成桁のずれ止め1本あたりに作用する水平せん断力が等しいならば、断続合成桁の桁端部に集中的に配置されたずれ止めの総数は、完全合成桁のその半分でよいことになる。

5. 2. 3 桁端の一部が完全合成された部分断続合成桁

この節においては、負の曲げを受ける区間の一部に剛なずれ止めが配置され、その他の区間にずれ止めを配置せず非合成とした断続合成桁（以下部分断続合成桁と称する）のたわみおよび応力の計算法について示す。Fig. 5.3に示すように、桁のBC部分が完全合成され、AB部分が合成されていない部分断続合成桁の自由端のたわみは、桁のAB部分およびBC部分の曲げモーメントによるたわみの和となる。ここで、AB部分の曲げモーメントは、Fig. 5.3に示すような座標軸を取ると次式で与えられる。

$$M = -P\beta \ell - Px \dots\dots\dots (5.26)$$

ここで、部分断続合成桁の等曲げモーメントによるたわみはせん断力が零となるので、完全合成桁のたわみと等しい。そこで、部分断続合成桁と完全合成桁のたわみにおける違いは、AB区間の直線的に変化している曲げモーメント、すなわち式(5.26)の第2項によるたわみとなる。部分断続合成桁の式(5.26)の第2項によるB点のたわみ v_b^p は、スパン $(1 - \beta)\ell$ の完全合成桁のたわみを v_b^c とすると、式(5.14)より、

$$v_b^p = (1 + \bar{S}_c) v_b^c \dots\dots\dots (5.27)$$

となる。また、式(5.15)より、部分断続合成桁のB点のたわみ角は、完全合成桁のそれと等しいので、部分断続合成桁の全曲げモーメントによるC点のたわみ v_c^p は、完全合成桁のたわみを v_c^c とすると次のようになる。

$$v_c^p = v_c^c + \bar{S}_c v_b^c = v_c^c \{ 1 + \bar{S}_c (1 - \beta)^3 \} \dots\dots\dots (5.28)$$

一方、部分断続合成桁の固定端のコンクリートスラブ重心軸に生じる応力 σ_c^p は、完全合成桁の $\beta P\ell$ の曲げにより生じる固定端のコンクリートスラブリの応力を σ_β^c 、 $(1 - \beta) P\ell$ の曲げによる応力を $\sigma_{1-\beta}^c$ 、および全曲げモーメントによる応力を σ_c^c とすれば、式(5.16)を考慮するとたわみと同様に次のように示される。

$$\sigma_c^p = \sigma_c^s + \sigma_c^i - \beta / 2 = \sigma_c^s (1 + \beta) / 2 \dots\dots\dots (5.29)$$

なお、式 (5.29) は、Hoischen が求めた軸力の式から得られた結果と一致している³⁵⁾。

5. 2. 4 断続合成桁の終局耐力

負の曲げを受ける合成桁の終局状態の応力分布をFig. 5.4に示す。負の曲げを受ける断続合成桁では、鉄筋が降伏するまでずれ止めが破壊することがなければ、終局状態の応力分布は完全合成桁のそれと同一となり、断続合成桁の終局耐力は完全合成桁のそれと等しくなる。しかし、第4章で示したように、断続合成桁では、断続区間でずれ止めが配置されていないため横倒れ座屈を生ずることがあり、その場合は、断続合成桁の終局耐力は完全合成桁のそれと比較すると低下する。

5. 3 本計算法による結果と実験結果および数値解析結果との比較

本節では、本計算法による計算結果と第4章で示した実験結果および第2章で示した有限要素法による解析結果との比較を行い、断続合成桁の負の曲げを受ける区間の本計算法の妥当性について検討を行う。

5. 3. 1 実験結果との比較

ずれ止めを桁端部に配置した合成桁 (BEAM Nos. 6、7、9) とずれ止めをスパン全長にわたって連続的に配置した合成桁 (BEAM Nos. 4、5、8) とのたわみ、橋軸方向応力および終局耐力に関する比について、第4章で示した静的実験による結果と本計算法による計算結果との比較を Tables 5.1、5.2に示す。表から明らかなように、実験結果と本計算法による計算結果は比較的よく一致している。特に、コンクリートスラブ重心軸に作用している応力比*は、実験結果では0.46、0.61を示しており、本計算法で示されたように、コンクリートスラブに作用する応力をほぼ1/2に低減できるという断続合成桁の性状をよく示している。一方、Table 5.2から明らかなように、実験結果は計算結果より大きな耐力を示している。また、実験結果では、ずれ止めを連続的に配置した合成桁 (BEAM Nos. 4、5、8) と断続合成桁 (BEAM Nos. 6、7、9) の耐力を比較すると、終局耐力はいずれも断続合成桁の方が小さい。これは、断続合成桁では中間部分にずれ止めが配置されていないため横倒れ座屈を生じたことにもよると考えられ、したがって、断続合成桁においてスラブアンカー等を導入し、横倒れ座屈を防止すれば、断続合成桁の終局耐力はずれ止めを連続的に配置した合成桁とほとんど同じ結果が得られるものと考えられる。

* 通常、応力比、たわみ比とは、応力あるいはたわみに関する実験値と理論値との比のことを指すが、ここでは、断続合成桁とずれ止めを連続的に配置した合成桁のそれぞれの応力あるいはたわみとの比とする。

5. 3. 2 有限要素法による解析結果との比較

第2章で示した有限要素法による不完全連続合成桁の解析手法を用いて、2スパン連続合成桁の解析を行い、中間支点上のコンクリートスラブ中の鉄筋のひずみに注目して本計算結果との比較を行う。解析は3タイプ11種類の桁のずれ止めの断続区間を種々変化させた場合について桁中央集中荷重および等分布荷重を載荷した場合について行った。各計算モデルの断面諸量を Table 5.3に示す。

桁Aについて、有限要素解析結果から得られたモーメント図、軸力図およびずれ止めに作用する水平せん断力図を、集中荷重および等分布荷重をそれぞれ載荷した場合について Figs. 5.5、5.6に示す。部分断続合成桁はずれ止めを連続的に配置した桁と比較すると多少桁剛性が低下し、モーメント図に多少差が見られるが、本解析例では、その差は小さかった。軸力および水平せん断力の分布については図から明らかなように、ずれ止めを連続的に配置した合成桁(A-0)と部分断続合成桁(A-6)と差が見られるのは負の曲げを受ける区間だけであり、正の曲げを受ける区間については差はほとんど見られない。そこで、負の曲げを受ける区間のみについて、鉄筋のひずみ分布、軸力図およびずれ止めに作用する水平せん断力図の詳細を Figs. 5.7、5.8に示す。なお、同図にはひび割れ区間も示されている。図から明らかなように、ずれ止めを配置しない断続区間が大きくなると、鉄筋に生じる応力は低下し、逆にずれ止めに作用する単位長さ当たりの水平せん断力は断続点において増加している。

Table 5.4に有限要素法による解析結果と本計算法による計算値との鉄筋のひずみ比に関する比較を示す。本計算法では、有限要素解析結果から得られたずれ止めを連続的に配置した合成桁の負の曲げモーメント区間を用い、これより各桁の負の曲げモーメント区間における合成区間 β を求め、式 (5.29) から応力比を求めた。図から明らかなように、本計算法より得られた結果は、有限要素解析結果と比較よく一致している。

5. 4 本計算法による断続合成桁の解析

本計算法を用いて断続合成桁および部分断続合成桁の解析を行い、それらの曲げ性状について考察を行う。計算に用いた合成桁の断面諸量を Table 5.5に示す。なお、計算には桁高の大きい橋梁用断面および桁高の小さい建築用断面を用いて行った。

Fig. 5.9に合成片持ばりの自由端に集中荷重 ($P = 1 \text{ ton}$) が作用した場合の応力分布を示す。この図では、有効スラブ断面積比 (A_c/A_s) とコンクリートスラブ重心軸の応力および鋼桁上下フランジの応力の関係も示している。図から明らかなように、スラブに作用する応力は有効スラブ断面積が増加すると逆に減少しており、その減少の割合は、有効スラブ断面積が鋼桁断面積と等しくなるまでは大きいですが、それを越えると減少の割合は小さくなる。

部分断続合成桁と完全合成桁のたわみ比およびコンクリートスラブ重心軸に作用する応力比と部分断続合成桁の合成区間 βl の関係を式 (5.28)、(5.29) より図化すると Fig.5.10のように示される。図から明らかなように、部分断続合成桁の合成区間 βl を、例えば $0.2l$ とすれば、たわみ比はおよそ $(1 + \sqrt{2}/2)$ に急に減少する。このことは、断続合成桁に比較すると部分断続合成桁の剛性が相当増加し

たことを意味する。一方、コンクリートスラブ重心軸に作用している応力は直線的に増加しており、したがって、ある程度合成区間を有する方が桁の剛性を高め、他方スラブの応力をそれ程増加させないという利点を有していると考えられる。

5.5 結 論

本章では、負の曲げモーメント区間にずれ止めを配置せず非合成とした断続合成桁の負の曲げを受ける区間のたわみすなわち桁剛性および応力に関する計算手法について示した。また、本解析法は連続合成桁の適用には煩雑さのあまり限界があるが、有限要素法による断続合成桁の解析結果の性状と比較したところ類似した結果を得た。このため、本計算法で断続合成桁の曲げ性状を調べた結果次のような結論を得ることができた。

- (1) 断続合成桁のコンクリートスラブ重心軸に作用する応力は、剛なずれ止めを連続的に配置した完全合成桁の最大応力の $1/2$ となり、負の曲げを受ける合成桁のコンクリートスラブにより影響をもたらすものと考えられる。
- (2) 断続合成桁では、スラブの応力が減少する割には下フランジの応力はあまり増加しない。
- (3) 断続合成桁と完全合成桁のたわみ比および下フランジの応力比は有効スラブ断面積が主に影響し、断面形状の違いはあまり影響しない。
- (4) 負の曲げモーメント区間の一部を合成した部分断続合成桁は、負の曲げを受ける区間全域を非合成とした断続合成桁と比較すると桁の剛性が増加し、他方、スラブの応力はそれ程増加せず有効な構造系であると考えられる。

Table 5.1 Experimental and Analytical Results for Deflection and Stress Ratios of the Partial Composite Beams to Complete Composite Beams.

BEAM NUMBER	A_c/A_s	RATIO OF DEFLECTION		RATIO OF SLAB STRESS		RATIO OF FLANGE STRESS	
		[1]	[2]	[1]	[2]	[1]	[2]
4, 6	0.30	1.36	1.22	0.46	0.50	1.32	1.16
5, 7	0.44	1.17	1.28	-	-	1.06	1.18
8, 9	0.44	1.31	1.28	0.61	0.50	-	-

NOTES [1] : EXPERIMENTAL RESULTS. [2] : ANALYTICAL RESULTS.

Table 5.2 Ultimate Strengths and Failure Modes.

BEAM NUMBER	ULTIMATE STRENGTH (t·m)			$\frac{[3]}{[1]}$	$\frac{[3]}{[2]}$	FAILURE MODE
	THEORY I [1]	THEORY II [2]	EXPERIMENT [3]			
4	7.79	9.35	10.62	1.36	1.14	LOCAL BUCKLING
5	8.86	10.41	11.00	1.27	1.06	LOCAL BUCKLING
6	7.79	9.35	10.12	1.29	1.08	LOCAL BUCKLING
7	8.86	10.41	10.18	1.17	0.98	LATERAL BUCKLING
8	8.86	10.41	11.50	1.32	1.10	LOCAL BUCKLING
9	8.86	10.41	10.73	1.23	1.03	LATERAL BUCKLING

NOTES THEORY I : ULTIMATE STRENGTH BASED ON SPECIFIED YIELD STRESS.
THEORY II : ULTIMATE STRENGTH BASED ON TESTED YIELD STRESS.

Table 5.3 Summary of Section Properties.

MODEL NUMBER	SPAN (m)	CONCRETE SLAB			STEEL BEAM (cm)	SHEAR CONNECTOR [β] (m)
		WIDTH (cm)	THICKNESS (cm)	AREA OF REINFORCEMENT (cm^2)		
A-0 A-1 A-2 A-3 A-4 A-5 A-6	2 x 30	250	20	75	Flg.PL. 40 x 2.5 Web.PL. 160 x 0.9 Flg.PL. 40 x 2.5	UNI.[0] DIS.[2 x 1.25] DIS.[2 x 2.50] DIS.[2 x 3.75] DIS.[2 x 5.00] DIS.[2 x 6.25] DIS.[2 x 7.50]
B-0 B-1	2 x 10	180	15	54	Flg.PL. 15.3 x 1.6 Web.PL. 41.2 x 0.98 Flg.PL. 15.3 x 1.6	UNI.[0] DIS.[2 x 2.51]
C-0 C-1	2 x 4.8	60	8	12	Flg.PL. 10 x 0.8 Web.PL. 20 x 0.55 Flg.PL. 10 x 0.8	UNI.[0] DIS.[2 x 1.20]

NOTES UNI. : UNIFORM SPACING. DIS. : DISCONTINUOUS SPACING.

Table 5.4 Comparison of Values obtained from the Proposed Simplified Method and Finite Element Method.

MODEL NUMBER	CONCENTRATED LOAD			UNIFORMLY DISTRIBUTED LOAD		
	FINITE ELEMENT METHOD		PROPOSED METHOD	FINITE ELEMENT METHOD		PROPOSED METHOD
	STRAIN ($\times 10^{-6}$)	RATIO (%)	RATIO (%)	STRAIN ($\times 10^{-6}$)	RATIO (%)	RATIO (%)
A-0	145.2	100	100	572.2	100	100
A-1	138.8	96	94	538.8	94	93
A-2	129.6	89	87	491.5	86	85
A-3	119.8	83	81	442.9	77	78
A-4	110.3	76	74	394.8	67	71
A-5	97.8	67	67	347.8	61	63
A-6	89.7	62	61	299.0	52	56
B-0	474.3	100	100	308.0	100	100
B-1	317.5	67	67	190.5	62	65
C-0	184.3	100	100	-	-	-
C-1	120.2	65	65	-	-	-

Table 5.5 Section Properties of Model for Analysis.

	A COMPOSITE SECTION FOR BRIDGE MODEL D	A COMPOSITE SECTION FOR BUILDING MODEL E
A_s (cm^2)	341	97
I_s (cm^4)	1 473 400	33 500
a_y (cm)	114	32
y_u (cm)	101	20
y_d (cm)	64	20
SPAN (cm)	800	300

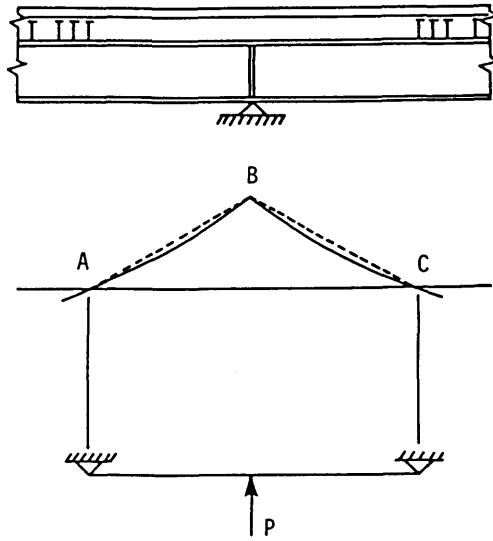


Fig. 5.1 Bending Moment Diagrams for a Continuous Beam and the Isolated Beam.

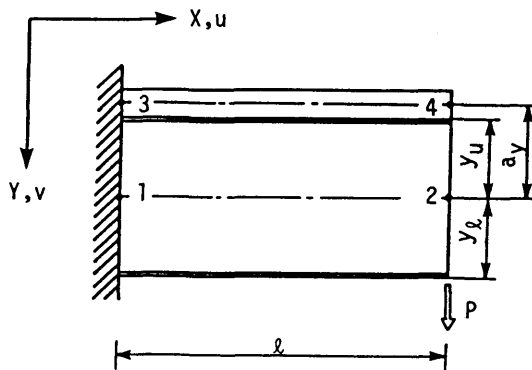


Fig. 5.2 Nodal Points for the Analysis of a Partial Composite Beam.

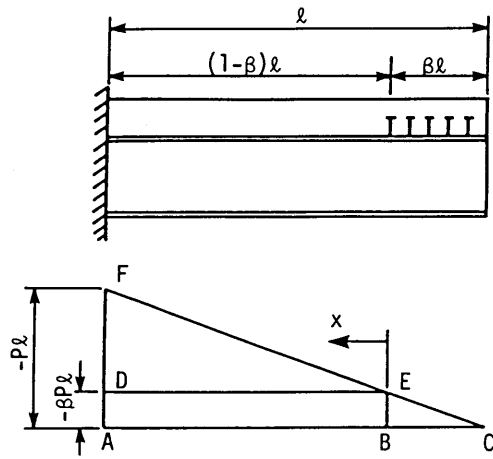


Fig. 5.3 Bending Moment Diagram for a Partial Composite Beam.

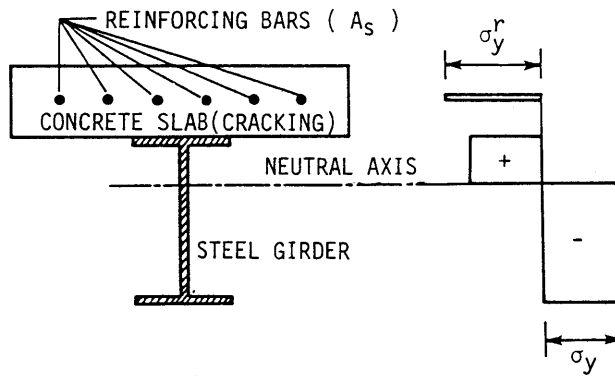


Fig. 5.4 Idealized Stress Distribution at the Ultimate State under Negative Bending.

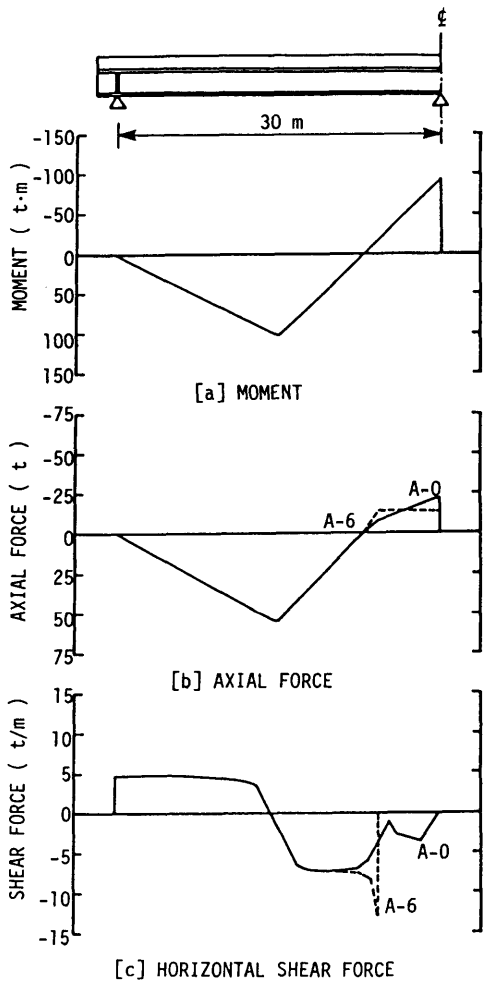


Fig. 5.5 Moment, Axial Force and Horizontal Shear Force Diagrams under Concentrated Load ($P = 20$ ton).

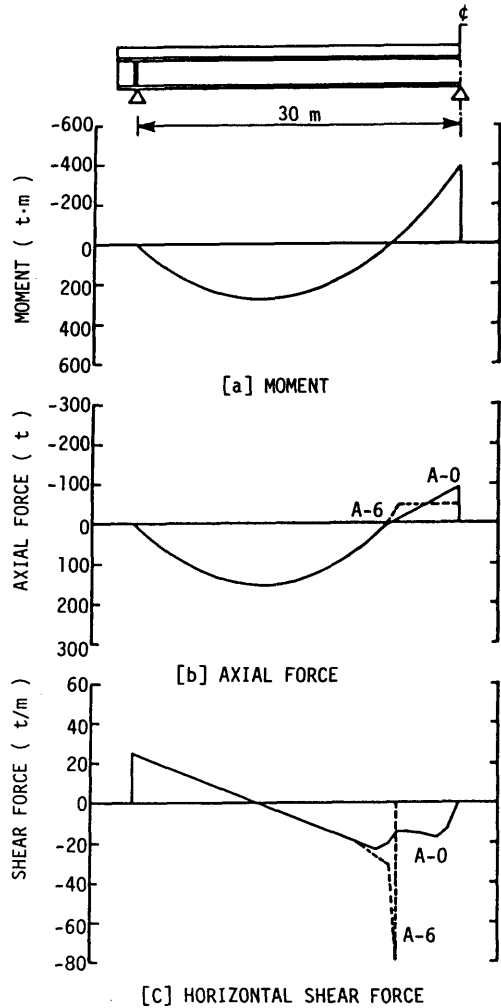


Fig. 5.6 Moment, Axial Force and Horizontal Shear Force Diagrams under Uniformly Distributed Load ($q = 4$ t/m).

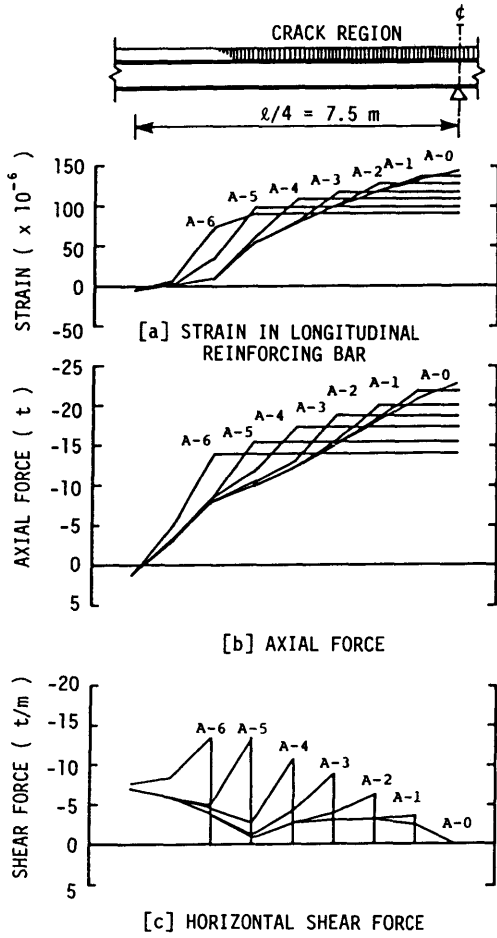


Fig. 5.7 Strain, Axial Force and Horizontal Shear Force in Negative Moment Region under Concentrated Load ($P = 20$ ton).

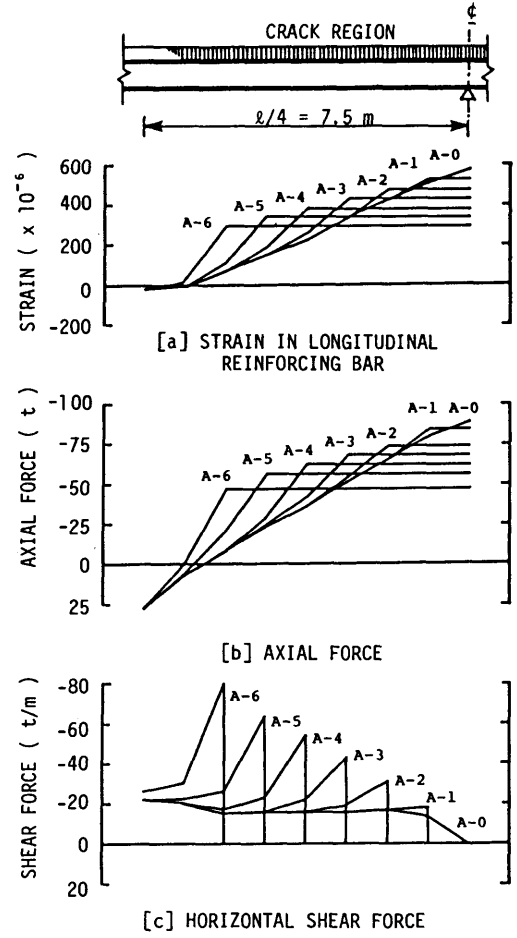


Fig. 5.8 Strain, Axial Force and Horizontal Shear Force in Negative Moment Region under Uniformly Distributed Load ($q = 4$ t / m).

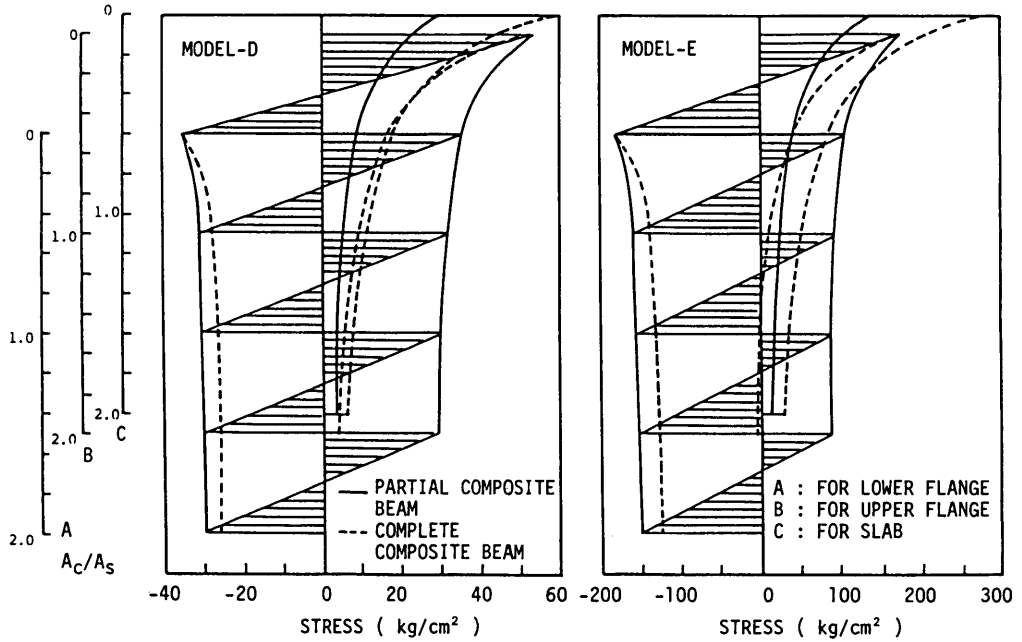


Fig. 5.9 Stress Distributions and Relationships between A_c/A_s and Stress.

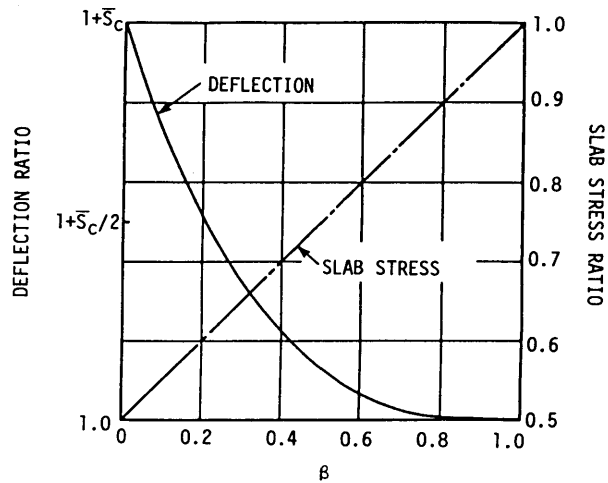


Fig. 5.10 Deflection and Stress Ratios of a Partial Composite Beam with respect to the Length of the Complete Composite Region.

第6章 有限帯板法による不完全曲線合成桁の解析

6.1 緒言

一般に、曲線桁の構造設計計算は、有効幅を考慮し、曲線ばり、曲線薄肉ばりのように単独のはりとして取り扱う方法と、横桁の影響を考慮した曲線格子桁理論、曲線直交異方性板理論を用いる方法、および有限要素法等の数値解析を用いる方法に大別される¹⁵²⁾。曲線ばり、曲線薄肉ばりについては小松らの研究^{153)~155)}、およびその他多くの研究報告があり^{156)~162)}、曲線格子桁理論¹⁶³⁾¹⁶⁴⁾、および曲線直交異方性板理論¹⁶⁵⁾¹⁶⁶⁾についても多くの研究報告が行われている。また、小松らは種々の構造設計データをもとに曲線桁橋設計計算法に関する提言を行っている¹⁶⁷⁾。一方、近年大型計算機の発達により、伝達マトリックス法^{168)~171)}、折板構造理論¹⁷²⁾¹⁷³⁾、有限要素法^{174)~178)}、および有限帯板法^{179)~181)}を用いた研究が行われており、さらに曲線桁構造を扇形床板と桁の複合構造物として取り扱い偏心結合を考慮した解析も行われている¹⁸²⁾。また、中井ら¹⁸³⁾は曲線箱桁橋の解析を行い、中間ダイヤフラムが少ない場合は断面変形が大きくなりずり応力が生じることを示し、設計のための実用公式を提案している。本章では、コンクリートスラブと鋼桁の接合面にずれの生じる不完全曲線合成桁の有限帯板法を用いた三次元的解析手法について示す^{184) 185)}。

6.2 解析法

曲線合成多主桁橋および曲線合成箱桁橋については Fig. 6.1 に示すような合成断面が考えられるが、ここでは、そのような合成断面に適用できるような曲線合成桁の解析法について示す。Fig. 6.2 に示すように、コンクリートスラブと鋼桁をそれぞれ曲線帯板要素で、ずれ止めを二次元のばね要素でモデル化し解析を行う。ここで対象としたのは単純曲線合成桁であり、桁端部では面内剛性が無限大、面外剛性のないダイヤフラムで支持されていると仮定する。一方、コンクリートスラブと鋼桁の接合面において浮き上がりはないものとし、コンクリートスラブと鋼桁の接合面におけるたわみおよび橋軸方向回りの回転角は等しいものとする。また、ずれ止めは、橋軸方向に密に連続的に配置されているものとし、接合面の付着および摩擦の影響は無視する。

6.2.1 曲線帯板要素の剛性マトリックス¹⁷⁹⁾¹⁸⁰⁾

コンクリートスラブと鋼桁をそれぞれ曲線帯板要素で分割する。Fig. 6.3 に示すように、曲線帯板要素の変位を、境界条件を満足するように、円周方向には級数展開し半径方向には多項式近似すると変位 u, v, w はそれぞれ次のように示される。

$$u = \sum_{m=1}^{\infty} |(1-\beta)u_{im} + u_{jm}| \sin k_m \theta \quad \dots\dots\dots (6.1)$$

$$v = \sum_{m=1}^{\infty} |(1-\beta)v_{im} + v_{jm}| \cos k_m \theta \quad \dots\dots\dots (6.2)$$

$$w = \sum_{m=1}^{\infty} |g_1 w_{im} + g_2 \psi_{im} + g_3 w_{jm} + g_4 \psi_{jm}| \sin k_m \theta \quad \dots\dots\dots (6.3)$$

ここで、 $k = m\pi / \alpha$ 、 $\beta = x/b$ であり、 b は要素幅である。また、 $g_1 \sim g_4$ は次に示すような形状関数である。

$$\left. \begin{aligned} g_1 &= 2\beta^3 - 3\beta^2 + 1, & g_2 &= (\beta^3 - 2\beta^2 + \beta)b \\ g_3 &= -2\beta^3 + 3\beta^2, & g_4 &= (\beta^3 - \beta^2)b \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.4)$$

また、 u_{im} 、 v_{im} 、 w_{im} 、 ψ_{im} は、 i 節線における第 m 項の変位パラメーターであり、曲線帯板要素の第 m 項の変位パラメーターは次のように示される。

$$\{u\}_m = \langle u_{im}, v_{im}, w_{im}, \psi_{im}, u_{jm}, v_{jm}, w_{jm}, \psi_{jm} \rangle^T \dots\dots\dots (6.5)$$

一方、曲線帯板要素においてひずみと変位の関係は、

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_x \\ \epsilon_\theta \\ \epsilon_{x\theta} \\ \chi_x \\ \chi_\theta \\ \chi_{x\theta} \end{array} \right\} = \left[\begin{array}{c} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{1}{r} \frac{\partial v}{\partial \theta} + \frac{w \cos \phi + u \sin \phi}{r} \\ \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial \theta} + \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{1}{r} v \sin \phi \\ \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \\ -\frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 w}{\partial \theta^2} + \frac{\cos \phi}{r^2} \frac{\partial v}{\partial \theta} - \frac{\sin \phi}{r} \frac{\partial w}{\partial x} \\ 2 \left(-\frac{1}{r} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial \theta} + \frac{\sin \phi}{r^2} \frac{\partial w}{\partial \theta} + \frac{\cos \phi}{r} \frac{\partial v}{\partial x} \right. \\ \left. - \frac{\sin \phi \cos \phi}{r^2} v \right) \end{array} \right] \dots\dots\dots (6.6)$$

$$\{\epsilon\} = [B] \{u\} \dots\dots\dots (6.7)$$

となる。また、応力とひずみの関係は次のように示される。

$$\begin{Bmatrix} N_x \\ N_\theta \\ N_{x\theta} \\ M_x \\ M_\theta \\ M_{x\theta} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_x & K_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ K_2 & K_\theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{x\theta} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & D_x & D_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & D_2 & D_\theta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & D_{x\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_\theta \\ \epsilon_{x\theta} \\ \chi_x \\ \chi_\theta \\ \chi_{x\theta} \end{Bmatrix} \quad (6.8)$$

$$\{\sigma\} = [D] \{\epsilon\} \quad (6.9)$$

ここで、

$$\left. \begin{aligned} K_x &= \frac{E_x t}{1 - \nu_x \nu_\theta}, K_2 = \nu_\theta K_x, K_\theta = \frac{E_\theta t}{1 - \nu_x \nu_\theta}, K_{x\theta} = G_{x\theta} t, \\ D_x &= \frac{E_x t^3}{12(1 - \nu_x \nu_\theta)}, D_2 = \nu_\theta D_x, D_\theta = \frac{E_\theta t^3}{12(1 - \nu_x \nu_\theta)}, D_{x\theta} = \frac{G_{x\theta} t^3}{12} \end{aligned} \right\} \quad (6.10)$$

であり、 E 、 G 、 ν はそれぞれ弾性係数、せん断弾性係数およびポアソン比である。また、 t は曲線帯板要素の厚さである。

仮想仕事の原理より、曲線帯板要素の内部仮想仕事 δU_{curve} は、

$$\delta U_{curve} = \int_V \sigma \delta \epsilon dV = \{\delta u\}^T [K_s] \{u\} \quad (6.11)$$

となる。ここで、 $[K_s]$ は曲線帯板要素の剛性マトリックスであり、式 (6.1) ~ (6.10) を式 (6.11) に代入し、級数の直交性を利用することによって第 m 項の剛性マトリックス $[K_s]_{mm}$ を求めることができる。

式 (6.11) によって求められる剛性マトリックスは局所座標系で求めた剛性マトリックスであり、実際の計算においては、全体座標系に変換した剛性マトリックスが必要となる。ここで、全体座標系における変位 $\{\bar{u}\}$ と局所座標系における変位 $\{u\}$ の関係は

$$\{u\} = [R] \{\bar{u}\} \quad (6.12)$$

となる。ここで $[R]$ は座標変換マトリックスであり次のように示される。

$$[R] = \begin{bmatrix} [r] & 0 \\ 0 & [r] \end{bmatrix} \dots\dots\dots (6.13)$$

$$[r] = \begin{bmatrix} \sin \phi & 0 & \cos \phi & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ \cos \phi & 0 & -\sin \phi & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (6.14)$$

したがって、曲線帯板要素の全体座標系における剛性マトリックス $[\bar{K}_s]$ は次のように示される。

$$[\bar{K}_s] = [R]^T [K_s] [R] \dots\dots\dots (6.15)$$

6. 2. 2 ずれ止め要素の剛性マトリックス

曲線合成桁のコンクリートスラブは、ずれ止めによって鋼桁上フランジに結合されている。本解析法では、ずれ止めをコンクリートスラブと鋼桁の接合面に連続的に配置された二次元のばね要素と仮定し、接合面においてコンクリートスラブと鋼桁の間には浮き上がりはないものとする。

実際にずれ止めに働く力 F は、Fig. 6.4 に示すように、橋軸方向にずれ止めに働く力 F_θ と半径方向にずれ止めに働く力 F_r に分解でき、合力 F は次のように示される。

$$F = \sqrt{F_\theta^2 + F_r^2} \dots\dots\dots (6.16)$$

また、ずれ止めの橋軸方向および半径方向に働く力と、それぞれの方向のずれ Δ_θ 、 Δ_r の関係は、

$$F_\theta = k_\theta \Delta_\theta \dots\dots\dots (6.17)$$

$$F_r = k_r \Delta_r \dots\dots\dots (6.18)$$

となる¹¹²⁾¹¹³⁾。ここで、 k_θ および k_r はずれ止めのそれぞれの方向の剛性であり、一般的に多く用いられているスタッドジベルの場合は、 $k_\theta = k_r = k$ となる。

Fig. 6.5 に示すように、コンクリートスラブ曲線帯板要素の n 節線および鋼桁上フランジ曲線帯板要素の i 節線にずれ止めが連続的に配置されているものとし、 n 節線および i 節線の橋軸方向の変位を

v_{nc} 、 v_{is} 、半径方向の変位を u_{nc} 、 u_{is} 、たわみを w_{nc} 、 w_{is} 、および橋軸方向回りの回転角を ψ_{nc} 、 ψ_{is} とすると、橋軸方向および半径方向のずれ Δ_θ 、 Δ_r は次のように示される。

$$\Delta_\theta = v_{is} - v_{nc} + \frac{1}{r} \left(\frac{\partial w_{is}}{\partial \theta} z_s + \frac{\partial w_{nc}}{\partial \theta} z_c \right) \dots\dots\dots (6.19)$$

$$\Delta_r = u_{is} - u_{nc} + \psi_{is} z_s + \psi_{nc} z_c \dots\dots\dots (6.20)$$

ここでは、 r は n 、 i 節線の曲率半径であり、 z_s および z_c は、鋼桁上フランジおよびコンクリートスラブの重心軸から接合面までの距離である。一方、変位 v_{nc} 、 v_{is} 、 u_{nc} 、 u_{is} 、 w_{nc} 、 w_{is} 、 ψ_{nc} および ψ_{is} は式 (6.1) ~ (6.3) より

$$v_{nc} = \sum_{m=1}^{\infty} v_{nm} \cos k_m \theta \dots\dots\dots (6.21 a)$$

$$v_{is} = \sum_{m=1}^{\infty} v_{im} \cos k_m \theta \dots\dots\dots (6.21 b)$$

$$u_{nc} = \sum_{m=1}^{\infty} u_{nm} \sin k_m \theta \dots\dots\dots (6.22 a)$$

$$u_{is} = \sum_{m=1}^{\infty} u_{im} \sin k_m \theta \dots\dots\dots (6.22 b)$$

$$w_{nc} = \sum_{m=1}^{\infty} w_{nm} \sin k_m \theta \dots\dots\dots (6.23 a)$$

$$w_{is} = \sum_{m=1}^{\infty} w_{im} \sin k_m \theta \dots\dots\dots (6.23 b)$$

$$\psi_{nc} = \sum_{m=1}^{\infty} \psi_{nm} \sin k_m \theta \dots\dots\dots (6.24 a)$$

$$\psi_{is} = \sum_{m=1}^{\infty} \psi_{im} \sin k_m \theta \dots\dots\dots (6.24 b)$$

となる。したがって、仮想仕事の原理より、ずれ止め要素の内部仮想仕事 δU_{sc} は次のようになる。

$$\begin{aligned} \delta U_{sc} &= \sum_{n=1}^N \left\{ r_n \int_0^a k_\theta \Delta_\theta d\theta + r_n \int_0^a k_r \Delta_r d\theta \right\} \\ &= \{ \delta u_{sc} \}^T \{ [K_\theta] + [K_r] \} \{ u_{sc} \} \\ &= \{ \delta u_{sc} \}^T [K_{sc}] \{ u_{sc} \} \dots\dots\dots (6.25) \end{aligned}$$

ここで、 N は断面内におけるずれ止めの配列の個数であり、 $[K_{sc}]$ はずれ止め要素の剛性マトリックスであり次のように示される。

$$[K_{sc}] = \begin{bmatrix} [K_{sc}]_{11} & 0 & \dots & 0 \\ 0 & [K_{sc}]_{22} & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \dots & \dots & [K_{sc}]_{rr} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (6.26)$$

ここで、 $[K_{sc}]_{mm}$ はずれ止め要素の第 m 項の剛性マトリックスであり、一般的に多く用いられているスタッドジベル ($k_\theta = k_r = k$) の場合は、

$$[K_{sc}]_{mm} = \frac{\alpha r_i k}{2} \begin{pmatrix} 1, & -1, & 0, & 0, & 0, & 0, & z_s, & z_c \\ & 1, & 0, & 0, & 0, & 0, & -z_s, & -z_c \\ & & 1, & -1, & \frac{z_s k_m}{r_i}, & \frac{z_c k_m}{r_i}, & 0, & 0 \\ & & & 1, & -\frac{z_s k_m}{r_i}, & -\frac{z_c k_m}{r_i}, & 0, & 0 \\ & & & & \frac{z_s^2}{r_i^2} k_m, & \frac{z_c^2}{r_i^2} k_m, & 0, & 0 \\ & & & & & \frac{z_c^2}{r_i^2} k_m, & 0, & 0 \\ & & & & & & z_s^2, & z_s z_c \\ & & & & & & & z_c^2 \end{pmatrix} \dots\dots\dots (6.27)$$

Symmetric

となる。一方 $\{u_{sc}\}$ は、ずれ止め要素の変位パラメーターであり、第 m 項の変位パラメーターは次のように示される。

$$\{u_{sc}\} = \langle u_{im}, u_{nm}, v_{im}, v_{nm}, w_{im}, w_{nm}, \psi_{im}, \psi_{nm} \rangle^T \dots\dots\dots (6.28)$$

6. 2. 3 全体剛性マトリックス

不完全曲線合成桁のコンクリートスラブと鋼桁の接合面において、コンクリートスラブおよび鋼桁のたわみおよび橋軸方向回りの回転角が等しいものとする、接合面における変位の適合条件式は次のように示される。

$$w_{is} = w_{nc} \dots\dots\dots (6.29)$$

$$\psi_{is} = \psi_{nc} \dots\dots\dots (6.30)$$

なお、式 (6.29) および式 (6.30) はずれ止めが配置されていない接合面においても成立するものとする。以上の結果より、不完全曲線合成桁のつり合い方程式は、

$$\begin{bmatrix} [K]_{11} & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & [K]_{22} & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & [K]_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u\}_1 \\ \{u\}_2 \\ \vdots \\ \{u\}_r \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{P\}_1 \\ \{P\}_2 \\ \vdots \\ \{P\}_r \end{Bmatrix} \cdots (6.31)$$

となる。ここで、 $[K]_{mm}$ は不完全曲線合成桁の第 m 項の全体剛性マトリックスであり、式(6.15)、(6.25)より次のように示される。

$$[K]_m = [\bar{K}_s]_{mm} + [K_{sc}]_{mm} \cdots (6.32)$$

また、 $\{P\}_m$ は Fourier 級数で展開された第 m 項の荷重項である。

有限帯板法では、変位を一方向については級数で展開しているため、断面内のみで要素分割を行えばよい。また、式(6.31)に示したように、方程式は級数の各項で独立しており、通常の有限要素法のように大次元のマトリックスを解く必要がなく、各項について方程式を r 回解き、変位は各項の変位ベクトルの和として求められる。したがって、有限帯板法では最終的に計算時間の短縮を図ることができる¹⁸⁶⁾。

不完全曲線合成桁の計算手順を Fig. 6.6のフローチャートに示す。

6.3 結 論

本章では、コンクリートスラブと鋼桁の接合面にずれの生じる不完全曲線合成桁について、有限帯板法を用いた三次元的解析手法を示した。すなわち、コンクリートスラブおよび鋼桁を曲線帯板要素で、接合面に配置されたずれ止めを橋軸および半径方向の二次元のばね要素でモデル化し解析を行った。本解析法は、有限帯板法を用いているため少ない未知数で曲線合成桁の三次元的解析ができ、また、ずれ止めは橋軸方向に渡って一定の剛性を持つものと仮定するが、断面内では種々のずれ止めの配置が可能であり、曲線合成桁の挙動解析に適していると考えられる。

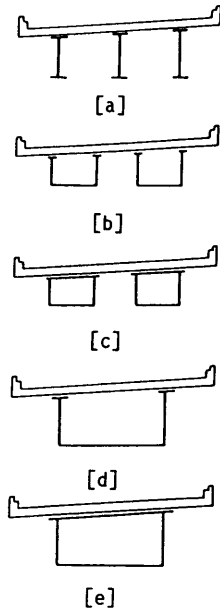


Fig. 6.1 Types of the Composite Section.

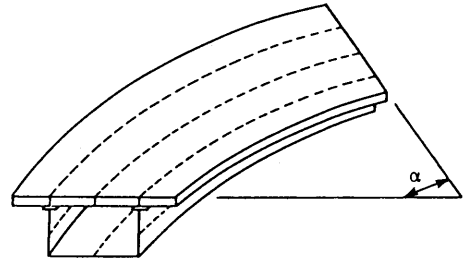


Fig. 6.2 Finite Strip Idealization for a Curved Composite Girder Bridge.

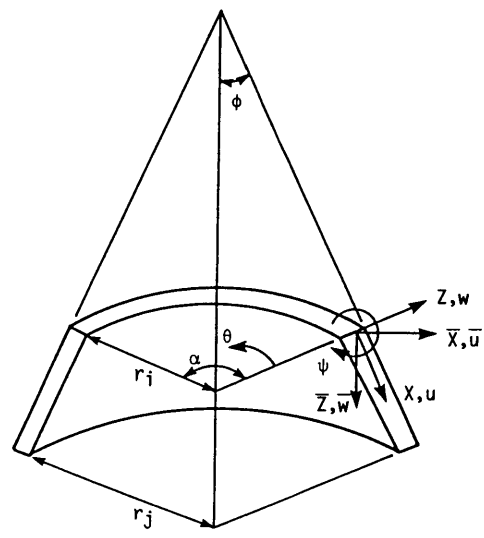


Fig. 6.3 Displacements for a Curved Strip Element.

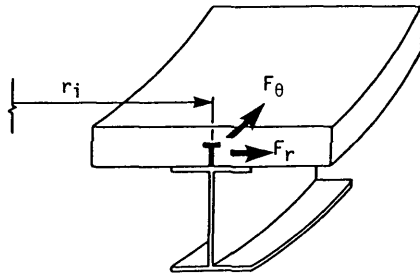
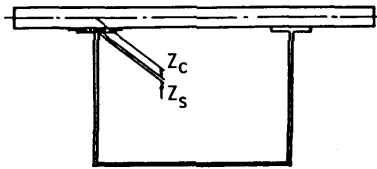
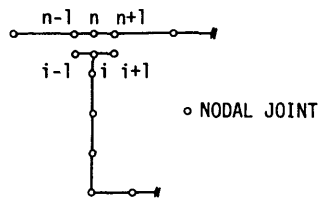


Fig. 6.4 Shear Forces Acting on a Shear Connector.



[a] COMPOSITE SECTION



[b] NODAL JOINTS

Fig. 6.5 Composite Section and Nodal Joints.

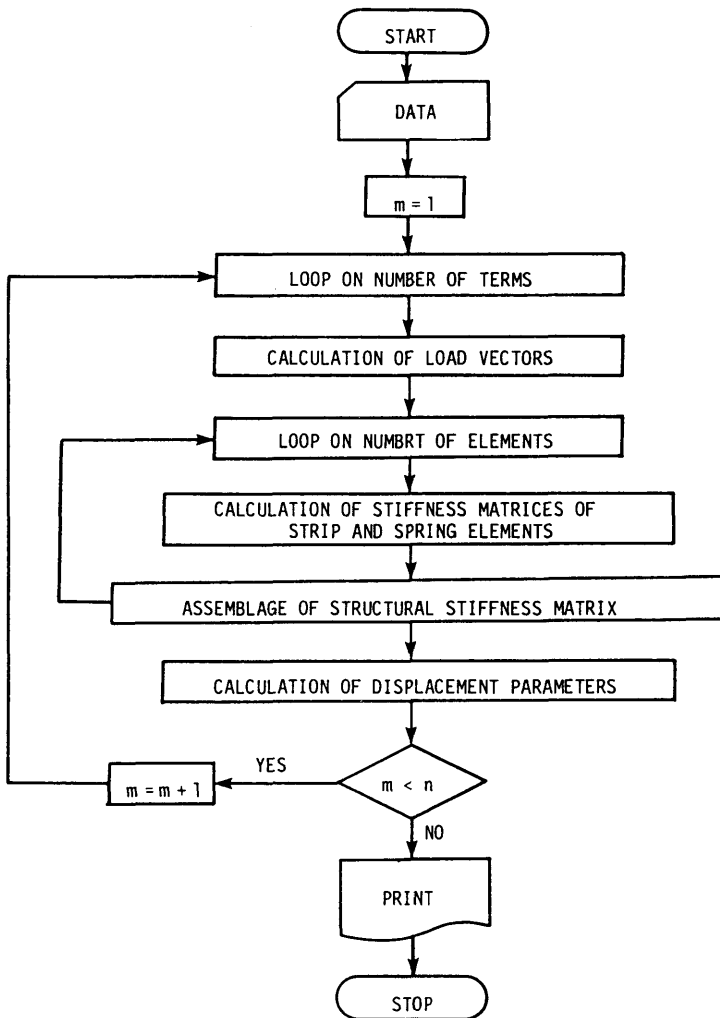


Fig. 6.6 Flow Chart.

第7章 箱桁断面を有する曲線合成桁の弾性挙動について

7.1 緒言

本章では、箱桁断面を有し単純支持された曲線合成桁について静的載荷試験を行い、また、第6章で示した解析法を用い実験モデルについて数値解析を行い、実験結果と数値解析結果の比較検討を行いながら箱桁断面を有する曲線合成桁の弾性挙動について考察を行う。また、有限帯板法による数値解析法を用い鋼桁部の桁高と幅の比を変化させた場合および同一スパンを有する曲線合成桁の中心角を変化させた場合についてそれぞれパラメーター解析を行い、特に、たわみ性状および橋軸方向のずれ分布に注目して考察を加える¹⁸⁷⁾。

7.2 静的載荷実験概要

本実験では箱桁断面を有する曲線合成桁の弾性挙動を明らかにし、また、それが曲率の変化およびずれ止めの配置法の違いによりどの様な影響を受けるか調べる目的で実験を行う。以下簡単に実験の概要について示す。

7.2.1 供試体

供試体は3体から成っており、MODEL C-1は曲率半径 $R_1 = 8\text{ m}$ 、中心角 $\alpha_1 = 30^\circ$ 、MODEL C-2は、 $R_2 = 4\text{ m}$ 、 $\alpha_2 = 60^\circ$ およびMODEL C-3は、 $R_3 = 8\text{ m}$ 、 $\alpha_3 = 30^\circ$ あり、各供試体は同一スパン $\ell = 418.9\text{ cm}$ を有している。それぞれの供試体の断面形状をFig. 7.1に示す。MODEL C-1およびC-2は同一断面であるが曲率半径が異なる。MODEL C-3は、曲率半径はMODEL C-1と同一であるが、MODEL C-1およびC-2の断面と異なり鋼桁部が閉断面を有する曲線合成桁である。それぞれの供試体の断面積 A 、断面二次モーメント I 、純ねじれ定数 K およびそりねじれ定数 I_w について、コンクリートスラブを鋼とコンクリートの弾性係数比 $n = 7$ で鋼材に換算した値をTable 7.1に示す。ねじり定数比 $k = \ell \sqrt{GK/EI_w}$ は、MODEL C-1とC-2が $k_1 = k_2 = 43$ およびMODEL C-3が $k_3 = 41$ であり、道路橋示方書のようにねじれ定数比で判定すればそりねじれ応力を無視できる断面である¹⁾¹⁸⁸⁾。

鋼桁の鋼種はSS41であり、それぞれの供試体は、端支点上ダイヤフラム(厚さ12mm)を有しているが、中間支点ダイヤフラムは断面変形の影響を調べる目的で配置されていない。また、それぞれの供試体の鋼桁ウェブの幅厚比は $b/t = 58$ である。

コンクリートスラブは、幅90cm、厚さ7cmであり、橋軸方向に直径10mmの鉄筋(SD30)が6本および半径方向に直径10mmの鉄筋が23本配筋されている。コンクリートの配合設計をTable 7.2に示す。コンクリートの材料試験結果から、圧縮強度は $\sigma_{cu} = 308\text{ kg/cm}^2$ であり、弾性係数は $E_c = 2.71 \times 10^5\text{ kg/cm}^2$

であった。なお、各供試体の載荷までの材令は4週以上であった。

ずれ止めはすべて直径13mm、高さ50mmのスタッドジベル (Stud 13×50) を用いた。ずれ止めの配置は、Fig. 7.1 に示すようにMODEL C-1 およびC-2 はそれぞれウェブ直上の上に1列26本 (計2列52本) を等間隔に配置し、また、MODEL C-3 は、上フランジに4列等間隔に計56本を配置した。一方、ずれ止めの本数は塑性設計を用いて計算した²⁾¹¹⁾。

7. 2. 2 支持状態および載荷方法

本実験では、支点は単純支持とし、支点上において面外の変形を拘束する条件のもとに実験を計画した。曲線合成桁では、ウェブ直下で支承を用いた場合、荷重状態により支点上において負反力が生じるおそれがあり、それに対処するためには支承をアンカーボルトで反力床に固定する複雑な細部構造が必要となる。そこで簡単な細部構造でこの負反力に対処できるように本実験では、Fig. 7.2 に示すように支点部に支持桁を導入し、それに支承を取り付ける方式を用いた。支承は支持桁の両端にそれぞれ2個の固定および可動ベアリングプレート (BPA-101 (Fix-R₅₀) -S50 および BPA-102 (Mov-R₅₀ -e₅₀) -S50) を取り付け、また、供試体は下フランジを直接支持桁に高力ボルトで固定し、支持桁の剛性および端支点ダイヤフラムにより支点上の断面変形を拘束するものとした。

荷重は、油圧ジャッキ (最大20 ton) により1点集中荷重としてウェブ直上の上に載荷した。なお、ジャッキ先端のロードセル頭部には横荷重を取り除くためスライドサポートを取り付けた。荷重状態は、Fig. 7.3 に示すようにスパン中央内側および外側、1/3スパン内側および外側の4つのケースについて載荷を行った。支持状態および載荷状態をPhoto 7.1 に示す。

7. 2. 3 測定方法

コンクリートスラブおよび鋼桁のひずみは、Fig. 7.4 に示すようにスパン中央および支点上からそれぞれ30cm離れた断面において箔ゲージを貼り付け測定を行った。なお、各断面においてせん断ひずみを測定するため鋼桁部にロゼットゲージも貼り付けてある。

たわみは、Fig. 7.5 に示すようにスパン中央および1/4点の下フランジ内側および外側において変位計を用いて測定を行い、また、断面のねじれ角は、スパン中央断面において横方向変位を上下2点測定し求めた。本実験では、支点部において支持桁を導入しているため支点沈下が生じるが、各支点上の支点沈下および支点における回転角を測定し、各変位の補正を行った。

コンクリートスラブと鋼桁の接合面のずれは、Fig. 7.5 (b) に示す位置において、橋軸方向および半径方向それぞれについて変位計 (カンチレバー型および高感度変位計) を用いて測定を行った。ずれ測定のための変位計の設置状況をPhoto 7.2 に示す。一方、ずれ止めに作用する力を相対的に評価するため、スタッドジベルに直接箔ゲージを貼り付け測定を行った。

載荷荷重はセンターホール型20tonロードセルで測定した。なお、以上示した測定結果はデジタル式歪測定器を用いて記録した。

7. 3 実験結果、数値解析結果および考察

実験結果および第6章で示した有限帯板法による不完全曲線合成桁の解析手法を用いた数値解析結果について示す。有限帯板法を用いた数値計算では、コンクリートおよび鋼材の弾性係数、せん断弾性係数およびポアソン比をそれぞれ、 $E_c=3.0\times 10^5$ kg/cm² (橋軸方向鉄筋考慮)、 $E_s=2.1\times 10^6$ kg/cm²、 $G_c=1.29\times 10^5$ kg/cm²、 $G_s=8.1\times 10^5$ kg/cm²、 $\nu_c=0.167$ 、 $\nu_s=0.3$ とした。ずれ止めの剛性は、橋軸方向および半径方向それぞれ1本当たり $k_\theta=k_r=50$ ton/cmとした¹¹⁵⁾¹³¹⁾。一方、要素分割はコンクリートスラブを15分割、ウェブを7分割、および下フランジを7分割とした。また、項数は39項まで取り計算を行い、十分に収束していることを確認した。

7. 3. 1 変形性状

Table 7.3に中央内側載荷 (LOAD CASE 1) と中央外側載荷 (LOAD CASE 2) の場合の中央断面下フランジ内側および外側点のたわみの値を示す。表から明らかなように、内側載荷の場合は内側点に大きなたわみが生じており、外側載荷の場合は多少外側点のたわみが大きい、その差は内側載荷の場合と比較すると小さい。これは、内側部分が外側部分に比較すると荷重の分担率が大きいことを示している。一方、MODEL C-1とC-2を比較すると、曲率半径が小さいとたわみがかなり増大しており、また、MODEL C-3は鋼桁部が閉断面となっているため、その分MODEL C-1と比較すると桁剛性が増大していることを示している。Fig. 7.6にMODEL C-2の中央断面における数値解析より得られた中央断面の変形図を示す。図から明らかなように、中央内側載荷の場合は断面変形が大きく、中央外側載荷の場合は中央内側載荷の場合と比較すると断面変形は小さい。

7. 3. 2 橋軸方向ひずみ分布

中央内側および外側載荷の場合の中央から30cm離れたA-A'断面における橋軸方向ひずみ分布をFigs. 7.7~7.9に示す。図から明らかなように、中央内側載荷の場合は断面の内側部分で大きな橋軸方向ひずみが生じており、逆に外側部分では小さい。これは、曲げにより生じた橋軸方向応力に断面変形により生じた応力が内側部分で加算され、外側部分で相殺されたことによると考えられる。一方、中央外側載荷の場合は断面変形が小さくそれによって生じる応力が小さいものと考えられる。

鋼桁ウェブのひずみ分布に注目すると、ウェブは面外変形の影響を受け複雑な挙動を示している。倉西らの研究¹⁸⁹⁾によると、ウェブを円筒パネルと見なし、幾何学的非線形を考慮し、ウェブに強制変位を与えた場合、応力の低いレベルから面内の曲げ応力は純曲げの状態の直線分布とはならず、圧縮応力が圧縮縁近傍に集中的に生じることを示しているが、本実験結果および解析結果においてもその様な挙動が示された。なお、その傾向は、曲率半径が小さい場合および内側載荷の場合に断面変形が大きくなるので特に顕著に現れる。

7. 3. 3 セン断ひずみ分布

中央内側および外側載荷の場合のA-A'断面およびB-B'断面のせん断ひずみ分布をMODEL C-1およびC-2についてFigs. 7.10~7.13に示す。図から明らかなように、スパン中央近傍におけるせん断ひずみ分布は、中央内側載荷の場合は内側ウェブの値が大きく、内側ウェブで大きなせん断力を分担していることを示しており、それが桁端部に近づくにつれ外側ウェブでも分担するようになる。なお、その傾向は曲率半径が小さい場合も同様である。一方、中央外側載荷の場合は、中央および桁端部においても外側ウェブのみに大きなせん断ひずみが生じている。一般に、箱桁のせん断中心から離れて作用する荷重は、重ね合せによって曲げとねじれの成分に分解でき、ねじれ成分はさらに純ねじり成分と断面変形（ずり）成分に分解できる¹⁹⁰⁾。これを用いて本挙動を説明すると、中央断面付近においては、内側載荷の場合、内側ウェブでは曲げのみによって生じたせん断ひずみに偏心載荷の影響によるねじれによって生じたせん断ひずみが増えられ増加しており、逆に外側ウェブでは曲げと偏心によるねじれによって生じたせん断ひずみが向きが逆となり相殺されて小さくなるものと考えられる。また、外側載荷の場合は内側載荷の場合と逆の現象が生じているものと考えられる。一方、桁端部においては、曲げと偏心載荷によるねじれによって生じたせん断ひずみの外に、新たに桁の曲がりの影響によるねじれによって生じたせん断ひずみが増えられ加わり図に示した分布になると考えられる。なお、それらのせん断ひずみには断面変形によって生じたせん断ひずみも加算されていると考えられる。設計においては、桁端部の外側ウェブに内側ウェブと比較すると大きなせん断ひずみが生じるおそれがあり、十分なる配慮が必要であると思われる。

7. 3. 4 橋軸方向ずれ分布

コンクリートスラブと鋼桁の接合面の橋軸方向ずれ分布をFigs. 7.14~7.16に示す。図には中央内側および外側載荷、1/3スパン内側載荷（LOAD CASE 3）および1/3スパン外側載荷（LOAD CASE 4）のそれぞれの場合について示してある。

Fig. 7.14から明らかなように、内側載荷の場合、MODEL C-1の内側ウェブ上のずれは外側ウェブ上のずれと比較して多少大きいですが、外側ウェブにもずれが生じている。しかし、中央外側載荷の場合は外側ウェブ上のみに大きなずれが生じており、内側ウェブ上のずれは極めて小さい。この傾向は、Fig. 7.15に示すようにMODEL C-2についても言えるが、中央内側載荷の場合、途中から外側ウェブ上のずれが内側ウェブ上のずれより大きくなっている。また、MODEL C-2のずれの大きさはMODEL C-1と比較すると大きい。これらは、ウェブのせん断ひずみ分布と同様な分布性状である。

Fig. 7.16に示すように、MODEL C-3の橋軸方向のずれ分布は、解析結果では、内側載荷の場合は内側ウェブ上（図中A）から外側ウェブ（図中D）にかけて減少しており、外側載荷の場合はその逆の傾向を示した。実験結果も同様な傾向を示したが、ずれ分布モードについては、特に内側載荷の場合、実験結果と解析結果の間にはかなりの差が見られた。これは、解析上の仮定ではコンクリートスラブと鋼上フランジの回転角が等しいものとしたが、実際は両者の剛性の差が大きいため必ずしも両者の間で

適合条件が完全に一致しなかったものと考えられる。また、薄板にずれ止めを溶植した場合のずれ止めの剛性は通常の押し抜き試験結果と一致しないものと考えられ、このことにも起因していると考えられる。今後、薄板に溶植されたずれ止めの挙動を押し抜き試験等を行って実験的に解明する必要があると思われる。

ずれ止め（スタッドジベル）にひずみゲージを貼り付け、ずれ止めに作用するずれ止めの半径方向軸回りの曲げ応力を測定し、端部における値を基準とし、それとの比で示したものの一例をMODEL C-1の中央内側載荷および外側載荷についてFig. 7.17に示す。同図には数値計算で求められたずれ止めに作用する橋軸方向の力の分布も同様に端部との比で示されている。この図から明らかなように、ずれ止めに作用する曲げ応力を測定することによって、ずれ止めに作用する橋軸方向の力の絶対量を評価することはできないが分布性状を明らかにすることは可能であると考えられる。

7. 3. 5 半径方向ずれ分布

中央内側および外側載荷の場合のそれぞれの供試体の半径方向ずれ分布をFigs. 7.18~7.20に示す。なお、同図には実験結果のみについて示してある。有限帯板法を用いた解析法では、支点上の半径方向変位および橋軸回りの回転角を境界条件により拘束しているため、実験結果の挙動を十分に説明することができなかった。

Fig. 7.18から明らかなように、中央内側載荷の場合、MODEL C-1およびC-2の内側および外側ウェブに半径方向のずれが生じており、それは支点上において特に大きい。中央外側載荷の場合は、Fig. 7.19から明らかなように、MODEL C-1の支点上以外の半径方向のずれは小さく、MODEL C-2の場合は多少大きい、支点上では内側載荷と同様に大きな半径方向のずれが生じている。

MODEL C-3の場合は、Fig. 7.20に示すように、MODEL C-1およびC-2と比較すると半径方向のずれは小さく、特に支点上のずれが小さくなっている。これはMODEL C-3では鋼桁部が閉断面になっているため、鋼桁部分においてねじれに抵抗し、コンクリートスラブと鋼桁の接合面における半径方向の水平せん断力が小さくなったためと考えられる。また、ずれ止めが断面内において4列配置されていることにもよると考えられる。

7. 4 有限帯板法によるパラメーター解析

第6章で示した有限帯板法を用いた解析結果は、たわみ、橋軸方向ひずみ分布、せん断ひずみ分布およびずれ止めをウェブ上のみに配置した曲線合成桁（MODEL C-1、C-2）の橋軸方向ずれ分布については、実験結果の挙動を十分に説明できることを示したのでその解析法を用いてパラメーター解析を行う。計算に用いたモデルはMODEL C-1と同一断面形状（鋼桁は開断面）および同一スパンを有する桁であり、また、ずれ止めはウェブ直上のみに配置されている。変化させたパラメーターは、(1) 鋼桁部の桁高と幅の比、(2) 中心角である。なお、(1)の場合は桁高のみを、(2)の場合は中心角と曲率半径を変化させ同一スパンとした。荷重はFig. 7.3(e)に示した中央二点集中荷重である。

7. 4. 1 鋼桁の桁高と幅の比を変化させた場合

桁高 (d) と幅 (b) の比 (d/b) を変化させた場合の桁端部における内側および外側ウェブ上のずれ止め作用する橋軸方向の力の比および中央断面下フランジ内側および外側点のたわみの比を Fig. 7.21 に示す。図から明らかなように、(d/b) が大きくなると内側と外側ウェブ上のずれ止め作用する力の差は小さくなっており、その変化の程度は (d/b) が 1.0 を越えると緩やかになる。一方、たわみ比は (d/b) が大きくなる程逆に大きい。これは (d/b) が大きくなるとウェブの幅厚比が大きくなり、より断面変形の影響がでるためと考えられる。

7. 4. 2 中心角を変化させた場合

同一スパンを有し鋼桁が開断面を有する曲線合成桁の中心角を変化させた場合の桁端部における橋軸方向のずれ止め作用する力と中央断面のたわみの値およびそれぞれの内側と外側点での比を Fig. 7.22 に示す。中心角が大きくなると外側ウェブ上に配置されたずれ止めの橋軸方向に作用する力は大きくなり、逆に内側ウェブ上のずれ止め作用する力は小さくなる。中心角の大きな曲線合成桁では外側ウェブ上に配置されたずれ止め作用する力の分担率が内側ウェブ上に配置されたずれ止めと比較すると大きくなるので設計においてはそれらについての配慮が必要であると思われる。一方、下フランジ内側部分のたわみは外側部分のそれと比較すると常に多少大きい、その比は中心角が変化してもあまり変わらない。

7. 5 結 論

本章では、箱桁断面を有し単純支持された曲線合成桁 3 体について静的載荷試験を行い、さらに、第 6 章で示した有限帯板法による解析法を用い実験モデルについて数値解析を行い、それらの結果を比較検討しながら箱桁断面を有する曲線合成桁の弾性挙動について論じた。有限帯板法による解析法では、支点上において半径方向変位および橋軸方向回りの回転角を境界条件により拘束（半径方向のずれに関しては支点上で剛なずれ止め ($k_{\theta} = \infty$) を配置したのと同じであり、支点上において半径方向のずれは零となる）しているため、半径方向のずれ挙動に関しては実験結果の挙動を十分説明することができなかったが、たわみ、橋軸方向ひずみ分布、せん断ひずみ分布およびずれ止めをウェブ上だけに配置した曲線合成桁 (MODEL C-1, C-2) の橋軸方向ずれ分布については、解析結果は実験結果と比較的よく一致していることを示した。

実験結果および数値解析結果より得られた主な結論は次のようである。

- (1) 桁の内側部分に偏心載荷を行うと大きな断面変形が生じ、外側部分に載荷を行うと断面変形の影響は小さい。
- (2) 橋軸方向の応力分布は、内側載荷の場合は内側部分に大きな応力が生じる。これは断面変形の影響が内側載荷の場合特に大きくなることに起因している。外側載荷の場合はその影響は内側載荷と比較すると断面変形同様小さい。

- (3) 鋼桁ウェブ部分の橋軸方向応力分布は、面外変形の影響を受け複雑な挙動を示しており、それは曲率半径が小さい場合顕著に現われる。また、外側載荷より内側載荷の場合にその影響が大きい。
- (4) せん断ひずみ分布より、中央内側載荷の場合、桁中央部においては内側ウェブでせん断力を受け持ち、桁端部に近づくに従って外側ウェブでも分担するようになるが、中央外側載荷の場合は桁全長にわたって外側ウェブのみでせん断力を分担している。
- (5) 橋軸方向にずれ止めに作用する力は、せん断応力と同様な分布性状を示す。中央二点載荷の場合について考察すると、鋼桁が開断面を有する桁のウェブ上のみにずれ止めを配置した場合、外側ウェブに配置したずれ止めに作用する橋軸方向の力は内側ウェブ上のそれと比較すると常に大きく、それは曲率半径が小さくなった場合、外側と内側ウェブ上のずれ止めに作用する力の差はより大きくなる。一方、MODEL C-3のように鋼桁上フランジ上にもずれ止めを配置した場合ずれ止めは有効に作用している。
- (6) 桁端部において接合面の半径方向に大きなずれが生じるおそれがあり、ずれ止めの配置法において注意する必要がある。

Table 7.1 Summary of Section Properties.

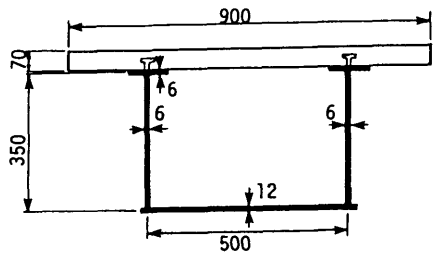
	AREA OF CROSS SECTION A (cm ²)	MOMENT OF INERTIA I (cm ⁴)	ST. VENANT'S TORSIONAL CONSTANT K (cm ⁴)	WARPING MOMENT OF INERTIA I _w (cm ⁶)	$k = 2\sqrt{GK/EI_w}$
MODEL C-1	206	63045	68132	2526366	43
MODEL C-2	206	63045	68132	2526366	43
MODEL C-3	230	66409	72194	2907102	41

Table 7.2 Mix Proportions.

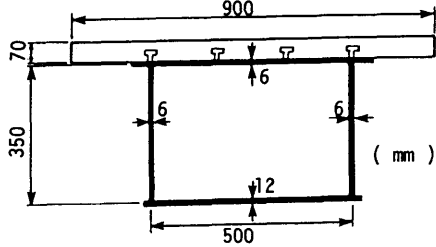
WATER-CEMENT RATIO (%)	UNIT WEIGHT (kg/m ³)					SLUMP (cm)
	WATER	CEMENT	SAND	GRAVEL	ADMIXTURE	
48	162	338	854	1000	0.845	6.4

Table 7.3 Deflections (mm).

		MODEL C-1		MODEL C-2		MODEL C-3	
		EXPERIMENT	F.S.M.	EXPERIMENT	F.S.M.	EXPERIMENT	F.S.M.
LOAD CASE 1	INNER SIDE	4.479	4.750	9.014	8.263	4.175	4.677
	OUTER SIDE	1.861	1.978	6.574	5.358	1.372	1.635
LOAD CASE 2	INNER SIDE	2.009	1.880	6.508	5.222	1.323	1.521
	OUTER SIDE	3.352	2.969	7.437	5.635	2.311	2.373

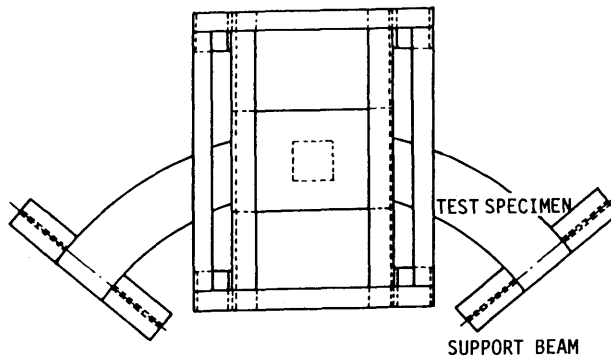


[a] MODELS C-1 and C-2

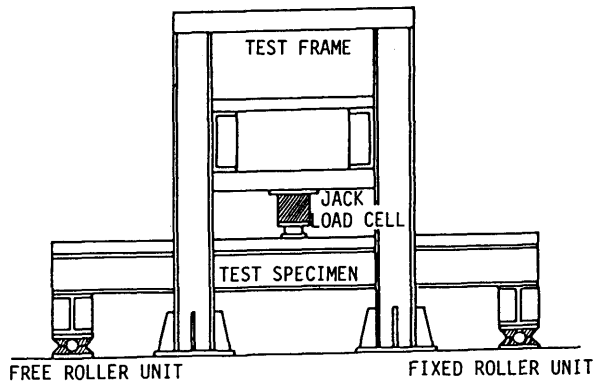


[b] MODEL C-3

Fig. 7.1 Tested Curved Composite Girder Sections.



[a] PLAN VIEW



[b] LONGITUDINAL VIEW

Fig. 7.2 Testing Arrangement.

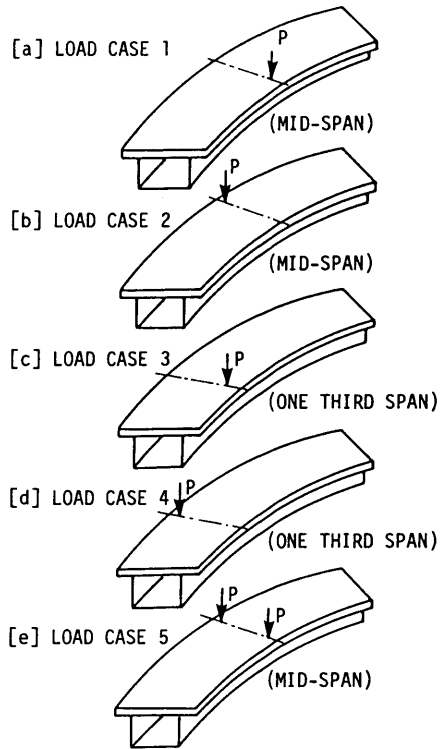


Fig. 7.3 Loading Cases ($P = 10 \text{ ton}$).

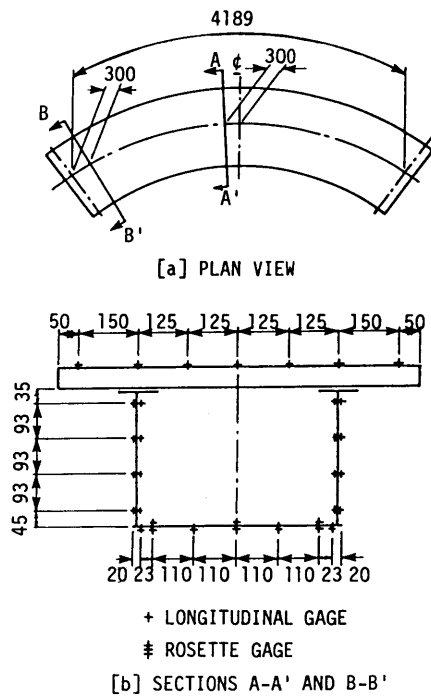
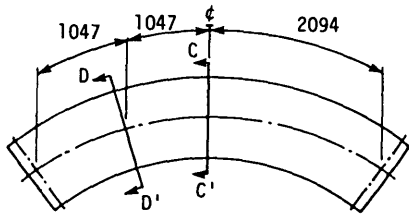
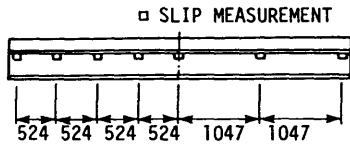


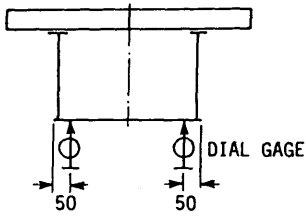
Fig. 7.4 Strain Gage Positions.



[a] PLAN VIEW

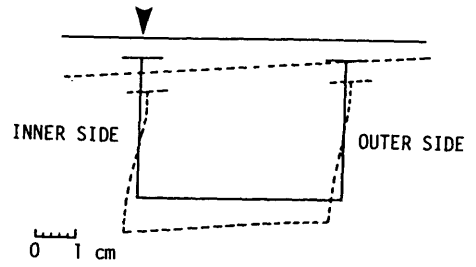


[b] SLIP GAGE POSITIONS

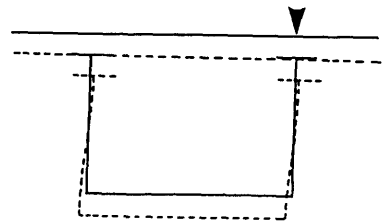


[c] DIAL GAGE POSITIONS
(SECTIONS C-C' AND D-D')

Fig. 7.5 Locations of Instruments.

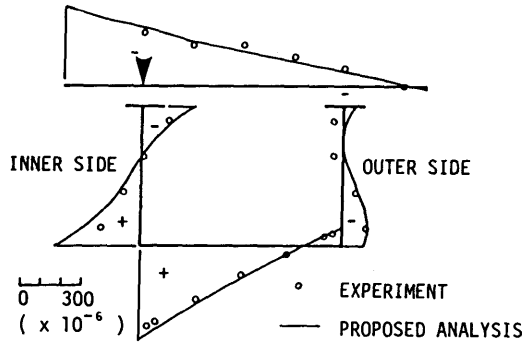


[a] LOAD CASE 1

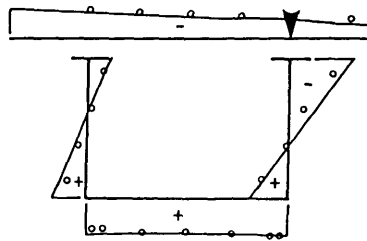


[b] LOAD CASE 2

Fig. 7.6 Displacements at Center Cross Section for MODEL C-2.

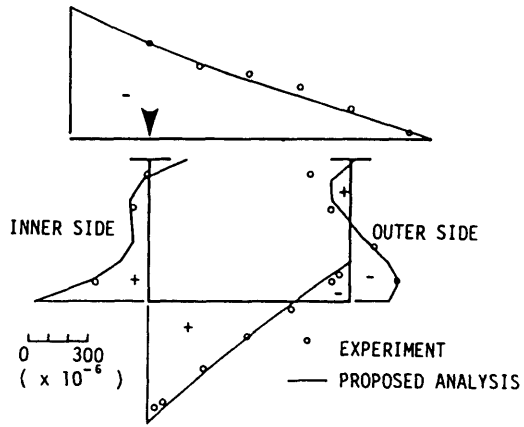


[a] LOAD CASE 1

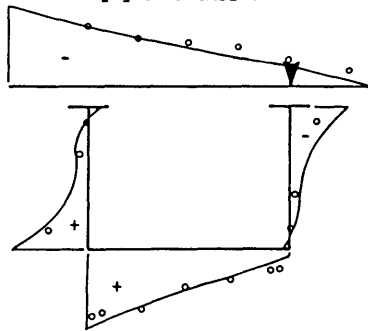


[b] LOAD CASE 2

Fig. 7.7 Longitudinal Strain Distributions at the Section A-A' of MODEL C-1.

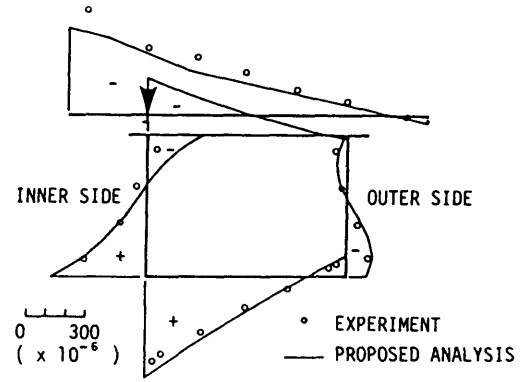


[a] LOAD CASE 1

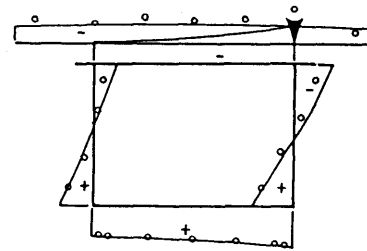


[b] LOAD CASE 2

Fig. 7.8 Longitudinal Strain Distributions at the Section A-A' of MODEL C-2.

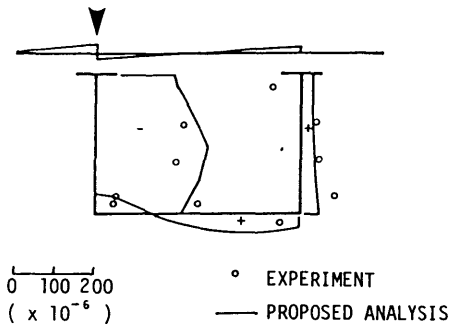


[a] LOAD CASE 1

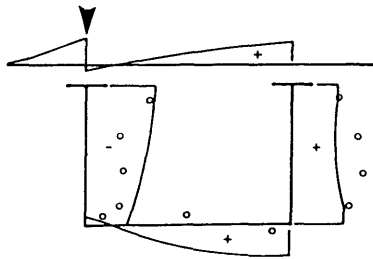


[b] LOAD CASE 2

Fig. 7.9 Longitudinal Strain Distributions at the Section A-A' of MODEL C-3.

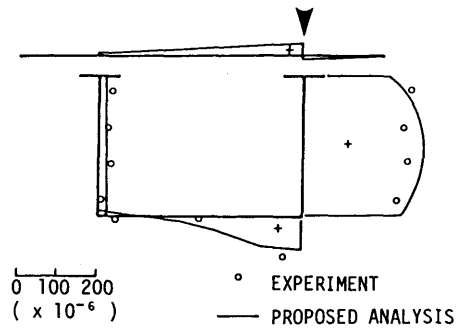


[a] SECTION A-A'

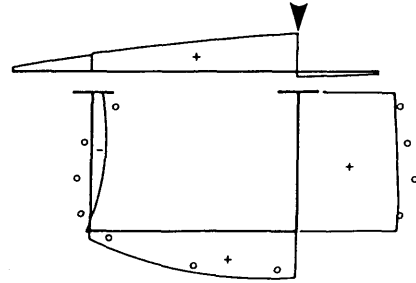


[b] SECTION B-B'

Fig. 7.10 Shear Strain Distributions for LOAD CASE 1 of MODEL C-1.

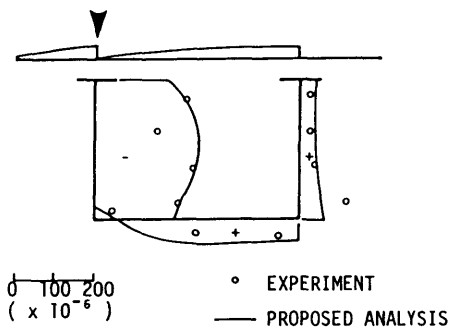


[a] SECTION A-A'

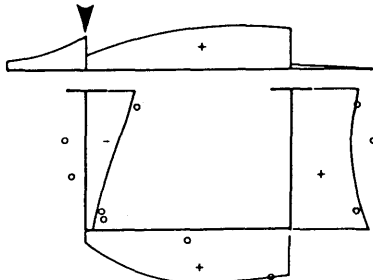


[b] SECTION B-B'

Fig. 7.11 Shear Strain Distributions for LOAD CASE 2 of MODEL C-1.

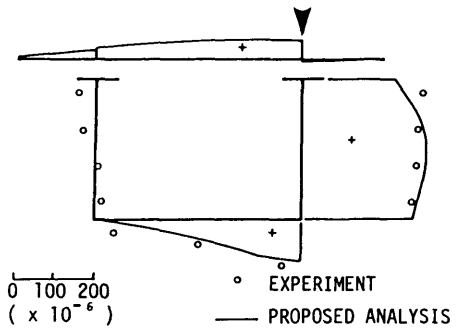


[a] SECTION A-A'

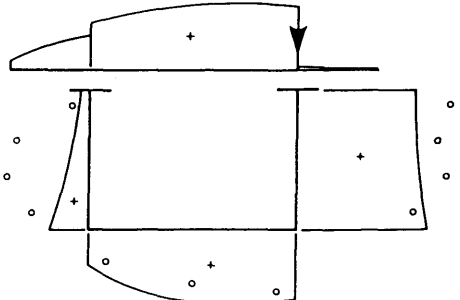


[b] SECTION B-B'

Fig. 7.12 Shear Strain Distributions for LOAD CASE 1 of MODEL C-2.

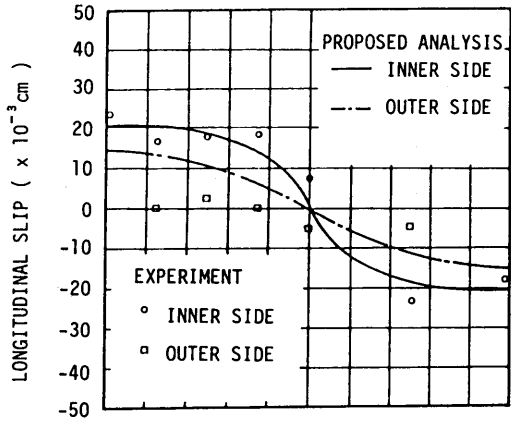


[a] SECTION A-A'

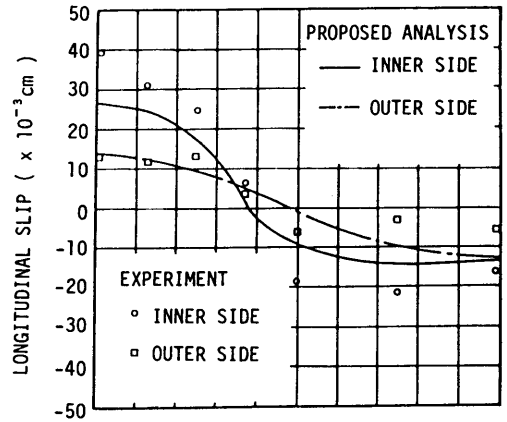


[b] SECTION B-B'

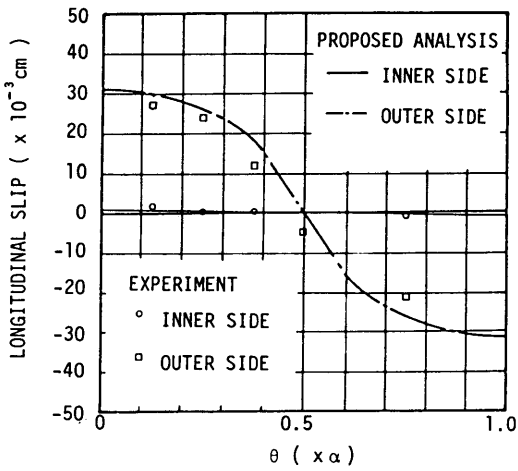
Fig. 7.13 Shear Strain Distributions for LOAD CASE 2 of MODEL C-2.



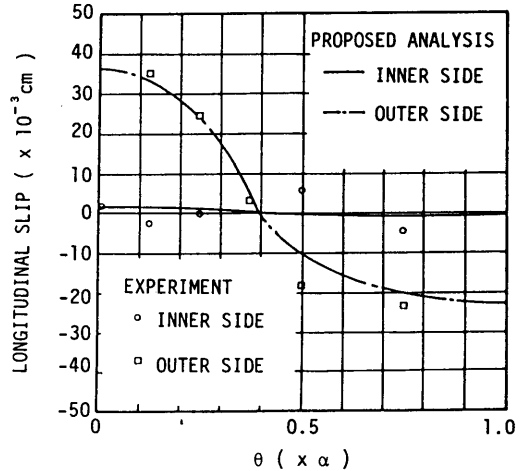
[a] LOAD CASE 1



[c] LOAD CASE 3

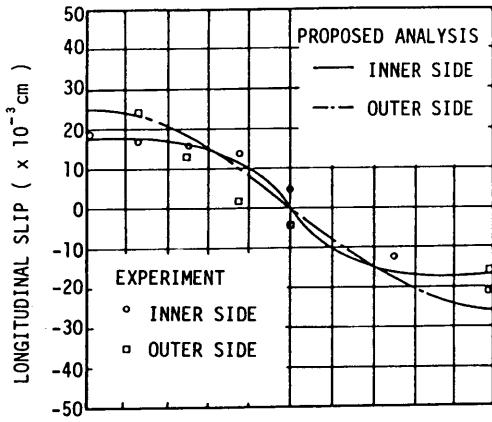


[b] LOAD CASE 2

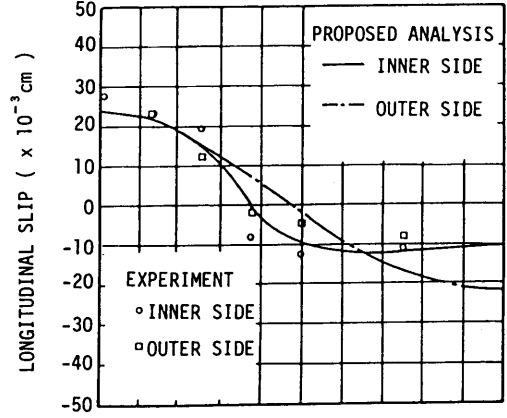


[d] LOAD CASE 4

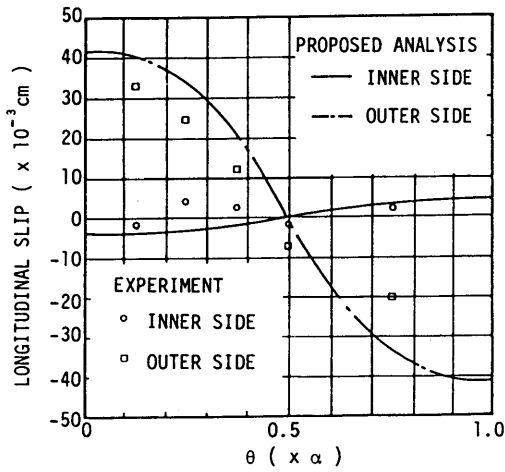
Fig. 7.14 Longitudinal Slip Distributions of MODEL C-1.



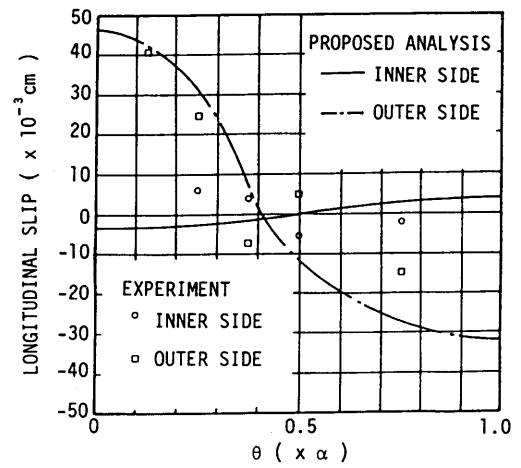
[a] LOAD CASE 1



[c] LOAD CASE 3

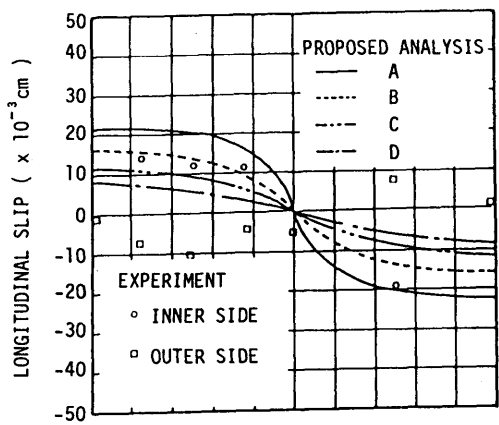


[b] LOAD CASE 2

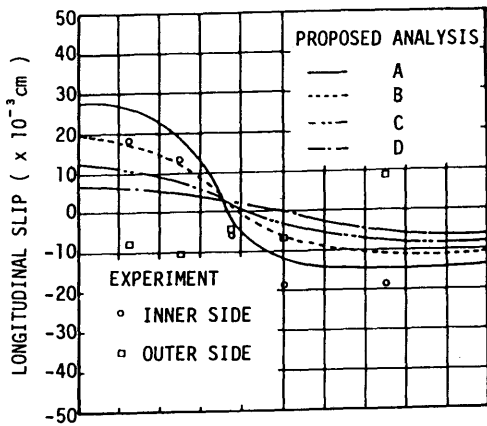


[d] LOAD CASE 4

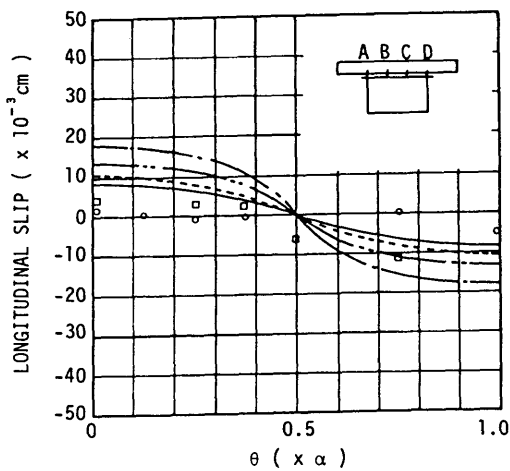
Fig. 7.15 Longitudinal Slip Distributions of MODEL C-2.



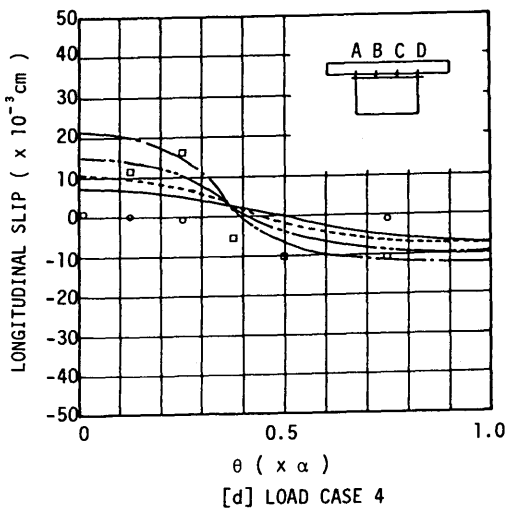
[a] LOAD CASE 1



[c] LOAD CASE 3

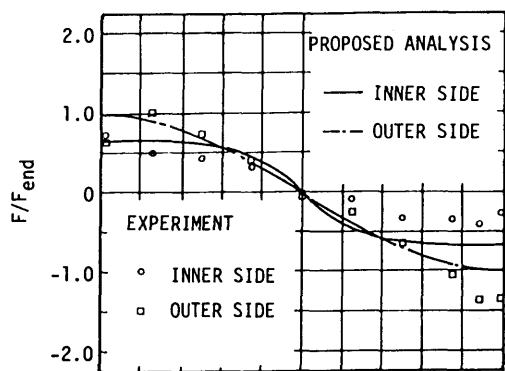


[b] LOAD CASE 2

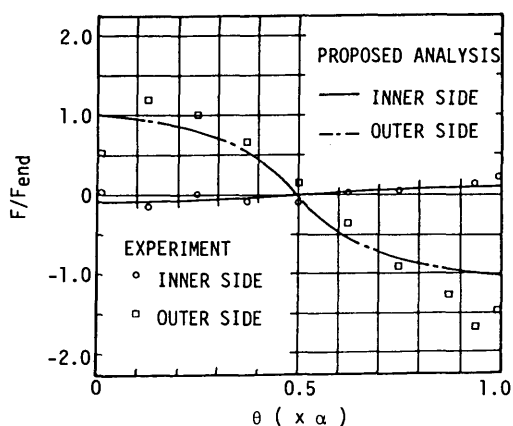


[d] LOAD CASE 4

Fig. 7.16 Longitudinal Slip Distributions of MODEL C-3.



[a] LOAD CASE 1



[b] LOAD CASE 2

Fig. 7.17 Longitudinal Shear Force Distributions of MODEL C-1.

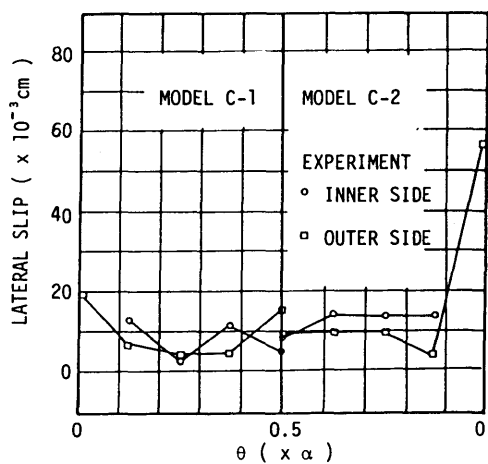


Fig. 7.18 Lateral Slip Distributions for LOAD CASE 1.

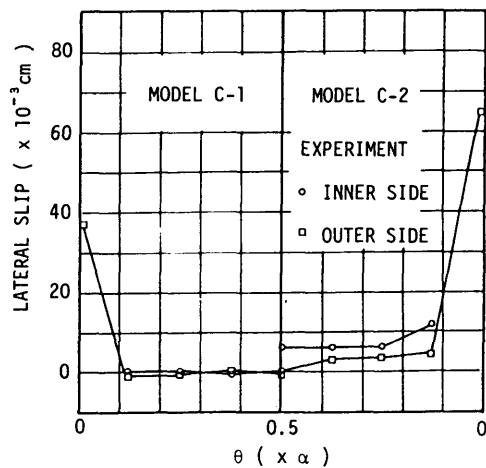


Fig. 7.19 Lateral Slip Distributions for LOAD CASE 2.

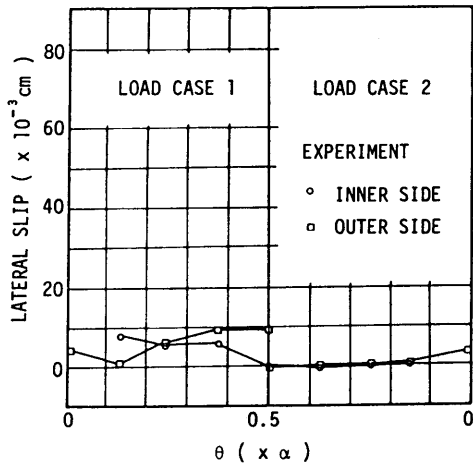


Fig. 7.20 Lateral Slip Distributions of MODEL C-3.

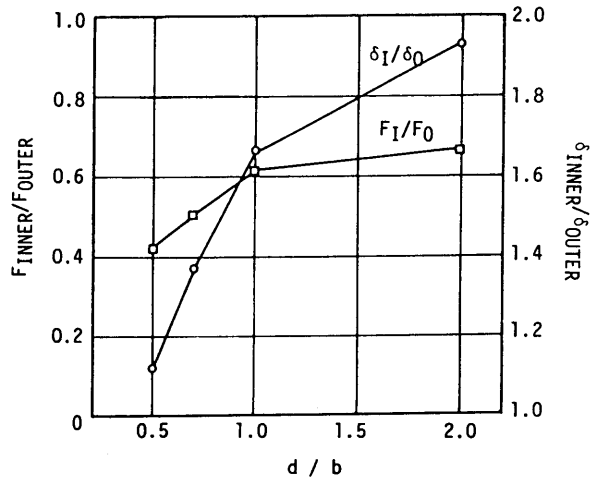


Fig. 7.21 Inner Side to Outer Side Ratios of Shear Force and Deflection with respect to d/b .

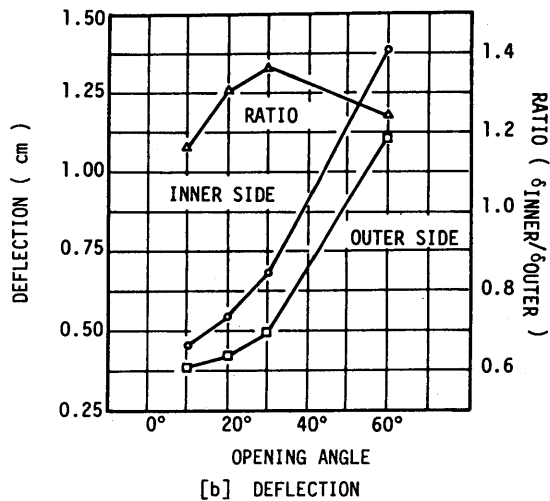
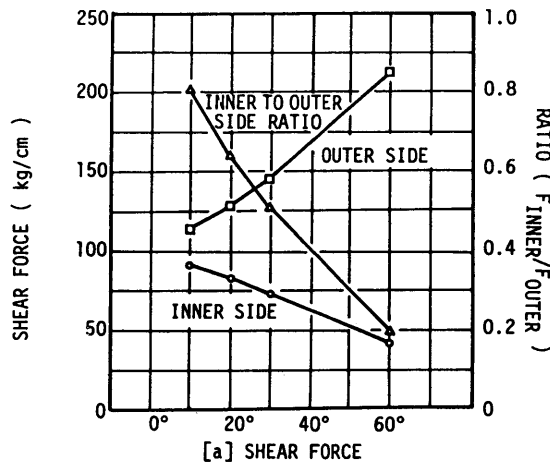


Fig. 7.22 Shear Forces and Deflections with respect to Opening Angles.



Photo 7.1 Setup of a Test Beam.

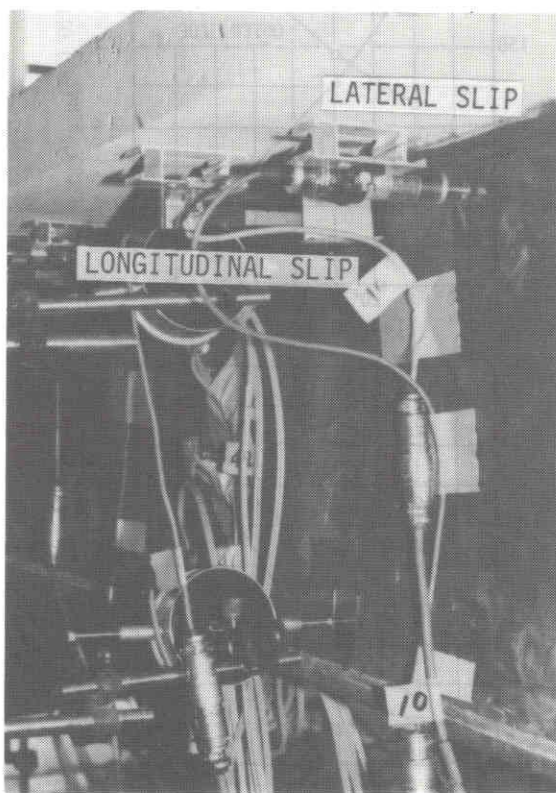


Photo 7.2 Instruments for Slip Measurement.

第8章 結 語

不完全合成桁、断続合成桁および曲線合成桁の力学的挙動に関する基礎的諸問題について理論的および実験的に検討を行い、合成桁の設計上の基礎的資料を求めた。本論文の各章の内容については第1章で概説し、得られた結論については各章末で述べたが、それをまとめると以下のようである。

第1章では合成構造の諸問題について述べるとともに、不完全合成桁、断続合成桁および曲線合成桁に関する既往の研究の展望を行い、本論文の内容と構成について述べた。

第2章はコンクリートスラブと鋼桁の接合面にずれの生じる不完全合成桁の新しい有限要素解析モデルを示し、その要素を用いたひび割れを考慮した断続合成桁の解析法およびコンクリート、鋼材およびずれ止めの各材料非線形を考慮した解析法について述べた。ここで示した新しい合成桁モデルとは、コンクリートスラブと鋼桁を軸力と曲げを受けるはり要素で、ずれ止めは接合面に作用する水平せん断力のみで抵抗するばね要素でモデル化したものである。なお、コンクリートスラブ要素と鋼桁要素の橋軸方向変位は、要素内において複雑に変化する軸力をより正確に表現するために三次式で仮定し解析を行った。断続合成桁の解析では、負の曲げモーメント区間におけるコンクリートスラブのひび割れの影響を等価な力に置き換え反復計算により解析を行った。また、合成桁の弾塑性解析では、コンクリートおよび鋼材の応力-ひずみ関係およびずれ止めの力-ずれ関係を簡単な仮定で表し、それらの影響を初期ひずみの項として取り扱い反復初期ひずみ法により計算を行った。また、本解析結果と他で行われた実験結果および数値解析結果との比較検討を行うことにより、本章で示した解析法は、断続合成桁の解析および合成桁の材料非線形問題の解析に有効な解析法であることを示した。

第3章では不完全合成桁の接合面のずれを考慮した有効幅を定義し、単純T形ばり、無限並列ばり、張り出し部がない π 形ばり（対称および逆対称荷重）に等分布荷重および集中荷重が作用した場合について応力関数を用いた解式を誘導し、それぞれの場合の支間中央点の有効幅比を示した。得られた主な結論は次のとおりである。

- 1) 不完全合成桁では、コンクリートスラブと鋼桁の間に配置されたずれ止めの変形によるずれが生じ、コンクリートスラブに作用する力が緩和され、コンクリートスラブに作用する応力が減少することが知られているが、接合面のずれは不完全合成桁の有効幅に大きな影響を与える。
- 2) ここで示した有効幅には、不完全合成桁を構成する材料の特性、桁の形状とコンクリートスラブと鋼桁の断面比の影響が含まれているが、断面の諸因子の有効幅に及ぼす影響は、等分布荷重が載荷された場合は小さく、集中荷重が載荷された場合は多少大きい。
- 3) ここで提案した有効幅を用い初等ばり理論によって計算された応力と道路橋示方書の規定有効幅を用いて計算した応力を比較すると、道路橋示方書の規定有効幅による応力の方が鋼桁下フランジで多少大きく、上フランジでかなり小さい。

第4章では負の曲げを受ける区間にずれ止めを配置しない断続合成桁の負の曲げを受ける区間の静的および疲労性状について述べた。断続合成桁およびずれ止めを連続的に配置した合成桁について負の曲げのみを受ける実験モデルを作製し静的および疲労試験を行い、荷重変形状、ずれ性状、橋軸方向鉄筋の応力分布、ひび割れ性状および曲げ耐力について調べた。得られた主な結論は次のとおりである。

- 1) 荷重とたわみの関係より、ずれ止めを連続的に配置した桁と断続合成桁の桁の剛性を比較すると、断続合成桁の方が桁剛性は低い。一方、荷重とたわみの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、繰返し回数の増大とともに残留たわみがひび割れの増加とともに大きくなる。
- 2) 橋軸方向鉄筋は、断続合成桁においても有効に作用している。AASHTOの示方書では橋軸方向鉄筋は応力計算において無視しているが、鉄筋は有効に作用しており応力計算に含めても差し支えないものと考えられる。
- 3) 荷重とひび割れ幅は比例の関係にある。設計荷重載荷時の最大ひび割れ幅は繰返し回数が増大してもほぼ一定であり、ずれ止めの配置法の違いによる顕著な差は見られない。また、道路橋示方書のプレストレスしない連続合成桁に規定されている鉄筋量（コンクリートスラブ断面積の2%、周長率 $0.045\text{cm}^2/\text{cm}^2$ 以上）を用いると設計荷重載荷時の最大ひび割れ幅は 0.2mm 以下であった。
- 4) 終局耐力は、断続合成桁において横倒れ座屈が生じないならば、断続合成桁とずれ止めを連続的に配置した桁では差はほとんど見られなかった。また、繰返し载荷による耐力の低下は見られない。

第5章では断続合成桁の断続部分のたわみおよび応力に関する計算法について述べた。本計算法で断続合成桁の挙動を調べた結果得られた主な結論は次のようである。

- 1) 断続合成桁のコンクリートスラブ重心軸に作用する応力は、剛なずれ止めを連続的に配置した完全合成桁の最大値の $1/2$ となる。
- 2) 断続合成桁ではスラブの応力が低下する割には鋼桁下フランジの応力はあまり増加しない。
- 3) 負の曲げを受ける区間の一部を合成した部分断続合成桁は、負の曲げを受ける区間全域を非合成とした断続合成桁と比較すると桁の剛性が増加し、他方、スラブの応力はそれほど増加せず有効な構造系である。

第6章では不完全曲線合成桁の有限帯板法による三次元的解析のための定式化について述べた。本解析法では、コンクリートスラブと鋼桁をそれぞれ曲線帯板要素で、接合面に配置されたずれ止めを橋軸および半径方向の二次元のばね要素でモデル化し解析を行った。本解析法は、有限帯板法を用いているため、断面内のみで要素分割を行えばよく、また、つり合い方程式は級数の各項で独立しており、少ない未知数で曲線合成桁の三次元的解析を行うことができる。また、ずれ止めは橋軸方向にわたって一定の剛性を持つものと仮定するが、断面内では種々のずれ止めの配置が可能であり、曲線合成桁の挙動解析に適していると考えられる。

第7章では箱桁断面を有する曲線合成桁の弾性挙動について述べた。箱桁断面を有し単純支持された曲線合成桁3体について静的载荷試験を行い、さらに、第6章で示した有限帯板法による解析法を用い実験モデルについて数値解析を行い、実験結果と解析結果を比較検討しながら箱桁断面を有する曲線合

成桁の弾性挙動について考察を加えてある。得られた主な結論は次のようである。

- 1) 曲線合成桁の内側部分に偏心载荷を行うと大きな断面変形が生じ、それにより桁の内側部分に大きな橋軸方向応力が生じる。その影響は曲率半径が小さい場合に顕著に現れる。なお、曲線合成桁の外側部分に偏心载荷を行った場合はその影響は小さい。
- 2) 曲線合成桁の内側部分に偏心载荷を行った場合、桁の中央部では内側ウェブでせん断力を多く受け持ち、桁端部に近づくに従って外側ウェブでも分担するようになるが、外側部分に偏心载荷を行った場合は桁全長にわたって外側ウェブのみでせん断力を分担する傾向がある。
- 3) 橋軸方向にずれ止めに作用する力は、せん断応力と同様な分布性状を示した。鋼桁が開断面を有する曲線合成桁のウェブ上のみならず、ずれ止めを配置した場合、外側ウェブ上のずれ止めに作用する力は内側ウェブ上のそれと比較すると大きく、その傾向は曲率半径が小さくなると顕著に現れる。設計においては十分なる配慮が必要である。一方、鋼桁が開断面を有する曲線合成桁の鋼桁上フランジにずれ止めを配置した場合、ずれ止めは有効に作用している。
- 4) 曲線合成桁の桁端部において、ずれ止めの半径方向に大きな力が作用するおそれがあり、ずれ止めの配置法において十分注意する必要がある。

謝 辞

本論文は、山口大学浜田純夫教授、名古屋大学成岡昌夫名誉教授（現在摂南大学教授）、名古屋大学福本昶士教授、名古屋大学梶田建夫助教授の御指導のもとで行った研究内容をまとめたものである。

著者は同先生方の長年にわたる御懇篤なる御指導と御鞭撻に対して深く感謝するとともに、師から学びえた人生感は著者にとって終生忘れえぬものであり、ここに厚く御礼を申し上げる次第である。特に、本研究を遂行するにあたり、終始一貫して暖かくかつ適切な御指導をいただいた浜田純夫教授に、深甚なる謝意を表する次第である。

また、本論文をまとめるにあたり、貴重な御教示を頂いた名古屋大学菊池洋一教授、島田静雄教授に厚く御礼を申し上げます。

名古屋大学川本眺万教授、馬場俊介助教授からは多くの暖かい励ましの御言葉を終始賜わり、ここに心から御礼を申し上げます。

なお、本論文中の実験は琉球大学工学部構造実験室で行ったものである。実験を行うにあたり琉球大学工学部建設工学科および土木工学科学生諸氏に多大の労を御願ひした。ここに、関係各位に厚く御礼申し上げます。

最後に、多くの暖かい励ましの言葉を終始賜わり、また、研究に専念させて下さった琉球大学大城武教授に深く感謝する次第である。

なお、本研究における数値計算には、名古屋大学大型計算機センターおよび琉球大学計算機センターを利用したことを付記する。

参 考 文 献

1. 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、1980年。
2. AASHTO：Standard Specifications for Highway Bridges, Twelfth Edition, The American Association of State Highway and Transportation Officials, 1977.
3. BSI：BS 5400, Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 5, Code of Practice for Design of Composite Bridges, British Standards Institution, 1979.
4. DIN：Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern, Juni, 1980.
5. DIN：DIN 18806, Teil 1, Tragfähigkeit von Verbundstützen Berechnung und Bemessung, 1980.
6. CEB-ECCS-FIP-IABSE Joint Committee on Composite Structures：Draft Model Code for Composite Structures, September, 1979.
7. Report of the Subcommittee on the State-of-the-Art Survey of the Task Committee on Composite Construction of the Committee on Metals of the Structural Division：Composite Steel-Concrete Construction, Proc. ASCE, Vol. 100, No. ST5, pp. 1085-1139, 1974.
8. 前田幸雄：橋梁界の今日の問題；鋼とコンクリートの合成構造、カラム, No. 73, pp. 11-16, 1979年。
9. 鋼・コンクリート合成構造小委員会：鋼・コンクリート合成構造の現況、土木学会誌、Vol. 66, No. 9, pp. 45-54, 1981年。
10. 佐藤政勝：合成桁の力学的挙動に関する研究、東京大学学位請求論文、1972年12月。
11. 日本建築学会：合成はり構造設計施工指針・同解説、1973年。
12. Knowles, P. R.：Composite Steel and Concrete Construction, Butterworths, London, 1973.
13. Neogi, P. K.：Concrete Filled Tubular Columns, Ph. D. Thesis, London University, 1967.
14. Sewell, J. S.：Columns for Buildings, Engineering News, Vol. 48, No. 17, 1902.
15. Mackay, H. M., P. Gillespie and C. Leluau：Report on the Strength of Steel I-Beams Haunched with Concrete, Engineering Journal, Eng. Inst. of Canada, Vol. 6, No. 8, pp. 365-369, 1923.
16. Ros, M.：Les constructions acier-beton, systeme Alpha, L'Ossature Metallique (Bruxelles), Vol. 3, No. 4, pp. 195-208, 1934.
17. Siess, C. P., I. M. Viest and N. M. Newmark：Studies of Slab and Beam Highway Bridges, Part III：Small-Scale Tests of Shear Connectors and Composite T-Beams, Bulletin 396, University of Illinois, Eng. Exp. Sta., 1952.
18. Viest, I. M.：Investigation of Stud Shear Connectors for Composite Concrete and Steel T-Beams, Journal, American Concrete Institute, Vol. 27, No. 8, pp. 875-891, 1956.
19. Casillas, J., N. Khachaturian and C. P. Siess：Studies of Reinforced Concrete Beams and Slabs

- Reinforced with Steel Plates, Civil Engineering Studies, Structural Research Series, No. 134, University of Illinois, 1957.
20. Sinclair, G. M. : Fatigue Strength of 3/4 inch Welded Stud Shear Connectors, Engineering Test Data, Nelson Stud Welding, Lorain, Ohio.
 21. Viest, I. M. : Tests of Stud Shear Connectors, Parts I, II, III and IV, Engineering Test Data, Nelson Stud Welding, Lorain, Ohio.
 22. Thürlimann, B. : Composite Beams with Stud Shear Connectors, Bulletin 174, Highway Research Board, Washington, D. C., pp. 18–38, 1958.
 23. Thürlimann, B. : Fatigue and Static Strength of Stud Shear Connectors, Journal, American Concrete Institute., Vol. 30, No. 12, pp. 1287–1302, 1959.
 24. Andrews, E. S. : Elementary Principles of Reinforced Concrete Construction, Scott, Greenwood and Sons (England), 1912.
 25. Stüssi, F. : Zusammengesetzte Vollwandträger, Publications, International Association for Bridges and Structural Engineering, Vol. VIII, pp. 249–269, 1947.
 26. Newmark, N.M., C. P. Siess and I. M. Viest : Tests and Analysis of Composite Beams with Incomplete Interaction, Proc. of the Society for Experimental Stress Analysis, Vol. 9, No. 1, pp. 75–92, 1951.
 27. Viest, I. M., C. P. Siess, J. H. Appleton and N. M. Newmark : Studies of Slab and Beam Highway Bridges, Part IV : Full-Scale Test of Channel Shear Connectors and Composite T-Beams, Bulletin 405, University of Illinois, 1952.
 28. Viest, I. M. Review of Research on Composite Steel-Concrete Beams, Proc. ASCE, Vol. 86, No. ST6, pp. 1–21, 1960.
 29. Johnson, R. P. : Research on Steel-Concrete Composite Beams, Proc. ASCE, Vol. 96, No. ST3, pp. 445–459, 1970.
 30. Stevens, R. F. : Encased Stanchions, The Structural Engineer, Vol. 43, No. 2, pp. 59–66, 1965.
 31. Gardner, N. J. and E. R. Jacobson : Structural Behavior of Concrete Filled Steel Tubes, Journal, American Concrete Institute, Vol. 64, No. 7, pp. 404–413, 1967.
 32. Maeda, Y. and S. Matsui : Progress in Steel-Concrete Composite Structures in Relation to Highway Construction in Japan, 8th IRF Congress, D-3.2, pp. 136–139, 1977.
 33. S. - C. 構造研究委員会 : 我が国の土木構造物における 〈S. - C. 構造の現状〉 (その一)、建設コンサルタンツ協会近畿支部、P. 100、1977年。
 34. S. - C. 構造研究委員会 : 我が国の土木構造物における 〈S. - C. 構造の現状〉 (その二)、建設コンサルタンツ協会近畿支部、P. 59、1979年。
 35. Hoischen, A. : Verbundträger mit elastischer und unterbrochener Verdübelung, Der Bauing-

- enieur, Heft 7, pp. 241–244, 1954.
36. Heilig, R. : Theorie des Elastischen Verbunds, Der Stahlbau, Heft 5, pp. 104–108, 1953.
 37. Homberg, H. : Brücke mit elastischem Verbund zwischen den Stahlhauptträgern und der Betonfahrbahntafel, Der Bauingenieur, Heft 6, pp. 213–216, 1952.
 38. Plum, D. R. and M. R. Horne : The Analysis of Continuous Composite Beams with Partial Interaction, Proc. ICE, Part 2, Vol. 59, pp. 625–643, 1975.
 39. 山本稔 : 不完全合成桁の曲げ理論、土木学会論文集、No. 67、pp. 1–10、1960年3月。
 40. 橘善雄、足立義雄 : 不完全合成桁について、土木学会論文集、No. 112、pp. 11–19、1964年12月。
 41. Tayler, T. P. and H. Matlook : A Finite Element Method of Analysis for Composite Beams, Research Report 56–10, The University of Texas, Austin, 1968.
 42. Gustafson, W. C. and R. N. Wright : Analysis of Skewed Composite Girder Bridges, Proc. ASCE, Vol. 94, No. ST4, pp. 919–941, 1968.
 43. 奥村敏恵、佐藤政勝 : 床組と横構の剛度を考慮した合成桁橋の解析、土木学会論文報告集、No. 222、pp. 1–13、1974年2月。
 44. Moffatt, K. P. and P. T. K. Lim : Finite Element Analysis of Composite Box Girder Bridges having Complete or Incomplete Interaction, Proc. ICE, Part 2, Vol. 61, pp. 1–22, 1976.
 45. Ansourian, P. : An Application of the Method of Finite Elements to the Analysis of Composite Floor Systems, Proc. ICE, Part 2, Vol. 59, pp. 699–726, 1975.
 46. Dai, P. K. H. and C. P. Siess : Analytical Study of Composite Beams with Inelastic Shear Connectors, Structural Research Series No. 267, University of Illinois, 1963.
 47. Hamada, S. and J. Longworth : Ultimate Strength of Continuous Composite Beams, Proc. ASCE, Vol. 102, No. ST7, pp. 1463–1478, 1976.
 48. 梶川靖治、前田幸雄 : 断続合成げた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概要集、I–301、土木学会、1977年。
 49. 福井次郎、前田幸雄、梶川靖治 : 断続合成げたの弾塑性曲げ性状および曲げ耐荷力について (続)、第33回土木学会年次学術講演会講演概要集、I–228、土木学会、1978年。
 50. Yam, L. C. P. and J. C. Chapman : The Inelastic Behaviour of Simply Supported Composite Beams of Steel and Concrete, Proc. ICE, Vol. 45, pp. 651–683, 1968.
 51. Yam, L. C. P. and J. C. Chapman : The Inelastic Behaviour of Continuous Composite Beams of Steel and Concrete, Proc. ICE, Part 2, Vol. 53, pp. 487–501, 1972.
 52. Ansourian, P. and J. W. Roderick : Analysis of Composite Beams, Proc. ASCE, Vol. 104, No. ST10, pp. 1631–1645, 1978.
 53. 奥村敏恵、佐藤政勝 : 有限要素法によるスタッドジベルを用いた合成桁の弾塑性解析、東京大学工学部付属総合試験所年報、No. 32、pp. 59–68、1973年。

54. Wegmuller, A. W. and H. N. Amer : Nonlinear Response of Composite Steel–Concrete Bridges, An International Journal, Computers & Structures, Vol. 7, pp. 161–169, 1977.
55. Wegmuller, A. W. : Overload Behavior of Composite Steel–Concrete Bridges, Proc. ASCE, Vol. 103, No. ST9, pp. 1799–1819, 1977.
56. Hirst, M. J. S. and M. F. Yeo : The Analysis of Composite Beams using Standard Finite Element Programs, An International Journal, Computers & Structures, Vol. 11, pp. 233–237, 1980.
57. 栖原寿郎 他：鋼板とコンクリートから構成されるサンドイッチ式複合構造物の強度に関する研究（第1報：静的強度の模型実験および最終強度解析）、日本造船学会論文集、No. 141, pp. 205–216、1977年6月。
58. 栖原寿郎 他：鋼板とコンクリートから構成されるサンドイッチ式複合構造物の強度に関する研究（第2報：有限要素法による非線形解析）、日本造船学会論文集、No. 142, pp. 312–322、1977年12月。
59. 栖原寿郎 他：鋼板とコンクリートから構成されるサンドイッチ式複合構造物の強度に関する研究（第3報）、日本造船学会論文集、No. 143 pp. 164–175、1979年6月。
60. 山本稔：不完全合成T型桁橋の曲げ理論とその応用、土木学会論文集、No. 72, pp. I–24、1961年3月。
61. Adekola, A. O. : Effective Widths of Composite Beams of Steel and Concrete, The Structural Engineer, Vol. 46, No. 9, pp. 285–289, 1968.
62. Adekola, A. O. : The Dependence of Shear Lag on Partial Interaction in Composite Beams, Int. J. Solids Structures, Vol. 10, pp. 389–400, 1974.
63. Adekola, A. O. : On Shear Lag Effects in Orthotropic Composite Beams, Int. J. Solids Structures, Vol. 10, pp. 735–754, 1974.
64. Heins, C. P. and H. M. Fan : Effective Composite Beam Width at Ultimate Load, Proc. ASCE, Vol. 102, No. ST11, pp. 2163–2179, 1976.
65. 小松定夫、佐々木孝：不完全合成格子桁橋の理論と近似計算法について、土木学会論文報告集、No. 329, pp. 27–37、1983年1月。
66. Sattler, K. : Theorie der Verbundkonstruktionen, Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, 1953.
67. Fritz, B. : Verbundträger, Springer, 1961.
68. Blaszkowiak, S. : Einfluss des Kriechens beim Stahl-Vollwand-Verbundträger, Die Bautechnik, Heft 3, pp. 96–100, 1958.
69. Walter : Der Einfluss des Schwindens und Kriechens bei Verbundträgern, Beton und Stahlbetonbau, Heft 5, Heft 6, 1952.
70. 橋善雄：連続合成桁橋、理工図書、1965年。
71. 前田幸雄：土木における合成構造、コンクリート工学、Vol. 21, No. 12, pp. 13–22、1983年。

72. Culver, C., P. J. Zarzeczny and G. D. Driscoll, Jr. : Test of Composite Beams for Buildings, Progress Report No. 2, Fritz Engineering Laboratory Report No. 279. 10, 1962.
73. Barnard, P. R. : On the Collapse of Composite Beams, Ph. D. Thesis, University of Cambridge, September, 1963.
74. Barnard, P. R. and R. P. Johnson : Plastic Behaviour of Continuous Composite Beams, Proc. ICE, Vol. 32, pp. 180–197, 1965.
75. Johnson, R. P., V. D. K. Dalen and A. R. Kemp : Ultimate Strength of Continuous Composite Beams, Proceedings of the Conference on Structural Steelwork, British Constructional Steelwork Association, pp. 27–35, November, 1967.
76. Daniels, J. H. and Fisher, J. W. : Static Behavior of Continuous Composite Beams, Fritz Engineering Laboratory Report No. 324. 2, Lehigh University, 1967.
77. Park, R. : The Ultimate Strength of Continuous Composite T-Beams, Civil Engineering Transactions, The Institution of Engineers, Australia, Vol. CE 9, No. 2, pp. 249–258, October, 1967.
78. Climenhage, J. J. : Local Buckling in Composite Beams, Ph. D. Thesis, University of Cambridge, September, 1970.
79. Climenhage, J. J. and R. P. Johnson : Moment-Rotation Curves for Locally Buckling Beams, Proc. ASCE, Vol. 98, No. ST6, pp. 1239–1254, 1972.
80. Kroll, G. D. : The Degree of Composite Action at Beam-to-Column Joists, Fritz Engineering Laboratory Report No. 338. 4, Lehigh University, June, 1968.
81. Daniels, J. H., G. D. Kroll and J. W. Fisher : Behavior of Composite-Beam to Column Joists, Proc. ASCE, Vol. 96, No. ST3, pp. 671–685, 1970.
82. duPlessis, D. P. and J. H. Daniels : Experiments on Composite Beams under Positive End Moment, Fritz Engineering Laboratory Report No. 374. 2, Lehigh University, June, 1972.
83. Climenhage, J. J. and R. P. Johnson : Local Buckling in Continuous Composite Beams, The Structural Engineer, Vol. 50, No. 9, pp. 367–374, 1972.
84. Hamada, S. : Ultimate Strength of Continuous Composite Beams, Ph. D. Thesis, The University of Alberta, 1973.
85. Hamada, S. and J. Longworth : Buckling of Composite Beams in Negative Bending, Proc. ASCE, Vol. 100, No. ST11, pp. 2205–2222, 1974.
86. Botzler, P. W. and J. Colville : Continuous Composite-Bridge Model Tests, Proc. ASCE, Vol. 105, No. ST9, pp. 1741–1755, 1979.
87. 橘善雄、向山寿孝、奏勝比古：プレストレスしない連続合成げたの静的試験、土木学会誌、Vol. 53、No. 10、pp. 55–61、1968年。

88. 平野道勝、石川孝重：負曲げ区間を有する不完全合成梁の挙動にスタッドコネクタの配置が及ぼす影響に関する実験的研究、建築学会論文報告集、No. 314、pp. 71–81、1982年4月。
89. 石川孝重：合成梁の挙動にスタッドコネクタが及ぼす影響に関する研究、東京理科大学学位請求論文、1981年10月。
90. Roik, K. and W. Ehlert : Beitrag zur Grenztragfähigkeit durchlaufender Verbundträger-Elastisch-plastische Berechnungen, Versuche, Bauingenieur, Vol. 58, pp. 381–386, 1983.
91. 前田幸雄、梶川靖治：断続形式合成げたの力学的特性について、第29回土木学会年次学術講演会講演概要集、I –149、土木学会、1974年。
92. 前田幸雄、梶川靖治、中谷行博：連続合成げたの中間支点上の床版引張応力の低減について、第30回土木学会年次学術講演会講演概要集、I –109、土木学会、1975年。
93. 福井次郎、前田幸雄、梶川靖治：合成げたのずれを考慮した乾燥収縮および温度差応力解析、第34回土木学会年次学術講演会講演概要集、I –62、土木学会、1979年。
94. 梶川靖治、前田幸雄、渡辺晃：断続合成げたの静的載荷試験、第35回土木学会年次学術講演会講演概要集、I –85、土木学会、1980年。
95. Daniels, J. H. and J. W. Fisher : Fatigue Behavior of Continuous Composite Beams, Highway Research Record No. 253, Highway Research Board, pp. 1–20, 1968.
96. 橘善雄、岩永安正、田井戸米好、久保田隆三郎：部分合成ゲタの実験 土木技術、Vol. 20、No. 11、pp. 39–45、1965年。
97. 山本稔：不完全合成箱型桁のねじり、土木学会論文集、No. 68、pp. 19–26、1960年5月。
98. McManus, P. F. and C. G. Culver : Nonuniform Torsion of Composite Beams, Proc. ASCE, Vol. 95, No. ST6, pp. 1233–1256, 1969.
99. Heins, C. P. and J. T. C. Kuo : Composite Beams in Torsion, Proc. ASCE, Vol. 98, No. ST5, pp. 1105–1117, 1972.
100. Heins, C. P. and R. S. Humphreys : Bending and Torsion Interaction of Box Girders, Proc. ASCE, Vol. 105, No. ST5, pp. 891–904, 1979.
101. Colville, J. : Tests of Curved Steel-Concrete Composite Beams, Proc. ASCE, Vol. 99, No. ST7, pp. 1555–1570, 1973.
102. 前田幸雄、梶川靖治、井波久：2径間曲線連続合成げたの静的載荷試験、大阪大学工学部橋梁研究室報告、1973年。
103. 前田幸雄、梶川靖治、井波久：2径間曲線連続合成桁の実験的研究（第2報）、第28回土木学会年次学術講演会講演概要集、I –110、1973年。
104. The Task Committee on Curved Girders of the ASCE–AASHTO Committee on Flexural Members of the Committee on Metals of the Structural Division : Curved I–Girder Bridge Design Recommendations, Proc. ASCE, Vol. 103, No. ST5, pp. 1137–1168, 1977.

105. The Subcommittee on Ultimate Strength of Box Girders of the ASCE–AASHTO Task Committee on Flexural Members of the Committee on Metals of Structural Division : Steel Box-Girder Bridges-Ultimate Strength Considerations, Proc. ASCE, Vol. 100, No. ST12, pp. 2433–2488, 1974.
106. 小西一郎、小松定夫、大橋昭光：合成箱桁橋の応力解析と設計計算法、土木学会論文集、No. 25、pp. 1–28、1955年3月。
107. Heins, C. P. and W. H. Lee : Curved Box-Girder Bridges ; Field Test, Proc. ASCE, Vol. 107, No. ST2, pp. 317–327, 1981.
108. Mattock, A. H. and S. B. Johnston : Behavior under Load of Composite Box-Girder Bridges, Proc. ASCE, Vol. 94, No. ST10, pp. 2351–2370, 1968.
109. Mattock, A. H. : Development of Design Criteria for Composite Box Girder Bridges, Proceedings of the Conference on Developments in Bridge Design and Construction, Cardiff, March, 1971, Crosby, Lockwood and Son Ltd., London, 1971..
110. Moffatt, K. R. : An Analytical Study of the Longitudinal Bending Behaviour of Composite Box Girder Bridges having Incomplete Interaction, CESLIC Report CBI, Engineering Structures Laboratories, Civil Engineering Department, Imperial College, London, February, 1976.
111. Moffatt, K. R. and P. J. Dowling : The Longitudinal Bending Behaviour of Composite Box Girder Bridges having Incomplete Interaction, The Structural Engineer, Vol. 56B, No. 3, pp. 53–60, 1978, Correspondence, Vol. 57B, No. 2, pp. 37–48, 1979.
112. 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、No. 265、pp. 1–9、1977年9月。
113. Arizumi, Y., S. Hamada and T. Kajita : Elastic-plastic Analysis of Composite Beams with Incomplete Interaction by Finite Element Method, An International Journal, Computers & Structures, Vol. 14, No. 5–6, pp. 453–462, 1981.
114. 藤野勉：コンピュータによる構造工学講座；熱伝導と熱応力、培風館、1972年。
115. Mainstone, R. J. and J. B. Menzies : Shear Connectors in Steel-Concrete Composite Beams for Bridges, 1 : Static and Fatigue Tests on Push-out Specimens, Concrete, Vol. 1, No. 9, pp. 291–302, 1967, 2 : Fatigue Tests on Beam, Vol. 1, No. 10, pp. 351–358, 1967.
116. Ngo, D. and A. C. Scordelis : Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams, Journal, American Concrete Institute, Vol. 64, No. 3, pp. 152–163, 1967.
117. Nilson, A. H. : Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete by the Finite Element, Journal, American Concrete Institute, Vol. 65, No. 9, pp. 757–766, 1968.
118. 黒正清治、滝口克巳：有限要素法による鉄筋コンクリート部材の二次元非線型解析、建築学会論文報告集、No. 189、pp. 51–57、1971年11月、No. 200、pp. 45–53、1972年10月。

119. 磯畑修：有限要素法によるコンクリート構造物の2次元弾塑性解析、建築学会論文報告集、No. 189、pp. 43-50、1971年11月。
120. 六車熙、森田司郎、富田幸次郎：曲げひびわれを生じた鉄筋コンクリートはり材の応力状態と変形に関する研究、建築学会論文報告集、No. 200、pp. 27-34、1972年10月。
121. Fujii, F. : Anwendung der Methode der Finiten Elemente auf die Berechnung von Stahlbetonplatten, Universität Stuttgart, 1978.
122. 赤尾新助：コンクリートに引張りを与える方向に荷重したスタッドジベルのせん断試験について、第16回土木学会年次学術講演会講演概要集、I-13、1963年。
123. Maeda, Y. and Y. Kajikawa : Fatigue Behavior of Steel-Concrete Composite Beams with Deformed Stud Shear Connectors, Technology Report of the Osaka University, Vol. 25, pp. 439-450. 1975.
124. 前田幸雄：英国におけるBS 5400合成橋梁の新しい設計規準(案)について、橋梁と基礎、Vol. 12、No. 11、pp. 1-7、No. 12、pp. 33-37、1978年。
125. 前田幸雄：西ドイツ・鋼合成ゲタ設計施工指針(案)について、橋梁と基礎、Vol. 10、No. 7、pp. 1-6、1976年。
126. 栗田章光：外国の新しい合成げたの設計法、J S S C、Vol. 13、No. 143、pp. 29-39、1977年。
127. Armen, H. Jr., A. Pifko and H. S. Levine : A Finite Element Method for the Plastic Bending Analysis of Structures, NASA Contractors Report, CR-97375, 1968.
128. 阿部英彦：鉄道用合成桁のずれ止めに関する実験的研究、鉄道技術研究所報告、No. 961、pp. 1-222、1975年。
129. ACI : Building Code Requirements for Reinforced Concrete, American Concrete Institute, 1971.
130. Lash, S. D., N. MacLeod and W. Blackwell : High Strength Reinforcement in Reinforced Concrete Beams, Part 2 : Crack Widths, Deflections, Fatigue Strength, Report No. 38, Department of Civil Engineering, Queen's University, Kingston, Ontario, June, 1965.
131. Chapman, J. C. and S. Balakrishnan : Experiments on Composite Beams, The Structural Engineer, Vol. 42, No. 11, pp. 369-383, 1964.
132. 有住康則、浜田純夫、梶田建夫：不完全合成桁の有効幅、土木学会論文報告集、No. 273、pp. 23-33、1978年5月。
133. 浜田純夫、宮里康則：不完全合成桁の有限要素解析、琉球大学理工学部紀要工学篇、No. 11、pp. 81-100、1976年。
134. 山村信道：偏載荷重を受ける π 形断面桁橋の上フランジ有効幅に関する研究、土木学会論文報告集、No. 226、pp. 1-12、1974年6月。
135. Abdel, S. G. : Effective Width of Steel Deck-Plate in Bridges, Proc. ASCE, Vol. 95, No. ST7, pp. 1459-1474, 1969.

136. Rose, E. A. : Ein weiterer Beitrag zur Berechnung der mitwirkenden Breite bei Plattenbalken, Die Bautechnik, Vol. 42, pp. 65–71, 1965.
137. 前田幸雄、岡村宏一、佐伯章美：道路橋示方書における有効幅の改訂、道路、No. 11、pp. 69–76、1972年。
Stiglat, K. : Rechteckige und Schiefe Platten mit Randbalken, Wilhelm Ernst und Sohn, 1962.
138. 福田武雄：フランジ有効幅について（道路橋設計示方書の規定の解説として）、土木技術、Vol. 17、No. 3、pp. 5–14、1962年。
139. 鈴木俊男：2－主桁並列型式の鋼床板橋の設計計算について（鋼床板の有効幅に関する理論的研究）、土木学会論文集、No. 51、pp. 41–50、1957年12月。
140. Chwalla, E. : Die Formeln zur Berechnung der voll mittragenden Breite dünner Gurt- und Rippenplatten, Der Stahlbau, Heft 10, pp. 73–78, 1936.
141. Cheung, Y. K. : Finite Strip Method Analysis of Elastic Slabs, Proc. ASCE, Vol. 94, No. EM6, pp. 1365–1378, 1968.
142. Cheung, Y. K. : Folded Plate Structures by Finite Strip Method, Proc. ASCE, Vol. 95, No. ST12, pp. 2963–2979, 1969.
143. Zienkiewicz, O. C. and J. J. M. Too : The Finite Prism in Analysis of Thick Simply Supported Bridge Boxes, Proc. ICE, Part 2, pp. 147–172, 1972.
144. 中村正平 他：鋼合成げた橋の設計計算例、山海堂、1975年。
145. Johnson, R. P. and R. J. Buckby : Composite Structures of Steel and Concrete, Vol. 2; Bridges with a Commentary on BS 5400 Part 5, Granada, 1979.
146. 佐伯章美：連続合成げた橋—おもにプレストレスしない形式、JSSC, Vol. 13, No. 143, pp. 40–45、1977年。
147. 前田幸雄、佐伯章美、日種俊哉、梶川靖治：鋼道路橋の合成桁の設計（合成作用の取扱いについて）、道路、No. 7、pp. 64–75、1972年。
148. Hamada, S. and Y. Arizumi : Effective Stresses in Reinforcing Bars of Partial Composite Beams, Journal of Civil Engineering for Practicing and Design Engineers (to be published).
149. Hamada, S. and Y. Arizumi : Static and Fatigue Behavior of Composite Beams under Negative Bending, Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol. 3, pp. 477–484, 1981.
150. AISC : Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Building, American Institute of Steel Construction, Eighth Edition, 1978.
151. CAS : Standard SI6–1969—Steel Structures for Building, Canadian Standard Association, Ontario, 1969.
152. The Task Committee on Curved Box Girders of the ASCE–AASHTO Committee on Flexural Members of the Committee on Metals of the ASCE Structural Division : Curved Steel Box-Girder

- Bridges : State-of-the-Art, Proc. ASCE, Vol. 104, No. ST11, pp. 1719-1739, 1978.
153. 小西一郎、小松定夫：薄肉曲線桁の基礎理論、土木学会論文集、No. 87、pp. 35-46、1962年11月。
 154. 小西一郎、小松定夫：単純支持曲線桁橋の立体的解析、土木学会論文集、No. 90、pp. 11-26、1963年2月。
 155. 小松定夫：曲線並列桁橋の実用計算式、土木学会論文集、No. 93、pp. 1-9、1963年5月。
 156. 深沢泰晴：薄肉曲線材の静力学的解析に関する基礎的理論、土木学会論文集、No. 110、pp. 30-51、1964年10月。
 157. 倉西茂：一般薄肉断面の曲りばりの解析、土木学会論文集、No. 108、pp. 7-12、1964年8月。
 158. 小松定夫、中井博、北田俊行：曲線桁橋の shear lag と有効幅に関する研究、土木学会論文報告集、No. 191、pp. 1-14、1971年7月。
 159. 渡辺昇：曲線げたの理論と計算、技報堂、1967年。
 160. 島田静雄、倉西茂：曲りばりの計算式、技報堂、1966年。
 161. Vlasov, V. Z. (奥村敏恵 他訳)：薄肉ばりの理論、技報堂、1967年。
 162. Heins, C. P. : Bending and Torsional Design in Structural Members, Lexington Books, 1975.
 163. 稼農知徳：並列箱桁曲線橋の解法、土木学会論文報告集、No. 189、pp. 13-26、1971年5月。
 164. 稼農知徳、大島久、新山惇：曲線桁橋の構造特性について、土木学会論文報告集、No. 194、pp. 21-28、1971年10月。
 165. 芳村仁：曲線直交異方性扇形平板の曲げについて、土木学会論文集、No. 82、pp. 1-8、1962年6月。
 166. Heins, C. P. and R. L. Hails : Behavior of Stiffened Curved Plate Model, Proc. ASCE, Vol. 95, No. ST11, pp. 2353-2370, 1969.
 167. 小松定夫、中井博、田井戸米好：ねじり定数比とねじり曲げ剛比から考察した曲線桁橋設計計算法への一定言、土木学会論文報告集、No. 224、pp. 55-66、1974年4月。
 168. 遠田良喜：伝達マトリックス法による薄肉開断面曲線ばりの有限変位理論の解析、土木学会論文報告集、No. 199、pp. 11-20、1972年3月。
 169. 前川幸次、吉田博：伝達マトリックス法による曲線 I 形ばりの耐荷力解析、土木学会論文報告集、No. 312、pp. 27-37、1981年8月。
 170. Fukumoto, Y. and S. Nishida : Ultimate Load Behavior of Curved I-Beams, Proc. ASCE, Vol. 107, No. EM2, pp. 367-385, 1981.
 171. 中井博、事口寿男、谷俊寛：任意荷重を受ける薄肉曲線桁橋のマトリックス構造解析、土木学会論文報告集、No. 255、pp. 1-15、1976年11月。
 172. Chu, K. H. and S. G. Pinjarkar : Analysis of Horizontally Curved Box Girder Bridges, Proc. ASCE, Vol. 97, No. ST10, pp. 2481-2501, 1971.
 173. 芳村仁、葦沢憲吉：折板理論解析による曲線桁橋の床板応力と有効幅について、土木学会論文報告集、

- No, 233, pp, 45-54, 1975年1月。
174. Chaudhuri, S. K. and S. Shore : Thin-Walled Curved Beam Finite Element, Proc. ASCE, Vol. 103, No. EM5, pp. 921-937, 1977.
 175. Yoo, C. H. : Matrix Formulation of Curved Girders, Proc. ASCE. Vol. 105, No. EM6, pp. 971-987, 1979.
 176. 渡辺昇、椽農知徳、藤井裕司：曲げねじれ剛性をもった曲線桁橋の剛性マトリックス法による解析、土木学会論文報告集、No. 218、pp. 1-8、1973年10月。
 177. EL-Amin, F. M. and D. M. Brotton : Horizontally Curved Beam Finite Element Including Warping, International Journal for Numerical Method in Engineering, Vol. 10, pp. 1397-1428, 1976.
 178. 薄木征三、椽農知徳：薄肉断面曲線材の変形法による解析、土木学会論文報告集、No. 235、pp. 29-39、1975年3月。
 179. Cheung, M. S. and Y. K. Cheung : Analysis of Curved Box Girder Bridges by Finite Strip Method, Publications IABSE, Vol. 31- I , pp. 1-19, 1971.
 180. Meyer, C. and A. C. Scordelis : Analysis of Curved Folded Plate Structures, Proc. ASCE, Vol. 97, No. ST10, pp. 2459-2479, 1971.
 181. Buragohain, D. N. and B. L. Agrawal : Analysis of Curved Box Girder Bridges, Proc. ASCE, Vol. 99, No. ST5, pp. 799-819, 1973.
 182. 大塚久哲、吉村虎蔵、彦坂熙、平田勝啓：床版と桁の偏心結合を考慮した曲線桁橋の解析、土木学会論文報告集、No. 259、pp. 11-23、1977年3月。
 183. 中井博、村山泰男：ダイヤフラムを有する曲線箱桁橋のずり応力の解析と設計への応用、土木学会論文報告集、No. 309、pp. 25-39、1981年5月。
 184. Arizumi, Y., T. Oshiro and S. Hamada : Finite Strip Analysis of Curved Composite Girders with Incomplete Interaction, An International Journal, Computers & Structures, Vol. 15, No. 6, pp. 603-612, 1982.
 185. 有住康則、浜田純夫、大城武：有限帯板法による不完全曲線合成桁の解析、琉球大学工学部紀要、No. 23、pp. 43-57、1982年。
 186. Cheung, Y. K. : Finite Strip Method in Structural Analysis, Pergamon Press, 1976.
 187. 有住康則、浜田純夫、大城武：箱桁断面を有する曲線合成桁の静的挙動に関する研究、土木学会論文報告集、No. 340、pp. 67-76、1983年12月。
 188. 日本道路協会：鋼道路橋設計便覧、1974年。
 189. 倉西茂、樋渡滋：曲げを受ける曲線プレートガーダーのウェブプレートの弾性挙動について、土木学会論文報告集、No. 315、pp. 1-11、1981年11月。
 190. Heins, C. P. and D. H. Holl : Designer's Guide to Steel Box Girder Bridges, Booklet, No. 3500,

Bethlehem Steel Corporation, February, 1981.

橋梁、Vol. 19、No. 4、pp. 16-26、Vol. 19、No. 5、pp. 48-54 (三上市蔵 他訳)、1983年。

191. 日本橋梁建設協会：橋梁年鑑、昭和54年版、昭和55年版、昭和56年版、昭和57年版、昭和58年版。

192. 日本道路協会：道路橋補修便覧、1979年。

記 号

A	: 断面積
A_c	: コンクリートスラブの断面積
A_f	: 鉄筋の断面積
A_s	: 鋼桁の断面積
A_m, B_m, C_m, D_m	: 積分定数
a	: コンクリートスラブ要素の軸ひずみの付号が変化する点までの距離
a_o, a_c	: 完全合成桁の重心軸からコンクリートスラブおよび鋼桁断面のそれぞれの重心軸までの距離
B, b	: コンクリートスラブの幅あるいは要素幅
C_s, C_c	: 鋼桁およびコンクリートスラブ重心軸から接合面までの距離
$[D]$: 弾性マトリックス
d_i	: 鉄筋コンクリート要素の重心軸から鉄筋が配筋されている箇所までの距離
d^u, d^l	: はり要素上面から弾塑性境界面までの距離
E	: 弾性係数
E_c	: コンクリートの弾性係数
E_s	: 鋼材の弾性係数
e	: 反復計算における誤差
F	: ずれ止めに作用する力
F_c	: 完全合成桁のずれ止め一本当たりに作用する力
F_p	: 断続合成桁のずれ止め一本当たりに作用する力
F_u	: ずれ止めの破壊荷重
F_y	: ずれ止めの弾性限の力
F_θ, F_r	: 曲線合成桁のずれ止めに作用する橋軸および半径方向の力
$F(x,y)$: Airy の応力関数
G	: せん断弾性係数
G_c	: コンクリートのせん断弾性係数
G_s	: 鋼材のせん断弾性係数
$g_1 \sim g_4$: 形状関数
$h(z)$: コンクリートスラブ要素におけるひび割れの深さ
I	: 断面二次モーメント

I_c	: コンクリートスラブの断面二次モーメント
I_s	: 鋼桁の断面二次モーメント
I_w	: そりねじり定数
K	: 純ねじり定数
K_1, K_2, K_3	: コンクリートスラブと鋼桁の断面比およびずれ止めの剛性を表わすパラメーター
$[K]$: 剛性マトリックス
$[K_b]$: はり要素の剛性マトリックス
$[K_b^*]$: はり要素の塑性による初期ひずみマトリックス
$[K_c]_{prism}$: コンクリートスラブ (Finite Prism) 要素の剛性マトリックス
$[K_{crack}^1], [K_{crack}^2]$: コンクリートスラブ要素のひび割れによる初期ひずみマトリックス
$[K_r]$: 鉄筋要素の剛性マトリックス
$[K_r^*]$: 鉄筋要素の塑性による初期ひずみマトリックス
$[K_s]$: 曲線帯板要素の剛性マトリックス
$[K_s]_{strip}$: 鋼桁 (Finite Strip) 要素の剛性マトリックス
$[K_{sc}]$: ずれ止め要素の剛性マトリックス
$[K_{sc}^*]$: ずれ止め要素の塑性による初期ひずみマトリックス
k	: 第 3 章では $k = m\pi / L$ 第 6 章では $k = m\pi / \alpha$ 第 7 章ではねじり定数比 $k = \ell \sqrt{GK/EI_w}$
k_θ, k_r	: 曲線合成桁における橋軸および半径方向のずれ止めの剛性
L, ℓ	: スパンあるいは要素長 第 4 章では圧縮フランジの固定点間距離
$M, M(x)$: 曲げモーメント
M_m	: 曲げモーメントを Fourier 級数で展開した場合の Fourier 係数
m	: 項数
m_c	: 完全合成桁の一列に配置されたずれ止めの本数
m_p	: 断続合成桁の断続点に配置されたずれ止めの本数
N	: 曲線合成桁の断面内におけるずれ止めの配列の個数
N_n	: アイソパラメトリック要素における形状関数
n	: コンクリートと鋼材の弾性係数比 第 2 章では鉄筋の本数
P_u	: 極限荷重
$\{P\}$: 荷重ベクトル

$\{P\}^{i-1}$: 修正荷重項
$\{P\}_m$: 第 m 項の荷重項
$Q, Q_1, Q_2, q_s, q_1, q_2$: ずれ止めの剛性
Q_p	: 断続合成桁の接合面に作用する水平せん断力
q_c	: 完全合成桁の接合面の単位長さ当たりに作用する水平せん断力
R, r	: 曲率半径
$[R]$: 座標変換マトリックス
s	: ずれ止めの橋軸方向の配置間隔
t	: コンクリートスラブの厚さあるいは要素の厚さ
u, v, w	: X、Y、Z方向の変位
$u_{im}, v_{im}, w_{im}, \varphi_{im}$: i 節点における変位パラメーター
$\{u\}$: 変位ベクトル
$\{u\}_m$: 変位パラメーターベクトル
X	: 外力ベクトル
y	: コンクリートスラブおよび鋼桁要素の重心軸間の距離
y_u, y_ℓ	: 鋼桁重心軸から上下フランジまでの距離
z_s, z_c	: 曲線合成桁の鋼桁上フランジおよびコンクリートスラブの重心軸から接合面までの距離
α	: 曲線合成桁の中心角
β	: 第2章では z/ℓ 第3章では y/B 第6章では x/b
γ	: コンクリートスラブと鋼桁の断面積比
$\Delta_s, \Delta_r, \Delta_\theta$: コンクリートスラブと鋼桁の接合面のずれ
Δ_s^e	: 弾性成分のずれ
Δ_s^p	: 塑性成分のずれ
$\{\Delta_s^p\}$: ずれ止め要素の塑性ずれベクトル
δU	: 内部仮想仕事
δU_b	: はり要素の内部仮想仕事
δU_c	: コンクリートスラブ要素の内部仮想仕事
δU_c^*	: コンクリートスラブ要素のひび割れ発生による低減内部仮想仕事
δU_{curve}	: 曲線帯板要素の内部仮想仕事
δU_r	: 鉄筋要素の内部仮想仕事
δU_s	: 鋼桁要素の内部仮想仕事

δU_{sc}	: ずれ止め要素の内部仮想仕事
ϵ	: ひずみ
ϵ_{ij}	: ひずみテンソル
$\epsilon_{p^u}^u, \epsilon_{p^l}^l$: はり要素上下塑性領域内の塑性ひずみ
ϵ_z^e	: 弾性成分のひずみ
ϵ_z^p	: 塑性成分のひずみ
ϵ_z^T	: 全ひずみ
$\{\epsilon\}$: ひずみベクトル
$\{\epsilon_p\}$: はり要素の塑性ひずみベクトル
$\{\epsilon_p^r\}$: 鉄筋要素の塑性ひずみベクトル
θ	: 帯板要素の橋軸方向回りの回転角
λ	: 有効幅
μ	: コンクリートスラブと鋼桁の断面二次モーメント比
ν, ν_s, ν_c	: ポアソン比
σ, σ_z	: 応力
σ_{cu}	: コンクリートの圧縮強度
σ_{ct}	: コンクリートの引張り強さ
σ_{design}	: 鋼材の許容応力
σ_{ij}	: 応力テンソル
(σ_x)	: コンクリートスラブに分布する橋軸方向応力
$(\sigma_x)_{slab}$: 接合面位置におけるコンクリートスラブの橋軸方向応力
$(\sigma_x)_{girder}$: 接合面位置における鋼桁上面のひずみをコンクリートスラブの応力に換算した値
σ_y	: 鋼材の降伏応力
$\{\sigma\}$: 応力ベクトル
ϕ	: 曲線帯板要素の傾き角
ψ	: 第5章では曲率 第6章では曲線帯板要素の橋軸方向回りの回転角

APPENDIX

BIBLIOGRAPHY ON COMPOSITE STEEL—CONCRETE
CONSTRUCTION

はじめに

合成構造に関する本文献目録は、著者が収集した文献データをもとに作成されている。文献目録は Author List、Key Word List および Source List から構成されている。

Author List、Key Word List にはそれぞれに該当する文献の番号が示されており、それにより必要な文献を Source List により調べることができる。なお、Key Word List は主に文献の題目より抜き出された単語、熟語より構成されている。また、Source List に示された文献データには著者名、題名、出版事項が示されている。

なお、本文献目録は名古屋大学工学部梶田建夫助教授作成の文献検索プログラムを使用して作成されたことを記し、謝意を表します。

AUTHORS 1957

A

ABDEL-SAYED, G.	1																		
ABE, H.	2	316																	
ADAMS, R.G.	374																		
ADEKOLA, A.O.	3	4	5	6															
AFISHER, J.W.	96																		
AKAO, S.	192																		
ALLISON, R.W.	7																		
AMER, H.W.	440																		
AMIN, H.R.	241																		
ANDREWS, E.S.	8																		
ANSOURIAN, P.	9	10	11																
APPLETON, J.H.	418																		
ARAKAWA, S.	29																		
ARIZUMI, Y.	12	13	14	15	16	17	18	167	168	169									
	170	171	172	173	174														
ARMSTRONG, W.L.	19																		
ARNDT, A.P.	360																		
ASCE COMMITTEE	20																		
ASCHEBERG, H.	21																		
ATKINSON, A.	22																		
AU, T.	429																		

B

BADOUX, J.C.	23	24	25																
BAES, L.	26	27																	
BALAKRISHNAN, S.	67																		
BALDWIN, J.W.	28	29	101	294															
BALSILLE, G.D.	30																		
BANERJEE, H.K.	286																		
BANNISTER, A.	308																		
BARD, J.	261																		
BARNARD, P.R.	31	32	33	34															
BARSOUM, R.S.	35																		
BASLER, K.	248																		
BASU, A.K.	36	37	38																
BATCHELOR, B. D.	39																		
BATHO, C.	40																		
BEADLE, C.W.	41																		
BEAUCHAMP, J.C.	110																		
BECK, H.	42																		
BEEDLE, L.S.	43																		
BELFORD, D.	44																		
BELL, L.C.	185																		
BERGIER, P.	54																		
BERTO, V.V.	45																		
BERWANGER, C.	46																		
BESCHKINE, L.	47																		
BEUKEL, A. VAN DEN	48																		
BIRKMAIER, M.	49																		

BLASZKOWIAK, ST.	50	
BO, G.M.	51	
BONAKDARPOUR, B	185	
BONDALE, D.S.	52	53
BONGARD, J.	54	
BOTZLER, P.W.	55	
BRIDGE, R.Q.	56	
BRYSON, J.O.	57	
BUCKBY, R.J.	231	
BUERDON, P.	394	
BURKHARDT, P.	24	
BURR, W.H.	58	
BUTTRY, K.E.	59	

C

CAMPUS, F.	60					
CANIBOURNAC, L.	61					
CASSEL, A.C.	62					
CASSILLAS, J.G.DE L.	63					
CAUGHEY, R.A.	64	65				
CAZET, P.	66					
CHANG, H.D.	274					
CHAPMAN, J.C.	62	67	68	69	312	452 453
CHEN, W.F.	70					
CHEUNG, M.S.	110					
CHIKUSE, A.	14					
CHIN, J.	71					
CHU, H.F.	111					
CHU, K.H.	72					
CHUNG, H.W.	73					
CHUNG, T.Y.	73					
CIOLINA, F.	74					
CLARK, P.J.	53					
CLARKE, J.L.	75	76				
CLIFTON, R.J.	429					
CLIMENHAGA, J.J.	77	78	79	80	81	
COLVILLE, J.	55	82				
CORLEY, W.G.	83	84	179			
CORRADO, J.A.	85					
COSTON, R.	87					
CRAN, J.A.	22	86				
CRISINEL, M.	25					
CSAGOLY, P.	39	269				
CULVER, C.	87	88				
CULVER, C.G.	295	296				
CUSENS, A.R.	382					

D

DABROWSKI, R.	89	
DADDI, Z.	51	
DAI, P.K.	90	91
DALLAIRE, E.E.	92	

DALLAM, L.N.	93	94										
DALLARD, N.J.	239											
DALLY, J.W.	41											
DANIELS, J.H.	95	96	97	98	99	100	118	119	131	141		
	351											
DAS, S.C.	101											
DAVID, R.	102											
DAVIDSON, J.H.	103											
DAVIES, C.	104	105										
DE KALBERMATTEN, G.	106											
DE MIRANIA, F.	108											
DEHOUSE, N.H.	155											
DELAMETER, R.S.	107											
DELEN, K.V.	216											
DESAI, R.K.	109											
DILGER, W.	110											
DOBROUSZKES, A.	112											
DONOGHUE, C.M.	113											
DOOLEY, C.T.	211											
DOWLING, P.J.	111	302	303	304	426	428						
DRISCOLL, G.C.	114	242	373	375								
DRISCOLL, G.D. JR.	88											
DUBAS, P.	115	116	117									
DUPLESSIS, D.P.	118	119										

E

EDWARDS, L.S.	133											
EKBERG, C.E.	120	121										
EKBERG, C.E., JR.	326											
EMANUEL, J.H.	122											
EMOTO, I.	438											
ERRERA, S.J.	123	159										
ESSLINGER, M.	124											
EVANS, R.H.	125	126										
EYRE, D.G.	410											

F

FALTUS, F.	127											
FAN, H.M.	189											
FAUCHART, J.	128											
FINLINSON, J.C.H.	212											
FISHER, J.W.	95	97	98	99	129	130	131	132	322	364		
	376	377	378	449								
	133											
FLINT, A.R.	256											
FOERSTER, W.	413	421										
FOUNTAIN, R.S.	134											
FRITZ, B.	135											
FRODIN, J.G.	136	137										
FROHLICH, H.	138											
FUCHS, D.	139	140										
FURLONG, R.W.												

9

GALAMBOS, T.V.	310	402								
GARCIA, I.	141									
GARDNER, M.J.	142	143	144							
GHALI, A.	110									
GILLESPIE, P.	145	270								
GIRIYAPPA, J.	146									
GOBLE, G.G.	147	148								
GODER, W.	244									
GODFREG, G.B.	149									
GOGOI, S.	150									
GONSIOR, M.J.	299									
GRAF, O.	151	152								
GRANHOLM, H.	153									
GREENWOOD, R.D.	216									
GRUENING, G.	154									
GUIAUX, P.	155									
GUSTAFSON, W.C.	156									
GUYLON, J.	158									
GUYON, Y.	157									

#

HAINES, D.W.	159									
HALLAM, M.W.	160									
HAMADA, S.	12	13	14	15	16	17	18	161	162	163
	164	165	166	167	168	169	170	171	172	173
	174	359								
	175									
HANSEL, J.	176									
HANSELL, W.C.	177									
HANSON, R.E.	310									
HARMON, T.	94									
HARPSTER, J.L.	178									
HASSE, G.	116									
HAURI, H.	83	84	179	180	181	182	338			
HAWKINS, N.M.	257									
HAYS, C.O.	183	184								
HEILIG, R.	185	186	187	188	189	190	191	254	255	321
HEINS, C.P.	332									
HENDRY, A.W.	28									
HENRY, J.R.	193									
HERTIG, P.	42									
HEUNISCH, M.	39									
HEWITT, B.E.	212									
HEYMAN, J.	37									
HILL, W.F.	192									
HIRAGI, H.	194									
HIRANO, M.	195									
HIRSCHFELD, K.	196									
HIRST, M.J.S.	197									
HO, Y.S.	198									
HOISCHEN, A.	199									
HOLLOWAY, R.T.										

HOLTZ, N.M.	200		
HOMBERG, H.	201		
HOPE-GILL, M.	202	223	227
HORNE, M.R.	325		
HOSAIN, M.U.	203		
HRABOK, M.M.	203		
HUANG, L.Y.	204		

7

IDEMITSU, T.	438		
IKEDA, S.	205		
ISHIKAWA, T.	194		
ISHIZAKI, S.	277		
IYENGAR, S.H.	206		

9

JACOBSON, E.R.	142									
JAEGER, K.	207									
JANSS, J.	112	208	209	210						
JOHNSON, H.J.	211									
JOHNSON, R.P.	33	78	79	80	81	202	212	213	214	215
	216	217	218	219	220	221	222	223	224	225
	226	227	228	229	230	231				
	232	287								
JOHNSTON, S.B.	234									
JONES, B.T.	234									
JONES, L.L.	233									
JONES, R.	235									

K

KAJIKAWA, Y.	273	275		
KAJITA, T.	12	13	14	15
KALEY, D.J.	436			
KANATANI, H.	236			
KATO, B.	236	435		
KATO, C.	352			
KAVANAUGH, T.C.	237			
KEMP, A.R.	213			
KENNEDY, J.B.	238			
KERENSKY, O.A.	239			
KHACHATURIAN, N.	63			
KHAN, F.R.	240			
KHAN, F.R.	241			
KIM, S.W.	129			
KING, D.C.	242			
KIRKHAM, R.H.H.	40			
KLOPPEL, K.	243			
KLOPPEL, VON K.	244			

KNOWLES, R.B.	245	246	247		
KOLLBRUNNER, C.F.	248				
KOMATU, S.	249	250			
KONDO, K.	388				
KONG, F.	446				
KONG, F.K.	125				
KONISHI, I.	250				
KONYALIAN, R.	310				
KREIGH, J.D.	251	252			
KROLL, G.D.	99	253			
KULAK, G.L.	200				
KUO, J.T.C.	187	188	254	255	
KUPFER, H.	256				
KURITA, A.	192				

L

L'HERMITE, R.	267				
LACHANCE, L.	257	258			
LAMBERT, J.C.	210				
LANG, K.W.	259				
LANGDON, J.A.	19				
LAPSINS, V.	260				
LAREDO, M.	261				
LARNACH, W.J.	262				
LASH, S.D.	40				
LEE, J.A.N.	263				
LEE, W.H.	191				
LELUAU, C.	270				
LEMBECK, H.G., JR.	264				
LEONHARDT, F.	265				
LESLIE, R.C.	145				
LEW, H.S.	266				
LEWIS, D.B.	122				
LIM, L.C.	338				
LIM, L.C.	301				
LIM, P.T.K.	268				
LINK, H.	27				
LIPSKI, A.	269				
LONG, A.E.	103	163	164	165	
LONGWORTH, J.					

M

MACKAY, H.M.	270	271			
MACKAY, S.	272				
MAEDA, Y.	273	274	275	276	277
MAIER-LEIBNITZ	279				278
MAINS, R.M.	280				
MAINSTONE, R.J.	281	282			
MAINZ, B.	283				
MAITY, S.C.	284				
MANNING, R.C.	285				
MARSHALL, W.T.	286				
MASSONNET, C.	112				

MATHEY, R.G.	57				
MATLOCK, H.	395				
MATSUI, S.	276				
MATTOCK, A.H.	232	287	288		
MAY, I.M.	226	228	289		
MCDERMOTT, J.F.	290	291	292		
MCGARRAUGH, J.B.	294				
MCKAY, C.	293				
MCMACKIN, P.J.	132				
MCMANUS, P.F.	295	296			
MELE, M.	108				
MENZEIS, J.B.	297				
MENZIES, J.B.	281	298			
MEYERHOF, G.G.	102				
MIKLOFSKY, H.A.	299				
MINGARD, M.	23				
MIYOSHI, E.	192				
MIYOSHI, H.	352				
MOFFATT, K.R.	300	301	302	303	304
MORI, A.	205				
MORISHITA, Y.	305	306	307	404	406 407
MORLEY, C.T.	76				
MOUSTAFA, S.E.	45				
MUNSE, W.H.	365				
MURATA, J.	309				

N

NAGSHINEH, F.	308				
NAGO, K.	173				
NAKA, T.	309	435			
NAKAGAWA, K.	162				
NAKAI, H.	389				
NAKAMOTO, J.	391				
NALL, M.	310				
NARASIMHAN, R.K.	284				
NARUOKA, M.	161	162	359	434	
NASIR, G.A.	295				
NELSON, H.M.	286				
NEMAT-NASSER, S.	259				
NEOGI, P.K.	311	312			
NEWMARK, N.M.	314	315	371	418	
NICHOLAS, R.J.	313				
NISHIKI, T.	316				

O

OHASHI, M.	250				
OHMACH, T.	205				
OKUMURA, T.	317	318	319	320	
OLEINIK, J.C.	321				
OLLGAARD, J.	322				
OSHIRO, T.	16	17	18		
OZAKA, Y.	316				

P

PAPASOZOSMENOS, A.G.	393					
PARAMASIVAN, V.	416					
PARK, R.	245	246	262	323		
PERRY, E.S.	324					
PINJARKAR, S.G.	72					
PITTS, C.P.	159					
PLUM, D.R.	325	393				
PORTER, M.L.	121	326				
PROCTOR, A.N.	327					
PROCTOR, A.N.	328					
PUNJAI, B.A.	109					

R

RADHAKRISHNAN, R.	416					
RAO, S.N.	329	330				
RAWLES, R.H.	331					
REDDY, V.M.	332					
REILLY, R.J.	197					
REIMERS, K.	21					
RICHARD, R.M.	251	252				
RILEY, W.F.	41					
RIVERA, U.	333					
RIZK, A.A.	235					
ROBINSON, H.	334	335	336	337		
RODERICK, J.W.	10	338	339	340	341	342
ROGERS, D.F.	340					
ROIK, K.	343					
ROLL, F.	344					
ROS, H.	345	346				
ROSHARDT, W.	347					
RUSSELL, W.A.	348					
RYSER, R.	106					

S

SAKINO, K.	349	403	405			
SALANI, H.J.	350					
SARNES, F.C.	351					
SASAKI, T.	249					
SATO, M.	317	318	319	320	352	353 411
SATTLER, K.	354	355	356	357	358	
SAWANO, K.	359					
SCALZI, J.B.	360					
SCHILLING, C.G.	361					
SCHMALZ, P.	24					
SCHUSTER, R.M.	120	362				

SCOTT, W.B.	437									
SEABURG, P.A.	363									
SEEK, W.G.	364									
SELBY, K.A.	365									
SEN, H.K.	312	366	367							
SEN, S.K.	368									
SEVERN, R.T.	369									
SFINTESCO, D.	128									
SHAH, K.N.	417									
SISS, C.P.	63	90	91	314	315	370	371	418	419	421
SIMS, J.R.	350									
SINCLAIR, G.M.	372									
SLUTTER, R.G.	114	129	131	132	242	322	333	364	373	374
	375	376	377	378	379	380	381	449	450	
	382									
SMITH, D.W.	382									
SOLOMON, S.K.	38									
SOMERVILLE, W.	62									
SPARKS, S.R.	383									
SPILLERS, W.R.	365									
STALLMEYER, J.E.	135									
STARK, J.W.B.	384									
STEVENS, R.F.	385	386								
STUESSI, F.	387									
SURTEES, J.O.	434									
SWANO, K.	28									
SWEENEY, G.M.										

7

TACHIBANA, Y.	388	389	390							
TAGAWA, K.	391									
TARICS, A.G.	392									
TAYLOR, R.	135	393	394							
TAYLOR, T.P.	395									
TERASZKIEWICZ, J.S.	69	396	397	398						
THELEN, A.B.	399	442								
THIRUVENGADAM, T.R.	91									
THUERLMANN, B.	401									
THURLIMANN, B.	400									
TIDE, R.H.	402									
TOMII, M.	305	306	307	349	403	404	405	406	407	
TOPRAC, A.A.	408	409	410							
TORDOFF, D.	387									
TSUJI, Y.	411									
TUMMINELLI, S.C.	412									
TUNG, D.H.H.	413	414								

U

UGAI, M.	192									
UPPAL, A.S.	337									

V

VAN DALEN, K.	213	415								
VARGHESE, P.C.	416									
VERGUN, D.K.	417									
VIEST, I.M.	176	314	371	418	419	420	421	422	423	424
VINCENT, G.S.	425									
VIRDI, K.S.	111	426	427	428						
VITOLS, V.	429									
VOELLMY, A.	430	431	432							
VONG, F.K.C.	433									

W

WAKABAYASHI, M.	309	435								
WAKABAYASHI, T.	359	434								
WANG, P.C.	436									
WARD, F.G.	437									
WATANABE, A.	438									
WATANABE, Y.	439									
WEGMULLER, A.W.	440	441								
WEILER, J.J.	442									
WEILER, T.J.	399									
WHITE, A.D.	126									
WHITTIER, C.C.	443									
WIKER, R.L.	399									
WILLMINGTON, R.T.	220	221								
WOLFF, H.J.	283									
WONG, F.K.C.	272	444	445	446						
WOOD, R.H.	233									
WOYWOOD, E.	447									
WRIGHT, R.N.	156									
WRYCZA, W.	448									
WU, Y.C.	449	450								
WUERZBURG, J.C.	451									

Y

YAM, L.C.P.	452	453								
YAMAGUCHI, T.	205									
YAMAMOTO, M.	454	455	456							
YEN, B.T.	85									
YEO, M.F.	196									

YOSHIMURA, K.
YPEIJ, E.

305 306 404 406 407
457

3

ZARZECZNY, P.J.
ZILS, J.J.
ZOLLMAN, C.C.
ZUK, W.

88
206
458
459

KEYWORDS 1957

A

AASHO	421									
ABUTMENT	122									
ACTION	253	260	415							
ALPHA SECTION	432									
ALPHA SYSTEM	345									
ANALYSIS	9	10	14	15	49	70	156	196	203	241
	301	318	320	325	395	429				
ANCHOR	132									
APPLICATION	278									
APPROXIMATE METHOD	82	174	249							
AXIAL FORCE	307	405								
AXIAL LOAD	246	439								

B

BEAM	1	3	4	5	6	7	10	14	15	29
	31	40	48	57	64	87	88	101	103	105
	113	118	123	125	135	140	164	167	168	169
	170	171	172	173	174	178	187	194	196	198
	201	207	214	218	219	224	225	226	228	229
	234	247	255	259	260	275	280	284	296	314
	317	318	320	353	373	375	376	383	395	412
	429	430	431	433	454					
BEAM ELEMENT	167	168	169	170	395					
BEAM-TO-COLUMN	119	253								
BEHAVIOR	29	33	56	59	62	68	95	141	142	146
	160	182	194	197	235	255	262	274	277	287
	297	300	308	350	435	441				
BENDING BEHAVIOR	171	361								
BENDING THEORY	454	456								
BIAXIAL BENDING	111	426	427							
BIAXIAL LOAD	258									
BOND	57	207	251	252	267	305	306	307	406	407
BOX GIRDER	16	17	18	19	72	85	89	185	186	191
	197	232	237	250	287	288	300	301	302	304
	321	387	413	414	455					
BOX-TYPE	240									
BRACED FRAME	34	112	223	309	342					
BRIDGE	21	23	30	39	46	49	55	66	74	81
	100	102	108	110	116	117	122	149	156	157
	176	230	231	254	269	315	370	419	421	440
	441	447	459							
BS 5400	230	231								
BUCKLING	164	259								
BUILDING	24	25	35	44	62	88	100	105	204	211
	219	225	241	247	261	360	373	392	444	457

e

CALCULATION	250									
CARRYING CAPACITY	244	340	430							
CASTELLATED BEAM	146	211	262							
CELLULAR FLOOR	92	234								
CHANNEL SHEAR CONNECTOR	93	371	418	419						
CHECKERED PLATE	150	152	209	260	352	408				
CIRCULAR TUBE	305	406								
COLD-FORMED STEEL	1	25	121	326						
COLLAPSE	31									
COLUMN	36	37	45	52	56	58	70	99	111	112
	139	140	143	144	155	179	208	225	235	236
	240	245	246	247	261	289	305	306	307	311
	312	340	349	366	367	404	405	406	407	426
	427	428								
COMBINED ACTION	285									
COMBINED LOADING	132									
COMPACT BEAM	221									
COMPLETE	301									
COMPRESSION	161	350	427							
COMPRESSIVE FLANGE	47									
COMPUTATION	36	37								
CONCENTRIC LOADING	404									
CONCRETE BEAM	139									
CONCRETE ENCASED STEEL COLUMN	36	37	58	235	261	308	327	339	384	439
CONCRETE ENCASED STEEL FRAME	435									
CONCRETE FILLED STEEL TUBE	38	45	70	139	140	142	143	144	155	208
	209	236	239	244	245	246	305	306	307	311
	312	348	350	352	366	367	403	404	405	406
	407									
CONCRETE SLAB	436									
CONNECTION	11	112	119	193						
CONTINUOUS BEAM	33	50	55	79	95	97	98	131	163	165
	167	169	170	202	210	213	220	220	227	238
	269	273	323	325	343	388	389	390	415	449
	450	453								
CORRUGATED METAL DECK	78									
CP 117	282	298								
CRACK	7	14	15	440	441					
CREEP	175	178	344							
CROSS SECTION	178									
CURVED BEAM	82	321								
CURVED GIRDER	16	17	18	19	72	89	185	186	191	197
	295	413	414							
CYCLIC LOADING	438									
CYCLIC SHEARING FORCE	307									
CZECHOSLOVAKIA	127									

D

DATA	162									
DECK	23	25	54	106	238	293	331	351	388	389
	447									
DECK SLAB	39									
DEEP HAUNCH	222	224	393	394						

DEFLECTION	135	174								
DEFORMATION	275									
DESIGN	22	38	43	86	111	113	114	115	117	130
	140	144	157	212	214	215	222	224	226	228
	237	241	244	246	250	264	288	316	327	373
	376									
DIAPHRAGM	321									
DIFFERENTIAL EQUATION	153	314								
DIRECT LOADING	40									
DUCT-BEAM SYSTEM	417									
DUTCH	457									
DYNAMIC	19	432								
DYNAMIC LOAD	324									

E

ECCENTRIC LOAD	155	312								
ECONOMICS	22									
EFFECTIVE WIDTH	4	12	13	47	141	189	263	272	332	369
	390	456								
ELASTIC	184	318								
ELASTIC ANALYSIS	412									
ELASTIC THEORY	8	153	314	386						
ELASTIC-PLASTIC	10	14	15	440	441					
ELASTO-PLASTIC	435									
ENCASED BEAM	215									
ENCASED STEEL BEAM	40	270								
ENCASED STEEL FLOOR	443									
END MOMENT	118									
EPOXY RESIN	109	193	251	252	299					
EXPANSION	391	411								
EXPANSIVE CEMENT	45									
EXPERIMENTAL DESIGN	107									
EXTENDED WEB	368									
EXTENSIBILITY	125									

F

FAILURE LOAD	36	37								
FAILURE TEST	85									
FATIGUE	162	172	371							
FATIGUE BEHAVIOR	75	95	98	173	275					
FATIGUE LOADING	450									
FATIGUE STRENGTH	81	160	161	242	273	281	282	298	359	372
	377	378	401	409						
FATIGUE TEST	347	365	434							
FIELD TEST	191									
FINITE DIFFERENCE EQUATION	386									
FINITE DIFFERENCE METHOD	90	91								
FINITE ELEMENT ANALYSIS	395									
FINITE ELEMENT METHOD	9	14	15	167	168	169	170	196	274	301
	318	412								
FINITE LAYER METHOD	440	441								
FINITE PRISM METHOD	12	13								

FINITE STRIP METHOD	12	13	16	17	18					
FLANGE THICKNESS	69	148	417							
FLEXIBLE CONNECTOR	40	76	265	279	285					
FLEXURAL STRENGTH	375	416								
FLEXURAL TEST	382									
FLOOR	292	315	320	443	446					
FLOOR SLAB	3									
FLOOR SYSTEM	9	34	120	206						
FRAME	44	112	178	225	241	309	444			
FRANCE	128									
FRICTION	42									
FULL SACLE	121									
FULL SCALE	177	418								
FULL SHEAR CONNECTION	135									
FULLY ENCASED CASTELLATED BEAM	62	444								
FULLY ENCASED STEEL BEAM	43	57	65	83	84	179	180	213	284	308
	328	416	445							

9

GIRDER	137	166	277	303						
GRILLAGE GIRDER	249									
GROOVED FLANGE	150	152	209	260	408					

#

H-SECTION	439									
H-SHAPE BEAM	411									
HALF SCALE	104									
HAUNCH	69	101	145							
HI-BOND	363									
HIGH STRENGTH BOLT	42	94	127	200	286	316	356	357		
HIGH STRENGTH STEEL	115									
HIGH-RISE BUILDING	261									
HOLLOW	293									
HORIZONTAL SHEAR RESISTANCE	433									
HYBRID BEAM	51									
HYBRID GIRDER	361									
HYSTERETIC BEHAVIOR	349									

9

I-BEAM	145	190	270	271	279	370	419			
INCOMPLETE	167									
INCOMPLETE INTERACTION	12	13	14	15	16	168	169	170	198	201
	249	300	301	302	304	314	454	455	456	
INDETERMINATE	178									
INELASTIC ANALYSIS	28	90	91	449	452	453				
INITIAL BENDING STRESS	430									
INTERACTION	3	122	167	319						

INTERCHANGE	53	239							
INVERTED T-BEAM	107	290	291	408	410				
ISOPARAMETRIC ELEMENT	196								

Q

JAPANESE NATIONAL RAILWAYS	316								
JOINT	99	253							

L

LATERAL LOAD DISTRIBUTION	232								
LATERAL SYSTEM	320								
LIGHTWEIGHT CONCRETE	23	24	59	71	93	129	161	209	294
LIMIT STATE DESIGN	308	322	333	338	339	363	364	380	381
LOAD FACTOR DESIGN	133								457
LOAD-DEFLECTION	176	190	425						
LOCAL BUCKLING	29								
LONGITUDINAL BENDING BEHAVIOR	77	79	80						
LONGITUDINAL SHEAR STRENGTH	302	304							
	218								

M

M.R METHOD	413								
MEASUREMENT	110								
METAL DECK	78	130							
METHOD	343								
MICROCRACKING	125								
MOMENT	179								
MOMENT-ROTATION CURVE	80								
MORTAR	350								
MULTI-GIRDER	319								
MULTICELL	185								
MULTIGIRDER	353								

N

NEGATIVE BENDING	103	141	164	172	194				
NEGATIVE MOMENT	351								
NON-PRESTRESS	390								
NONLINEAR	257								
NONLINEAR RESPONSE	440								
NORMAL WEIGHT CONCRETE	59	93							

O

OCTAGONAL TUBE	306	407								
OPEN-WEB	22	113								
OPEN-WEB BEAM	211									
OPEN-WEB JOIST	86	264	310	330	368					
OPEN-WEB JOISTS	402	436								
OPTIMUM DESIGN	387									
ORTHOTROPIC	5									
ORTHOTROPIC PLATE	429									
OVERLOAD	441									

P

PARTIAL COMPOSITE BEAM	171	173	174	194						
PARTIAL INTERACTION	6	226	228	325						
PARTIAL SHEAR CONNECTION	135									
PARTIALLY CONCRETE-ENCASED BEAM	180									
PHYSICAL PROPERTIES	299									
PIPE	143	144	352							
PLASTIC	33	318								
PLASTIC DESIGN	212									
PLASTIC ROTATION	284									
PLATE	41	63	75	76	128	132	207	229	247	267
	268	273	278	324	347	365	434			
PLATE CLAD BUILDING	44	360								
POST-TENSION	331									
PRACTICE	357									
PRECAST	21	42	54	106	108	115	116	117	199	286
	358									
PREFABRICATED BRIDGE	290	291								
PREFLEXED BEAM	27	51	126	159	313	458				
PRESTRESS	50	51	73	108	115	117	125	126	157	238
	331	343	351	388	389	447				
PROPERTIES	188									
PUNCHING SHEAR	290									
PUSH-OFF TEST	399	442								
PUSHOUT TEST	71	93	129	281						

R

RAILWAY	2									
RECTANGULAR COLUMN	38									
RECTANGULAR MODEL	85									
RECTANGULAR TUBE	155									
REINFORCED CONCRETE	65	267	309							
REINFORCED CONCRETE BEAM	63									
REINFORCED CONCRETE CONSTRUCTION	8									
REINFORCEMENT	3	83	84	98	100	104	131	213	218	219
	220	323	338							
REINFORCING BAR	174									

STRINGER	28									
STUB-GIRDER	203									
STUD CONNECTOR	2	59	63	67	68	71	75	87	93	104
	147	177	181	182	192	205	216	242	273	275
	281	282	294	298	318	322	338	347	359	365
	372	377	378	396	398	400	401	409	420	424
	434	442								
STUD(0.5 INCH)	242	442								
STUD(0.625 INCH)	399									
STUD(0.75 INCH)	372	399	409	442						
STUD(19 MM)	359									
SUPPORT	415									
SURFACE CONDITION	57									
SUSTAINED LOADING	40									
SWISS	115	117								

7

T-BEAM	30	47	251	252	262	323	369	371	418	420
	456									
TEE-BEAM	263	272								
TEMPERATURE	195									
TEMPERATURE LOAD	204									
TENSILE	434									
TENTATIVE CRITERIA	425									
TEST	2	18	19	27	32	55	67	82	84	85
	86	87	88	94	104	109	112	118	121	123
	129	155	159	161	162	172	173	177	187	192
	194	202	205	208	210	236	242	279	280	286
	290	292	305	306	307	310	327	329	333	335
	364	371	373	374	379	380	381	388	389	390
	391	394	396	399	404	405	406	407	418	423
	424	430	431	438	443	446	447			
THEORY	52	137	183	184	243	249	355	357	385	419
	429									
THERMAL BEHAVIOR	459									
THERMAL STRESS	46	122								
THIN-WALLED GIRDER	89									
THREE SPAN	202	389								
TORSION	82	187	188	248	250	254	255	295	296	321
	413	455								
TOWER	206									
TRAFFIC LOAD	397									
TREATMENT	162									
TRIAXIAL EFFECT	366									
TRUSS	206									
TUBE	244									
TUBULAR	44	204	240	241	348	392				

U

ULTIMATE LOAD	189									
ULTIMATE STRENGTH	32	39	77	79	80	96	133	163	165	176
	213	215	220	221	258	266	323	332	375	385
	419	425	426							
UNBRACED FRAME	99	118	119							
UNBRACED LENGTH	166									
UNIFIED DESIGN METHOD	428									

V

VARIABLE LOAD POSITION	96									
VERTICAL SHEAR STRENGTH	220	221								
VIADUCT	54									
VIBRATION	259									

W

WALL	360									
WALL-COLUMN	35	158	345							
WELD	143									
WELDING BOLT	347									
WIDE FLANGE	29									

Y

YIELD STRENGTH	147									
YIELD-LINE ANALYSIS	233									

SOURCE LIST

- 1 ABDEL-SAYED, G.
COMPOSITE COLD-FORMED STEEL-CONCRETE BEAMS.
PROC. ASCE, VOL. 108, NO. ST11, PP.2609-2622, 1982.
- 2 ABE, H.
EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF SHEAR CONNECTORS FOR
RAILWAY COMPOSITE BRIDGES.
RESEARCH REPORT OF JAPANESE NATIONAL RAILWAYS,
NO. 961, PP.1-222, 1975.
- 3 ADEKOLA, A.O.
INTERACTION BETWEEN STEEL BEAMS AND A CONCRETE FLOOR SLAB.
THIS IS SUBMITTED TO THE IMPERIAL COLLEGE OF SCIENCE AND
TECHNOLOGY, UNIVERSITY OF LONDON, IN 1959, IN PARTIAL
FULFILLMENT OF THE REQUIREMENTS FOR DEGREE OF DOCTOR
OF PHILOSOPHY.
- 4 ADEKOLA, A.O.
EFFECTIVE WIDTHS OF COMPOSITE BEAMS OF STEEL AND CONCRETE.
THE STRUCTURAL ENGINEER, VOL.46, NO. 9, PP.285-289, 1968.
- 5 ADEKOLA, A.O.
ON SHEAR LAG EFFECTS IN ORTHOTROPIC COMPOSITE BEAMS.
INT. J. SOLIDS STRUCT. VOL.10, PP.735-754, 1974.
- 6 ADEKOLA, A.O.
THE DEPENDENCE OF SHEAR LAG ON PARTIAL INTERACTION IN
COMPOSITE BEAMS.
INT. J. SOLIDS STRUCT. VOL.10, PP.389-400, 1974.
- 7 ALLISON, R.W.
CRACKING IN STEEL-CONCRETE COMPOSITE BEAMS.
PROGRESS REPORT NO. 3, ENGINEERING REPT., UNIVERSITY OF
WARWICK, JUNE, 1976.
- 8 ANDREWS, E.S.
ELEMENTARY PRINCIPLES OF REINFORCED CONCRETE CONSTRUCTION.
SCOTT, GREENWOOD AND SONS (ENGLAND), 1912.
- 9 ANSOURIAN, P.
AN APPLICATION OF THE METHOD OF FINITE ELEMENTS OF THE
ANALYSIS OF COMPOSITE FLOOR SYSTEMS.
PROC. ICE, PART 2, VOL. 59, PP.699-726, 1975.
- 10 ANSOURIAN, P./RODERICK, J.W.
ANALYSIS OF COMPOSITE BEAMS.
PROC. ASCE, VOL. 104, NO. ST 9, 1977, PP.1631-1645.
- 11 ANSOURIAN, P.
RIGID-FRAME CONNECTIONS IN COMPOSITE STRUCTURES.
CIVIL ENGINEERING TRANSACTIONS, PP.85-91, 1980.
- 12 ARIZUMI, Y./HAMADA, S./KAJITA, T.
EFFECTIVE WIDTH OF COMPOSITE BEAMS WITH INCOMPLETE
INTERACTION.
PROC. JSCE, NO.273, PP.23-33, 1978. (IN JAPANESE)
- 13 ARIZUMI, Y./HAMADA, S./KAJITA, T.
EFFECTIVE WIDTH OF COMPOSITE BEAMS WITH INCOMPLETE
INTERACTION.
TRANSACTION OF JSCE, VOL.10, PP.34-35, 1978.
- 14 ARIZUMI, Y./CHIKUSE, A./HAMADA, S./KAJITA, T.
ELASTIC-PLASTIC ANALYSIS OF COMPOSITE BEAMS WITH INCOMPLETE
INTERACTION BY THE FINITE ELEMENT METHOD.
BULLETEN OF THE FACULTY OF ENGINEERING, UNIVERSITY
OF THE RYUKYUS, NO.20, PP.69-88, 1980. (IN JAPANESE)
- 15 ARIZUMI, Y./HAMADA, S./KAJITA, T.
ELASTIC-PLASTIC ANALYSIS OF COMPOSITE BEAMS WITH INCOMPLETE
INTERACTION BY FINITE ELEMENT METHOD.
COMPUTERS & STRUCTURES, VOL. 14, NO. 4-5, PP.453-462, 1981.
- 16 ARIZUMI, Y./HAMADA, S./OSHIRO, T.
ANALYSIS OF CURVED COMPOSITE GIRDER BRIDGES WITH
INCOMPLETE INTERACTION BY THE FINITE STRIP METHOD.
BULLETIN OF THE FACULTY OF ENGINEERING, UNIVERSITY OF
THE RYUKYUS, NO.22, PP.43-57, 1982 (IN JAPANESE).
- 17 ARIZUMI, Y./HAMADA, S./OSHIRO, T.
FINITE STRIP ANALYSIS OF CURVED COMPOSITE GIRDERS
WITH INCOMPLETE INTERACTION.
COMPUTERS & STRUCTURES, VOL. 15, NO. 6, PP.603-612, 1982.
- 18 ARIZUMI, Y./HAMADA, S./OSHIRO, T.
STATIC BEHAVIOR OF CURVED COMPOSITE BOX GIRDERS.
PROC. JSCE (TO BE PUBLISHED).
- 19 ARMSTRONG, W.L./LANGDON, J.A.
DYNAMIC TESTING OF A CURVED BOX BEAM BRIDGE.
FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION REPORT NO. RD-73-1,
WASHINGTON, D.C., FEBRUARY, 1973.
- 20 ASCE COMMITTEE
COMPOSITE STEEL-CONCRETE CONSTRUCTION.
PROC. ASCE, VOL. 100, NO. ST5, PP.1085-1139, 1974.
- 21 ASCHENBERG, H./REIMERS, K.
COMPOSITE BRIDGES WITHOUT MECHANICAL SHEAR CONNECTORS USED
IN CONSTRUCTION OF OVERPASSES OVER EXISTING FREEWAYS.
DER STAHLBAU, VOL.37, NO.7, JULY, PP.215-221, 1968 (IN GERMAN).
- 22 ATKINSON, A./CRAN, J.A.
THE DESIGN AND ECONOMICS OF COMPOSITE OPEN WEB STEEL JOISTS.
PROCEEDINGS OF THE 1972 CANADIAN STRUCTURAL ENGINEERING
CONFERENCE, CANADIAN STEEL INDUSTRIES CONSTRUCTION COUNCIL,
1972.
- 23 BADOUX, J.C./MINGARD, M.
COMPOSITE HIGHWAY BRIDGES WITH LIGHTWEIGHT CONCRETE DECK.
(IN GERMAN AND FRENCH), INSTITUT DE LA CONSTRUCTION
METALLIQUE, LAUSANNE, 1973.
- 24 BADOUX, J.C./BURKHARDT, P./SCHMALZ, P.
COMPOSITE GIRDERS FOR BUILDINGS.
(IN GERMAN AND FRENCH), INSTITUT DE LA CONSTRUCTION
METALLIQUE, LAUSANNE, 1973.

- 25 BADOUX, J.C./CRISINEL, M.
RECOMMENDATIONS FOR THE APPLICATION OF COLD-FORMED STEEL
DECKING FOR COMPOSITE SLABS IN BUILDINGS.
SCHWEIZERISCHE ZENTRALSTELLE FUR STAHLBAU, VOL.85, ZURICH,
1973(IN GERMAN OR FRENCH).
- 26 BAES, L.
POUTRELLES METALLIQUES ENROBEES.
L'OSSATURE METALLIQUE(BRUXELLES), VOL.2, NO.1, PP.1-16, 1933.
- 27 BAES, L./LIPSKI, A.
THE PREFLEX' BEAM. PRINCIPLES AND REPORTS COMPLETED
EXPERIMENTS.
COMMUNICATION NO.B.39, INTERNATIONAL CONGRESS OF PRESTRESSED
CONCRETE, GHENT, 1951(IN FRENCH).
- 28 BALDWIN, J.W./HENRY, J.R./SWEENEY, G.M.
STUDY OF COMPOSITE BRIDGE STRINGERS,PHASE 2.
UNIVERSITY OF MISSOURI,MAY,1965.
- 29 BALDWIN, J.W./ARAKAWA, S.
LOAD-DEFLECTION BEHAVIOR OF THE COMPOSITE BEAM COMPOSED OF
WIDE FLANGE STEEL BEAM AND CONCRETE SLAB.
PROC. JSCE, NO. 198, PP.115-128, 1972.
- 30 BALSILLE, G.D.
COMPOSITE TEE BEAM BRIDGES.
J. INST. MUNICIPAL & COUNTY ENGRS., VOL. 62, PP.1262-1272,
MAY, 1936.
- 31 BARNARD, P.R.
ON THE COLLAPSE OF COMPOSITE BEAMS.
PH.D. THESIS, UNIV. OF CAMBRIDGE, SEPTEMBER, 1963.
- 32 BARNARD, P.R.
SERIES OF TESTS ON SIMPLY SUPPORTED COMPOSITE BEAMS.
JOURNAL AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, VOL.62, NO.4,
APRIL,1965, PP.443-456.
- 33 BARNARD, P.R./JOHNSON, R.P.
PLASTIC BEHAVIOR OF CONTINUOUS COMPOSITE BEAMS.
PROCEEDINGS,THE INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS,
VOL.32,OCTOBER, 1965, PP.180-197.
- 34 BARNARD, P.R.
NEW DEVELOPMENTS IN COMPOSITE FLOOR SYSTEMS.
PROCEEDING-SYMPOSIUM ON COMPOSITE CONSTRUCTION,JUNE 2-4,1969,
C.E.RESEARCH REPORT NO.69,DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING,
QUEENS UNIVERSITY, KINGSTON, ONTARIO, OCTOBER, 1970.
- 35 BARSOUM, R.S.
THE STIFFENING EFFECT OF CLADDING ON MULTI-STORY BUILDINGS.
M.S. ESSAY, CORNELL UNIVERSITY, 1968.
- 36 BASU, A.K.
COMPUTATION OF FAILURE LOADS OF COMPOSITE COLUMNS.
PROCEEDINGS,THE INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERING, VOL.36,
MARCH, 1967, PP.557-578.

- 37 BASU, A.K./HILL, W.F.
MORE EXACT COMPUTATION OF FAILURE LOADS OF COMPOSITE COLUMNS.
PROCEEDINGS,THE INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS,
VOL.40,MAY,1968, PP.37-60.
- 38 BASU, A.K./SOMERVILLE, W.
DERIVATION OF FORMULAE FOR THE DESIGN OF RECTANGULAR
COMPOSITE COLUMNS.
PROCEEDINGS (SUPPLEMENT V),PAPER 7206S, THE INSTITUTION
OF CIVIL ENGINEERS, 1969, PP.233-280.
- 39 BATCHELOR, B. D./HEWITT, B.E./CSAGOLY, P.
INVESTIGATION OF THE ULTIMATE STRENGTH OF DECK SLAB OF
COMPOSITE STEEL-CONCRETE BRIDGES.
PROC. OF A CONFERENCE CONDUCTED BY THE TRANSPORTATION
RESEARCH BOARD, 1978.
- 40 BATHO, C./LASH, S.D./KIRKHAM, R.H.M.
THE PROPERTIES OF COMPOSITE BEAMS, CONSISTING OF STEEL
JOISTS ENCASED IN CONCRETE, UNDER DIRECT AND SUSTINED LOADING.
JOURNAL,INST. OF CIV. ENG., VOL.11,NO.4, PP.61-114.
- 41 BEADLE, C.W/DALLY, J.W./RILEY, W.F.
RIGIDITY AND STRENGTH OF COMPOSITE PLATES.
JOURNAL OF THE ENGINEERING MECHANICS DIVISION, ASCE,
VOL.90, NO.EM6, PROC. PAPER 4183,DEC., 1964, PP.211-241
- 42 BECK, H./HEUNISCH, M.
FRICTION CONNECTION BETWEEN STEEL AND PRECAST
CONCRETE ELEMENTS IN COMPOSITE STRUCTURES WITHOUT
MECHANICAL CONNECTORS.
(IN GERMAN),DER STAHLBAU,VOL.41,NO.2,FEBRUARY,1972, PP.40-45.
- 43 BEEDLE, L.S.
STRUCTURAL STEEL DESIGN.
THE RONALD PRESS COMPANY,NEW YORK,1964, PP.445.
- 44 BELFORD, D.
COMPOSITE STEEL-CONCRETE BUILDINGS FRAME.
CIVIL ENGINEERING, ASCE, VOL.4, NO.7, PP.61-65, JULY, 1972.
- 45 BERTERO, V.V./MOUSTAFA, S.E.
STEEL-ENCASED EXPANSIVE CEMENT CONCRETE COLUMN.
JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION,ASCE,VOL.96,NO.ST11
PROC.PAPER 7660,NOV.,1970, PP.2267-2282.
- 46 BERWANGER, C.
THERMAL STRESSES IN COMPOSITE BRIDGES.
PROCEEDING OF AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS
SPECIALTY CONFERENCE,UNIVERSITY OF MISSOURI,1970, PP.27-35.
- 47 BESCHKINE, L.
DETERMINATION OF THE EFFECTIVE WIDTH OF THE COMPRESSION
FLANGE OF T-BEAMS.
(IN FRENCH),PUBLICATIONS,INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR
BRIDGE AND STRUCTURAL ENGINEERING,FIFTH VOLUME,1937-37, PP.65.
- 48 BEUKEL, A. VAN DEN
COMPOSITE BEAMS.
HERON, VOL.23, NO. 2, PP.5-47, 1978.

- 49 BIRKMAIER, M.
ANALYSIS OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE STRUCTURES.
VERLAG LEEMAN, ZURICH, 1969 (IN GERMAN).
- 50 BLASZKOWIAK, ST.
EINFLUSS DES KRIECHENS BEIM STAHL-VOLLWAND-VERBUNDTRAEGER.
DIE BAUTECHNIK, HEFT 3, PP.96-100, 1958.
- 51 BO, G.M./DADDI, Z.
PRESTRESSED COMPOSITE HYBRID BEAMS.
PRELIMINARY REPORT, INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR BRIDGE
AND STRUCTURAL ENGINEERING, NINTH CONGRESS, AMSTERDAM,
PP.203-207, MAY, 1972.
- 52 BONDALE, D.S.
COLUMNS THEORY WITH SPECIAL REFERENCE TO COMPOSITE COLUMNS.
CONSULTING ENGINEER, LONDON, VOL.30, P.72+, P.43+, PP.68-70,
JULY, 1966, AUGUST, 1966, SEPTEMBER, 1966.
- 53 BONDALE, D.S./CLARK, P.J.
COMPOSITE CONSTRUCTION IN THE ALMONDSBURY INTERCHANGE.
PROC. CONF. STRUCTURAL STEELWORK, PP.91-100, SPETEMBER, 1966,
BRITISH CONSTRUCTIONAL STEELWORK ASSOCIATION, 1967.
- 54 BONGARD, J./BERGIER, P.
THE VIADUCT AT GUIN.
SCHWEIZ. BAUZEITUNG, VOL.88, NO.9, PP.179-181, FEBRUARY, 1970.
- 55 BOTZLER, P.W./COLVILLE, J.
CONTINUOUS COMPOSITE-BRIDGE MODEL TESTS.
PROC. ASCE, VOL. 105, NO. ST9, PP.1741-1755, 1979.
- 56 BRIDGE, R.Q.
FACTORS AFFECTING THE BEHAVIOUR OF COMPOSITE STEEL AND
CONCRETE COLUMNS.
PH.D. THESIS, UNIVERSITY OF SYDNEY, AUSTRALIA, 1975.
- 57 BRYSON, J.O./MATHEY, R.G.
SURFACE CONDITION EFFECT ON BOND STRENGTH OF STEEL BEAMS
EMBEDDED IN CONCRETE.
JOURNAL, AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, VOL.59, NO.3,
PP.397-406, MARCH, 1962.
- 58 BURR, W.H.
COMPOSITE COLUMNS OF CONCRETE AND STEEL.
PROCEEDINGS, THE INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS, VOL.188,
PP.114-126, 1912.
- 59 BUTTRY, K.E.
BEHAVIOR OF STUD SHEAR CONNECTORS IN LIGHTWEIGHT AND
NORMAL WEIGHT CONCRETE.
THESIS SUBMITTED TO THE UNIVERSITY OF MISSOURI, IN 1965,
IN PARTIAL FULFILLMENT OF THE REQUIREMENETS FOR THE
DEGREE OF MASTER OF SCIENCE.
- 60 CAMPUS, F.
CHARPENTE METALLIQUE RIVEE AT ENROBEE DE L'INSTITUT DE CHEMIE
ET DE METALLURGIE DE L'UNIVERSITE DE LIEGE.
FINAL REPORT, FIRST CONGRESS(PARIS), INT. ASSOC. FOR BR. AND
STRUCT. ENG., PP.529-543, 1932.

- 61 CANIBOURNAC, L.
POUTRELLES EN ACIER ENROBEEES DE BETON.
PUBLICATIONS, INT. ASSOC. FOR BRIDGE AND STRUCT. ENG., VOL.,
PP.25-34, 1932.
- 62 CASSEL, A.C./CHAPMAN, J.C./SPARKES, S.R.
OBSERVED BEHAVIOR OF A BUILDING OF COMPOSITE STEEL AND
CONCRETE CONSTRUCTION.
PROCEEDINGS, THE INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS, VOL.33,
PP.637-658, APRIL, 1966.
- 63 CASSILLAS, J.G.DE L./KHACHATURIAN, N./SIESS, C.P.
STUDIES OF REINFORCED CONCRETE BEAMS AND SLABS
REINFORCED WITH STEEL PLATES.
CIVIL ENGINEERING STUDIES, STRUCTURAL
RESEARCH SERIES NO.134, UNIVERSITY OF ILLINOIS, 1957.
- 64 CAUGHEY, R.A.
COMPOSITE BEAMS OF CONCRETE AND STRUCTURAL STEEL.
PROCEEDING, 41ST ANNUAL MEETING, IOWA ENGINEERING SOCIETY,
PP.96-104, 1929
- 65 CAUGHEY, R.A.
REINFORCED CONCRETE.
D. VAN NOSTRAND CO., NEWYORK, 1936
- 66 CAZET, P.
NEW ALMA BRIDGE OVER THE SEINE PARIS.
ACIER-STAH-STEEL, NO.3, MARCH, 1973, PP.120-127.
- 67 CHAPMAN, J.C./BALAKRISHNAN, S.
EXPERIMENTS ON COMPOSITE BEAMS.
THE STRUCTURAL ENGINEER, VOL.42. NO.11. NOVEMBER,
PP.369-383, 1964.
- 68 CHAPMAN, J.C.
COMPOSITE CONSTRUCTION IN STEEL AND CONCRETE-THE
BEHAVIOUR OF COMPOSITE BEAMS.
THE STRUCTURAL ENGINEER, VOL.42, NO.4, PP.115-125, 1964.
- 69 CHAPMAN, J.C./TERASZKIEWICZ, J.S.
RESEARCH ON COMPOSITE CONSTRUCTION AT IMPERIAL COLLEGE.
PROCEEDING OF THE CONFERENCE ON STEEL BRIDGES, LONDON, 1968,
BRITISH CONSTRUCTIONAL STEELWORK ASSOCIATION, 1969, PP.49-58.
- 70 CHEN, W.F.
ANALYSIS OF CONCRETE-FILLED STEEL TUBULAR BEAM-COLUMNS.
FRITZ ENGINEERING LABORATORY REPORT NO.370.10,
LEHIGH UNIVERSITY, 1970
- 71 CHIN, J.
PUSHOUT TESTS ON LIGHTWEIGHT COMPOSITE SLABS.
AISC ENGINEERING JOURNAL, AMERICAN INSTITUTE OF
STEEL CONSTRUCTION, VOL.2, NO.4, OCTOBER, 1965, PP.129-134.
LEHIGH UNIVERSITY, 1970.
- 72 CHU, K.H./PINJARKAR, S.G.
ANALYSIS OF HORIZONTALLY CURVED BOX GIRDER BRIDGES.
JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION, ASCE, VOL.97, NO. ST10,
PROC. PAPER 8453, OCT., 1971, PP.241-2501.

- 73 CHUNG, H.W./CHUNG, T.Y.
PRESTRESSED CONCRETE COMPOSITE BEAMS UNDER REPEATED LOADING.
JOURNAL OF ACI, PP.291-295. 1976.
- 74 CIOLINA, F.
COMPOSITE STEEL-CONCRETE BRIDGE STRUCTURES.
(IN FRENCH), ANNALES DE L'INSTITUTE TECHNIQUE DU BATIMENT ET
DES TRAVAUX PUBLICS, JULY-AUGUST, 1971, PP.37.
- 75 CLARKE, J.L.
FATIGUE BEHAVIOR OF STUD SHEAR CONNECTORS UNDER ROTATING
SHEAR.
PROCEEDINGS, THE INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS, VOL.53, NO.2,
DECEMBER, 1972, PP.545-555.
- 76 CLARKE, J.L./MORLEY, C.T.
STEEL-CONCRETE COMPOSITE PLATES WITH FLEXIBLE SHEAR
CONNECTORS.
PROCEEDINGS, THE INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS, VOL.53,
NO.2, DECEMBER, 1972, PP.557-568.
- 77 CLIMENHAGA, J.J.
LOCAL BUCKLING IN COMPOSITE BEAMS.
PH.D. THESIS, UNIVERSITY OF CAMBRIDGE, SEPTEMBER, 1970.
- 78 CLIMENHAGA, J.J./JOHNSON, R.P.
USE OF CORRUGATED METAL DECKING AS PERMANENT FORMWORK FOR
COMPOSITE BRIDGE DECKS.
REPORT TO DEPARTMENT OF THE ENVIRONMENT UNITED KINGDOM.
DEPARTMENT OF ENGINEERING, UNIVERSITY OF WARWICK,
NOVEMBER, 1971.
- 79 CLIMENHAGA, J.J./JOHNSON, R.P.
LOCAL BUCKLING IN CONTINUOUS COMPOSITE BEAMS.
THE STRUCTURAL ENGINEER, VOL.50, NO.9, SEPTEMBER,
1972, PP.367-374.
- 80 CLIMENHAGA, J.J./JOHNSON, R.P.
MOMENT-ROTATION CURVES FOR LOCALLY BUCKLING BEAMS.
JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION, ASCE, VOL.98, NO. ST6,
PAPER 8945, JUNE, 1972, PP.1239-1254.
- 81 CLIMENHAGA, J.J./JOHNSON, R.P.
FATIGUE STRENGTH OF FORM-REINFORCED COMPOSITE SLAB FOR BRIDGE.
DECK STRUCTURAL ENGINEER, VOL.50, NO.9, SEPTEMBER, 1972,
PUBLICATIONS IABSE, 35-1, PP.89-101, 1975.
- 82 COLVILLE, J.
TESTS OF CURVED STEEL-CONCRETE COMPOSITE BEAMS.
JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION, ASCE, VOL.99, NO. ST7,
PROC. PAPER 9867, 1973, PP.1555-1570.
- 83 CORLEY, W.G./HAWKINS, N.M.
SHEARHEAD REINFORCEMENT FOR SLABS.
JOURNAL, AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, VOL.65, NO.10,
OCTOBER, 1968, PP.811-824.
- 84 CORLEY, W.G./HAWKINS, N.M.
SHEARHEAD REINFORCEMENT FOR SLAB-TESTS OF CONCENTRICALLY
LOADED SPECIMENS.
REPORT, STRUCTURAL RESEARCH SECTION, PORTLAND CEMENT
ASSOCIATION, SKOKIE, ILLINOIS, 1968.
- 85 CORRADO, J.A./YEN, B.T.
FAILURE TESTS OF RECTANGULAR MODEL BOX GIRDERS.
JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION, ASCE, VOL.99, NO. ST7,
PROC. PAPER 9854, JULY, 1973, PP.1439-1455.
- 86 CRAN, J.A.
DESIGN AND TESTING COMPOSITE OPEN WEB STEEL JOISTS.
PROCEEDINGS OF FIRST AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS,
SPECIALTY CONFERENCE ON COLD-FORMED STEEL STRUCTURES,
UNIVERSITY OF MISSOURI, ROLLA, 1971, PP.186-197.
- 87 CULVER, C./COSTON, R.
TESTS OF COMPOSITE BEAMS WITH STUD SHEAR CONNECTORS.
PROC. ASCE, VOL.87, NO. ST2, PP.1-17, 1961.
- 88 CULVER, C./ZARZECZNY, P.J./DRISCOLL, G.D. JR.
TEST OF COMPOSITE BEAMS FOR BUILDINGS.
PROGRESS REPORT NO. 2, FRITZ ENGINEERING LABORATORY,
REPORT NO. 279.10, JANUARY, 1962.
- 89 DABROWSKI, R.
CURVED THIN-WALLED GIRDERS.
(IN GERMAN), SPRINGER VERLAG, NEW YORK, 1968. AN ENGLISH
TRANSLATION BY C.V. AMERONGEN WAS PUBLISHED BY CEMENT AND
CONCRETE ASSOCIATION, LONDON.
- 90 DAI, P.K./SIESS, C.P.
ANALYTICAL STUDY OF COMPOSITE BEAMS WITH INELASTIC SHEAR
CONNECTION.
UNIVERSITY OF ILLINOIS, STRUCTURAL RESEARCH SERIES 267,
JUNE, 1963, 113 P.
- 91 DAI, P.K./THIRUVENGADAM, T.R./SIESS, C.P.
INELASTIC ANALYSIS OF COMPOSITE BEAMS.
PROCEEDING OF AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, SPECIALTY
CONFERENCE, UNIVERSITY OF MISSOURI, 1970, PP.9-20.
- 92 DALLAIRE, E.E.
CELLULAR STEEL FLOORS MATURE.
CIVIL ENGINEERING, ASCE, VOL. 41, NO. 7, JULY, PP.70-74, 1971.
- 93 DALLAM, L.N.
PUSHOUT TESTS OF STUD AND CHANNEL SHEAR CONNECTORS IN
NORMAL-WEIGHT AND LIGHTWEIGHT CONCRETE SLABS.
UNIVERSITY OF MISSOURI, ENGINEERING EXPERIMENT STATION
SER-BUL., 66, APRIL, 1968, 76P.
- 94 DALLAM, L.N./HARPSTER, J.L.
COMPOSITE BEAM TESTS WITH HIGH-STRENGTH BOLT SHEAR CONNECTORS.
REPORT 68-3, DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING, UNIVERSITY OF
MISSOURI-COLUMBIA, JUNE, 1968.

- 95 DANIELS, J.H./FISHER, J.W.
FATIGUE BEHAVIOR OF CONTINUOUS COMPOSITE BEAMS.
FRITZ ENGINEERING, LABORATORY REPORT NO. 324.1,
LEHIGH UNIVERSITY, 1966.
- 96 DANIELS, J.H./FISHER, J.W.
STATIC BEHAVIOR OF COMPOSITE BEAMS WITH VARIABLE LOAD
POSITION.
FRITZ ENGINEERING LABORATORY REPORT NO.324.3,
LEHIGH UNIVERSITY, MARCH, 1967, 52P.
- 97 DANIELS, J.H./FISHER, J.W.
STATIC BEHAVIOR OF CONTINUOUS COMPOSITE BEAMS.
LEHIGH UNIVERSITY, FRITZ ENGINEERING LABORATORY REPORT
324.2, MARCH, 1967, 79P.
- 98 DANIELS, J.H./FISHER, J.W.
FATIGUE BEHAVIOR OF CONTINUOUS COMPOSITE BEAMS.
HIGHWAY RESEARCH RECORD NO.253, HIGHWAY RESEARCH BOARD,
1968, PP.1-20.
- 99 DANIELS, J.H./KROLL, G.D./FISHER, J.W.
BEHAVIOR OF COMPOSITE-BEAM TO COLUMN JOINTS.
JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION, ASCE, VOL.96, NO. ST3,
PROC. PAPER 7173, MAR., 1970, PP.671-685.
- 100 DANIELS, J.H.
RECENT RESEARCH ON COMPOSITE BEAMS FOR BRIDGES AND BUILDINGS.
CIVIL ENGINEERING TRANSACTIONS, THE INSTITUTION OF ENGINEERS,
AUSTRALIA, VOL. CE14, NO.2, OCTOBER, 1972, PP.228-233.
- 101 DAS, S.C./BALDWIN, J.W.
SHEAR CONNECTIONS IN HAUNCHED COMPOSITE BEAMS.
ENGINEERING EXPERIMENT STATION BULLETIN,UNIVERSITY OF
SCHWEIZERISCHE BAUZEITUNG, VOL.84, NO.1, PP.906-908,
- 102 DAVID, R./MEYERHOF, G.G.
COMPOSITE CONSTRUCTION OF BRIDGES USING STEEL AND CONCRETE.
ENGINEERING JOURNAL, ENG. INST. OF CANADA, VOL. 41, NO. 5,
PP.41-47, 1958.
- 103 DAVIDSON, J.H./LONGWORTH, J.
COMPOSITE BEAMS IN NEGATIVE BENDING.
REPORT NO. 20, DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING, UNIVERSITY OF
ALBERTA, EDMONTON, ALBERTA, CANADA, MAY, 1969.
- 104 DAVIES, C.
TESTS ON HALF-SCALE STEEL-CONCRETE COMPOSITE BEAMS
WITH WELDED STUD CONNECTORS.
THE STRUCTURAL ENGINEER, VOL.47, NO. 1, JANUARY, 1969,
PP.29-40.
- 105 DAVIES, C.
STEEL-CONCRETE COMPOSITE BEAMS FOR BUILDINGS.
GEORGE GODWIN, LONDON, 1975.
- 106 DE KALBERMATTEN, G./RYSER, R.
BRIDGE OVER THE CHANDELARD.
(IN FRENCH),BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE, VOL.99
NO. 9, APRIL, 1973, PP. 138-140.

- 107 DELAMETER, R.S.
EXPERIMENTAL DESIGN FOR SHORT-SPAN BRIDGES.
ENGINEERING NEWS-RECORD, VOL. 172, NO.13, MARCH 26,1964.
PP. 22-23.
- 108 DE MIRANIA, F./MELE, M.
PRESTRESSED BRIDGES IN COMPOSITE STEEL AND REINFORCED CONCRETE
COSTRUZIONI METALLICHE, VOL. 24, NO. 3, MAY, PP.157-166,
1972(IN ITALIAN).
- 109 DESAI, R.K./PUNJAI, B.A.
COMPARATIVE TESTS OF SHEAR CONNECTORS WITH EPOXY RESIN.
THESIS SUBMITTED TO IOWA UNIVERSITY, IOWA CITY, IN 1961,
IN PARTIAL FULFILLMENT OF THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE OF
MASTER OF SCIENCE IN CIVIL ENGINEERING.
- 110 DILGER, W./BEAUCHAMP, J.C./CHEUNG, M.S./GHALI, A.
FIELD MEASUREMENTS OF MUSKWA RIVER BRIDGE.
PROC. ASCE, VOL.107, NO.ST11, PP.2147-2161, 1981.
- 111 DOWLING, P.J./CHU, H.F./VIRDI, K.S.
THE DESIGN OF COMPOSITE COLUMNS FOR BIAXIAL BENDING.
PRELIM. REPORT, SECOND INT. COLLOQ. ON STABILITY, LIEGE,
APRIL, 1977.
- 112 DOBRUSZKES, A./JANSS, J./MASSONNET, C.
EXPERIMENTAL RESEARCH ON STEEL CONCRETE FRAME CONNECTIONS,
1ST PART: FRAME CONNECTION COMPRISING CONCRETE COLUMNS AND
A COMPOSITE BEAM. 2ND PART: FRAME CONNECTIONS COMPLETELY
ENCASED IN CONCRETE.
PUBLICATION 29-11, INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR BRIDGE AND
STRUCTURAL ENGINEERING, PP.67-100. 1969.
- 113 DONOGHUE, C.M.
COMPOSITE BEAMS WITH WEB OPENNINGS: DESIGN.
PROC. ASCE, VOL. 108, NO. ST12, PP.2652-2667, 1982.
- 114 DRISCOLL, G.C./SLUTTER, R.G.
RESEARCH ON COMPOSITE DESIGN AT LEHIGH UNIVERSITY.
NATIONAL ENGINEERING CONFERENCE 1961 PROCEEDINGS OF THE
AISC, 1961.
- 115 DUBAS, P.
UTILIZATION OF HIGH STRENGTH STEELS IN SWISS CONSTRUCTION.
(IN FRENCH), FINAL REPORT, INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR
BRIDGE AND STRUCTURAL ENGINEERING, SEVENTH CONGRESS,
PP.161-170, 1965.
- 116 DUBAS, P./HAURI, H.
THE FREEWAY BRIDGE OVER THE SAANE NEAR FREIBURG.
(IN GERMAN), SCHWEIZ. BAUZEITUNG, VOL.84, NO.1,
JANUARY, PP.8-20, 1966.
- 117 DUBAS, P.
RECENT SWISS DEVELOPMENT IN THE CONSTRUCTION OF COMPOSITE
STEEL-CONCRETE BRIDGE.
(IN FRENCH), COSTRUZIONI METALLICHE, NO.1, JANUARY,
PP.1-15, 1969.

- 118 DUPLESSIS, D.P./DANIELS, J.H.
EXPERIMENTS ON COMPOSITE BEAMS UNDER POSITIVE END MOMENT.
FRITZ ENGINEERING LABORATORY REPORT NO.374.2,
LEHIGH UNIVERSITY, 1972.
- 119 DUPLESSIS, D.P./ DANIELS, J.H.
STRENGTH OF COMPOSITE BEAM-TO-COLUMN CONNECTION.
FRITZ ENGINEERING LABORATORY REPORT NO.374.3,
LEHIGH UNIVERSITY, 1973
- 120 EKBERG, C.E./SCHUSTER, R.M.
FLOOR SYSTEMS WITH COMPOSITE FORM-REINFORCE CONCRETE SLABS.
FINAL REPORT, INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR BRIDGE AND
STRUCTURAL ENGINEERING, EIGHTH CONGRESS, NEW YORK,
SEPTEMBER, 1968, PP.385-394.
- 121 EKBERG, C.E./PORTER, M.L.
SUMMARY OF FULL-SCALE LABORATORY TESTS OF CONCRETE SLABS
REINFORCED WITH COLD-FORMED STEEL DECKING.
PRELIMINARY REPORT, INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR BRIDGE
AND STRUCTURAL ENGINEERING, NINTH CONGRESS, AMSTERDAM
MAY, PP.173-183, 1972.
- 122 EMANUEL, J.H./LEWIS, D.B.
ABUTMENT-THERMAL INTERACTION OF COMPOSITE BRIDGE.
PROC. ASCE, VOL.107, NO.ST11, PP.2111-2126, 1981.
- 123 ERRERA, S.J.
ANALYSIS OF TESTS OF COMPOSITE STEEL AND CONCRETE BEAMS
WITH MAHON STEEL DECKING.
STRUCTURAL ENGINEERING DEPARTMENT TEST REPORT, CORNELL
UNIVERSITY, DECEMBER, 1967.
- 124 ESSLINGER, M.
SCHWINDEN UND KRIECHEN BEI VERBUNDTRAGERN.
DER BAUINGENIEUR (BERLIN), VOL.27, NO.1, PP.20-26, 1951.
- 125 EVANS, R.H./KONG, F.K.
THE EXTENSIBILITY AND MICROCRACKING OF THE IN-SITU CONCRETE IN
COMPOSITE PRESTRESSED CONCRETE BEAMS.
THE STRUCTURAL ENGINEER, VOL. 42, NO. 6, PP.181-189, 1964.
- 126 EVANS, R.H./WHITE, A.D.
CHARACTERISTICS OF PREFLEXED PRESTRESSED CONCRETE BEAMS.
PROCEEDINGS, THE INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS, VOL.30,
PP.709-729, APRIL, 1965.
- 127 FALTUS, F.
NEW BRIDGE CONSTRUCTION SCHEMES IN CZECHOSLOVAKIA.
ACIER-STAH-STEEL, VOL.29, NO.5, MAY, PP.225-229, 1964.
- 128 FAUCHART, J./SFINTESCO, D.
THE DEVELOPMENT AND USE OF THE ROBINSON COMPOSITE DECK
IN FRANCE.
REPORTS OF THE WORKING COMMISSIONS, SYMPOSIUM ON WEARING
SURFACES FOR STEEL BRIDGE DECKS, INTERNATIONAL ASSOCIATION
FOR BRIDGE AND STRUCTURAL ENGINEERING, PP.155-165, 1968.

- 129 FISHER, J.W./KIM, S.W./SLUTTER, R.G.
TESTS OF LIGHTWEIGHT CONCRETE COMPOSITE BEAMS AND PUSHOUT
SPECIMENS WITH CELLULAR STEEL DECK.
FRITZ ENGINEERING LABORATORY REPORT NO.200.67.438.1,
LEHIGH UNIVERSITY, JULY, 1967.
- 130 FISHER, J.W.
DESIGN OF COMPOSITE BEAMS WITH FORMED METAL DECK.
AISC ENGINEERING JOURNAL, AMERICAN INSTITUTE OF CIVIL
ENGINEERING, VOL.7, NO.2, PP.88-96, 1970.(DISCUSSIONS BY
G. WINTER AND J.W. FISHER, VOL.8, NO.1, PP.32-35,1971.)
- 131 FISHER, J.W./DANIELS, J.H./SLUTTER, R.G.
CONTINUOUS COMPOSITE BEAMS FOR BRIDGE.
PRELIMINARY REPORT, INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR BRIDGE AND
STRUCTURAL ENGINEERING, AMSTERDAM, MAY, PP.113-123, 1972.
- 132 FISHER, J.W./MCMACKIN, P.J./SLUTTER, R.G.
HEADED STEEL ANCHORS UNDER COMBINED LOADING.
AISC ENGINEERING JOURNAL, AMERICAN INSTITUTE OF STEEL
CONSTRUCTION, SECOND QUARTER, VOL.10, NO.2, PP.43-52, 1973.
- 133 FLINT, A.R./EDWARDS, L.S.
LIMIT STATE DESIGN OF HIGHWAY BRIDGES.
THE STRUCTURAL ENGINEER, VOL.48, NO.3, MARCH, PP.93-108, 1970.
- 134 FRITZ, B.
VEREINFACHTES BERECHNUNGSVERFAHREN FUR STAHLTRAGER MIT EINER
BETONDROKPLATTE BEI BERUICKSICHTIGUNG DES KRIECHENS UND
SCHWINDENS.
DIE BAUTECHNIK (BERLIN), VOL.27, NO.2, PP.37-42, 1950.
- 135 FRODIN, J.G./TAYLOR, R./STARK, J.W.B.
A COMPARISON OF DEFLECTIONS IN COMPOSITE BEAMS HAVING
FULL AND PARTIAL SHEAR CONNECTION.
PROC. ICE, PART 2, VOL.64, PP.307-322, 1978.
- 136 FROHLICH, H.
EINFLUSS DES KRIECHEN AUF VERBUNDTRAGER.
DER BAUINGENIEUR, (BERLIN), VOL.24, NO.10, PP.300-307, 1949.
- 137 FROHLICH, H.
THEORIE DER STAHLVERBUND-TRAGWERKE.
DER BAUINGENIEUR (BERLIN), VOL.25, NO.3, PP.80-87, 1950.
- 138 FUCHS, D.
VERSUCHE MIT SPANNBETON-VERBUNDTRAGERN.
DER BAUINGENIEUR (BERLIN), VOL. 25, NO.8, PP.289-294, 1950.
- 139 FURLONG, R.W.
STRENGTH OF STEEL-ENCASED CONCRETE BEAM COLUMNS.
JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION, ASCE, VOL.93, NO.ST5,
PROC. PAPER 5492, OCT., PP.113-124, 1967.
- 140 FURLONG, R.W.
DESIGN OF STEEL-ENCASED BEAM COLUMNS.
JOURNAL OF THE STRUCUAL DIVISION, ASCE, VOL.94, NO.ST1,
PROC. PAPER 5761, JAN., PP.267-281, 1968.

- 141 GARCIA, I./DANIELS, J.H.
NEGATIVE MOMENT BEHAVIOR OF COMPOSITE BEAMS.
FRITZ ENGINEERING LABORATORY REPORT NO.359.4,
LEHIGH UNIVERSITY, 1971.
- 142 GARDNER, N.J./JACOBSON, E.R.
STRUCTURAL BEHAVIOR OF CONCRETE FILLED STEEL TUBES.
JOURNAL, AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, VOL.64, NO.7, JULY,
PP.404-413, 1967. (AND JOURNAL SUPPLEMENT NO.2, TITLE
NO.64-38).
- 143 GARDNER, N.J.
USE OF SPIRAL WELDED STEEL TUBES IN PIPE COLUMNS.
JOURNAL, AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, VOL.65, NO.11,
NOVEMBER, PP.937-942, 1968.
- 144 GARDNER, N.J.
DESIGN OF PIPE COLUMNS.
ENGINEERING JOURNAL, ENGINEERING INSTITUTE OF CANADA,
VOL.53, NO.3, MARCH, 1970.
- 145 GILLESPIE, P./LESLIE, R.C.
STEEL I-BEAM HAUNCHED IN CONCRETE.
BULLETIN NO.5, SECTION 2, UNIVERSITY OF TORONTO, 1925.
- 146 GIRIYAPPA, J.
BEHAVIOR OF COMPOSITE CASTELLATED HYBRID BEAMS.
THESIS SUBMITTED TO THE UNIVERSITY OF MISSOURI, IN 1966,
IN PARTIAL FULFILLMENT OF THE REQUIREMENTS FOR THE
DEGREE OF MASTER OF SCIENCE.
- 147 GOBLE, G.G.
THE INFLUENCE OF STUD YIELD STRENGTH ON THE STRENGTH OF
COMPOSITE SPECIMENS.
TEST REPORT, CASE-WESTERN RESERVE UNIVERSITY, 1967.
- 148 GOBLE, G.G.
SHEAR STRENGTH OF THIN FLANGE COMPOSITE SPECIMENS.
AISC ENGINEERING JOURNAL, AMERICAN INSTITUTE OF STEEL
CONSTRUCTION, VOL.5, NO.2, APRIL, PP.62-65, 1968.
- 149 GODFREG, G.B.
BRIDGES IN COMPOSITE CONSTRUCTION.
BRITISH CONSTRUCTIONAL STEELWORK ASSOCIATION, LONDON, 1968.
- 150 GOGOI, S.
INTERACTION PHENOMENA IN COMPOSITE BEAMS AND PLATES.
THESIS SUBMITTED TO THE IMPERIAL COLLEGE OF SCIENCE AND
TECHNOLOGY, UNIVERSITY OF LONDON, IN 1964, IN PARTIAL
FULFILLMENT OF THE REQUIREMENT FOR THE DEGREE OF
DOCTOR OF PHILOSOPHY.
- 151 GRAF, O.
VERSUCHE UBER DEN VERSCHIEBEWIDERSTAND VON DUBELN FUR
VERBUNDTAGER.
DER BAUINGENIEUR (BERLIN), VOL.25, NO.8, PP.297-303, 1950.

- 152 GRAF, O.
RESEARCH ON COMPOSITE BEAMS.
(IN GERMAN), ABHANDLUNGEN AUS DEM STAHLBAU, HEFT 10,
STAHL-TAGUNG KARLSRUHE, PP.74-90, 1951.
- 153 GRANHOLM, H.
ON COMPOSITE BEAMS AND COLUMNS WITH PARTICULAR REGARD TO
NAILED TIMBER STRUCTURES.
TRANSACTION NO.88, CHALMERS UNIV. OF TECH., GOTHENBURG, 1949.
- 154 GRUENING, G.
VERSUCHE ZUR BESTIMMUNG DER VERBUNDWIRKUNG CON EISENBETON
UND MASSIVDECKEN MIT DARIN EINBETONIERTEN WALZTRAGERN BEI
SCHWINGENDEN BEANSPRUCHUNGEN.
DEUTSCHER AUSSCHUSS FUR EISENBETON (BERLIN), NO.84, 1937.
- 155 GUIAUX, P./DEHOUSE, N.M.
TESTS ON 22 ECCENTRICALLY-LOADED SQUARE AND RECTANGULAR
CONCRETE-FILLED TUBULAR COLUMNS.
LABORATORIES D'ESSAIS DES CONSTRUCTION DU GENIE CIVIL ET
D'HYDRSULIQUE FLUVIALE, UNIVERSITY OF LIEGE,
TEST REPORT NO.R766, SEPTEMBER, 1968.
- 156 GUSTAFSON, W.C./WRIGHT, R.N.
ANALYSIS OF SKEWED COMPOSITE GIRDER BRIDGES.
PROC. ASCE, VOL.94, NO.ST.4, PP.919-941, 1968.
- 157 GUYON, Y.
COMPOSITE STEEL-PRESTRESSED CONCRETE CONSTRUCTION.
(IN FRENCH), ANNALES DE L'ITBTP, NO.298, OCTOBER,
PP.131-156, 1972.
- 158 GUYLON, J.
FURTHER DEVELOPMENTS IN COMPOSITE TECHNIQUES.
JOURNAL OF THE BRITISH CONSTRUCTIONAL STEEL WORK ASSOCIATION,
AUGUST, 1964
- 159 HAINES, D.W./PITTS, C.P./ERRERA, S.J.
TESTS OF PREFLEXED BEAMS.
FRITZ ENGINEERING LABORATORY REPORT NO.282, LEHIGH UNIVERSITY,
SEPTEMBER, 1961, 139P.
- 160 HALLAM, M.W.
THE BEHAVIOUR OF COMPOSITE STRUCTURAL ELEMENTS UNDER REPEATED
LOADING.
PH.D. THESIS, UNIVERSITY OF SYDNEY, JUNE, 1973.
- 161 HAMADA, S./NARUOKA, M.
AN EXPERIMENTAL STUDY ON COMPRESSIVE FATIGUE STRENGTH
OF LEIGHTWEIGHT CONCRETE.
TRANS. OF JSCE, VOL. 2, PART 2, PP.97-102. 1970.
- 162 HAMADA, S./NAKAGAWA, K./NARUOKA, M.
ON THE TREATMENT OF RUNOUT DATA IN FATIGUE TEST.
TRANS. OF JSCE, VOL.3, PART 1, PP.110-111, 1971.
- 163 HAMADA, S./LONGWORTH, J.
ULTIMATE STRENGTH OF CONTINUOUS COMPOSITE BEAMS.
STRUCTURAL ENGRG. REPORT NO.45, THE UNIVERSITY OF
ALBERTA, 1973.

- 164 HAMADA, S./LONGWORTH, J.
BUCKLING OF COMPOSITE BEAMS IN NEGATIVE BENDING.
PROC. ASCE, VOL.100, NO.ST11, PP.2205-2222, 1974.
- 165 HAMADA, S./LONGWORTH, J.
ULTIMATE STRENGTH OF CONTINUOUS COMPOSITE BEAMS.
PROC. ASCE, VOL.102, NO.ST7, PP.1463-1478, 1976.
- 166 HAMADA, S.
ON THE MINIMUM UNBRACED LENGTH OF COMPOSITE GIRDERS.
BULLETIN OF SCIENCE & ENGINEERING DIVISION, UNIVERSITY
OF THE RYUKYUS, NO.12, PP.159-166, 1976. (IN JAPANESE)
- 167 HAMADA, S./ARIZUMI, Y.
FINITE ELEMENT ANALYSIS OF CONTINUOUS COMPOSITE BEAMS WITH
INCOMPLETE INTERACTION.
BULLETIN OF SCIENCE & ENGINEERING DIVISION, UNIVERSITY
OF THE RYUKYUS, NO.12, PP.145-157, 1976. (IN JAPANESE)
- 168 HAMADA, S./ARIZUMI, Y.
FINITE ELEMENT ANALYSIS OF INCOMPLETE COMPOSITE BEAMS.
BULLETIN OF SCIENCE & ENGINEERING DIVISION, UNIVERSITY OF THE
RYUKYUS, NO.11, PP.81-100, 1976. (IN JAPANESE)
- 169 HAMADA, S./ARIZUMI, Y.
FINITE ELEMENT ANALYSIS OF CONTINUOUS COMPOSITE BEAMS
WITH INCOMPLETE INTERACTION.
PROC. JSCE, NO.265, PP.1-9, 1977 (IN JAPANESE).
- 170 HAMADA, S./ARIZUMI, Y.
FINITE ELEMENT ANALYSIS OF CONTINUOUS COMPOSITE BEAMS WITH
INCOMPLETE INTERACTION.
TRANSACTIONS OF JSCE, VOL.9, PP.64-67, 1977.
- 171 HAMADA, S./ARIZUMI, Y.
BENDING BEHAVIOR OF PARTIAL COMPOSITE BEAMS.
BULLETIN OF SCIENCE & ENGINEERING DIVISION, UNIVERSITY OF
THE RYUKYUS, NO.16, PP.43-51, 1978. (IN JAPANESE)
- 172 HAMADA, S./ARIZUMI, Y.
STATIC AND FATIGUE BEHAVIOR OF COMPOSITE BEAMS UNDER NEGATIVE
BENDING.
TRANSACTIONS OF THE JAPAN CONCRETE INSTITUTE, VOL.3,
PP.477-484, 1981.
- 173 HAMADA, S./ARIZUMI, Y./NAGO, K.
FATIGUE BEHAVIOR OF PARTIAL COMPOSITE BEAMS.
BULLETIN OF THE FACULTY OF ENGINEERING,
UNIVERSITY OF THE RYUKYUS, NO.21, PP.31-39, 1981. (IN JAPANESE)
- 174 HAMADA, S./ARIZUMI, Y.
EFFECTIVE STRESSES IN REINFORCING BARS OF PARTIAL COMPOSITE
BEAMS.
AN INTERNATIONAL JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING FOR
PRACTICING AND DESIGN ENGINEERS (TO BE PUBLISHED)
- 175 HANSEL, J.
EFFECTS OF CREEP AND SHRINKAGE IN COMPOSITE CONSTRUCTION.
TECH. REP. 75-12, P.159, INSTITUT FUR KONSTRUKTIVEN
INGENIEURBAU, UNIV. OF BOCHUM, W. GERMANY, OCTOBER, 1975.

- 176 HANSELL, W.C./VIEST, I.M.
LOAD FACTOR DESIGN FOR STEEL HIGHWAY BRIDGES.
AISC ENGINEERING JOURNAL, AMERICAN INSTITUTE OF STEEL
CONSTRUCTION, VOL.8, NO.4, OCTOBER, PP.113-123, 1971.
- 177 HANSON, R.E.
FULL SCALE BEAM TEST OF STUD SHEAR CONNECTORS AND C2 COFAR.
RESEARCH REPORT T-1151A, GRANCO STEEL PRODUCTS CO., JUNE, 1970
- 178 HASSE, G.
EFFECT OF CREEP ON STATICALLY INDETERMINATE COMPOSITE BEAMS
AND FRAMES OF VARIABLE CROSS SECTION.
(IN GERMAN), VEREIN DEUTSCHER INGENIEURE, BERICHTE, PART 4,
NO.16, NOVEMBER, PP.111, 1969.
- 179 HAWKINS, N.M./CORLEY, W.G.
MOMENT TRANSFER TO COLUMNS IN SLABS WITH SHEARHEAD
REINFORCEMENT.
SUBMITTED FOR PUBLICATION BY THE AMERICAN CONCRETE INSTITUTE.
- 180 HAWKINS, N.M.
STRENGTH OF CONCRETE-ENCASED BEAMS.
PROCEEDING OF THE AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS
SPECIALTY CONFERENCE, UNIVERSITY OF MISSOURI, ROLLA,
PP.21-26, 1970.
- 181 HAWKINS, N.M.
THE STRENGTH OF STUD SHEAR CONNECTORS.
RESEARCH REPORT NO.R141, UNIVERSITY OF SYDNEY, MAY, 1970.
- 182 HAWKINS, N.M.
INFLUENCE OF THE STUD ON COMPOSITE BEAM BEHAVIOR.
PRESENTED AT THE OCTOBER 18-21, 1971 ASCE ANNUAL AND NATIONAL
ENVIRONMENTAL ENGINEERING MEETING, HELD AT ST. LOUIS,
MO. (PREPRINT 1543).
- 183 HEILIG, R.
ZUR THEORIE DES STARREN VERBUNDS.
DER STAHLBAU, 22, HEFT 4, PP.84-90, 1953.
- 184 HEILIG, R.
THEORIE DES ELASTISCHEN VERBUNDS.
DER STAHLBAU, 22, HEFT 5, PP.104-108, 1953.
- 185 HEINS, C.P./BONAKDARPOUR, B/BELL, L.C.
MULTICELL CURVED GIRDER MODEL STUDIES.
JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION, ASCE, VOL.98, NO.ST4,
PROC. PAPER 8835, APR., PP.831-843, 1972.
- 186 HEINS, C.P.
DESIGN DATA FOR CURVED BRIDGES.
CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT REPORT NO.47, UNIVERSITY OF
MARYLAND, COLLEGE PARK, MARCH, 1972.
- 187 HEINS, C.P./KUO, J.T.C.
COMPOSITE BEAMS IN TORSION.
JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION, ASCE, VOL.98, NO.ST5,
PROC. PAPER 8921, MAY, PP.1105-1117, 1972.

- 188 HEINS, C.P./KUO, J.T.C.
TORSIONAL PROPERTIES OF COMPOSITE GIRDERS.
AISC ENGINEERING JOURNAL, AMERICAN INSTITUTE OF STEEL
CONSTRUCTION, VOL.9, NO.2, APRIL, PP.79-85, 1972.
- 189 HEINS, C.P./FAN, H.M.
EFFECTIVE COMPOSITE BEAM WIDTH AT ULTIMATE LOAD.
PROC. ASCE, VOL.102, NO.ST11, PP.2163-2179, 1976.
- 190 HEINS, C.P.
LFD CRITERIA FOR COMPOSITE STEEL I-BEAM BRIDGES.
PROC. ASCE, VOL.106, NO.ST11, PP.2297-2312, 1980.
- 191 HEINS, C.P./LEE, W.H.
CURVED BOX-GIRDER BRIDGE: FIELD TEST.
PROC. ASCE, VOL. 107, NO. ST2, PP.317-327, 1981.
- 192 HIRAGI, H./MIYOSHI, E./KURITA, A./UGAI, M./AKAO, S.
STATIC STRENGTH OF STUD SHEAR CONNECTORS IN SRC STRUCTURES.
TRANS. JCI, VOL. 3, PP.453-460, 1981.
- 193 HERTIG, P.
APPLICATION OF EPOXY RESINS FOR STEEL-TO-CONCRETE CONNECTION
IN COMPOSITE CONSTRUCTION.
(IN FRENCH), INSTITUT DE LA CONSTRUCTION METALLIQUE,
LAUSANNE, 1973.
- 194 HIRANO, M./ISHIKAWA, T.
EXPERIMENTAL RESEACH ON THE INFLUENCE OF SPACING CONNECTORS
FOR THE BEHAVIOR OF PARTIAL COMPOSITE BEAMS WITH
NEGATIVE BENDING MOMENT.
TRANSACTIONS OF THE AIJ, NO.314, PP.71-81, 1982. (IN JAPANESE)
- 195 HIRSCHFELD, K.
DER TEMPERATUREINFLUSS BEI DER VERBUND-BAUWEISE.
DER BAUINGENIEUR(BERLIN), VOL. 25, NO. 8, PP.305-306, 1950.
- 196 HIRST, M.J.S./YEO, M.F.
THE ANALYSIS OF COMPOSITE BEAMS USING STANDARD FINITE
ELEMENT PROGRAMS.
COMPUTERS & STRUCTURES, VOL. 11, PP.233-237, 1980.
- 197 HO, Y.S./REILLY, R.J.
BEHAVIOR OF CURVED BOX BEAM BRIDGES.
CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT REPORT NO.41, UNIVERSITY OF
MARYLAND, COLLEGE PARK, JUNER, 1967.
- 198 HOISCHEN, A.
VERBUNDTRAEGER MIT ELASTISCHER UNT
UNTERBROECHENER VERDUEBELUNG.
DER BAUINGENIEUR, VOL. 29, HEFT 7, PP.241-244, 1954.
- 199 HOLLOWAY, R.T.
PRECAST COMPOSITE SECTIONS IN STRUCTURES.
JOURNAL, AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, VOL.69, NO.2,
PP.85-93, FEBRUARY, 1972.

- 200 HOLTZ, N.M./KULAK, G.L.
HIGH-STRENGTH BOLTS USED AS SHEAR CONNECTORS.
TEST REPORT, DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING, UNIVERSITY OF
ALBERTA, EDMONTON, CANADA, JANUARY, 1972.
- 201 HOMBERG, H.
BRUECKE MIT ELASTISCHEM VERBUND ZWISCHEN DEN
STAHLHAUPTTRAEGERN UND DER BETONFAHRBAHNTEFEL.
DER BAUINGENIEUR, 27(1952), HEFT 6, PP.213-216.
- 202 HOPE-GILL, M./JOHNSON, R.P.
TESTS ON THREE 3-SPAN CONTINUOUS COMPOSITE BEAMS.
PROC. ICE, PART 2, VOL. 61, PP.367-382, 1976.
- 203 HRABOK, M.M./HOSAIN, M.U.
ANALYSIS OF STUB-GIRDERS USING SUBSTRUCTURING.
COMPUTERS & STRUCTURES, VOL. 8, PP.651-619, 1978.
- 204 HUANG, L.Y.
TEMPERATURE LOADS.
ASCE-IABSE INTERNATIONAL CONFERENCE ON PLANNING AND DESIGN OF
TALL BUILDING, AUGUST, 1972, CONFERENCE PREPRINTS, VOL. 1B-5,
PP.77-99.
- 205 IKEDA, S./OHMACH, T./MORI, A./YAMAGUCHI, T.
SHEAR TRANSFER BETWEEN STEEL AND CONCRETE BY STUD CONNECTORS.
TARNS. JCI, VOL. 3, PP.461-468, 1981.
- 206 IYENGAR, S.H./ZILS, J.J.
COMPOSITE FLOOR SYSTEM FOR SEARS TOWER.
AISC ENGINEERING JOURNAL, AMERICAN INSTITUTE OF STEEL
CONSTRUCTION, VOL.10, THIRD QUARTER, PP.74-81, 1973.
- 207 JAEGER, K.
DIE VERBUNDWIRKUNG ZWISCHEN STRAHLTRAEGER UND STAHLBETONPLATTE
OESTERRREICHISCHE INGENIERU-ARCHIV(WIEN), VOL. 2, NO. 4,
PP.295-311, 1941.
- 208 JANS, J.
COMPOSITE STEEL-CONCRETE CONSTRUCTION PART3. TEST ON
CONCRETE FILLED TUBULAR COLUMNS.
CENTER OF SCIENTIFIC RESEARCH AND INDUSTRIAL
FABRICATION (CRIF), BRUSSELS.
- 209 JANS, J.
RESEARCH ON COMPOSITE STRUCTURES CARRIED OUT BY THE CRIF
AT THE UNIVERSITY OF LIEGE.
(IN FRENCH), PRELIMINARY REPORT, INTERNATIONAL ASSOCIATION
FOR BRIDGE AND STRUCTURAL ENGINEERING, NINTH CONGRESS,
AMSTERDAM, MAY, PP.125-132, 1972.
- 210 JANS, J./LAMBERT, J.C.
TESTS ON COMPOSITE BEAMS ON THREE SUPPORTS.
REPORT MT85, C.R.I.F., BRUSSELS, NOVEMBER, 1973(IN FRENCH).
- 211 JOHNSON, H.J./DOOLEY, C.T.
OPEN-WEB BEAMS FOR A OFFICE BUILDING.
CIVIL ENGINEERING, ASCE, VOL.30, PP.52-55, MAR., 1960.

- 212 JOHNSON, R.P./FINLINSON, J.C.H./HEYMAN, J.
A PLASTIC COMPOSITE DESIGN.
PROCEEDINGS, THE INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS, VOL.32,
PAPER NO.6892, PP.197-210, OCTOBER, 1965.
- 213 JOHNSON, R.P./VAN DALEN, K./KEMP, A.R.
ULTIMATE STRENGTH OF CONTINUOUS COMPOSITE BEAMS.
PROCEEDINGS OF THE CONFERENCE ON STRUCTURAL STEELWORK, LONDON,
1966, BRITISH CONSTRUCTIONAL STEELWORK ASSOCIATION,
PP.27-35, 1967.
- 214 JOHNSON, R.P.
COMPOSITE BEAM DESIGN.
THE CONSULTING, ENGR., VOL. 32, NO. 11, PP.40-45, NOVEMBER,
1968.
- 215 JOHNSON, R.P.
ULTIMATE STRENGTH DESIGN OF ENCASED COMPOSITE BEAMS.
THE CONSULTING ENGINEER, VOL.32, NO.11, PP.40-45,
NOVEMBER, 1968.
- 216 JOHNSON, R.P./GREENWOOD, R.D./DELEN, K.V.
STUD SHEAR-CONNECTORS IN HOGGING MOMENT REGIONS OF
COMPOSITE BEAMS.
THE STRUCTURAL ENGINEER, VOL.47, NO.9, PP.345-350, 1969.
- 217 JOHNSON, R.P.
RESEARCH ON COMPOSITE STEEL-CONCRETE BEAMS, 1960-1968.
JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION, ASCE, VOL.96,
NO.573, PROC. PAPER 7122, PP.445-459, MAY, 1970.
- 218 JOHNSON, R.P.
LONGITUDINAL SHEAR STRENGTH OF COMPOSITE BEAMS.
JOURNAL, AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, VOL.67, NO.6,
PP.464-466, JUNE, 1970.
- 219 JOHNSON, R.P.
TRANSVERSE REINFORCEMENT IN COMPOSITE BEAMS FOR BUILDINGS.
A PRECIS OF A PAPER (REFERENCE X(30) FILED IN INSTITUTE'S
LIBRARY), THE STRUCTURAL ENGINEER,
VOL.49, NO.5, PP.239, MAY, 1971.
- 220 JOHNSON, R.P./WILLMINGTON, R.T.
VERTICAL SHEAR IN CONTINUOUS COMPOSITE BEAMS.
PROCEEDINGS, THE INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS,
VOL. 53, PP.189-205, SEPTEMBER, 1972.
- 221 JOHNSON, R.P./WILLMINGTON, R.T.
VERTICAL SHEAR STRENGTH OF COMPACT COMPOSITE BEAMS.
PROCEEDINGS, THE INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS,
SUPPL. VOL., PP.1-16, JANUARY, 1972.
- 222 JOHNSON, R.P.
DESIGN OF COMPOSITE BEAMS WITH DEEP HAUNCHES.
PROC. ICE, PART 2, VOL. PP.83-90, 1972.

- 223 JOHNSON, R.P./HOPE-GILL, M.
SEMI-RIGID JOINTS IN COMPOSITE FRAMES.
PRELIMINARY REPORT, INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR BRIDGE
AND STRUCTURAL ENGINEERING, NINTH CONGRESS, AMSTERDAM,
PP.133-144, MAY, 1972.
- 224 JOHNSON, R.P.
DESIGN OF COMPOSITE BEAMS WITH DEEP HAUNCHES.
PROCEEDINGS, THE INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS,
PP.83-90, JANUARY, 1973.
- 225 JOHNSON, R.P.
COMPOSITE STRUCTURES OF STEEL AND CONCRETE,
VOLUME 1. BEAMS, COLUMNS, FRAMES AND APPLICATIONS
IN BUILDING.
CROSBY LOCKWOOD STAPLES, LONDON, 1975.
- 226 JOHNSON, R.P./MAY, I.M.
PARTIAL-INTERACTION DESIGN OF COMPOSITE BEAMS.
THE STRUCTURAL ENGINEER, VOL. 53, NO. 8, PP.305-311, 1975.
- 227 JOHNSON, R.P./HOPE-GILL, M.
APPLICABILITY OF SIMPLE PLASTIC THEORY TO CONTINUOUS COMPOSITE
BEAMS.
PROC. ICE, PART 2, VOL. 61, PP.127-143, MARCH, 1976.
- 228 JOHNSON, R.P./MAY, I.M.
PARTIAL-INTERACTION DESIGN OF COMPOSITE BEAMS(DISCUSSION).
THE STRUCTURAL ENGINEER, VOL. 54, NO.6, PP.219-226, 1976.
- 229 JOHNSON, R.P.
LOSS OF INTERACTION IN SHORT-SPAN COMPOSITE BEAMS AND PLATES.
BULL. TECH. DE LA SUISSE, RAMANDE, VOL.104, PP.109-114,
1978(IN FRENCH).
- 230 JOHNSON, R.P.
BACKGROUND TO BS 5400:PART 5, COMPOSITE BRIDGES.
THE STRUCTURAL ENGINEER, VOL. 57A, NO.5, PP.153-157, 1979.
- 231 JOHNSON, R.P./BUCKBY, R.J.
COMPOSITE STRUCTURES OF STEEL AND CONCRETE,
VOLUME 2; BRIDGE WITH A COMMENTARY ON BS 5400 PART 5.
GRANADA PUBLISHING, CROSBY LOCKWOOD STAPLES, 1979.
- 232 JOHNSTON, S.B./MATTOCK, A.H.
LATERAL DISTRIBUTION OF LOAD IN COMPOSITE BOX GIRDER BRIDGES.
HIGHWAY RESEARCH RECORD NO.167, "BRIDGE AND STRUCTURES",
HIGHWAY RESEARCH BOARD, PP.25-33, 1967.
- 233 JONES, L.L./WOOD, R.H.
YIELD-LINE ANALYSIS OF SLABS.
AMERICAN ELSEVIER PUBLISHING COMPANY, INC., NEW YORK, 1967.
- 234 JONES, B.T.
THE FLEXURAL STRENGTH OF STEEL AND CONCRETE COMPOSITE BEAMS
USING CELLULAR FLOOR.
TECHNICAL DATA REPORT NO.64-23, H.H. ROBERTSON CO.,
PITTSBURGH, PA., JUNE, 1964.

- 235 JONES, R./RIZK, A.A.
INVESTIGATION OF BEHAVIOR OF ENCASED STEEL COLUMNS UNDER LOAD.
THE STRUCTURAL ENGINEER, VOL.41, NO.1, JANUARY, PP.21-33, 1963.
- 236 KATO, B./KANATANI, H.
EXPERIMENTAL STUDIES ON CONCRETE FILLED TUBULAR COLUMNS.
STEEL STRUCTURES LABORATORY REPORT, DEPARTMENT OF
ARCHITECTURE, FACULTY OF ENGINEERING, TOKYO UNIVERSITY,
OCTOBER, 1966.
- 237 KAVANAUGH, T.C.
BOX GIRDER BRIDGE DESIGN.
ALSC ENGINEERING JOURNAL, AMERICAN INSTITUTE OF STEEL
CONSTRUCTION, VOL. 4, NO.3, PP.100-106, JULY, 1967.
- 238 KENNEDY, J.B.
PRESTRESS DECKS IN CONTINUOUS COMPOSITE BRIDGE.
PROC. ASCE, VOL. 108, NO. ST11, PP.2392-2410, 1982.
- 239 KERENSKY, O.A./DALLARD, M.J.
THE FOUR-LEVEL INTERCHANGE BETWEEN M4 AND M5 MOTORWAYS
AT ALMONDSBURY.
PROCEEDINGS, THE INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS, VOL. 40
JULY, PP.295-322, 1968.
- 240 KHAN, F.R.
COLUMN-FREE BOX-TYPE FRAMING WITH AND WITHOUT CORE.
PRELIMINARY PUBLICATION, INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR
BRIDGE AND STRUCTURAL ENGINEERING, EIGHTH CONGRESS, NEW YORK,
PP.261-273, 1968
- 241 KHAN, F.R. / AMIN, M.R.
ANALYSIS AND DESIGN OF FRAMED TUBE STRUCTURES FOR TALL
CONCRETE BUILDING.
THE STRUCTURAL ENGINEER, VOL.51, NO.3,
MARCH, PP.85-92, 1973
- 242 KING, D.C./ SLUTTER, R.G./DRISCOLL, G.C.
FATIGUE STRENGTH OF 1/2-INCH DIAMETER STUD SHEAR CONNECTORS.
HIGHWAY RESEARCH RECORD NO.103, HIGHWAY RESEARCH BOARD,
PP.78-106, 1965.
- 243 KLOPPPEL, K.
DIE THEORIE DER STAHLVERBUNDBAUWEISE IN STATISCH UNBESTIMMTEN
SYSTEMEN UNTER BERUECKSICHTIGUNG DES KRIECHEINFLUSSES.
DER STAHLBAU(BERLIN), VOL. 20, NO.2, PP.17-23, 1951.
- 244 KLOPPPEL, VON K./GODER, W.
INVESTIGATIONS OF THE LOAD CARRYING CAPACITY OF
CONCRETE-FILLED STEEL TUBES AND DEVELOPMENT OF A DESIGN
FORMULA.
(IN GERMAN), DER STAHLBAU, VOL.26, NO.1, 2, PP.1-10, JANUARY,
1957, PP.44-50, FEBRUARY, 1957.
- 245 KNOWLES, R.B./PARK, R.
STRENGTH OF CONCRETE FILLED STEEL TUBULAR COLUMNS.
JOURNAL OF STRUCTURAL DIVISION, ASCE, VOL. 95, NO.ST12, PROC.
PAPER 6936, PP.2565-2587, DEC, 1969.

- 246 KNOWLES, R.B./PARK, R.
AXIAL LOAD DESIGN FOR CONCRETE FILLED STEEL TUBES.
JOURNAL OF STRUCTURAL DIVISION, ASCE, VOL. 96, NO.ST10, PROC.
PAPER 7597, PP.2125-2153, OCT, 1970.
- 247 KNOWLES, R.B.
COMPOSITE STEEL AND CONCRETE CONSTRUCTION.
BUTTERWORTHS, LONDON, 1973.
- 248 KOLLBRUNNER, C.F./BASLER, K.
TORSION IN STRUCTURES.
SPRINGER-VERLAG, NEW YORK, N.Y., 1969.
- 249 KOMATU, S./SASAKI, T.
THEORY AND APPROXIMATE CALCULATION METHOD OF COMPOSITE
GRILLAGE GIRDER BRIDGES HAVING INCOMPLETE INTERACTION
PROC. JSCE, NO. 329, PP.27-37, 1983(IN JAPANESE).
- 250 KONISHI, I./KOMATU, S./OHASHI, M.
STRESS ANALYSIS AND CALCULATION FOR DESIGN OF COMPOSITE
BOX GIRDER.
PROC. JSCE, NO.25, PP.1-28, 1955(IN JAPANESE).
- 251 KREIGH, J.D./RICHARD, R.M.
EPOXY BONDED COMPOSITE T-BEAMS FOR HIGHWAY BRIDGES.
THE UNIVERSITY OF ARIZONA, 1966.
- 252 KREIGH, J.D./RICHARD, R.M.
FINAL REPORT ON EPOXY BONDED COMPOSITE T-BEAMS FOR HIGHWAY
BRIDGES.
ARIZONA TRANSPORTATION AND TRAFFIC INSTITUTE REPORT NO.12,
THE UNIVERSITY OF ARIZONA, TUCSON, 157 P, OCTOBER, 1966.
- 253 KROLL, G.D.
THE DEGREE OF COMPOSITE ACTION AT BEAM-TO-COLUMN JOINTS.
FRITZ ENGINEERING LABORATORY REPORT NO. 338.4,
LEHIGH UNIVERSITY, JUNE, 1968.
- 254 KUO, J.T.C./HEINS, C.P.
TORSIONAL PROPERTIES OF COMPOSITE STEEL BRIDGE MEMBERS.
UNIVERSITY OF MARYLAND, REPORT NO.37, 1970.
- 255 KUO, J.T.C./HEINS, C.P.
BEHAVIOR OF COMPOSITE BEAMS SUBJECTED TO TORSION.
REPORT NO.39, UNIVERSITY OF MARYLAND, 1971.
- 256 KUPFER, H./FOERSTER, W.
BESCHRAENKUNG DER RISSBREITEN IM STUETZENBEREICH
DURCHLAUFENDER STAHLVERBUNDTRAEGER.
BAUINGENIEUR, PP.387-389, 1978.
- 257 LACHANCE, L./HAYS, C.O.
ACCURACY OF COMPOSITE SECTION NONLINEAR SOLUTIONS.
PROC. ASCE, VOL. 106, NO.ST11, PP.2203-2219, 1980.
- 258 LACHANCE, L.
ULTIMATE STRENGTH OF BIAXIALLY LOAD COMPOSITE SECTION.
PROC. ASCE, VOL. 108, NO. ST10, PP.2313-2329, 1982.

- 259 LANG, K.W./NEMAT-NASSER, S.
VIBRATION AND BUCKLING OF COMPOSITE BEAMS.
J. STRUCT. MECH. 5(4), PP.395-419, 1977.
- 260 LAPSINS, V.
A COMPARATIVE STUDY OF COMPOSITE ACTION IN STRUCTURAL STEEL AND CONCRETE BEAMS.
THESIS SUBMITTED TO THE DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING, STATE UNIVERSITY OF IOWA, IN PARTIAL FULFILLMENT OF THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE OF MASTER OF SCIENCE IN 1953.
- 261 LAREDO, M./BARD, J.
A STUDY OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE COLUMNS AND THEIR APPLICATION IN HIGH-RISE BUILDINGS.
(IN FRENCH), ANNALES DE L'INSTITUT DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS, PARIS, VOL. 22, NO.254, PP.388-421, FEBRUARY, 1969.
- 262 LARNACH, W.J./PARK, R.
THE BEHAVIOR UNDER LOAD OF SIX CASTELLATED COMPOSITE T-BEAMS.
CIVIL ENGINEERING AND PUBLIC WORKS REVIEW, PP.339-343 MARCH, 1964.
- 263 LEE, J.A.M.
EFFECTIVE WIDTH OF TEE BEAMS.
THE STRUCTURAL ENGINEER, VOL. 40, NO.1, PP.21-27, JANUARY, 1962.
- 264 LEMBECK, H.G.,JR.
COMPOSITE DESIGN OF OPEN WEB STEEL JOISTS.
THESIS SUBMITTED TO WASHINGTON UNIVERSITY, ST. LOUIS, MO., PARTIAL FULFILLMENT OF THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE OF MASTER OF SCIENCE.,1965
- 265 LEONHARDT, F.
GEDANKEN ZUR BAULICHEN DURCHBILDUNG VON DURCHLAUFTRAEGERN IN VERBUND-BAUWEISE.
DER BAUINGENIEUR (BERLIN), VOL.25, NO.8, PP.284-286, 1950.
- 266 LEW, H.S.
EFFECT OF SHEAR CONNECTOR SPACING ON THE ULTIMATE STRENGTH OF CONCRETE-ON-STEEL COMPOSITE BEAMS.
NATIONAL BUREAU OF STANDARDS REPORT NO.10 246, U.S. DEPARTMENT OF COMMERCE, AUGUST, 1970.
- 267 L'HERMITE, R.
THE USE OF BONDING AGENTS IN REINFORCED CONCRETE PLATED CONCRETE.
(IN FRENCH), PRELIMINARY REPORT, INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR BRIDGE AND STRUCTURAL ENGINEERING, NINTH CONGRESS, AMSTERDAM, PP.193-202, MAY, 1972.
- 268 LINK, H.
WATERWIGHT SHAFT LINING OF COMBINED CONCRETE AND STEEL-PLATE CONSTRUCTION FOR A CANADIAN POTASH MINE SHAFT.
THE CANADIAN MINING AND METALLURGICAL BULLETIN, VOL. 64, NO.711, PP.73-78, JULY, 1971.

- 269 LONG, A.E./CSAGOLY, P.
A NOTE ON SHRINKAGE STRESSES IN CONTINUOUS STEEL-CONCRETE COMPOSITE BRIDGES.
THE STRUCTURAL ENGINEER, VOL. 53, NO.6, PP.256-258, 1975.
- 270 MACKAY, H.M./GILLESPIE, P./LELUAU, C.
REPORT ON THE STRENGTH OF STEEL I-BEAMS HAUNCHED WITH CONCRETE.
ENGINEERING JOURNAL, ENG. INAT.OF CANADA, VOL.6, NO.8, PP.365-369, 1923.
- 271 MACKAY, H.M.
STEEL I-BEAMS HAUNCHED WITH CONCRETE.
ENGINEERING AND CONTRACTING (CHICAGO), VOL.66, NO.2, PP.53-57, 1927.
- 272 MACKAY, S./WONG, F.K.C.
EFFECTIVE WIDTH OF A COMPOSITE TEE-BEAM FLANGE.
THE STRUCTURAL ENGINEER, VOL. 39, NO.9, PP.277-285, SEPTEMBER, 1961.
- 273 MAEDA, Y./KAJIKAWA, Y.
FATIGUE STRENGTH OF STEEL PLATES WITH A STUD SHEAR CONNECTOR FOR APPLICATION TO CONTINUOUS COMPOSITE BEAMS.
PRELIMINARY REPORT, INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR BRIDGE AND STRUCTURAL ENGINEERING, NINTH CONGRESS, AMSTERDAM, PP.145-156, MAY, 1972.
- 274 MAEDA, Y./CHANG, H.D.
STRUCTURAL BEHAVIOR OF SKEW COMPOSITE GIRDERS BY FINITE ELEMENT METHOD ANALYSIS.
REPORT NO.1223, TECHNOLOGY REPORT OF THE OSAKA UNIVERSITY, PP.783-802, 1974.
- 275 MAEDA, Y./KAJIKAWA, Y.
FATIGUE BEHAVIOR OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE BEAMS WITH DEFORMED STUD SHEAR CONNECTORS.
TECHNOLOGY REPORT OF THE OSAKA UNIVERSITY, NO. 1270, PP.439-449, 1975.
- 276 MAEDA, Y./MATSUI, S.
PROGRESS IN STEEL-CONCRETE COMPOSITE STRUCTURES IN RELATION TO HIGHWAY CONSTRUCTION IN JAPAN.
8TH IRF CONGRESS, D-3.2, PP.136-139, 1977.
- 277 MAEDA, Y./ISHIZAKI, S.
STRUCTURAL BEHAVIOR OF SLABS AT SKEWED COMPOSITE GIRDERS.
REPORT NO.1489, TECHNOLOGY REPORT OF THE OSAKA UNIVERSITY, PP.275-283, 1978.
- 278 MAEDA, Y.
APPLICATIONS OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE CONSTRUCTIONS.
IABSE PROCEEDINGS P-40181, PP.33-48, 1981.
- 279 MAIER-LEIBNITZ
VERSUCHE UBER DAS ZUSAMMENWIRKEN VON I-TRAEGERN MIT EISENBETONEDECKEN.
DIE BAUTECHNIK(BERLIN), VOL. 19, NO.25, PP.265-270, 1941.

- 280 MAINS, R.M.
REPORT OF TESTS OF COMPOSITE STEEL-CONCRETE BEAMS.
UNPUBLISHED REPORT, FRITZ ENGINEERING LABORATORY, LEHIGH
UNIVERSITY, MAY, 1943.
- 281 MAINSTONE, R.J. /MENZIES, J.B.
SHEAR CONNECTORS IN STEEL-CONCRETE COMPOSITE BEAMS FOR
BRIDGES, PART 1: STATIC AND FATIGUE TESTS ON PUSH-OUT
SPECIMENS.
CONCRETE, LONDON, VOL. 1, NO. 9, PP.291-302, SEPTEMBER, 1967.
- 282 MAINSTONE, R.J.
SHEAR CONNECTORS IN STEEL-CONCRETE COMPOSITE BEAMS FOR
BRIDGES AND THE NEW CP117: PART 2.
PROCEEDINGS, THE INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS,
VOL. 38, PP.83-106, SEPTEMBER, 1967.
- 283 MAINZ, B./WOLFF, H.J.
STRESS ANALYSIS FOR STATICALLY INDETERMINATE COMPOSITE BEAMS.
(IN GERMAN), DER STAHLBAU, VOL. 41, NO. 2, PP.45-48,
FEBRUARY, 1972.
- 284 MAITY, S.C. /NARASIMHAN, R.K.
PLASTIC ROTATIONS IN COMPOSITE BEAMS.
JOURNAL OF THE INSTITUTE OF ENGINEERS (INDIA), CIVIL
ENGINEERING DIVISION, VOL. 50, PP.228-232, MAY, 1970.
- 285 MANNING, R.C.
COMBINED ACTION OF CONCRETE SLABS AND SUPPORTING STRUCTURAL
STEEL BEAMS.
ENGINEERING JOURNAL, ENG. INST. OF CANADA,
VOL. 99, NO. 3, PP.149-153, 1946.
- 286 MARSHALL, W.T. /NELSON, H.M. /BANERJEE, H.K.
AN EXPERIMENTAL STUDY OF THE USE OF HIGH-STRENGTH
FRICATION-GRIP BOLTS AS SHEAR CONNECTORS IN COMPOSITE BEAMS.
THE STRUCTURAL ENGINEER, VOL. 49, NO. 4, PP.171-178,
APRIL, 1971.
- 287 MATTOCK, A.H. /JOHNSTON, S.B.
BEHAVIOR UNDER LOAD OF COMPOSITE BOX-GIRDER BRIDGES.
JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION, ASCE,
VOL. 94, NO. ST10, PROC. PAPER 6168, PP.2351-2370, OCT., 1968.
- 288 MATTOCK, A.H.
DEVELOPMENT OF DESIGN CRITERIA FOR COMPOSITE BOX GIRDER
BRIDGES.
PROCEEDINGS OF THE CONFERENCE ON DEVELOPMENTS IN BRIDGE DESIGN
AND CONSTRUCTION, CARDIFF, MARCH, 1971
CROSBY, LOCKWOOD AND SON LTD., LONDON, 1971.
- 289 MAY, I.M.
RESTRAINED COMPOSITE COLUMNS.
PH.D. THESIS, UNIVERSITY OF WARWICK, 1976.
- 290 MCDERMOTT, J.F.
TESTS EVALUATING PUNCHING SHEAR RESISTANCE OF PREFABRICATED
COMPOSITE BRIDGE UNITS MADE WITH INVERTED STEEL T-BEAMS.
HIGHWAY RESEARCH RECORD NO.103, HIGHWAY RESEARCH BOARD,
PP.41-52, 1965
- 291 MCDERMOTT, J.F.
PREFABRICATED COMPOSITE HIGHWAY BRIDGE UNITS WITH INVERTED
STEEL T-BEAMS.
HIGHWAY RESEARCH RECORD NO.167, HIGHWAY RESEARCH BOARD,
PP.34-45, 1967.
- 292 MCDERMOTT, J.F.
STRUCTURAL TESTS OF A COMPOSITE FLOOR SYSTEM.
JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION, ASCE, VOL. 93, NO.ST1,
PROC. PAPER 5100, PP.255-274, FEB, 1967.
- 293 MCKAY, C.
COMPOSITE BRIDGE DECK ON CONSTRUCTION USING STEEL HOLLOW
TRAPEZOIDAL GIRDERS.
J. INSTN. HIGHWAY ENGRS, VOL. 18, NO. 2, PP.5-16, FEB., 1971.
- 294 MCGARRAUGH, J.B./BALDWIN, J.W.
LIGHTWEIGHT CONCRETE-ON-STEEL COMPOSITE BEAMS.
ALSC ENGINEERING JOURNAL, AMERICAN INSTITUTE OF STEEL
CONSTRUCTION, VOL. 8, NO.3, PP.90-98, JULY, 1971.
- 295 MCMANUS, P.F./NASIR, G.A./CULVER, C.G.
HORIZONTALLY CURVED GIRDERS-STATE, OF THE ART.
JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION, ASCE, VOL. 95, NO.ST5,
PROC. PAPER 6546, PP.853-870, MAY, 1969.
- 296 MCMANUS, P.F./CULVER, C.G.
NONUNIFORM TORSION OF COMPOSITE BEAMS.
JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION, ASCE, VOL. 95, NO.ST6,
PROC.PAPER 6623, PP.1233-1255, JUNE, 1969.
- 297 MENZEIS, J.B.
STRUCTURAL BEHAVIOR OF THE MORT STREET FLYOVER, COVENTRY.
CIVIL ENGINEERING AND PUBLIC REVIEW, 63, PP.967-971,
SEPTEMBER, 1968.
- 298 MENZIES, J.B.
CP117 AND SHEAR CONNECTORS IN STEEL-CONCRETE COMPOSITE BEAMS
MADE WITH NORMAL-DENSITY OR LIGHTWEIGHT CONCRETE.
THE STRUCTURAL ENGINEER, VOL. 49, NO.3, PP.137-154, 1971.
- 299 MIKLOFSKY, H.A./GONSIOR, M.J.
INVESTIGATION OF PHYSICAL PROPERTIES OF EPOXY BONDING
COMPOUNT FOR COMPOSITE BEAM BRIDGE CONSTRUCTION.
HIGHWAY RESEARCH RECORD NO.34, HIGHWAY RESEARCH BOARD,
PP.130-149, 1963.
- 300 MOFFATT, K.R.
AN ANALYTICAL STUDY OF THE LONGITUDINAL BEHAVIOUR OF
COMPOSITE BOX GIRDER BRIDGES HAVING INCOMPLETE INTERACTION
ENGINEERING STRUCTURES LABORATORIES CIVIL ENGINEERING
DEPARTMENT, IMPERIAL COLLEGE, LONDON, CESLI REPORT C81,
FEBRUARY, 1976.
- 301 MOFFATT, K.R./LIM, P.T.K.
FINITE ELEMENT ANALYSIS OF BOX GIRDER BRIDGES HAVING
COMPLETE AND INCOMPLETE INTERACTION.
PROC. ICE, PART 2, PP.1-22, 1976.

- 302 MOFFATT, K.R./DOWLING, P.J.
THE LONGITUDINAL BENDING BEHAVIOUR OF COMPOSITE BOX GIRDER BRIDGES HAVING INCOMPLETE INTERACTION.
THE STRUCTURAL ENGINEER, VOL. 56B, NO.3, PP.53-60, 1978.
- 303 MOFFATT, K.R./DOWLING, P.J.
BRITISH SHEAR LAG RELES FOR COMPOSITE GIRDERS.
PROC. ASCE, VOL. 104, NO. ST7, PP.1123-1130, 1978.
- 304 MOFFATT, K.R./DOWLING, P.J.
THE LONGITUDINAL BENDING BEHAVIOUR OF COMPOSITE BOX GIRDER BRIDGE HAVING INCOMPLETE INTERACTION.(CORRESPONDENCE).
THE STRUCTURAL ENGINEER, VOL. 57B, NO.2, PP.37-48, 1979.
- 305 MORISHITA, Y./TOMII, M./YOSHIMURA, K.
EXPERIMENTAL STUDIES ON BOND STRENGTH IN CONCRETE FILLED CIRCULAR STEEL TUBULAR COLUMNS SUBJECTED TO AXIAL LOADS.
TRANS. JCI, VOL.1, PP.351-358, 1979.
- 306 MORISHITA, Y./TOMII, M./YOSHIMURA, K.
EXPERIMENTAL STUDIES ON BOND STRENGTH IN CONCRETE FILLED SQUAR AND OCTAGONAL STEEL TUBULAR COLUMNS SUBJECTED TO AXIAL LOADS.
TRANS. JCI, VOL. 1, PP.359-366, 1979.
- 307 MORISHITA, Y./TOMII, M.
EXPERIMENTAL STUDIES ON BOND STRENGTH BETWEEN SQUARE STEEL TUBE AND ENCASED CONCRETE CORE UNDER CYCLIC SHEARING FORCE AND CONSTANT AXIAL FORCE.
TRANS. JCI, VOL. 4, PP.363-370, 1982.
- 308 NAGHSHINEH, F./BANNISTER, A.
BEHAVIOR OF STEEL BEAMS ENCASED IN LIGHTWEIGHT AGGREGATE CONCRETE.
CIVIL ENGINEERING, LONDON, VOL. 62, NO.735, 736, PP.1137-1139, OCTOBER, PP.1263-1264, NOVEMBER, 1967.
- 309 NAKA, T./WAKABAYASHI, M./MURATA, J.
STEEL-REINFORCED CONCRETE CONSTRUCTION.
PRELIMINARY REPORT, INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR BRIDGE AND STRUCTURAL ENGINEERING, NINTH CONGRESS, AMSTERDAM, PP.165-172, MAY, 1972.
- 310 MALL, M./HARNON, T./KONYALIAN, R./GALAMBOS, T.V.
EXPERIMENTS ON COMPOSITE OPEN-WEB STEEL JOISTS.
RESEARCH REPORT NO.13, STRUCTURAL DIVISION, CIVIL AND ENVIRONMENTAL ENGINEERING DEPARTMENT, WASHINGTON UNIVERSITY, ST. LOUIS, MO., JANUARY, 1970.
- 311 NEOGI, P.K.
CONCRETE FILLED TUBULAR COLUMNS.
THESIS SUBMITTED TO THE IMPERIAL COLLEGE OF SCIENCE AND TECHNOLOGY, UNIVERSITY OF LONDON, IN PARTIAL FULFILLMENT OF THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE OF DOCTOR OF PHILOSOPHY, IN 1967.
- 312 NEOGI, P.K./SEN, H.K./CHAPMAN, J.C.
CONCRETE-FILLED TUBULAR STEEL COLUMNS UNDER ECCENTRIC LOADING.
THE STRUCTURAL ENGINEER, VOL. 47, NO.5, PP.187-195, MAY, 1969.

- 313 NICHOLAS, R.J.
DEVELOPMENT OF THE PREFLECKION OF BRIDGES FOR BRIDGEWORKS.
PROCEEDING OF THE CONFERENCE ON STEEL BRIDGES, BRITISH CONSTRUCTIONAL STEELWORK ASSOCIATION, PP.123-132, JUNE, 1968.
- 314 NEWMARK, N.M./SIESS, C.P./VIEST, I.M.
TESTS AND ANALYSIS OF COMPOSITE BEAMS WITH INCOMPLETE INTERACTION.
PROCEEDINGS, SOCIETY FOR EXPERIMENTAL STRESS ANALYSIS, VOL. 9, NO.1, PP.75-92, 1951.
- 315 NEWMARK, N.M./SIESS, C.P.
RESEARCH ON HIGHWAY BRIDGE FLOORS.
PROCEEDING, HIGHWAY RESEARCH BOARD, VOL. 33, PP.30-53, 1954.
- 316 NISHIKI, T./ABE, H./OZAKA, Y.
STRUCTURAL DESIGN INNOVATIONS IN JAPANESE NATIONAL RAILWAYS.
CIVIL ENGINEERING, ASCE, VOL. 39, NO.11, PP.60-63, NOV, 1969.
- 317 OKUMURA, T./SATO, M.
STUDY ON STRENGTH OF COMPOSITE BEAMS.
TECHNOLOGY REPORT OF THE UNIV. OF TOKYO, 1972.(IN JAPANESE).
- 318 OKUMURA, T./SATO, M.
ELASTIC AND PLASTIC ANALYSIS OF COMPOSITE BEAMS HAVING STUD CONNECTOR USING FINITE ELEMENT METHOD.
TECHNOLOGY REPORT OF THE UNIV. OF TOKYO, 1973(IN JAPANESE).
- 319 OKUMURA, T./SATO, M.
STUDY ON INTERACTION AMONG STRUCTURAL ELEMENTS OF COMPOSITE BEAMS WITH MULTI-GIRDER.
ANNUAL REPORT OF THE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE, UNIVERSITY OF TOKYO, VOL. 33, PP.59-69, 1974.
- 320 OKUMURA, T./SATO, M.
ANALYSIS OF COMPOSITE BEAMS CONSIDERING STIFFNESS OF FLOOR AND LATERAL SYSTEMS.
PROC. JSCE, NO.222, PP.1-13, 1974.(IN JAPANESE)
- 321 OLEINIK, J.C./HEINS, C.P.
DIAPHRAGMS FOR CURVED BOX BEAM BRIDGES.
PROC. ASCE, VOL. 101, NO. ST10, PP.2161-2178, 1975.
- 322 OLLGAARD, J./SLUTTER, R.G./FISHER, J.W.
THE STRENGTH OF STUD SHEAR CONNECTORS IN LIGHTWEIGHT CONCRETE AND NORMAL-WEIGHT CONCRETE.
AISC ENGINEERING JOURNAL, AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, VOL. 8, NO.2, PP.55-64, APRIL, 1971.
- 323 PARK, R.
THE ULTIMATE STRENGTH OF CONTINUOUS COMPOSITE T-BEAMS.
CIVIL ENGINEERING TRANSACTIONS, THE INSTITUTION OF ENGINEERS, AUSTRALIA, VOL. CE9, NO.2, PP.249-258, 1967.
- 324 PERRY, E.S.
A STUDY OF DYNAMICALLY LOADED COMPOSITE MEMBERS.
THESIS SUBMITTED TO THE UNIVERSITY OF TEXAS AT AUSTIN, IN PARTIAL FULFILLMENT OF THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE OF DOCTOR OF PHILOSOPHY, IN 1965.

- 325 PLUM, D.R./HORNE, M.R.
THE ANALYSIS OF CONTINUOUS COMPOSITE BEAMS WITH PARTIAL INTERACTION.
PROC. ICE, PART 2, VOL. 59, PP.625-643, 1975.
- 326 PORTER, M.L./EKBERG, C.E., JR.
INVESTIGATION OF COLD-FORMED STEEL DECK-REINFORCED CONCRETE FLOOR SLABS.
PROCEEDINGS OF FIRST SPECIALLY CONFERENCE ON COLD-FORMED STEEL STRUCTURES, UNIVERSITY OF MISSOURI-ROLLA, PP.179-185, AUGUST, 1971.
- 327 PROCTOR, A.N.
FULL SIZE TESTS FACILITATE DERIVATION OF RELIABLE DESIGN METHODS.
CONSULTING ENGINEER, LONDON, VOL. 31, NO.8, PP.54-55, 57-58, 60, AUGUST, 1967.
- 328 PROCTOR, A.N.
COMPOSITE CONSTRUCTION.
CONSULTING ENGINEER, VOL. 33, NO.2, PP.48, 50, 52, 54, FEBRUARY, 1969.
- 329 RAO, S.N.
COMPOSITE COSTRUCTION-TESTS ON SMALL-SCALE SHEAR CONNECTORS.
CIVIL ENGINEERING TRANSACTIONS, INSTITUTION OF ENGINEERS, AUSTRALIA, VOL. CE12, NO.1, PP.106-115, APRIL, 1970.
- 330 RAO, S.N.
COMPOSITE OPEN-WEB STEEL JOISTS.
JOURNAL, CIVIL ENGINEERING DIVISION, THE INSTITUTION OF ENGINEERS, INDIA, VOL. 50, NO.11, PART C16, PP.292-296, JULY, 1970.
- 331 RAWLES, R.H.
DALLAS BRIDGE HAS POST-TENSIONED CONCRETE DECK.
CIVIL ENGINEERING AMERICAN SOCIETY CIVIL ENGINEERS, VOL. 43, NO.4, PP.74-77, APRIL, 1973.
- 332 REDDY, V.M./HENDRY, A.W.
ULTIMATE STRENGTH OF A COMPOSITE BEAM ALLOWING FOR STRAIN HARDENING.
INDIAN CONCRETE JOURNAL, VOL. 44, NO.9 PP.388-396, SEPTEMBER, 1970.
- 333 RIVERA, U./SLUTTER, R.G.
TESTS OF LIGHTWEIGHT CONCRETE COMPOSITE BEAMS WITH METAL DECK.
FRITZ ENGINEERING LABORATORY REPORT NO.200.67.458.1, LEHIGH UNIVERSITY, JANUARY, 1968.
- 334 ROBINSON, H.
PRELIMINALLY INVESTIGATION OF A COMPOSITE BEAM WITH RIBBED SLAB FORMED BY CELLULAR STEEL DECKING.
ENGINEERING DEPARTMENT REPORT NO.35, MCMASTER UNIVERSITY, HAMILTON, ONT., CANADA, OCTOBER, 1961.
- 335 ROBINSON, H.
TESTS ON COMPOSITE BEAMS WITH CELLULAR DECK.
JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION, ASCE, VOL. 93, NO.ST4, PROC. PAPER 5391, PP.139-164, AUG, 1967.

- 336 ROBINSON, H.
COMPOSITE BEAM INCORPORATING CELLULAR STEEL DECKING.
JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION, ASCE, VOL. 95, NO.ST5, PROC. PAPER 6447, PP.335-380, MAR, 1969.
- 337 ROBINSON, H./UPPAL, A.S.
VARIATION OF SECTION MODULUS ALONG THE LENGTH OF A COMPOSITE BEAM.
SYMPOSIUM ON COMPOSITE CONSTRUCTION, QUEEN'S UNIVERSITY, KINGSTON, ONTARIO, JUNE, 1969.
- 338 RODERICK, J.W./HAWKINS, N.M./LIM, L.C.
BEHAVIOR OF COMPOSITE STEEL AND LIGHTWEIGHT CONCRETE BEAMS.
CIVIL ENGINEERING TRANSACTIONS, INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS, AUSTRALIA, VOL. CE9, NO.2, PP.265-275, OCTOBER, 1967.
- 339 RODERICK, J.W.
FURTHER STUDIES OF COMPOSITE STEEL AND CONCRETE STRUCTURES.
PRELIMINALLY REPORT, INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR BRIDGE AND STRUCTURAL ENGINEERING, NINTH CONGRESS, AMSTERDAM, PP.157-164, MAY, 1972.
- 340 RODERICK, J.W./ROGERS, D.F.
LOAD CARRYING CAPACITY OF SIMPLE COMPOSITE COLUMNS.
JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION, ASCE, VOL. 95, NO.ST2, PROC. PAPER 6412, PP.209-228, FEB, 1969.
- 341 RODERICK, J.W.
FURTHER STUDIES OF COMPOSITE STEEL AND CONCRETE STRUCTURES.
PRELIMINALLY REPORT, INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR BRIDGE AND STRUCTURAL ENGINEERING, NINTH CONGRESS, AMSTERDAM, PP.157-164, MAY, 1972.
- 342 RODERICK, J.W.
FURTHER STUDIES OF COMPOSITE STEEL AND CONCRETE STRUCTURES.
PRELIMINALLY REPORT, INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR BRIDGE AND STRUCTURAL ENGINEERING, NINTH CONGRESS, AMSTERDAM, PP.165-172, MAY, 1972.
- 343 ROIK, K.
METHODS OF PRESTRESSING CONTINUOUS COMPOSITE GIRDERS.
PROCEEDINGS OF THE CONFERENCE ON STEEL BRIDGES, INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS, PP.75-81, JUNE, 1968.
- 344 ROLL, F.
EFFECTS OF DIFFERENTIAL SHRINKAGE AND CREEP ON A COMPOSITE STEEL-CONCRETE STRUCTURE.
ACI SPECIAL PUBLICATION SP 27-8, 1971.
- 345 ROS, M.
LES CONSTRUCTIONS ACIER-BETON, SYSTEME ALPHA.
L'OSSATURE METALLIQUE(BRUXELLES), VOL. 3, NO.4, PP.195-208, 1934.
- 346 ROS, M.
TRAEGER IN VERBUNDBAUWEISE.
REPORT NO.149, SWISS FEDERAL MAT. TEST. LAB. (EMPA), ZURICH, 1944.

- 347 ROSHARDT, W.
EFFECT OF WELDING BOLTS ON THE BASE MATERIAL.
SCHWEIZERISCHE BAUZEITUNG, VOL.84, NO.1, PP.906-908,
JANUARY, 1966.
- 348 RUSSELL, W.A.
STRUCTURAL PROPERTIES OF LIGHT GAGE TUBULAR COLUMNS.
PAPER NO.21, HOUSING AND HOME FINANCE AGENCY, DIVISION OF
HOUSING RESEARCH, WASHINGTON, D.C., OCTOBER, 1953.
- 349 SAKINO, K./TOMII, M.
HYSTERETIC BEHAVIOR OF CONCRETE FILLED SQUARE STEEL TUBULAR
BEAM-COLUMNS FAILED IN FLEXURE.
TRANS. JCI, VOL. 3, PP.439-446, 1981.
- 350 SALANI, H.J./SIMS, J.R.
BEHAVIOR OF MORTAR FILLED STEEL TUBES IN COMPRESSION.
JOURNAL, AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, VOL. 61, NO.10,
PP.1271-1283, OCTOBER, 1964.
- 351 SARNES, F.C./DANIELS, J.H.
PRESTRESSING THE NEGATIVE MOMENT REGION OF COMPOSITE BEAMS.
FRITZ ENGINEERING LABORATORY REPORT NO.359.7, LEHIGH
UNIVERSITY, AUGUST, 1971.
- 352 SATO, M./KATO, C./MIYOSHI, H./
MECHANICAL CHARACTERISTICS OF CONCRETE-FILLED STEEL PIPES
WITH CHECKERED PROJECTIONS.
TRANS. JCI, VOL. 3, PP. 431-438, 1981.
- 353 SATO, M.
STUDY ON STATIC BEHAVIOR OF COMPOSITE BEAM WITH MULTIGIRDER.
(IN JAPANESE) TECHNOLOGY REPORT OF THE UNIV. OF TOKYO.
- 354 SATTLER, K.
DIE FLIESSSICHERHEIT VON VOLLBAND-VERBUNDKONSTRUKTIONEN.
DIE BAUTECHNIK(BERLIN), VOL. 30, NO.6 PP.153-160, 1953.
- 355 SATTLER, K.
THEORIE DER VERBUNDKONSTRUKTIONEN.
WILHELM ERNST AND SOHN, BERLIN, 1953.
- 356 SATTLER, K.
USE OF HIGH STRENGTH FRICTION GRIP BOLTS IN COMPOSITE
CONSTRUCTION.
INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR BRIDGE AND STRUCTURAL
ENGINEERING, SIXTH CONGRESS, STOCKHOLM, PP.330-350, 1960.
- 357 SATTLER, K.
COMPOSITE CONSTRUCTION IN THEORY AND PRACTICE.
THE STRUCTURAL ENGINEER, VOL. 39, NO.4, PP.124-144, 1961.
- 358 SATTLER, K.
SOME REMARKS ON PROBLEMS RELATING TO COMPOSITE
STRUCTURES(ELEVATED ROADWAYS).
(IN GERMAN), PRELIMINARY PUBLICATIONS, INTERNATIONAL
ASSOCIATION FOR BRIDGE AND STRUCTURAL ENGINEERING,
SEVENTH CONGRESS, PP.657-667, 1964.

- 359 SAWANO, K./HAMADA, S./WAKABAYASHI, T./NARUOKA, M.
FATIGUE STRENGTH OF STUD SHEAR CONNECTORS WITH 19 MM DIAMETER.
TRANS. OF JSCE, VOL. 2, PART 1, PP.21-28, 1970.
- 360 SCALZI, J.B./ARNDT, A.P.
PLATE WALL CLADDING.
ASCE-IABSE INTERNATIONAL CONFERENCE ON PLANNING AND DESIGN
OF TALL BUILDINGS, CONFERENCE PREPRINTS ADDENDUM,
VOL. A, PP.277-283, AUGUST, 1972.
- 361 SCHILLING, C.G.
BENDING BEHAVIOR OF COMPOSITE HYBRID BEAMS.
JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION, ASCE, VOL. 94, NO. ST8,
PROC. PAPER 6071, PP.1945-1964, AUGUST, 1968.
- 362 SCHUSTER, R.M.
COMPOSITE STEEL-DECK-REINFORCED CONCRETE SYSTEMS FAILING IN
SHEAR BOND.
PRELIMINARY REPORT, INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR BRIDGE
AND STRUCTURAL ENGINEERING NINTH CONGRESS, AMSTERDAM,
PP.185-191, MAY, 1972.
- 363 SEABURG, P.A.
STATIC LOAD TESTS OF COMPOSITE BEAMS WITH HI-BOND AND
LIGHTWEIGHT CONCRETE-FINAL REPORT.
INLAND STEEL PRODUCTS CO., DECEMBER, 1966.
- 364 SEEK, W.G./FISHER, J.W./SLUTTER, R.G.
TESTS OF LIGHTWEIGHT CONCRETE COMPOSITE BEAMS WITH
METAL DECKING.
FRITZ ENGINEERING LABORATORY REPORT NO.200.70.468.1,
LEHIGH UNIVERSITY, NOVEMBER, 1970.
- 365 SELBY, K.A./STALLMEYER, J.E./MUNSE, W.H.
FATIGUE TESTS OF PLATES AND BEAMS WITH STUD SHEAR CONNECTORS.
STRUTURAL RESEARCH SERIES 270, UNIVERSITY OF ILLINOIS, 1963.
- 366 SEN, H.K.
TRIAXIAL EFFECTS IN CONCRETE-FILLED TUBULAR STEEL COLUMNS.
THESIS SUBMITTED TO THE UNIVERSITY OF LONDON, IN PARTIAL
FULFILLMENT OF REQUIREMENTS FOR THE DEGREE OF DOCTOR OF
PHILOSOPHY, JULY, 1969.
- 367 SEN, H.K.
CONCRETE-FILLED TUBULAR STEEL COLUMNS.
TUBULAR STRUCTURES, NO.17, BRITISH STEEL CORPORATION, TUBES
DIVISION, PP.14-17, NOVEMBER, 1970.
- 368 SEN, S.K.
COMPOSITE OPEN-WEB STEEL JOISTS WITH EXTENDED WEBS.
THESIS SUBMITTED TO WASHINGTON UNIVERSITY, ST. LOUIS, MO.,
IN PARTIAL FULFILLMENT OF THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE
MASTER OF SCIENCE.
- 369 SEVERN, R.T.
THE EFFECTIVE WIDTH OF T-BEAMS.
MAGAZINE OF CONCRETE RESEARCH, VOL. 76, NO.47, PP.99-102,
JUNE, 1964.

- 370 SIESS, C.P.
COMPOSITE CONSTRUCTION FOR I-BEAM BRIDGES.
TRANSACTIONS, AM. SOC. OF CIV. ENGRS., VOL.114, PP.1023-1045,
1949.
- 371 SIESS, C.P./VIEST, I.M./NEWMARK, N.M.
STUDIES OF SLAB AND BEAM HIGHWAY BRIDGES, PART3-SMALL-SCALE
TESTS OF SHEAR CONNECTORS AND COMPOSITE T-BEAMS.
BULLETIN 396, UNIV. OF ILL. ENG. EXP. STA., 1952.
- 372 SINCLAIR, G.M.
FATIGUE STRENGTH OF 3/4 INCH WELDED STUD SHEAR CONNECTORS.
ENGINEERING TEST DATA, NELSON STUD WELDING, LORAIN, OHIO.
- 373 SLUTTER, R.G./DRISCOLL, G.C.
TEST RESULTS AND DESIGN RECOMMENDATIONS FOR COMPOSITE BEAMS
FOR BUILDINGS
REPORT 279.10, FRITZ ENG. LAB., LEHIGH UNIV., JAN., 1962.
- 374 SLUTTER, R.G./ADAMS, R.G.
TESTS OF COMPOSITE BEAMS WITH HOLORIB COMPOSITE SLABS.
FRITZ ENGINEERING LABORATORY REPORT NO.200.63.408.2,
LEHIGH UNIVERSITY, JULY, 1964.
- 375 SLUTTER, R.G./DRISCOLL, G.C.
FLEXURAL STRENGTH OF STEEL-CONCRETE COMPOSITE BEAMS.
JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION, ASCE, VOL.91, NO.ST2,
PROC. PAPER 4294, PP.71-99, APRIL, 1965.
- 376 SLUTTER, R.G./FISHER, J.W.
A PROPOSED PROCEDURE FOR THE DESIGN OF SHEAR CONNECTORS IN
COMPOSITE BEAMS.
FRITZ ENGINEERING LABORATORY REPORT NO.316.4, 1966.
- 377 SLUTTER, R.G./FISHER, J.W.
FATIGUE STRENGTH OF SHEAR CONNECTORS.
HIGHWAY RESEARCH RECORD NO.147, HIGHWAY RESEARCH BOARD,
PP.65-88, 1966
- 378 SLUTTER, R.G./FISHER, J.W.
FATIGUE STRENGTH OF SHEAR CONNECTORS.
STEEL RESEARCH FOR CONSTRUCTION BULLETIN NO.5, AMERICAN
IRON AND STEEL INSTITUTE, 38 P, 1967.
- 379 SLUTTER, R.G.
TEST OF CINCINNATI CENTER COMPOSITE BEAM.
FRITZ ENGINEERING LABORATORY REPORT NO.200.67.458.2,
LEHIGH UNIVERSITY JANUARY, 1968.
- 380 SLUTTER, R.G.
TESTS OF LIGHTWEIGHT CONCRETE MEMBERS WITH METAL DECKING.
FRITZ ENGINEERING LABORATORY REPORT NO.200.68.458.1,
LEHIGH UNIVERSITY, MARCH, 1969.
- 381 SLUTTER, R.G.
TESTS OF LIGHTWEIGHT COMPOSITE BEAM WITH METAL DECKING.
FRITZ ENGINEERING LABORATORY REPORT NO.200.69.458.2,
LEHIGH UNIVERSITY, AUGUST, 1969.

- 382 SOLOMON, S.K./SMITH, D.W./CUSENS, A.R.
FLEXURAL TESTS OF STEEL-CONCRETE-STEEL SANDWICHES.
MAG. CONC. RESEARCH, 28, 94, PP.B-20, MARCH, 1976.
- 383 SPILLERS, W.R.
ON COMPOSITE BEAMS.
PROC. ASCE, VOL. 91, NO.ST4, PP.17-21, 1965.
- 384 STEVENS, R.F.
ENCASED STANCHIONS.
THE STRUCTURAL ENGINEER, VOL. 43, NO.2, PP.59-66, FEBRUARY,
1965.
- 385 STUESSI, F.
PROFILTRAEGER, KOMBINIERT MIT BETON ODER EISENBETON, AUF
BIEGUNG BENNSPRUCHT.
FINAL REPORT, FIRST CONGRESS (PARIS), INT. ASSOC. BR. AND
STRUCT. ENG., PP.579-595, 1932.
- 386 STUESSI, F.
ZUSAMMENGESetzte VOLLWANDTRAEGER.
PUBRICATION, INT. ASSOC. FOR BR. AND STRUCT.
ENG., VOL.8, PP.249-269, 1947.
- 387 SURTEES, J.O./TORDOFF, D.
OPTIMUM DESIGN OF COMPOSITE BOX GIRDER BRIDGE STRUCTURES.
PROC. ICE, VOL. 63, PART 2, PP.181-194, 1977.
- 388 TACHIBANA, Y./KONDO, K.
EXPERIMENTAL STUDY ON THE PRESTRESSED COMPOSITE BEAMS.
MEMOIRS OF THE FACULTY OF ENGINEERING, OSAKA CITY UNIVERSITY,
OSAKA, JAPAN, VOL. 5, PP.173-180, DECEMBER, 1963.
- 389 TACHIBANA, Y./NAKAI, H.
ON THE EXPERIMENTAL RESULTS OF KEMA BRIDGE(THREE-SPAN
CONTINUOUS COMPOSITE GIRDER).
MEMOIRS OF THE FACULTY OF ENGINEERING, OSAKA CITY UNIVERSITY,
OSAKA, JAPAN, VOL. 5, PP.163-172, DECEMBER, 1963.
- 390 TACHIBANA, Y.
EXPERIMENT ON NON-PRESTRESSED CONTINUOUS COMPOSITE BEAMS.
INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR BRIDGE AND STRUCTURAL
ENGINEERING, PUBLICATION 30-1, PP.203-215, 1970.
- 391 TAGAWA, K./NAKAMOTO, J./
STUDY ON EXPANSIVE CONCRETE-STEEL COMPOSITE STRUCTURE.
TRANS. JCI, VOL. 3, PP.469-476, 1981.
- 392 TARICS, A.G.
CONCRETE-FILLED STEEL COLUMNS FOR MULTISTORY CONSTRUCTION.
MODERN STEEL CONSTRUCTION, AMERICAN INSTITUTE OF STEEL
CONSTRUCTION, VOL. 12, FIRST QUARTER, PP.12-15, 1972.
- 393 TAYLOR, R./PLUM, D.R./PAPASOZOSMENOS, A.G.
INVESTIGATION ON THE USE OF DEEP HAUNCHES IN COMPOSITE
CONSTRUCTION.
PROCEEDINGS, THE INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS, VOL. 47
PP.43-54, SEPTEMBER, 1970.

- 394 TAYLOR, R./BUERDON, P.
TESTS ON A NEW FORM OF COMPOSITE CONSTRUCTION.
PROCEEDINGS, THE INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS, VOL. 53,
PART 2-RESEARCH AND THEORY, PP.471-485, DECEMBER, 1972.
- 395 TAYLOR, T.P./MATLOCK, H.
FINITE ELEMENT ANALYSIS FOR COMPOSITE BEAMS.
RESEARCH REPORT 56-10, THE UNIVERSITY OF TEXAS, AUSTIN, 1968.
- 396 TERASZKIEWICZ, J.S.
TEST ON STUD SHEAR CONNECTORS.
TECH. NOTE 36, ROAD RESEARCH LAB., GROWTHORNE, 1965
- 397 TERASZKIEWICZ, J.S.
FORCES DUE TO TRAFFIC LOADS ON THE SHEAR CONNECTORS OF
SIMPLY SUPPORTED COMPOSITE GIRDERS.
REPORT LR175, ROAD RESEARCH LAB., GROWTHORNE, 1968.
- 398 TERASZKIEWICZ, J.S.
STATIC TESTS ON STUD SHEAR CONNECTORS IN HAUNCHED SLABS.
REPORT LR225, ROAD RESEARCH LAB., GROWTHORNE, 1968.
- 399 THELEN, A.B./WEILER, T.J./WIKER, R.L.
PUSH-OFF TESTS WITH 3/4 IN. AND 5/8 IN. STUDS, 3,000 PSI
SOLITE CONCRETE AND INLAND'S 3N, V HI-BOND FLOOR DECK.
PROJECT REPORT NO.7065.5, NOVEMBER, 1968.
- 400 THURLIMANN, B.
COMPOSITE BEAMS WITH STUD SHEAR CONNECTORS.
BULLETIN 174, HIGHWAY RESEARCH BOARD, WASHINGTON,
D.C., PP.18-38, 1958.
- 401 THUERLIMANN, B.
FATIGUE AND STATIC STRENGTH OF STUD SHEAR CONNECTORS.
JOURNAL, AMERICAN CONCRETE INST., VOL.30, NO.12, PP.1287-1302,
1959.
- 402 TIDE, R.H./GALAMBOS, T.V.
COMPOSITE OPEN-WEB JOISTS.
AISC ENGINEERING JOURNAL, AMERICAN INSTITUTE OF STEEL
CONSTRUCTION, VOL. 7, NO.1, PP.27-36, JANUARY, 1970.
- 403 TOMII, M./SAKINO, K.
A STATE OF ART REPORT ON CONCRETE FILLED STEEL TUBE STRUCTURES
CONCRETE JOURNAL, VOL. 13, NO. 2, PP.26-40, 1974 (IN JAPANESE).
- 404 TOMII, M./YOSHIMURA, K./MORISHITA, Y./
EXPERIMENTAL STUDIES ON CONCRETE FILLED STEEL TUBULAR STUB
COLUMNS UNDER CONCENTRIC LOADING.
PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL COLLOQUIUM ON STABILITY OF
STRUCTURES UNDER STATIC AND DYNAMIC LOADS, SSRG/ASCE
WASHINGTON D.C., MARCH 17-19, PP.718-741, 1977.
- 405 TOMII, M./SAKINO, K.
EXPERIMENTAL STUDIES ON CONCRETE FILLED SQUARE STEEL TUBULAR
BEAM-COLUMN SUBJECTED TO MONOTONIC SHEARING FORCE AND CONSTANT
FORCE.
TRANS. AIJ. NO.281, 1979.

- 406 TOMII, M./YOSHIMURA, K./MORISHITA, Y.
A METHOD OF IMPROVING BOND STRENGTH BETWEEN STEEL TUBE
AND CONCRETE CORE CAST IN CIRCULAR STEEL TUBULAR COLUMNS.
TRANS. JCI, VOL. 2, PP.319-326, 1980.
- 407 TOMII, M./YOSHIMURA, K./MORISHITA, Y.
A METHOD OF IMPROVING BOND STRENGTH BETWEEN STEEL TUBE AND
CONCRETE CORE CAST IN SQUARE AND OCTAGONAL STEEL TUBULAR
COLUMNS.
TRANS. JCI, VOL. 2, PP.327-334, 1980.
- 408 TOPRAC, A.A.
STRENGTH OF THREE NEW TYPES OF COMPOSITE BEAMS.
STEEL RESEARCH FOR CONSTRUCTION BULLETIN NO.2, AMERICAN
IRON AND STEEL INSTITUTE, 29 P, 1965.
- 409 TOPRAC, A.A.
FATIGUE STRENGTH OF 3/4 INCH STUD SHEAR CONNECTORS.
HIGHWAY RESEARCH RECORD NO.103, HIGHWAY RESEARCH BOARD,
PP.53-77, 1965.
- 410 TOPRAC, A.A./EYRE, D.G.
COMPOSITE BEAMS WITH A HYBRID TEE STEEL SECTION.
JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION, ASCE, VOL. 93, NO.5T5,
PROC. PAPER 5518, PP.309-322, OCT, 1967.
- 411 TSUJI, Y./SATO, M.
EXPANSIONS OF EXPANSIVE CONCRETE UNDER THE RESTRAINT OF
DEFORMED H-SHAPE BEAMS.
TRANS. JCI, VOL. 3, PP.423-430, 1981.
- 412 TUMMINELLI, S.C.
FINITE ELEMENTS FOR THE ELASTIC ANALYSIS OF COMPOSITE BEAMS
AND BRIDGES.
LEHIGH UNIVERSITY, 1977. (THESIS)
- 413 TUNG, D.H.H./FOUNTAIN, R.S.
APPROXIMATE TORSIONAL ANALYSIS OF CURVED BOX GIRDERS BY THE
M/R METHOD.
AISC ENGINEERING JOURNAL, VOL. 7, NO.3, PP.65-74, JULY, 1970.
- 414 TUNG, D.H.H.
ANALYSIS OF CURVED TWIN BOX GIRDER BRIDGES.
PRESENTED AT THE MAY 8-12, ASCE NATIONAL MEETING ON
STRUCTURAL ENGINEERING, HELD AT SEATTLE, WASH.,
(PREPRINT 484). 1967.
- 415 VAN DALEN, K.
COMPOSITE ACTION AT THE SUPPORTS OF CONTINUOUS BEAMS
PH.D. THESIS, UNIVERSITY OF CAMBRIDGE, JUNE, 1967.
- 416 VARGHESE, P.C./RADHAKRISHNAN, R./PARAMASIVAN, V.
FLEXURAL STRENGTH OF ENCASED BEAMS.
INDIAN CONCRETE JOURNAL, VOL. 42, NO.1, PP.21-22, 27-28,
JANUARY, 1968.
- 417 VERGUN, D.K./SHAH, K.M.
A COMPOSITE ACTION DUCT-BEAM SYSTEM.
AISC ENGINEERING JOURNAL, AMERICAN INSTITUTE OF STEEL
CONSTRUCTION, VOL. 5, NO.3, PP.85-99, JULY, 1968.

- 418 VIEST, I.M./SIESS, C.P./APPLETON, J.H./NEWMARK, N.M.
STUDIES OF SLAB AND BEAM HIGHWAY BRIDGES - PART 4: FULL SCALE
TESTS OF CHANNEL SHEAR CONNECTORS AND COMPOSITE T- BEAMS.
BULLETIN 405, UNIV. OF ILL. ENG. EXP. STA., 1952.
- 419 VIEST, I.M./SIESS, C.P.
DESIGN OF CHANNEL SHEAR CONNECTORS FOR COMPOSITE I-BEAM
BRIDGES.
PUBLIC ROADS, VOL.28, NO.1, PP.9-16, 1954.
- 420 VIEST, I.M.
INVESTIGATION OF STUD SHEAR CONNECTORS FOR COMPOSITE
CONCRETE AND STEEL T-BEAMS.
JOURNAL, AMERICAN CONCRETE INST., VOL. 27, NO.8, PP.875-891,
1956.
- 421 VIEST, I.M./FOUNTAIN, R.S./SIESS, C.P.
DEVELOPMENT OF THE NEW AASHO SPECIFICATIONS FOR COMPOSITE
STEEL AND CONCRETE BRIDGE.
BULLETION 174, HIGHWAY RESEARCH BOARD, WASHINGTON, D.C.
PP.1-17, 1959.
- 422 VIEST, I.M.
REVIEW OF RESEARCH ON COMPOSITE STEEL-CONCRETE BEAMS.
JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION, ASCE, VOL. 86, NO.ST6,
PROC. PAPER 2496, PP.1-21, JUNE, 1960.
- 423 VIEST, I.M.
TESTS OF SPIRAL SHEAR CONNECTORS.
ENGINEERING TEST DATA, NELSON STUD WELDING, LORAIN, OHIO.
- 424 VIEST, I.M.
TESTS OF STUD SHEAR CONNECTORS. PARTS 1,2,3 AND 4.
ENGINEERING TEST DATA, NELSON STUD WELDING, LORAIN, OHIO.
- 425 VINCENT, G.S.
TENTATIVE CRITERIA FOR LOAD FACTOR DESIGN OF STEEL HIGHWAY
BRIDGES.
STEEL RESEARCH FOR CONSTRUCTION BULLETIN NO.15, AMERICAN
IRON AND STEEL INSTITUTE, MARCH, 1969.
- 426 VIRDI, K.S./DOWLING, P.J.
THE ULTIMATE STRENGTH OF COMPOSITE COLUMNS IN BIAXIAL BENDING.
PROC. ICE, PART 2, VOL. 55, PP.251-272, MARCH, 1973.
- 427 VIRDI, K.S.
INELASTIC COLUMN BEHAVIOUR-ITS APPLICATION TO COMPOSITE
COLUMN IN BIAXIAL BENDING AND TO STIFFENED PLATES IN
COMPRESSION.
PH.D. THESIS, UNIVERSITY OF LONDON, 1973.
- 428 VIRDI, K.S./DOWLING, P.J.
A UNIFIED DESIGN METHOD FOR COMPOSITE COLUMNS.
PUBLICATIONS IABSE, 36-II, PP.165-184, 1976.
- 429 VITOLS, V./CLIFTON, R.J./AU, T.
ANALYSIS OF COMPOSITE BEAM BRIDGE BY ORTHOTROPIC PLATE THEORY.
PROC. ASCE, VOL. 89, NO.ST4, PP.71-94, 1963.

- 430 VOELLMY, A.
TESTS TO INVESTIGATE THE INFLUENCE OF INITIAL BENDING
STRESSES ON THE CARRYING CAPACITY OF COMPOSITE BEAMS.
PORETE MIG. CO., NORTH ARLINGTON, N.J., 1945.
- 431 VOELLMY, A.
SHRINKAGE TESTS ON TWO COMPOSITE BEAMS.
PORETE MIG.CO., NORTH ARLINGTON, N.J., 1945.
- 432 VOELLMY, A.
STRENGTH OF ALPHA COMPOSITE SECTIONS UNDER STATIC AND
DYNAMIC STRESSES.
UNPUBLISHED REPORT, SWISS FEDERAL MAT. TEST. LAB.
(EMPA), ZURICH, 1936.
- 433 VONG, F.K.C.
THE HORIZONTAL SHEAR RESISTANCE OF COMPOSITE BEAMS.
THE STRUCTURAL ENGINEER, VOL. 141, NO.8, PP.241-246, AUGUST,
1963.
- 434 WAKABAYASHI, T./SWANO, K./MARUOKA, M.
TENSILE FATIGUE TESTS OF PLATES WITH A STUD SHEAR CONNECTOR.
(IN JAPANESE), THE BRIDGE AND FOUNDATION ENGINEERING,
VOL. 5, NO.4, 1971.
- 435 WAKABAYASHI, M./NAKA, T./KATO, B.
ELASTO-PLASTIC BEHAVIOR OF ENCASED STRUCTURES.
ASCE-IABSE INTERNATIONAL CONFERENCE ON PLANNING AND DESIGN
OF TALL BUILDINGS, CONFERENCE PREPRINTS ADDENDUM, VOL. A,
PP.233-252, AUGUST, 1972.
- 436 WANG, P.C./KALEY, D.J.
COMPOSITE ACTION OF CONCRETE SLAB AND OPEN WEB JOIST.
AISC ENGINEERING JOURNAL, AMERICAN INSTITUTE OF STEEL
CONSTRUCTION, VOL. 4, NO.1PP.10-16, JANUARY, 1967.
- 437 WARD, F.G./SCOTT, W.B.
SIMPLY SUPPORTED BRIDGES IN COMPOSITE CONSTRUCTION.
PUBLICATION BD2, BRITISH CONSTRUCTIONAL STEELWORK
ASSOCIATION, LONDON, 1970.
- 438 WATANABE, A./IDEMITSU, T./EMOTO, I.
CYCLIC LOADING TEST ON COMPOSITE SLAB USING PC STAGINGLESS
LIVE FORM.
TRANS. JCI, VOL. 3, PP.485-492, 1981.
- 439 WATANABE, Y.
A STUDY OF THE STRENGTH OF AXIALLY LOADED COMPOSITE COLUMNS
MADE WITH STEEL H-SECTIONS EMBEDDED IN CONCRETE.
(IN JAPANESE), TRANSACTIONS, ARCHITECTURAL INSTITUTE OF
JAPAN, 1966.
- 440 WEGMULLER, A.W./AMER, H.N.
NONLINEAR RESPONSE OF COMPOSITE STEEL-CONCRETE BRIDGES.
COMPUTERS & STRUCTURES, VOL. 7, PP.161-169, 1977.
- 441 WEGMULLER, A.W.
OVERLOAD BEHAVIOR OF COMPOSITE STEEL-CONCRETE BRIDGES.
PROC. ASCE, VOL.103, NO.ST9, PP.1799-1819, 1977.

- 442 WEILER, J.J./THELEN, A.B.
PUSH-OFF TESTS WITH 3/4 IN. AND 1/2 IN. NELSON STUDS,
MATERIALITE CONCRETE AND INLAND'S 3N, V HI-BOND FLOOR DECK.
PROJECT REPORT NO.7065.2, JULY, 1968.
- 443 WHITTIER, C.C.
TESTS OF STEEL FLOOR FRAMING ENCASED IN CONCRETE, PART2.
JOURNAL, WESTERN SOCIETY OF ENGINEERS, VOL.35, NO.3,
PP.171-225,1930.
- 444 WONG, F.K.C.
BUILDING FRAMES OF COMPOSITE CONSTRUCTION.
THESIS SUBMITTED TO THE IMPERIAL COLLEGE OF SCIENCE AND
TECHNOLOGY, UNIVERSITY OF LONDON, IN PARTIAL FULFILLMENT
OF THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE OF DOCTOR OF PHILOSOPHY,
IN 1957.
- 445 WONG, F.K.C.
THE HORIZONTAL SHEAR RESISTANCE OF COMPOSITI BEAMS.
THE STRUCTURAL ENGINEER, VOL.14, NO.8,
PP.241-246, 1963.
- 446 WONG, F.K.C./KONG, F.
EXPERIMENTAL STUDY OF MODEL COMPOSITE FLOORS.
JOURNAL OF ACI, PP.142-151, 1967.
- 447 WOYWOOD, E.
EXPERIENCE IN BRIDGE CONSTRUCTION. NEW PRESTRESSING METHOD
FOR COMPOSITE BRIDGES.
(IN GERMAN), STRASSE UND VERKEHR, VOL. 53, NO.10,
PP.507-512, SEPTEMBER, 1967.
- 448 WRZYCA, W.
VERBUNDTBAUWEISE MIT UNT OHNE VORSPANNUNG UNTER
BERUECKSICHTIGUNG DES SCHWIND UND KRIECHENEINFLUSSESAUF DIE
STATISCHUNBESTIMMTEN SYSTEME.
DIE BAUTECHNIK(BERLIN), VOL. 31, NO.8, PP.241-246, NO.9,
PP.295-302, 1954.
- 449 WU, Y.C./SLUTTER, R.G./FISHER, J.W.
ANALYSIS OF CONTINUOUS COMPOSITE BEAMS.
FRITZ ENGINEERING LABORATORY REPORT NO.359.5,
LEHIGH UNIVERSITY, 1971.
- 450 WU, Y.C./SLUTTER, R.G.
CONTINUOUS COMPOSITE BEAMS UNDER FATIGUE LOADING.
FRITZ ENGINEERING LABORATORY REPORT NO.359.2,
LEHIGH UNIVERSITY, 1971.
- 451 WUERZBURG, J.C.
VERBUNDBRUECKENBAU IN DEUTSCHLAND-AUSFUEHRUNGSBEISPIELE
UND ENTWICKLUNGSTENDENZEN.
BAUINGENIEUR, PP.51-56, 1977.
- 452 YAM, L.C.P./CHAPMAN, J.C.
THE INELASTIC BEHAVIOR OF SIMPLY SUPPORTED COMPOSITE BEAMS
OF STEEL AND CONCRETE.
PROC. ICE, VOL.41, PP.651-683, 1968.

- 453 YAM, L.C.P./CHAPMAN, J.C.
THE INELASTIC BEHAVIOR OF CONTINUOUS COMPOSITE BEAMS OF
STEEL AND CONCRETE.
PROCEEDINGS, THE INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS, VOL. 53,
PART 2, RESEARCH AND THEORY, PP.487-501, DECEMBER, 1972.
- 454 YAMAMOTO, M.
BENDING THEORY OF COMPOSITE BEAM WITH INCOMPLETE INTERACTION.
PROC. JSCE, NO.67, PP.1-10, 1960.(IN JAPANESE)
- 455 YAMAMOTO, M.
TORSION OF A COMPOSITE BOX GIRDER WITH INCOMPLETE
INTERACTION.
PROC. JSCE, NO.68, PP.12-26, 1961.(IN JAPANESE)
- 456 YAMAMOTO, M.
BENDING THEORY OF AN INCOMPLETE COMPOSITE T-BEAM BRIDGE
AND ITS APPLICATION.
PROC. JSCE, NO.72, PP.1-24, 1961(IN JAPANESE).
- 457 YPEIJ, E.
NEW DEVELOPMENTS IN DUTCH STEEL BRIDGE BUILDING.
PRELIMINARY REPORT, INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR BRIDGE
AND STRUCTURAL ENGINEERING, NINTH CONGRESS, AMSTERDAM,
PP.363-368, MAY, 1972.
- 458 ZOLLMAN, C.C.
PREFLEXED STRUCTURAL STEEL.
PROGRESSIVE ARCHITECTURE, VOL. 42, PP.160-167, MARCH, 1961.
PP.397-406, MARCH, 1962.
- 459 ZUK, W.
THERMAL BEHAVIOR OF COMPOSITE BRIDGES, INSULATED AND
UNINSULATED.
HIGHWAY RESEARCH RECORD NO.76, HIGHWAY RESEARCH BOARD,
PP.231-253, 1965.