



Title	単純曲げをうける鉄筋コンクリート桁およびプレストレストコンクリート桁の極限強さ設計法に関する研究
Author(s)	藤田, 嘉夫; Fujita, Yoshio
Description	正誤表あり
Citation	北海道大学工学部研究報告, 32, 1-152
Issue Date	1963-10-31
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/40714
Type	departmental bulletin paper
File Information	32_1-152.pdf



単純曲げをうける鉄筋コンクリート桁および
プレストレストコンクリート桁の
極限強さ設計法に関する研究

藤 田 嘉 夫

Ultimate Load Design of Reinforced and Prestressed
Concrete Beams under Pure Bending

Yoshio FUJITA

Abstract

The present paper describes an experimental and theoretical studies on the ultimate load design of reinforced and prestressed concrete beams subjected to pure bending.

First experimental results on the mechanical properties of the concrete under bending were obtained in regards to stress distribution, ultimate strain and coefficient of plasticity for compression or tension using a large number of cylindrical specimens, of reinforced and prestressed concrete beams with a concrete strength of 200~550 kg/cm². From these experimental results, an analytical theory for the breaking and cracking moments of the reinforced and prestressed concrete beams with various types of tension steel bars was proposed. By this theory, the design of the beam section can be made in such a way that a prescribed strain can be produced in the tension steel bar at the ultimate load of the beam. By aid of this theory, it was clarified that the joint of the reinforcement and that of the prestressed concrete steel bar did not generally decrease the value of the ultimate load of the beam even if the strength of the joint does not necessarily represent the full strength of the bar. It can also be seen that a reinforced concrete beam with cold-twisted bars shows a higher value of ultimate load compared with a beam with other ordinary reinforcements.

Secondly, the agreement between the theory and the bending test results of many reinforced and prestressed concrete beams with a span of 1.5~3.0 m was examined. The consideration was further extended, on the basis of the test results, to the development of crack formation of the concrete. The ratio between the load of crack opening, accepted as the durability related to weathering and the cracking load was respectively more than about 2.0 and 3.0 for the ordinary round bar and the deformed bar in a reinforced concrete beam. On the other hand, this ratio was slightly larger than about 1.1 at the maximum in the case of a prestressed concrete beam. And, it was also clarified by a theoretical study that the behavior of cracking improves remarkably by the creep of the concrete in a reinforced concrete beam.

Finally, a description was given concerning the general method of ultimate load design

applicable for various types of reinforced and prestressed concrete beams. A number of diagrams of breaking and cracking moments were presented for the practical use of the design of beam section.

(Civil Engineering Laboratory, Faculty of Engineering, Hokkaido University)

目 次

1. 序 論	2
1.1 序 説	2
1.2 既 往 の 研 究	3
1.3 著 者 が 行 な っ た 研 究 の 範 囲	4
2. 単純圧縮または単純引張をうけるコンクリートの極限ひずみ	6
2.1 序 説	6
2.2 材 料 お よ び 実 験 方 法	6
2.3 実 験 結 果 お よ び そ の 考 察	11
2.4 結 論	17
3. 単純曲げをうける RC 桁, PC 桁コンクリートの圧縮および引張極限ひずみ	18
3.1 序 説	18
3.2 測 定 方 法	18
3.3 実 験 結 果 お よ び そ の 考 察	19
3.4 結 論	24
4. RC 桁, PC 桁の破壊曲げモーメントおよびひびわれ曲げモーメントの計算方法	25
4.1 計 算 上 の 仮 定	25
4.2 破 壊 曲 げ モー メ ン ト の 計 算 方 法	28
4.3 ひ び わ れ 曲 げ モー メ ン ト の 計 算 方 法	34
5. RC 桁, PC 桁の破壊およびひびわれに関する実験	41
5.1 序 説	41
5.2 材 料 お よ び 試 験 桁 の 製 造	41
5.3 PC 桁のプレストレッシングおよび PC グラウトの注入	58
5.4 試 験 方 法	63
5.5 実 験 結 果 お よ び そ の 考 察	65
5.6 結 論	100
6. 単純曲げをうける RC 桁および PC 桁の極限強さ設計法	102
6.1 序 説	102
6.2 RC 桁の極限強さ設計法	102
6.3 PC 桁の極限強さ設計法	107
6.4 実 用 計 算 図	107
7. 総 括	113
参 考 文 献	115
別 表	117

1. 序 論

1.1 序 説

鉄筋コンクリート桁 (RC 桁) およびプレストレストコンクリート桁 (PC 桁) の極限強さ設計法は合理的な構造物を造る上にもっとも重要な問題である。近年, コンクリートおよび鋼材

に関する研究の発展にともない高強度コンクリート、高張力鉄筋および PC 鋼材が使用されるようになり、材料の力学的性質を高度に利用した構造部材を造る傾向にあるが、従来の弾性理論による設計法によっては部材の正しい安全度を求めることは困難である。弾性理論によれば、一般に破壊に対し過大の安全度を与え、不経済な設計になる。また、ひびわれに対する検算は行なわないのが普通であるから、これに対する安全度は全く不明で、RC 桁では当然ひびわれに対して危険があることになる。

極限強さ設計法に関しては、世界各国で広く研究が行なわれており、特に欧米各国で著しく、二、三の国では設計法としてすでに採用されるに至っているが、なお不統一の点もあって、これを統一しようとする動きが欧州において進められている。わが国でもかなりの研究が行なわれ、一部 PC 桁の設計法には欧米の例にならって取り入れられているが、RC 桁に関しては未採用の状態、国内においても統一化されるに至っていない。これらの研究および設計法では、主として桁の破壊強さを対称としたものが多く、ひびわれ強さを対称にしたものは少ないようである。しかし、破壊強さから直接ひびわれ強さを判定することは一般に困難であるから、常にひびわれに対して危険のある RC 桁においてはこれを軽視することは許されない。また、ひびわれ発生から破壊に至る間の桁としての性状も、ある限度以内のひびわれ幅であれば使用目的によって許容するといった設計を行なう上に、また構造物の耐久性上から重要である。結局、RC 桁および PC 桁を合理的に設計する上には、桁の破壊時およびひびわれ発生時におけるコンクリートおよび鋼材の塑性性状を考慮して求めた破壊およびひびわれ強さの両者を基準にして、更にひびわれ発生後の桁の性状も加味した極限強さ設計法によらなければならないのであって、これら性状に関する基礎的研究が必要である。

本研究は、一般に使用される範囲のコンクリートについて、主として、圧縮および引張をうけた場合のコンクリートの性状、RC 桁、PC 桁として曲げをうけた場合のコンクリートの圧縮および引張性状および鉄筋、PC 鋼材の引張性状を実験的に明らかにし、これに基づいた破壊曲げモーメントおよびひびわれ曲げモーメントの計算式を提案するとともに、ひびわれ発生から破壊に至る桁の性状についても考察を加え、極限強さ設計法に必要な諸資料を得ることを目的として行なったものである。また、断面形、コンクリート強度および鋼材種類の各種組合せについて、単鉄筋断面の破壊曲げモーメントおよびひびわれ曲げモーメントの実用計算図を与え、設計計算の便を図った。

1.2 既往の研究

RC 桁および PC 桁の極限強さ設計法は、古くからその重要性が認められ、各国において多くの研究があり、アメリカ、オーストリア、ソビエト連邦およびブラジルなどの各国では RC 桁の設計法として、また PC 桁の設計法には世界各国ですでに採用している。

1886 年 RC 桁の計算理論が Koenen 氏によって発表されて以来今日に至るまでの諸外国

の多くの研究者については、ACI-ASCE Committee 327 の報告¹⁾ および Max Herzog 氏の報告²⁾ などに、またそのうち主要な計算方法は Max Herzog 氏²⁾ および横道英雄氏³⁾ らによって紹介されており、国内においても坂静雄氏⁴⁾、山田順治氏⁵⁾ などの外多くの研究がある。これらの研究では、主として RC 桁の極限破壊強さについて取扱い、それぞれの実験結果に基づいて、破壊時における桁断面のコンクリートおよび鉄筋の応力状態を仮定して計算式を導いているが、コンクリートの応力状態の仮定は、その分布形状を矩形、梯形とするもの、2次放物線形、3次放物線形、楕円曲線形、双曲線形、指数曲線形とするものおよび両者の組み合わせとするものなど種々の説があり、断面コンクリートの圧縮強度、圧縮極限ひずみなどの値についても一定した結論を得ておらず、更に鉄筋の応力状態についても仮定に差があって、一般的に広範囲に適用できる設計計算法は確立されていない。RC 桁のひびわれ強さに関しても、古くは Melan 氏⁶⁾ の理論、国内では山田順治⁵⁾、岡田清⁷⁾ などの諸氏の研究があるが、その数も少なく、コンクリートの曲げ引張強度を基準としたもの、単純引張強度を基準としたものなどあって、統一化されていない。

PC 桁の設計法においても、RC 桁の場合と同様に多くの研究成果が発表されているが、統一的な結論を得ていない^{8),9)}。国内における研究は猪股俊司氏¹⁰⁾、坂静雄氏^{11),12)} の外諸氏のものがある。

以上のように、極限強さ設計法の基準となる RC 桁、PC 桁の破壊強さおよびひびわれ強さの計算方法が各研究者によって相違するのは、それぞれの荷重状態における断面コンクリートの応力度およびひずみの状態を比較的狭い範囲の実験結果から計算に都合のよい形に仮定したためと思われる。また、ひびわれ強さに関する研究の成果を直接設計法に取り入れているものは少ないようである。

1.3 著者が行なった研究の範囲

コンクリートは一般弾性体と性状が異なり塑性体に近い性状を呈するものである。単純圧縮または引張をうけるコンクリートの応力・ひずみの関係は、これを実験的に調べると、弾性的にみなすことができるのは応力度の小さい範囲だけで、応力度の増加につれて応力・ひずみ曲線は弯曲し弾性的とみなすことができなくなる。更に応力度が増大すると、応力・ひずみ曲線の傾斜はほとんど水平に近くなり、最大応力度に達して破壊するが、この時ある極限ひずみを観測することができる。一方、コンクリートの引張強度は圧縮強度の約 1/10 であるから、引張をうけるコンクリートが弾性的であるとみなせる範囲は極めて応力度の小さい場合に限られる。RC 桁および PC 桁が曲げをうける場合、桁の断面コンクリートの応力分布の状態は、平面保持の法則が成立すれば上記の応力・ひずみの関係と同一であると考えられるが、桁の曲げ試験を行なってコンクリートの圧縮または引張極限ひずみを観測すると、それらは単純圧縮または引張をうけたときの極限ひずみより大きい値を示すものである。ここに、単純圧縮また

は引張試験時の極限ひずみをそれぞれ圧縮極限ひずみまたは引張極限ひずみ、また桁の曲げ試験時のそれらを曲げ圧縮極限ひずみまたは曲げ引張極限ひずみと呼ぶことにする。両者の相違は、圧縮または引張試験では一定限度以上のひずみを観測することが一般に困難であることを示すものであって、曲げをうける桁コンクリートの応力・ひずみの関係は、それらの両者から決定するのが便利であると考えらる。

RC 桁および PC 桁が曲げをうけた場合の鉄筋および PC 鋼材の応力状態は、引張試験における応力・ひずみの関係と同一であると考えることができる。一般に、桁のひびわれ発生時における鉄筋および PC 鋼材の応力度は弾性範囲内にあるが、破壊時における応力度は弾性範囲を越えるのが普通であるから、破壊曲げモーメントの計算にはこの点を考慮する必要がでてくる。

桁のひびわれ発生後の載荷能力（破壊強さ/ひびわれ強さ）は、PC 桁に比較して一般に RC 桁が相当大きい値を示すものである。これは、PC 桁では構造上ひびわれ強さを積極的に高める工法を用いているため、一般に破壊に対する検算を行なえばひびわれに対しては十分安全であるといわれている。RC 桁では、破壊だけを設計の基準にした場合、破壊時とひびわれ発生時における断面コンクリートおよび鉄筋の応力状態が根本的に異なるため、ひびわれに関しては全く不明で常にひびわれ発生危険をとまなうのが普通である。RC 桁のひびわれについては、気象作用による桁の耐久性の点からはある程度のひびわれ幅を許容できることが明らかになっており、またひびわれ発生後の載荷能力が大きい点を考慮すれば、使用目的によって一定限度以内のひびわれを許容した設計を行なった方がよいと考える。しかし、ある許容ひびわれ幅の状態における桁の耐荷力を直接計算することは一般に困難であるから、鉄筋とコンクリートとの付着状態を考慮して、ひびわれ荷重とひびわれの成長状況との関係を実験的に求め、ひびわれ荷重を基準にしてその耐荷力を推定することが必要である。RC 桁の許容ひびわれ幅の決定には、なお持続荷重および繰返し荷重をうけた場合のクリープ、疲労などについての研究も必要と考えるが、これらは今後の研究問題として省略した。

本研究は、以上の諸点について、一般に使用される範囲のコンクリートおよび鋼材を用いた RC 桁および PC 桁の極限強さ設計法に必要な諸資料を得ることを目的として行なったものである。

すなわち、2 章においては圧縮強度 $200\sim 550 \text{ kg/cm}^2$ のコンクリートが単純圧縮または単純引張をうけた場合の力学的性質、特に極限ひずみについて記し、3 章においては、2 章と同種のコンクリートを用いた矩形、T 形および I 形の RC 桁ならびに PC 桁が曲げをうけた場合の極限ひずみについて記し、それと 2 章との関連から桁破壊時およびひびわれ発生時におけるコンクリートの応力分布の状態についても記し、4 章においては、それらの結果に基づいた RC 桁、PC 桁の破壊曲げモーメントおよびひびわれ曲げモーメントの計算式を提案し、5 章においては、4 章の計算式と実測結果との比較、RC 桁および PC 桁の破壊およびひびわれの性状な

どについて記し、更に、6章においては、RC桁およびPC桁の極強さ設計法について記し、設計計算の便を図るため、単鉄筋断面の場合について、RC桁およびPC桁の破壊曲げモーメントならびにRC桁のひびわれ曲げモーメントの実用計算図を与えた。

実験は都合により次の5回に分けて行なった。

実験 1 (1954 年) RC桁およびPC桁用として一般に使用される範囲のコンクリートについて、多数の円筒供試体を用いて単純圧縮試験を行ない、応力・ひずみの関係および圧縮極限ひずみなどを測定した。

実験 2 (1955 年) スパン 1.5 m、コンクリート強度と鉄筋量を種々変えた矩形 RC 桁 12 本について曲げ試験を行ない、破壊荷重、ひびわれ荷重、スパン中央断面のコンクリートおよび鉄筋のひずみ状態、コンクリートの曲げ圧縮および曲げ引張極限ひずみなどを観測するとともに、円筒供試体を用いて実験 1 の補足および単純引張試験時のコンクリートの応力・ひずみの関係、引張極限ひずみなどを測定した。

実験 3 (1956 年) スパン 1.5 m、プレストレス力を 2 種に変えた矩形および T 形 PC 桁 6 本について曲げ試験を行ない、実験 2 と同様の測定を行なった。

実験 4 (1958 年) スパン 3.0 m、I 形および T 形 RC 桁 4 本および I 形 PC 桁 2 本について曲げ試験を行ない、実験 2 と同様の測定を行なうとともにひびわれ幅の観測も行なった。また RC 桁 4 本、PC 桁 2 本のうちそれぞれ I 形の 1 本は切削ネジによるカップラー継手を用いたもの、更に RC 桁のうち T 形の 1 本は異形鉄筋を用いたもので、それらが桁の破壊およびひびわれの性状に及ぼす影響について観察を行なった。

実験 5 (1961 年) スパン 2.4 m、コンクリート強度 2 種、鉄筋として丸鋼、異形丸鋼およびネジリ棒鋼を用いた I 形 RC 桁 6 本について曲げ試験を行ない、破壊荷重、ひびわれ荷重、ひびわれの幅、間隔などを観測し、鉄筋の種類が桁の破壊およびひびわれの性状に及ぼす影響を調べるとともに、更にネジリ棒鋼を重ね継ぎとした桁 2 本を造り、同様の観測を行なった。

2. 単純圧縮または単純引張をうけるコンクリートの極限ひずみ

2.1 序 説

本章は、極限強さ設計に必要なコンクリートの力学的諸性質のうち、引張強さ、ヤング係数および圧縮または引張極限ひずみに関する実験的研究であって、圧縮強度 $200\sim 550\text{ kg/cm}^2$ のコンクリート円筒供試体 198 本について圧縮強度試験を、また円筒供試体 90 本について引張強度試験を行ない、それらの結果を取りまとめたものである。

2.2 材料および実験方法

(1) 使用材料

a. セメント 実験に使用したセメントは日本社、上磯工場製、普通および早強ポル

トランドセメントで、いずれも JIS R 5210 の品質に合格するものである。おもな試験成績を示せば第 2.1 表のとおりである。

第 2.1 表 セメント試験成績

符 号	種 類	比 重	曲げ強さ (kg/cm ²)		圧縮強さ (kg/cm ²)		備 考
			7 日	28 日	7 日	28 日	
N ₁	普 通	3.15	47.1	65.6	174	293	実験 1
E ₁	早 強	3.14	64.3	74.7	250	339	実験 1
E ₂	早 強	3.15	67.5	79.6	286	352	実験 2
E ₃	早 強	3.13	61.1	83.1	280	443	実験 3
E ₄	早 強	3.12	63.7	74.8	287	438	実験 4

b. 骨 材 使用骨材は、細骨材用として白老、錦岡および幌別海岸産の砂、粗骨材用として鶴川および沙流川産の砂利を用いたが、いずれも北海道産の骨材として優良なものである。おもな試験成績を第 2.2 表および第 2.3 表に示す。

第 2.2 表 骨材試験成績

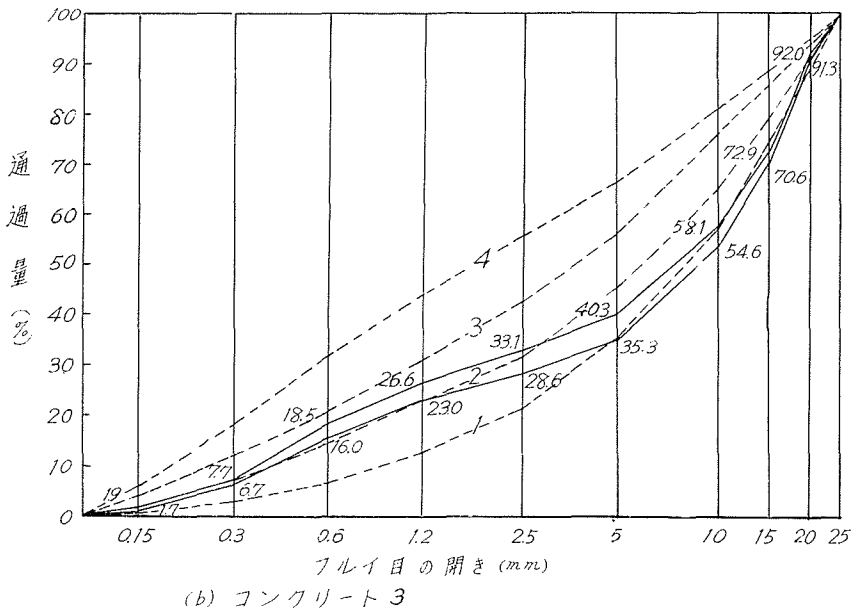
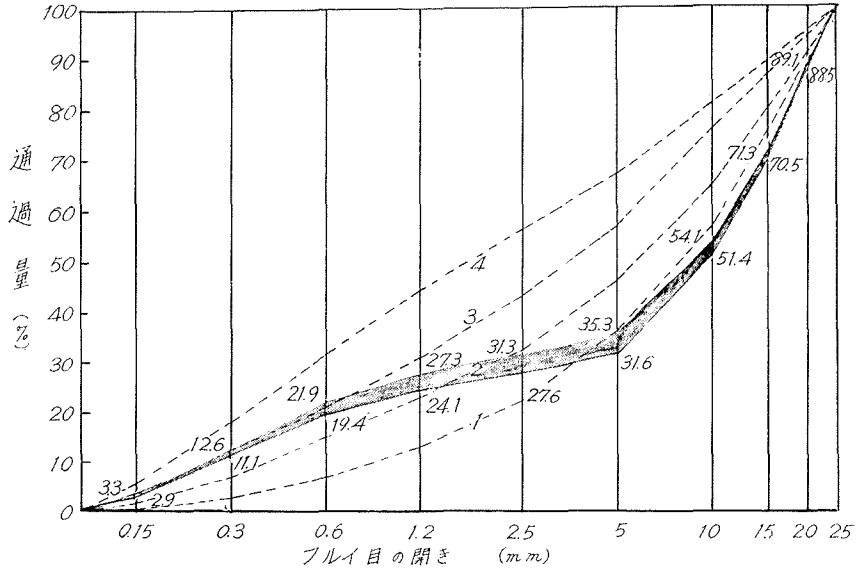
符号	産 地	砂				砂 利							備 考
		比重	吸水量 (%)	単 重 (kg/m ³)	粗粒率	符号	産 地	最大寸法 (mm)	比重	吸水量 (%)	単 重 (kg/m ³)	粗粒率	
S ₁	白老	2.79	0.76	1844	2.12	G ₁	鶴 川	25	2.71	1.60	1764	6.81	実験 1
S ₂	白老	2.77	0.90	1833	2.72	G ₂	沙流川	25	2.72	1.02	1758	6.78	実験 2
S ₃	白老	2.76	1.00	1830	2.77	G ₃	沙流川	15	2.72	1.87	1745	6.60	実験 3
S ₄	錦岡	2.71	0.88	1808	2.40	G ₄	沙流川	15	2.71	1.60	1741	6.10	実験 4
S ₅	幌別	2.72	0.70	1878	3.29								
S ₆	幌別	2.69	1.27	1684	4.65								

第 2.3 表 骨材の粒度

符 号	各フルイ目を通過する重量百分率 (%)										備 考
	フルイ目の開き (mm)										
	0.15	0.3	0.6	1.2	2.5	5	10	15	20	25	
S ₁	10	38	66	82	94	98	100	100	100	100	} 実験 1
G ₁	0	0	0	0	0	4.0	31.2	58.2	83.7	100	
S ₂	5	20	48	69	86	100	100	100	100	100	} 実験 2
G ₂	0	0	0	0	0	3	32	56	87	100	
S ₃	2	19	41	73	91	97	100	100	100	100	} 実験 3
G ₃	0	0	0	0	0	0	40	100	100	100	
S ₄	4.6	23.3	57.1	81.6	95.0	98.3	100	100	100	100	} 実験 4
S ₅	1.6	10.0	26.5	50.2	84.3	98.4	100	100	100	100	
S ₆	1.5	3.0	4.2	5.9	48.0	72.2	100	100	100	100	
G ₄	0	0	0	0.5	3	18	70	94	99	100	

(2) 供試本の製造

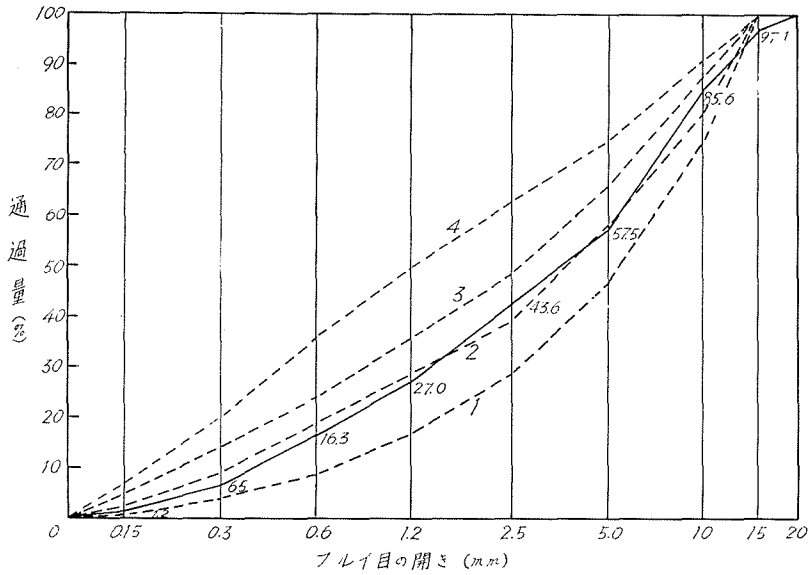
a. 配合 コンクリートの材料の組合わせおよび配合の範囲は第2.4表のとおりである。配合はセメント量 263~600 kg/m³, 水セメント比 25.8~59%, スランプ 1~16 cm と広範囲のものとし、コンクリート 1, 2, 3, 4 および 5 で、それぞれ 16, 9, 12, 2 および 1 種の計 40 種とした。



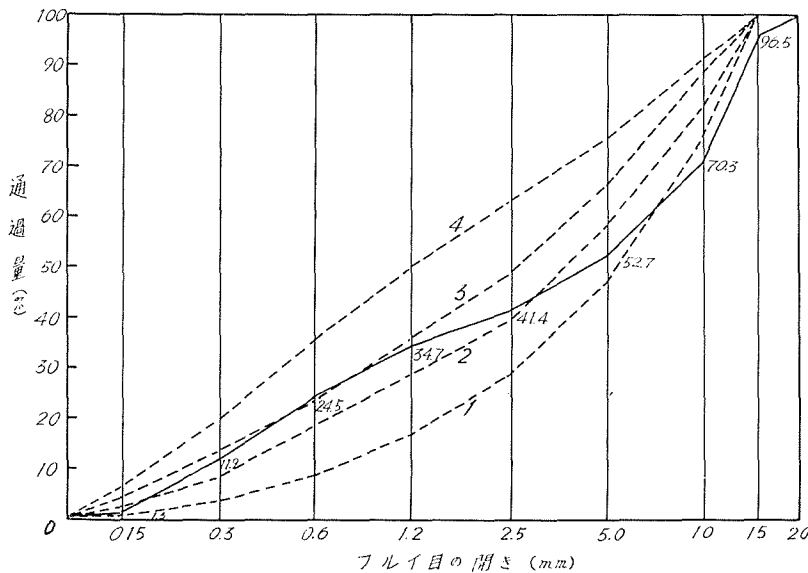
第2.1図 全骨材の粒度曲線

細骨材率は、コンクリート1, 2, 3および4では従来の方法にならって定め、それぞれ $S_1/S_1+G_1=29.4\sim 33.3\%$, $S_2/S_2+G_2=33.3, 38.5$ および $S_3/S_3+G_3=33.3\%$ としたが、コンクリート5では新配合設計法¹³⁾に従って調整し、 $S_4:S_5:S_6:G_4=15:24:9:48$ とした。第2.1図は全骨材の粒度曲線を示したものである。

供試体は、 $\phi 15 \times 30$ cm の円筒供試体を使用、1組3本とし、圧縮強度試験用として、コン



(c) 実験4



(d) 実験5

第2.1図 全骨材の粒度曲線

第2.4表 コンクリートの配合の範囲

コンクリート 符 号	材 料			配 合 の 範 囲					備 考
	セメント	砂	砂 利	骨材最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	セメント量 C (kg/m ³)	水セメント比 w/c (%)	細骨材料 S/S+G (%)	
1	N ₁	S ₁	G ₁	25	1~14	300~600	25.8~51.7	31.6~35.3	実験 1
2	E ₁	S ₁	G ₁	25	1~16	350~550	28.7~50.6	31.6~35.3	実験 1
3	E ₂	S ₂	G ₂	25	1~11	263~568	30~59	35.3, 40.3	実験 2
4	E ₃	S ₃	G ₃	15	2~ 8	480~580	33, 40	32.3	実験 3
5	E ₄	S ₄ , S ₅ , S ₆	G ₄	15	1~ 5	450	40	60.6	実験 4

クリート 1, 2, 3, 4 および 5 についてそれぞれ配合 16 種材令 28 日 1 種の 48 本, 配合 9 種材令 7 日と 28 日 2 種の 54 本, 配合 12 種所定材令 1 種の 36 本, 配合 2 種所定材令 6 種の 36 本および配合 1 種所定材令 8 種の 24 本, 計 66 種 198 本, ならびに引張強度試験用として, コンクリート 3, 4 および 5 についてそれぞれ同数の計 30 種 90 本, 合計 288 本を製造した。

b. 練り混ぜおよび打設 コンクリート 1, 2 および 5 は容量 2 才, コンクリート 3, 4 は容量 4 才の可傾式バッチミキサを用いて練り混ぜを行なった。コンクリートは打設に先立ち練り鉄板上で十分切り返してからスランブ試験を行ない, $\phi 15 \times 30$ cm の型枠に詰めた。締め固めはコンクリート 1 および 2 では突き棒または直径 2.5 cm の内部振動機で, コンクリート 3, 4 および 5 では直径 2.5 cm の内部振動機で行なった。

c. 養生 養生は, コンクリート 1 および 2 では標準水中養生, コンクリート 3 および 4 では屋外湿砂養生, コンクリート 5 では室内ぬれむしろ養生とした。第 2.5 表はコンクリート 3, 4 および 5 の製造の時期および材令などを参考に示したものである。

第 2.5 表

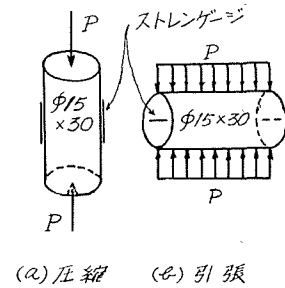
コンクリート 符 号	製造月日	材 令 (日)	年 次	備 考
3	8.12~10.28	10~61	1955	実験 2
4	9.05~11.08	9~28	1956	実験 3
5	8.29~11.21	8~29	1958	実験 4

(3) 試験方法

a. 試験の準備 実験 1 においては, 養生水槽から取り出した直後のぬれた状態で試験を行なったので特別の準備を要しなかったが, 実験 2, 3 および 4 においては, 静的電気ひずみ計を用いてひずみの測定を行なうため, 試験に先立って供試体を乾燥させ, 円筒供試体の相対する両側面にストレンゲージ 2 枚を接着した。

b. 試験方法 実験 1 では, 供試体の相対する両側面に 1/1000 mm 目盛のオキツェンひずみ計を取り付けて, 圧縮強度試験 (JIS A 1108) を行ない, 一定荷重間隔ごとにひずみを

測定し、応力・ひずみ曲線を描いて初期圧縮ヤング係数および圧縮極限ひずみを求めた。実験2, 3および4では、第2.2図に示す供試体について、圧縮強度試験および引張強度試験 (JIS A 1113) を行なった。ひずみの測定は静的電気ひずみ計を用いて実験1と同様に行ない、応力・ひずみ曲線から初期圧縮および引張ヤング係数、圧縮および引張極限ひずみなどを求めた。試験には、圧縮および引張とも容量200tのアムスラー型万能試験機を使用した。



(a) 圧縮 (b) 引張

第2.2図 圧縮および引張試験供試体

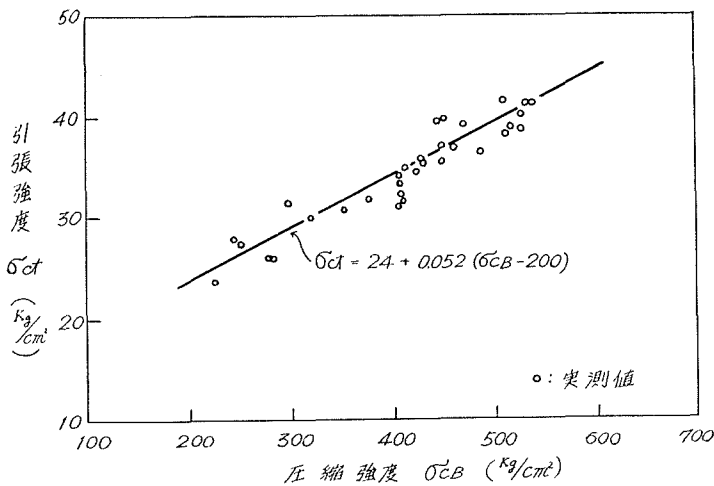
2.3 実験結果およびその考察

(1) 引張強度

第2.3図は引張強度の測定値を示したもので、引張強度 σ_{ct} (kg/cm^2) と圧縮強度 σ_{cB} (kg/cm^2) との関係は直線式で表わすことができ、強度200~550 kg/cm^2 のコンクリートに対し、実験式

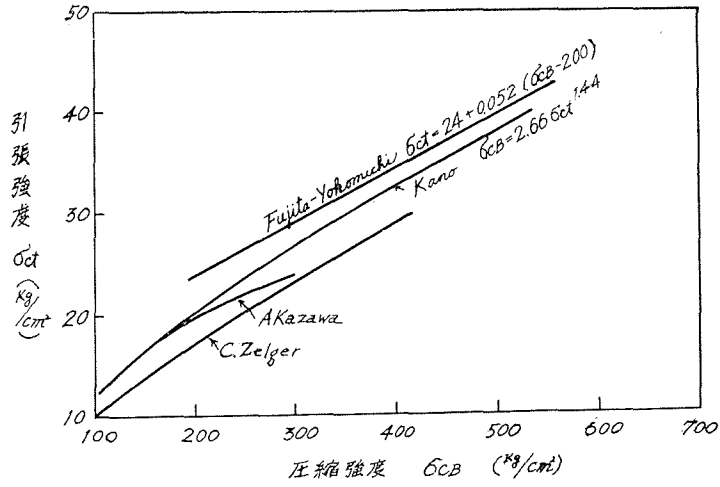
$$\sigma_{ct} = 24 + 0.052(\sigma_{cB} - 200) \quad (2.1)$$

を得た。



第2.3図 引張強度の実測結果

第2.4図は従来の文献との比較を行なったもので、円筒供試体による圧裂試験法を提案した赤沢氏の実験結果¹⁴⁾、外国における例として C. Zelger 氏の実験結果¹⁵⁾ および古典的引張試験法による狩野氏の実験式¹⁶⁾を示した。著者式によれば、引張強度は他の諸氏の値に比較して多少大きい値を与えるが、これはセメントの品質、骨材の品質などの影響によるものと思われる。最近のセメントおよび高強度コンクリートを目的として良質の骨材を用いたコンクリートに対



第 2.4 図 従来の文献との比較

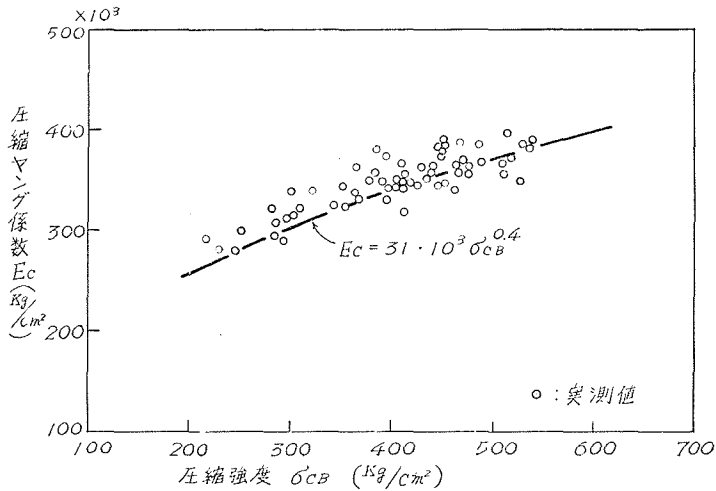
しては、著者式によるのがよいと考える。

(2) ヤング係数

第 2.5 図は応力・ひずみ曲線から求めた初期圧縮ヤング係数 E_c (kg/cm^2) と圧縮強度 σ_{cB} (kg/cm^2) との関係を示したもので、強度 200~550 kg/cm^2 のコンクリートに対し、実験式

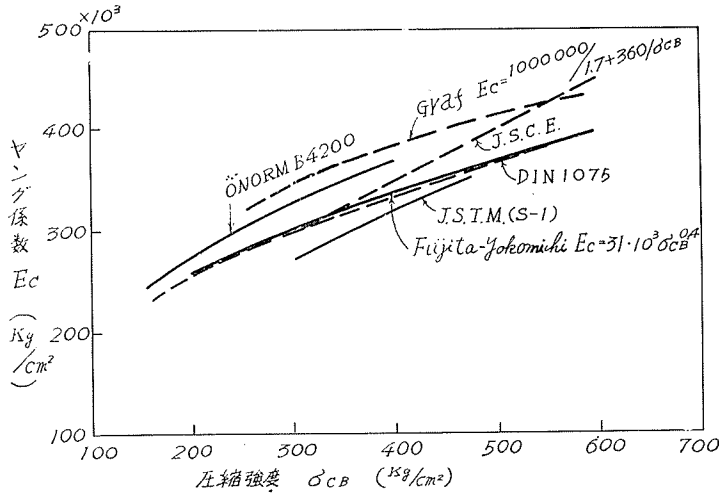
$$E_c = 31 \cdot 10^3 \sigma_{cB}^{0.4} \tag{2.2}$$

を得た。



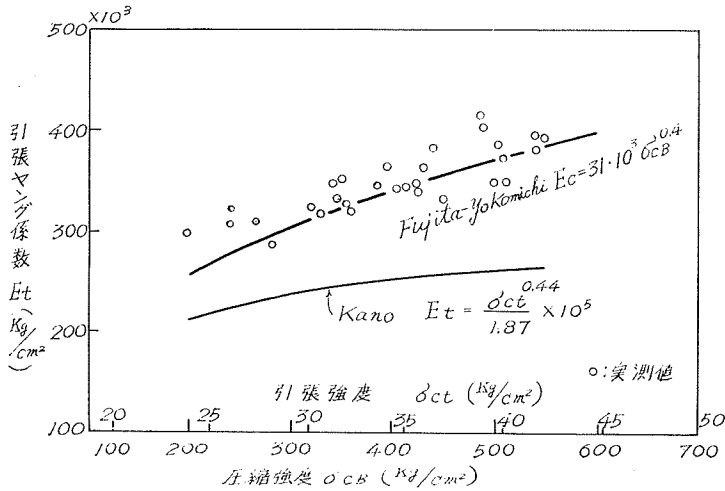
第 2.5 図 圧縮ヤング係数の実験結果

第 2.6 図は従来の文献との比較を示したもので、各国の示方書の例としてドイツ¹⁷⁾、オーストリア¹⁸⁾、わが国の土木学会 PC 指針¹⁹⁾ および材料試験協会 PC 指針²⁰⁾ の規定ならびに古典的文献の代表として O. Graf 氏の実験式²¹⁾ を示した。ただし、欧州における 20 cm 立方供試体



第2.6図 従来の文献との比較

による圧縮強度 W_n (kg/cm²) と円筒供試体 $\phi 15 \times 30$ cm による圧縮強度 σ_{cB} (kg/cm²) との関係は比較試験の結果 $W_n = 0.9\sigma_{cB} + 30$ なる実験式を得²²⁾、ほとんど大差なく、両者を等しいものとした。これによれば著者式は中庸の値を示し、かつドイツ規格に接近していることがわかる。

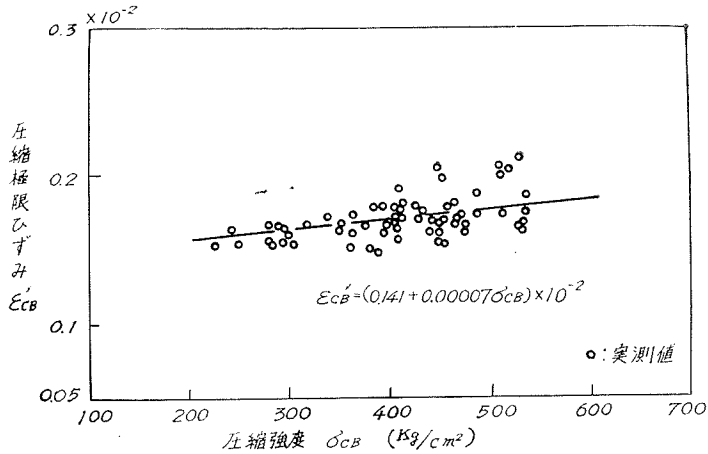


第2.7図 引張ヤング係数の実測結果

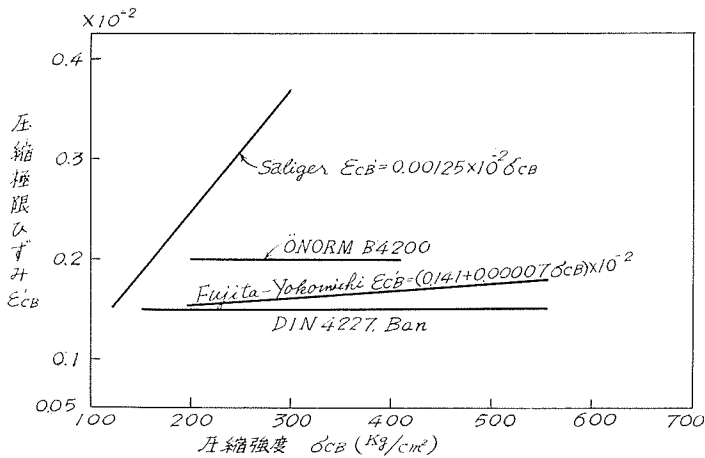
第2.7図は初期引張ヤング係数 E_t の実測結果を示したもので、圧縮ヤング係数 E_c と大差ないことがわかる。図に示した圧縮強度は(2.1)式によって引張強度の実測値から計算した値である。また、狩野氏の実験式¹⁹⁾から得られる初期引張ヤング係数は $E_t = \sigma_{ct}^{0.44} / 1.87 \times 10^5$ で表わされるが、著者の実験結果と比較して過小の値を与えることがわかる。

(3) 圧縮極限ひずみ

第2.8図は圧縮極限ひずみ ϵ'_{cB} の実測結果と圧縮強度 σ_{cB} (kg/cm²) との関係を示したもの



第 2.8 図 圧縮極限ひずみの実測結果



第 2.9 図 従来の文献との比較

で、強度 200~550 kg/cm² のコンクリートに対し、実験式

$$\epsilon'_{cB} = (0.141 + 0.00007 \sigma_{cB}) \times 10^{-2} \tag{2.3}$$

を得た。

従来の文献によれば、圧縮極限ひずみの値は、ドイツの DIN 4227 では 0.15×10^{-2} ²³⁾、オーストリアの規定では 0.2×10^{-2} ¹⁸⁾、また Saliger 氏は $\epsilon'_{cB} = 12.5 \cdot 10^{-6} \sigma_{cB}$ 、ただし $\epsilon'_{cB} = 0.15 \times 10^{-2} \sim 0.35 \times 10^{-2}$ ²⁴⁾、坂氏はドイツ規定と同じ 0.15×10^{-2} ²⁵⁾ としている。第 2.9 図はそれらと比較したもので、Saliger 氏の式は他に比べて著しく離れているから除外すれば、著者式はドイツとオーストリアの両規定の中間にあり、強度の増加に従って多少増加の傾向を示していることがわかる。

(4) 引張極限ひずみ

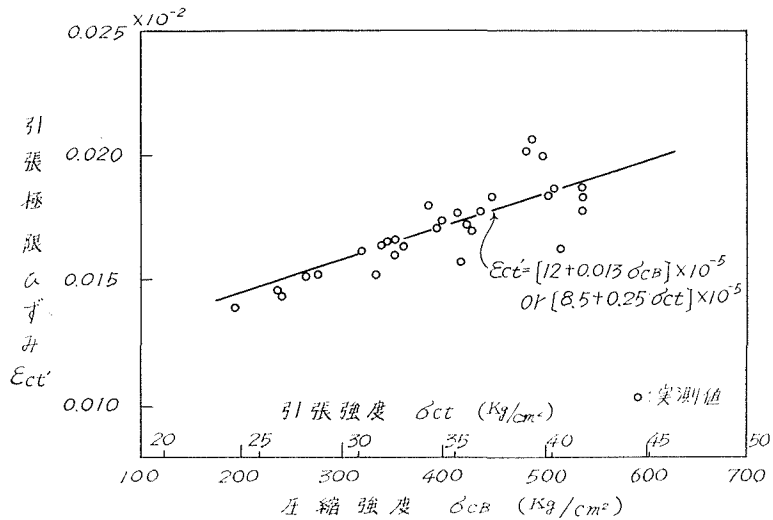
第 2.10 図は引強極限ひずみ ϵ'_{ct} の実測結果と引張強度 σ_{ct} (kg/cm²) および圧縮強度 σ_{cb} (kg/cm²) との関係を示したもので, 強度 200~550 kg/cm² のコンクリートに対し, 実験式

$$\epsilon'_{ct} = (8.5 + 0.25 \sigma_{ct}) \times 10^{-5} \quad (2.4)$$

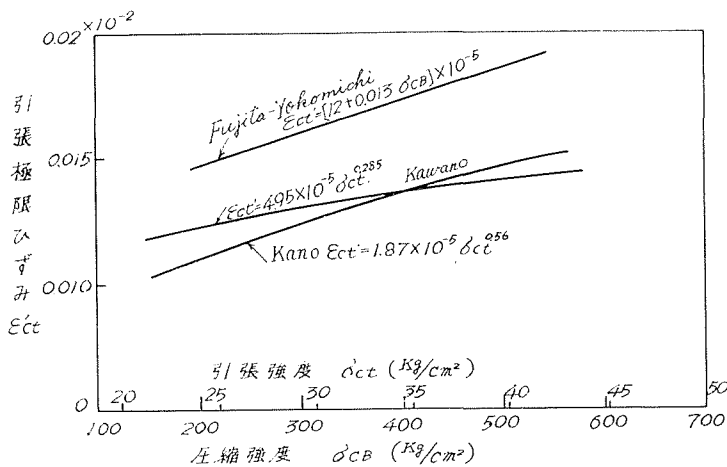
または

$$(12 + 0.013 \sigma_{cb}) \times 10^{-5} \quad (2.4)$$

を得た。これに関する従来の研究は少なく, 古典的引張試験法を用いた狩野, 河野両氏の結果¹⁶⁾と比較すれば第 2.11 図のようである。



第 2.10 図 引張極限ひずみの実測結果



第 2.11 図 従来の文献との比較

(5) 応力・ひずみ曲線

コンクリートの応力・ひずみ曲線の実験式としては、2次放物線、3次放物線、その他種々の曲線が用いられているが、ここでは頂点が破壊点にある2次放物線と3次放物線を取りあげて検討することにする。応力・ひずみ曲線は強度とヤング係数および極限ひずみなどの関係から

2次放物線の場合：

$$\sigma_c = \sigma_{cB} \epsilon_c / \epsilon'_{cB} \cdot (2 - \epsilon_c / \epsilon'_{cB}), \quad \sigma_t = \sigma_{ct} \epsilon_t / \epsilon'_{ct} \cdot (2 - \epsilon_t / \epsilon'_{ct}) \quad (2.5)$$

$$\sigma_c = E_c \epsilon_c (1 - E_c \epsilon_c / 4 \sigma_{cB}), \quad \sigma_t = E_t \epsilon_t (1 - E_t \epsilon_t / 4 \sigma_{ct}) \quad (2.6)$$

3次放物線の場合：

$$\sigma_c = E_c \epsilon_c [1 - (2 - 3X') \epsilon_c / \epsilon'_{cB} + (1 - 2X') (\epsilon_c / \epsilon'_{cB})^2] \quad (2.7)$$

ここに

$$X' = \sigma_{cB} / E_c \epsilon'_{cB}$$

$$\sigma_t = E_t \epsilon_t [1 - (2 - 3X'_t) \epsilon_t / \epsilon'_{ct} + (1 - 2X'_t) (\epsilon_t / \epsilon'_{ct})^2] \quad (2.7')$$

ここに

$$X'_t = \sigma_{ct} / E_t \epsilon'_{ct}$$

ただし

σ_c, ϵ_c または σ_t, ϵ_t : 任意の圧縮または引張応力度とひずみ

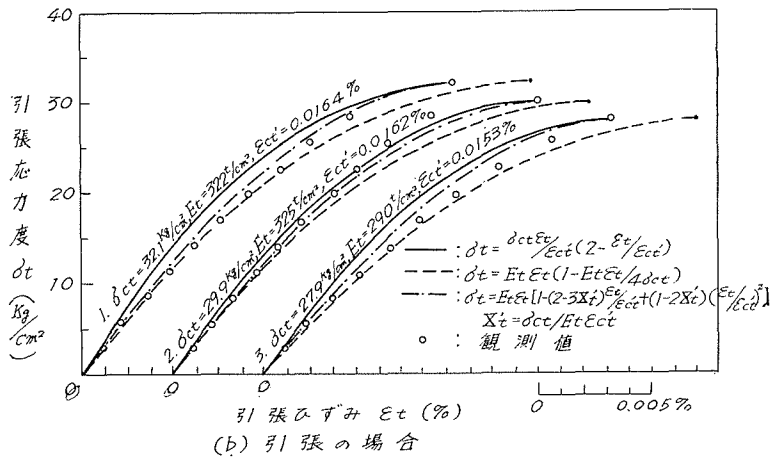
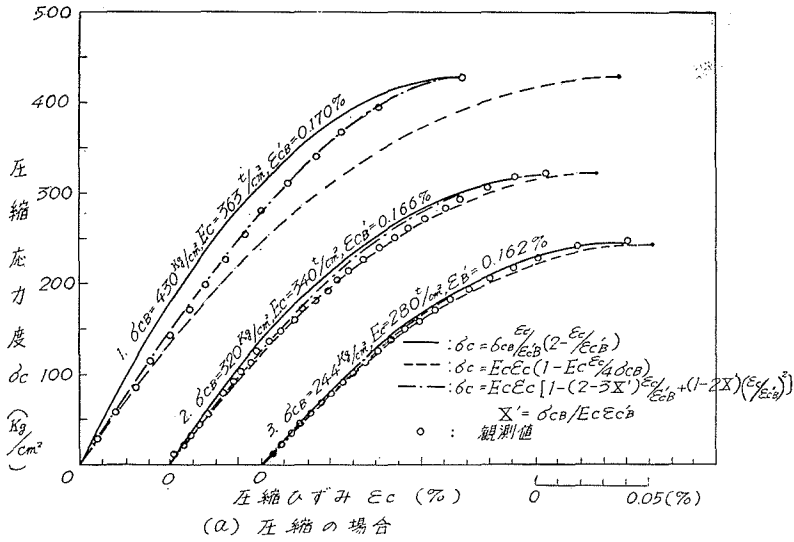
$\sigma_{cB}, \epsilon'_{cB}$ または $\sigma_{ct}, \epsilon'_{ct}$: 圧縮または引張強度と極限ひずみ

E_c または E_t : 圧縮または引張ヤング係数

で表わされる。

第2.12図は実測結果と上記の各式との比較を示したもので、3次放物線が割合よく一致しているが、実用的にはいずれの式によっても大差ないと思われる。2次式において、(2.5)式ではヤング係数を、(2.6)式では極限ひずみを無視しているため、一般に、(2.5)式から計算したヤング係数、また(2.6)式から計算した極限ひずみはそれぞれ実測値より過大になり矛盾を生ずる。3次式においてはこのような矛盾は起らないが、強度が大になれば初期の応力度で変曲点を生じ、別の矛盾ができて完全な形とはいえない。今、3次式を $\sigma = a\epsilon + b\epsilon^2 + c\epsilon^3$ とすれば、変曲点の位置は $\epsilon = -b/3c$ となり、 $0 < \epsilon < \epsilon'_{cB}$ または ϵ'_{ct} であれば変曲点をもつ曲線となる。すなわち、著者の実験結果を用いて(2.7)式から求めた圧縮応力・ひずみ曲線は強度が360 kg/cm²以上になると変曲点をもつようになる。これについて、坂氏の実験式²⁵⁾の材令28日の場合について調べてみると、強度が400 kg/cm²以上になれば同様に変曲点をもつようになり、3次式でも広範囲には適用できないことがわかる。

以上のように、比較的簡単な式で広範囲なコンクリートの応力・ひずみ曲線を矛盾なく与



第 2.12 図 単純圧縮および引張をうけるコンクリートの
応力・ひずみ曲線

え得るものではなく，実用的には実測結果に近い状態を示し，取扱いに便利な 2 次放物線を用いるのがよいと考える。

2.4 結 論

以上を総括すれば，圧縮強度 200~550 kg/cm² のコンクリートに対し，圧縮強度 σ_{cb} (kg/cm²) と引張強度 σ_{ct} (kg/cm²)，ヤング係数 E_c (kg/cm²)，圧縮極限ひずみ ϵ'_{cb} および引張極限ひずみ ϵ'_{ct} との関係は次のようになる。

(1) コンクリートの引張強度 σ_{ct} は

$$\sigma_{ct} = 24 + 0.052(\sigma_{cB} - 200)$$

(2) ヤング係数 E_c は

$$E_c = 31 \cdot 10^3 \sigma_{cB}^{0.4}$$

(3) 圧縮極限ひずみ ϵ'_{cB} は

$$\epsilon'_{cB} = (0.141 + 0.00007 \sigma_{cB}) \times 10^{-2}$$

(4) 引強極限ひずみ ϵ'_{ct} は

$$\epsilon'_{ct} = (8.5 + 0.25 \sigma_{ct}) \times 10^{-5}$$

$$\text{または } (12 + 0.013 \sigma_{cB}) \times 10^{-5}$$

で表わされる。

(5) 圧縮ヤング係数と引張ヤング係数とは等しい。

(6) コンクリートの圧縮および引張応力・ひずみ曲線は、実用的には最大応力度で頂点をもつ2次放物線で表わすことができる。

3. 単純曲げをうける RC 桁, PC 桁コンクリートの圧縮および引張極限ひずみ

3.1 序 説

本章は極限強さ設計に必要なコンクリートの力学的諸性質のうち、曲げ圧縮極限ひずみおよび曲げ引張極限ひずみに関する実験的研究であって、実験2, 3および4において、それぞれスパン1.5mの矩形RC桁12本、スパン1.5mの矩形PC桁2本とT形PC桁4本およびスパン3mのI形RC桁2本、T形RC桁2本、I形PC桁2本の計24本の模型桁について曲げ試験を行ない、桁破壊時およびひびわれ発生時におけるコンクリートの極限ひずみを観測し、その結果を取りまとめたものである。

3.2 測定方法

使用材料、試験桁の種類および製造方法などの詳細は5章で述べることにし、ここでは曲げ圧縮および曲げ引張極限ひずみの決定に直接関係のあるひずみ測定方法について述べる。

桁断面のひずみは、スパン中央断面のコンクリート面および鉄筋またはPC鋼棒にストレインゲージをそれぞれ7~10枚および1~2枚張り付けて(第5.14図参照)曲げ試験を行ない、実験2, 3および4のRC桁では荷重500kgごとに、実験4のPC桁では荷重1tごとに、静的電気ひずみ計を用いて測定した。曲げ圧縮および曲げ引張極限ひずみは、上記の実測結果から荷重・ひずみ曲線を描いて求めたが、PC桁ではプレストレスによる影響も考慮した。RC桁およびPC桁の曲げ試験においてはひびわれの発見は一般に遅れる傾向があるから、更に同種コ

ンクリートを用いた断面 15×15 cm，スパン 45 cm の無筋コンクリート桁を，実験 2 および 3 でそれぞれ 12 種類，実験 4 で 6 種類造り，ひびわれ発生に対して鉄筋などの拘束のない状態で同様の曲げ試験を行なって曲げ引張極限ひずみを測定し，RC 桁および PC 桁の曲げ引張極限ひずみの値を決める際に考慮に入れた。

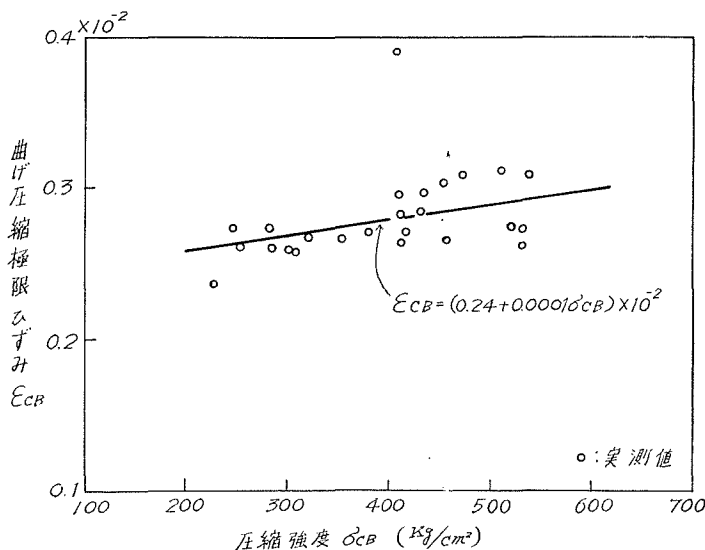
3.3 実験結果およびその考察

(1) 曲げ圧縮極限ひずみ

第 3.1 図は曲げ圧縮極限ひずみ ϵ_{cB} の測定値と圧縮強度 σ_{cB} (kg/cm²) との関係を示したもので，強度 200~550 kg/cm² のコンクリートに対し，実験式

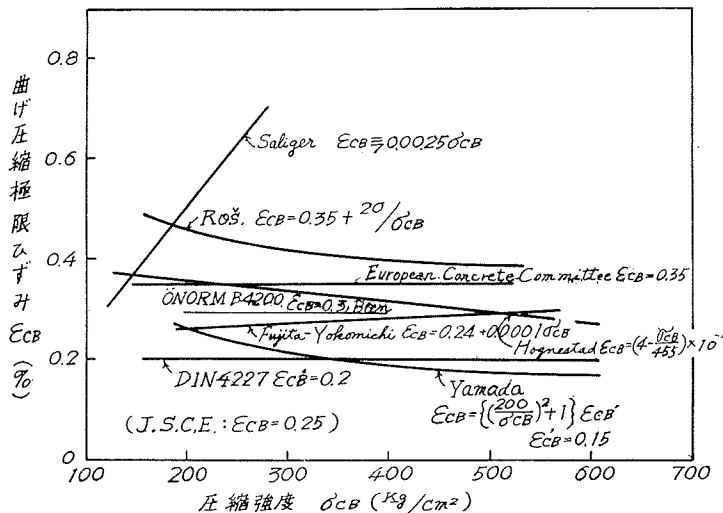
$$\epsilon_{cB} = (0.24 + 0.0001 \sigma_{cB}) \times 10^{-2} \tag{3.1}$$

を得た。図において，測定値 24 個のうち 1 個だけ著しく離れているが，これは異形鉄筋を用いた桁の測定値である。鉄筋として異形鋼を用いれば丸鋼を用いた場合に比較して曲げ圧縮極限ひずみは増大すると思われるが，これに関する研究は今後の問題として，実験式の決定にはこれを無視した。



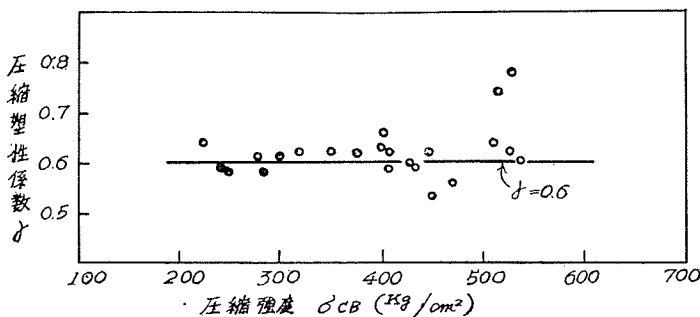
第 3.1 図 曲げ圧縮極限ひずみの実測結果

第 3.2 図は，従来の文献から，Saliger²⁴⁾，Hognestad²⁶⁾，Roš²⁷⁾，坂⁴⁾，山田⁵⁾らの諸氏の実験結果，および各国の示方書の例として，オーストリア¹⁸⁾，ドイツの DIN 4227²³⁾，わが国の土木学会 PC 指針¹⁹⁾の規定およびヨーロッパコンクリート委員会で推奨している値²⁸⁾などを示したもので，これによれば著者式はヨーロッパコンクリート委員会の値とドイツ規定との平均的な値を示し，強度の増加に従って多少増大する傾向を示している。



第 3.2 図 従来の文献との比較

第 3.3 図は、2 章で述べた圧縮極限ひずみと曲げ圧縮極限ひずみの比、すなわち圧縮塑性係数 $\gamma(\epsilon'_{cB}/\epsilon_{cB})$ の実測結果を示したもので、 γ の値は 0.60 の一定値としてよいことがわかる。これについては、実験式 (2.3) 式と (3.1) 式の関係からも同様の結果が得られる。

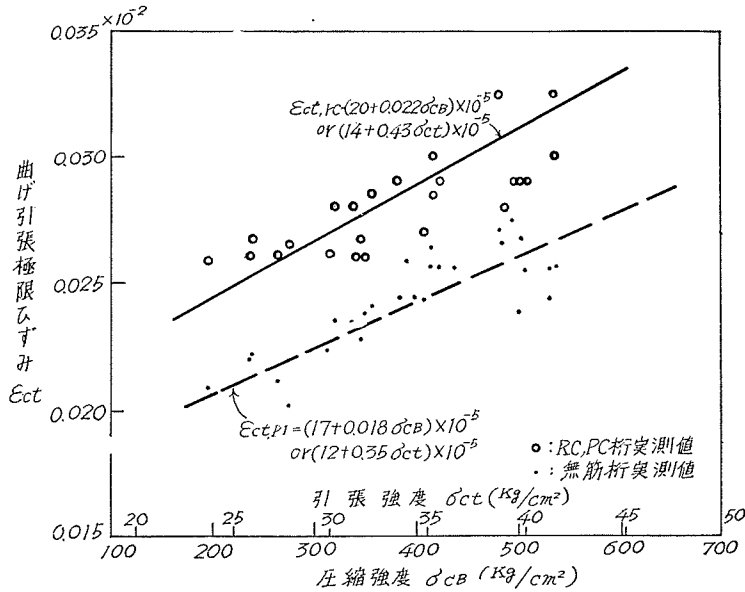


第 3.3 図 圧縮塑性係数

(2) 曲げ引張極限ひずみ

第 3.4 図は RC 桁および PC 桁における曲げ引張極限ひずみと無筋コンクリート桁における引張極限ひずみの測定結果を示したもので、極限ひずみと強度との関係は、それぞれ直線とみなすことができる。

無筋コンクリート桁では、断面の引張応力がすべてコンクリートによって受け持たれるから、ひびわれ発生と同時に荷重に対する抵抗力を失い、急に破壊する。この場合、ひびわれはセメントペーストおよび骨材の引張強度、セメントペーストと骨材との附着強さ、骨材の噛合いの状態およびコンクリート表面の状態などの複雑な影響によって、十分にクリープしないで



第3.4図 RC桁、PC桁および無筋桁の曲げ引張極限ひずみ

発生すると考えられる。これに対し、RC桁では、断面の引張応力を、ひびわれ発生以前はコンクリートと鉄筋とで分担して受け持ち、ひびわれ発生後はその大部分を鉄筋で受け持つようになるため、ひびわれの発生およびその成長は鉄筋によって拘束される。PC桁においてもひびわれの発生および成長が拘束されることはRC桁と同様である。したがって、RC桁およびPC桁のひびわれ発生時の引張部コンクリートは十分にクリープしていると考えられることができる。しかし、RC桁およびPC桁のひびわれ発生の時期を的確に定めることは難しく、著者の実験ではひびわれを肉眼で発見（個人差はあるが、幅約0.025~0.05 mm）した時をもってひびわれ発生の時期としたので、実際に微小ひびわれが発生した瞬間よりも遅れた状態を測定したことになる。

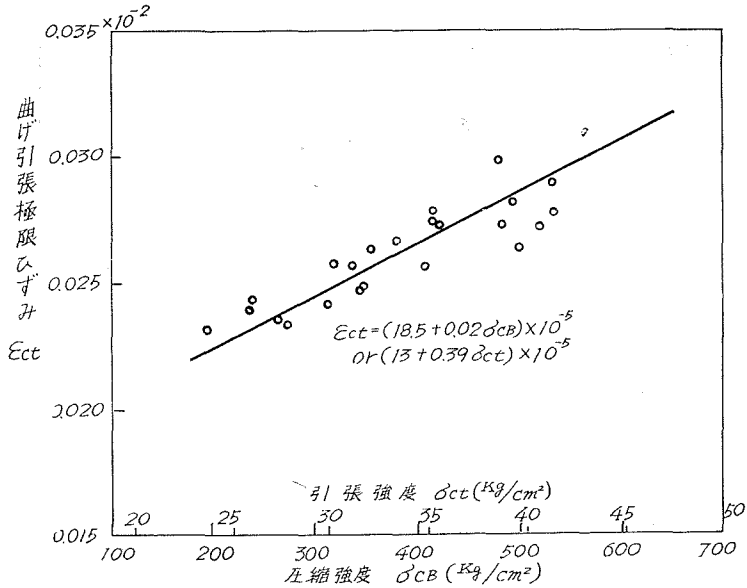
以上から、RC桁およびPC桁の実際の曲げ引張極限ひずみは、無筋コンクリート桁とRC桁およびPC桁とから得た両者の値の間にあると考えられるが、正確な値を求めることは困難であるから、ここでは近似的に両者の平均値が真の値を与えるものと考えた。

第3.5図は曲げ引張極限ひずみ ϵ_{ct} と引張強度 σ_{ct} (kg/cm²) および圧縮強度 σ_{cB} (kg/cm²) との関係を示したもので、強度200~550 kg/cm²のコンクリートに対し、実験式

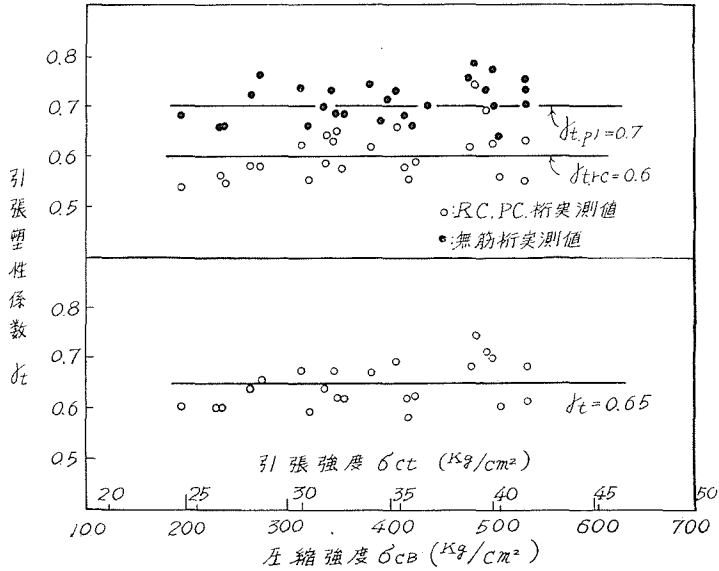
$$\epsilon_{ct} = (13 + 0.39 \sigma_{ct}) \times 10^{-5} \quad (3.2)$$

$$\text{または } (18.5 + 0.02 \sigma_{cB}) \times 10^{-5} \quad (3.2')$$

を得た。曲げ引張極限ひずみに関する従来の文献は少なく、岡田氏によれば約 30×10^{-5} ⁷⁾、山田氏によれば約 15×10^{-5} ⁵⁾ 位になるといわれているにすぎない。



第3.5図 曲げ引張極限ひずみの実測結果

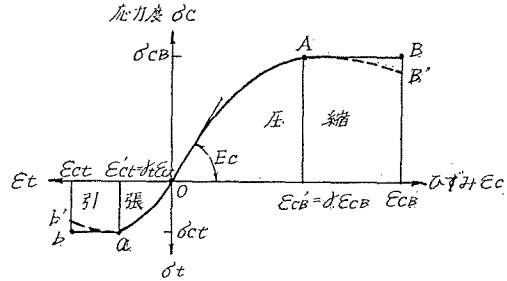


第3.6図 引張塑性係数 γ_t

第3.6図は、2章で述べた引張極限ひずみと曲げ引張極限ひずみの比、すなわち引張塑性係数 γ_t ($\epsilon'_{ct}/\epsilon_{ct}$) の実測結果を示したもので、 γ_t の値は無筋コンクリート桁の場合0.70、RC桁およびPC桁の場合0.60の一定値を得るが、前述のように実際には両者の平均0.65の一定値とみなすことができる。これについてはそれぞれの実験式の関係からも同様の結果が得られる。

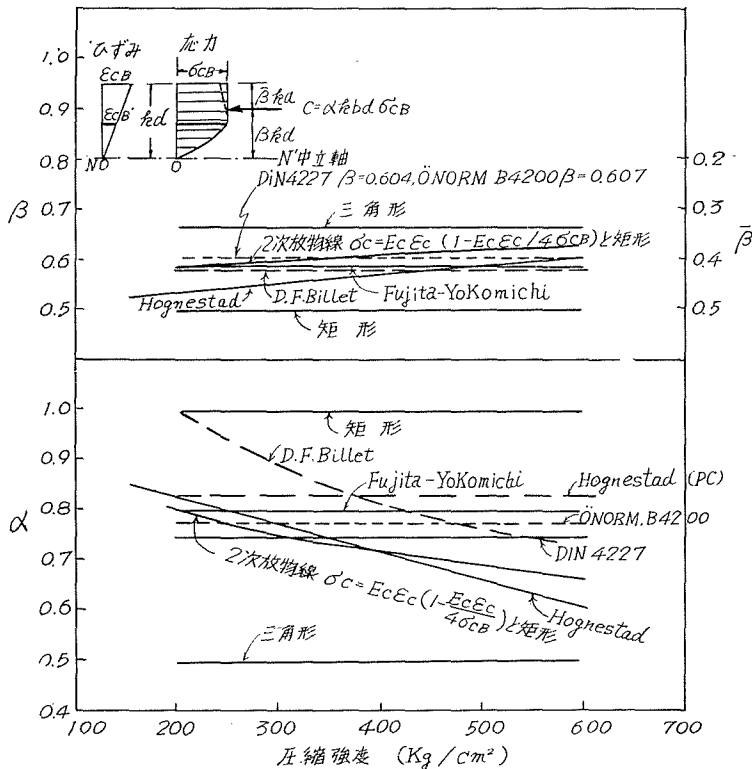
(3) 応力分布の形状

RC 桁および PC 桁の極限強き設計法において，桁の破壊荷重およびひびわれ荷重を正確に求めるためには，それぞれの荷重時において，塑性域まで考慮した断面コンクリートの応力分布の形状を決定することが必要である。



第 3.7 図 断面コンクリートの応力・ひずみ曲線

桁破壊時の圧縮部コンクリートの応力分布の形状は，一般に第 3.7 図に示すように，最大応力度 σ_{cB} までは圧縮試験における応力・ひずみ曲線と同一の OA 線，最大応力に達した後は多少応力度が減少して曲げ圧縮極限ひずみ ϵ_{cB} に至る AB' 線の両者の組合せで表わされる。従来の文献によれば，最大応力度に達するまでの応力・ひずみ曲線 OA は，これを 2 次放物線とするものが多く，ヨーロッパにおいては最大応力度 σ_{cB} と圧縮極限ひずみ ϵ_{cB} から決まる 2 次放物線^{18), 23)}，アメリカにおいては最大応力度 σ_{cB} とヤング係数 E_c から決まる 2 次放物線²⁷⁾ とし，最大応力度に達した後は，前者では近似的に曲げ圧縮極限ひずみ ϵ_{cB} に至るまで最大応力度を持続する直線，後者では ϵ_{cB} における応



第 3.8 図 α, β の比較

力度が $0.85 \sigma_{cB}$ になる直線としている。また、簡単に応力分布を矩形と仮定しているもの^{19),20)}もあるが、広範囲には適用できないものとする。2次放物線式は、2章で述べたような矛盾はあるが、実用的には実際の状態と大差なく、また著者の実験結果より圧縮塑性係数 γ の値は 0.6 の一定値を得ているから、応力分布の形状は計算に便利な2次放物線 $\sigma_c = \sigma_{cB} \epsilon_c / \epsilon'_{cB} \cdot (2 - \epsilon_c / \epsilon'_{cB})$ と最大応力度を持続して曲げ圧縮極限ひずみ ϵ_{cB} に達する直線との組合せと考えることができる。第3.8図は、矩形断面の場合の圧縮応力の合力に対する係数 α とその作用点位置に関する係数 β を従来の文献^{18),23),26),29),30)} と比較したもので、参考に三角形分布の場合も示した。これによれば、著者の応力分布の形状は他に比べて中庸の値を示していることがわかる。

桁のひびわれ発生時における引張部コンクリートの応力分布の形状は桁破壊時の圧縮部コンクリートの場合と同様であって、第5.7図に示すように最大応力度 σ_{ct} までは引張試験時の応力・ひずみ曲線と同一の Oa 線、それ以後は最大応力度を持続して曲げ引張極限ひずみ ϵ_{ct} に至る直線との組合せで表わされる。従来の文献では、 Oa 線を引張弾性限界ひずみで最大応力度 σ_{ct} に達する直線として用いているもの⁷⁾もあるが、著者の実験結果より、圧縮の場合と同様に2次放物線 $\sigma_t = \sigma_{ct} \epsilon_t / \epsilon'_{ct} \cdot (2 - \epsilon_t / \epsilon'_{ct})$ で表わす方が妥当であることがわかる。

一方、桁破壊時の引張部コンクリートの応力・ひずみの関係も曲げ引張極限ひずみ ϵ_{cB} 以下の範囲ではひびわれ発生時におけるそれと同様であるが、破壊曲げモーメントに与える引張部コンクリートの影響は微小であるから、これを無視することができ、またひびわれ発生時における圧縮部コンクリートの応力・ひずみの関係は応力度の小さい場合であるから、一般にこれを直線とみなすことができる。

3.4 結 論

以上を総括すれば、圧縮強度 $200 \sim 550 \text{ kg/cm}^2$ のコンクリートに対し、圧縮強度 σ_{cB} (kg/cm^2) と曲げ圧縮極限ひずみ ϵ_{cB} 、圧縮塑性係数 γ 、引張極限ひずみ ϵ_{ct} 、引張塑性係数 γ_t との関係は次のようになる。

- (1) 曲げ圧縮極限ひずみ ϵ_{cB} は

$$\epsilon_{cB} = (0.24 + 0.0001 \sigma_{cB}) \times 10^{-2}$$

- (2) 圧縮塑性係数 γ の値は一定値 0.6

- (3) 曲げ引張極限ひずみ ϵ_{ct} は

$$\epsilon_{ct} = (13 + 0.39 \sigma_{ct}) \times 10^{-5}$$

または $(18.5 + 0.02 \sigma_{cB}) \times 10^{-5}$

- (4) 引張塑性係数 γ_t の値は一定値 0.65 で表わされる。

(5) RC 桁、PC 桁の破壊時における圧縮部コンクリートの応力分布形は、最大応力度 σ_{cB} と圧縮極限ひずみ $\epsilon'_{cB} (\gamma \epsilon_{cB})$ から定まる2次放物線と最大応力度 σ_{cB} を持続して曲げ圧縮極限

ひずみ ϵ_{cB} に至る直線との組合せで表わされる。

(6) RC 桁，PC 桁のひびわれ発生時における引張部コンクリートの応力分布形は，(5)と同様に最大応力度 σ_{ct} と引張極限ひずみ $\epsilon'_{ct}(\gamma_t \epsilon_{ct})$ から定まる 2 次放物線と最大応力度 σ_{ct} を持続して曲げ引張極限ひずみ ϵ_{ct} に至る直線との組合せで表わされる。

4. RC 桁，PC 桁の破壊曲げモーメントおよびひびわれ曲げモーメントの計算方法

4.1 計算上の仮定

2 章および 3 章の実験結果に基づき，RC 桁，PC 桁の破壊曲げモーメントおよびひびわれ曲げモーメントの計算に対して次のような仮定を行なった。

(1) 破壊曲げモーメント

- a. 断面は平面を保持する。すなわち，維ひずみは断面の中立軸からの距離に比例する。
- b. コンクリートの引張応力は無視する。
- c. コンクリートの圧縮応力の分布は 2 次放物線形と矩形との組合せとし，コンクリートの最大圧縮応力度は材齢 28 日における圧縮強度 σ_{cB} とする。
- d. コンクリートの最大ひずみは曲げ圧縮極限ひずみ ϵ_{cB} とし，圧縮塑性係数 γ は 0.6 とする。
- e. 鉄筋または PC 鋼材の応力度は前記 a~d の仮定で求めた鉄筋または PC 鋼材のひずみと，その応力・ひずみ曲線とから求める。

(2) ひびわれ曲げモーメント

- a. 断面は平面を保持する。すなわち，維ひずみは断面の中立軸からの距離に比例する。
- b. コンクリートの圧縮応力の分布は三角形とする。
- c. コンクリートの引張応力の分布は 2 次放物線形と矩形との組合せとし，コンクリートの最大引張応力度は所定の材齢および材齢 28 日における引張強度 σ_{ct} とする。
- d. コンクリートの最大ひずみは曲げ引張極限ひずみ ϵ_{ct} とし，引張塑性係数 γ_t は 0.65 とする。
- e. 鉄筋または PC 鋼材の応力度は弾性範囲内にあるものとし，ヤング係数は鉄筋の場合 2,100,000 kg/cm²，PC 鋼材の場合 2,000,000 kg/cm² とする。

(3) コンクリートの力学的諸元

RC 桁，PC 桁の破壊曲げモーメントおよびひびわれ曲げモーメントの計算に必要なコンクリートの力学的諸元は第 4.1 表のとおりである。表において中間の値は比例によって求めることができる。

第 4.1 表 コンクリートの力学的諸元

圧縮強度 σ_{cB} (kg/cm ²)	200	300	400	500	600
ヤング係数 E_c (t/cm ²)	260	300	340	370	400
曲げ圧縮極限ひずみ ε_{cB} (%)	0.26	0.27	0.28	0.29	0.30
圧縮塑性係数 γ	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
引張強度 σ_{ct} (kg/cm ²)	24	29	34	40	45
曲げ引張極限ひずみ ε_{ct} (%)	0.0225	0.0245	0.0265	0.0285	0.0305
引張塑性係数 γ_t	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65

(4) 鉄筋または PC 鋼材の応力・ひずみ曲線

鉄筋または PC 鋼材の応力・ひずみ曲線は試験を行なって求めるのを原則とするが、試験を行わない場合は第 4.2 表に示す数値を用いてもよい (6 章参照)。

第 4.2(a) 表 鉄筋の応力・ひずみの関係

SS 41 級鉄筋 $\sigma_{sB} = 41 \text{ kg/mm}^2$ $\sigma_{sy} = 28 \text{ kg/mm}^2$		SS 50 級鉄筋 $\sigma_{sB} = 50 \text{ kg/mm}^2$ $\sigma_{sy} = 32 \text{ kg/mm}^2$		ネジリ棒鋼 40/50 $\sigma_{sB} = 50 \text{ kg/mm}^2$ $\sigma_{sy} = 40 \text{ kg/mm}^2$	
ε_s (%)	σ_s (kg/mm ²)	ε_s (%)	σ_s (kg/mm ²)	ε_s (%)	σ_s (kg/mm ²)
0	0	0	0	0	0
0.05	10.5	0.05	10.5	1.05	10.5
0.10	21.0	0.10	21.0	0.10	21.0
$\varepsilon'_{sy} = 0.1333$	$\sigma_{sy} = 28.0$	$\varepsilon'_{sy} = 0.1524$	$\sigma_{sy} = 32.0$	$\varepsilon_{se} = 0.1524$	$\sigma_{se} = 32.0$
0.20	28.0	0.20	32.0	0.20	35.5
0.30	28.0	0.30	32.0	0.30	38.8
0.40	28.0	0.40	32.0	$\varepsilon_{sy} = 0.3905$	$\sigma_{sy} = 40.0$
0.50	28.0	0.50	32.0	0.40	40.1
0.75	28.0	0.75	32.0	0.50	40.8
1.0	28.0	1.0	32.0	0.75	42.2
1.5	28.0	1.5	32.0	1.0	43.3
2.0	28.0	$\varepsilon_{sy} = 2.0$	$\sigma_{sy} = 32.0$	1.5	45.0
$\varepsilon_{sy} = 2.5$	$\sigma_{sy} = 28.0$	2.5	34.6	2.0	46.3
3.0	29.9	3.0	36.4	2.5	47.2
3.5	31.3	3.5	37.7	3.0	48.0
4.0	32.2	4.0	38.9	3.5	48.6
5.0	33.8	5.0	40.8	4.0	49.2
				5.0	49.8

ε_s, σ_s : 任意のひずみおよび応力度

σ_{sB}, σ_{sy} : 引張強度および降伏点応力度

$\varepsilon'_{sy}, \varepsilon_{sy}$: 降伏点ひずみの始点および終点

$\varepsilon_{se}, \sigma_{se}$: 弾性限ひずみおよび応力度 ($\sigma_{se} = 0.8 \sigma_{sy}$)

第 4.2 (b) 表 PC 鋼線の応力・ひずみの関係

PC 鋼線 $\phi 5$		PC 鋼線 $\phi 7$	
$\sigma_{pB} = 165 \text{ kg/mm}^2$		$\sigma_{pB} = 155 \text{ kg/mm}^2$	
$\sigma_{py} = 145 \text{ kg/mm}^2$		$\sigma_{py} = 135 \text{ kg/mm}^2$	
ε_p (%)	σ_p (kg/mm ²)	ε_p (%)	σ_p (kg/mm ²)
0	0	0	0
0.25	50	0.25	50
0.5	100	0.5	100
$\varepsilon_{pe} = 0.58$	$\sigma_{pe} = 116$	$\varepsilon_{pe} = 0.54$	$\sigma_{pe} = 108$
0.75	136	0.75	130
$\varepsilon_{py} = 0.925$	$\sigma_{py} = 145$	$\varepsilon_{py} = 0.875$	$\sigma_{py} = 135$
1.0	146	1.0	137
1.5	153	1.5	143
2.0	157	2.0	147
2.5	160	2.5	150
3.0	162	3.0	152
3.5	164	3.5	153
4.0	165	4.0	154
4.5	165	4.5	155

ε_p, σ_p : 任意のひずみおよび応力度 σ_{pB}, σ_{py} : 引張強度および降伏点応力度
 ε_{py} : 降伏点ひずみ $\varepsilon_{pe}, \sigma_{pe}$: 弾性限ひずみおよび応力度 ($\sigma_{pe} = 0.8 \sigma_{py}$)

第 4.2 (c) 表 PC 鋼棒の応力・ひずみの関係

PC 鋼棒 第 1 種		PC 鋼棒 第 2 種		PC 鋼棒 第 3 種		PC 鋼棒 第 4 種	
$\sigma_{pB} = 80 \text{ kg/mm}^2$		$\sigma_{pB} = 95 \text{ kg/mm}^2$		$\sigma_{pB} = 110 \text{ kg/mm}^2$		$\sigma_{pB} = 125 \text{ kg/mm}^2$	
$\sigma_{py} = 65 \text{ kg/mm}^2$		$\sigma_{py} = 80 \text{ kg/mm}^2$		$\sigma_{py} = 95 \text{ kg/mm}^2$		$\sigma_{py} = 110 \text{ kg/mm}^2$	
ε_p (%)	σ_p (kg/mm ²)	ε_p (%)	σ_p (kg/mm ²)	ε_p (%)	σ_p (kg/mm ²)	ε_p (%)	σ_p (kg/mm ²)
0	0	0	0	0	0	0	0
0.25	50	0.25	50	0.25	50	0.25	50
$\varepsilon_{pe} = 0.26$	$\sigma_{pe} = 52$	$\varepsilon_{pe} = 0.32$	$\sigma_{pe} = 64$	$\varepsilon_{pe} = 0.38$	$\sigma_{pe} = 76$	$\varepsilon_{pe} = 0.44$	$\sigma_{pe} = 88$
0.5	65	0.5	78	0.5	88	0.5	96
$\varepsilon_{py} = 0.525$	$\sigma_{py} = 65$	$\varepsilon_{py} = 0.6$	$\sigma_{py} = 80$	$\varepsilon_{py} = 0.675$	$\sigma_{py} = 95$	—	—
0.75	68	0.75	82	0.75	96	$\varepsilon_{py} = 0.75$	$\sigma_{py} = 110$
1.0	70	1.0	84	1.0	99	1.0	113
1.5	73	1.5	87	1.5	102	1.5	116
2.0	75	2.0	90	2.0	104	2.0	119
2.5	77	2.5	92	2.5	106	2.5	121
3.0	78	3.0	93	3.0	108	3.0	123
3.5	79	3.5	94	3.5	109	3.5	124
4.0	79	4.0	95	4.0	110	4.0	125
5.0	80	5.0	95	5.0	110	5.0	125

ε_p, σ_p : 任意のひずみおよび応力度 σ_{pB}, σ_{py} : 引張強度および降伏点応力度
 ε_{py} : 降伏点ひずみ $\varepsilon_{pe}, \sigma_{pe}$: 弾性限ひずみおよび応力度 ($\sigma_{pe} = 0.8 \sigma_{py}$)

4.2 破壊曲げモーメントの計算方法

(1) 記 号

破壊曲げモーメントの計算に用いた諸記号は次のとおりである。

- b : 突縁の有効幅
- b_y : 中立軸から距離 y における幅
- b_0 : 腹部の幅
- d : 有効高さ
- sd : 突縁の厚さ
- a'_sd : 上縁から圧縮鉄筋までの距離
- a_sd : 下縁から引張鉄筋までの距離
- a_pd : 下縁から PC 鋼材までの距離
- A'_s : 圧縮鉄筋断面積
- A_s : 引張鉄筋断面積
- A_p : PC 鋼材断面積
- $p'_s = A'_s/bd$: 圧縮鉄筋比
- $p_s = A_s/bd$: 引張鉄筋比
- $p_p = A_p/bd$: PC 鋼材比
- $x = kd$: 上縁から中立軸までの距離
- ϵ_{cB} : コンクリートの曲げ圧縮極限ひずみ
- ϵ'_s : 圧縮鉄筋のひずみ
- ϵ_s : 引張鉄筋のひずみ
- ϵ_p : PC 鋼材のひずみ
- $\epsilon_{pe} = \sigma_{pe}/E_p$: 有効プレストレスによる PC 鋼材のひずみ
- $\epsilon_{cpe} = \sigma_{cpe}/E_c$: 有効プレストレスによる PC 鋼材位置のコンクリートのひずみ
- $\bar{\epsilon}_p$: $\epsilon_{cpe} = 0$ を基準にした PC 鋼材のひずみの変化
- σ_{cB} : コンクリートの圧縮強度
- σ_{cy} : 中立軸から距離 y におけるコンクリートの圧縮応力度
- C : コンクリートの圧縮力
- C'_s : 鉄筋の圧縮力
- T_s : 鉄筋の引張力
- T_p : PC 鋼材の引張力
- y_c : 中立軸からコンクリートの圧縮力の作用点までの距離
- y'_s : 中立軸から圧縮鉄筋までの距離

y_s : 中立軸から引張鉄筋までの距離

y_D : 中立軸から PC 鋼材までの距離

γ : 圧縮塑性係数

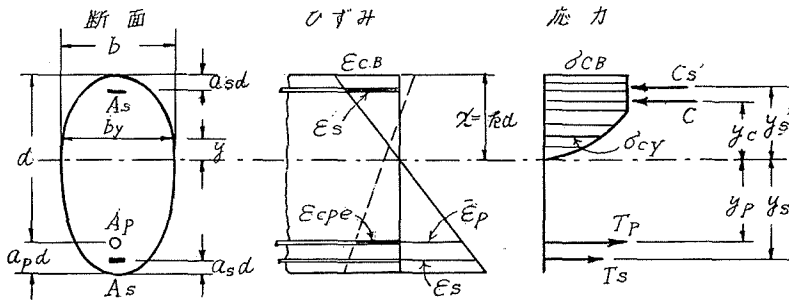
α : コンクリートの圧縮力に対する係数

β : 中立軸からコンクリートの圧縮力の作用点までの距離に対する係数

M_B : 破壊曲げモーメント

(2) 一般の場合

4.1, (1)の仮定に従えば，第 4.1 図より



第 4.1 図

コンクリートの圧縮力 C は

$$C = \alpha k b d \sigma_{cB} \tag{4.1}$$

ここに

$$\alpha = \int_0^1 \frac{b_y}{b} \cdot \frac{\sigma_{cy}}{\sigma_{cB}} dz, \quad z = \frac{y}{x} \tag{4.1 a}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_{cy}}{\sigma_{cB}} &= \frac{2}{\gamma} z - \frac{1}{\gamma^2} z^2 \quad (z = 0 \sim \gamma) \\ \frac{\sigma_{cy}}{\sigma_{cB}} &= 1 \quad (z = \gamma \sim 1) \end{aligned} \right\} \tag{4.1 b}$$

鉄筋の圧縮力 C'_s は

$$C'_s = p'_s b d \sigma'_s, \quad p'_s = A'_s / b d \tag{4.2}$$

$$\epsilon'_s = \frac{k - a'_s}{k} \cdot \epsilon_{cB} \tag{4.2'}$$

鉄筋の引張力 T_s は

$$T_s = p_s b d \sigma_s, \quad p_s = A_s / b d \tag{4.3}$$

$$\epsilon_s = \frac{1 - k + (a_n - a_s)}{k} \cdot \epsilon_{cB} \tag{4.3'}$$

PC 鋼材の引張力 T_p は

$$T_p = p_p b d \sigma_p, \quad p_p = A_p / b d \quad (4.4)$$

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_p &= \varepsilon_{pe} + \varepsilon_{cpe} + \bar{\varepsilon}_p \\ \varepsilon_{pe} &= \sigma_{pe} / E_p, \quad \varepsilon_{cpe} = \sigma_{cpe} / E_c, \quad \bar{\varepsilon}_p = (1-k)/k \cdot \varepsilon_{cB} \end{aligned} \right\} \quad (4.4')$$

ここに, σ_{pe} , σ_{cpe} : 有効プレストレスによる PC 鋼材およびその位置のコンクリートの応力度
 E_p , E_c : PC 鋼材およびコンクリートのヤング係数

(4.4') 式において, ε_{cpe} は ε_p に比べて微小であるから省略してもよい。

$\Sigma C = \Sigma T$ の条件から, 中立軸の位置は次式によって与えられる。

$$k = \frac{1}{\alpha} \left(\frac{p_s \sigma_s}{\sigma_{cB}} + \frac{p_p \sigma_p}{\sigma_{cB}} - \frac{p'_s \sigma'_s}{\sigma_{cB}} \right) \quad (4.5)$$

k の算出は一般にトライアル法によらなければならない。一例をあげれば, まず k の値を仮定して (4.2'), (4.3') および (4.4') 式から ε'_s , ε_s および ε_p を求め, 鉄筋および PC 鋼材の応力・ひずみ曲線の関係から σ'_s , σ_s および σ_p を求める。それらを (4.5) 式に代入して k の第 1 近似値を求める。仮定した k の値と第 1 近似値が違えば, 第 1 近似値を k の仮定値として同様の計算を行ない k の第 2 近似値を求める。この方法を繰返して (4.5) 式から計算した k の値が仮定値と等しくなるまで続けて k の計算を終る。

破壊曲げモーメント M_B は, k が求めれば次式によって求めることができる。

$$M_B = C y_c + C'_s y'_s + T_s y_s + T_p y_p \quad (4.6)$$

中立軸から各力の作用点までの距離は次式により与えられる。

$$y_c = \beta k d \quad (4.7)$$

ここに

$$\beta = \frac{1}{\alpha} \int_0^1 \frac{b_y}{b} \cdot \frac{\sigma_{cy}}{\sigma_{cB}} \cdot z dz \quad (4.7')$$

$$y'_s = (k - a'_s) d \quad (4.8)$$

$$y_s = (1 - k + a_p - a_s) d \quad (4.9)$$

$$y_p = (1 - k) d \quad (4.10)$$

また, 以上の諸式の関係から, M_B は次のいずれかの式によっても計算することができる。

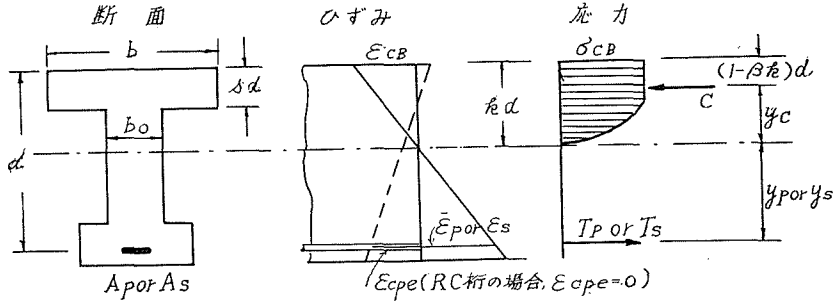
$$\begin{aligned} \frac{M_B}{b d^2 \sigma_{cB}} &= \alpha \beta k^2 - \left(\frac{p_s \sigma_s}{\sigma_{cB}} + \frac{p_p \sigma_p}{\sigma_{cB}} - \frac{p'_s \sigma'_s}{\sigma_{cB}} \right) k \\ &+ \left[\frac{p_s \sigma_s (1 + a_p - a_s)}{\sigma_{cB}} + \frac{p_p \sigma_p}{\sigma_{cB}} - \frac{p'_s \sigma'_s a'_s}{\sigma_{cB}} \right] \end{aligned} \quad (4.11)$$

または

$$\begin{aligned} \frac{M_B}{b d^2 \sigma_{cB}} &= \left[\frac{p_s \sigma_s (1 + a_p - a_s)}{\sigma_{cB}} + \frac{p_p \sigma_p}{\sigma_{cB}} - \frac{p'_s \sigma'_s a'_s}{\sigma_{cB}} \right] \\ &- \frac{1 - \beta}{\alpha} \left(\frac{p_s \sigma_s}{\sigma_{cB}} + \frac{p_p \sigma_p}{\sigma_{cB}} - \frac{p'_s \sigma'_s}{\sigma_{cB}} \right)^2 \end{aligned} \quad (4.11')$$

(3) 単鉄筋断面の場合 (矩形および T 形断面) (第 4.2 図)

a. PC 桁の場合



第 4.2 図

$$C = \alpha k b d \sigma_{cB} \tag{4.12}$$

$$T_p = p_p b d \sigma_p, \quad p_p = A_p / b d \tag{4.13}$$

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_p &= \epsilon_{pe} + \epsilon_{cpe} + \bar{\epsilon}_p \quad \text{または} \quad \epsilon_p + \bar{\epsilon}_p \\ \epsilon_{pe} &= \sigma_{pe} / E_p, \quad \epsilon_{cpe} = \sigma_{cpe} / E_c, \quad \bar{\epsilon}_p = (1-k) / k \cdot \epsilon_{cB} \end{aligned} \right\} \tag{4.13'}$$

C=T の条件より

$$k = \frac{p_p \sigma_p}{\alpha \sigma_{cB}} \tag{4.14}$$

また, (4.13') と (4.14) 式より

$$p_p = \frac{\alpha \sigma_{cB}}{\sigma_p} \cdot \frac{1}{1 + \bar{\epsilon}_p / \epsilon_{cB}} \tag{4.15}$$

p_p が既知の組合に k を求めるには次のように行なう。 k を仮定して (4.13') 式から ϵ_p を求めるか、または直接 ϵ_p を仮定して (4.15) 式から σ_p を求め、仮定した ϵ_p と計算した σ_p の関係が PC 鋼材の応力・ひずみ曲線の関係と一致するまで繰返して計算を行なうか、あるいは図式に応力・ひずみ曲線との交点を求めるかして σ_p と ϵ_p の値を決らし、(4.13') または (4.14) 式から k を求めればよい。

破壊曲げモーメント M_B は次のいずれかの式から計算することができる。

$$M_B = C(y_c + y_p) \quad \text{または} \quad T_p(y_c + y_p) \tag{4.16}$$

ここに

$$y_c + y_p = (1 - \beta k) d \tag{4.17}$$

$$\frac{M_B}{b d^2 \sigma_{cB}} = \alpha \beta k^2 - \frac{p_p \sigma_p}{\sigma_{cB}} \cdot k + \frac{p_p \sigma_p}{\sigma_{cB}} \tag{4.18}$$

または

$$\frac{M_B}{bd^2\sigma_{cB}} = \frac{p_p\sigma_p}{\sigma_{cB}} - \frac{(1-\beta)}{\alpha} \left(\frac{p_p\sigma_p}{\sigma_{cB}} \right)^2 \quad (4.18')$$

b. RC 桁の場合

RC 桁の場合は、(4.12)~(4.18')の各式において添字の p を s に代え、更に(4.13')および(4.15)式の代わりに次の各式を使用し、 k または ε_s を仮定して、PC 桁の場合と同様に計算すればよい。

すなわち、

$$\varepsilon_s = \frac{1-k}{k} \cdot \varepsilon_{cB} \quad (4.19)$$

$$p_s = \frac{\alpha\sigma_{cB}}{\sigma_s} \cdot \frac{1}{1+\varepsilon_s/\varepsilon_{cB}} \quad (4.20)$$

SS 41 級および SS 50 級の降伏点が明瞭な鉄筋を使用した場合で、桁破壊時の鉄筋応力度が降伏点応力度 σ_{sy} と等しい範囲にあり、更に中立軸が上部突縁内に入る場合には k の計算は簡単になる。

いま、 ε'_{sy} 、 ε_{sy} をそれぞれ鉄筋の降伏点ひずみの始点および終点とすれば、それぞれの状態を得る鉄筋比 p'_0 および p_0 は(4.20)式から次のように表わされる。

$$p'_0 = \frac{\alpha\sigma_{cB}}{\sigma_{sy}} \cdot \frac{1}{1+\varepsilon'_{sy}/\varepsilon_{cB}} \quad (4.21)$$

$$p_0 = \frac{\alpha\sigma_{cB}}{\sigma_{sy}} \cdot \frac{1}{1+\varepsilon_{sy}/\varepsilon_{cB}} \quad (4.22)$$

もし、使用鉄筋比 p_s が $p_0 \leq p_s \leq p'_0$ の範囲にあれば、鉄筋応力度は常に σ_{sy} と等しいから、 k は次式により求めることができる。

$$k = \frac{p_s\sigma_{sy}}{\alpha\sigma_{cB}} \quad (4.23)$$

また、 $p_s > p'_0$ の場合には、鉄筋応力度は弾性範囲にあり、(4.20)式の σ_s の値を RC 桁の場合の(4.14)式に代入すれば

$$k = \frac{E_s\varepsilon_{cB}}{2} \cdot \frac{p_s}{\alpha\sigma_{cB}} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{4}{E_s\varepsilon_{cB}} \cdot \frac{\alpha\sigma_{cB}}{p_s}} \right) \quad (4.24)$$

なる関係式を得、これより k を求めることができる。ネジリ棒鋼のように降伏点が明瞭でない鉄筋を使用した場合には、

$$p_s \geq \frac{\alpha\sigma_{cB}}{\sigma_{se}} \cdot \frac{1}{1+\varepsilon_{se}/\varepsilon_{cB}}$$

の範囲にあれば(4.24)式から k を求めることができる。ただし、 σ_{se} 、 ε_{se} は弾性限応力度およびひずみである。

(4) 断面形状に関する係数 α および β

α および β の値は断面の形状および中立軸の位置によって変わり，次のようになる。

a. 矩形断面または T 形および I 形断面において中立軸が上部突縁内にある場合：

$$\left[k \leq s, \frac{\epsilon_s}{\epsilon_{cB}} \geq \left(\frac{1}{s} - 1 \right) \right]$$

$$\alpha = 1 - \frac{r}{3} = 0.800 \quad (4.25)$$

$$\beta = \frac{1}{\alpha} \left(\frac{1}{2} - \frac{r^2}{12} \right) = 0.588 \quad (4.26)$$

b. T 形および I 形断面において中立軸が腹部にある場合

(i) 上部突縁の一部が塑性域の場合：

$$\left[s < k < \frac{s}{1-r}, \left(\frac{1}{s} - 1 \right) > \frac{\epsilon_s}{\epsilon_{cB}} > \left(\frac{1-r}{s} \right) \right]$$

$$\begin{aligned} \alpha &= 1 - \frac{r}{3} - \left(1 - \frac{b_0}{b} \right) \left[\frac{1}{r} \left(1 - \frac{s}{k} \right)^2 - \frac{1}{3r^2} \left(1 - \frac{s}{k} \right)^3 \right] \\ &= 0.800 - \left(1 - \frac{b_0}{b} \right) \left[1.667 \left(1 - \frac{s}{k} \right)^2 - 0.926 \left(1 - \frac{s}{k} \right)^3 \right] \end{aligned} \quad (4.27)$$

$$\begin{aligned} \beta &= \frac{1}{\alpha} \left\{ \frac{1}{2} - \frac{r^2}{12} - \left(1 - \frac{b_0}{b} \right) \left[\frac{2}{3r} \left(1 - \frac{s}{k} \right)^3 - \frac{1}{4r^2} \left(1 - \frac{s}{k} \right)^4 \right] \right\} \\ &= \frac{1}{\alpha} \left\{ 0.470 - \left(1 - \frac{b_0}{b} \right) \left[1.111 \left(1 - \frac{s}{k} \right)^3 - 0.694 \left(1 - \frac{s}{k} \right)^4 \right] \right\} \end{aligned} \quad (4.28)$$

(ii) 上部突縁全体が塑性域の場合：

$$\left[\frac{s}{1-r} \leq k, \left(\frac{1-r}{s} \right) \geq \frac{\epsilon_s}{\epsilon_{cB}} \right]$$

$$\begin{aligned} \alpha &= \left(1 - \frac{r}{3} \right) \frac{b_0}{b} + \left(1 - \frac{b_0}{b} \right) \cdot \frac{s}{k} \\ &= 0.800 \cdot \frac{b_0}{b} + \left(1 - \frac{b_0}{b} \right) \cdot \frac{s}{k} \end{aligned} \quad (4.29)$$

$$\begin{aligned} \beta &= \frac{1}{\alpha} \left\{ \left(\frac{1}{2} - \frac{r^2}{12} \right) \frac{b_0}{b} + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{b_0}{b} \right) \left[1 - \left(1 - \frac{s}{k} \right)^2 \right] \right\} \\ &= \frac{1}{\alpha} \left\{ 0.470 \cdot \frac{b_0}{b} + 0.5 \left(1 - \frac{b_0}{b} \right) \left[1 - \left(1 - \frac{s}{k} \right)^2 \right] \right\} \end{aligned} \quad (4.30)$$

桁の破壊時における中立軸の位置は，一般に上部突縁内にあるか，または突縁からはずれていてもわずかであるから，矩形断面の場合の α および β を用いて破壊曲げモーメントの計算を行なうことができるが，矩形断面としての k の値が突縁の厚さより著しく大きい場合には (i) または (ii) の場合の式を用いるのが望ましい。

4.3 ひびわれ曲げモーメントの計算方法

(1) 記 号

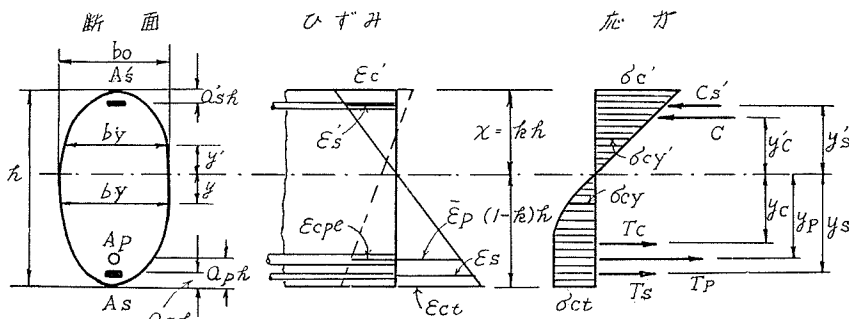
ひびわれ曲げモーメントの計算に用いた諸記号は次のとおりである。

- b_0 : 腹 部 の 幅
- b'_y : 中立軸から距離 y' における幅
- b_y : 中立軸から距離 y における幅
- $(1+\zeta)b_0$: 上部突縁の有効幅
- $(1+\xi)b_0$: 下部突縁の有効幅
- h : 桁 高
- th : 上部突縁の厚さ
- uh : 下部突縁の厚さ
- $a'_s h$: 上縁から圧縮鉄筋までの距離
- $a_s h$: 下縁から引張鉄筋までの距離
- $a_p h$: 下縁から PC 鋼材までの距離
- A'_s : 圧縮鉄筋断面積
- A_s : 引張鉄筋断面積
- A_p : PC 鋼材断面積
- $p'_s = A'_s / b_0 h$: 圧 縮 鉄 筋 比
- $p_s = A_s / b_0 h$: 引 張 鉄 筋 比
- $p_p = A_p / b_0 h$: PC 鋼 材 比
- $x = kh$: 上縁から中立軸までの距離
- ϵ'_c : コンクリートの上縁のひずみ
- ϵ_{ct} : コンクリートの曲げ引張極限ひずみ
- ϵ'_s : 圧縮鉄筋のひずみ
- ϵ_s : 引張鉄筋のひずみ
- ϵ_p : PC 鋼材のひずみ
- $\epsilon_{pc} = \sigma_{pc} / E_p$: 有効プレストレスによる PC 鋼材のひずみ
- $\epsilon_{cpc} = \sigma_{cpc} / E_c$: 有効プレストレスによる PC 鋼材位置のコンクリートのひずみ
- $\bar{\epsilon}_p$: $\epsilon_{cpc} = 0$ を基準にした PC 鋼材のひずみの変化
- σ'_c : コンクリートの上縁の応力度
- σ_{ct} : コンクリートの引張強度
- σ'_{cy} : 中立軸から距離 y' におけるコンクリートの圧縮応力度
- σ_{cy} : 中立軸から距離 y におけるコンクリートの引張応力度

- σ_{pe} : PC 鋼材の有効プレストレス
- σ_{cpe} : 有効プレストレスによる PC 鋼材位置のコンクリートの応力度
- E_c : コンクリートのヤング係数
- $E_s = n_s E_c$: 鉄筋のヤング係数
- $E_p = n_p E_c$: PC 鋼材のヤング係数
- C : コンクリートの圧縮力
- C_s' : 鉄筋の圧縮力
- T_c : コンクリートの引張力
- T_s : 鉄筋の引張力
- T_p : PC 鋼材の引張力
- y_c : 中立軸からコンクリートの圧縮力の作用点までの距離
- y'_c : 中立軸から圧縮鉄筋までの距離
- y_s : 中立軸から引張鉄筋までの距離
- y_p : 中立軸から PC 鋼材までの距離
- α' : コンクリートの圧縮力に対する係数
- β' : 中立軸からコンクリートの圧縮力の作用点までの距離に対する係数
- γ_t : 引張塑性係数
- α_t : コンクリートの引張力に対する係数
- β_t : 中立軸からコンクリートの引張力の作用点までの距離に対する係数
- M_{cr} : ひびわれ曲げモーメント

(2) 一般の場合

4.1, (2) の仮定に従えば、第 4.3 図より



第 4.3 図

コンクリートの圧縮力 C は

$$C = \alpha' k b_0 h \sigma'_c \tag{4.31}$$

ここに

$$\alpha' = \int_0^1 \frac{b'_y}{b_0} \cdot \frac{\sigma'_{cy}}{\sigma'_c} dz' = \int_0^1 \frac{b'_y}{b_0} \cdot z' dz', \quad z' = \frac{y'}{x} \quad (4.31 a)$$

$$\sigma'_c = E_c \epsilon'_c, \quad \epsilon'_c = \frac{k}{1-k} \cdot \epsilon_{ct} \quad (4.31 b)$$

鉄筋の圧縮力 C'_s は

$$C'_s = p'_s b_0 h \sigma'_s, \quad p'_s = A'_s / b_0 h \quad (4.32)$$

$$\sigma'_s = E_s \epsilon'_s, \quad \epsilon'_s = \frac{k - \alpha'_s}{1 - k} \cdot \epsilon_{ct}, \quad E_s = n_s E_c \quad (4.32')$$

コンクリートの引張力 T_c は

$$T_c = \alpha_t (1 - k) b_0 h \sigma_{ct} \quad (4.33)$$

ここに

$$\alpha_t = \int_0^1 \frac{b_y}{b_0} \cdot \frac{\sigma_{cy}}{\sigma_{ct}} \cdot dz, \quad z = \frac{y}{h - x} \quad (4.33 a)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_{cy}}{\sigma_{ct}} &= \frac{2}{r_t} z - \frac{1}{r_t^2} z^2 & (z = 0 \sim r_t) \\ \frac{\sigma_{cy}}{\sigma_{ct}} &= 1 & (z = r_t \sim 1) \end{aligned} \right\} \quad (4.33 b)$$

鉄筋の引張力 T_s は

$$T_s = p_s b_0 h \sigma_s, \quad p_s = A_s / b_0 h \quad (4.34)$$

$$\sigma_s = E_s \epsilon_s, \quad \epsilon_s = \frac{1 - k - a_s}{1 - k} \cdot \epsilon_{ct}, \quad E_s = n E_c \quad (4.34')$$

PC 鋼材の引張力 T_p は

$$T_p = p_p b_0 h \sigma_p, \quad p_p = A_p / b_0 h \quad (4.35)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_p &= E_p \epsilon_p, \quad \epsilon_p = \left(\mu - \frac{a_p}{1 - k} \right) \epsilon_{ct}, \quad E_p = n_p E_c \\ \mu &= 1 + \frac{\epsilon_{pe} + \epsilon_{cpe}}{\epsilon_{ct}}, \quad \epsilon_{pe} = \frac{\sigma_{pe}}{E_p}, \quad \epsilon_{cpe} = \frac{\sigma_{cpe}}{E_c} \end{aligned} \right\} \quad (4.35')$$

$\Sigma C = \Sigma T$ の条件から、中立軸の位置は次式によって与えられる。

$$k = \frac{B}{A} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{A \cdot C}{B^2}} \right) \quad (4.36)$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} A &= \alpha' - \alpha_t \cdot \sigma_{ct} / E_c \epsilon_{ct} \\ B &= \alpha_t \cdot \sigma_{ct} / E_c \epsilon_{ct} + 0.5 [n_s (p'_s + p_s) + n_p p_p \mu] \\ C &= \alpha_t \cdot \sigma_{ct} / E_c \epsilon_{ct} + n_s p'_s \alpha'_s + n_s p_s (1 - a_s) + n_p p_p (\mu - a_p) \end{aligned} \right\} \quad (4.36')$$

k の計算は、一般にはトライアル法によらなければならない。

k が求まれば、ひびわれ曲げモーメント M_{cr} は次式から求めることができる。

$$M_{cr} = Cy'_c + C'_s y'_s + T_c y_c + T_s y_s + T_p y_p \tag{4.37}$$

中立軸から各力の作用点までの距離は次式により与えられる。

$$y'_c = \beta' kh \tag{4.38}$$

ここに

$$\beta' = \frac{1}{\alpha'} \int_0^1 \frac{b'_y}{b_0} z'^2 dz' \tag{4.38'}$$

$$y'_s = (k - a'_s) h \tag{4.39}$$

$$y_c = \beta_t (1 - k) h \tag{4.40}$$

ここに

$$\beta_t = \frac{1}{\alpha_t} \int_0^1 \frac{b_y}{b_0} \cdot \frac{\sigma_{cy}}{\sigma_{ct}} \cdot z dz \tag{4.40'}$$

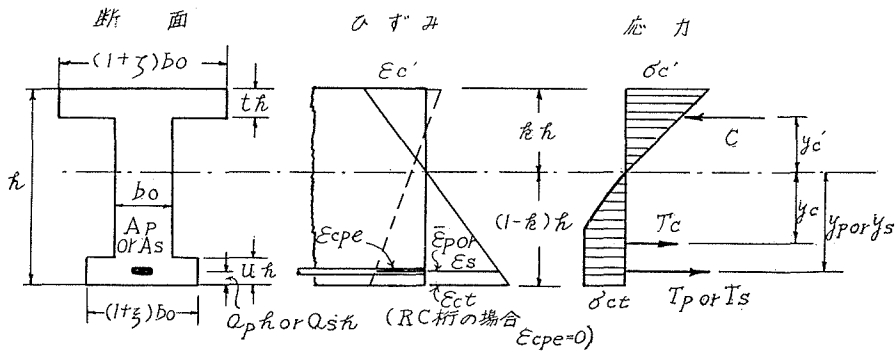
$$y_s = (1 - k - a_s) h \tag{4.41}$$

$$y_p = (1 - k - a_p) h \tag{4.42}$$

また、以上の諸式の関係からひびわれ曲げモーメントは次式によっても計算することができる。

$$\begin{aligned} \frac{M_{cr}}{b_0 h^2 \sigma_{ct}} &= \frac{\alpha' \beta' E_c \varepsilon_{ct}}{\sigma_{ct}} \cdot \frac{k^3}{1 - k} + \frac{n_s \beta'_s E_c \varepsilon_{ct}}{\sigma_{ct}} \cdot \frac{(k - a'_s)^2}{1 - k} + \alpha_t \beta_t (1 - k)^2 \\ &+ \frac{n_s \beta_s E_c \varepsilon_{ct}}{\sigma_{ct}} \cdot \frac{(1 - k - a_s)^3}{1 - k} + \frac{n_p \beta_p E_c \varepsilon_{ct}}{\sigma_{ct}} \cdot \left(\mu - \frac{a_p}{1 - k} \right) (1 - k - a_p) \end{aligned} \tag{4.43}$$

(3) 単鉄筋断面の場合 (矩形, T 形および I 形断面) (第 4.4 図)



第 4.4 図

a. PC 桁の場合

$$C = \alpha' k b_0 h \sigma'_c \tag{4.44}$$

$$\sigma'_c = E_c \varepsilon'_c, \quad \varepsilon'_c = \frac{k}{1-k} \cdot \varepsilon_{ct} \quad (4.44')$$

$$T_c = \alpha_t (1-k) b_0 h \sigma_{ct} \quad (4.45)$$

$$T_p = p_p b_0 h \sigma_p, \quad p_p = A_p / b_0 h \quad (4.46)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_p &= E_p \varepsilon_p, \quad \varepsilon_p = \left(\mu - \frac{a_p}{1-k} \right) \varepsilon_{ct}, \quad E_p = n_p E_c \\ \mu &= 1 + \frac{\varepsilon_{pe} + \varepsilon_{cpe}}{\varepsilon_{ct}}, \quad \varepsilon_{pe} = \frac{\sigma_{pe}}{E_p}, \quad \varepsilon_{cpe} = \frac{\sigma_{cpe}}{E_c} \end{aligned} \right\} \quad (4.46')$$

$\Sigma C = \Sigma T$ の条件から

$$k = \frac{B}{A} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{AC}{B^2}} \right) \quad (4.47)$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} A &= \alpha' - \alpha_t \cdot \sigma_{ct} / E_c \varepsilon_{ct} \\ B &= \alpha_t \cdot \sigma_{ct} / E_c \varepsilon_{ct} + 0.5 n_p p_p \mu \\ C &= \alpha_t \cdot \sigma_{ct} / E_c \varepsilon_{ct} + n_p p_p (\mu - a_p) \end{aligned} \right\} \quad (4.47')$$

また、 p_p と k との関係は次式で表わされる。

$$p_p = \frac{\left(\alpha' - \alpha_t \cdot \frac{\sigma_{ct}}{E_c \varepsilon_{ct}} \right) k^2 - \alpha_t \cdot \frac{\sigma_{ct}}{E_c \varepsilon_{ct}} \cdot (1-2k)}{n_p [\mu(1-k) - a_p]} \quad (4.48)$$

一般に、 α' 、 α_t の値は断面形状、中立軸の位置などによって変化し、 p_p が既知の場合に (4.47) または (4.48) 式から直接 k を計算するのは困難であるから、トライアル法によって k を求めるのが便利である。

ひびわれ曲げモーメント M_{cr} は次のいずれかの式から求めることができる。

$$M_{cr} = C y'_c + T_c y_c + T_p y_p \quad (4.49)$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} y'_c &= \beta' k h \\ y_c &= \beta_t (1-k) h \\ y_p &= (1-k-a_p) h \end{aligned} \right\} \quad (4.50)$$

または

$$\begin{aligned} \frac{M_{cr}}{b_0 h^3 \sigma_{ct}} &= \frac{\alpha' \beta' E_c \varepsilon_{ct}}{\sigma_{ct}} \cdot \frac{k^3}{1-k} \\ &\quad + \alpha_t \beta_t (1-k)^2 + \frac{n_p p_p E_c \varepsilon_{ct}}{\sigma_{ct}} \left(\mu - \frac{a_p}{1-k} \right) (1-k-a_p) \end{aligned} \quad (4.51)$$

b. RC 桁の場合

RC 桁の場合は、(4.44)~(4.51) の各式において添字 p を s に代え、 $\mu=1$ として、PC 桁の

場合と同様の計算を行なえばよい。

(4) 断面形状に関する係数 α' , α_t および β' , β_t

a. 矩形断面の場合

$$\alpha' = \frac{1}{2}, \quad \alpha_t = 1 - \frac{\gamma_t}{3} = 0.783 \quad (4.52)$$

$$\beta' = \frac{2}{3}, \quad \beta_t = \frac{1}{\alpha_t} \left(\frac{1}{2} - \frac{\gamma_t^2}{12} \right) = 0.593 \quad (4.53)$$

この場合 (4.47) 式は次のようになり、 k は (4.47) 式から直接求めることができる。

$$\left. \begin{aligned} A &= 0.5 - 0.783 \cdot \frac{\sigma_{ct}}{E_c \varepsilon_{ct}} \\ B &= 0.783 \cdot \frac{\sigma_{ct}}{E_c \varepsilon_{ct}} + 0.5 n_p p_v \mu \\ C &= 0.783 \cdot \frac{\sigma_{ct}}{E_c \varepsilon_{ct}} + n_p p_v (\mu - a_p) \end{aligned} \right\} \quad (4.54)$$

b. T形断面の場合

$$\alpha' = \frac{1}{2} \left[1 + \zeta - \zeta \left(1 - \frac{t}{k} \right)^2 \right], \quad \alpha_t = 1 - \frac{\gamma_t}{3} = 0.783 \quad (4.55)$$

$$\beta' = \frac{1}{3\alpha'} \left[1 + \zeta - \zeta \left(1 - \frac{t}{k} \right)^3 \right], \quad \beta_t = \frac{1}{\alpha_t} \left(\frac{1}{2} - \frac{\gamma_t^2}{12} \right) = 0.593 \quad (4.56)$$

この場合、(4.47) 式は次のようになり、 k は (4.47) 式から直接求めることができる。

$$\left. \begin{aligned} A &= 0.5 - 0.783 \cdot \frac{\sigma_{ct}}{E_c \varepsilon_{ct}} \\ B &= 0.5 \zeta \sigma + 0.783 \cdot \frac{\sigma_{ct}}{E_c \varepsilon_{ct}} + 0.5 n_p p_v \mu \\ C &= 0.5 \zeta t^2 + 0.783 \cdot \frac{\sigma_{ct}}{E_c \varepsilon_{ct}} + n_p p_v (\mu - a_p) \end{aligned} \right\} \quad (4.57)$$

c. I形断面において中立軸が下部突縁内にある場合： $[1 - k \leq u, \sigma'_c / E_c \varepsilon_{ct} \geq (1/u - 1)]$

$$\left. \begin{aligned} \alpha' &= \frac{1}{2} \left[1 + \zeta - \zeta \left(1 - \frac{t}{k} \right)^2 + \xi \left(1 - \frac{1-u}{k} \right)^2 \right] \\ \alpha_t &= 1 - \frac{\gamma_t}{3} = 0.783 \end{aligned} \right\} \quad (4.58)$$

$$\left. \begin{aligned} \beta' &= \frac{1}{3\alpha'} \left[1 + \zeta - \zeta \left(1 - \frac{t}{k} \right)^3 + \xi \left(1 - \frac{1-u}{k} \right)^3 \right] \\ \beta_t &= \frac{1}{\alpha_t} \left(\frac{1}{2} - \frac{\gamma_t^2}{12} \right) = 0.593 \end{aligned} \right\} \quad (4.59)$$

この場合、 k はトライアル法によって求めなければならないが、近似的には下部突縁のコンクリートの圧縮応力を無視すれば、(4.47) 式は次のようになり、(4.47) 式から直接 k を求めることができる。

$$\left. \begin{aligned} A &= 0.5 - 0.783 \cdot \frac{\sigma_{ct}}{E_c \varepsilon_{ct}} \\ B &= 0.5\zeta t + 0.783(1 + 0.5\xi u) \cdot \frac{\sigma_{ct}}{E_c \varepsilon_{ct}} + 0.5n_p \rho_p \mu t \\ C &= 0.5\zeta t^2 + 0.783(1 + \xi u) \cdot \frac{\sigma_{ct}}{E_c \varepsilon_{ct}} + n_p \rho_p (\mu - a_p) \end{aligned} \right\} \quad (4.60)$$

d. I 形断面において中立軸が腹部にある場合

(i) 下部突縁の一部が塑性域の場合：

$$\left. \begin{aligned} &\left[u < 1 - k < u/1 - r_t, \quad \left(\frac{1}{u} - 1 \right) > \sigma'_c / E_c \varepsilon_{ct} > \left(\frac{1 - r_t}{u} - 1 \right) \right] \\ \alpha' &= \frac{1}{2} \left[1 + \zeta - \zeta \left(1 - \frac{t}{k} \right)^2 \right] \\ \alpha_t &= \left(1 - \frac{r_t}{3} \right) (1 + \xi) - \xi \left[\frac{1}{r_t} \left(1 - \frac{u}{1 - k} \right)^2 - \frac{1}{3r_t^2} \left(1 - \frac{u}{1 - k} \right)^3 \right] \\ &= 0.783(1 + \xi) - \xi \left[1.538 \left(1 - \frac{u}{1 - k} \right)^2 - 0.789 \left(1 - \frac{u}{1 - k} \right)^3 \right] \end{aligned} \right\} \quad (4.61)$$

$$\left. \begin{aligned} \beta' &= \frac{1}{3\alpha'} \left[1 + \zeta - \zeta \left(1 - \frac{t}{k} \right)^3 \right] \\ \beta_t &= \frac{1}{\alpha_t} \left\{ \left(\frac{1}{2} - \frac{r_t^2}{12} \right) (1 + \xi) - \xi \left[\frac{2}{3r_t} \left(1 - \frac{u}{1 - k} \right)^3 - \frac{1}{4r_t^2} \left(1 - \frac{u}{1 - k} \right)^4 \right] \right\} \\ &= \frac{1}{\alpha_t} \left\{ 0.465(1 + \xi) - \xi \left[1.026 \left(1 - \frac{u}{1 - k} \right)^3 - 0.592 \left(1 - \frac{u}{1 - k} \right)^4 \right] \right\} \end{aligned} \right\} \quad (4.62)$$

この場合、 k を求めるにはトライアル法によるのが便利である。

(ii) 下部突縁全体が塑性域の場合： $[u/1 - r_t \leq 1 - k, \quad \frac{1 - r_t}{u} - 1 \geq \sigma'_c / E_c \varepsilon_{ct}]$

$$\left. \begin{aligned} \alpha' &= \frac{1}{2} \left[(1 + \zeta) - \zeta \left(1 - \frac{t}{k} \right)^2 \right] \\ \alpha_t &= 1 - \frac{r_t}{3} + \xi \cdot \frac{u}{1 - k} = 0.783 + \xi \cdot \frac{u}{1 - k} \end{aligned} \right\} \quad (4.63)$$

$$\left. \begin{aligned} \beta' &= \frac{1}{3\alpha'} \left[1 + \zeta - \zeta \left(1 - \frac{t}{k} \right)^3 \right] \\ \beta_t &= \frac{1}{\alpha_t} \left\{ \left(\frac{1}{2} - \frac{r_t^2}{12} \right) + 0.5\xi \left[1 - \left(1 - \frac{u}{1 - k} \right)^2 \right] \right\} \\ &= \frac{1}{\alpha_t} \left\{ 0.465 + 0.5\xi \left[1 - \left(1 - \frac{u}{k} \right)^2 \right] \right\} \end{aligned} \right\} \quad (4.46)$$

この場合、(4.47) 式は次のようになり、(4.47) 式から直接 k を求めることができる。

$$\left. \begin{aligned} A &= 0.5 + 0.783 \cdot \frac{\sigma_{ct}}{E_c \varepsilon_{ct}} \\ B &= 0.5\zeta t + (0.783 + 0.5\xi u) \cdot \frac{\sigma_{ct}}{E_c \varepsilon_{ct}} + 0.5n_p \rho_p \mu \\ C &= 0.5\zeta t^2 + (0.783 + \xi u) \cdot \frac{\sigma_{ct}}{E_c \varepsilon_{ct}} + n_p \rho_p (\mu - a_p) \end{aligned} \right\} \quad (4.65)$$

一般に、RC 桁および PC 桁のひびわれ発生時における中立軸の位置は a, b および d の (ii) の状態にあるのが普通であって、割合簡単にひびわれ曲げモーメントを求めることができる。

5. RC 桁、PC 桁の破壊およびひびわれに関する実験

5.1 序 説

本章は、RC 桁、PC 桁の破壊およびひびわれに関する実験的研究であって、実験 2, 3, 4 および 5 において、それぞれスパン 1.5 m の矩形 RC 桁 12 本、スパン 1.5 m の矩形 PC 桁 2 本と T 形 PC 桁 4 本の計 6 本、スパン 3 m の I 形 RC 桁 2 本、T 形 RC 桁 2 本と I 形 PC 桁 2 本の計 6 本、およびスパン 2.4 m の I 形 RC 桁 8 本の合計 32 本について曲げ試験を行ない、破壊曲げモーメントおよびひびわれ曲げモーメントの実測結果と理論計算式との比較検討、破壊およびひびわれの性状に関する考察、ならびに切削ネジによる鉄筋、PC 鋼棒の接続、PC 鋼棒の定着およびネジリ棒鋼の重ね継手の影響などについて補足検討したものである。

5.2 材料および試験桁の製造

(1) 使用材料

a. **セメント** 実験に使用したセメントは日本社、上磯工場製、普通および早強ポルトランドセメントで、いずれも JIS R 5210 の品質に合格するものである。おもな試験成績を示せば第 5.1 表のとおりである。

第 5.1 表 セメント試験成績

符 号	種 類	比 重	曲げ強さ (kg/cm ²)		圧縮強さ (kg/cm ²)		備 考
			7 日	28 日	7 日	28 日	
N ₂	普 通	3.13	57.4	71.6	241	423	実験 4
N ₃	普 通	3.15	51.9	74.0	242	451	実験 5
E ₂	早 強	3.15	67.5	79.6	286	352	実験 2
E ₃	早 強	3.13	61.1	83.1	280	443	実験 3
E ₄	早 強	3.12	63.7	74.8	287	438	実験 4

b. **骨 材** 使用骨材は、細骨材用として白老、錦岡および幌別海岸産の砂、粗骨材用として沙流川および新冠川産の砂利を用いたが、いずれも北海道産の骨材として優良なものである。おもな試験成績を第 5.2 表および第 5.3 表に示す。

c. **鉄筋および PC 鋼棒** 実験に用いた主鉄筋および PC 鋼材は、実験 2 の RC 桁では SS 41、直径 13, 16, 19 および 22 mm の丸鋼、実験 4 の RC 桁では SS 41、直径 22 mm の丸鋼と SS D 39、直径 22 mm の異形丸鋼、実験 5 の RC 桁では SS 50、直径 16 mm の丸鋼、SS D 49、直径 16 mm の異形丸鋼および SS 50 級、直径 16 mm の試作ネジリ棒鋼 (SS D.49 の異形丸鋼を直径の 10~12 倍のネジリピッチでネジリ加工したもの)、ならびに実験 3 および 4 の PC

第5.2表 骨材試験成績

符号	産地	砂				符号	産地	利				備考	
		比重	吸水量 (%)	単重 (kg/m ³)	粗粒率			最大寸法 (mm)	比重	吸水量 (%)	単重 (kg/m ³)		粗粒率
S ₂	白老	2.77	0.90	1833	2.72	G ₂	沙流川	25	2.72	1.02	1758	6.78	実験 2
S ₃	白老	2.76	1.00	1830	2.77	G ₃	沙流川	15	2.72	1.87	1745	6.60	実験 3
S ₄	錦岡	2.71	0.88	1808	2.40	G ₄	沙流川	15	2.71	1.60	1741	6.10	実験 4
S ₅	幌別	2.72	0.70	1878	3.29								
S ₆	幌別	2.69	1.27	1684	4.65								
S ₇	錦岡	2.70	1.19	1767	2.35	G ₅	新冠川	10	2.74	1.12	1772	5.45	実験 5
						G ₆	新冠川	15	2.74	1.02	1681	6.99	

第5.3表 骨材の粒度

符号	各フルイ目を通過する重量百分率 (%)									
	フルイ目の開き (mm)									
	0.15	0.3	0.6	1.2	2.5	5	10	15	20	25
S ₂	5	20	48	69	86	100	100	100	100	100
G ₂	0	0	0	0	0	3	32	56	87	100
S ₃	2	19	41	73	91	97	100	100	100	100
G ₃	0	0	0	0	0	0	40	100	100	100
S ₄	4.6	23.3	57.1	81.6	95.0	98.3	100	100	100	100
S ₅	1.6	10.0	26.5	50.2	84.3	98.4	100	100	100	100
S ₆	1.5	3.0	4.2	5.9	48.0	72.2	100	100	100	100
G ₄	0	0	0	0.5	3	18	70	94	99	100
S ₇	2.4	28.0	58.9	82.7	94.5	98.7	99.8	100	100	100
G ₅	0.6	2.0	2.9	5.0	11.5	48.9	90.6	100	100	100
G ₆	0.1	0.2	0.2	0.3	0.4	1.1	10.8	88.3	100	100

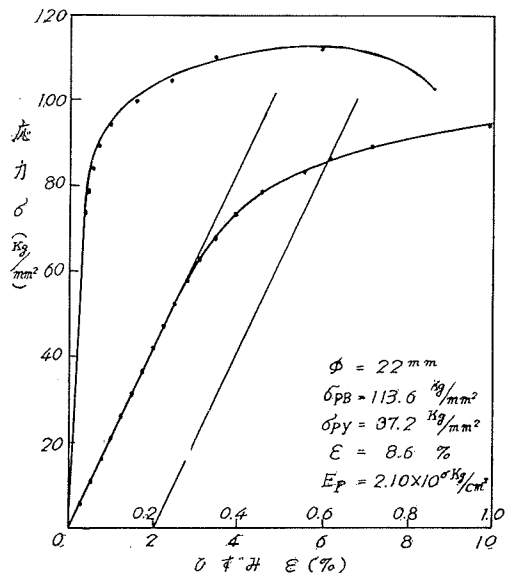
第5.4表 鉄筋および PC 鋼棒の機械的性質

鉄筋種類	桁番号	鉄筋		降伏点 σ_y (kg/mm ²)	引張強さ σ_B (kg/mm ²)	伸び ϵ (%)	ヤング係数 E ($\times 10^6$ kg/cm ²)	備考
		本数×直径	断面積 (cm ²)					
丸鋼 SS 41	1-1	2 ϕ 19	5.67	33.0	45.3	26.3	1.95	実験 2
	1-2	2 ϕ 22	9.61	31.8	45.7	24.4	2.18	
	1-3	1 ϕ 16 4 ϕ 19	11.34	29.3	47.8	25.2	2.00	
	1-4	5 ϕ 19	14.18	33.3	44.8	27.7	1.98	
	1-5	5 ϕ 19	14.18	31.8	45.9	27.0	2.14	
	1-6	6 ϕ 19	17.01	33.2	45.1	24.0	2.18	
	1-7	5 ϕ 22	19.01	35.1	44.6	27.0	2.24	
	1-8	4 ϕ 19 2 ϕ 22	18.94	35.7	43.5	24.9	2.06	
	1-9	5 ϕ 22	19.01	33.4	45.5	27.3	1.96	
	1-10	5 ϕ 22	19.01	31.5	42.7	26.6	1.96	
	1-11	6 ϕ 19	17.01	32.2	41.9	26.6	1.97	
	1-12	5 ϕ 13	6.64	29.9	45.0	27.3	2.00	

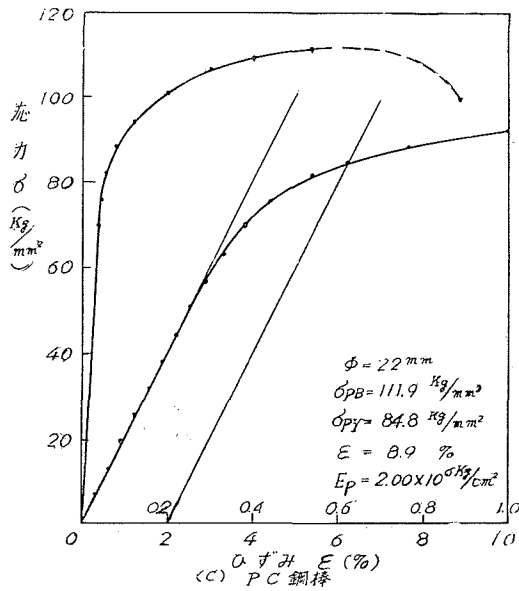
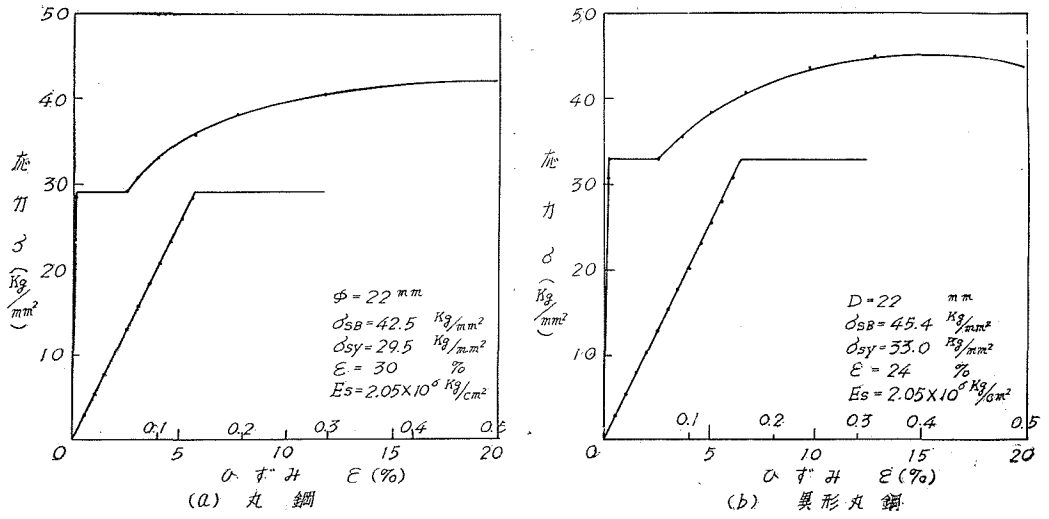
鉄筋種類	桁番号	鉄筋		降伏点 σ_y (kg/mm ²)	引張強さ σ_B (kg/mm ²)	伸び ϵ (%)	ヤング係数 E ($\times 10^6$ kg/cm ²)	備考
		本数 \times 直径	断面積 (cm ²)					
PC 鋼棒 SS 90 級	2-1~6	1 ϕ 22	3.80	87.2	113.6	8.6	2.10	実験 3
丸鋼 SS 41 異形丸鋼 SSD 39 PC 鋼棒 SS 90 級	3-1,2	2 ϕ 22	7.60	29.5	42.5	30	2.05	実験 4
	3-3	1 ϕ 22	3.80	29.5	42.5	30	2.05	
	3-4	1D22	3.88	33.0	45.4	18	2.05	
	3-5,6	1 ϕ 22	3.80	84.8	111.9	8.9	2.00	
丸鋼 SS 50 異形丸鋼 SSD 49 ネジリ棒鋼 SS 50 級	4-1,4	2 ϕ 16	4.02	33.0	52.2	30.7	2.15	実験 5
	4-2,5	2D16	3.96	34.0	54.9	25.9	2.02	
	4-3,6 および 10,11	2D16	3.96	46.8	57.5	18.0	2.06	

桁では SS 90 級、直径 22 mm の試作 PC 鋼棒であって、ネジリ棒鋼は八幡製鉄、PC 鋼棒は日本製鋼所(室蘭)で試作したものである。第 5.4 表および第 5.1 図~第 5.3 図にそれらの機械的性質を示す。

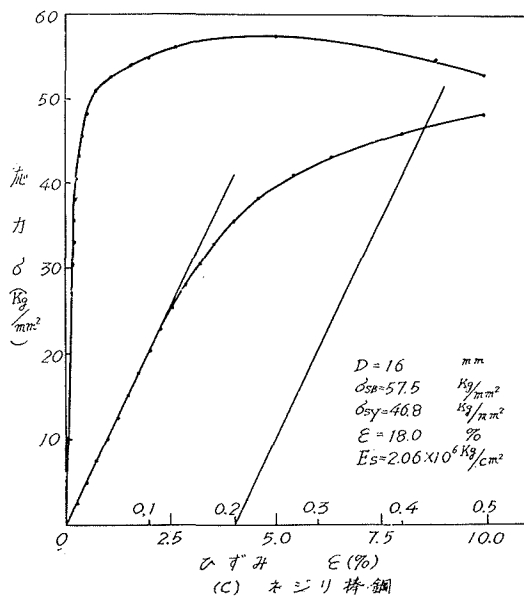
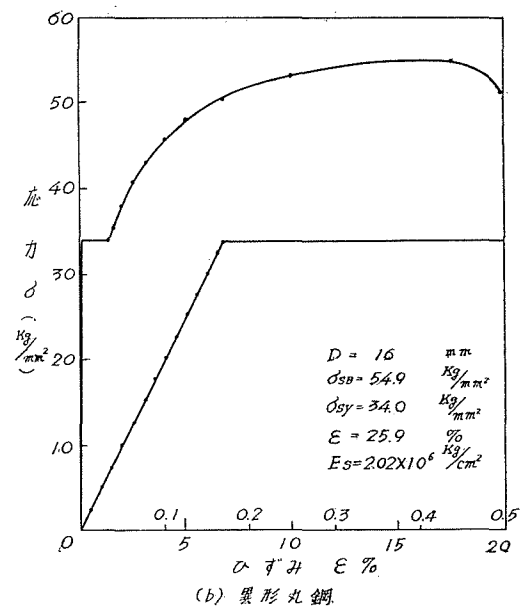
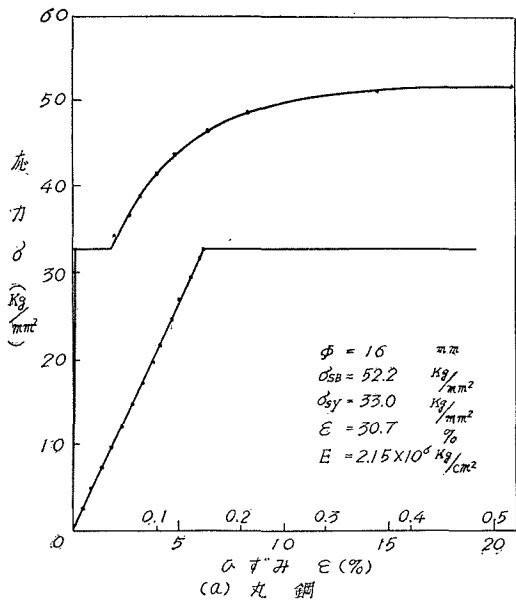
スターラップにはすべて SS 41、直径 9 mm の丸鋼を、実験 3 の PC 桁の組立鉄筋には SS 41、直径 6 mm の丸鋼を使用した。



第 5.1 図 PC 鋼棒の応力・ひずみ曲線 (実験 3)



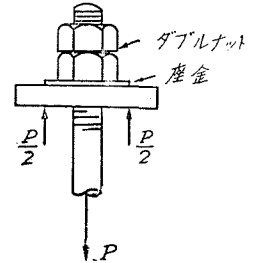
第 5.2 図 丸鋼，異形丸鋼および PC 鋼棒の応力・ひずみ曲線 (実験 4)



第 5.3 図 丸鋼, 異形丸鋼およびネジリ棒鋼の応力・ひずみ曲線 (実験 5)

d. PC 鋼棒の定着具, 鉄筋, PC 鋼棒の接続具およびシース

一般に, PC 鋼棒の定着具, および接続具に転造ネジを用いれば, 母材の破断荷重の 95% 以上の荷重が保証されている。本実験においては, 当時の北海道で PC 鋼棒の転造ネジ加工ができなかったため, 一般に用いられている切削ネジについて予備試験を行ない検討の結果これを用いたが, 同時に鉄筋の継手としての使用可否について検討した。



第 5.4 図 ネジの引張試験

ネジの試験は, JIS 規格の各種ネジ (第 5.5 表) のうちメートル並目, 細目, 極細目および 0.5 mm ピッチネジとウィット並目ネジ

第 5.5 表 ネジ JIS 規格抜萃

区分	名称	呼び径	外径 (mm)	内径 (mm)	山数 (25.4 mm につき)	ピッチ (mm)	A_N/A_o (%)	備考
メートル系	メートル並目ネジ	22 mm	22.000	18.752	—	2.5	72.7	A_o : 母材の断面積 A_N : ネジ谷部の断面積
	メートル細目ネジ	22 mm	22.000	20.052	—	1.5	83.1	
	メートル極細目ネジ	22 mm	22.000	20.700	—	1.0	88.5	
	0.5 mm ピッチネジ	22 mm	22.000	21.350	—	0.5	94.1	
インチ系	ウィット並目ネジ	1 in	25.400	21.334	8	3.1750	70.6 (72.8)	かっこ内の数値は母材の外径をそれぞれ 25.00 mm, 22.00 mm として算出。
	ウィット並目ネジ	7/8 in	22.225	18.611	9	2.8222	70.0 (71.6)	
	ウィット細目 1 号ネジ	22 mm	22.000	19.290	12	2.1167	76.8	
	ウィット細目 2 号ネジ	22 mm	22.000	19.676	14	1.8143	79.8	
	ユニファイ並目ネジ	7/8 in	22.225	18.763	9	2.8222	71.1	
	ユニファイ細目ネジ	7/8 in	22.225	20.000	14	1.8143	80.8	

第 5.6 表 ネジの引張試験成績

ネジの種類	母材	降伏点 (kg/mm ²)		引張強さ (kg/mm ²)		ネジ谷径と母材との比					
		母材	谷径	母材	谷径	断面積		降伏点		引張強さ	
						A_N/A_o	σ_N/σ_o	P_N/P_o	σ_N/σ_o	P_N/P_o	
ウィット 並目	φ 22 SS 34	25.8	32.3	35.5	47.1	0.72	1.25	0.90	1.33	0.95	
ウィット 並目	φ 25 SS 41	31.5	40.1	48.5	56.0	0.73	1.27	0.93	1.16	0.84	
ウィット 並目	φ 25 SS 50	34.6	48.1	58.3	61.4	0.73	1.39	1.01	1.05	0.77	
ウィット 並目	φ 22 SS 50	35.7	49.3	53.7	66.9	0.72	1.38	0.99	1.25	0.89	
ウィット 並目	φ 22 SS 90 級	87.2	—	113.6	111.7	0.72	—	—	0.98	0.70	
メートル 並目	φ 22 SS 90 級	84.8	—	111.9	124.8	0.73	—	—	1.12	0.81	
メートル 細目	φ 22 SS 90 級	84.8	—	111.9	122.8	0.83	—	—	1.10	0.91	
メートル 極細目	φ 22 SS 90 級	84.8	—	111.9	110.4*	0.88	—	—	0.99*	0.87*	
メートル 0.5 mm ピッチ	φ 22 SS 90 級	84.8	—	111.9	75.9*	0.94	—	—	0.68*	0.64*	

注) *: ネジ山せん断で破損

A_N/A_o : 公称ネジ谷径および母材直径を基準に算出した断面積の比, ただしウィット並目ネジの外径は 25.00 および 22.00 mm とした。

σ_N/σ_o : 上記の断面積を基準に算出した応力度の比

P_N/P_o : 同じく耐荷力の比

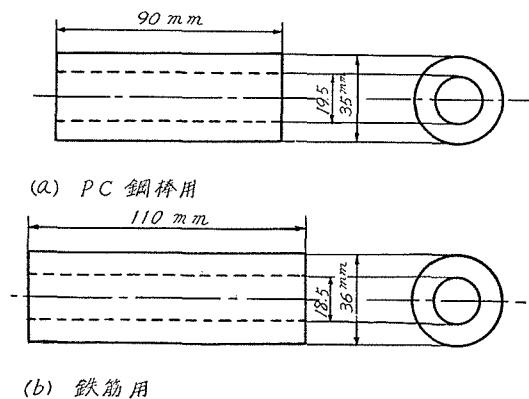
について第 5.4 図に示すようなネジ部の引張試験としたが試験の結果は第 5.6 表に示すとおりである。

従来の文献によれば、引張破損時のネジ谷径の見掛応力度はネジ山の影響をうけるため、母材の引張強さより大となり、Bach, Staedel 両氏の実験によると約 11% 増を示したといわれている³¹⁾。

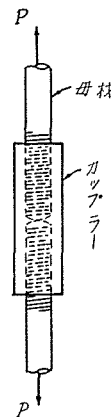
著者の実験結果によれば、ネジの公称寸法について、母材の引張応力度および荷重をそれぞれ単位の 1 としてネジ谷径の見掛応力度および荷重を比較すれば、ウィット並目ネジを用いた鉄筋の場合、降伏点応力度で 1.25~1.39, 最大応力度で 1.05~1.33, 降伏点荷重で 0.90~1.01, 最大荷重で 0.77~0.95, ウィット並目, メートル並目およびメートル細目ネジなどを用いた PC 鉄棒の場合, 最大応力度で 0.98~1.12, 最大荷重で 0.70~0.91 を示し, 種類を選定すれば, PC 鋼棒の定着および鉄筋, PC 鋼棒の接続具に切削ネジが使用できることがわかる。

以上の予備試験の結果から, PC 鋼棒の定着用ネジはウィット並目ネジ, また接続具用ネジとしては母材の 85% 以上の耐力を予定して, PC 鋼棒ではメートル細目ネジ, 鉄筋ではメートル並目ネジとして, 実験 3 および 4 において使用した。

実験 4 の RC 桁および PC 桁で接続具として用いたカップラーの寸法は第 5.5 図に示すとおりで, その材質は, 鉄筋用カップラーでは SS 50 のもの, PC 鋼棒用カップラーでは降伏点



第 5.5 図 カップラーの寸法



第 5.6 図 カップラーの引張試験

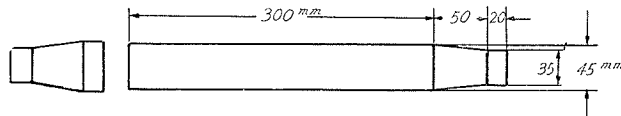
第 5.7 表 カップラーによる接続具引張試験成績

ネジの種類	母材	ネジ部				母材			ネジ谷径と母材との比			
		谷径 (mm)	谷断面面積 (mm ²)	降伏点荷重 (t)	最大荷重 (t)	降伏点 (kg/mm ²)	引張強さ (kg/mm ²)	断面面積 A _N /A _O	降伏点 σ_N/σ_O	引張強さ P_N/P_O	σ_N/σ_O	P_N/P_O
メートル細目	φ 22 SS 90 級	19.5	298.6	—	36.2	—	111.9	0.785	—	—	1.08	0.85
メートル並目	φ 22 SS 41	18.5	268.8	10.0	14.3	29.5	42.5	0.707	1.26	0.89	1.25	0.88

注) 添字 N, O はそれぞれネジ谷径および母材を示す。

70 kg/mm² 以上, 引張強さ 85 kg/mm² 以上の SNC 特殊鋼とした。第 5.6 図に示す引張試験の結果は第 5.7 表のとおりであって, PC 鋼棒ではメートル細目ネジを用いれば母材の 85% 以上の耐力を, また鉄筋ではメートル並目ネジでそれ以上の耐力を示すことがわかる。RC 桁の破壊時における鉄筋のひずみは 4~5% が限度と考えられるが, そのときの応力度は引張強さの 85% 以下にあるのが普通であるから, 鉄筋の継手ネジとしてはメートル並目ネジで十分である。PC 桁の場合, 引張強さの 85% に相当する応力度に対するひずみは約 1.5~2% であって, 設計に際し, この点を考慮すれば十分実用に供することができると思う。

PC 桁に用いたシースは, 直径 35 mm, 厚さ 0.3 mm, 長さ 900 mm のものを継いで用いたが, 実験 4 では PC 鋼棒用のストレングージの保護およびカップラー使用のため, 中央部を第 5.7 図のように拡大した。

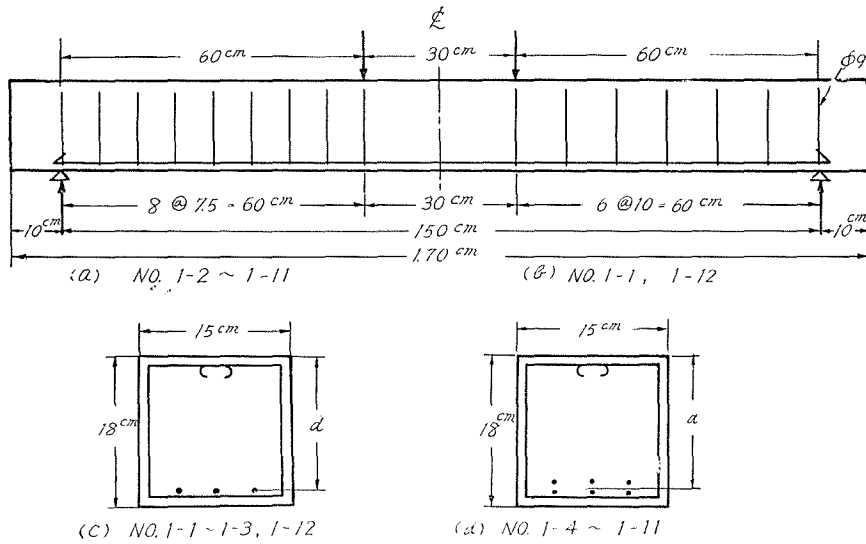


第 5.7 図 拡大部シースの寸法

(2) 試験桁の製造

a. 試験桁の種類および形状寸法 試験桁は, 実験 2 においては第 5.8 図, 第 5.8 表に示すようにスパン 1.5 m, 桁高 18 cm, 鉄筋比 8.89~2.36% で丸鋼使用の矩形断面 RC 桁 12 本, 実験 3 においては第 5.11 図, 第 5.11 表に示すようにスパン 1.5 m, 桁高 21.4 cm, 鉄筋比 2.84~0.892% でプレストレス量を 2 種に変えた矩形および T 形断面 PC 桁 6 本, 実験 4 においては第 5.9 図, 第 5.9 表に示すようにスパン 3.0 m, 桁高 22, 24 および 25 cm, 鉄筋比 1.33~0.504% の I 形および T 形断面 RC 桁 4 本と第 5.12 図, 第 5.12 表に示すようにスパン 3.0 m, 桁高 28 cm, 鉄筋比 0.589% の I 形断面 PC 桁 2 本, および実験 5 においては第 5.10 図, 第 5.10 表に示すようにスパン 2.4 m, 桁高 24 cm, 鉄筋比約 0.71% で丸鋼, 異形丸鋼およびネジリ棒鋼使用の I 形断面 RC 桁 8 本の計 32 本とした。以上のうち, 実験 4 の RC 桁 2 本は, 1 本を切削ネジを用いたカップラーでスパン中央において鉄筋を継いだもの, 1 本を異形丸鋼使用のもの, 実験 4 の PC 桁のうち 1 本はカップラー継手のあるもの, 実験 5 の RC 桁 2 本は重ね継手として重ね合わせ長さを 2 種に変えたものである。

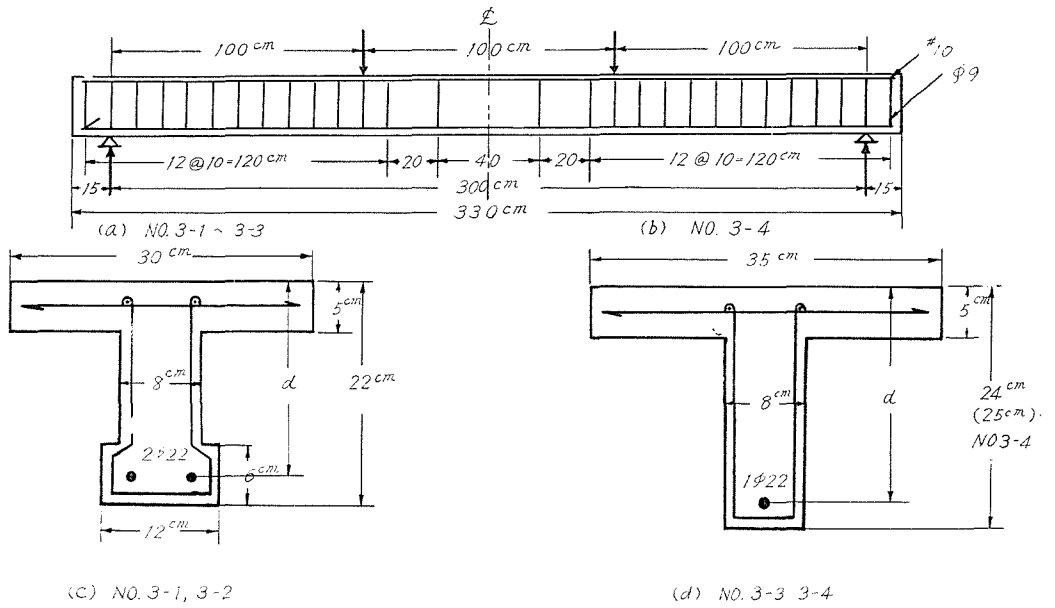
PC 鋼棒の定着は前述のように切削ネジにより, 140×140×30 mm の座金と市販のナット 2 個を用いて行なった。RC 桁の鉄筋端の定着には, 丸鋼ではフックをつけたが, 異形丸鋼およびネジリ棒鋼では省略した。また, PC 鋼棒の形状は, 実験 3 では直線としたが, 実験 4 においては, 3 等分点荷重による曲げモーメントに対応させて, スパン中央の 1 m 区間は直線, その両側 1 m は半径 $R=567$ cm, 角変化 $\theta=10^\circ$ のゆるい円弧とした。



第 5.8 図 RC 桁の形状寸法 (実験 4)

第 5.8 表 RC 桁の形状寸法 (実験 2)

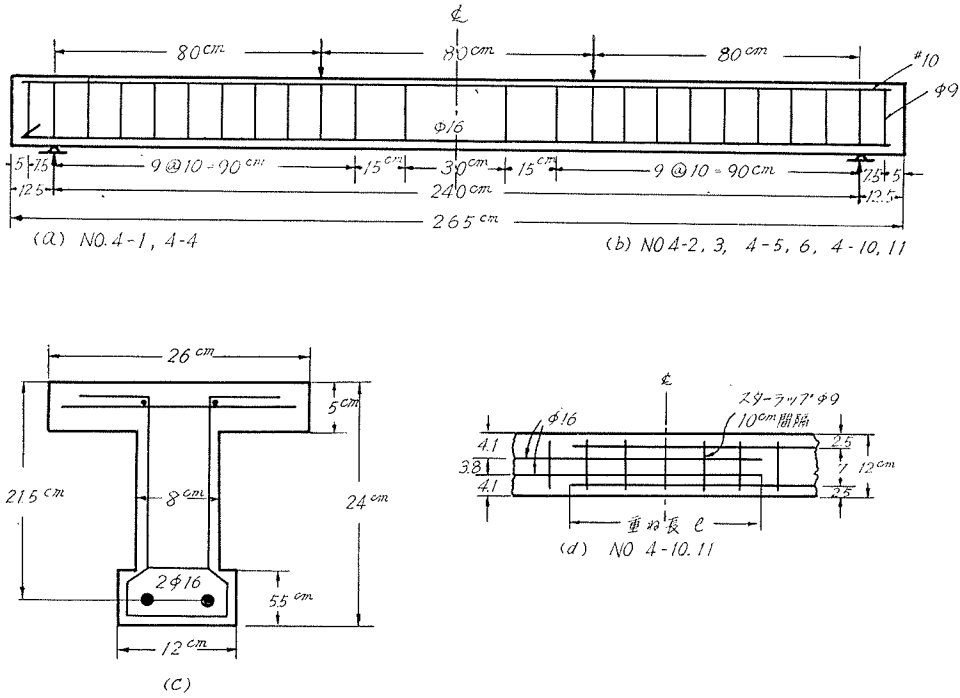
桁番号	断面	幅 b (cm)	有効高さ d (cm)	鉄筋		鉄筋比 $p = A_s / b d$ (%)	備考
				種類	本数 × 直径		
1-1	矩形	15	16.0	丸鋼	2 ϕ 19	5.67	2.36
1-2	"	"	15.9	"	{ 2 ϕ 22 1 ϕ 16	9.61	4.02
1-3	"	"	16.0	"	4 ϕ 19	11.34	4.73
1-4	"	"	14.6	"	5 ϕ 19	14.18	6.47
1-5	"	"	14.6	"	5 ϕ 19	14.18	6.47
1-6	"	"	14.6	"	6 ϕ 19	17.01	7.77
1-7	"	"	14.3	"	5 ϕ 22	19.01	8.89
1-8	"	"	14.6	"	{ 4 ϕ 19 2 ϕ 22	18.94	8.65
1-9	"	"	14.3	"	5 ϕ 22	19.01	8.89
1-10	"	"	14.3	"	5 ϕ 22	19.01	8.89
1-11	"	"	14.6	"	6 ϕ 19	17.01	7.77
1-12	"	"	16.3	"	5 ϕ 13	6.64	2.71



第 5.9 図 RC 桁の形状寸法 (実験 4)

第 5.9 表 RC 桁の形状寸法 (実験 4)

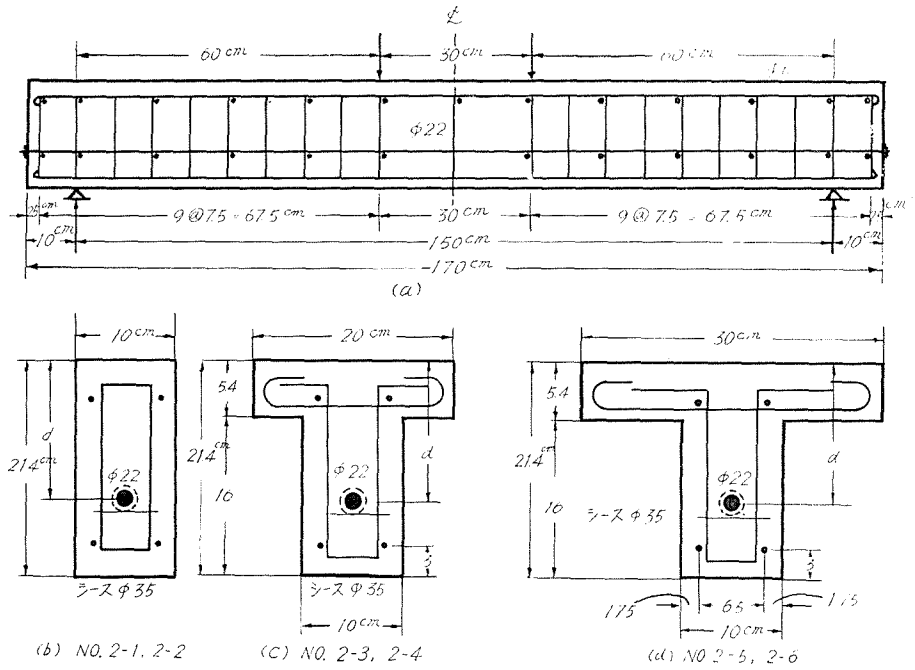
桁番号	断面	幅 b (cm)	有効高さ d (cm)	鉄筋		鉄筋比 $\rho = A_s/bcd$ (%)	備 考	
				種 類	本数×直径 断 面 積 A_s (cm^2)			
3-1	I 形	30	19	丸 鋼	2 ϕ 22	7.60	1.33	カップラー継手
3-2	"	30	19	"	"	7.60	1.33	
3-3	T 形	35	21	"	1 ϕ 22	3.80	0.516	端フックなし
3-4	"	35	22	異形丸鋼	1 D 22	3.88	0.504	



第 5.10 図 RC 桁の形状寸法 (実験 5)

第 5.10 表 RC 桁の形状寸法 (実験 5)

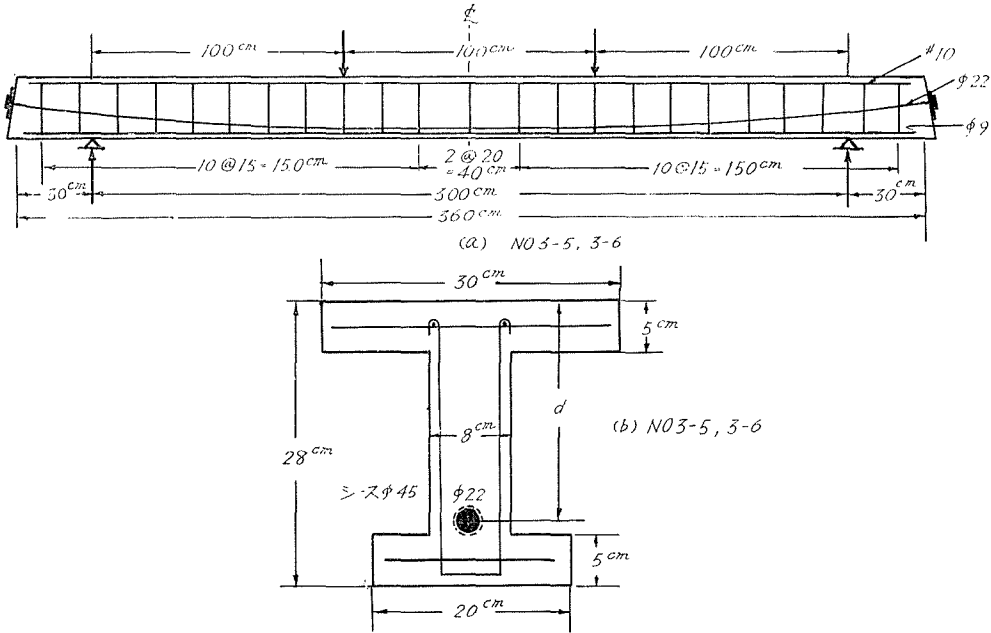
桁番号	断面	幅 b (cm)	有効高さ d (cm)	鉄筋		鉄筋比 $p = A_s / bcd$ (%)	備考	
				種類	本数×直径			
4-1	I形	26	21.5	丸鋼	2φ16	4.02	0.719	
4-2	"	"	"	異形丸鋼	2D16	3.96	0.708	端フックなし
4-3	"	"	"	ネジリ棒	"	3.96	0.708	"
4-4	"	"	"	丸鋼	2φ16	4.02	0.719	
4-5	"	"	"	異形丸鋼	2D16	3.96	0.708	端フックなし
4-6	"	"	"	ネジリ棒	"	3.96	0.708	"
4-10	"	"	"	"	"	3.96	0.708	重ね継手, $l = 48$ cm
4-11	"	"	"	"	"	3.96	0.708	重ね継手, $l = 24$ cm



第 5.11 図 PC 桁の形状寸法 (実験 3)

第 5.11 表 RC 桁の形状寸法 (実験 3)

桁番号	断面	幅 b (cm)	有効高さ d (cm)	PC 鋼 棒		鉄筋比 $\rho = A_p / bd$ (%)	プレストレス P_e (t)	備 考
				本数×直径	断 面 積 A_p (cm^2)			
2-1	矩形	10	13.4	1 $\phi 22$	3.80	2.84	21.65	
2-2	"	"	13.9	"	"	2.73	18.72	
2-3	T形	20	13.7	"	"	1.39	21.65	
2-4	"	"	14.1	"	"	1.35	18.72	
2-5	"	30	14.1	"	"	0.892	21.65	
2-6	"	"	13.2	"	"	0.960	18.72	



第 5.12 図 PC 桁の形状寸法 (実験 4)

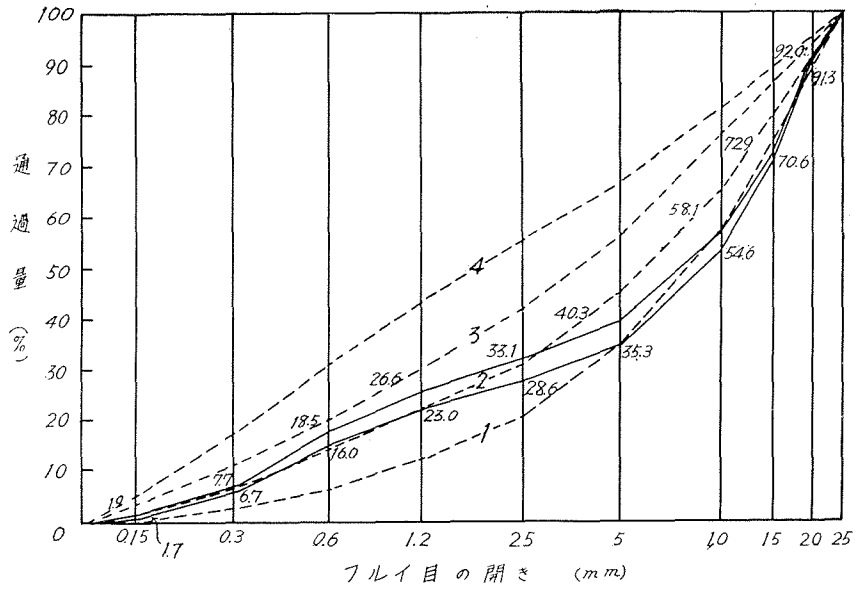
第 5.12 表 PC 桁の形状寸法 (実験 4)

桁番号	断面	幅 b (cm)	有効高さ d (cm)	PC 鋼棒		鉄筋比 $\rho = A_p / bcd$ (%)	プレストレス P_r (t)	備 考
				本数×直径	断面積 A_p (cm^2)			
3-5	I 形	30	21.5	1 ϕ 22	3.80	0.589	22.15	カップラー 継手
3-6	"	"	"	"	"	"	22.00	

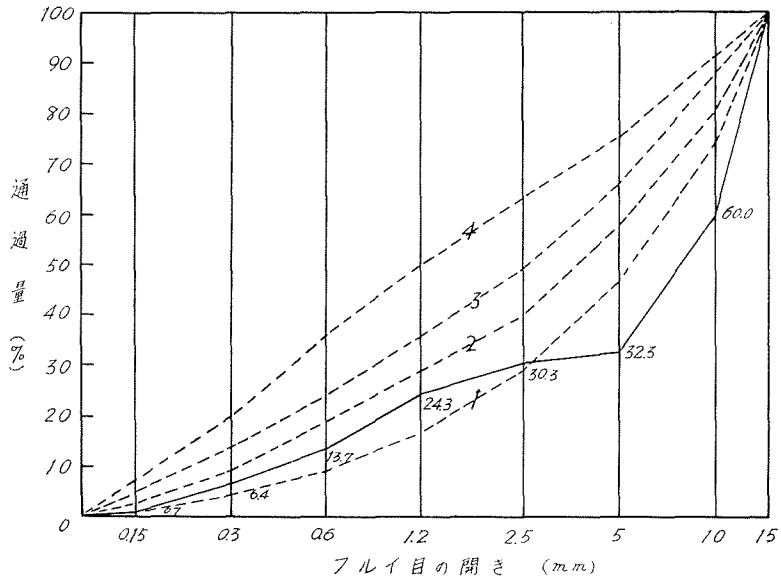
RC 桁および PC 桁の断面寸法および鉄筋比は、桁破壊時における鉄筋および PC 鋼材のひずみが、実験 2 の RC 桁では降伏点ひずみの範囲に、実験 3 の PC 桁では矩形断面の場合 0.5%、T 形断面の場合 1%、実験 4 の RC 桁では I 形断面の場合 2%、T 形断面の場合 5%、実験 4 の PC 桁ではカップラー継手の点を考慮して 2%、また実験 5 の RC 桁では 1.5~2% 程度にそれぞれなるように定めたものである。

b. 配 合 RC 桁および PC 桁に用いたコンクリートの配合は第 5.13 表に示すとおりで、第 5.13 図には全骨材の粒度曲線を示す。

c. 練り混ぜおよび打設 コンクリートの練り混ぜは、実験 2 および 3 においては容量 4 才、実験 4 および 5 においては容量 2 才の可傾式バッチミキサを用いて行ない、コンクリートを打設、締め固めには内部振動機を用いた。

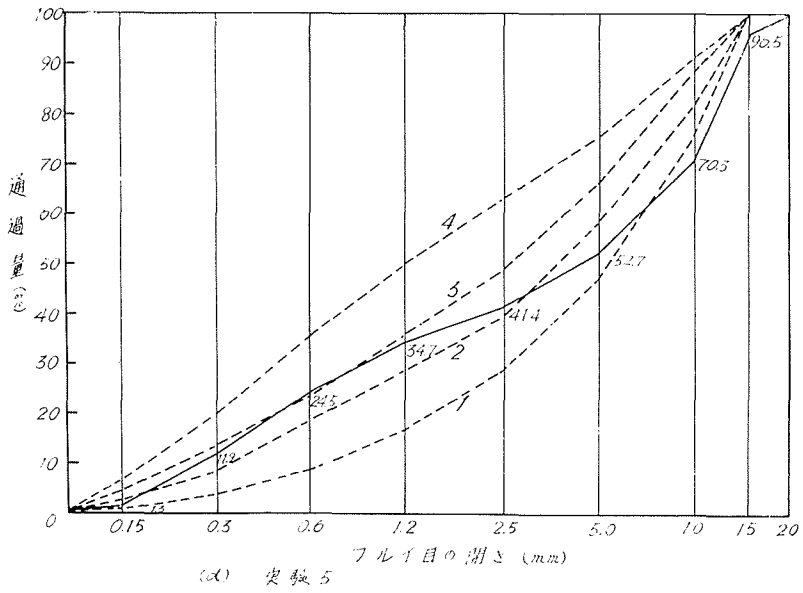
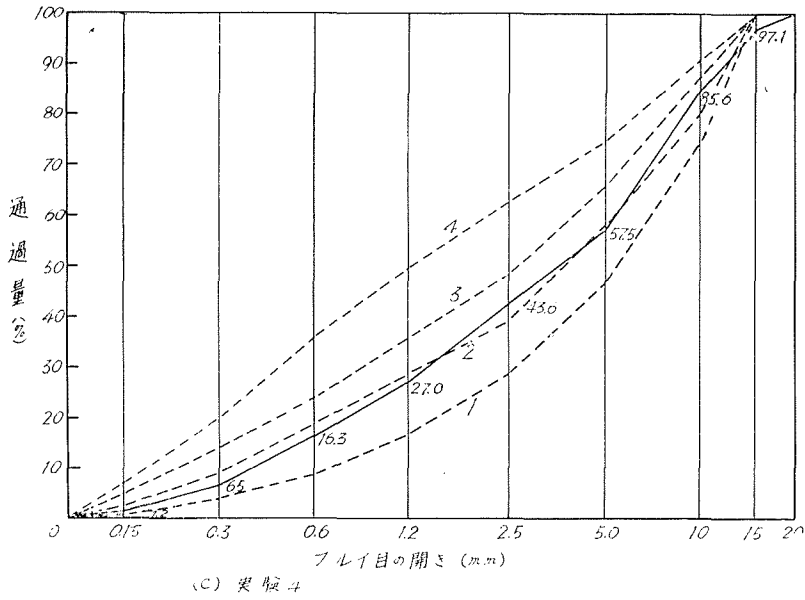


(a) 実験 2



(b) 実験 3

第 5.13 図 全骨材の粒度曲線



第5.13図 全骨材の粒度曲線

第5.13表 RC桁およびPC桁に用いたコンクリートの配合

桁		材 料			配 合					備 考
番 号	種 類	セメント	砂	砂 利	骨材最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	セメント 量 C (kg/m ³)	水セメン ト比 w/c (%)	砂 率 S/S+G (%)	
1-1	RC桁	E ₂	S ₂	G ₂	25	3	263	59	33.3	実験 2
1-2	"	"	"	"	"	7	285	58	33.3	"
1-3	"	"	"	"	"	11	333	54	38.5	"
1-4	"	"	"	"	"	3	298	52	33.3	"
1-5	"	"	"	"	"	3	374	43	33.3	"
1-6	"	"	"	"	"	4	407	40	33.3	"
1-7	"	"	"	"	"	7	455	34	33.3	"
1-8	"	"	"	"	"	3	470	37	33.3	"
1-9	"	"	"	"	"	4	520	41	38.5	"
1-10	"	"	"	"	"	2	550	31	38.5	"
1-11	"	"	"	"	"	1	568	30	33.3	"
1-12	"	"	"	"	"	7	362	47	38.5	"
2-1,3,5	PC桁	E ₃	S ₃	G ₃	15	2~5	580	33	33.3	実験 3
2-2,4,6	"	"	"	"	"	7~8	480	40	33.3	"
3-1~4	RC桁	E ₄	S ₄ , S ₅ , S ₆	G ₄	15	1~5	450	40	52.0	実験 4
3-5, 6	PC桁	"	"	"	"	1~5	450	40	52.0	"
4-1~3	RC桁	E ₅	S ₇	G ₅ , G ₆	15	5~6	234	75	40.0	実験 5
4-4~6	"	"	"	"	"	6~8	293	60	40.0	"
4-10,11	"	"	"	"	"	7~8	293	60	40.0	"

d. 養生 養生は、実験2のRC桁では屋外湿砂養生、実験3のPC桁ではプレストレス導入前は屋外湿砂養生、導入後は室内に放置、実験4のRC桁およびプレストレス導入前のPC桁では室内ぬれむしろ養生、導入後は室内に放置、また実験5のRC桁では水中養生とした。第5.14表は試験桁の製造の時期とプレストレッシングおよび曲げ試験時の材令などを参考に示したものである。

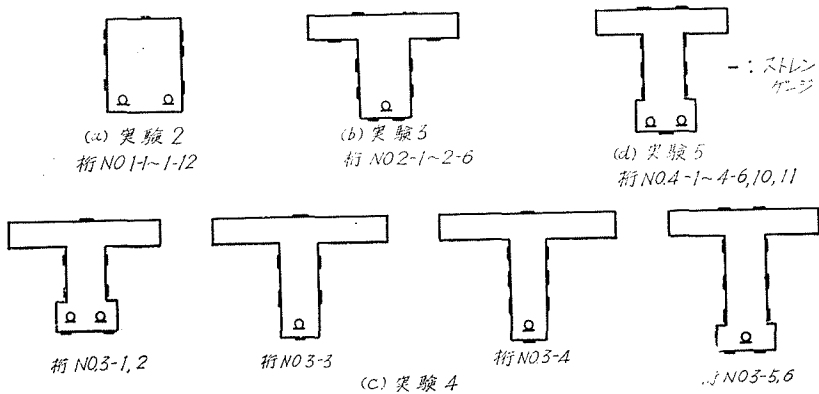
e. 準備 RC桁およびPC桁の曲げ試験の時に、ひびわれの発見を容易にするため、あらかじめ桁の側面に水で溶いた石膏を薄く塗布した。

スパン中央断面のコンクリートおよび鉄筋、PC鋼棒のひずみは静的電気ひずみ計を用いて測定したが、RC桁では曲げ試験を行なう前日までに、PC桁ではプレストレス導入の前日までに、それぞれ所要の枚数のストレングージを所定の個所に張り付けた。鉄筋のストレングージは、桁製造の際、所定の位置に木せんを入れておき、コンクリートの硬化後それを取去って

第 5. 14 表

桁		製造月日	材令(日)		年次	桁		製造月日	材令(日)		年次	
番号	種類		プレストレッシング	曲げ試験		番号	種類		プレストレッシング	曲げ試験		
1-1	RC 桁	10.28		14	1955 実験 2	3-1	RC 桁	9.24		12	1958 実験 4	
1-2	"	8.17		10		3-2	"	9.29		12		"
1-3	"	8.19		11		3-3	"	10.24		20		"
1-4	"	10.28		19		3-4	"	11.21		13	"	
1-5	"	8.24		10		3-5	PC 桁	8.29	8	29	1958 実験 4	
1-6	"	8.26		11		3-6	"	9.10	8	28		"
1-7	"	8.31		10		4-1~3	RC 桁	7.12		28	1961 実験 5	
1-8	"	10.28		21		4-4~6	"	7.19		28		"
1-9	"	10.19		36		4-10,11	"	7.26		28		"
1-10	"	10.13		22								
1-11	"	10.19		61								
1-12	"	8.12		11								
2-1	PC 桁	10.24	14	28	1956 実験 3							
2-2	"	11.08	14	28								
2-3	"	9.28	12	24								
2-4	"	10.11	12	25								
2-5	"	9.05	9	20								
2-6	"	9.17	10	21								

直接張り付けた。PC 鋼棒のストレングージは、実験 3 に用いた直線形状の鋼棒ではあらかじめ鋼棒に張り付けておいて、プレストレス導入時に PC 鋼棒をシース内に配置したが、実験 4 に用いた曲線形状の鋼棒ではこれができないため、鉄筋組立てを行なう前に準備し、更にプレストレッシングおよびグラウト注入などにより、絶縁その他の損傷をうけないよう、防水ワックスなどを用いて十分に保護した。第 5.14 図にスパン中央断面のストレングージ接着位置を示す。



第 5.14 図 ストレングージ接着位置

5.3 PC桁のプレストレッシングおよびPCグラウト注入

(1) プレストレッシング

PC桁のプレストレッシングは容量30tの試作手働オイルジャッキ(写真5.1)を用いて行ない、PC鋼棒の定着には140×140×30mmの座金と市販ナット2個を用いたが、予備試験の結果は良好で定着時の損失はほとんど認められなかった。オイルジャッキは使用に先立って容量200tのアムスラー型万能試験機を用いてキャリブレーションを行なった。オイルジャッキの引張力と圧力計の目盛との関係は第5.15図に示すとおりである。

PC鋼棒に与えた引張力は、実験3のNo.2-1, 2-3, 2-5桁で21.65t, No.2-2, 2-4, 2-6桁では18.72t, および実験4のNo.3-5, 3-6桁では桁端で23tを予定した。スパン中央断面におけるPC鋼棒の引張力は、実験3の桁ではPC鋼棒の形状が直線であるから上記の桁端の値と同等とみなせるが、実験4の桁ではその形状が湾曲しているから、摩擦損失を考慮して次式から算出した。

$$P = P_0 \cdot e^{-(\mu\alpha + \lambda x)} \quad (5.1)$$

ここに

- P : 摩擦損失を考慮したPC鋼材の引張力
- P_0 : 引張端における引張力
- μ, λ : 摩擦係数
- α : 角変化(ラジアン)
- x : 考えている断面から引張端までの距離

実験4の桁では、 $\alpha = 0.1745$ ラジアン($\theta = 10^\circ$), $x = 1.5$ mであるから、摩擦係数としてドイツ連邦運輸大臣告示によるDyckerhoff & Widmann工法の値($\mu = 0.15$: スパン ≤ 30 m, $\beta = 0.3^\circ/\text{m}$: $x \leq 1.8$ m)³²⁾を用いれば、 $\lambda =$

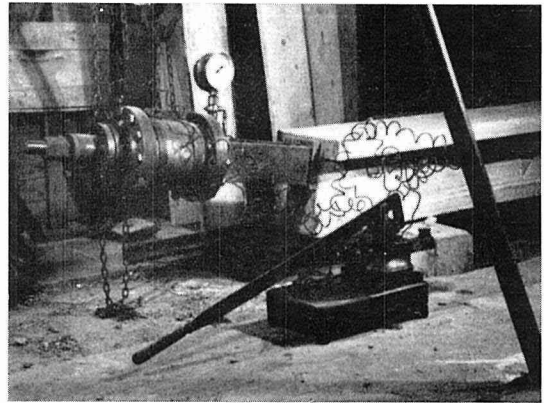
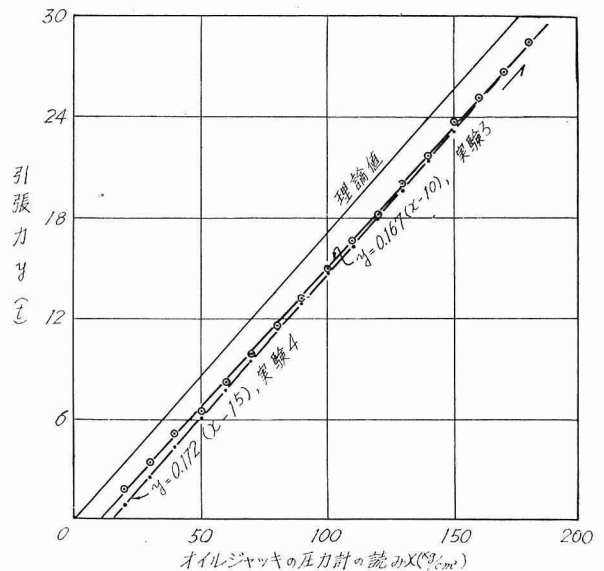


写真5.1 試作オイルジャッキ



第5.15図 試作オイルジャッキのキャリブレーション

$\mu\beta\cdot\pi/180$ の関係より $\lambda=0.000785/m$, $\mu=0.15$ となり, これより $P=0.97 P_0$ を得, スパン中央断面における引形力は 22.3 t になる。

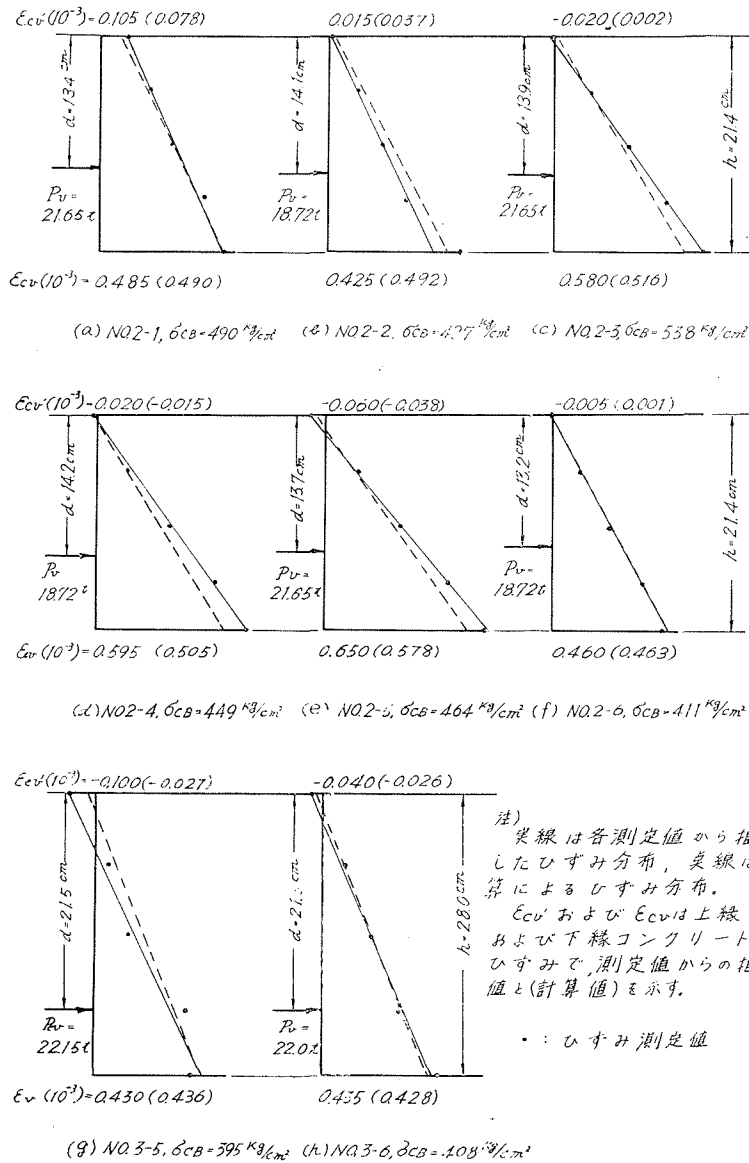
プレストレッシングの際, 実験 3 ではオイルジャッキの目盛 5 kg/cm^2 , すなわち約 1 t ごとに, 実験 4 では 10 kg/cm^2 , すなわち約 2 t ごとに, スパン中央断面の PC 鋼棒およびコンクリートのひずみを測定したが, ここでは最終結果だけを示す。第 5.15 表はプレストレスを与えた直後のひずみの測定結果から計算した PC 鋼棒の引張力を示したもので, 定着による損失は認められない。したがって, 実際に導入されたプレストレスは, 実験 3 の各桁では予定値と等しいものとしたが, 実験 4 の No. 3—5 および 3—6 桁では, 摩擦係数 μ , λ などを仮定して計算した値とひずみの観測結果から求めた引張力との平均値と考え, 今後の計算に用いることとする。

第 5.15 表 プレストレスを与えた直後の PC 鋼棒の引張力

桁番号	オイルジャッキによる引張力* P_j (t)	実 測 値			比 $\frac{P}{P_j}$	備 考
		ひ ず み ($\times 10^{-3}$)	ヤング係数** ($\times 10^6 \text{ kg/cm}^2$)	引 張 力 P (t)		
2—1	21.65	2.67	2.12	21.5	0.99	注) *: No. 3-5, 3-6 桁では摩擦損失を考慮した計算値。 **: No. 2-1~2-6 桁ではプレストレッシング時, No. 3-5, 3-6 桁では引張試験時の応力・ひずみ曲線による値。
2—2	18.72	2.40	2.08	19.0	1.02	
2—3	21.65	2.84	2.00	21.6	1.00	
2—4	18.72	2.42	2.04	18.8	1.00	
2—5	21.65	2.90	1.96	21.6	1.00	
2—6	18.72	2.46	2.02	18.9	1.01	
3—5	22.3	2.89	2.00	22.0	0.98	
3—6	22.3	2.86	2.00	21.7	0.97	

第 5.16 図はプレストレスを与えた直後におけるコンクリートのひずみの測定結果を示したもので, 2 章, 2.3, (2) で述べた実験式によるコンクリートのヤング係数を用いて計算した結果と大差ないことがわかる。

PC 桁の曲げ試験時における有効プレストレス P_e は, プレストレスの損失に関する測定を行なわなかったので, 計算によって決定した。コンクリートのクリープ係数および収縮率は, ドイツ規定の DIN 4227 を参照して, 時間 $t=\infty$ に対するクリープ係数 φ_∞ および収縮率 ω_∞ を一般の場合として $\varphi_\infty=2.00 k$, $\omega_\infty=20 \times 10^{-5} \times 0.6 k \times 1.25=15 k \times 10^{-5}$ と仮定し, プレストレス導入時から試験時までのクリープ係数 φ および収縮率を決定した。 k はクリープおよび収縮に関する係数で, プレストレス導入時から $t=\infty$ に対するものを k_p , 試験時から $t=\infty$ に対するものを k_e で表わせば, プレストレス導入時から試験時までに対しては $k=k_p-k_e$ なる関係から求めることができる。第 5.16 表は試験桁に対するそれらの値を示したものである。



第5.16図 プレストレスを与えた直後のコンクリートのひずみ

クリープ係数 φ および収縮率が決まれば, コンクリートのクリープおよび収縮によるプレストレスの損失は次式によって計算することができる。

$$\left. \begin{aligned} \text{PC 鋼棒: } \sigma_{ps} &= -(1 - e^{-\alpha_i t}) \left[\sigma_{pr} + \frac{1 - \alpha_i}{\alpha_i} \cdot \frac{\omega E_p}{\varphi} \right] \\ \text{ここに } \alpha_i &= \frac{n A_p}{A_i} \left(1 + \frac{s^2}{\rho_i^2} \right) \end{aligned} \right\} \quad (5.2)$$

コンクリート:

$$\text{上 縁 } \sigma'_{cp} = \sigma_{pp} \cdot \frac{A_p}{A_i} \left(1 - \frac{sy'_i}{\rho_i^2} \right) \quad (5.3 a)$$

$$\text{下 縁 } \sigma_{cp} = \sigma_{pp} \cdot \frac{A_p}{A_i} \left(1 + \frac{sy_i}{\rho_i^2} \right) \quad (5.3 b)$$

$$\text{PC 鋼棒位置 } \sigma_{cpc} = \sigma_{pp} \cdot \frac{A_p}{A_i} \left(1 + \frac{s^2}{\rho_i^2} \right) \quad (5.3 c)$$

ここに、 σ_{pp} 、 σ'_{cp} 、 σ_{cp} 、 σ_{cpc} はクリープと収縮による PC 鋼棒、コンクリートの上縁、下縁および PC 鋼棒位置などの損失応力度、 σ_{pp} はプレストレス導入直後の PC 鋼棒引張応力度、 E_p は PC 鋼棒のヤング係数、 $n = E_p/E_c$ (E_c : コンクリートのヤング係数)、 s 、 y'_i 、 y_i はそれぞれ換算断面の重心から PC 鋼棒、コンクリートの上縁および下縁までの距離、 ρ_i は最小回転半径である。

第 5.16 表 クリープ係数および収縮率

桁番号	コンクリート強度 (kg/cm ²)			k	φ	ω ($\times 10^{-5}$)
	プレストレス導入時	試験時	最終値*			
2-1	$\sigma_{14} = 490$	$\sigma_{28} = 530$	610	0.145	0.29	2.2
2-2	$\sigma_{14} = 427$	$\sigma_{28} = 520$	598	0.429	0.86	6.4
2-3	$\sigma_{12} = 538$	$\sigma_{24} = 539$	620	0.003	0.01	0
2-4	$\sigma_{12} = 449$	$\sigma_{25} = 513$	590	0.263	0.53	3.9
2-5	$\sigma_9 = 464$	$\sigma_{20} = 474$	545	0.035	0.07	0.5
2-6	$\sigma_{10} = 411$	$\sigma_{21} = 452$	520	0.177	0.35	2.7
3-5	$\sigma_8 = 395$	$\sigma_{29} = 434$	499	0.172	0.34	2.6
3-6	$\sigma_8 = 408$	$\sigma_{28} = 430$	495	0.096	0.19	1.0

*: $1.15 \times$ (試験時の強度) と仮定

第 5.17 表は曲げ試験時における有効プレストレスを示したものである。

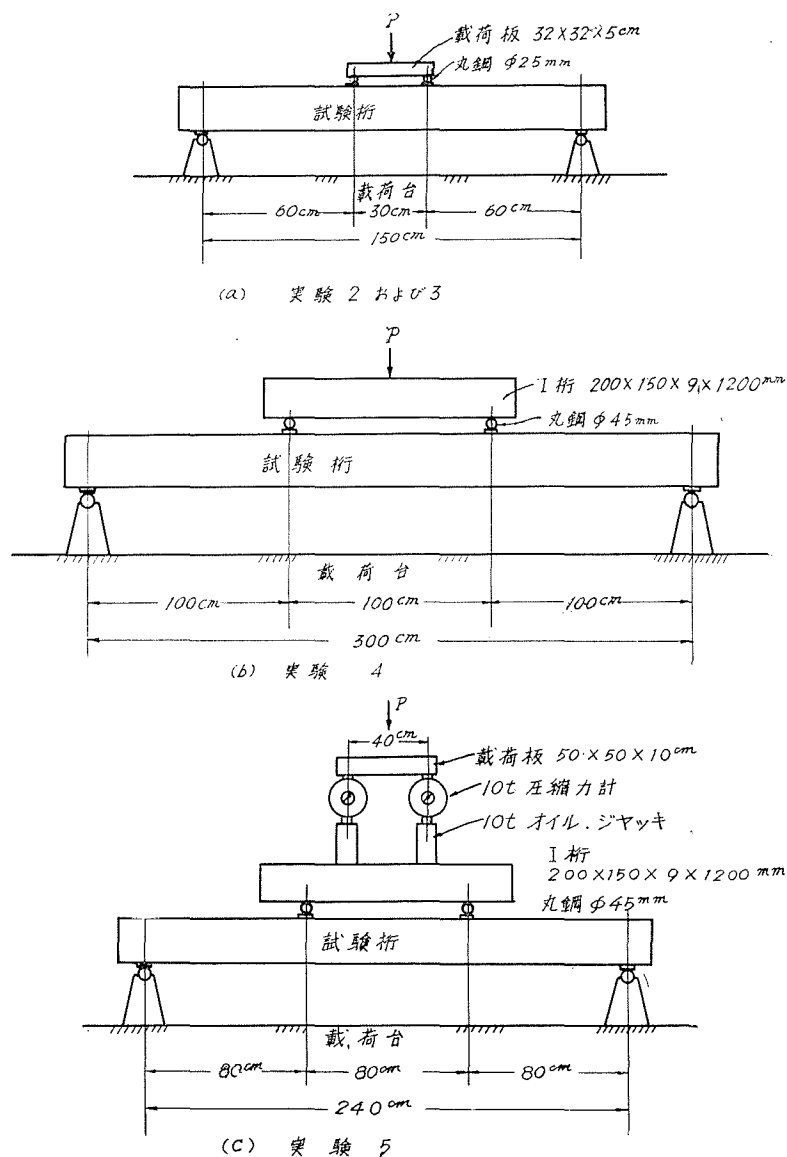
第 5.17 表 有効プレストレス

桁番号	プレストレス導入直後		曲げ試験時		鋼棒位置コンクリートの有効応力度 σ_{cpc} (kg/cm ²)	比 $\frac{\sigma_{rc}}{\sigma_p}$
	PC 鋼棒		PC 鋼棒			
	引張力 P_r (t)	応力度 σ_{pi} (kg/cm ²)	有効引張力 P_c (t)	有効応力度 σ_{pc} (kg/cm ²)		
2-1	21.65	5700	21.17	5570	121	0.98
2-2	18.72	4930	17.44	4590	106	0.93
2-3	21.65	5700	21.62	5690	126	1.00
2-4	18.72	4930	17.90	4710	111	0.96
2-5	21.65	5700	21.51	5660	132	0.99
2-6	18.72	4930	18.28	4810	96	0.98
3-5	22.15	5830	21.62	5690	109	0.98
3-6	22.00	5790	21.66	5700	109	0.98

(2) PC グラウト注入

PC グラウトの注入はプレストレスング終了後直ちに行なった。グラウトの配合は予備試験によって決定したが、実験3においては水セメント比45%、早強ポルトランドセメント (E_3) 1 kg に対しポゾリス No.5 2 g, アルミ粉末 0.05 g, 実験4においては普通ポルトランドセメント (N_2) を使用し、水セメント比を40%とした。

グラウトは、実験3においては手練り、実験4においては試作プロペラ式グラウトミキサを用いて回転数2000 rpm で練り混ぜたが、それぞれフロー16秒、 $\phi 5 \times 10$ cm 円筒供試体によ

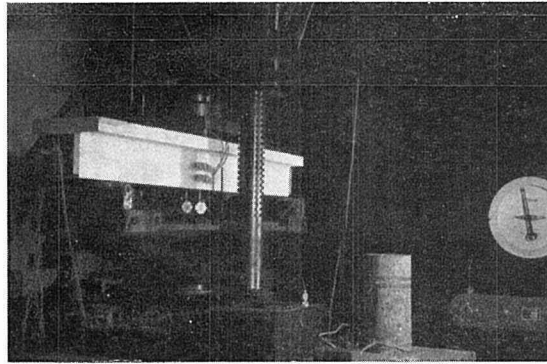


第5.17図 曲げ試験装置

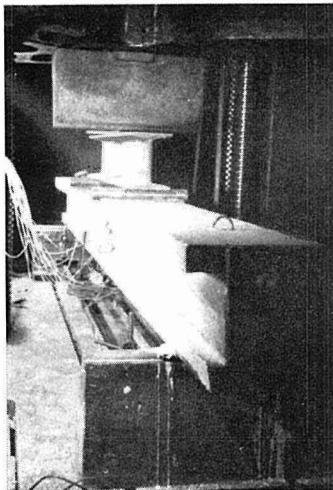
る圧縮強度 $\sigma_{28}=350 \text{ kg/cm}^2$ (標準水中養生), および沈入 43 秒, フロー 15 秒, $\phi 10 \times 10 \text{ cm}$ 円筒供試体による圧縮強度 $\sigma_7=425 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{28}=471 \text{ kg/cm}^2$ (密閉, 20°C 養生), 収縮率 1.9% の品質のものである。

5.4 試験方法

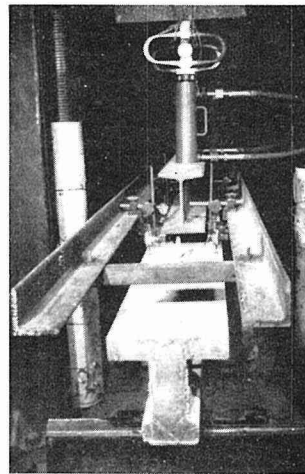
模型桁の曲げ試験は, 第 5.17 図および写真 5.2 に示すように, 実験および実験 3 では容量 200 t のアムスラー型万能試験機を使用, スパン 1.5 m, 荷重点間距離 30 cm の 2 点荷重, 実験 4 では容量 800,000 lb のテコ式万能試験機を使用し, スパン 3.0 m, 3 等分 2 点荷重, また実験 5 ではテコ式万能試験機を利用し, 容量 10 t のオイルジャッキと圧縮力計各 2 台を使用, スパン 3.0 m, 3 等分 2 点荷重として行ない, 桁のひびわれ荷重, 破壊荷重を測定するとともに, 一定荷重間隔ごとにスパン中央断面のコンクリートおよび鉄筋, PC 鋼棒などのひずみ, スパ



(a) 実験 2 および実験 3



(b) 実験 4



(c) 実験 5

写真 5.2 曲げ試験装置

ン中央のたわみ、およびひびわれの成長状況などを観測した。荷重の間隔は、実験2のRC桁、実験3のPC桁、実験4のRC桁および実験5のRC桁では500 kg、実験4のPC桁では1 tとしたが、実験4および実験5では繰返し荷重として、その影響についても調べた。第5.18表は実験4および実験5の載荷段階を示したものである。

ひびわれの成長状況については、実験2および実験3では桁側面のひびわれ発生位置、のひびなどを肉眼で追跡するにとどめたが、実験4および実験5では更にひびわれの幅、間隔および本数などの詳細な観察を行なった。ひびわれ幅の測定位置は、RC桁では引張鉄筋の位置、PC桁では底面から約10 mmのところである。

なお、ひずみ、たわみおよびひびわれ幅の測定には、それぞれ静的電気ひずみ計、ストローク30 mm、1/100 mm目盛のダイヤルゲージおよび最大測定幅5 mm、1/40 mm目盛の測微

第5.18表 実験4および実験5の荷重載荷段階

実 験 4		実 験 5	
No. 3-1~4桁		No. 4-1~3桁	
No. 3-5, 6桁		No. 4-4~6, 10, 11桁	
荷 重 (t)	荷 重 (t)	桁 荷 (t)	荷 重 (t)
0	0	0	0
0.5	$2P_{cr}$	0.5	0.5
1.0	0	1.0	1.0
・	・	1.5	1.5
・	・	P_{cr}	P_{cr}
P_{cr}	$P_{0.2}$	2	2
$2/3 \cdot P_{cr}$	$2/3 \cdot P_{0.2}$	2.5	2.5
0	$1/2 \cdot P_{0.2}$	3	3
P_{cr}	0	3.5	0*
$2/3 \cdot P_{cr}$	0.5	・	3
0	1.0	・	3.5
0.5	・	$P_{0.2}$	4
1.0	・	0*	4.5
・	$3P_{cr}$	$P_{0.2}$	0*
・	0	・	4.5
$P_{0.1}$	・	・	5.0
$2/3 \cdot P_{0.1}$	・	P_B	5.5
$1/2 \cdot P_{0.1}$	P_B	・	6.0
0	P_{cr}	・	0*
0.5	$1/2 \cdot P_{cr}$	P_B	6.0
1.0	0	・	・
・	$1/3 \cdot P_{cr}$	・	・

注) P_{cr} : ひびわれ荷重

P_B : 破 壊 荷 重

$P_{0.1}$, $P_{0.2}$: 最大ひびわれ幅0.1 および 0.2 mm のときの荷重

*: 繰返し回数5回, 1回目と5回目に測定

計を使用した。

5.5 実験結果およびその考察

(1) 破壊およびひびわれ曲げモーメント

第 5.19 表および第 5.20 表は破壊曲げモーメント M_B およびひびわれ曲げモーメント M_{cr} の実測結果を示したものである。

RC 桁および PC 桁の破壊曲げモーメント M_B とひびわれ曲げモーメント M_{cr} の比 (M_B/M_{cr}) を比較すれば、表より PC 桁の 1.4~2.2, 平均 1.9 に対し, RC 桁では 3.1~7.0, 平均 4.8 と 2 倍以上の値を示し, RC 桁は PC 桁よりひびわれ発生後の載荷能力が大きいことがわかる。

第 5.19 表 RC 桁のひびわれ曲げモーメント M_{cr} および破壊曲げモーメント M_B

桁番号	断面	鉄筋の種類	有効高さ d (cm)	鉄筋比 $\rho = A_s/bd$ (%)	コンクリート圧縮強度 σ_{cB} (kg/cm ²)	鉄筋降伏点 σ_{sy} (kg/mm ²)	曲げモーメント		比 M_B/M_{cr}	備考
							M_{cr} (t·m)	M_B (t·m)		
1-1	矩形	丸鋼	16.0	2.36	226	33.0	0.50	2.60	5.2	
1-2	"	"	15.9	4.02	244	31.8	0.74	2.96	4.0	
1-3	"	"	16.0	4.73	251	29.3	0.77	3.17	4.1	
1-4	"	"	14.6	6.47	280	33.3	0.83	3.74	4.5	
1-5	"	"	14.6	6.47	300	31.8	0.80	3.77	4.7	
1-6	"	"	14.6	7.77	320	33.2	0.83	4.28	5.2	
1-7	"	"	14.3	8.89	353	35.1	0.95	4.50	4.7	
1-8	"	"	14.6	8.65	378	35.7	1.04	5.05	4.9	
1-9	"	"	14.3	8.89	411	33.4	1.01	5.09	5.0	
1-10	"	"	14.3	8.89	452	31.5	1.07	5.60	5.2	
1-11	"	"	14.6	7.77	530	32.2	1.01	5.99	5.9	
1-12	"	"	16.3	2.71	287	29.9	0.65	3.17	4.9	
3-1	I形	丸鋼	19.0	1.33	410	29.5	1.13	4.21	3.7	
3-2	"	"	19.0	1.33	408	29.5	1.16	4.25	3.7	カップラー継手
3-3	T形	"	21.0	0.516	416	29.5	0.87	2.72	3.1	
3-4	"	異形丸鋼	22.0	0.504	408	33.0	0.93	3.22	3.5	端フックなし
4-1	I形	丸鋼	21.5	0.719	208	33.0	(0.66) 0.906	3.14	(4.8)	
4-2	"	異形丸鋼	21.5	0.708	208	34.0	0.682	3.29	4.8	端フックなし
4-3	"	ネジリ鋼	21.5	0.708	208	46.8	0.706	4.56	6.5	"
4-4	"	棒丸鋼	21.5	0.719	308	33.0	0.706	3.02	4.8	
4-5	"	異形丸鋼	21.5	0.708	308	34.0	0.710	3.76	5.3	端フックなし
4-6	"	ネジリ鋼	21.5	0.708	308	46.8	0.910	4.84	5.3	"
4-10	"	"	21.5	0.708	353	46.8	0.702	4.92	7.0	重な継手 $l=48$ cm
平均									4.8	

注) かつこ内の値は推定値

第 5.20 表 PC 桁のひびわれ曲げモーメント M_{cr} および
破壊曲げモーメント M_B

桁番号	断面	有効高さ d (cm)	鉄筋比 $\rho = A_p/bd$ (%)	コンクリート圧縮 強度 σ_{cB} (kg/cm ²)	有効プレ ストレス P_e (t)	曲げモーメント		比 M_B/M_{cr}	備 考
						M_{cr} (t·m)	M_B (t·m)		
2-1	矩形	13.4	2.84	530	21.17	2.11	3.61	1.7	
2-2	"	13.9	2.73	520	17.44	1.66	3.46	2.1	
2-3	T形	13.7	1.39	539	21.62	2.57	5.09	2.0	
2-4	"	14.1	1.35	513	17.90	2.12	4.49	2.1	
2-5	"	14.2	0.892	474	21.51	2.57	5.78	2.2	
2-6	"	13.2	0.960	452	18.28	2.27	5.09	2.2	
3-5	I形	21.5	0.589	434	21.62	5.34	7.39	1.4	
3-6	"	21.5	0.589	430	21.66	4.99	7.49	1.5	カップラー 継手
平均								1.9	

第 5.21 表 破壊曲げモーメントに及ぼす鉄筋種類の影響

コンクリート 圧縮強度 σ_{cB} (kg/cm ²)	破壊曲げモーメント M_B (t·m)			比		備 考
	丸 鋼 ①	異形丸鋼 ②	ネジリ棒鋼 ③	②/①	③/①	
208	3.14	3.29	4.56	1.05	1.45	
308	3.02	3.76	4.84	1.24	1.60	
平均				1.14	1.52	
σ_{sy} (kg/mm ²)	33.0	34.0	46.8	1.03	1.42	鉄筋降伏点
σ_{sB} (kg/mm ²)	52.2	54.9	57.5	1.05	1.10	鉄筋強度

第 5.21 表は破壊曲げモーメントに及ぼす鉄筋の種類の影響を示したもので、同一断面形で使用鉄筋の強度も同等の実験 5 について、丸鋼使用の場合を単位の 1 として異形丸鋼およびネジリ棒鋼使用の場合を比較すれば、それぞれ 1.05, 1.24 および 1.45, 1.60 となり、破壊曲げモーメントは丸鋼使用の場合に比べて著しく大きい値を示している。これは異形丸鋼およびネジリ棒鋼など異形鉄筋の付着強度が丸鋼に比べて大きいため、異形鉄筋使用の桁ではひびわれが分散して数多く生じ、丸鋼使用の桁のように破壊時に大きい極部的なひびわれが生じないためと思われる。更に、ネジリ棒鋼使用の桁は、鉄筋の強度が同等でも、その応力・ひずみ曲線がネジリ加工によって普通鉄筋の場合と異なって明瞭な降伏点を示さなくなることで、また降伏点応力度が著しく上昇することなどから、普通鉄筋が降伏し始める点を越えたひずみ範囲では大きい引張応力度が利用されるようになり、したがって桁の破壊荷重も増大し、普通鉄筋使用の場合よりも破壊に対して有利になるのである。

第 5.22 表は鉄筋および PC 鋼棒継手として切削ネジによるカップラー継手を用いた場合

第 5.22 表 鉄筋および PC 鋼棒の継手の影響

桁番号	種 類			コンクリート圧縮強度 σ_{cB} (kg/cm ²)	鉄筋比 $p=A/bd$ (%)	ひびわれ曲げモーメント		破壊曲げモーメント	
	桁	鉄筋	継手			M_{cr} (t·m)	比	M_B (t·m)	比
3-1	RC 桁	丸 鋼	な し	410	1.33	1.13	1	4.21	1
3-2	"	"	カップラー継手 (メートル細目ネジ)	408	1.33	1.16	1.03	4.25	1.01
3-5	RC 桁	丸 鋼	な し	434	0.589	5.34	1	7.39	1
3-6	"	"	カップラー継手 (メートル細目ネジ)	430	0.589	4.99	0.94	7.49	1.01
(4-5) 4-6	RC 桁	ネジリ 棒 鋼	な し	308	0.708	(0.710) 0.910	(1) 1	4.84	1
4-10	"	"	重ね継手 $l=48$ cm	353	0.708	0.702	(0.99) 0.77	4.92	1.02
4-11	"	"	重ね継手 $l=24$ cm	353	0.708	0.710	(1.00) 0.78	3.11	0.64

注) カッコ内の値は異形丸鋼使用桁 No. 4-5 に対する値

とこれを用いない場合の破壊およびひびわれ曲げモーメントを比較したもので、ネジリ棒鋼を重ね継手として用いた場合についても示した。表からはカップラー継手による影響は認められず、カップラー継手は破壊およびひびわれに対して十分安全であることがわかる。ネジリ棒鋼の重ね合せ長さ l は Rippen Torstahl に対するドイツ規定³³⁾ ではコンクリート強度 $\sigma_{cB}=300$ kg/cm² に対して $l=40D$ (D : 鉄筋直径) としているが、これは $10D$ の余裕長を含んだ値であるから、これを除いた $l=30D=48$ cm とその $1/2$ の $l=24$ cm、の 2 種類としたのである。重ね継手を用いた桁のひびわれ曲げモーメントは継手を用いない桁の 0.910 t·m に比べて 0.702 、 0.710 t·m で、その比は 0.77 、 0.78 と低い値を示しているが、ひびわれ発生時の鉄筋応力度は、 400 kg/cm² 程度の小さいときであるからネジリ棒鋼または異形丸鋼使用の場合に差は生じないはずで、後者のひびわれ曲げモーメントの 0.710 t·m と比較すれば同等の値を示し、重ね継手による影響は認められない。しかし、破壊に対しては $l=48$ cm の場合は同等の値を示しているが、 $l=24$ cm の場合は継手を用いない場合に比べて 64% の値しか得られず、重ね合せ長さが十分でなかったことがわかる。

第 5.23 表および第 5.24 表は破壊およびひびわれ曲げモーメントの実測結果と計算値とを比較したもので、著者式による計算値の外に、RC 桁に対しては、弾性理論による破壊曲げモーメントおよびコンクリートの曲げ引強度を基準にした弾性理論によるひびわれ曲げモーメントを、また PC 桁に対しては、土木学会 PC 指針 (昭和 30 年制定) による破壊曲げモーメント、およびひびわれ曲げモーメントの実測値から算出したコンクリートの曲げ引張強度を示したものである。

RC 桁 23 本についての実測値と著者の計算値との比は、 M_{cr} に対し $0.91\sim 1.26$ 、平均 1.02 、 M_B に対し $0.82\sim 1.18$ 、平均 0.96 を示し、よく一致している。多少誤差の大きいものもあるが、これはコンクリートの強度、鉄筋の応力・ひずみの状態、コンクリートのクリープ、収縮その

他によるばらつきと思われる。また、丸鋼使用桁と異形鉄筋使用桁について M_B の実測値と計算値を比較すれば、その比は丸鋼使用桁 17 本で平均 0.99、異形鉄筋使用桁 6 本で平均 0.88 を示し、後者に対しては 10% 程度過小の結果を与えている。この相違は、コンクリートの曲げ圧縮極限ひずみ ϵ_{cB} および桁破壊時の鉄筋応力度などがひびわれの状態によつて変化し、異形鉄筋使用桁では丸鋼使用桁に比べてひびわれが分散しているために生じたものと推定できる。異形鉄筋の使用の場合の ϵ_{cB} の値は、実験 4 および 5 の測定結果にばらつきが大きく、また試験桁の本数も少ないため計算の資料とするには今後の研究によらねばならないが、コンクリー

第 5.23 表 実測結果と計算値との比較 (RC 桁)

桁番号	鉄筋種類	実測値		弾性理論計算値				著者計算値				備考
		M_{cr} (t·m) ①	M_B (t·m) ②	M_{cr} (t·m) ③	比 ③/①	M_B (t·m) ④	比 ④/②	M_{cr} (t·m) ⑤	比 ⑤/①	M_B (t·m) ⑥	比 ⑥/②	
1-1	丸鋼	0.50	2.60	0.37	0.74	1.97	0.76	0.56	1.12	2.46	0.95	
1-2	"	0.74	2.96	0.46	0.62	2.35	0.79	0.72	0.97	3.50	1.18	
1-3	"	0.77	3.17	0.50	0.65	2.52	0.80	0.80	1.04	3.72	1.17	
1-4	"	0.83	3.74	0.49	0.59	2.47	0.66	0.76	0.91	3.57	0.95	
1-5	"	0.80	3.77	0.51	0.64	2.64	0.70	0.78	0.97	3.80	1.01	
1-6	"	0.83	4.28	0.57	0.69	2.89	0.68	0.82	1.00	4.12	0.96	
1-7	"	0.95	4.50	0.59	0.62	3.11	0.69	0.91	0.96	4.37	0.97	
1-8	"	1.04	5.05	0.64	0.61	3.46	0.69	0.99	0.95	4.84	0.96	
1-9	"	1.01	5.09	0.65	0.64	3.62	0.71	0.99	0.98	5.00	0.98	
1-10	"	1.07	5.60	0.69	0.64	3.99	0.71	1.04	0.97	5.45	0.97	
1-11	"	1.01	5.99	0.77	0.76	4.78	0.80	1.14	1.13	6.06	1.01	
1-12	"	0.65	3.17	0.46	0.71	2.61	0.82	0.68	1.05	2.77	0.87	
3-1	丸鋼	1.13	4.21	0.82	0.72	3.32	0.79	1.08	0.96	4.05	0.96	
3-2	"	1.16	4.25	0.82	0.71	3.31	0.78	1.07	0.92	4.05	0.95	カップラ ー継手
3-3	"	0.87	2.72	0.68	0.78	2.11	0.77	0.86	0.99	2.73	1.00	
3-4	異形丸鋼	0.93	3.22	0.74	0.79	2.63	0.82	0.95	1.02	3.02	0.94	
4-1	丸鋼	(0.66) 0.906	3.14	0.524	(0.79) 0.58	2.62	0.83	0.719	(1.09) 0.79	2.72	0.86	
4-2	異形丸鋼	0.682	3.29	0.510	0.74	2.61	0.79	0.704	1.03	2.72	0.82	
4-3	ネジリ 棒鋼	0.706	4.56	0.515	0.73	3.16	0.69	0.705	1.02	4.00	0.88	
4-4	丸鋼	0.706	3.02	0.654	0.93	2.63	0.87	0.853	1.21	3.07	1.01	
4-5	異形丸鋼	0.710	3.76	0.650	0.92	2.62	0.69	0.825	1.16	3.12	0.83	
4-6	ネジリ 棒鋼	0.910	4.84	0.666	0.73	3.62	0.75	0.832	0.91	4.29	0.89	
4-10	"	0.702	4.92	0.716	1.02	3.64	0.74	0.886	1.26	4.38	0.89	重ね継手
平均					(0.73)		0.75		(1.02)		0.96 0.99 0.88	全平均 丸鋼 異形鉄筋

注) カッコ内の値は No. 4-1 桁の M_{cr} の推定値に対するもの

第 5.24 表 実測結果と計算値との比較 (PC 桁)

桁番号	実測値		PC 指針による計算値					著者計算値				備考
	M_{cr} (t·m) ①	M_B (t·m) ②	$\bar{\sigma}_{ct}^{(1)}$ (kg/cm ²) ③	$\bar{\sigma}_{ct}^{(2)}$ (kg/cm ²) ④	比 ④/③	$M_B^{(3)}$ (t·m) ⑤	比 ⑤/②	M_{cr} (t·m) ⑥	比 ⑥/①	M_B (t·m) ⑦	比 ⑦/②	
2-1	2.11	3.61	83	63	0.76	(3.17) 4.19	(0.88) 1.66	2.15	1.02	3.52	0.98	カッブラー 継手
2-2	1.66	3.46	45	62	1.38	(3.35) 4.37	(0.97) 1.26	2.00	1.20	3.47	1.00	
2-3	2.57	5.09	74	64	0.86	5.28	1.04	2.67	1.05	4.54	0.89	
2-4	2.12	4.49	43	61	1.42	5.40	1.20	2.45	1.15	4.62	1.08	
2-5	2.57	5.78	31	57	1.64	5.72	0.99	2.98	1.16	5.01	0.87	
2-6	2.27	5.09	57	55	0.97	5.26	1.03	2.39	1.05	4.54	0.89	
3-5	5.34	7.39	63	53	0.84	8.45	1.14	5.43	1.02	7.58	1.03	
3-6	4.99	7.49	49	53	1.08	8.44	1.13	5.40	1.08	7.53	1.00	
平均									1.09		0.97	

- 注) 1) M_{cr} の実測値から計算したコンクリート曲げ引張強度
 2) 土木学会 PC 指針によるコンクリート曲げ引張強度
 3) No. 2-1, 2-2 桁のかつこ内の値は $M_B=1/3 \cdot b d^2 \sigma_{cB}$ による計算値

第 5.25 表 M_B の計算値 ($\epsilon_{cB}=0.4\%$, $\gamma=0.4$)

桁番号	鉄筋種類	破壊曲げモーメント M_B (t·m)		比 ②/①	備考
		実測値 ①	計算値 ②		
3-4	異形丸鋼	3.22	3.38	1.05	重ね継手
4-2	"	3.29	3.11	0.95	
4-3	ネジリ棒鋼	4.56	4.18	0.92	
4-5	異形丸鋼	3.76	3.46	0.92	
4-6	ネジリ棒鋼	4.84	4.44	0.92	
4-10	"	4.92	4.51	0.92	
平均				0.95	

ト強度 200~400 kg/cm² に対し 0.268~0.55%，平均 0.38% で，丸鋼使用の場合の 0.25~0.27% に比べてかなり大きい値を測定できた。これより，今 $\epsilon_{cB}=0.4\%$ ， $\gamma=0.16/0.4=0.4$ の一定の値と仮定して M_B の計算を行なってみると第 5.25 表のようになりかなり改善され，前記の推定が正しいことがわかる。

これに対し，弾性理論によれば，実測値に対する比は， M_{cr} に対し平均 0.73， M_B に対し平均 0.75 であって過小の結果を与え，これを基準に設計を行なえば安全側ではあるが不経済になる。

PC 桁 8 本について同様の比較を行なってみると，著者式によれば M_{cr} に対し 1.02~1.20，平均 1.09 を示し，多少過大になる傾向がみられるが，これはコンクリートのクリープ，収縮お

よび PC 鋼棒のレラクセーションなどによるためと思われる。 M_B に対しては、その比は 0.87 ~ 1.03, 平均 0.97 であって、実測値とよく一致した結果を与えている。これに対し、土木学会 PC 指針 (昭和 30 年制定) によれば、 M_{cr} の実測値から算出したコンクリートの曲げ引張強度は、指針に示されている値に対しばらつきが大きく、これを基準にひびわれ安全度を検算することは不適当と思われる。一方、 M_B に対しては一般に過大の結果を与え、また鉄筋量の多い場合に $M_B=1/3 \cdot b d^2 \sigma_{cB}$ によって求めた値は過小の結果を与えることがわかる。昭和 36 年改訂の土木学会 PC 指針によれば、PC 桁はひびわれに対して安全であるとしてその検算を省略している。 M_B の計算に対しては破壊時の PC 鋼材のひずみを考慮するようになったので、計算値の誤差は小さくなるが、応力分布の形状を計算の簡便のため矩形に仮定しているため、PC 桁および RC 桁を通じて、断面形、鉄筋量およびコンクリート強度などが広範囲にわたる場合すべてについて適用することは無理と思われる。

第 5.26 表は RC 桁の破壊曲げモーメントを Back および Graf 氏の Kontrollbalken No. 666 について、諸氏の計算方法³⁾を比較したもので、桁の寸法はスパン $l=250$ cm, 幅 $b=15$ cm 高さ $h=10$ cm, 有効高さ $d=9.4$ cm, 鉄筋断面積 $A_s=7.78$ cm², 鉄筋比 $p=0.0552$, コンクリート立方体強度 $W_n=210$ kg/cm², 鉄筋降伏点応力度 $\sigma_{sy}=2163$ kg/cm² で、桁の破壊荷重 $P_B=1835$ kg, 破壊曲げモーメント $M_B=1.1751$ t·m である。計算の場合、コンクリートの立方体強度と円筒供試体強度とを等しいとした。これによれば著者式の方が他の諸氏の式よりも良好な結果を与えている。

第 5.26 表 破壊曲げモーメント計算式の比較 1

計算方法	計算値 M_B (t·m)	比	誤差 (%)	計算方法	計算値 M_B (t·m)	比	誤差 (%)
従来弾性理論	0.747	0.64	-36	Bittner 氏	1.228	1.05	+ 5
Schreyer 氏	1.221	1.04	+ 4	Dyson 氏	1.099	0.93	- 7
Brandzaege 氏	1.270	1.08	+ 8	Whitney 氏	1.052	0.90	-10
Melan 氏	1.120	0.95	- 5	著 者	1.188	1.01	+ 1
Emperger 氏	1.223	1.04	+ 4	$M_B=1.1751$ t·m (実測値)			

第 5.27 表 破壊曲げモーメント計算式の比較 2

桁番号	鉄筋比 p (%)	コンクリ ート強度 σ_{cB} (kg/cm ²)	鉄 筋 降 伏 点 σ_{sy} (kg/mm ²)	実測値 M_B (t·m) ①	計 算 値 M_B (t·m)			比		
					ACI ②	PC 指針 ③	著 者 ④	ACI ②/①	PC 指針 ③/①	著 者 ④/①
1- 7	8.89	353	35.1	4.50	—	4.80	4.37	—	1.07	0.97
1-12	2.71	287	29.9	3.17	2.69	—	2.77	0.85	—	0.87
1- 1	2.36	226	33.0	2.60	2.38	2.48	2.46	0.92	0.95	0.95
3- 3	0.516	416	29.5	2.72	2.30	2.81 (2.31)	2.73	0.85	1.03 (0.85)	1.00

注) カッコ内の数値は鉄筋応力度を降伏点応力度に仮定した場合

第 5.27 表は ACI の規定³⁴⁾ および土木学会 PC 指針の応力分布の形を RC 桁に適用した場合の M_B の計算値を鉄筋量の異なる場合について示したもので、桁破壊時の鉄筋応力度が降伏点応力度と等しくなる鉄筋比の桁 No. 1—1 および No. 1—12 では著者式と大差ない結果を与えるが、これより鉄筋比の大きい場合の No. 1—7 桁および小さい場合の No. 3—3 桁では実測値との誤差も大となり、広範囲に適用するにはなお不十分の点があることを示している。

第 5.28 表は矩形断面 RC 桁に対する山田氏のひびわれ曲げモーメント実用計算式⁵⁾ との比較、第 5.29 表は坂氏の行なった PC 桁 (スパン $l=345$ cm, 桁高 $h=22$ cm, 有効高さ $d=16$ cm, PC 鋼棒 $2\phi 17.4$ mm, PC 鋼棒のヤング係数 $E_p=1.93\times 10^6$ kg/cm²) の実験¹¹⁾ との比較を示したもので、著者式は RC 桁および PC 桁を通じて良好な結果を与えている。

第 5.28 表 ひびわれ曲げモーメント計算式の比較 1

桁番号	実測値 M_{cr} (t·m) ①	計 算 値 M_{cr} (t·m)		比	
		山 田 氏 ②	著 者 ③	②/①	③/①
1-7	0.95	0.833	0.91	0.88	0.96
1-12	0.65	0.620	0.68	0.95	1.05

第 5.29 表 ひびわれ曲げモーメント計算式の比較 2

No.	実 測 値					計 算 値 M_{cr} (t·m)		比	
	σ_{cB} (kg/cm ²)	σ_{ct} (kg/cm ²)	E_c (t/cm ²)	P_e (t)	M_{cr} (t·m) ①	坂 氏 ②	著 者 ③	②/①	③/①
1	397	29.0	280	27.6	3.63	3.17	3.51	0.87	0.97
2	446	29.8	259	30.1	3.28	3.31	3.87	1.01	1.18
9	460	29.0	303	23.1	3.28	2.73	3.19	0.83	0.97
10	432	34.3	296	24.6	3.34	3.00	3.30	0.90	0.99

以上から、著者の破壊曲げモーメントおよびひびわれ曲げモーメント計算方法によれば、他の実験結果に対してもよく一致し、RC 桁および PC 桁を通じて、コンクリート強度、鉄筋量などが広範囲にわたる場合にも同様に適用することができ、他の諸氏の計算方法よりも優れていることがわかる。

(2) ひびわれの成長状況

第 5.30 表および第 5.31 表～第 5.38 表は、それぞれ実験 4 および実験 5 のひびわれ観測の結果を示したものである。

第 5.30 表 ひびわれ観測結果 (実験 4)

桁番号	項 目	最 大 ひ び わ れ 幅					
		開き (残留)	開き (残留)	開き (残留)	開き (残留)	開き (残留)	開き (残留)
3-1 (RC 桁 丸 鋼)	荷 重 (t)	$P_{cr}=2.04$	$P_{0.1}=2.50$	$P_{0.2}=5.10$	$2P_{cr}$	—	$3P_{cr}$
	鉄筋応力度 (kg/cm ²)	735	922	1790	1500	—	2100
	ひびわれ幅 (mm)	0.05 (0.025)	0.10 (0.025)	0.20 (0.03)	0.175 (0.03)	—	0.25 (0.04)
3-2 (RC 桁 カップラ -継手)	荷 重 (t)	$P_{cr}=2.10$	$P_{0.1}=2.10$	$P_{0.2}=5.23$	$2P_{cr}$	—	$3P_{cr}$
	鉄筋応力度 (kg/cm ²)	795	798	2160	1780	—	2500
	ひびわれ幅 (mm)	0.10 (0.05)	0.10 (0.05)	0.20 (0.05)	0.15 (0.05)	—	0.25 (0.05)
3-3 (RC 桁 丸 鋼)	荷 重 (t)	$P_{cr}=1.50$	$P_{0.1}=1.93$	$P_{0.2}=3.54$	$2P_{cr}$		
	鉄筋応力度 (kg/cm ²)	945	1070	2180	1780		
	ひびわれ幅 (mm)	0.05 (0.025)	0.10 (0.025)	0.20 (0.075)	0.15 (—)		
3-4 (RC 桁 異形丸鋼)	荷 重 (t)	$P_{cr}=1.62$	$P_{0.1}=2.64$	$P_{0.2}=5.80$	$2P_{cr}$	$2.5P_{cr}$	$3P_{cr}$
	鉄筋応力度 (kg/cm ²)	774	1612	3300	2150	2620	2920
	ひびわれ幅 (mm)	0.05 (0.025)	0.10 (0.025)	0.20 (0.15)	0.10 (0.05)	0.15 (0.04)	0.175 (0.075)
3-5 (PC 桁)	荷 重 (t)	$P_{cr}=10.4$	$P_{0.1}=10.4$	$P_{0.2}=11.4$	$P_B=14.5$		
	ひびわれ幅 (mm)	0.05 (0)	0.10 (0)	0.20 (0)	4.0 (0.25)		
3-6 (PC 桁 カップラ -継手)	荷 重 (t)	$P_{cr}=9.7$	$P_{0.1}=10.0$	$P_{0.2}=10.6$	$P_B=14.7$		
	ひびわれ幅 (mm)	0.03 (0)	0.10 (0)	0.20 (0.01)	5.0 (0.5)		

注) P_{cr} , P_B : ひびわれおよび破壊荷重 (自重を含まず)

$P_{0.1}$, $P_{0.2}$: 最大ひびわれ幅が 0.1 および 0.2 mm のときの荷重 (自重を含まず)

第5.31(a)表 No. 4-1桁，第1面のひびわれ観測結果(丸鋼， $P_{cr}=2.13t$ ， $P_B=7.72t$)

荷重 t	鉄筋 応力度 (kg/mm^2)	ひびわれ幅 (1/100 mm)										最大ひびわれ幅 (mm)	残留幅 (mm)	スパン中央1m のひびわれ 本数	スパン中央1m のひびわれ 総幅 (mm)					
		48.7	42.5	37.5	26.5	19.7	13	6.8	15.4	28	37.5					42.8	50	繰返し 前	繰返し 後	
0.12	0																	0	0	
1.12	1.78																		0	0
2.13	6.45	2.5	0				0	2.5	2.5	2.5								8	0.125	
3.17	11.93	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	11	0.375	
4.10	17.04	7.5	5	2.5	10	5	5	7.5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	11	0.625	
5.14	22.14	7.5	7.5	2.5	10	5	7.5	10	7.5	5	5	5	5	5	5	5	5	11	0.75	
6.14	27.25	7.5	7.5	5	15	7.5	7.5	12.5	10	5	5	5	5	5	5	5	5	12	0.95	
6.93	31.93	10	10	5	25	10	15	15	10	10	7.5	2.5	2.5	2.5	2.9	1.1	—	12	1.25	

第5.31(b)表 No. 4-1桁，第2面のひびわれ観測結果(丸鋼， $P_{cr}=2.13t$ ， $P_B=7.72t$)

荷重 t	鉄筋 応力度 (kg/mm^2)	ひびわれ幅 (1/100 mm)										最大ひびわれ幅 (mm)	残留幅 (mm)	スパン中央1m のひびわれ 本数	スパン中央1m のひびわれ 総幅 (mm)					
		39	30.3	17.5	10	0.6	11	19	25	36	43					48	繰返し 前	繰返し 後		
0.12	0																		0	0
1.12	1.78																		0	0
2.13	6.45	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	6	0.20	
3.17	11.93	5	7.5	7.5	7.5	7.5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	9	0.475	
4.10	17.04	7.5	7.5	7.5	2.5	10	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	10	0.575	
5.14	22.14	10	12.5	12.5	5	15	7.5	7.5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	10	0.825	
6.14	27.25	10	12.5	15	5	15	15	10	10	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	11	1.05	
6.93	31.93	15	12.5	15	5	22.5	15	20	10	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.9	1.0	—	11	1.275	

第5.32(a)表 No. 4-2桁, 第1面のひびわれ観測結果(異形丸鋼, $P_{cr} = 1.57t$, $P_B = 8.10t$)

荷重 t	鉄筋 応力度 (kg/mm ²)	ひびわれ幅 (1/100 mm)												最大ひびわれ幅 (mm)	残留幅 (mm)	スパン中央1m のひびわれ 本数	総幅 (mm)		
		スパン中央よりひびわれまでの距離 (cm)																	
		50	43.5	34	25	15.7	4.9	3.5	9.8	20.1	22.5	31.5	38					41.6	
0.12	0																0	0	
1.24	3.73																0	0	
2.10	9.68																0	0	
3.15	15.24																	11	0.325
4.17	20.24																	11	0.575
5.08	25.16																	11	0.775
6.10	30.68																	11	1.075
7.00	—																	13	2.70

第5.32(b)表 No. 4-2桁, 第2面のひびわれ観測結果(異形丸鋼, $P_{cr} = 1.57t$, $P_B = 8.10t$)

荷重 t	鉄筋 応力度 (kg/mm ²)	ひびわれ幅 (1/100 mm)												最大ひびわれ幅 (mm)	残留幅 (mm)	スパン中央1m のひびわれ 本数	総幅 (mm)		
		スパン中央よりひびわれまでの距離 (cm)																	
		46	38	31	21.5	13	11.5	1.5	5.1	10.5	14.5	18	25					32	42
0.12	0																		
1.24	3.73																		
2.10	9.68																		
3.15	15.24																		
4.17	20.24																		
5.08	25.16																		
6.10	30.68																		
7.00	—																		

第5.34(a)表 No. 4-4桁, 第1面のひびわれ観測結果 (丸鋼, $P_{cr}=1.63t$, $P_B=7.42t$)

荷重 t	鉄筋 応力度 (kg/mm ²)	ひびわれ幅 (1/100 mm)										最大ひびわれ幅 (mm)		残留幅 (mm)		スパン中央 のひびわれ 総幅 (mm)			
		45.1	39.7	31	22.6	15.1	2.5	12.2	18	30.8	39.7	49.6	繰返し 前	繰返し 後	繰返し 1回	繰返し 5回	本数	総幅	
0.12	0																	0	0
1.14	1.94																	0	0
2.12	8.38		2.5		2.5		2.5	2.5	2.5		2.5	2.5	2.5	2.5	0.05	0.05	6	0.15	
2.98	13.76	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	5	5	5	5	5	5	5	5	0.075	0.075	10	0.325	
4.11	19.46	2.5	4	2.5	2.5	5	5	5	7.5	5	7.5	10	7.5	7.5	0.075	0.125	11	0.515	
5.13	25.40	5	5	5	5	5	5	5	12.5	7.5	7.5	10	7.5	7.5	0.125	0.175	11	0.775	
6.13	30.70	5	7.5	5	5	7.5	17.5	12.5	7.5	7.5	12.5	10	7.5	7.5	0.175	0.20	11	0.975	
7.09	—	7.5	10	10	10	20	310	100	15	17.5	10	3.1	0.20	0.20	0.025	0.025	11	7.125	

第5.34(b)表 No. 4-4桁, 第2面のひびわれ観測結果 (丸鋼, $P_{cr}=1.63t$, $P_B=7.42t$)

荷重 t	鉄筋 応力度 (kg/mm ²)	スパン中央よりひびわれまでの距離 (cm)										最大ひびわれ幅 (mm)		残留幅 (mm)		スパン中央 のひびわれ 総幅 (mm)									
		49.8	47	39	24.5	20	15	1	—	4.5	15.5	23	30	31	39.5	47	50	繰返し 前	繰返し 後	繰返し 1回	繰返し 5回	本数	総幅		
0.12	0																							0	0
1.14	1.94																							0	0
2.12	8.38	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	5	5	2.5	5	5	5	5	5	5	2.5	0.025	0.05	0.05	0.075	0.075	8	0.275	
2.98	13.76	2.5	5	2.5	2.5	5	6	5	5	7.5	5	5	5	5	7.5	7.5	5	2.5	0.075	0.075	0.075	0.075	12	0.535	
4.11	19.46	5	1	7.5	5	5	10	5	5	7.5	5	7.5	5	7.5	7.5	5	5	5	0.10	0.10	0.10	0.10	13	0.76	
5.13	25.40	5	1	10	5	5	7.5	10	5	2.5	7.5	10	2.5	2.5	10	2.5	7.5	7.5	0.125	0.125	0.125	0.125	15	1.035	
6.13	30.70	5	1	12.5	10	10	10	12.5	10	2.5	12.5	7.5	10	2.5	10	5	7.5	7.5	0.125	0.125	0.125	0.125	15	1.235	
7.09	—	15	0	12.5	15	25.5	20	5	0	300	10	7.5	12.5	2.5	10	7.5	5	3.0	0.15	0.20	0.05	0.05	16	6.775	

第5.86(b)表 No. 4-6桁, 第2面のひびわれ観測結果 (ネジリ棒鋼, $M_{cr} = 2.14 \text{ t}$, $M_B = 11.96 \text{ t}$)

荷重 t	鉄筋 応力度 (kg/mm ²)	ひびわれ幅 (1/100 mm)												最大ひび われ幅 (mm)	残留幅 (mm)	スパン中央 1. mのひび われ													
		49.3	44.2	42	40.7	35.8	35	31	23	19	18.3	13.5	8.5				3	1	1	2	8	18	24	30.5	33.5	35	45.5	49.5	
0.12	0																										0	0	
1.15	2.47																											0	0
2.10	7.40																											5	0.085
3.09	12.53	2.5																										13	0.395
4.10	16.97	5																										16	0.575
5.17	22.40	5																										18	0.88
6.13	26.80	7.5																										19	1.225
7.13	30.50	10																										22	1.70
7.96	35.00	10																										22	1.90
9.04	39.60	10																										23	2.30
10.04	42.20	10																										24	2.905
11.18	—																												

第 5.37 (a) 表 No. 4-10 桁, 第 1 面のひびわれ観測結果 (ネジリ棒鋼, 重ね継手 $l = 48 \text{ cm}$, $P_{cr} = 1.62 \text{ t}$, $P_B = 12.17 \text{ t}$)

荷重	鉄筋 応力度 (kg/mm^2)	ひびわれ幅 (1/100 mm)													最大ひび われ幅 (mm)	残留幅 (mm)	スパン中央 1 m のひび われ 本数	総幅 (mm)								
		48.5	43.7	40.2	34	30.5	29	28	25	22.1	19.5	15.3	10.7	4.1					1.3	6	11.2	16.2	23.8	28.1	37.8	49.1
0.12	0.10																								0	0
1.11	0.50																								0	0
2.15	0.91	2.5																							7	0.125
3.14	1.31	5																							13	0.425
4.06	1.68	5																							16	0.575
5.15	2.11	5																							16	0.825
6.08	2.49	7.5																							17	1.00
7.11	2.90	7.5																							17	1.30
7.98	3.25	10																							17	1.425
9.04	3.67	15																							19	1.775
9.96	4.04	17.5																							19	2.475
10.88	4.41	30																							21	4.50

第5.37(b)表 No. 4-10桁, 第2面のひびわれ観測結果 (ネジリ棒鋼, 重ね継手 $l=48$ cm, $P_{cr}=1.62$ t, $P_H=12.17$ t)

荷重 t	鉄筋 t·m 応力度 (kg/mm ²)	スパン中央よりひびわれまでの距離 (cm)															最大ひびわれ幅 (mm)		残留幅 (mm)		スパン中央 1 mのひび われ 総幅 本数 (mm)						
		49	48	45.5	39	38	30.8	29.5	23.5	21.8	15	6	0.2	5	11	17	22	30	35.5	40.3		49	繰返し 前	繰返し 後	繰返し 1回	繰返し 5回	
0.12	0																									0	0
1.11	1.70																									0	0
2.15	9.32																									10	0.205
3.14	15.89																									14	0.405
4.06	20.30																									16	0.515
5.15	25.72																									17	1.005
6.08	31.58																									17	1.220
7.11	34.30																									18	1.605
7.98	38.15																									19	1.93
9.04	42.25																									19	2.595
9.96	45.35																									19	3.095
10.88	—																									20	4.945

第5.38(a)表 No.4-11桁，第1面のひびわれ観測結果 (ネジリ棒鋼， $l=24$ cm， $P_{cr}=1.64$ t， $P_B=7.64$ t)

荷重 t	鉄筋 応力度 (kg/mm ²)	ひびわれ幅 (1/100 mm)												最大ひびわれ幅 (mm)	残留幅 (mm)	スパン中央1mのひびわれ 本数	スパン中央1mのひびわれ 総幅 (mm)										
		48.7	44.8	41.4	36.3	34.2	29.5	25.7	19.2	13.1	9.2	7.2	6.2					3.4	1	0.5	12.7	20	13.4	25.3	30.6	38.9	48.6
0.12	0.10																								0	0	
1.10	0.49																									0	0
2.17	0.92			2.5																					10	0.265	
3.10	1.29			2.5																					11	0.390	
4.02	1.66			5																					15	0.695	
5.14	2.11			5																					18	1.00	
6.07	2.48			5																					19	1.075	
7.15	2.91			2.5																					22	1.55	

第5.38(b)表 No.4-11桁，第2面のひびわれ観測結果 (ネジリ棒鋼， $l=24$ cm， $P_{cr}=1.64$ t， $P_B=7.64$ t)

荷重 t	鉄筋 応力度 (kg/mm ²)	ひびわれ幅 (1/100 mm)												最大ひびわれ幅 (mm)	残留幅 (mm)	スパン中央1mのひびわれ 本数	スパン中央1mのひびわれ 総幅 (mm)										
		49.5	43.4	39.5	37	24.3	20.3	12.3	2.7	4.5	15	21	31					34	40	48							
0.12	0.10																									0	0
1.10	0.49																									0	0
2.17	0.92			2																					9	0.305	
3.10	1.29			2.5																					11	0.485	
4.02	1.66			2.5																					13	0.685	
5.14	2.11			2.5																					15	0.95	
6.07	2.48			2.5																					15	1.35	
7.15	2.91			2.5																					15	1.525	

第 5.39 表および第 5.40 表は、RC 桁と PC 桁について、最大ひびわれ幅が 0.1 mm のときの曲げモーメント $M_{0.1}$ および 0.2 mm のときの曲げモーメント $M_{0.2}$ を比較したもので、それぞれのひびわれ曲げモーメント M_{cr} に対する比は、 $\phi 22$ mm の鉄筋を用いた実験 4 の RC 桁では $M_{0.1}$ に対し、丸鋼使用の場合 1.22, 1.24, 平均 1.23, 異形丸鋼使用の場合 1.55, $M_{0.2}$ に対し、それぞれ 2.17, 2.36, 平均 2.22 および 3.25 であって、PC 桁の 1.00 および 1.09 に比べて著しく大きい値を示している。また、 $\phi 16$ mm の鉄筋を用いた実験 5 の RC 桁では、 $M_{0.1}$ は丸鋼使用の場合 M_{cr} の 1.86 (2.56), 2.40 平均, 2.13 (2.48) 倍, 異形丸鋼およびネジリ棒鋼など異形鉄筋使用の場合 M_{cr} の 2.33~2.79, 平均 2.46 倍, $M_{0.2}$ はそれぞれ M_{cr} の 3.02 (4.15), 3.79, 平均 3.40 (3.97) 倍および 3.56~4.36, 平均 4.01 倍で、更に大きい値を示している。かっこ内の数値は No. 4-1 桁のひびわれ荷重推定値に対する値である。

第 5.39 表 荷重とひびわれ幅の関係 1 (実験 4)

桁番号	使用鉄筋	ひびわれ曲げモーメント M_{cr} (t·m) ①	最大ひびわれ幅 0.1 mm		最大ひびわれ幅 0.2 mm		破壊曲げモーメント (M_B) (t·m)
			$M_{0.1}$ (t·m) ②	比 ②/①	$M_{0.2}$ (t·m) ③	比 ③/①	
3-1	丸鋼 2 ϕ 22	1.13	1.36	1.22	2.66	2.36	4.27
3-3	丸鋼 1 ϕ 22	0.87	1.08	1.24	1.89	2.17	2.72
3-4	異形丸鋼 1D22	0.93	1.44	1.55	3.02	3.25	3.22
3-5	P C 鋼棒 1 ϕ 22	5.34	5.34	1.00	5.84	1.09	7.39

第 5.40 表 荷重とひびわれ幅の関係 2 (実験 5)

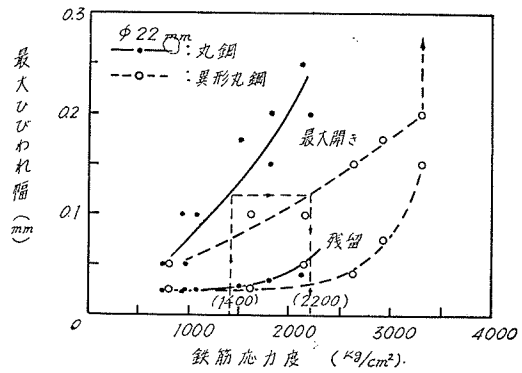
桁番号	使用鉄筋	ひびわれ曲げモーメント M_{cr} (t·m) ①	最大ひびわれ幅 0.1 mm		最大ひびわれ幅 0.2 mm		破壊曲げモーメント M_B (t·m)
			$M_{0.1}$ (t·m) ②	比 ②/①	$M_{0.2}$ (t·m) ③	比 ③/①	
4-1	丸鋼 2 ϕ 16	(0.66) 0.906	1.69	(2.56) 1.86	2.74	(4.15) 3.02	3.14
4-2	異形丸鋼 2D16	0.682	1.90	2.79	2.75	4.04	3.29
4-3	ネジリ棒鋼 2D16	0.706	1.69	2.39	2.88	4.08	4.56
4-4	丸鋼 2 ϕ 16	0.706	1.70	2.40	2.68	3.79	3.02
4-5	異形丸鋼 2D16	0.710	1.69	2.34	3.10	4.36	3.76
4-6	ネジリ棒鋼 2D16	0.910	2.12	2.33	3.24	3.56	4.84

注) かっこ内の数値は M_{cr} の推定値 0.66 t·m に対する値

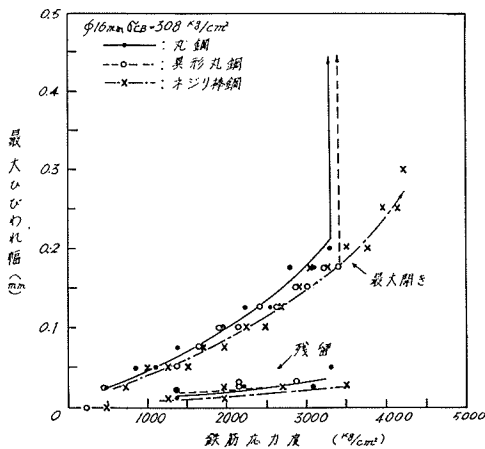
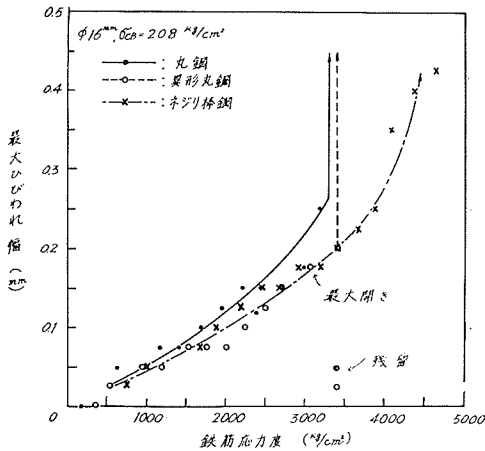
このように、PC 桁ではひびわれ発生後急にひびわれの幅が増大するのに対して、RC 桁では荷重の増加にともなって徐々に幅を増し、異形鉄筋に比べて付着強度の小さい丸鋼使用の場合でも、ひびわれ発生時の 2 倍以上の荷重になってようやく最大ひびわれ幅が 0.2 mm に達するという事は注目に値する。

第 5.18 図は鉄筋応力度と最大ひびわれ幅との関係を、実験 4 の丸鋼使用桁と異形丸鋼使

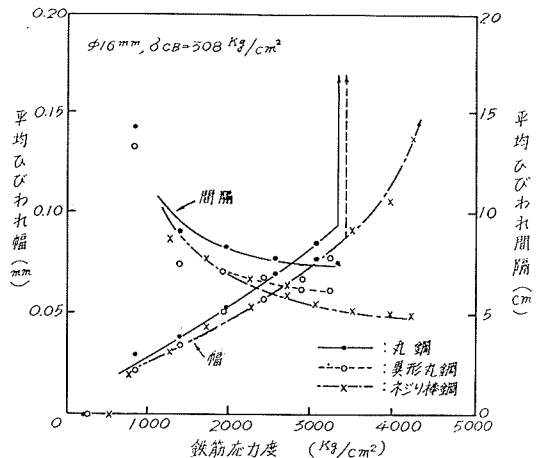
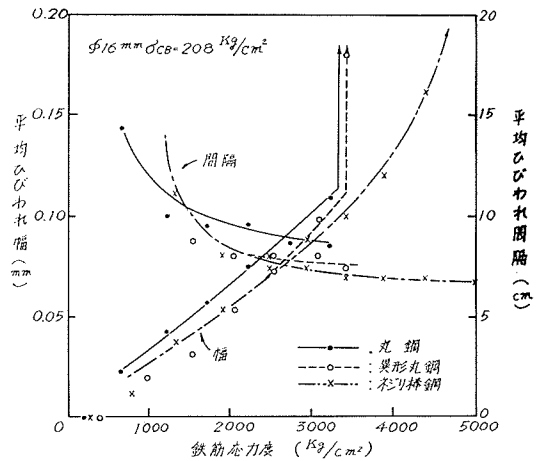
用桁について比較したもので、ひびわれ発生直後では差は認められないが、荷重の増加とともに差を生じ、最大ひびわれ幅が0.1, 0.2 mm のときの鉄筋応力度は、丸鋼使用の場合 1250, 1950 kg/cm² であるのに対し、異形丸鋼使用の場合は 1850, 3300 kg/cm² で、同じひびわれ幅に対して異形丸鋼は丸鋼の約50%増の応力度を利用できることを示している。例えば、丸鋼の応力度を 1400 kg/cm² まで利用できるものとすれば、図よ



第 5.18 図 鉄筋応力度と最大ひびわれ幅の関係 (実験 4)



第 5.19 図 鉄筋応力度と最大ひびわれ幅の関係 2 (実験 5)



第 5.20 図 鉄筋応力度と平均ひびわれ幅および間隔との関係 (実験 5)

りびわれ幅は 0.12 mm となり、これに対し異形丸鋼では 2200 kg/cm² の応力度まで利用できることになる。

一方、ひびわれの残留幅は、丸鋼使用の場合は最大ひびわれ幅が 0.2 mm 以下であれば 0.05 mm 以下になり、ひびわれ発生時の 0.025~0.05 mm と大差なく肉眼で発見し得る限度の微小なものである。異形丸鋼使用の場合は、最大幅が 0.02 mm のときには鉄筋応力度がすでに降伏点に達しているため、残留幅は 0.15 mm となって相当大きい値を示しているが、第 5.30 表よりひびわれ荷重の 2.5~3 倍の荷重に対しては 0.05 mm 程度で、ひびわれ発生時の幅と同等の状態を示すことがわかる。

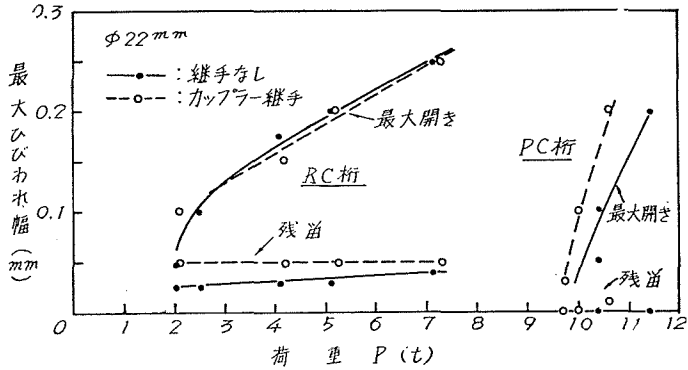
第 5.19 図は実験 5 の RC 桁について同様の比較を行なったもので、第 5.18 図と同様の傾向を示すが、丸鋼と異形丸鋼の差は少ない。また、最大ひびわれ幅が 0.2 mm のときの鉄筋応力度は異形丸鋼の場合降伏点応力度の 3300 kg/cm² に近い状態に達しており、一方ひびわれの残留幅は降伏点応力度以下の場合はずべて 0.05 mm 以下を示すが、これは使用鉄筋が ϕ 16 mm で実験 4 よりも細くなったためと思われる。更に、丸鋼、異形丸鋼など普通鉄筋の場合には降伏点応力度に達すると急にひびわれ幅が増大するのに対し、ネジリ棒鋼では連続した関係を示し、この領域においてはネジリ棒鋼がひびわれに対して有利であることがわかる。

第 5.20 図は実験 5 の RC 桁について、鉄筋応力度とスパン中央 1 m 区間の平均ひびわれ幅および平均ひびわれ間隔を示したもので、異形鉄筋使用の場合は丸鋼使用の場合よりひびわれ幅が小さく、前述のようにひびわれに対して有利であることがわかる。

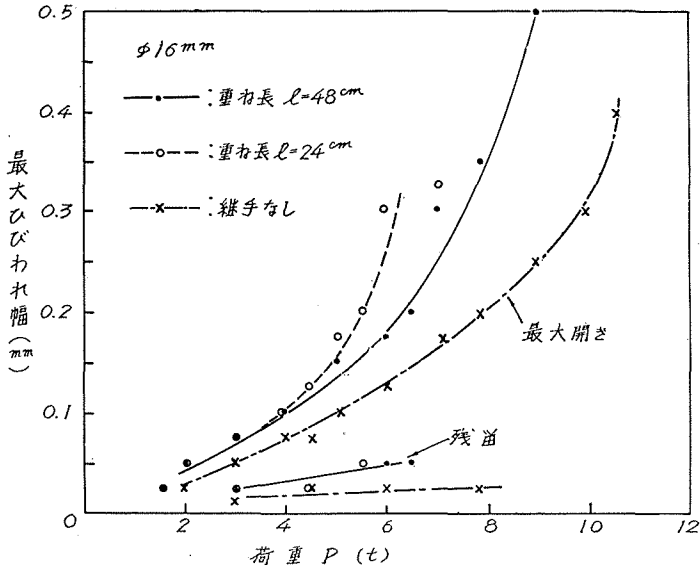
RC 桁の設計基準とすべきひびわれ幅の限界値については、一般の場合 0.2~0.5 mm、湿度の多い場合 0.15 mm のひびわれであれば腐蝕に対して安全であるといわれており^{24),35)}、またヨーロッパコンクリート委員会では腐蝕作用をうける場合 0.1 mm、一般の場合 0.2 mm、腐蝕に対して保護処理をした場合 0.3 mm を基準にしている²⁸⁾。しかし、以上に述べたように比較的大きい残留を示す場合もあり、また繰返し荷重をうけた場合の疲労の問題など不明の点もあるから、十分安全をみて、一時的な活荷重によって 0.2 mm 程度のひびわれが生じて、常時うける死荷重に対してはひびわれ幅が 0.05 mm 以下になるように基準を定めるのがよいと考える。結局、RC 桁では、一時的な活荷重に対する基準荷重として、丸鋼に対してはひびわれ曲げモーメントの 1.8 倍の荷重を、異形鉄筋に対してはその 50% 増の荷重を採用し、適当な安全度をもたせるのがよいと考える。

PC 桁では、ひびわれ発生後のひびわれ幅が急に増大することを考慮して、ひびわれ曲げモーメントを基準にするのが適当であると考えられる。

第 5.21 図は鉄筋および PC 鋼棒を切削ネジを用いたカップラーで継いだ場合と継手のない場合のひびわれ状態を比較したもので、丸鋼使用の RC 桁では差は認められない。PC 桁では、同一ひびわれ幅に対する荷重はカップラー継手のある場合の方が多少小さい値を示しているが、継手を用いない場合の 90% 以上の荷重を示し、またひびわれ幅が急に増大するためば



第5.21図 カップラー継手の影響



第5.22図 ネジリ棒の重ね継手の影響

らつきが大きいと思われること、破壊荷重では差のないことなどから、RC桁の場合と同様にカップラー継手による影響はないものと考えられる。

第5.22図はネジリ棒鋼の重ね継手について同様の比較を行なったもので、同一ひびわれ幅に対する荷重は継手を用いた桁の方が小さいが、これは第5.37表および第5.38表からもわかるように、重ね合せ部分の鉄筋端に大きいひびわれが集中するためで、同等の破壊荷重を得る重ね長さ $l=48\text{ cm}$ の場合でもひびわれに対して多少不利になることを示している。しかし、ひびわれ幅が 0.2 mm のときの荷重はひびわれ荷重の3倍以上の値を示し、残留幅も 0.05 mm 以下であるから、活荷重に対するひびわれの基準荷重は継手を用いない場合と同様にすることができると考える。

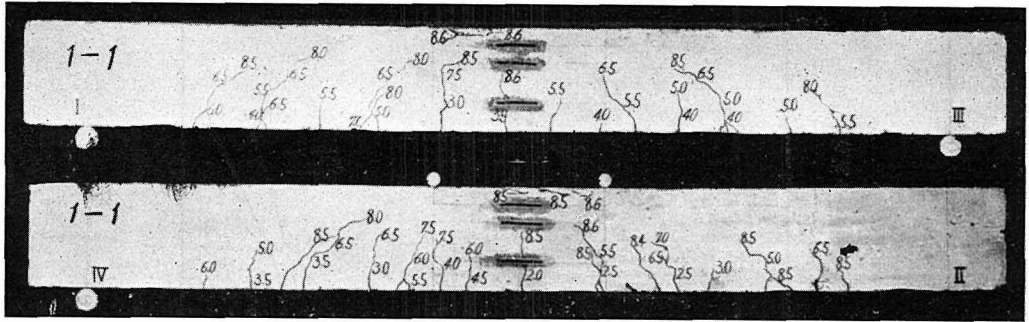


写真 5.3 RC 桁, No. 1-1, $P_{cr}=1.65$ t, $P_B=8.6$ t, $\sigma_{cB}=226$ kg/cm², SS 41 丸鋼

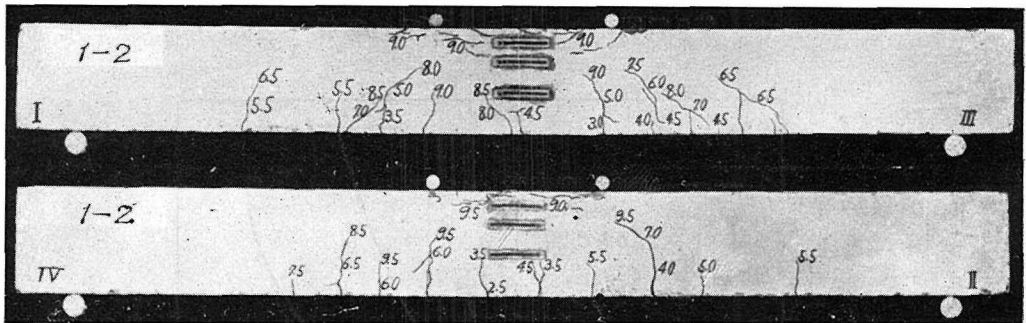


写真 5.4 RC 桁, No. 1-2, $P_{cr}=2.4$ t, $P_B=9.8$ t, $\sigma_{cB}=244$ kg/cm², SS 41 丸鋼

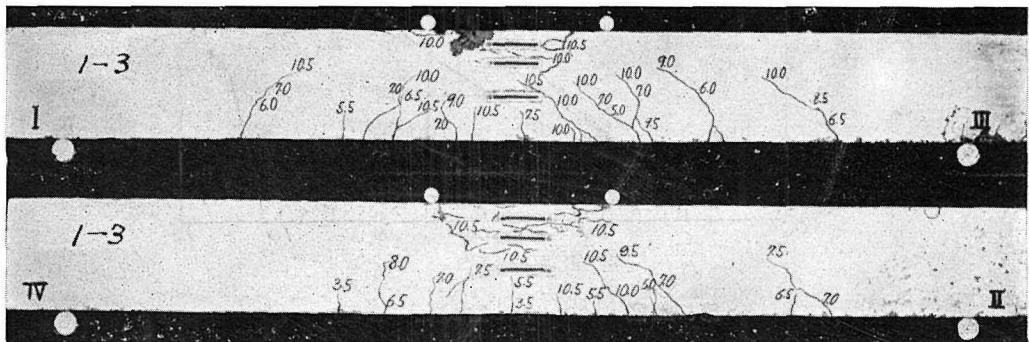


写真 5.5 RC 桁, No. 1-3, $P_{cr}=2.5$ t, $P_B=10.5$ t, $\sigma_{cB}=251$ kg/cm², SS 41 丸鋼

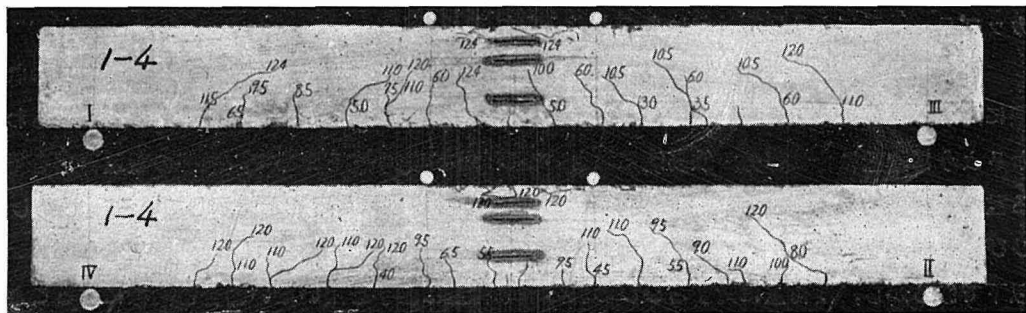


写真 5.6 RC 桁, No. 1-4, $P_{cr}=2.7$ t, $P_B=12.4$ t, $\sigma_{cB}=280$ kg/cm², SS 41 丸鋼

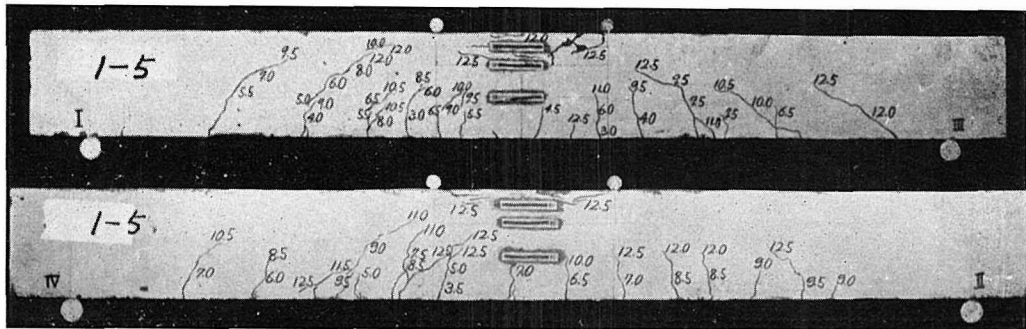


写真 5.7 RC 桁, No. 1-5, $P_{cr}=2.6$ t, $P_B=12.5$ t, $\sigma_{cB}=300$ kg/cm², SS 41 丸鋼

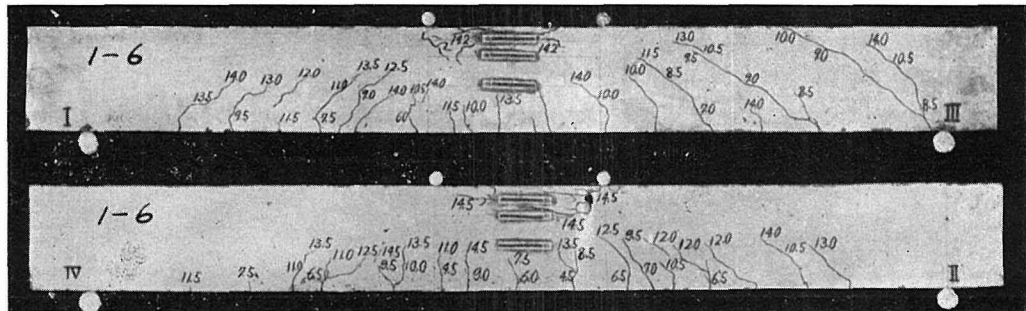


写真 5.8 RC 桁, No. 1-6, $P_{cr}=2.7$ t, $P_B=14.2$ t, $\sigma_{cB}=320$ kg/cm², SS 41 丸鋼

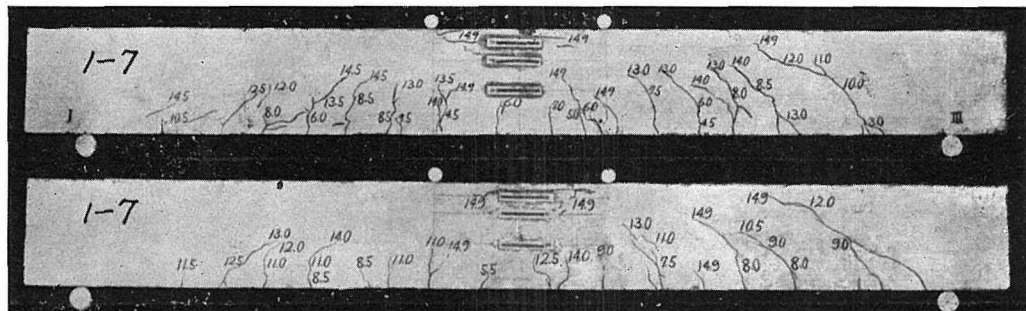


写真 5.9 RC 桁, No. 1-7, $P_{cr}=3.1$ t, $P_B=14.9$ t, $\sigma_{cB}=353$ kg/cm², SS 41 丸鋼

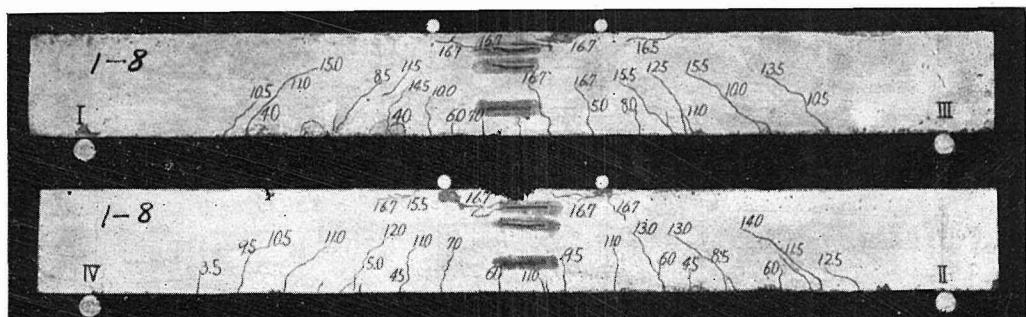


写真 5.10 RC 桁, No. 1-8, $P_{cr}=3.4$ t, $P_B=16.8$ t, $\sigma_{cB}=378$ kg/cm², SS 41 丸鋼

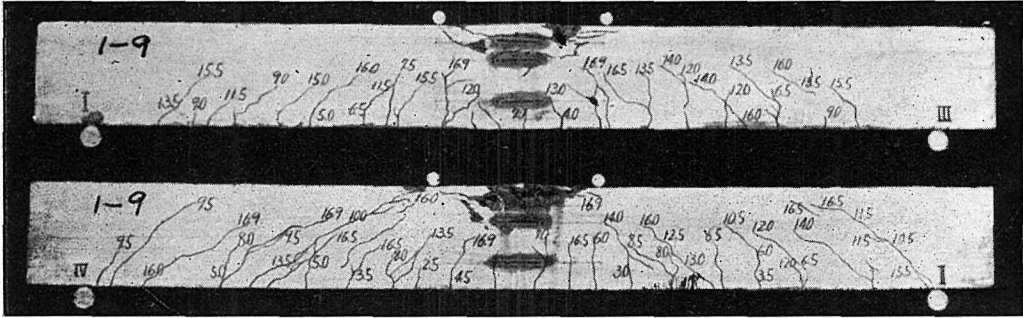


写真 5.11 RC 桁, No. 1-9, $P_{cr}=3.3t$, $P_B=16.9t$, $\sigma_{cB}=411 \text{ kg/cm}^2$, SS 41 丸鋼

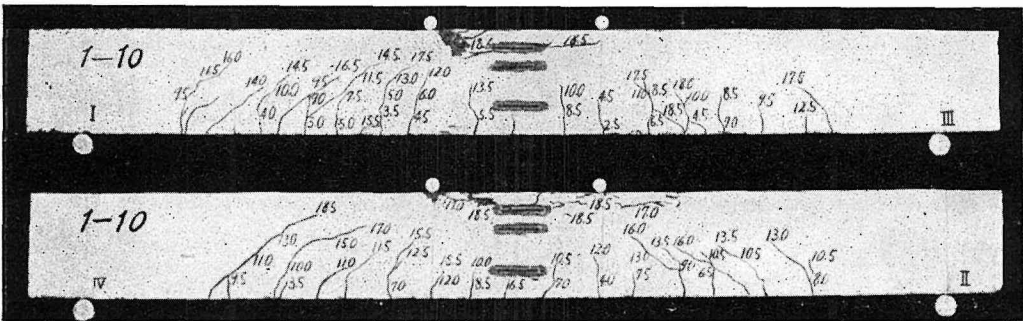


写真 5.12 RC 桁, No. 1-10, $P_{cr}=3.5t$, $P_B=18.6t$, $\sigma_{cB}=452 \text{ kg/cm}^2$, SS 41 丸鋼

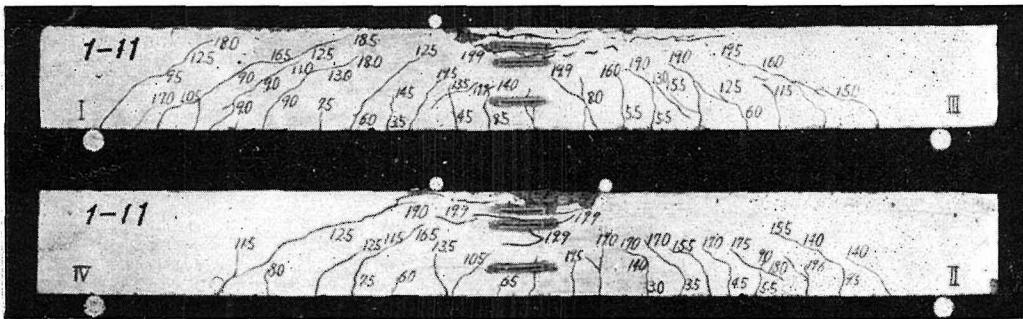


写真 5.13 RC 桁, No. 1-11, $P_{cr}=3.3t$, $P_B=19.9t$, $\sigma_{cB}=530 \text{ kg/cm}^2$, SS 41 丸鋼

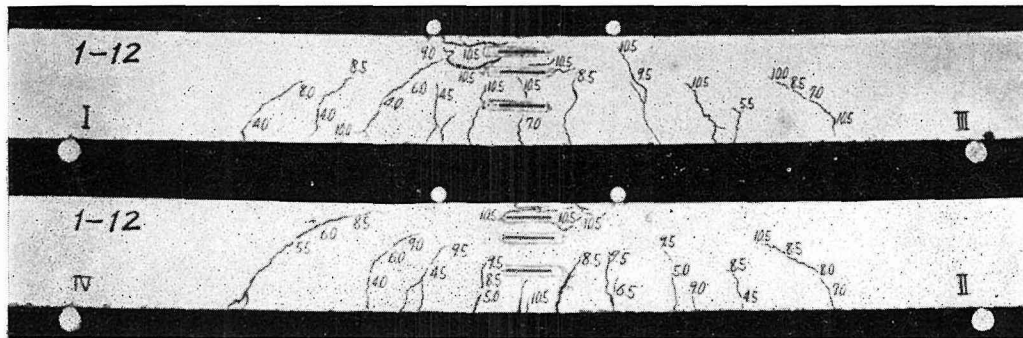


写真 5.14 RC 桁, No. 1-12, $P_{cr}=2.1t$, $P_B=10.5t$, $\sigma_{cB}=287 \text{ kg/cm}^2$, SS 41 丸鋼

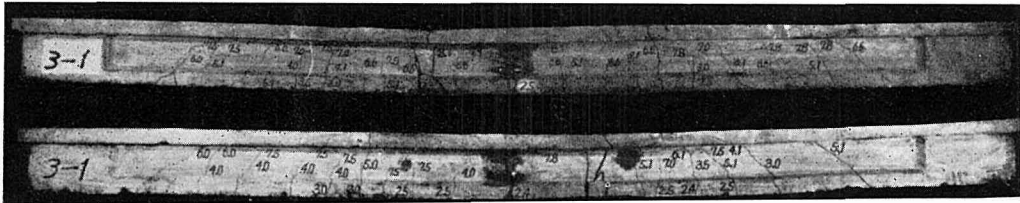


写真 5.15 RC 桁, No. 3-1, $P_{cr}=2.04\text{ t}$, $P_B=8.20\text{ t}$, $\sigma_{cB}=410\text{ kg/cm}^2$, SS 41 丸鋼



写真 5.16 RC 桁, No. 3-2, $P_{cr}=2.10\text{ t}$, $P_B=8.27\text{ t}$, $\sigma_{cB}=408\text{ kg/cm}^2$, SS 41 丸鋼, カップラー継手



写真 5.17 RC 桁, No. 3-3, $P_{cr}=1.50\text{ t}$, $P_B=5.20\text{ t}$, $\sigma_{cB}=416\text{ kg/cm}^2$, SS 41 丸鋼

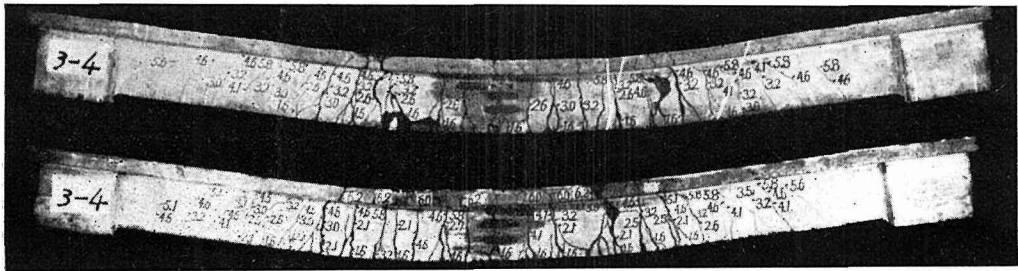


写真 5.18 RC 桁, No. 3-4, $P_{cr}=1.62\text{ t}$, $P_B=6.20\text{ t}$, $\sigma_{cB}=408\text{ kg/cm}^2$, SSD 39 異形丸鋼

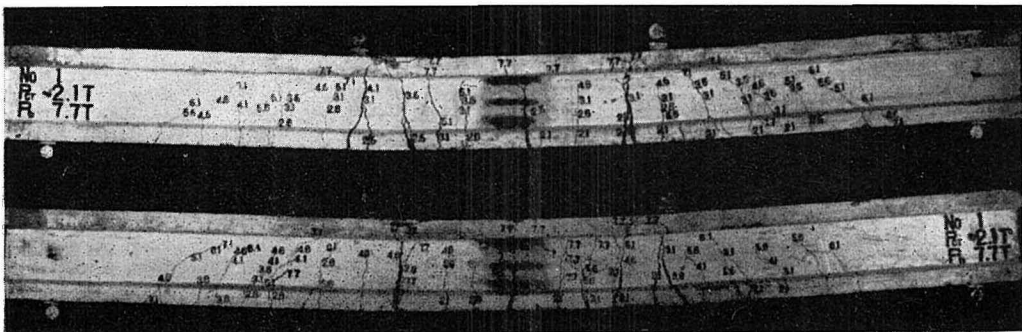


写真 5.19 RC 桁, No. 4-1, $P_{cr}=21.3\text{ t}$, $P_B=7.72\text{ t}$, $\sigma_{cB}=208\text{ kg/cm}^2$, SS 50 丸鋼

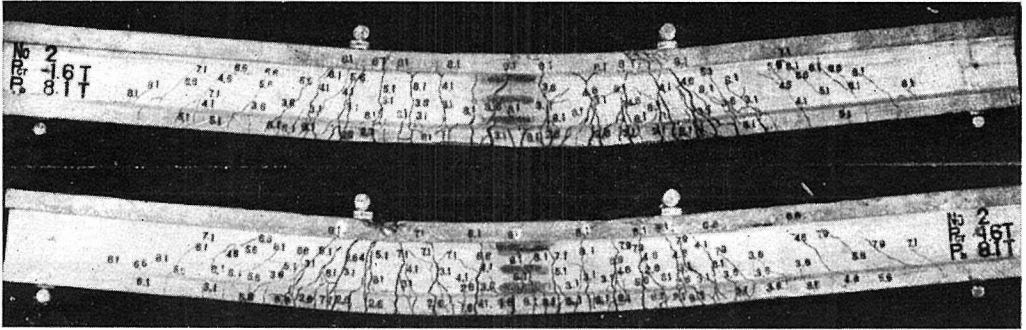


写真 5.20 RC 桁, No. 4-2, $P_{cr}=1.57$ t, $P_B=8.10$ t, $\sigma_{cB}=208$ kg/cm², SSD 49 異形丸鋼

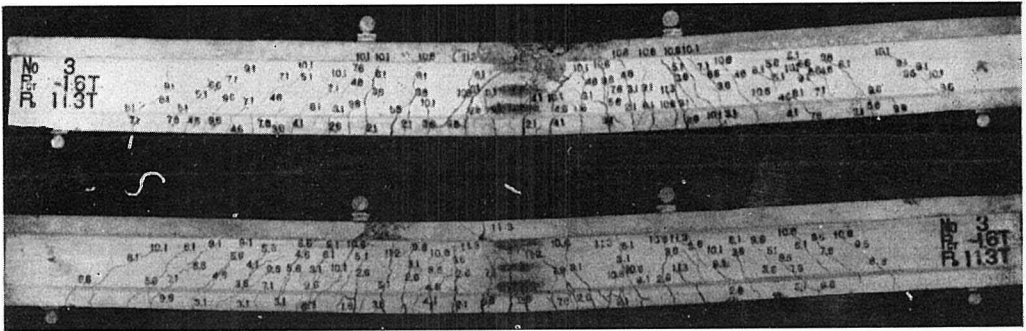


写真 5.21 RC 桁, No. 4-3, $P_{cr}=1.63$ t, $P_B=11.27$ t, $\sigma_{cB}=208$ kg/cm², ネジリ棒鋼

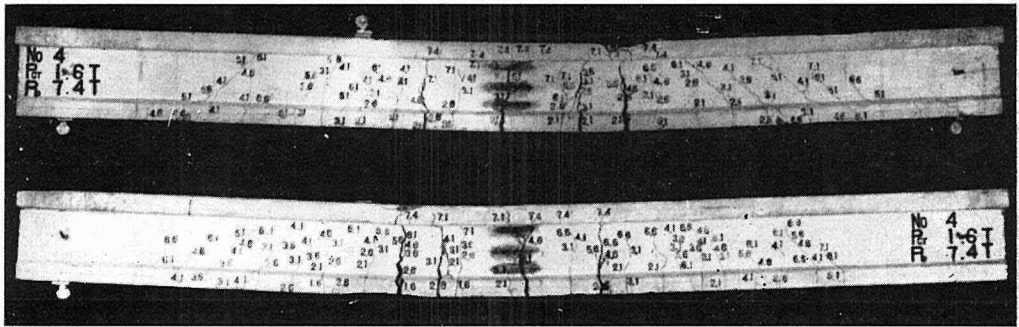


写真 5.22 RC 桁, No. 4-4, $P_{cr}=1.63$ t, $P_B=7.42$ t, $\sigma_{cB}=308$ kg/cm², SS 50 丸鋼

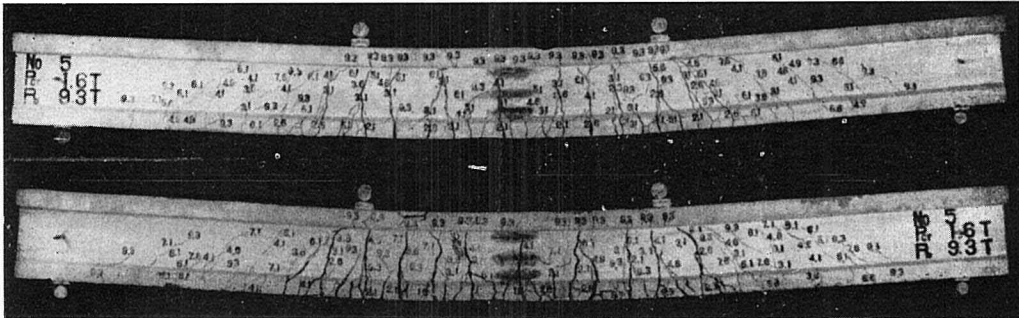


写真 5.23 RC 桁, No. 4-5, $P_{cr}=1.64$ t, $P_B=9.27$ t, $\sigma_{cB}=308$ kg/cm², SSD 49 異形丸鋼

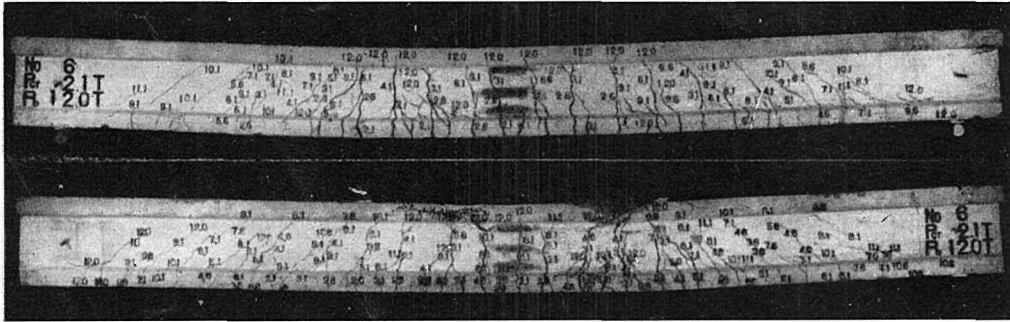


写真 5.24 RC 桁, No. 4-6; $P_{rc}=2.14$ t, $P_B=11.93$ t, $\sigma_{cB}=308$ kg/cm², ネジリ棒鋼

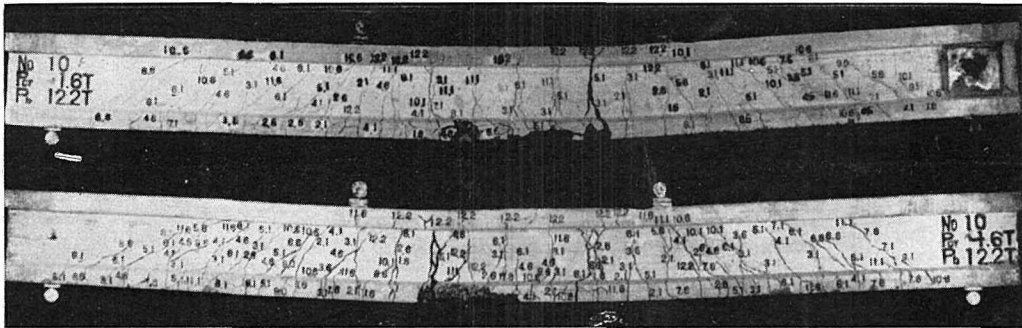


写真 5.26 RC 桁, No. 4-10, $P_{cr}=1.62$ t, $P_B=12.17$ t, $\sigma_{cB}=353$ kg/cm², ネジリ棒鋼, 重ね継手, $l=48$ cm

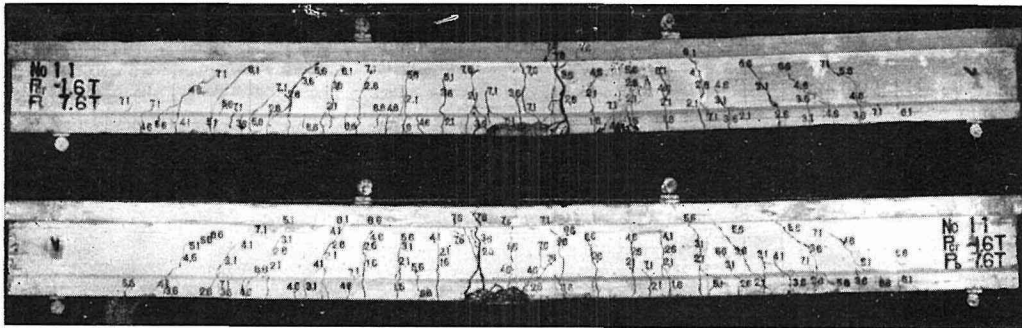
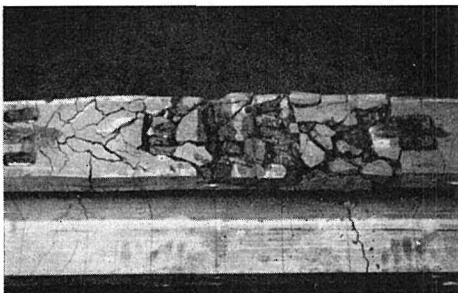
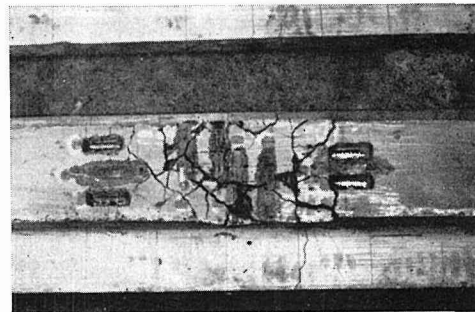


写真 5.26 RC 桁, No. 4-11, $P_{cr}=1.64$ t, $P_B=7.64$ t, $\sigma_{cB}=353$ kg/cm², ネジリ棒鋼, 重ね継手, $l=24$ cm



(a) No. 4-10 桁 ($l=48$ cm)



(b) No. 4-11 桁 ($l=24$ cm)

写真 5.27 重ね継手部分のひびわれ状態

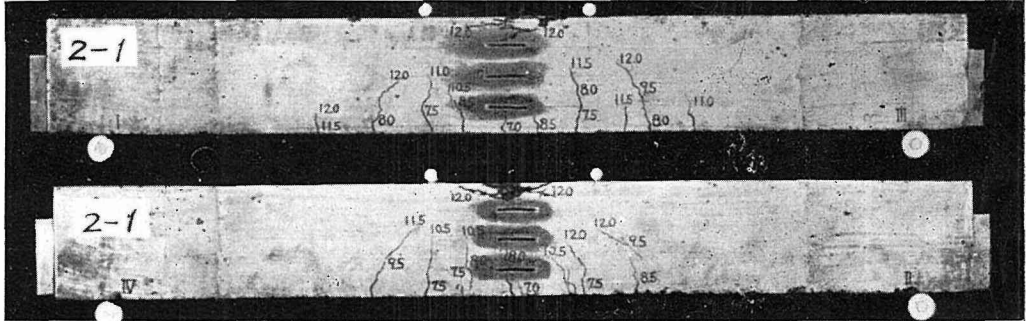


写真 5. 28 PC桁, No. 2-1, $P_{cr}=7.0$ t, $P_B=12.0$ t, $\sigma_{eB}=530$ kg/cm², $P_v=21.65$ t

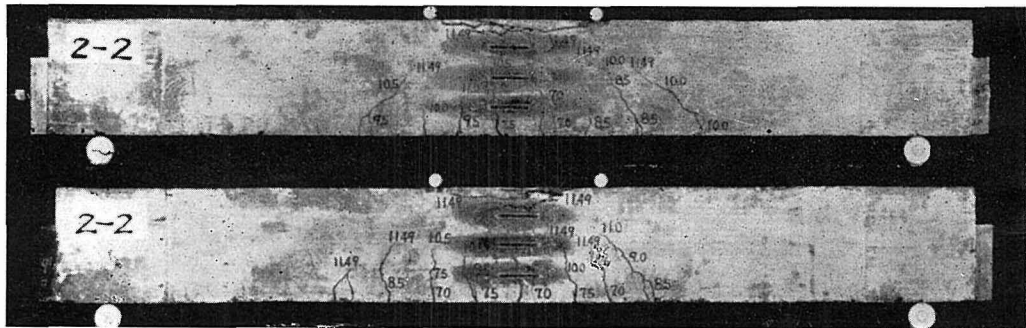


写真 5. 29 PC桁, No. 2-2, $P_{cr}=5.5$ t, $P_B=11.49$ t, $\sigma_{eB}=520$ kg/cm², $P_v=18.72$ t

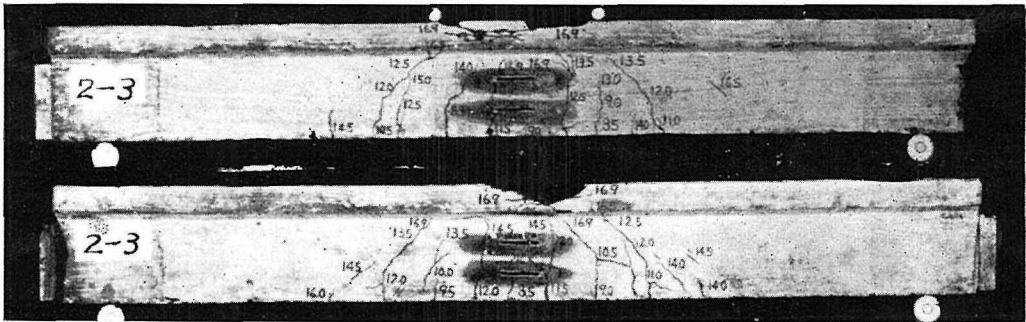


写真 5. 30 PC桁, No. 2-3, $P_{cr}=8.5$ t, $P_B=16.9$ t, $\sigma_{eB}=539$ kg/cm², $P_v=21.65$ t

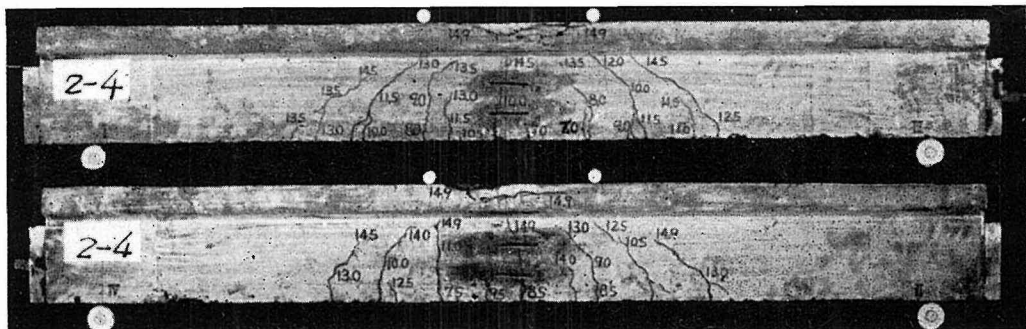


写真 5. 31 PC桁, No. 2-4, $P_{cr}=6.5$ t, $P_B=14.9$ t, $\sigma_{eB}=513$ kg/cm², $P_v=18.72$ t

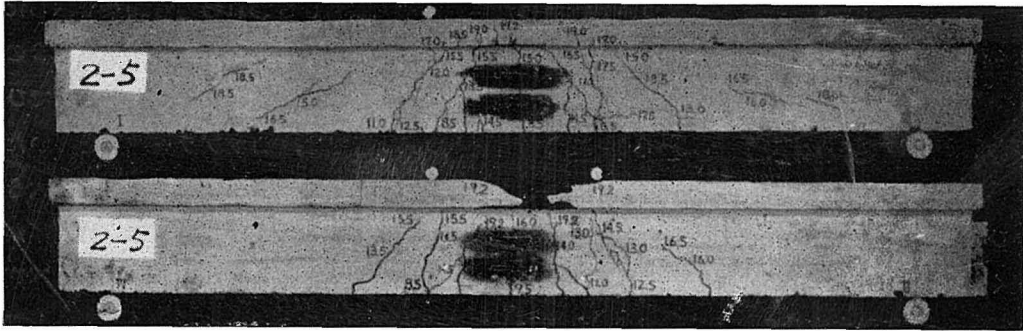


写真 5.32 PC 桁, No. 2-5, $P_{cr}=8.5\text{ t}$, $P_B=19.2\text{ t}$, $\sigma_{cB}=474\text{ kg/cm}^2$, $P_v=21.65\text{ t}$

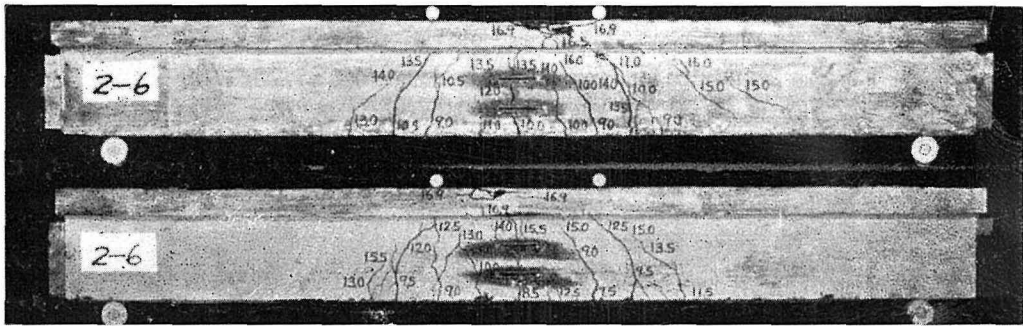


写真 5.33 PC 桁, No. 2-6, $P_{cr}=7.5\text{ t}$, $P_B=16.9\text{ t}$, $\sigma_{cB}=452\text{ kg/cm}^2$, $P_v=18.72\text{ t}$

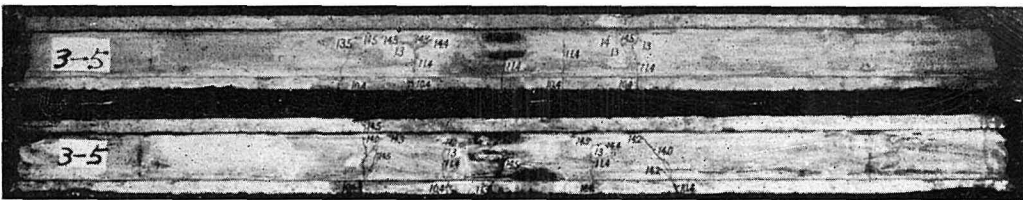


写真 5.34 PC 桁, No. 3-5, $P_{cr}=10.4\text{ t}$, $P_B=14.5\text{ t}$, $\sigma_{cB}=434\text{ kg/cm}^2$, $P_v=22.0\text{ t}$

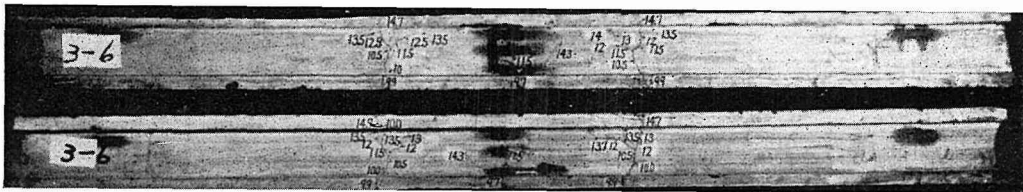


写真 5.35 PC 桁 No. 3-6, $P_{cr}=9.7\text{ t}$, $P_B=14.7\text{ t}$, $\sigma_{cB}=430\text{ kg/cm}^2$, $P_v=22.0\text{ t}$, カップラ-継手

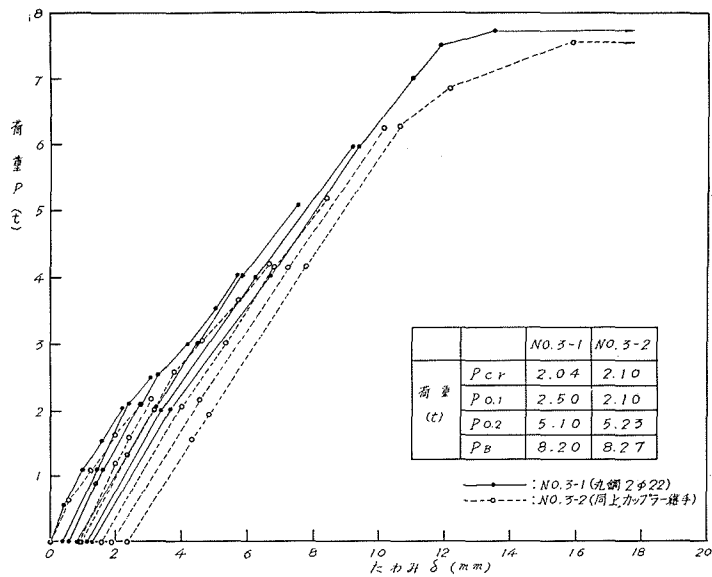
写真 5.3~5.35 は全試験桁について行なった肉眼観察によるひびわれの追跡結果を示したもので、記入したひびわれは破壊状態におけるものである。写真 5.3~5.14 に示す実験 2 の RC 桁では、コンクリート強度および鉄筋比が大きい方がひびわれ間隔が狭く支点付近までひびわれが生じている。写真 5.15~5.18 に示す実験 4 の RC 桁では、カップラー継手を用いた影響は認められず、また丸鋼使用の No. 3-3 桁ではひびわれ間隔が大きく載荷点附近に大きいひびわれが集中的に入っているのに対し、異形丸鋼使用の No. 3-4 桁ではひびわれ間隔が狭く、多数のひびわれが分散して生じ、残留たわみの状態も一様な弯曲を示している。写真 5.19~5.24 に示す実験 5 の RC 桁では、丸鋼および異形丸鋼使用桁の場合は実験 4 の場合と同様の状態を示している。ネジリ棒鋼使用の桁では異形丸鋼使用の場合と同様のひびわれ状態を示しているが、残留たわみは小さい。写真 5.25, 5.26 に示すネジリ棒鋼を重ね継手として用いた桁では、重ね長さ $l=48$ cm の No. 4-10 桁のひびわれ間隔は、No. 4-6 桁と比べて大差ないが、破壊時に重ね継手の鉄筋端部分に大きいひびわれが生じて継手部分のコンクリートが脱落した。重ね長さ $l=24$ cm の No. 4-11 桁のひびわれ間隔は多少大きくなっているが、これは荷重が小さいうちに破壊したため、重ね長さが不足していることを示している。写真 5.27 は桁底面の重ね継手部分のひびわれ状態で、鉄筋がずれてコンクリートに横方向の引張力を与えたことが認められる。このように重ね継手部分は弱点となるおそれがあるから、スターラップその他で十分補強する必要がある。写真 5.28~5.33 は実験 3 の PC 桁を、写真 5.34 および 5.35 は実験 4 の PC 桁を示したもので、PC 桁ではひびわれ本数が少なく、間隔も大きいことがわかる。写真 5.35 はカップラー継手を用いた PC 桁であるが、その影響は認められない。

(3) たわみ

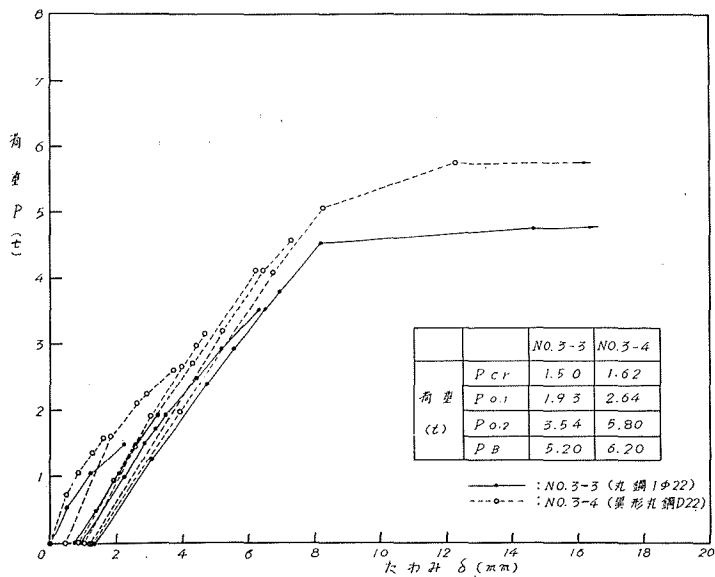
第 5.23 図~第 5.28 図は、スパン中央のたわみの実測結果を、実験 4 および 5 の RC 桁、PC 桁について示したものである。

図より、RC 桁の荷重・たわみ曲線はひびわれの発生によって多少勾配を変えるが、その後かなりの荷重に達するまで直線的に進んで弾性的性状を示し、破壊荷重近くなって鉄筋が降伏して急にたわみを増すのに対し、PC 桁ではひびわれ発生後の荷重増加によるたわみの増加は著しく、前項で述べたひびわれの成長状況と同様の傾向を示すことがわかる。

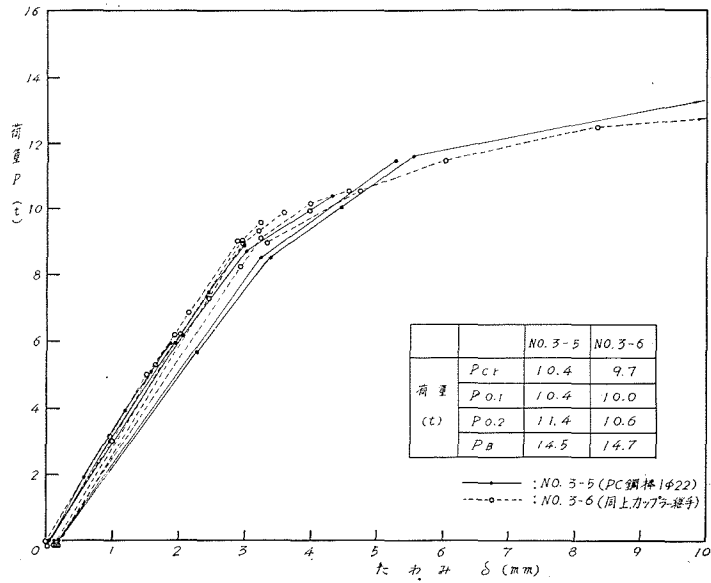
第 5.24 図は実験 4 の丸鋼および異形丸鋼使用桁のたわみを示したもので、ひびわれ荷重の 2 倍の荷重に対し、前者ではたわみ 5.2 mm、残留たわみ 1.3 mm、後者ではそれぞれ 4.7 mm、1.05 mm を示し大差ないが、最大ひびわれ幅 0.2 mm のときのたわみは丸鋼使用桁は異形丸鋼使用桁の約 1.6 倍の値を示している。また、破壊時のたわみの状態は、丸鋼使用桁では載荷点で急に折れ曲がるのに対して異形丸鋼使用桁では連続的な弯曲を示し鉄筋の付着状態の影響がみられた。第 5.26 図および第 5.27 図は実験 5 の RC 桁について、丸鋼、異形丸鋼およびネジリ棒鋼使用の場合を比較したもので、丸鋼および異形丸鋼使用桁では両者の差は認められない。



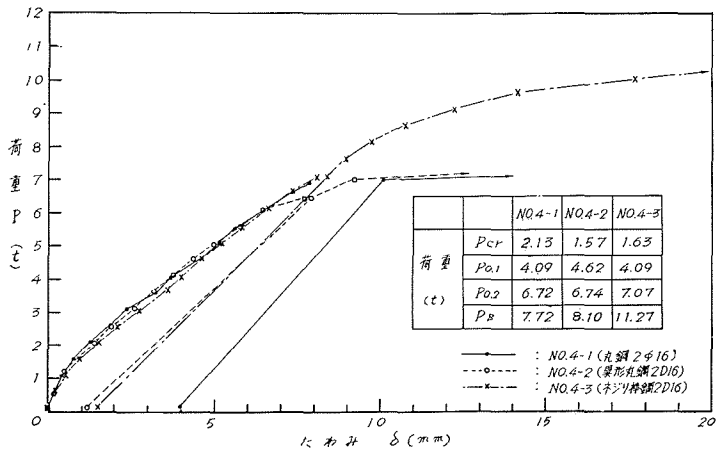
第 5.23 図 RC 桁 No. 3-1, 3-2 の荷重・たわみ曲線 (実験 4)



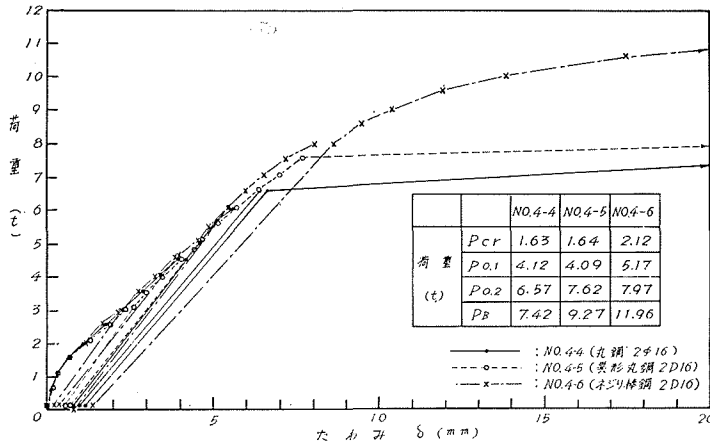
第 5.24 図 RC 桁 No. 3-3, 3-4 の荷重・たわみ曲線 (実験 4)



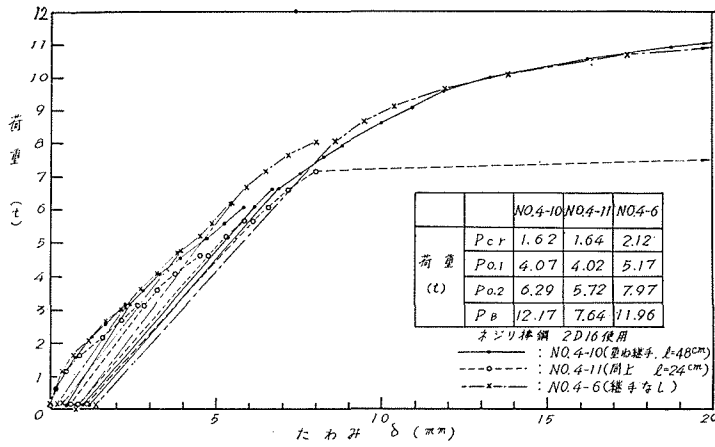
第5.25図 PC桁No. 3-5, 3-6の荷重・たわみ曲線(実験4)



第5.26図 RC桁No. 4-1~4-3の荷重・たわみ曲線(実験5)



第 5.27 図 RC 桁 No. 4. 4~4. 6 の荷重・たわみ曲線 (実験 5)



第 5.28 図 RC 桁 No. 4.-10, 4.-11 の荷重・たわみ曲線 (実験 5)

が、ネジリ棒鋼使用の桁は明瞭な降伏状態を示さない。これはネジリ棒鋼の応力・ひずみ曲線が丸鋼および異形丸鋼などの普通鉄筋の場合と異なり明瞭な降伏点を示さないためであって、ひびわれの場合と同様に、ネジリ棒鋼は普通鉄筋が降伏点応力度に達した後の領域において特徴を発揮することを示している。

RC 桁のたわみの残留は、実験 4 の丸鋼使用桁ではひびわれ荷重の 2 倍の荷重に対し、また異形丸鋼使用桁では 3 倍の荷重に対して、たわみがそれぞれ 5.7, 5.2 および 7.3 mm のとき、0.8, 1.3 および 1.25 mm であって、スパンの約 1/500 のたわみに対して残留たわみはスパンの 1/2000 以下の値を示し微小である。実験 5 の桁では、残留たわみは更に小さく、ひびわれ荷重の 3~4 倍の 6 t の荷重に対して、たわみが約 6 mm のとき残留たわみは 1 mm 以下で、スパンの約 1/400 のたわみに対し残留たわみはスパンの 1/2400 以下の値となっている。したがって、前項で述べたひびわれに対する基準荷重はたわみの状態から考えても妥当であることがわかる。

第 5.23 図および第 5.25 図より、カップラー継手使用の RC 桁および PC 桁は、継手のない場合と比較して大差ないことがわかる。カップラー継手使用の RC 桁 No. 3—2 の残留たわみは、継手のない No. 3—1 桁と比較して大きく約 2 倍の値を示しているが、ひびわれ荷重の 2 倍の荷重に対して 1.6 mm で、スパンの 1/2000 程度の微小なものであるから十分実用に耐え得るものとする。

第 5.28 図は重ね継手を有するネジリ棒鋼使用の場合を示したもので、重ね継手を用いた No. 4—10 桁および No. 4—11 桁は継手のない No. 4—6 桁に比べてたわみおよびその残留が多少大きくなる傾向があるが、重ね長さ $l=48$ cm の No. 4—10 桁では差は微小である。重ね長さ $l=24$ cm の No. 4—11 桁は荷重 7 t で急にたわみを増し破壊しているが、これは重ね長さが十分でなかったためである。

全試験桁のうち、異形丸鋼およびネジリ棒鋼を用いた桁では鉄筋定着のためのフックを省略したが、これによってひびわれおよび破壊荷重、ひびわれの状況およびたわみなどすべてについて不都合は生じなかった。

5.6 結 論

以上を総括すれば、著者の行なった実験の範囲において次のような結論が得られる。

破壊およびひびわれ曲げモーメントについて

(1) RC 桁の破壊荷重はひびわれ荷重の 3~7 倍を示すのに対し、PC 桁ではひびわれ荷重の約 2 倍を示し、RC 桁のひびわれ発生後の載荷能力は PC 桁より著しく大である。

(2) 同等の引張強度の鉄筋を用いた RC 桁の破壊荷重は異形丸鋼およびネジリ棒鋼使用桁では丸鋼使用桁に対して、コンクリート強度 $200\sim 300$ kg/cm²、鉄筋比約 0.71% の場合、それぞれ約 10% 増および約 50% 増を示し、異形丸鋼およびネジリ棒鋼などの異形鉄筋は破壊に対

して丸鋼より一般に有利であるが、特にネジリ棒鋼の場合著しい。

(3) 直径 22 mm 以上の普通丸鋼および PC 鋼棒の接続ならびに PC 鋼棒の定着には切削ネジを用いることが可能である。この場合、普通丸鋼の接続および PC 鋼棒の定着にはウィット並目ネジまたはメートル並目ネジで、また PC 鋼棒の接続用としてはメートル細目ネジで十分な結果が得られる。

(4) ネジリ棒鋼の重ね継手の長さは、ドイツの Rippen Torstahl に対する規定に従って定めれば、継手のない場合と同等の破壊荷重が得られる。

(5) 著者の破壊曲げモーメントおよびひびわれ曲げモーメント計算方法は、RC 桁、PC 桁を通じて、断面形、コンクリート強度、鉄筋比および鉄筋の種類などが種々変わる場合にも広範囲に適用することができ、実測値とよく一致した結果を与える。

ひびわれの成長状況について

(6) PC 桁のひびわれ幅の増大は RC 桁に比べて急激である。

(7) RC 桁のひびわれ幅の増大は緩慢であって、丸鋼使用の場合でひびわれ荷重の 2 倍の荷重、異形鉄筋使用の場合で 3 倍の荷重に対して、最大ひびわれ幅は約 0.2 mm 以下、残留たわみは 0.05 mm 程度になり、異形鉄筋は丸鋼よりひびわれに対して有利である。また、丸鋼、異形丸鋼など普通鉄筋使用の桁では、鉄筋が降伏すると急にひびわれの幅を増大するが、ネジリ棒鋼使用桁では連続した関係を示し、ネジリ棒鋼は普通鉄筋が降伏した後の領域において特徴を表わす。

(8) 丸鋼使用の RC 桁のひびわれ間隔は異形丸鋼およびネジリ棒鋼使用の桁に比べて大きく、ひびわれの本数は少ない。また、丸鋼使用の RC 桁では載荷点附近に大きいひびわれが生ずる。

(9) 普通丸鋼および PC 鋼棒の切削ネジを用いたカップラー継手による影響は微小である。

(10) ネジリ棒鋼を重ね継手として用いた桁では、継手部の端に多少大きいひびわれを生じ、重ね長さを鉄筋直径の 30 倍にした場合でも継手のない場合に比べて多少不利になるが、実用的には十分安全であると考えられる。この場合、重ね継手部分はスターラップなどで十分補強する必要がある。

たわみについて

(11) RC 桁の荷重・たわみ曲線は、ひびわれの発生によって多少勾配を変えるが、その後はかなりの荷重まで直線的に進み弾性的であるのに対し、PC 桁ではひびわれ発生後のたわみは急に増大する。

(12) RC 桁において、普通鉄筋使用の桁では、鉄筋が降伏し始めると急にたわみを増すのに対し、ネジリ棒鋼使用桁では連続した関係を示す。

(13) RC 桁の残留たわみは、丸鋼使用の桁ではひびわれ荷重の 2 倍、異形鉄筋使用桁では

ひびわれ荷重の3倍の荷重に対し、スパンの1/2000以下であって微小である。

(14) 普通丸鋼、PC鋼棒のカップラー継手使用の影響は微小である。

(15) ネジリ棒鋼の重ね継手使用による影響は、重ね長さが鉄筋直径の30倍とした場合には認められない。

その他

(16) 異形丸鋼およびネジリ棒鋼の定着フックは省略することができる。

(17) ひびわれに対する基準荷重は、活荷重に対し、ひびわれおよびたわみの状況から、丸鋼使用桁ではひびわれ曲げモーメントの1.8倍、異形丸鋼およびネジリ棒鋼使用の桁ではその50%増とするのがよい。PC桁では、基準荷重はひびわれ曲げモーメントとする必要がある。

6. 単純曲げをうけるRC桁およびPC桁の極限強さ設計法

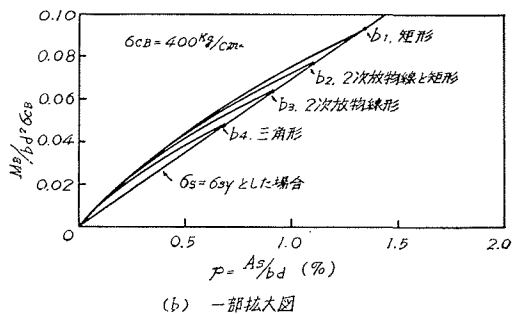
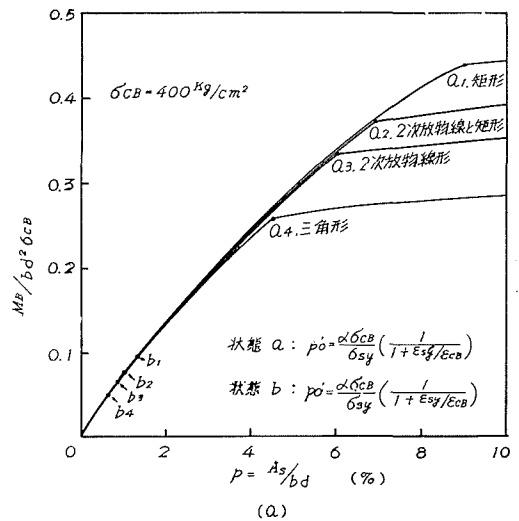
6.1 序 説

本章は、5章までの実験結果に基づき、RC桁およびPC桁の極限強さ設計法について総合的な考察を加え、更に設計計算の便を図るためRC桁の破壊曲げモーメントおよびひびわれ曲げモーメントならびにPC桁の破壊曲げモーメント実用計算図を与えたものである。

6.2 RC桁の極限強さ設計法

RC桁の極限強さ設計法においては、すでに述べたように破壊およびひびわれ曲げモーメントの両者を基準にする必要があることはいうまでもなく、4章の著者の計算式およびコンクリートの力学的諸元を用いれば、他の諸氏の計算式に比べて実験結果とよく一致するが、更に二、三の項目について考察を加えることにする。

第6.1図は、桁破壊時の断面コンクリートの応力分布の形状が破壊曲げモーメント M_B の値に与える影響の一例を示したもので、単鉄筋矩形断面、コンクリート強度



第6.1図 応力分布形状が破壊曲げモーメント M_B に及ぼす影響

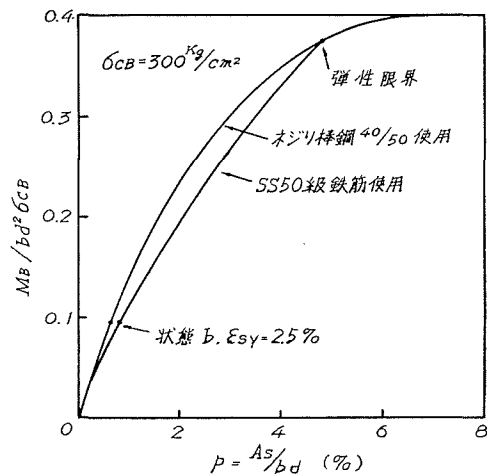
$\sigma_{cB}=400 \text{ kg/cm}^2$ ($\epsilon_{cB}=0.27\%$)，SS 41 の鉄筋 ($\sigma_{sB}=42.5 \text{ kg/mm}^2$ ， $\sigma_{sy}=29.5 \text{ kg/mm}^2$) 使用の場合について，応力分布の形状が矩形，著者の 2 次放物線と矩形の組合せ，および塑性域を無視した 2 次放物線などの場合を比較したが，参考に三角形分布の場合についても示した。図において a, b 点はそれぞれ鉄筋のひずみが降伏点の始点および終点にある状態を示している。

これより，状態 a および b における鉄筋比は，著者の場合を単位の 1 に採れば，矩形，2 次放物線および三角形分布の場合はそれぞれ 1.25, 0.83 および 0.62 となり，応力分布の形状によって鉄筋の応力・ひずみの状態が異なってくるのがわかる。破壊曲げモーメントに与える影響は，計算上の鉄筋応力度が降伏点応力度にある場合はいずれの分布形状でも，仮りに極端に三角形分布としても小さいものであるが，鉄筋比が大で鉄筋応力度が状態 a に達する以前ではかなり差があり，2 次放物線と矩形の組合せの分布形と比較すれば，矩形および 2 次放物線形の場合それぞれ +10%，-10% 程度の差を生ずる。また，鉄筋比が小さくなって鉄筋応力度が状態 b を越える範囲では，同様に矩形および 2 次放物線形の場合それぞれ最大 +5%，-3% 程度の差がでてくるが，降伏点が明瞭でないネジリ棒鋼を用いた RC 桁の場合には，更に差が大になるものと思われる。

以上から，応力分布の形状は，計算の簡便化を図るために極端に単純化したものは広範囲に用いることができず，実験結果と近似状態を示す 2 次放物線と矩形の組合せとするのがよいと考える。

従来の文献によれば，降伏点が明瞭な鉄筋を用いた場合，状態 b を越える範囲の鉄筋応力度を降伏点応力度と等しく採っているものが多いが，第 6.1 (b) 図に示すように，応力度の増加を考慮した場合と比較して，破壊曲げモーメントの値は，例えば鉄筋比が 0.3~0.6% のとき，18~12% 過小になり，安全側ではあるが不経済であることがわかる。一般に，T 形断面の RC 桁の場合，鉄筋応力度は状態 b を越えるのが普通であるから，これを考慮する方が合理的である。

明瞭な降伏点を示さない鉄筋，例えばネジリ棒鋼の場合は上記の傾向は著しくなり，第 6.2 図に示すように，弾性限度と引張強度が同じ SS 50 級の普通鉄筋の場合と比較してみれば，状態 b において最大で約 30% 増の破壊曲げモーメントが得られる。これは鉄筋の応力・ひずみ曲線の相違によるもので，ネジリ棒鋼は普通鉄筋に対して桁破壊時の鉄筋ひずみが状態 b の付近にある場合，すなわち 2~2.5% のひずみの場合にもっとも有利になる。



第 6.2 図 ネジリ棒鋼と普通鉄筋の破壊曲げモーメント M_B の比較

次に、破壊に対する安全度について、これを如何なる値に採るかは別の問題とするが、RC 桁と PC 桁の破壊時におけるコンクリートおよび鉄筋、PC 鋼材の応力状態は、応力度の利用度の点からみれば全く同様であって、品質管理の状態が同じ場合、RC 桁と PC 桁の安全度は等しい値にするのが合理的である。

ひびわれ曲げモーメント M_{cr} は、無筋コンクリート桁の曲げ引張強度を基準にした弾性理論によれば、RC 桁の場合過小の結果を与え、また PC 桁のひびわれ荷重の実測結果から逆に曲げ引張強度を求めれば不統一の値を示すことはすでに指摘したとおりであって、引張部コンクリートの塑性状態を考慮した塑性理論によって求める必要がある。

一般に、RC 桁の破壊曲げモーメントはひびわれ曲げモーメントに対して著しく大きく、著者の実験によれば 3~7 倍の値を得た。したがって、設計荷重の作用時にひびわれを全く許容しない場合は破壊に対する安全度を 3~7 以上にしなければならない。従来の弾性理論によって設計を行なっても、一般にこのように大きい安全度は得られないから、ひびわれを許容しない場合はひびわれだけについて検算を行えば破壊に対して余裕のあり過ぎる安全度を与えることになる。RC 桁の破壊安全度は前述のように PC 桁の場合と同程度で十分であり、また RC 桁はひびわれ発生後、荷重・たわみ曲線の傾斜を変えるが十分に弾性的である点、0.1~0.3 mm 程度のひびわれであれば気象作用による耐久性に対して安全である点などを考慮すれば、使用の目的によってある程度のひびわれを許容できることは明らかで、ひびわれを全く許容しない設計は材料の浪費を意味するものである。最大ひびわれ幅 0.2 mm のときの桁の耐力は異形丸鋼使用の場合でひびわれ荷重の 3 倍以上、丸鋼使用の場合でも 2 倍以上の荷重を示すが、なお持続荷重あるいは繰返し荷重に対する疲労の問題など多少不安の点もあるので、土木構造物のうちでも重要な橋梁などに対しては、死荷重ではひびわれは発生しないように、また活荷重によって一時的にひびわれが発生したとしてもその残留幅は 0.05 mm 以下になり、常時は気象作用に対して十分安全な状態を保持するように、両方の検算を行なうのがよいと考える。ひびわれに対する安全度は、著者式による場合、死荷重に対しては 1 以上、活荷重に対しては、基準のひびわれ幅を 0.2 mm 以下に制限して、丸鋼の場合 $1.8 M_{cr}$ 、異形丸鋼およびネジリ棒鋼の場合その 50% 増の荷重に対して適当な値を採れば十分安全な構造物が得られる。

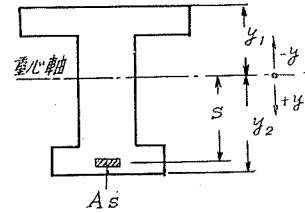
RC 桁のひびわれ曲げモーメントは、次に述べるコンクリートのクリープの影響により一般にかなり改善されるから、死荷重に対するひびわれ安全度を 1 に採っても、実際にはひびわれの生ずる危険はない。

ひびわれ曲げモーメントはコンクリートのクリープの外収縮の影響もうけるので、その両者について考察を加える。

クリープ 一般に、RC 桁は支保工を取りはずした直後に死荷重による応力をうけるが、クリープの影響によってコンクリートの応力は減少し、鉄筋応力は増加する。一方、コンクリートの強度は材齢とともに増加し、これにともなってヤング係数 E も同時に増加するが、こ

れを無視して E_c は常に一定であるとする。

断面の重心から y の距離 (符号は第 6.3 図による) における死荷重によるコンクリートの応力度を $\sigma_{cy\varphi}$, 引張鉄筋の位置におけるものを σ_{csy} , 引張鉄筋の応力度を σ_{sy} とし, コンクリートでは圧縮を正, 鉄筋では引張を正とする。死荷重をうけてから t 時間後のクリープ係数を φ_t とすれば, 鉄筋には $-n\sigma_{csy}\varphi_t$ なる応力度を生じ, このためコンクリートおよび鉄筋に 2 次応力が生ずるので, 結局次の応力度がクリープにより生ずることになる。



第 6.3 図

$$\text{縦 } y \text{ におけるコンクリートの応力度: } \sigma_{cy} = -\alpha_y \sigma_{csy} \varphi_t \quad (a)$$

$$\text{引張鉄筋の応力度: } \sigma_s = -n\sigma_{csy}(1-\alpha_s)\varphi_t = \sigma_{sy}(1-\alpha_s)\varphi_t \quad (b)$$

ここに α は

$$\alpha_y = \frac{nA_s}{A_i} \left(1 + \frac{sy}{\rho_i^2} \right) \quad (6.1 a)$$

$$\alpha_s = \frac{nA_s}{A_i} \left(1 + \frac{s^2}{\rho_i^2} \right) \quad (6.1 b)$$

で表わされる。ただし, A_i および ρ_i は全断面のコンクリートを有効としたときの換算断面積および最小回転半径である。しかし, (a) 式の応力度によってもクリープするので, 実際にコンクリートに生ずる応力度は $(\sigma_{cy\varphi})_t$ となり, dt 時間の変化は $d(\sigma_{cy\varphi})_t$, また dt 時間に $(\sigma_{cy\varphi})_t$ によるクリープとして追加されるものは (a) 式に準じて $\alpha_y(\sigma_{cy\varphi})_t d\varphi_t$ となり, 結局 dt 時間におけるクリープ応力度の変化はそれらの合計で表わされる。一方, (a) 式によるクリープ応力度の dt 時間における変化は $-\alpha_y \sigma_{csy} d\varphi_t$ となり, 両者は等しいものであるから,

$$\frac{d}{d\varphi_t} (\sigma_{cy\varphi})_t + \alpha_y (\sigma_{cy\varphi})_t + \alpha_y \sigma_{csy} = 0 \quad (6.2)$$

なる微分方程式が成立する。

これを解いて

$$(\sigma_{cy\varphi})_t = A e^{-\alpha_y \varphi_t} - \sigma_{csy}$$

$t=0$ のとき $\varphi_t=0$, $(\sigma_{cy\varphi})_t=0$ より $A=\sigma_{csy}$ であるから

$$(\sigma_{cy\varphi})_t = -\sigma_{csy} (1 - e^{-\alpha_y \varphi_t})$$

なる解を得る。

$t=\infty$ におけるクリープ係数を $\varphi_{t=\infty}=\varphi$ とおけば, クリープによる応力度の最終値は

$$\text{コンクリート: } \sigma_{cy\varphi} = -\sigma_{csy} (1 - e^{-\alpha_y \varphi}) \quad (6.3)$$

$$\text{鉄筋: } \sigma_{sy} = \sigma_{sy} [\varphi - (1 - e^{-\alpha_s \varphi})] \quad (6.4)$$

となる。

収縮 コンクリートの乾燥収縮の時間的変化は、クリープと近似しているから前項の理論を準用することができる。いま、コンクリートの収縮率の最終値を ω とすれば、クリープのときの(a)式に相当するコンクリート応力度は $\sigma_{cy} = -\alpha_y \cdot \omega E_c / \varphi_1 \cdot \varphi_t$ となるから、両者を比較することにより、収縮による応力度の最終値は

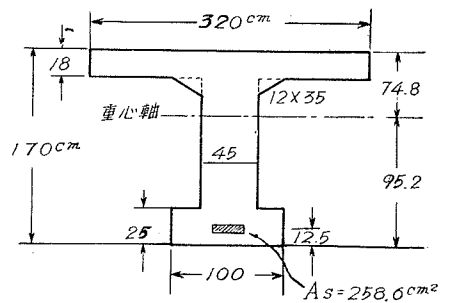
$$\text{コンクリート: } \sigma_{cy\omega} = -\frac{\omega E_c}{\varphi_1} (1 - e^{-\alpha_y \varphi_1}) \tag{6.5}$$

$$\text{鉄筋: } \sigma_{s\omega} = -\frac{\omega E_s}{\varphi_1} [\varphi_1 - (1 - e^{-\alpha_s \varphi_1})] \tag{6.6}$$

となる。ただし、 φ の代わりに φ_1 を用いて区別したのは、死荷重応力の開始時期と収縮の影響が始まる時期とが一般に一致しないためである。

クリープおよび収縮を考慮したRC桁のひびわれ曲げモーメントは、4章のPC桁に対する計算式において、 σ_{pe} および σ_{cpe} の代わりにそれぞれ $\sigma_{sp} + \sigma_{s\omega}$ および $\sigma_{csp} + \sigma_{cs\omega}$ を用いれば、同様にして計算することができる。

いま、第6.4図に示す断面のRC桁において、第6.1表のように、材齢2日で収縮開始、材齢14日で支保工撤去による死荷重が作用し、鉄筋には $\sigma_{sp} = 204 \text{ kg/cm}^2$ 、鉄筋位置のコンクリートには $\sigma_{cs\omega} = -28 \text{ kg/cm}^2$ の死荷重応力が作用するものとする。また、一般の場合として、収縮に対するクリープ係数を $\varphi_1 = 7.0$ 、収縮率を $\omega = 20 \times 10^{-5}$ 、死荷重応力に対するクリープ係数を $\varphi = 2.4$ コンクリートの強度およびヤング係数を第6.1表のように仮定すれば、クリープおよび収縮による鉄筋応力度および鉄筋位置のコンクリートの応力度は第6.2表のようになる。



第6.4図

第6.1表

	材令 (日)	コンクリート		クリープ φ	収縮	
		強度 (kg/cm^2)	ヤング係数 (t/cm^2)		φ_1	ω
収縮開始	2	100	200	2.4	7.0	20×10^{-5}
死荷重応力開始	14	220	268			
設計強度	28	270	288			
最終値	∞	304	304			

第6.2表 クリープおよび収縮による応力度

	ク リ ー プ		収 縮		合 計	
	鉄筋 σ_{sp}	コンクリート σ_{csp}	鉄筋 $\sigma_{s\omega}$	コンクリート $\sigma_{cs\omega}$	鉄筋	コンクリート
応力度 (kg/cm^2)	383.5	14.7	-362.6	-5.5	20.9	9.2

断面に作用する死荷重モーメントは $M_d=320 \text{ t}\cdot\text{m}$ であって，これに対し断面のひびわれ曲げモーメントは，クリープおよび収縮を無視した場合 $M_{cr}=340.2 \text{ t}\cdot\text{m}$ ，考慮した場合 $M_{cr}=369.2 \text{ t}\cdot\text{m}$ を得，安全度はそれぞれ $f_d=1.06$ および $f_{df}=1.15$ となり，コンクリートのクリープによって相当改善されることがわかる。

鉄筋接続用の切削ネジによるカップラー継手は，直径 22 mm 以上の場合にはウィット並目ネジおよびメートル並目ねじで母材の引張力の 85% 以上の荷重が得られ，桁破壊時の鉄筋の引張力は通常この値以下であり，また 5 章の実験結果よりひびわれに対しても何ら悪影響は認められないから，設計においてネジ山による断面損失を考慮せずに用いても十分安全である。

6.3 PC 桁の極限強さ設計方法

PC 桁の破壊時における断面のコンクリートおよび PC 鋼材の応力状態は，RC 桁の場合と同様であるから，破壊に対しては両者とも同一の基準で設計を行えばよい。

ひびわれに対しては，わが国の土木学会 PC 指針（昭和 36 年改訂）では，PC 桁のひびわれ安全性は十分であるとして，その安全度に対する検算を省略しており，また諸外国の示方書においてもこれを省略しているものもあるが，PC 桁の将来の維持管理の面からはひびわれ曲げモーメントを知っておくことは有意義であるから，一応の検算は行なっておくのがよいと考える。この場合，RC 桁は PC 桁に比較して，ひびわれ発生から破壊に至る荷重間隔の割合が小さい点，ひびわれ発生後はわずかの荷重増加でひびわれ幅が急に増大する点，また PC 鋼材が腐蝕に対して鉄筋よりも敏感である点などを考慮すれば，ひびわれ安全度を大きく採る必要がある。橋などの重要構造物では全設計荷重が作用したときに対しても十分な安全度を採りひびわれの生じないようにする必要がある。

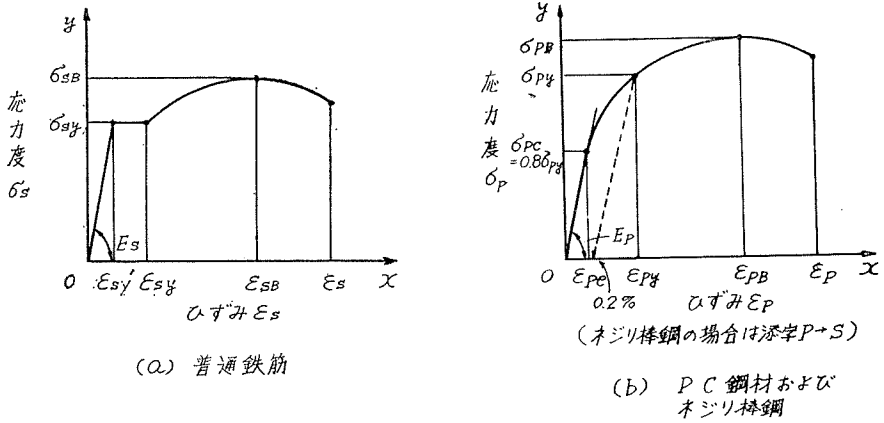
PC 鋼棒の接続具用の切削ネジによるカップラー継手は，直径 22 mm 以上の場合，ネジの種類を選べば母材の 90% 程度の荷重が得られ，桁破壊時に利用される PC 鋼棒の引張力がその値以下になるようにひずみを定めて設計を行えば，継手を用いない場合と同等の結果が得られ，また継手のない場合に利用し得る引張力も大体この程度であるから，実用的な価値は十分にある。

6.4 実用計算図

(1) 鉄筋および PC 鋼材の応力・ひずみ曲線の仮定

実用計算図の作成に当り，鉄筋および PC 鋼材の応力・ひずみ曲線を定める必要があり，これを近似的に直線と楕円の組合せと考えて次のように仮定した（第 6.5 図参照）。

(a) 普通鉄筋 これに対しては，降伏点ひずみの始点 ϵ'_{sy} までは勾配 E_s の直線， ϵ'_{sy} から降伏点ひずみの終点 ϵ_{sy} までは降伏点応力度 σ_{sy} を持続する直線， ϵ_{sy} から最大応力度 σ_{sB} に



第 6.5 図 鉄筋および PC 鋼材の応力・ひずみ曲線

おけるひずみ ϵ_{sB} までは、 $x = \epsilon_{sB}$ において $y = \sigma_{cB}$ および $dy/dx = 0$ 、 $x = \epsilon_{sy}$ において $y = \sigma_{sy}$ 、および直線 $y = E_s(x - x')$ に切すること ($x' = \epsilon_{sy} - 0.02 - \sigma_{sy}/E_s$) などの条件から決まる楕円、すなわち、

$$y = \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (x - x_0)^2} + y_0$$

ここに

$$b = \frac{B}{A} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{A \cdot C}{B^2}} \right)$$

$$A = E_s^2 (\epsilon_{sB} - \epsilon_{sy})^2 - 4 (\sigma_{sB} - \sigma_{sy}) [E_s (\epsilon_{sB} - x') - \sigma_{sB}]$$

$$B = (\sigma_{sB} - \sigma_{sy}) [E_s (\epsilon_{sB} - x') - \sigma_{sB}] \{ [E_s (\epsilon_{sB} - x') - \sigma_{sB}] - (\sigma_{sB} - \sigma_{sy}) \}$$

$$C = (\sigma_{sB} - \sigma_{sy})^2 [E_s (\epsilon_{sB} - x') - \sigma_{sB}]^2$$

$$a^2 = \frac{1}{E_s^2} \{ [E_s (\epsilon_{sB} - x') - \sigma_{sB}] + 2b \} \{ E_s (\epsilon_{sB} - x') - \sigma_{sB} \}$$

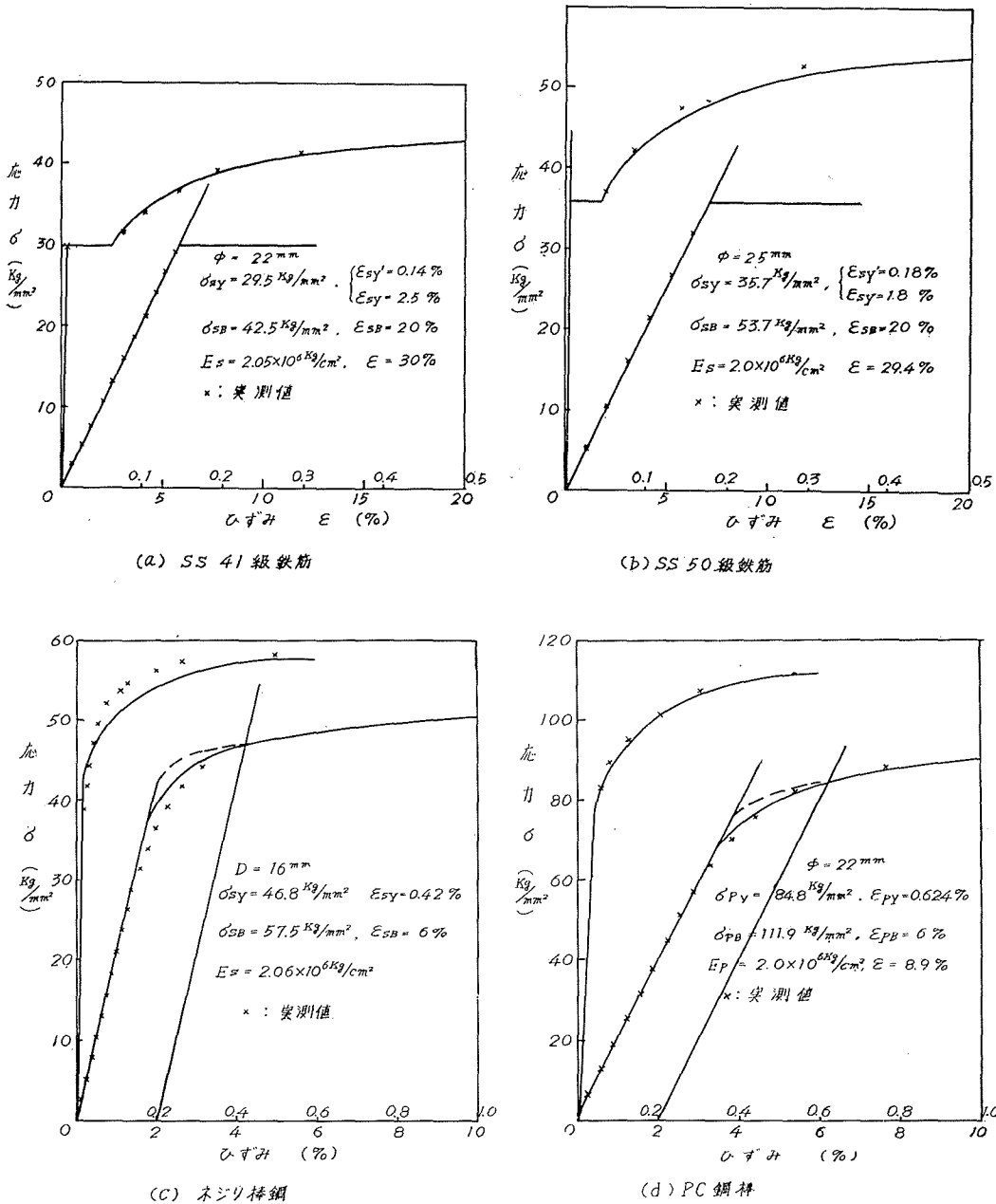
$$x_0 = \epsilon_{sB}$$

$$y_0 = \sigma_{sB} - b$$

を用いた。

b. PC 鋼材およびネジリ棒鋼 これに対して、前項 a に準じて、弾性限ひずみ ϵ_{pe} までは勾配 E_p の直線、降伏点ひずみ ϵ_{py} から最大応力度 σ_{pB} におけるひずみ ϵ_{pB} までは、 $x = \epsilon_{pB}$ において $y = \sigma_{pB}$ 、 $x = \epsilon_{pB}$ において $dy/dx = 0$ 、 $x = \epsilon_{py}$ において $y = \sigma_{py}$ (降伏点応力度)、および直線 $y = E_p x$ に切することなどの条件から決まる楕円、すなわち

$$y = \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (x - x_0)^2} + y_0$$



第 6.6 図 鉄筋および PC 鋼棒の応力・ひずみ曲線

ここに

$$b = \frac{B}{A} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{A \cdot C}{B^2}} \right)$$

$$A = E_p^2 (\epsilon_{pB} - \epsilon_{py})^2 - 4 (\sigma_{pB} - \sigma_{py}) [E_p \epsilon_{pB} - \sigma_{pB}]$$

$$B = (\sigma_{pB} - \sigma_{py}) [E_p \epsilon_{pB} - \sigma_{pB}] \{ [E_p \epsilon_{pB} - \sigma_{pB}] - (\sigma_{pB} - \sigma_{py}) \}$$

$$C = (\sigma_{pB} - \sigma_{py})^2 [E_p \epsilon_{pB} - \sigma_{pB}]^2$$

$$\epsilon_{py} = 0.002 + \sigma_{py} / E_p$$

$$a^2 = \frac{1}{E_p^2} \{ E_p \epsilon_{pB} - \sigma_{pB} + 2b \} (E_p \epsilon_{pB} - \sigma_{pB})$$

$$x_0 = \epsilon_{pB}$$

$$y_0 = \sigma_{pB} - b$$

を用いた。しかし、 ϵ_{p2} から ϵ_{py} の範囲では実測値に比べて過大となるので、両側の直線と曲線に切する任意の曲線を用いることにした。以上は PC 鋼材の場合であるが、ネジリ棒鋼の場合は添字 p を s に代えればよい。

第 6.6 図は実測結果との比較を示した一例であって、仮定と大差ないことがわかる。

実用計算図の作成に用いた鉄筋および PC 鋼材の応力・ひずみ曲線は、前記の式を用いて、日本工業規格、土木学会 PC 指針の規定ならびに著者の実験結果などを参考に定めたものである。

一般の工事現場で使用している普通鉄筋の引張試験の結果、SS 39, SS 41 (両者を SS 41 級と呼ぶ) および SS 49, SS 50 (SS 50 級と呼ぶ) の規格に合格するそれぞれ 496 本および 116 本の降伏点応力度は、前者で 25~40 kg/mm², 平均 32.4 kg/mm², 後方で 31~48 kg/mm², 平均 36.4 kg/mm² であって、規格の 24 kg/mm², 23 kg/mm² および 30 kg/mm², 28 kg/mm² に対してかなり大きい値を示している。したがって、SS 41 級および SS 50 級の鉄筋の降伏点応力度は平均値に対して 15% 程度の余裕をとりそれぞれ 28 kg/mm², 32 kg/mm² と決めたが、その応力度に達しないものは全体の 2.6% および 0.9% にすぎず十分安全であると考え。また、他の実験結果から降伏点の終点におけるひずみは SS 41 級で 2~2.5%, SS 50 級で 1.5~2% を得たが、安全側にそれぞれ 2.5% および 2% とした。また、最大応力度は安全側に SS 41 および SS 50 の規格値とした。最大応力度におけるひずみは伸びの 2/3 程度で、前記の SS 41 級 496 本および SS 50 級 116 本の試験結果から、伸びはそれぞれ平均値で 31.5% および 29.1% を得、その値を両者とも 20% とし、ヤング係数は 2,100,000 kg/m² を用いた。ネジリ棒鋼および PC 鋼材では、降伏点応力度に対する余裕の少ない点を考慮して、規格値を基準に、更に二、三の実測結果から、それぞれの値を決定した。第 6.3 表は鉄筋および PC 鋼材の応力・ひずみ曲線の決定に必要な諸数値を示したものである。

第 6.3 表 鉄筋および PC 鋼材の力学的諸性質

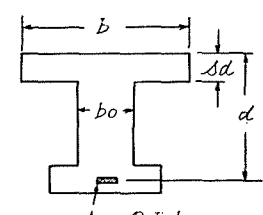
鉄筋の種類	弾性限界		降伏点			引張強度		ヤング係数 E_s ($\times 10^6 \text{kg/cm}^2$)
	σ_{sc} (kg/mm^2)	ε_{sc} (%)	σ_{sy} (kg/mm^2)	ε'_{sy} (%)	ε_{sy} (%)	σ_{sB} (kg/mm^2)	ε_{sB} (%)	
SS 41 級	—	—	28	0.1333	2.0	41	20	2.1
SS 50 級	—	—	32	0.1524	2.5	50	20	2.1
ネジリ棒鋼 40/50	32	0.1524	40	—	0.3905	50	6	2.1

FC 鋼材の種類	σ_{pc} (kg/mm^2)	ε_{pc} (%)	σ_{py} (kg/mm^2)	ε_{py} (%)	σ_{pB} (kg/mm^2)	ε_{pB} (%)	E_p ($\times 10^6 \text{kg/cm}^2$)
鋼線 $\phi 5$	116	0.58	145	0.925	165	4.5	2.0
鋼線 $\phi 7$	108	0.54	135	0.875	155	5	2.0
鋼棒 第 1 種	52	0.26	65	0.525	80	5	2.0
鋼棒 第 2 種	64	0.32	80	0.600	95	5	2.0
鋼棒 第 3 種	76	0.38	95	0.675	110	5	2.0
鋼棒 第 4 種	88	0.44	110	0.750	125	5	2.0

(2) RC 桁の破壊曲げモーメント

RC 桁の破壊曲げモーメント計算図の種類は第 6.4 表に示すとおりである。

第 6.4 表 RC 桁の破壊曲げモーメント計算図の種類

鉄筋の種類			断面の記号		
SS 41 級: $\sigma_{sB}=41, \sigma_{sy}=28$ SS 50 級: $\sigma_{sB}=50, \sigma_{sy}=32$ ネジリ棒鋼: $\sigma_{sB}=50, \sigma_{sy}=40$ (単位: kg/mm^2)					
断面	b_0/b	s	別 図 番 号		
			SS 41 級	SS 50 級	ネジリ棒鋼
矩 形	1	—	1	8	15
		0.1	2	9	16
T 形	1/2	0.2	3	10	17
		0.1	4	11	18
	1/5	0.1	5	12	19
		0.1	6	13	20
	1/10	0.1	7	14	21
		0.2			

M_B : 破壊曲げモーメント
 σ_s, ε_s : 鉄筋の応力度およびひずみ
 σ_{cB} : コンクリート強度

(3) RC 桁のひびわれ曲げモーメント

RC 桁のひびわれ曲げモーメント計算図の種類は第 6.5 表に示すとおりである。

第 6.5 表 RC 桁のひびわれ曲げモーメント計算図の種類

破壊曲げモーメントの場合の記号との関係		断 面 の 記 号				
$b=(1+\zeta)b_0$ $s=th/d$ $d=(1-a)h$ $p=p_t/(1+\zeta)(1-s)$ $p=A_s/bd$						
断 面	$1+\xi$	$1+\zeta$	$t=u$	a	別 図 番 号	
矩 形	1	1	—	0.05, 0.1, 0.15, 0.2	22, 23, 24, 25	
T 形	1	2	0.1	0.05, 0.1	26, 27	
			0.2	0.05, 0.1	28, 29	
		5	0.1	0.05, 0.1	30, 31	
			0.2	0.05, 0.1	32, 33	
10	0.1	0.05, 0.1	34, 35			
	0.2	0.05, 0.1	36, 37			
I 形	2	2	0.1	0.05	38	
			0.2	0.1	39	
		5	0.1	0.05	40	
			0.2	0.1	41	
	10	0.1	0.05	42		
		0.2	0.1	43		
	5	5	0.1	0.05	44	
			0.2	0.1	45	
	10	10	0.1	0.05	46	
			0.2	0.1	47	
10	10	0.1	0.05	48		
		0.2	0.1	49		

M_{cr} : ひびわれ曲げモーメント
 σ_c : コンクリート上縁の応力度
 σ_{cB} : コンクリート強度

(4) PC 桁の破壊曲げモーメント

PC 桁の破壊曲げモーメント計算図の種類は第 6.6 表 に示すとおりである。

第 6.6 表 PC 桁の破壊曲げモーメント計算図の種類

PC 鋼材の種類			断面の記号		
PC 鋼線 $\phi 5$: $\sigma_{pB}=165$, $\sigma_{py}=145$ PC 鋼線 $\phi 7$: $\sigma_{pB}=155$, $\sigma_{py}=135$ PC 鋼棒第 2 種: $\sigma_{pB}=95$, $\sigma_{py}=80$ 有効プレストレスは $0.6\sigma_{pB}$ に仮定 (単位: kg/mm^2)					
断面	b/t_0	s	別 図 番 号		
			PC 鋼線 $\phi 5$	PC 鋼線 $\phi 7$	PC 鋼棒第 2 種
矩 形	1	—	50	57	64
T 形	1/2	0.1	51	58	65
		0.2	52	59	66
	1/5	0.1	53	60	67
		0.2	54	61	68
	1/10	0.1	55	62	69
		0.2	56	63	70

M_B : 破壊曲げモーメント

σ_p, ε_p : PC 鋼棒の応力度およびひずみ

σ_{cB} : コンクリート強度

7. 総 括

本研究は単純曲げをうける RC 桁および PC 桁に関する実験的研究であって、まずそれらの破壊曲げモーメントおよびひびわれ曲げモーメントの塑性理論的算定に必要なコンクリートの力学的性質、すなわち引張強度、初期ヤング係数、圧縮および引張極限ひずみ、曲げ圧縮および曲げ引張極限ひずみなどの諸元と圧縮強度との関係、ならびにコンクリートの応力・ひずみ曲線の形状などを実験的に求め、次にそれらの結果に基づいて統一的な RC 桁、PC 桁の破壊曲げモーメントおよびひびわれ曲げモーメント計算方法を提案し、更に RC 桁、PC 桁の破壊およびひびわれについて詳細な実験的考察を加え、極限強さ設計の基準とすべき状態に関して新たな提案を行なったものである。実験に用いた供試体は圧縮強度 $200\sim 550 \text{ kg}/\text{cm}^2$ の円筒供試体 288 本、ならびにスパン 1.5, 2.4 および 3.0 m、鉄筋比 $8.89\sim 0.504\%$ の矩形、T 形および I 形断面 RC 桁 24 本、スパン 1.5 および 3.0 m、鉄筋比 $2.84\sim 0.589\%$ の矩形、T 形および I 形断面 PC 桁 8 本の計 32 本である。

本研究の範囲において次のように結論できる。

(1) コンクリートの引張強度 σ_{ct} (kg/cm²), 初期ヤング係数 E_c (kg/cm²), 圧縮極限ひずみ ϵ'_{cB} および引張極限ひずみ ϵ'_{ct} と圧縮強度 σ_{cB} (kg/cm²) との関係は, それぞれ

$$\begin{aligned}\sigma_{ct} &= 224 + 0.052(\sigma_{cB} - 200), & E_c &= 31 \cdot 10^3 \sigma_{cB}^{0.4} \\ \epsilon'_{cB} &= (0.141 + 0.00007 \sigma_{cB}) \times 10^{-2}, & \epsilon'_{ct} &= (12 + 0.013 \sigma_{cB}) \times 10^{-5}\end{aligned}$$

の実験式で表わされる。

(2) コンクリートの初期圧縮ヤング係数と初期引張ヤング係数は等しい。

(3) コンクリートの圧縮および引張応力・ひずみ曲線はともに近似的に最大応力度で頂点をもつ 2 次放物線であるとしても十分な精度が得られる。

(4) コンクリートの曲げ圧縮極限ひずみ ϵ_{cB} および曲げ引張極限ひずみ ϵ_{ct} と圧縮強度 σ_{cB} (kg/cm²) との関係は, それぞれ

$$\epsilon_{cB} = (0.24 + 0.0001 \sigma_{cB}) \times 10^{-2}, \quad \epsilon_{ct} = (18.5 + 0.02 \sigma_{cB}) \times 10^{-5}$$

の実験式で表わされ, 圧縮塑性係数 $\gamma(\epsilon'_{cB}/\epsilon_{cB})$ および引張塑性係数 $\gamma_t(\epsilon'_{ct}/\epsilon_{ct})$ はそれぞれ 0.60 および 0.65 の一定値で表わされる。

(5) (3) および (4) の結論より, 桁の曲げ破壊時におけるコンクリートの圧縮応力分布およびひびわれ発生時におけるコンクリートの引張応力分布は, 最大応力度と単純圧縮および引張試験のときの極限ひずみから定まる 2 次放物線形と最大応力度を持続して曲げ極限ひずみに達する矩形との組合せと仮定しても十分な精度が得られる。

(6) 以上の結論に基づき, かつ鋼材の応力・ひずみ曲線を既知とした著者の破壊曲げモーメントおよびひびわれ曲げモーメント計算式は, RC 桁および PC 桁を通じて, 断面形, コンクリート強度, 鉄筋比およびその種類など各種条件が変わる場合に対し広範囲に適用することができ, 実測値とよく一致した結果を与える。

(7) RC 桁は PC 桁よりひびわれ発生後の載荷能力が大きい, 荷重増加にともなうひびわれ幅およびたわみの増加が緩慢である。

(8) 荷重・たわみ曲線は, RC 桁ではひびわれ発生によりその勾配を多少変えるが, その後相当な区間直線的な関係を示し, 残留たわみも微小であるのに対し, PC 桁ではひびわれ発生後急に勾配を変える傾向を示す。

(9) 鋼材の種類による RC 桁のひびわれ荷重の差は認められないが, ひびわれの成長には差があり, 耐久性上の許容ひびわれ幅 (約 0.2 mm) に達するときの荷重とひびわれ荷重の比は, 丸鋼の場合約 2.0 以上, 異形鉄筋の場合 3.0 以上である。これに対し PC 桁では約 1.1 倍である。

(10) ネジリ棒鋼を使用した RC 桁は普通鋼の場合に比して降伏現象がおそく, 破壊荷重はかなり増大する。

(11) 計画的な設計を行なえば、鉄筋およびPC鋼棒の継手として切削ネジによるカップラーを使用しても、破壊およびひびわれ荷重に影響を及ぼさない。

(12) ネジリ棒鋼などの高強度異形鉄筋におけるフックなし重ね継手は、ひびわれについて多少不利となる傾向があるが、実用的には支障なく、破壊荷重には影響しない。

(13) 極限強さ設計において、破壊曲げモーメントおよびひびわれ曲げモーメントの算定は著者の理論式を用いて行なう。

(14) RC桁におけるひびわれ安全度の検算は、死荷重に対してはひびわれ曲げモーメントを、活荷重に対してはひびわれ幅0.2mmにおける曲げモーメントを基準とし、後者の前者に対する比の値は安全側として、丸鋼の場合1.8、異形鉄筋の場合その50%増とする。

(15) RC桁における死荷重に対するひびわれ安全度は、コンクリートのクリープによってかなり改善されるから、これを考慮しない場合は1.0に採ってよい。

(16) PC桁のひびわれ安全率の検算は活荷重に対してもひびわれ曲げモーメントを基準とする。

なお、本研究を更に進展させるためには、鉄筋の付着状態が桁の曲げ性状に及ぼす影響の詳細ならびに持続荷重によるクリープ、繰り返し荷重による疲労などの諸問題の解明が必要であると考えるが、これらに関しては今後の研究成果に期待するものである。

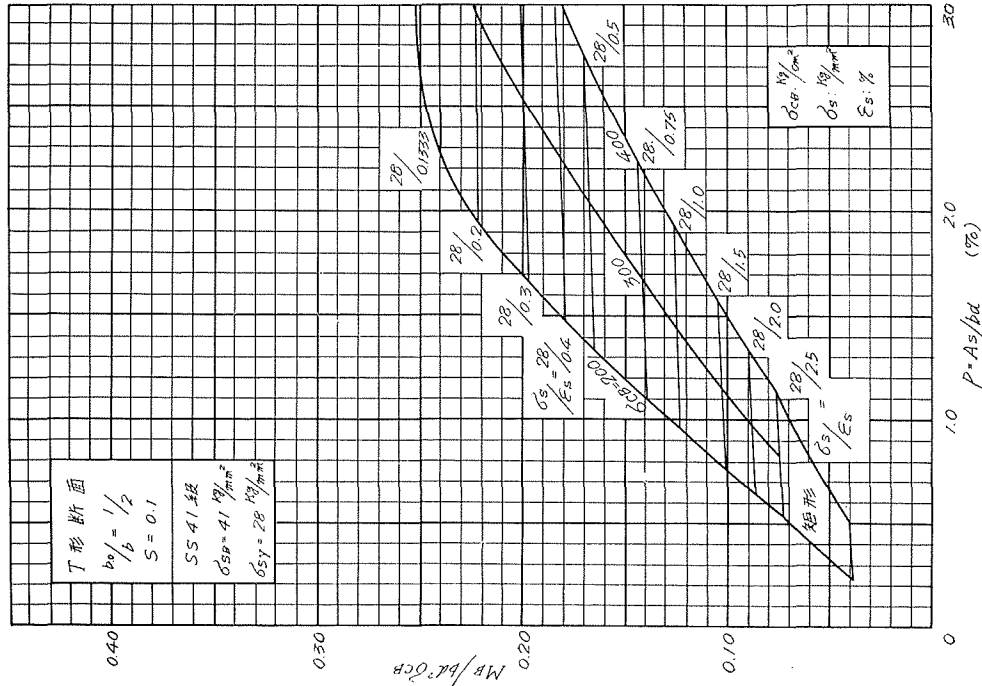
おわりに、本研究の実施ならびに本稿の作成に当たり、たえず御指導いただいた北海道大学工学部横道英雄教授に対し厚く感謝いたします。また、本研究の遂行に終始御協力をいただいた北海道開発局土木試験所林正道技官ならびに各種実験に御協力下さった北海道大学工学部松井司助手その他の諸氏に対し感謝の意を表します。

なお、本文は北海道大学審査学位論文であることを附記する。

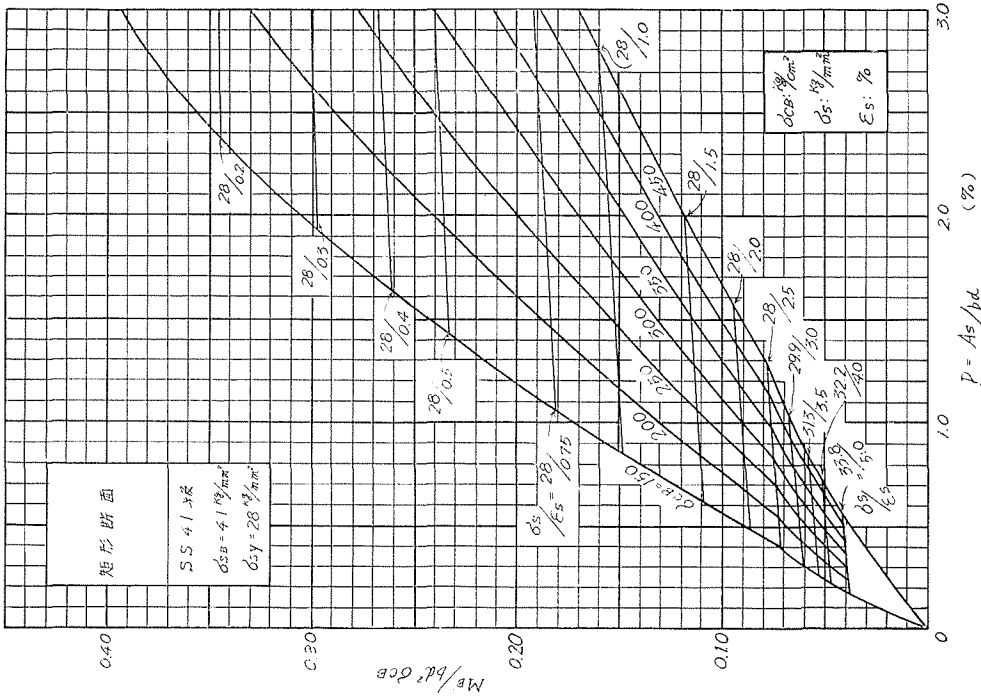
参 考 文 献

- 1) ACI-ASCE Committee 327: Ultimate Strength Design, ACI Journal, **27** (1956-1).
- 2) Herzog, Max: Die Entwicklung der Bemessungsformeln für einfach bewehrte Stahlbetonrecheckquerschnitte unter reiner Biegung, Bautech., **37** (1960-9).
- 3) 横道英雄: 鉄筋コンクリート橋 (昭27).
- 4) 坂 静雄: 鉄筋コンクリートの研究 (昭29).
- 5) 山田順治: 鉄筋コンクリートはりの破壊理論に関する研究, 土木研究所報告, 88, 89 (昭29-9, 昭30-3).
- 6) Mörsch, E.: Der Eisenbetonbau (1923).
- 7) 岡田 清: 鉄筋コンクリート桁の亀裂モーメントについて, セメント技術年報, IV (昭25).
- 8) Magnel, G.: The Design of Statically Determinate Beams and Slabs in Prestressed Concrete, Based on Ultimate Load, FIP 1st Congress (1953).
- 9) Session I, Developments in Design Methods, FIP 3rd Congress (1958).
- 10) 猪股俊司: プレストレストコンクリート桁に関する研究, 土木学会論文集, 17 (昭28).
- 11) 坂静雄・岡田清・六車照: 太径丸棒ポストテンション型PC梁の実験的研究, 材料試験, 4-26 (昭30-10).
- 12) 坂静雄・六車照: プレストレストコンクリート梁のきれつ荷重に対する理論的考察, セメント技術年報, IX (昭30).
- 13) 横道英雄・藤田嘉夫・松井司: 高強度コンクリートの配合設計について, セメント技術年報, XIII (昭34).

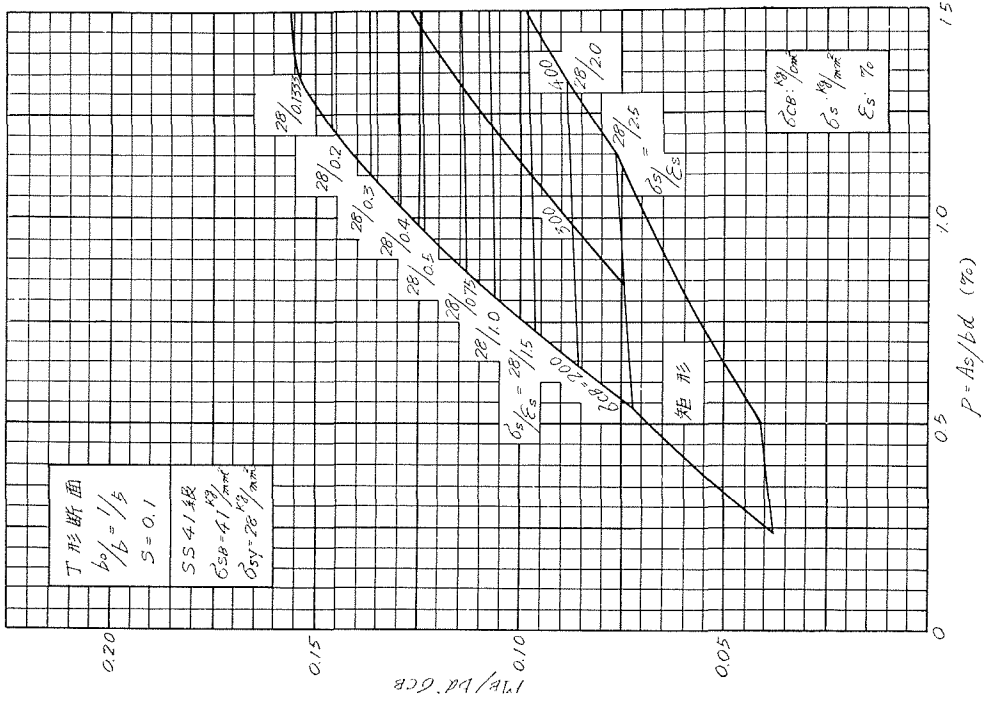
- 14) 赤沢常雄：コンクリートの圧縮による内部応力を求める新試験法 (圧裂強度試験法について), 土木学会誌, **29** (昭18-11).
- 15) Zelger, Cölestin: Ein neues Verfahren zur Bestimmung der Betonzugfestigkeit, B. u. St., **51**, (1956-6).
- 16) 狩野春一：コンクリートの引張に関する研究, 建築学会論文集, 17 (昭15-3).
- 17) DIN 1075 (1955-4).
- 18) ÖNORM B4200, 4. Teil, (1953).
- 19) 土木学会プレストレストコンクリート設計施工指針 (昭30, 昭36).
- 20) 日本材料試験協会編, 鋼棒使用PC設計施工指針および解説 (JSTM規格, S-1), (昭33-6).
- 21) Graf, O.: Die Eigenschaften des Betons (1960).
- 22) 横道英雄：高強度コンクリートの配合設計と機械的性質について, 材料試験, **8-69** (昭34-6).
- 23) DIN 4227 (1953-10).
- 24) Saliger, Rudolf: Die neue Theorie des Stahlbetons (1950).
- 25) 坂静雄・糸見正信・奥島正一：圧縮力を受けたるコンクリートの応力度—歪度と終局強度に関する研究, 建築学会論文集, **13** (昭14-4).
- 26) Hognestad, E., Hanson, N. W., McHenry, D.: Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design, ACI Journal **27** (1955-12).
- 27) 近藤泰夫・坂静雄編：コンクリートハンドブック (昭32).
- 28) Levi, Franco: Work of the European Concrete Committee, ACI Journal, **32**, (1961-3).
- 29) Jarnney, J. R., Hognestad, E., McHenry, D.: Ultimate Flexural Strength of Prestressed and Conventionally Reinforced Concrete Beams, ACI Journal, **32**, (1956-2).
- 30) Billet, D.F., Appleton, J.H.: Flexural Strength of Prestressed Concrete Beams, ACI Journal, **25**, (1954-6).
- 31) 機械設計ハンドブック編集委員会編：機械設計ハンドブック (昭30).
- 32) Allgemeiner Runderlaß Strapenbau Nr. 8/1957: Spannstähe und Spannverfahren, Str. u. Auto., **9** (1958-2).
- 33) Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (1960).
- 34) ACI Committee 318: Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-51), ACI Journal, **27** (1955-12).
- 35) Soretz, St.: Tor-Steel 40.



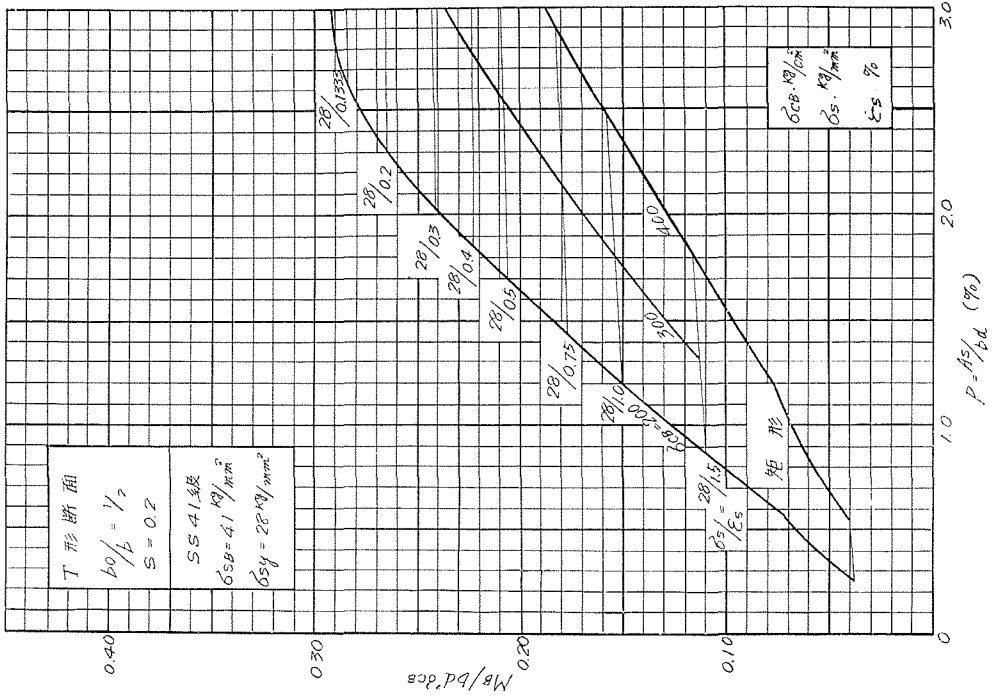
別図—2



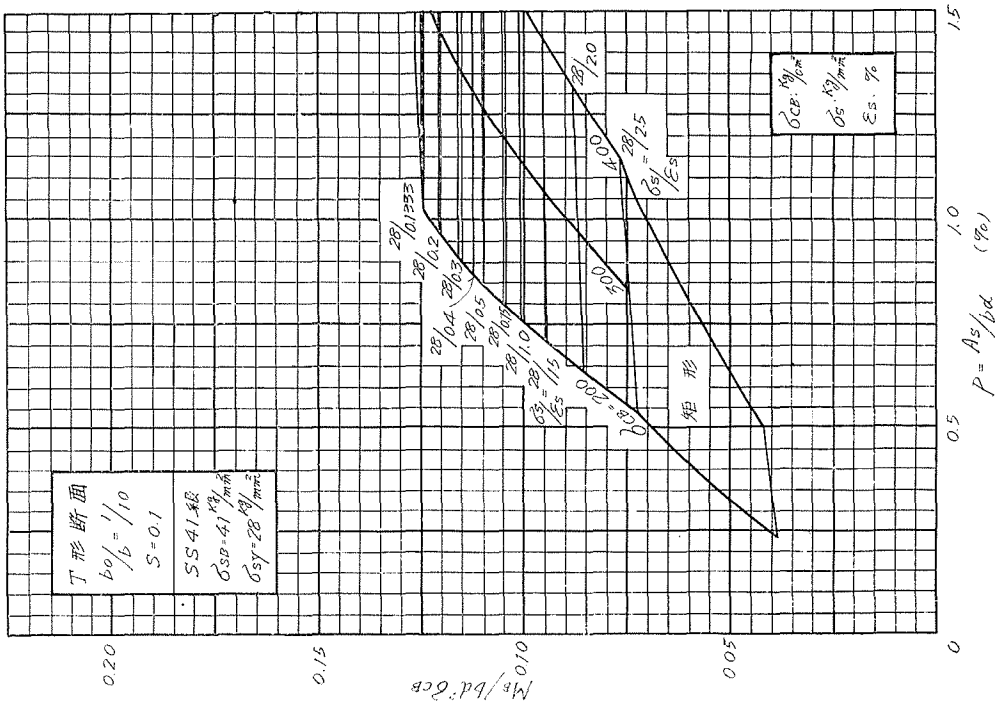
別図—1



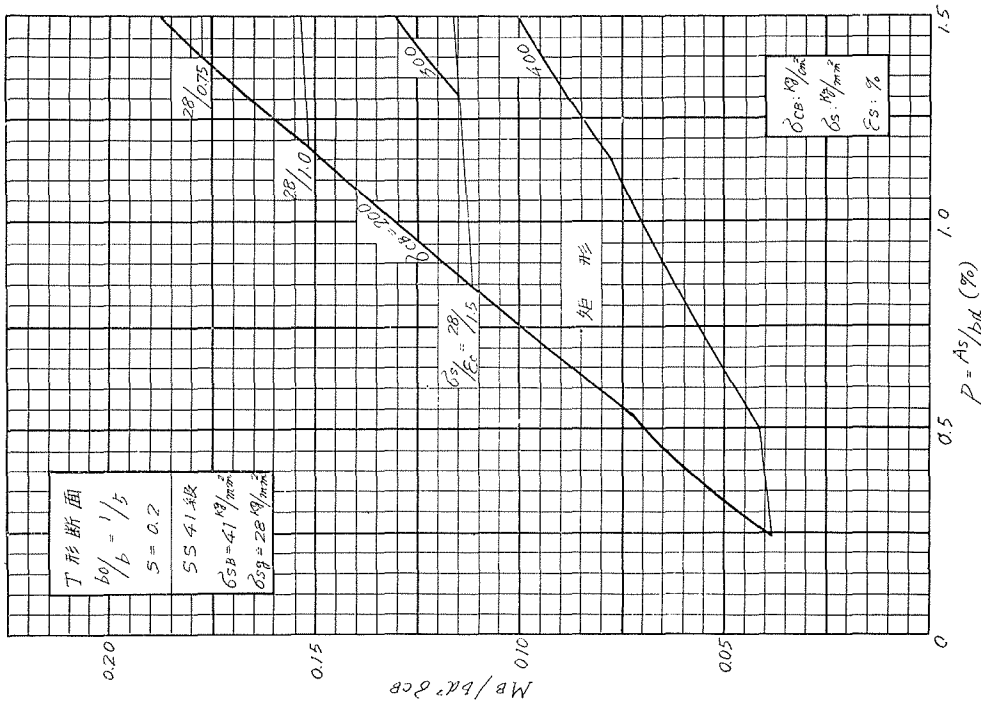
別図—4



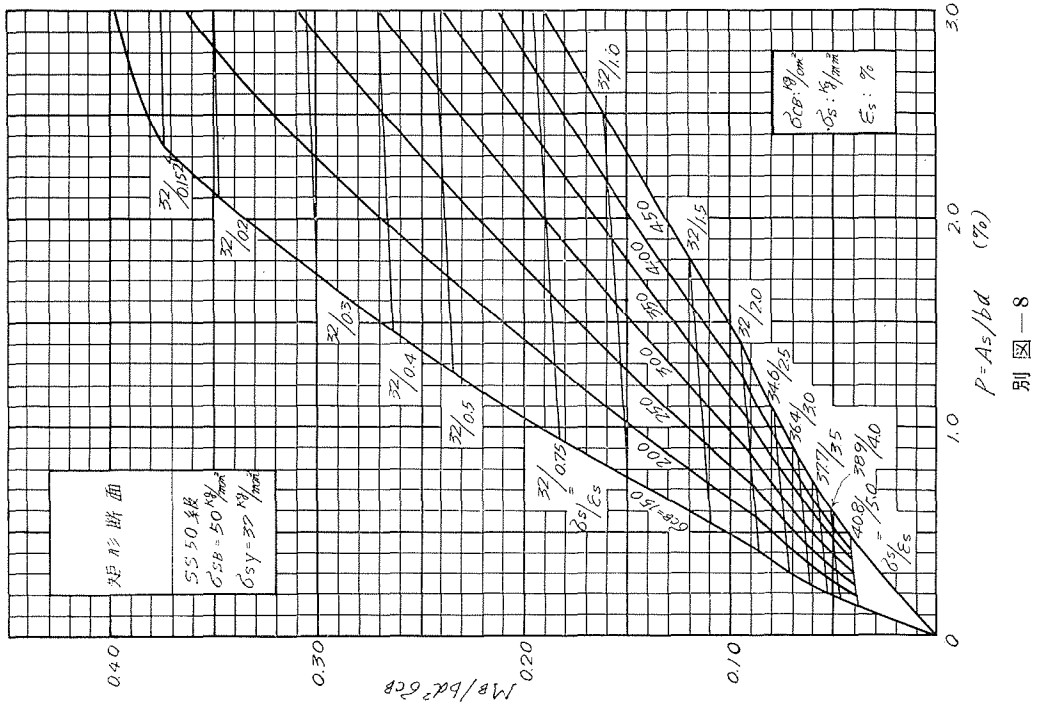
別図—3



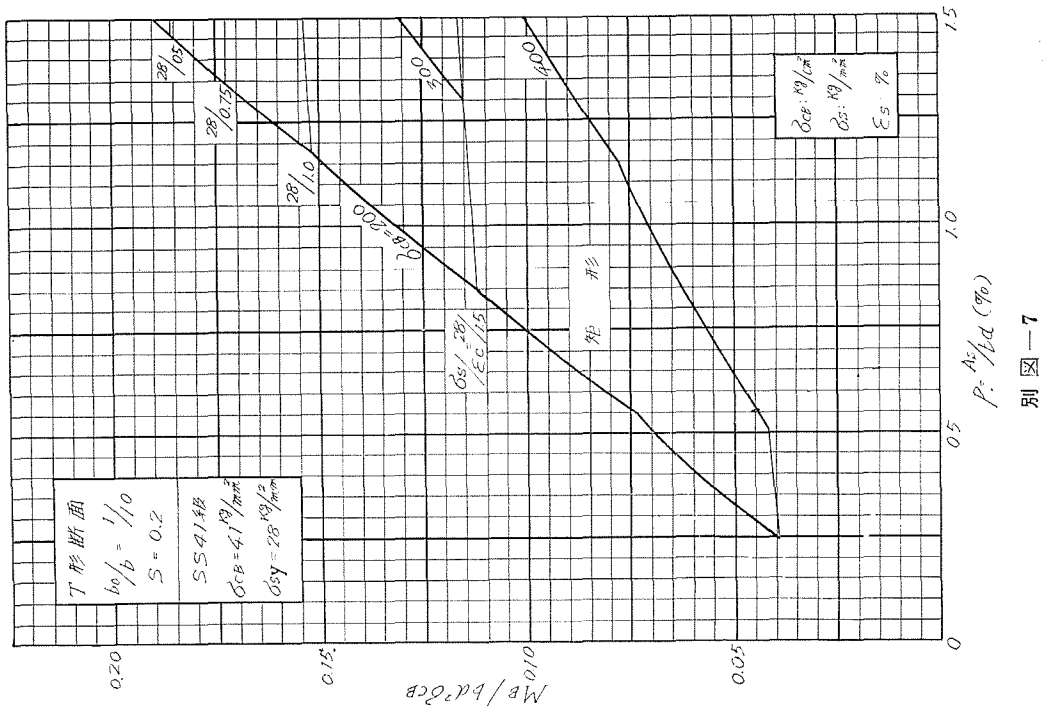
別図—6



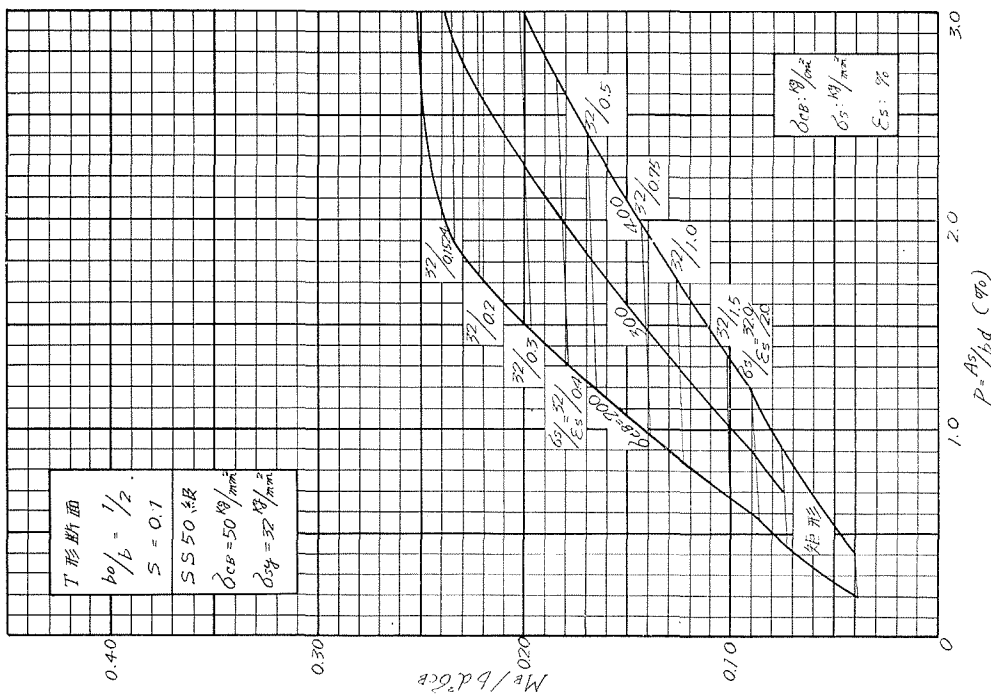
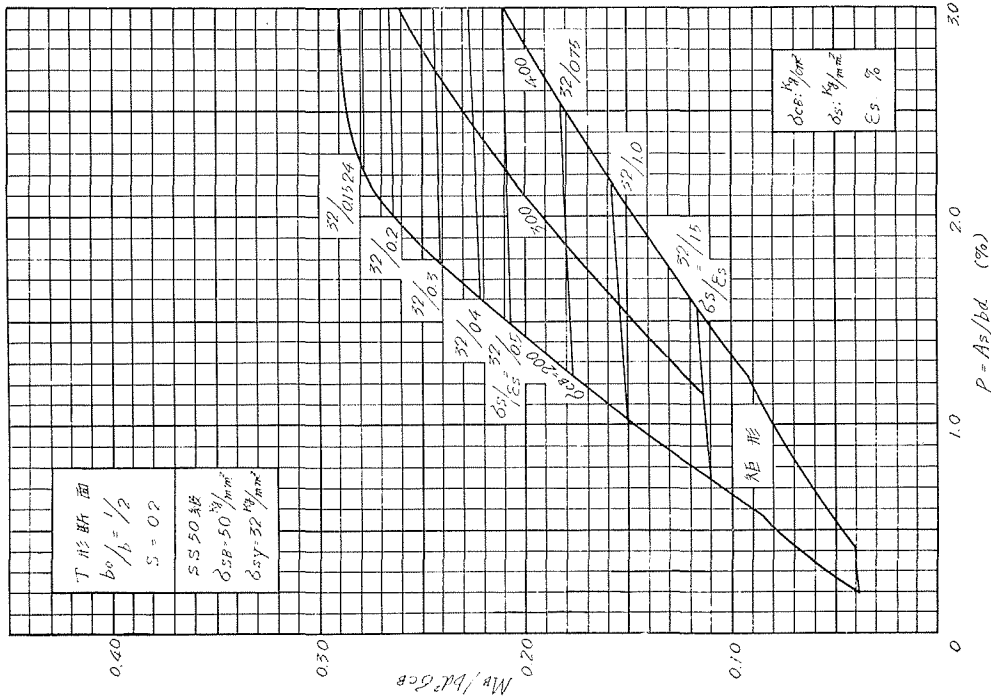
別図—5

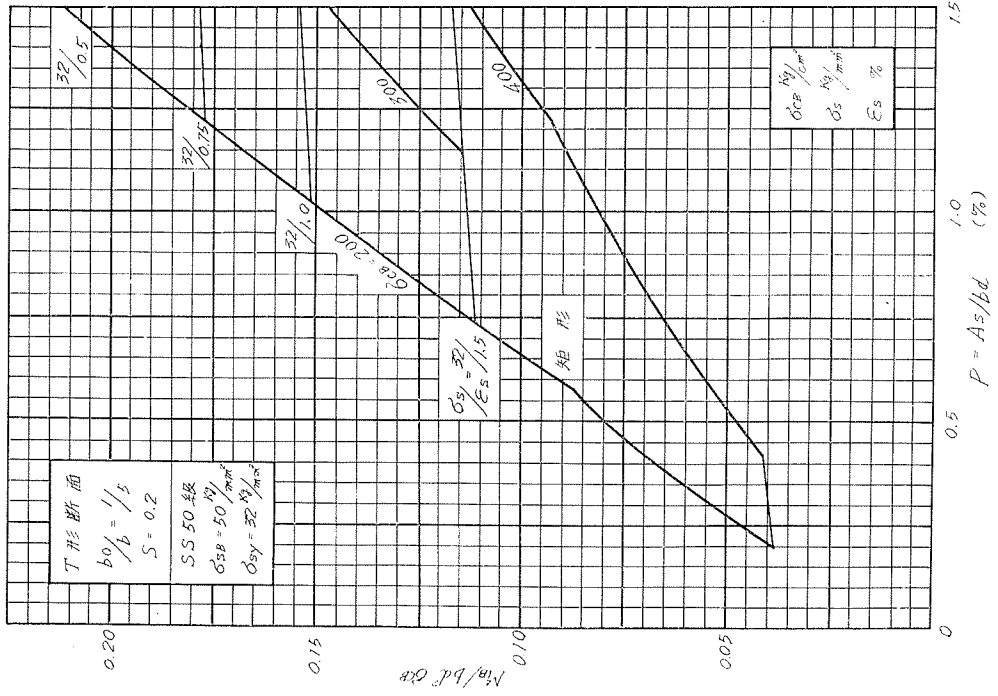


別図—8

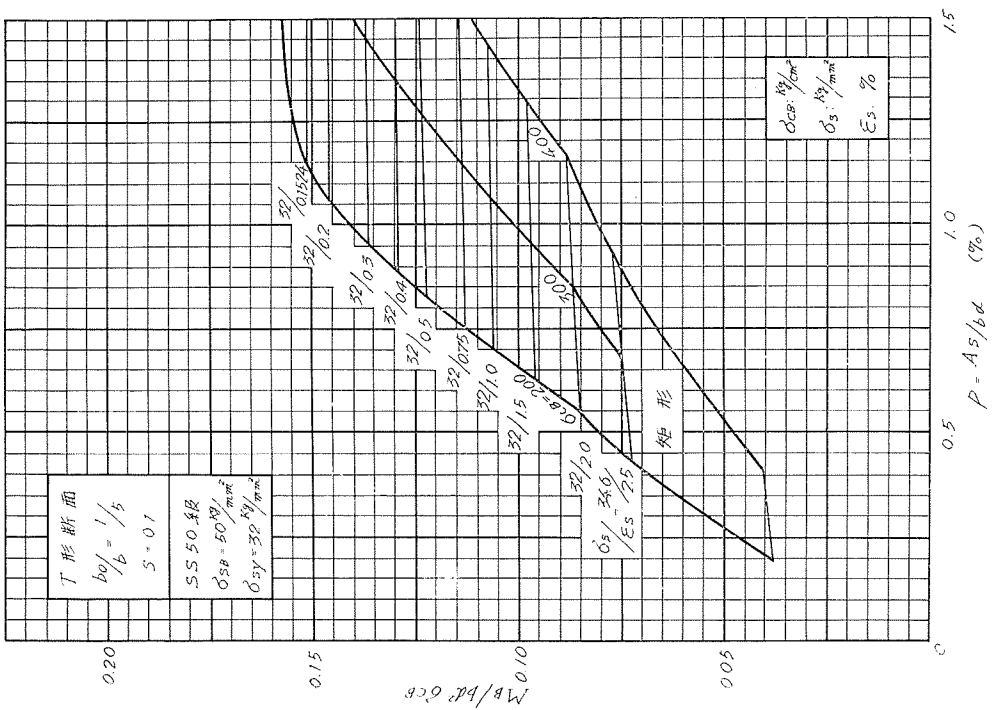


別図—7

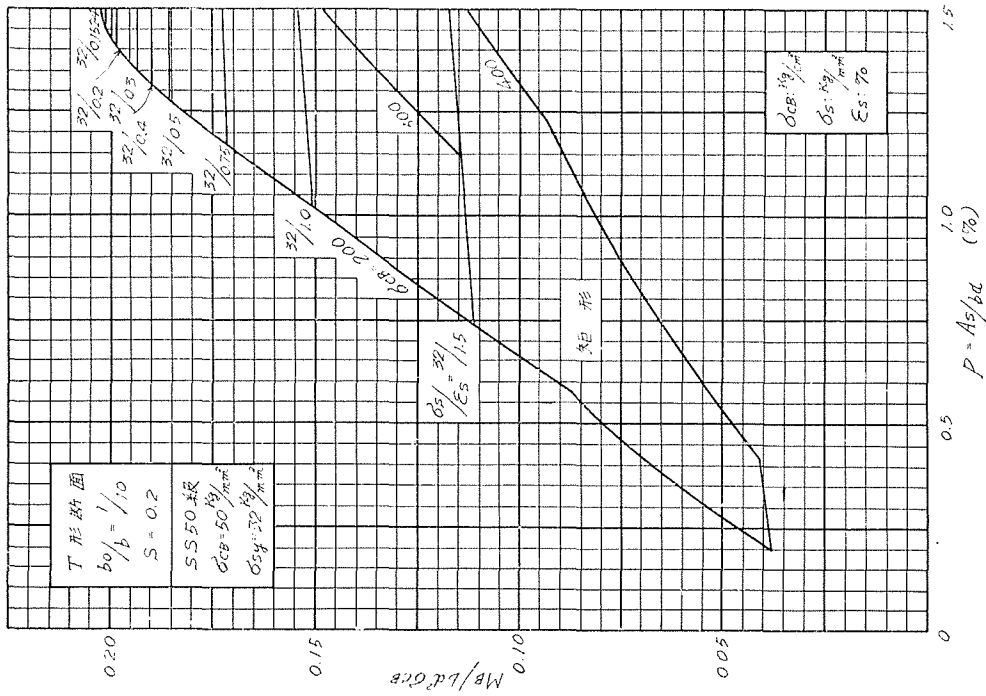




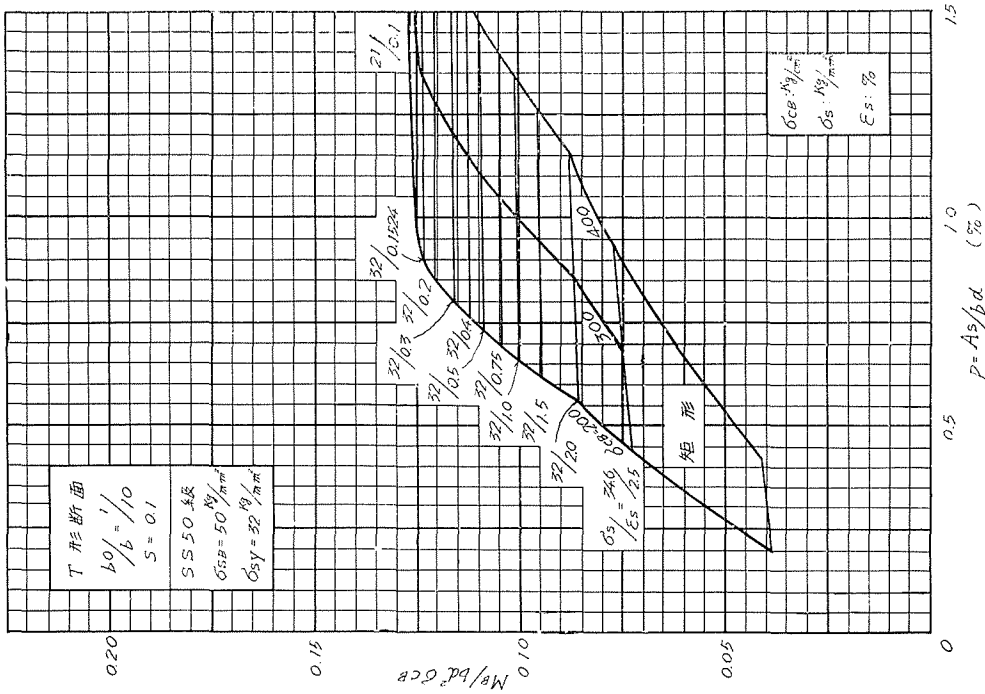
別図—12



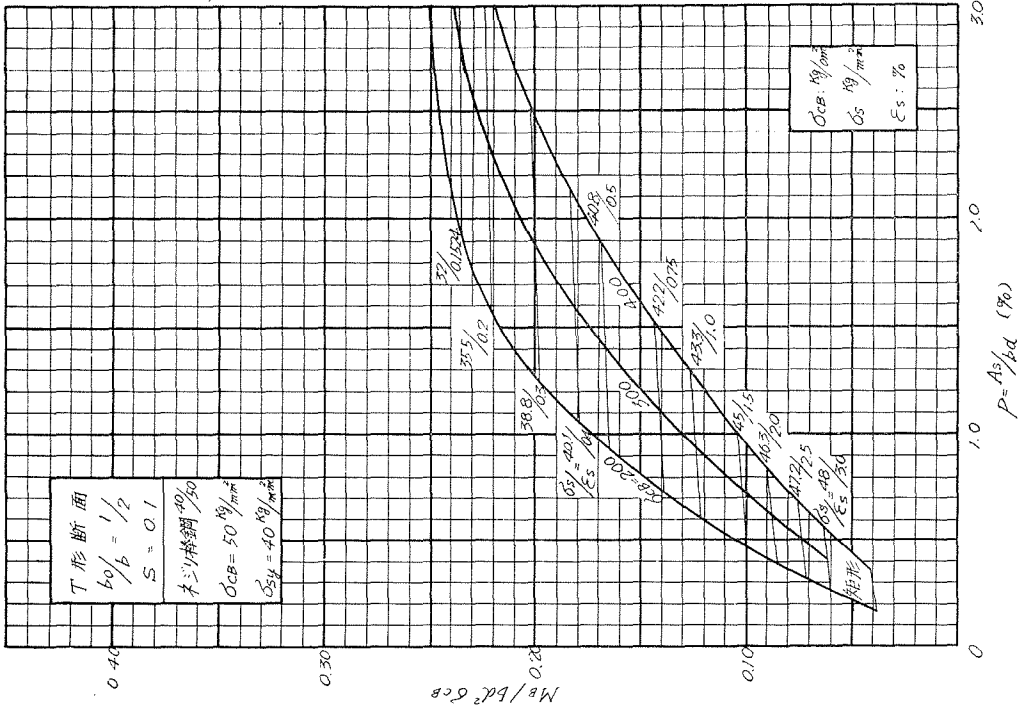
別図—11



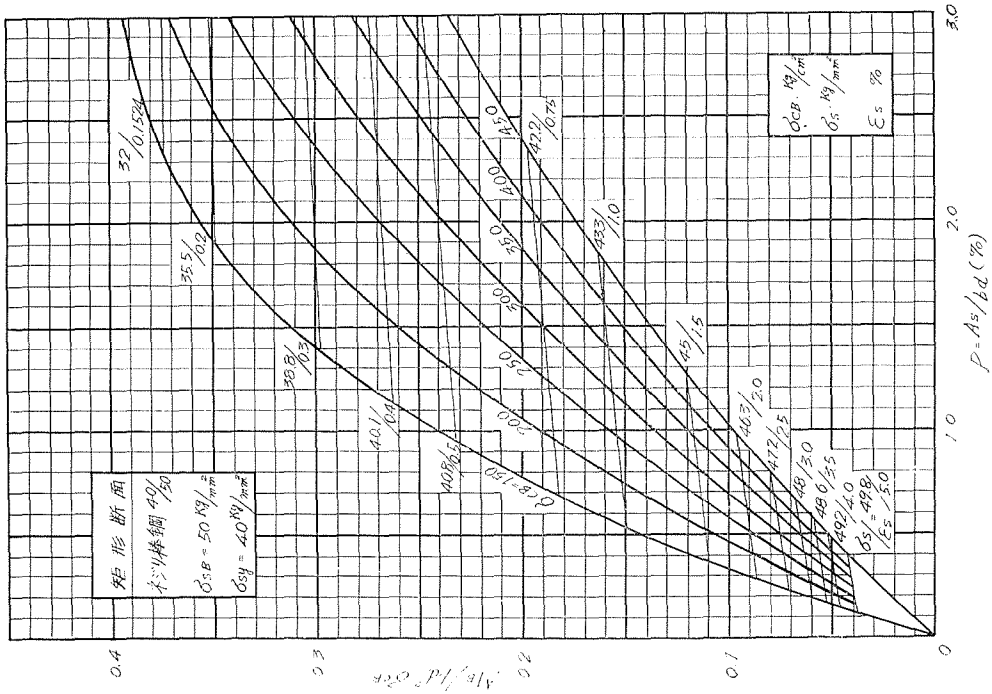
別図—14



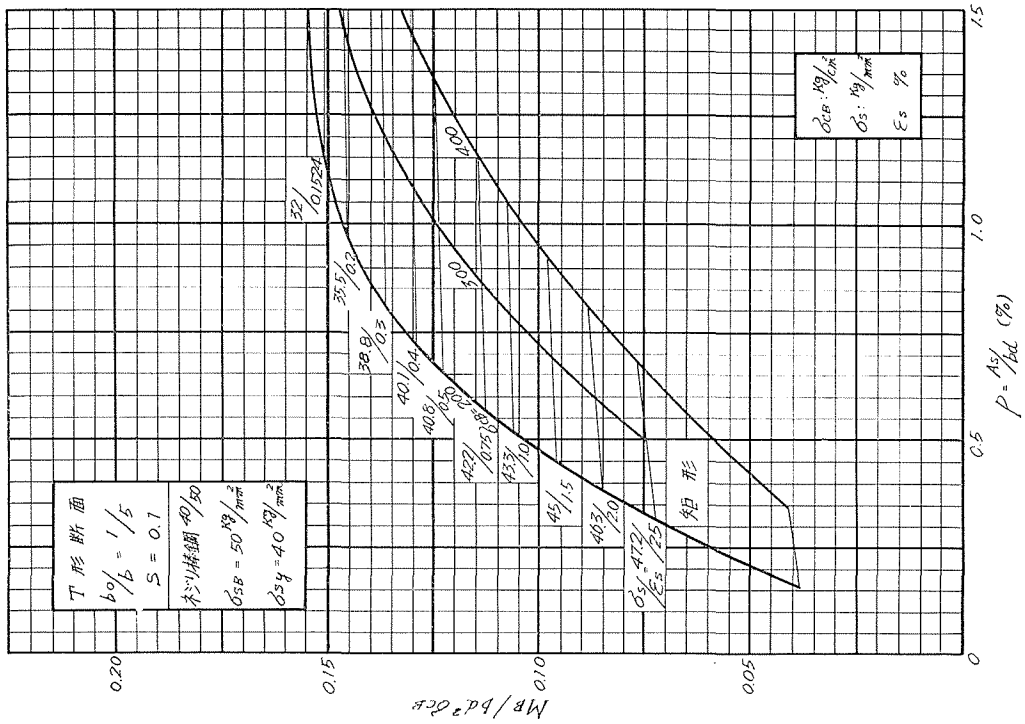
別図—13



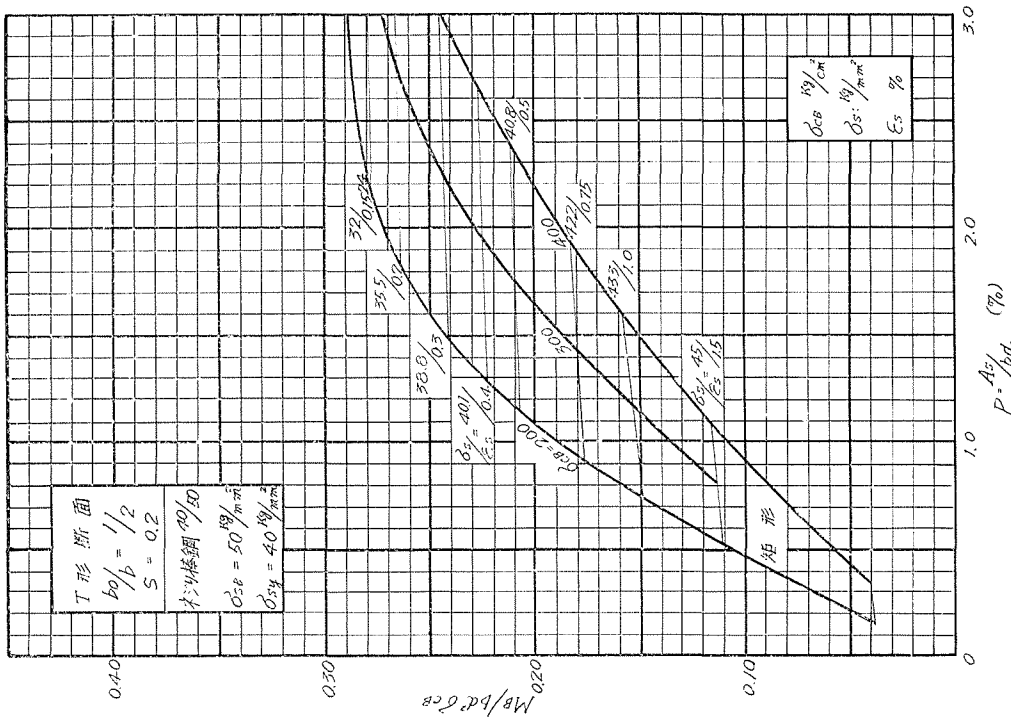
別図—16



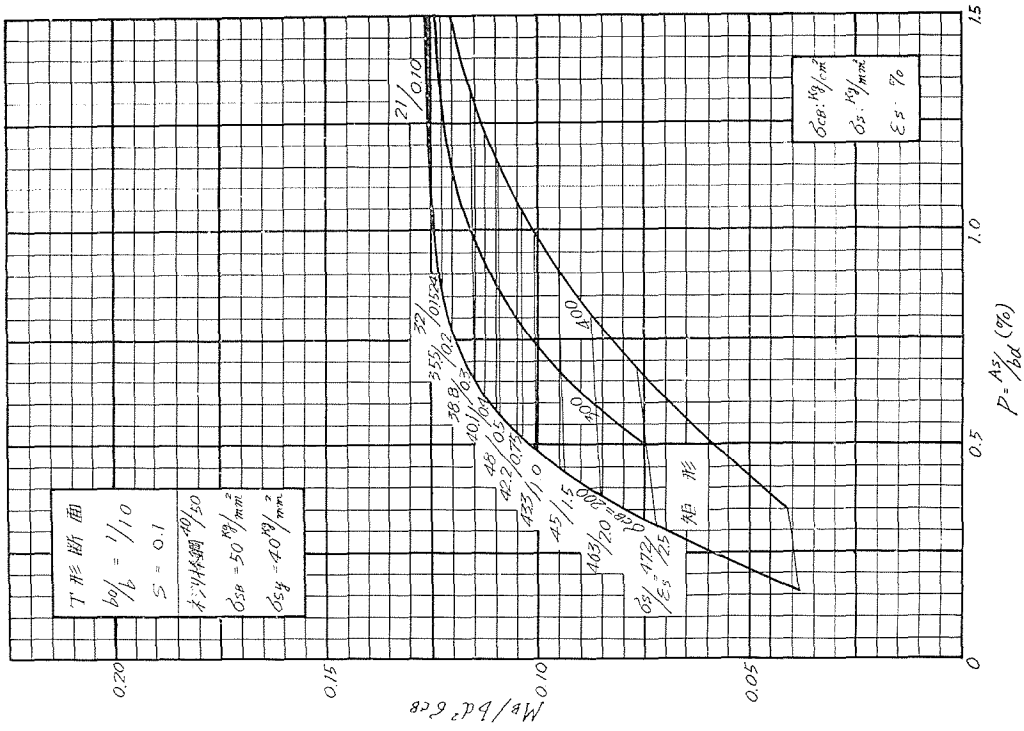
別図—15



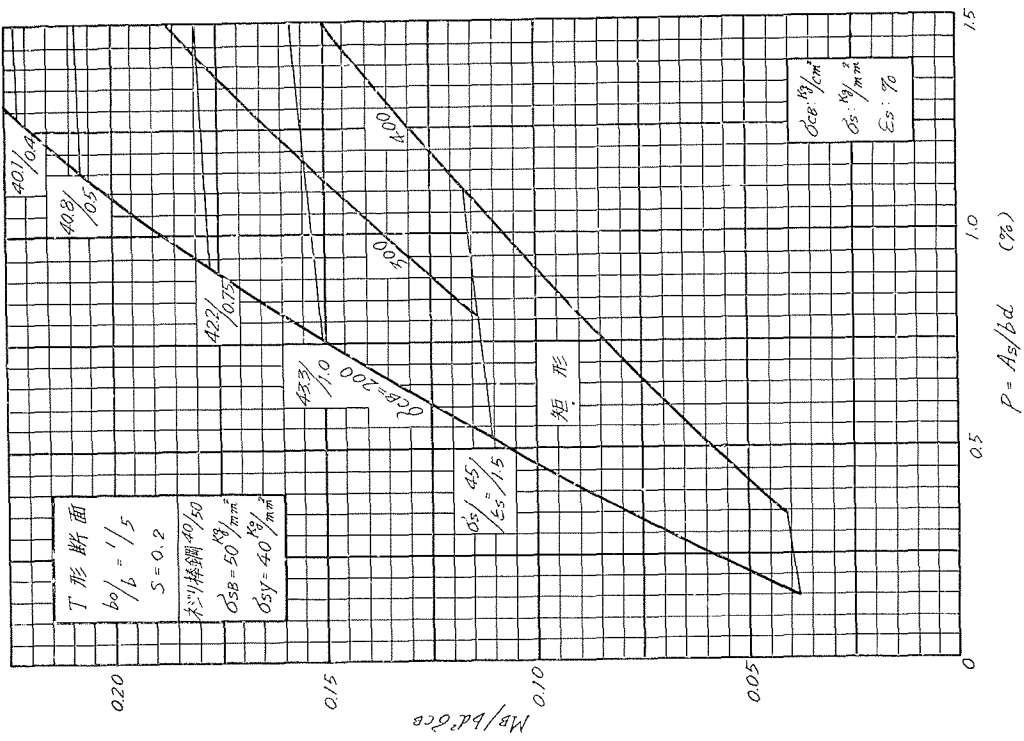
別図—18



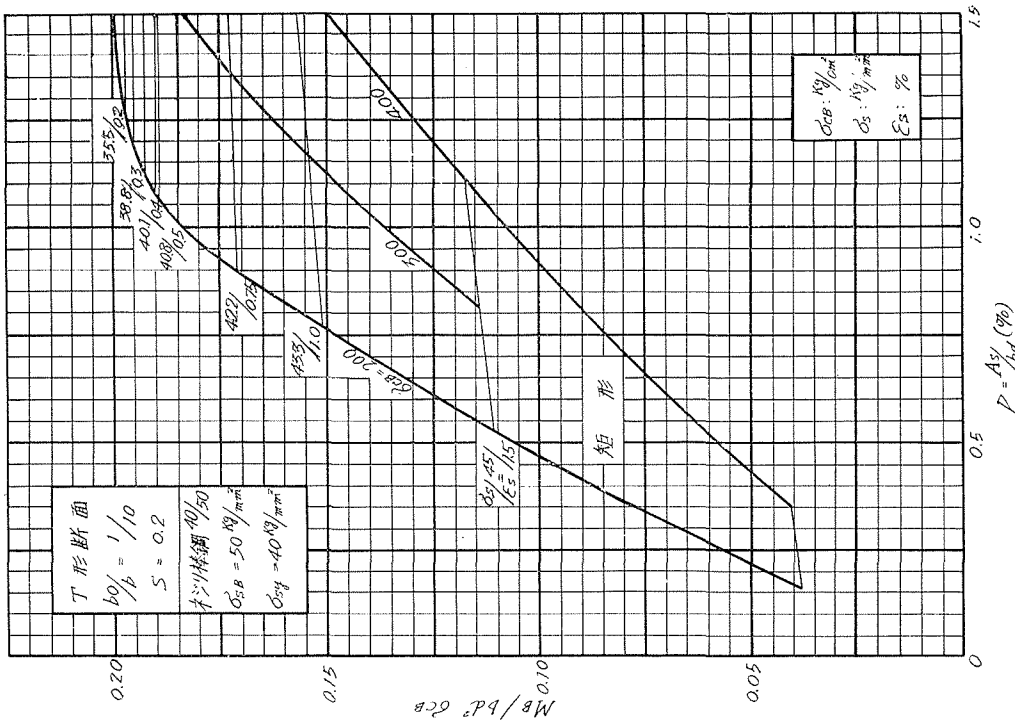
別図—17



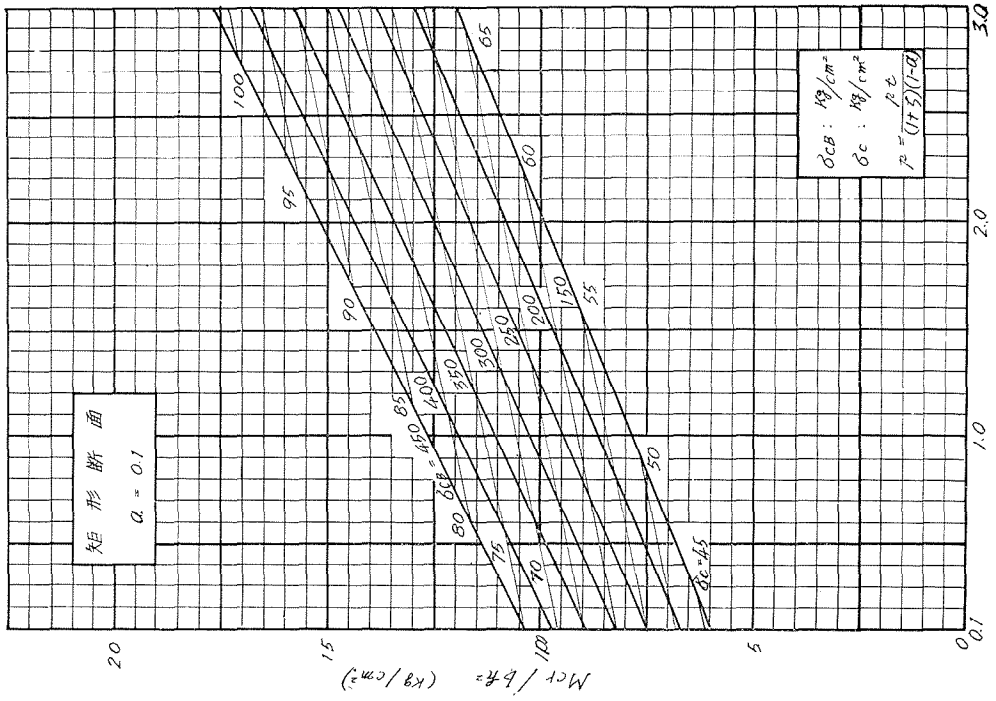
別圖—20



別圖—19

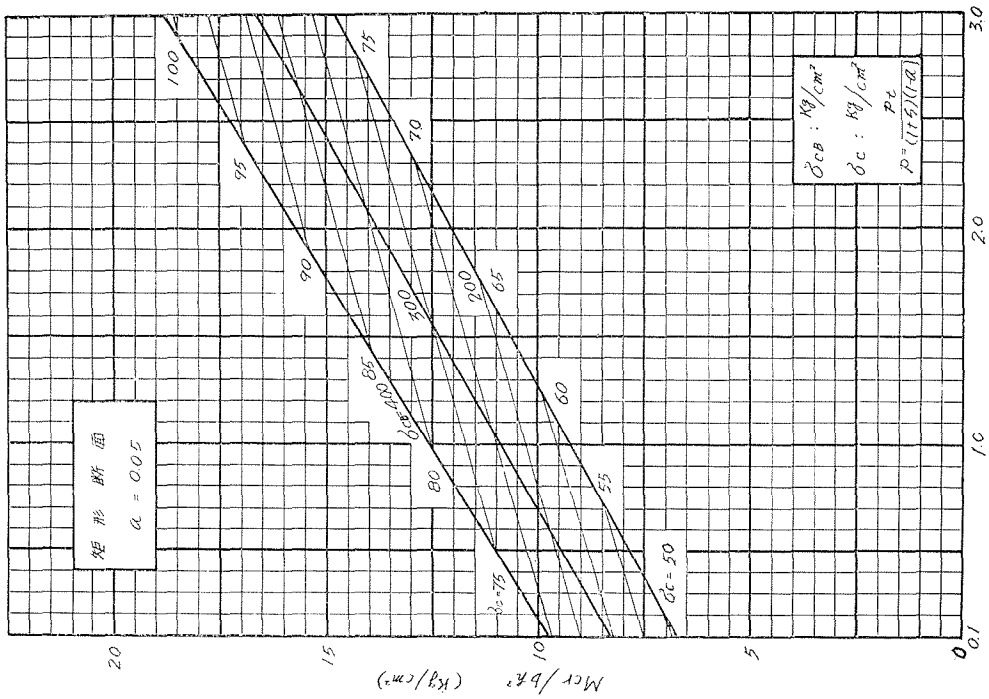


別図—21



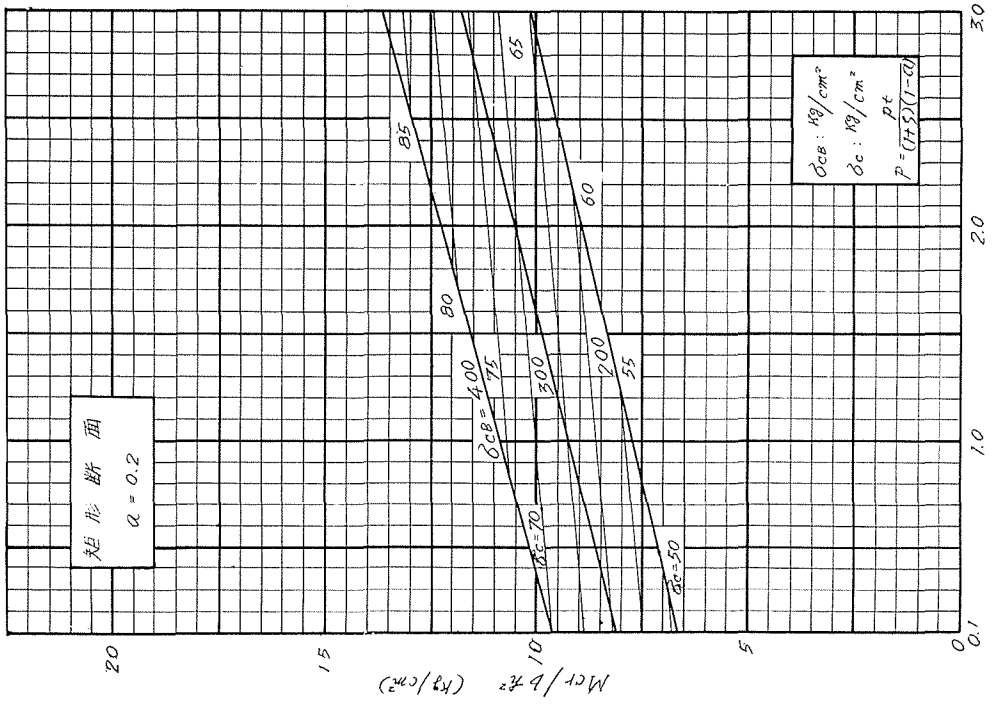
$\rho = A_s/bd$ (%)

別図—23



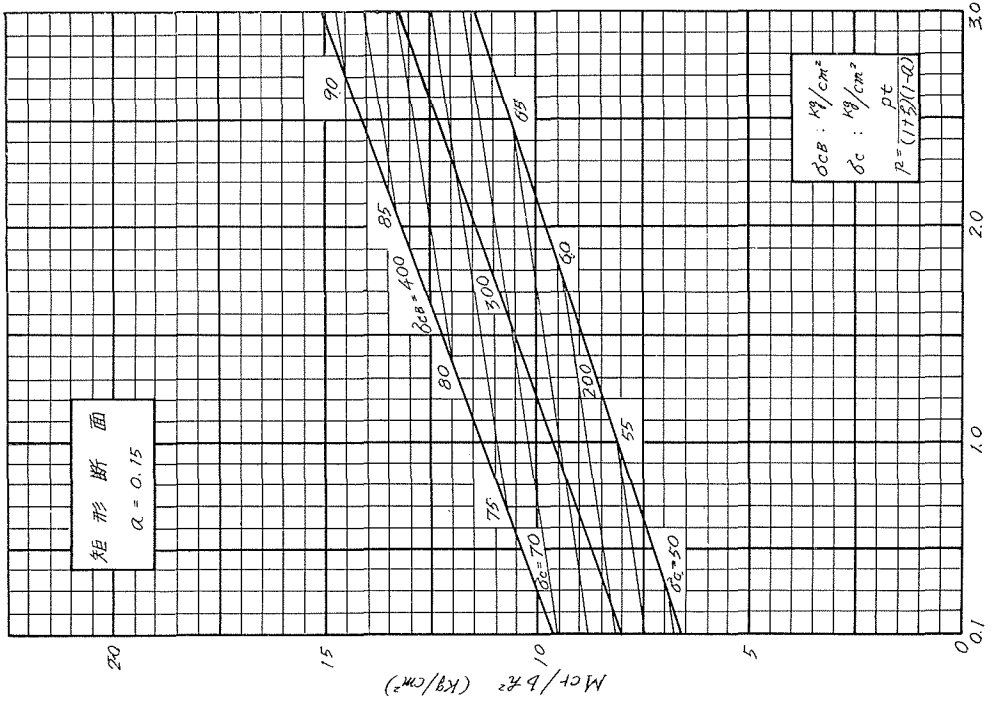
$\rho = A_s/bd$ (%)

別図—22



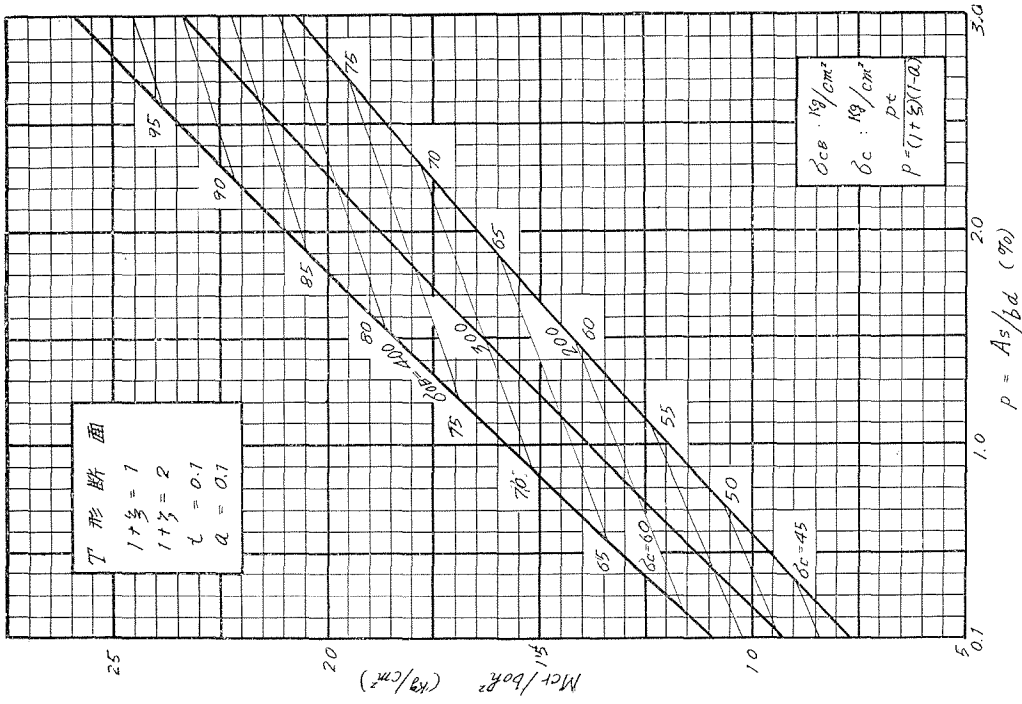
$p = A_s/bd$ (%)

別図—25

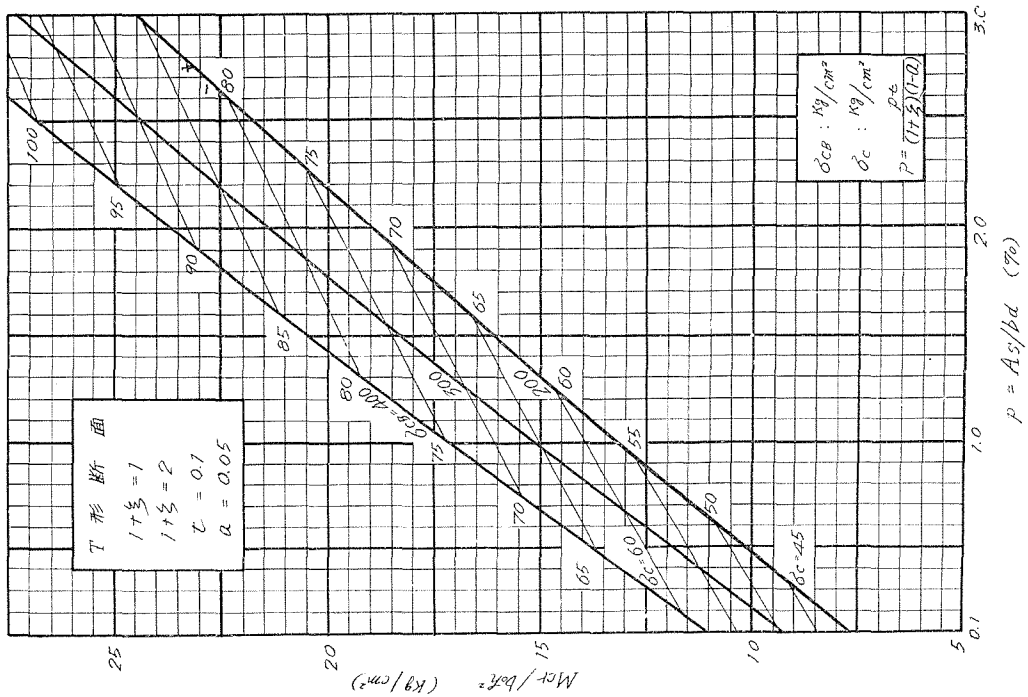


$p = A_s/bd$ (%)

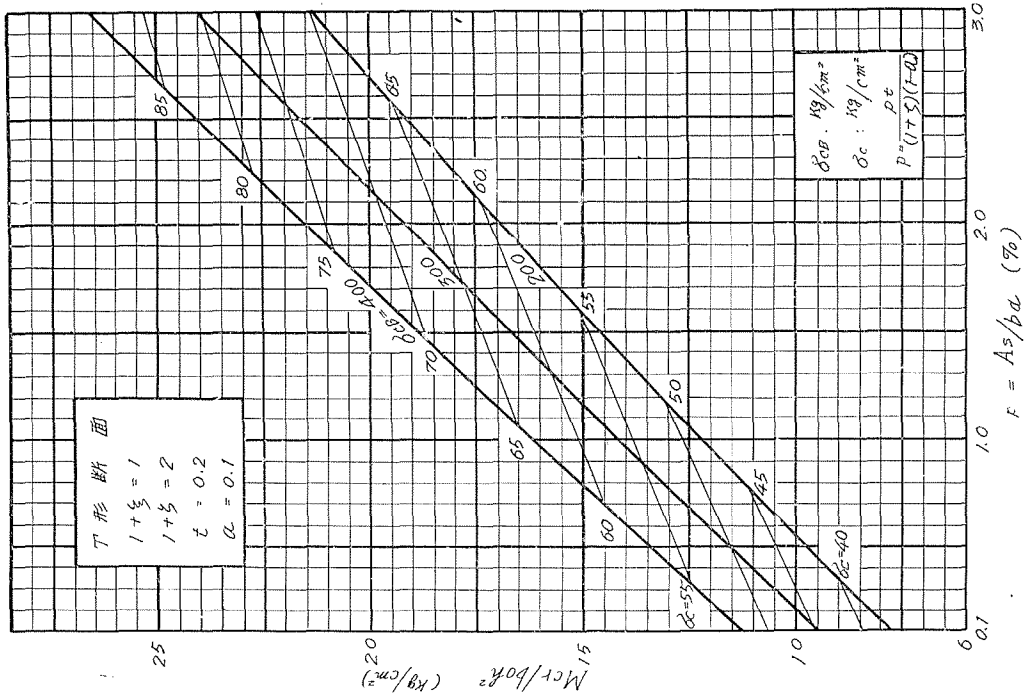
別図—24



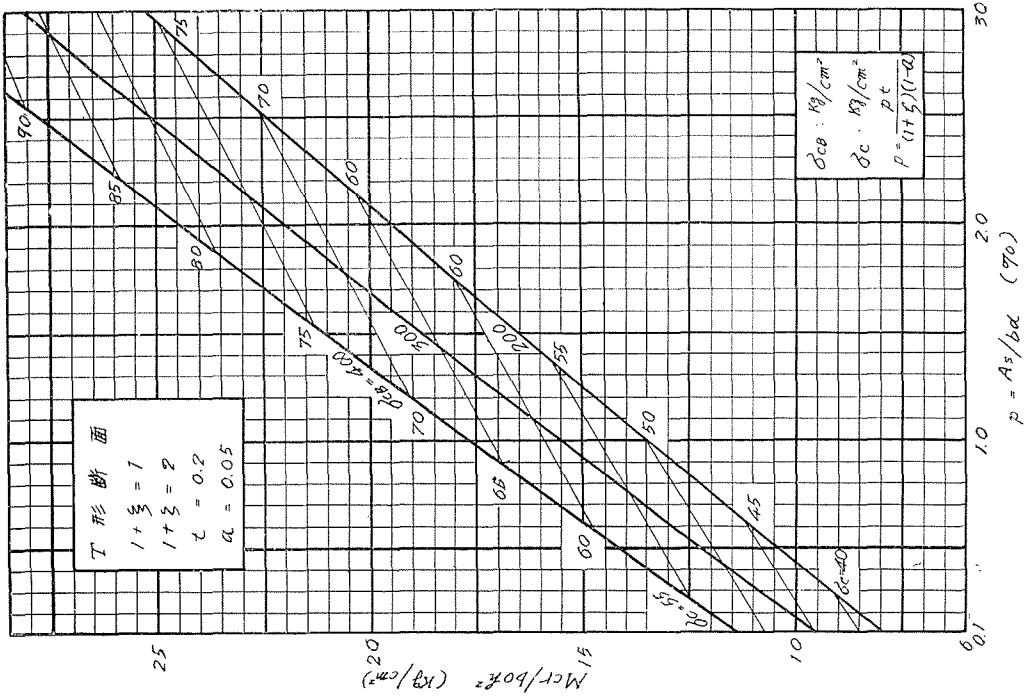
別図—27



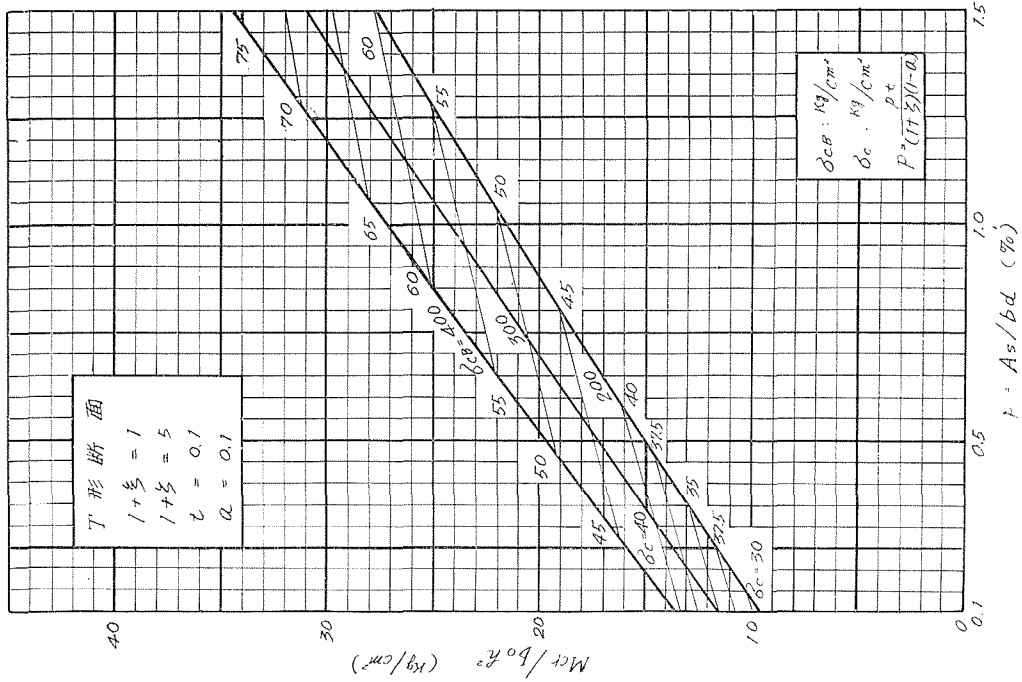
別図—26



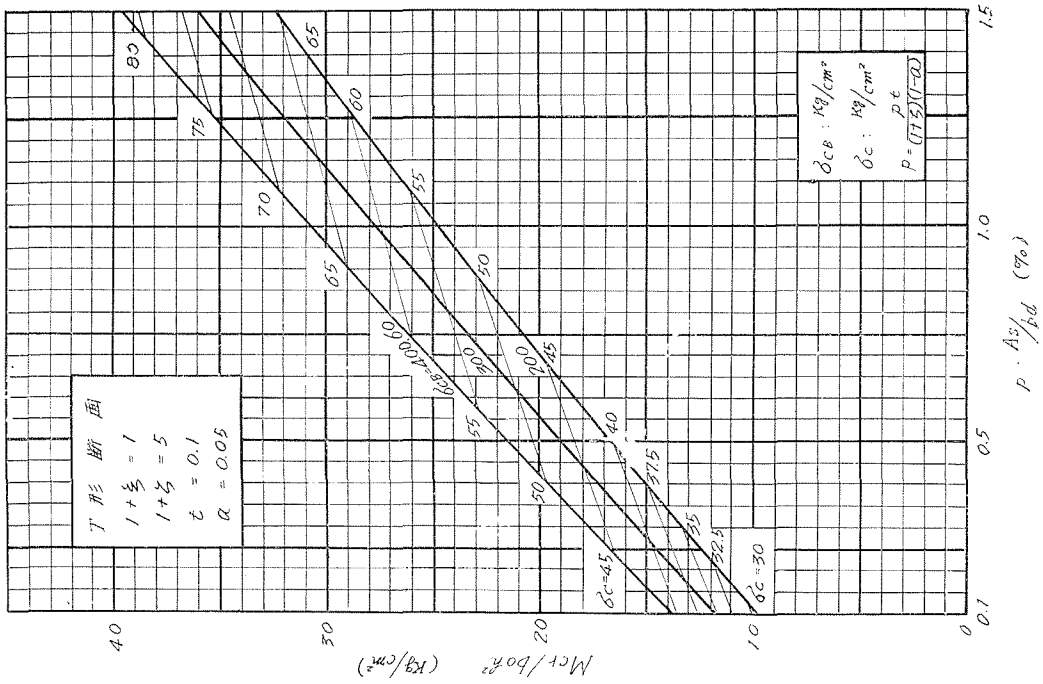
別図-29



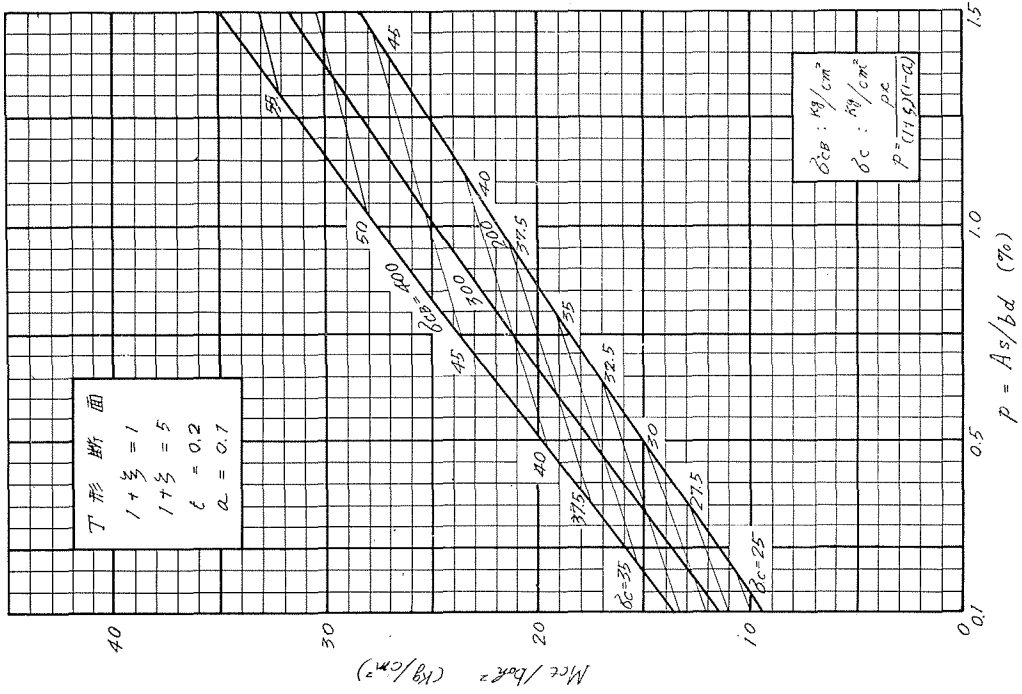
別図-28



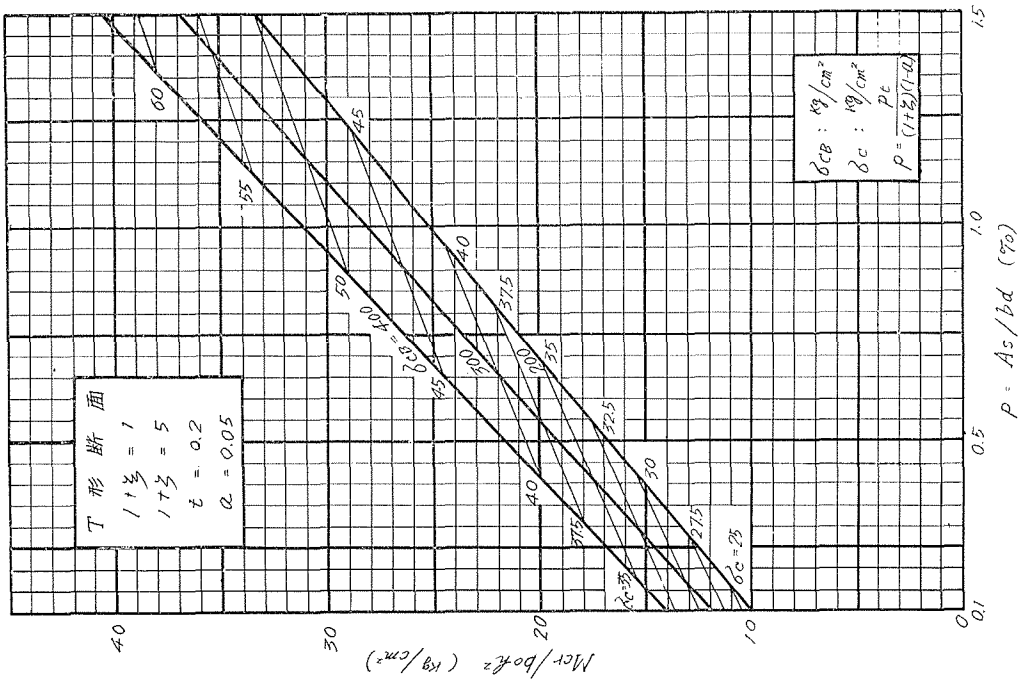
別図—31



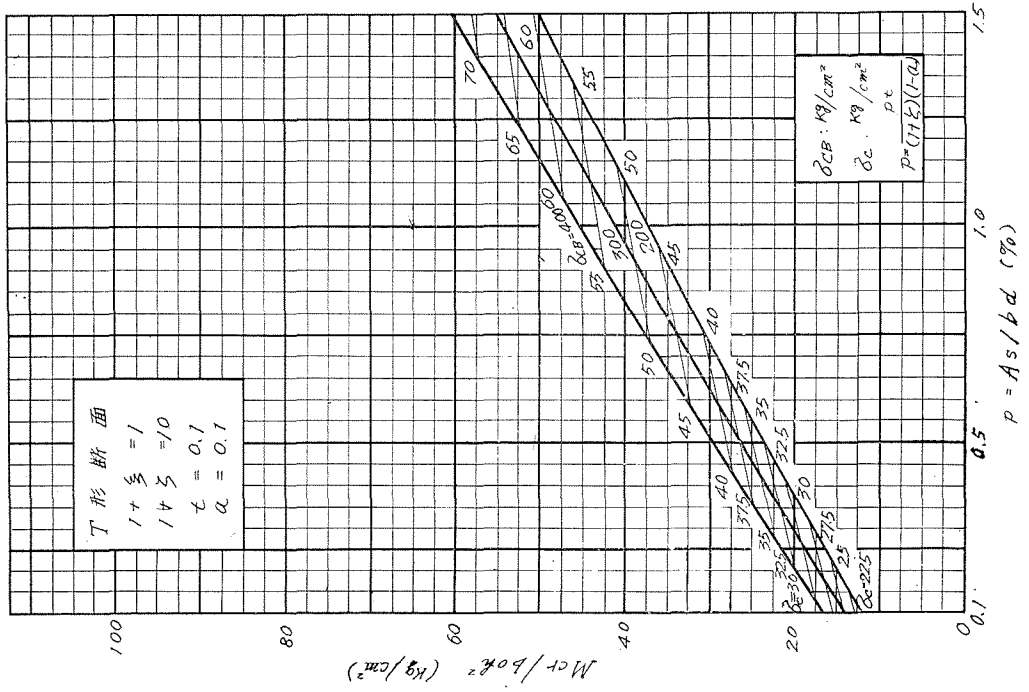
別図—30



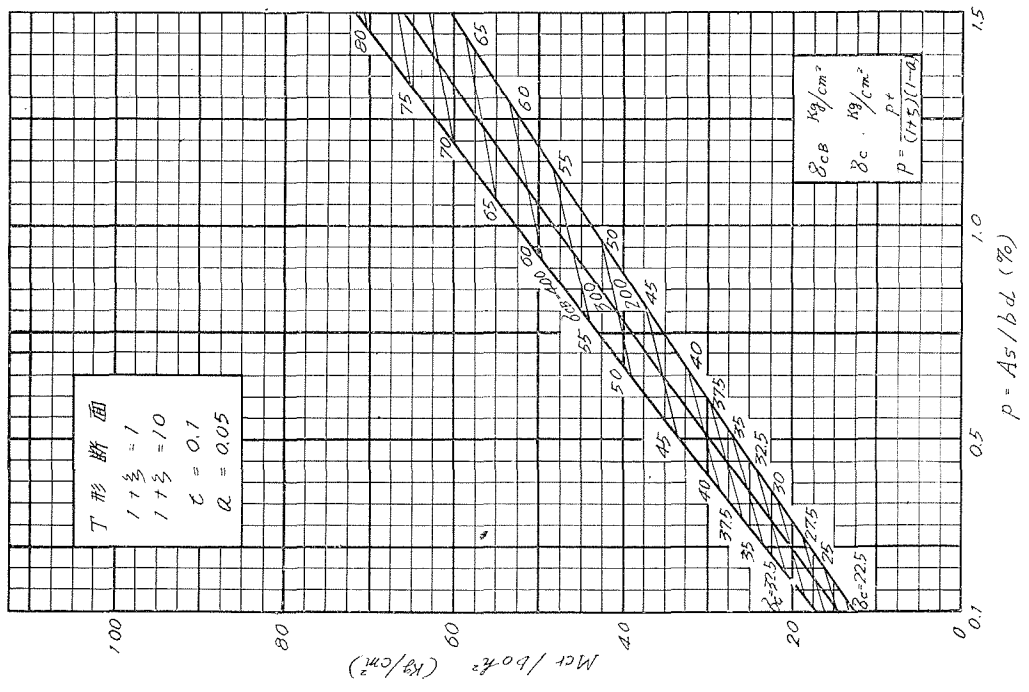
別図—33



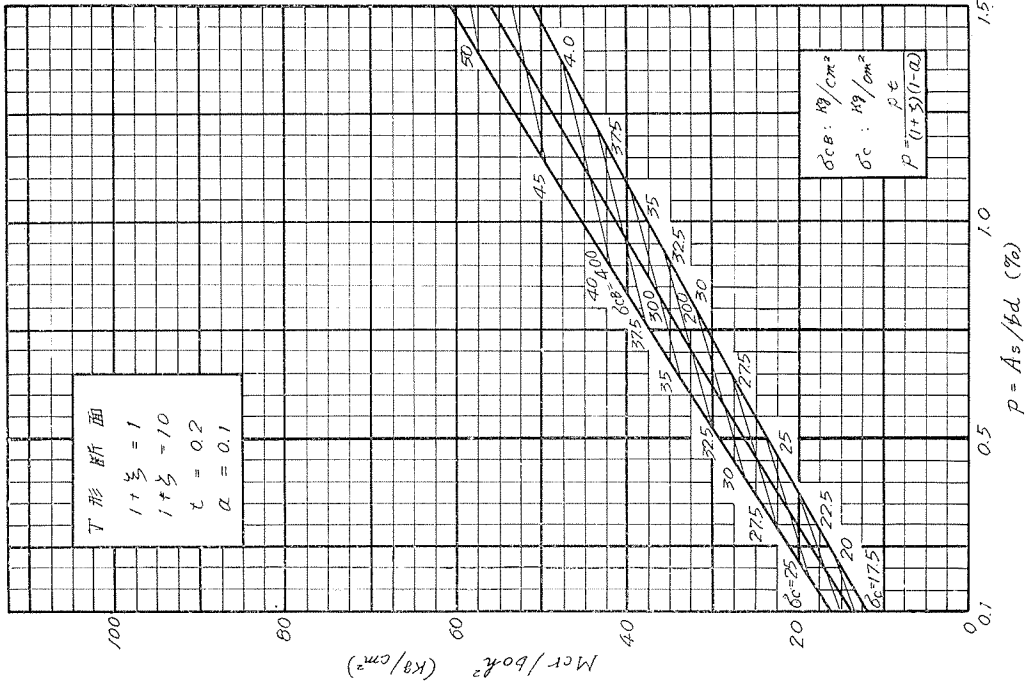
別図—32



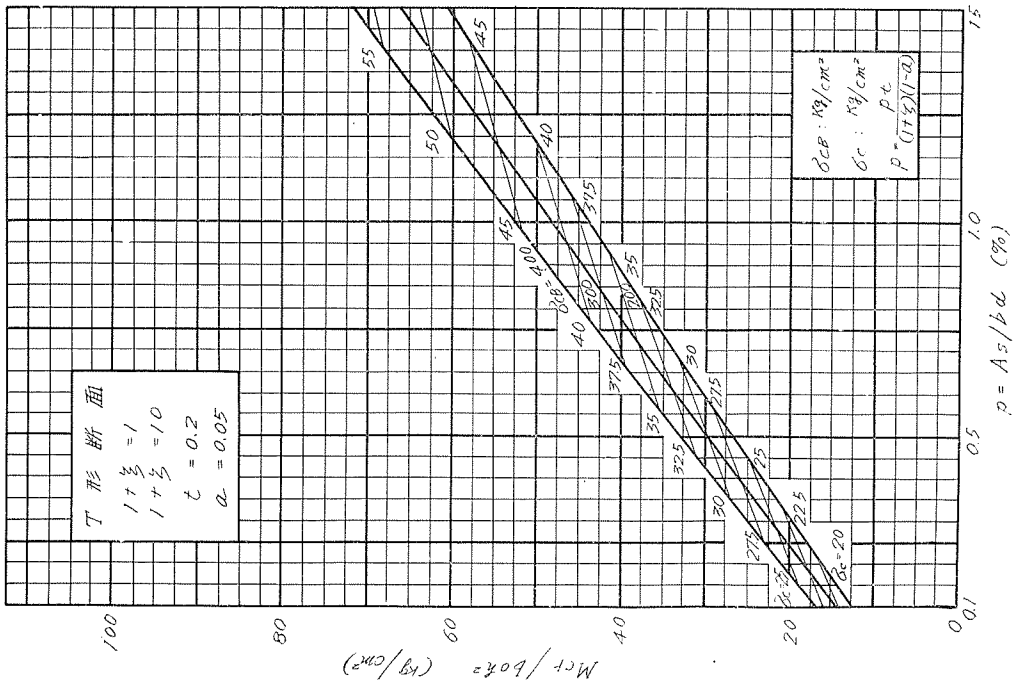
別図—35



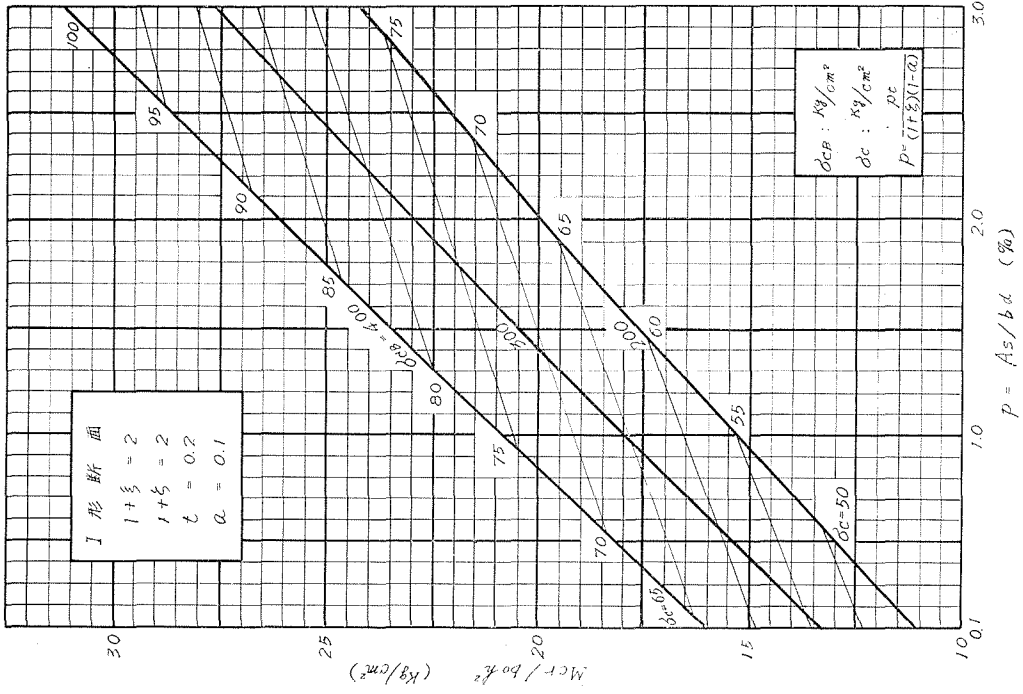
別図—34



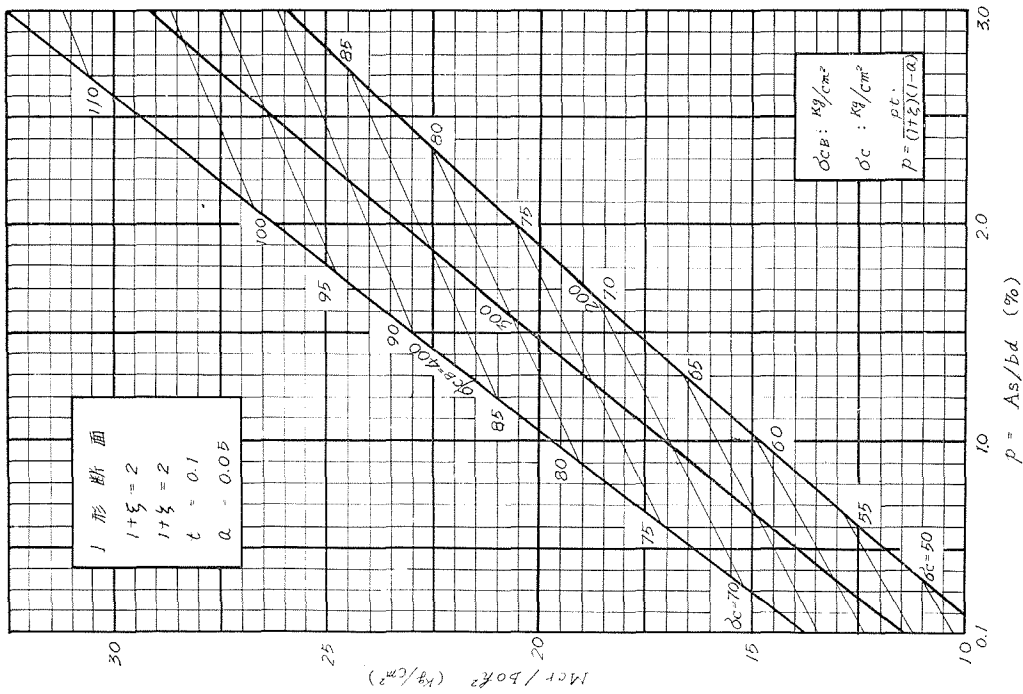
別図—37



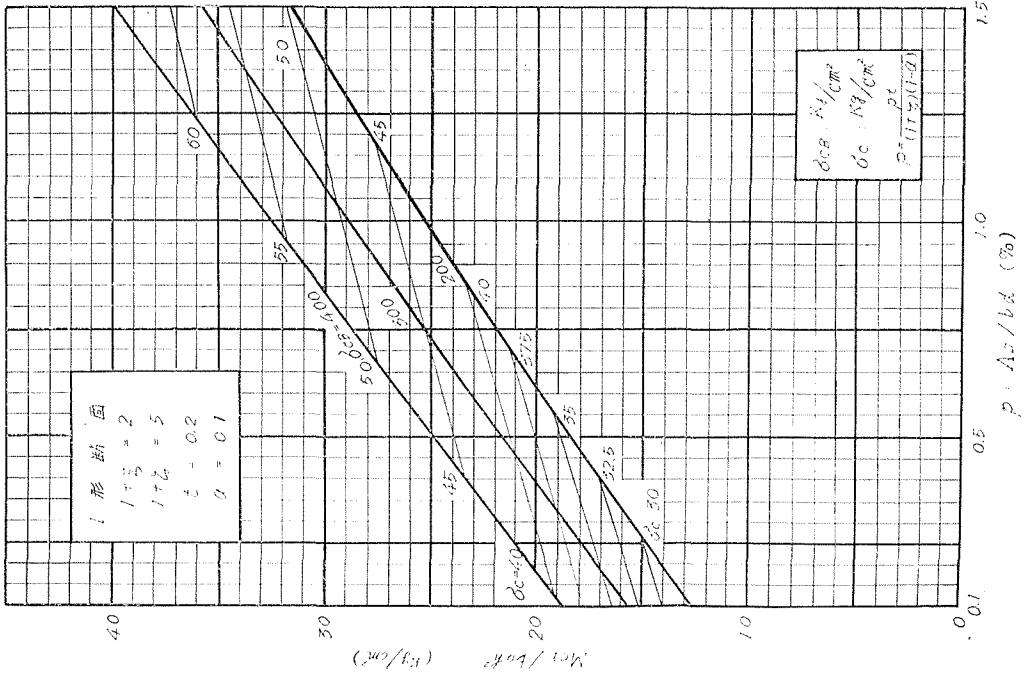
別図—36



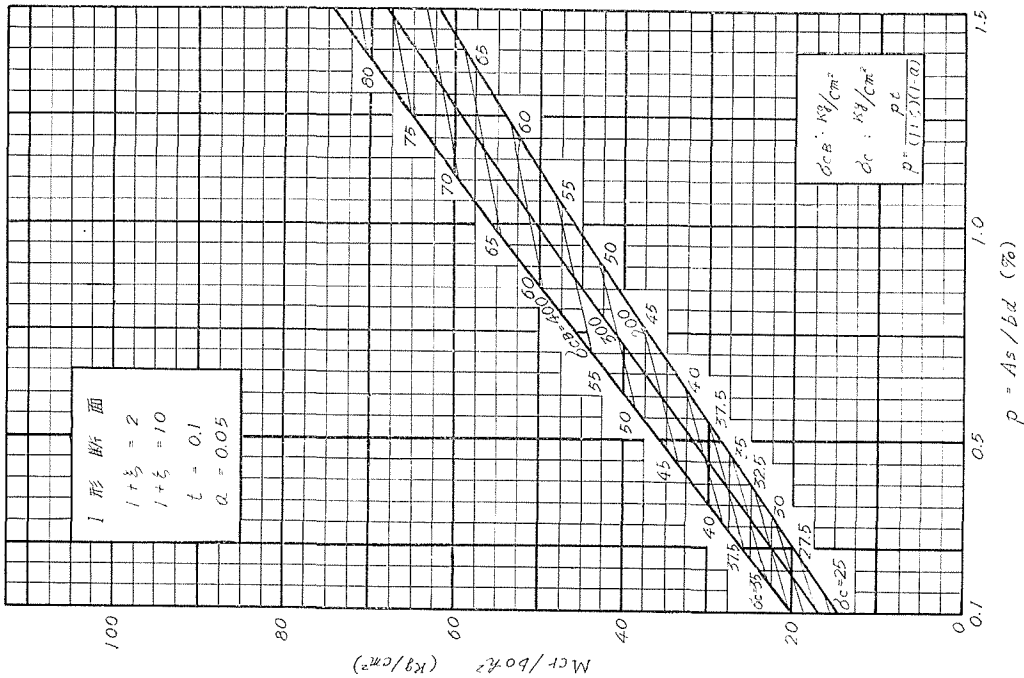
別図—38



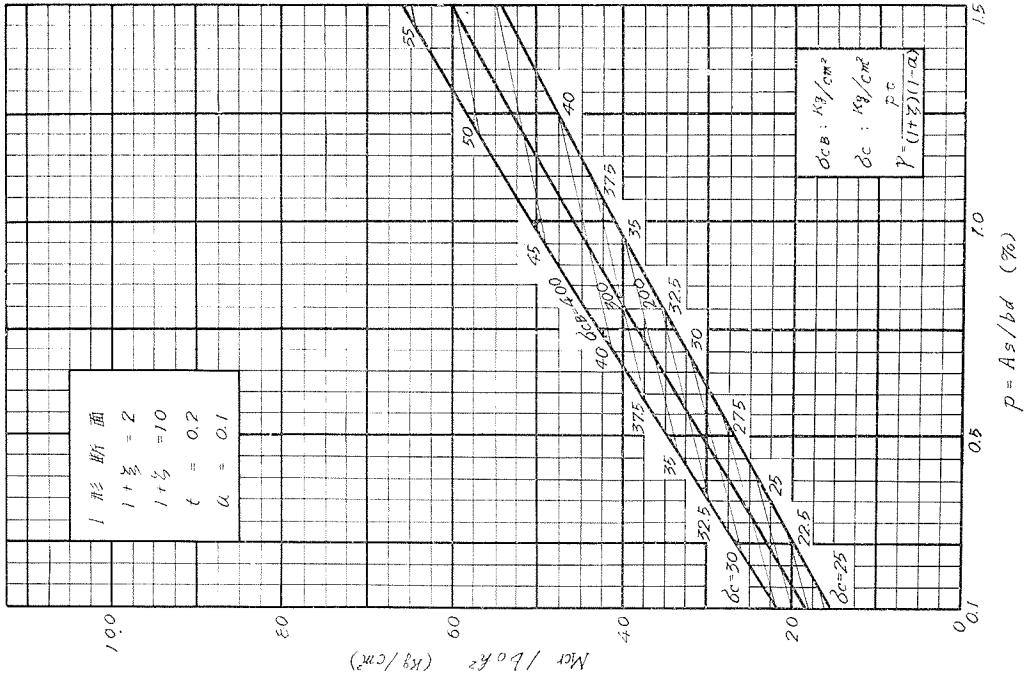
別図—39



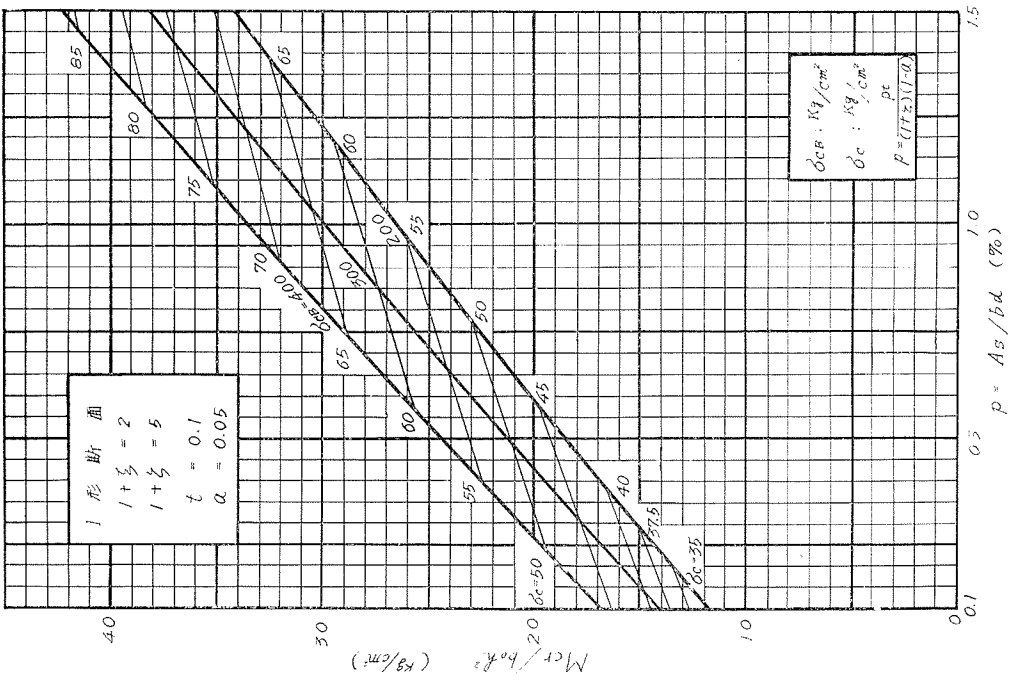
別図—41



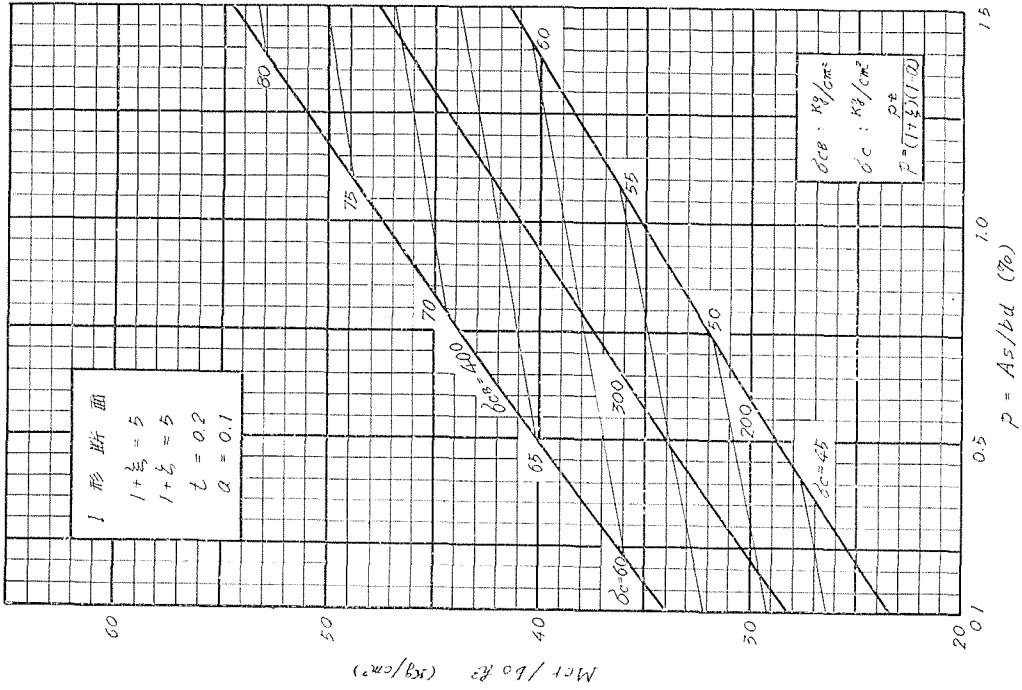
別図—40



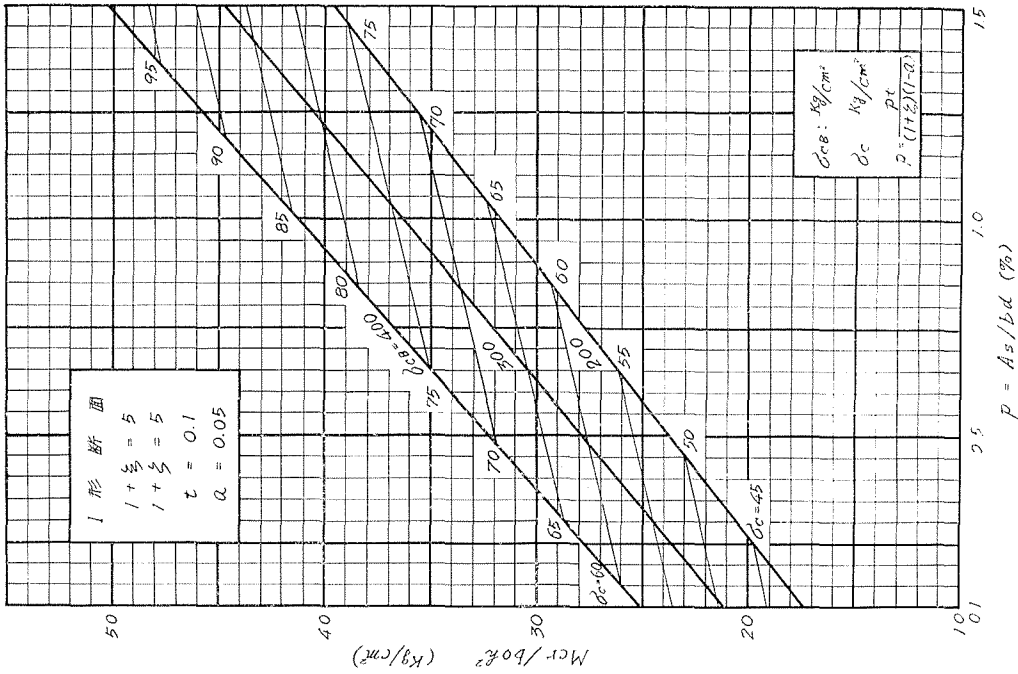
別図—43



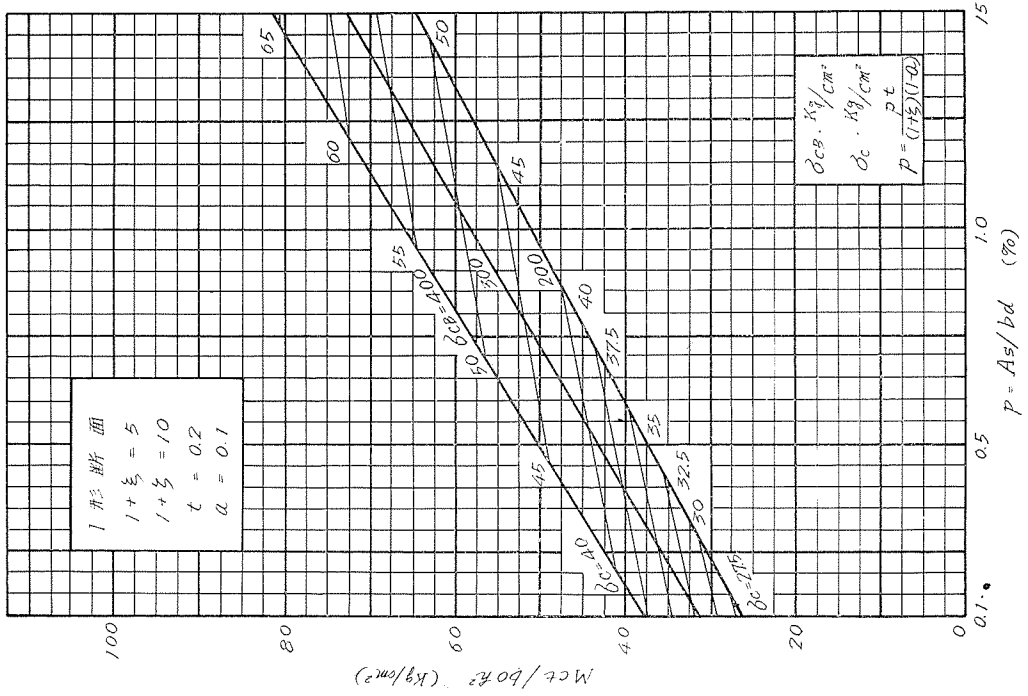
別図—42



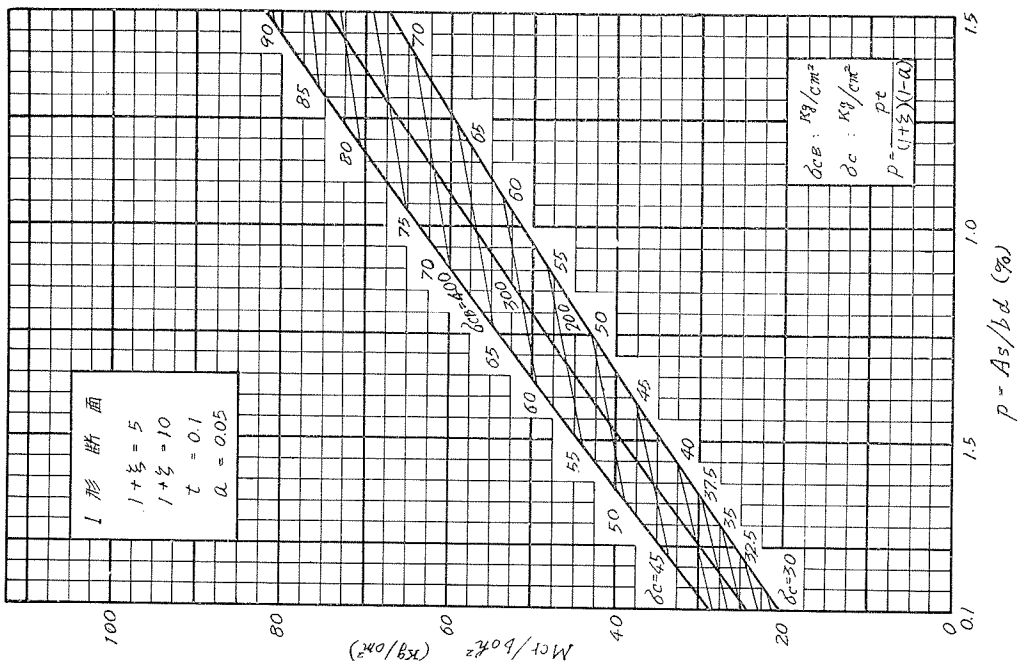
別図—45



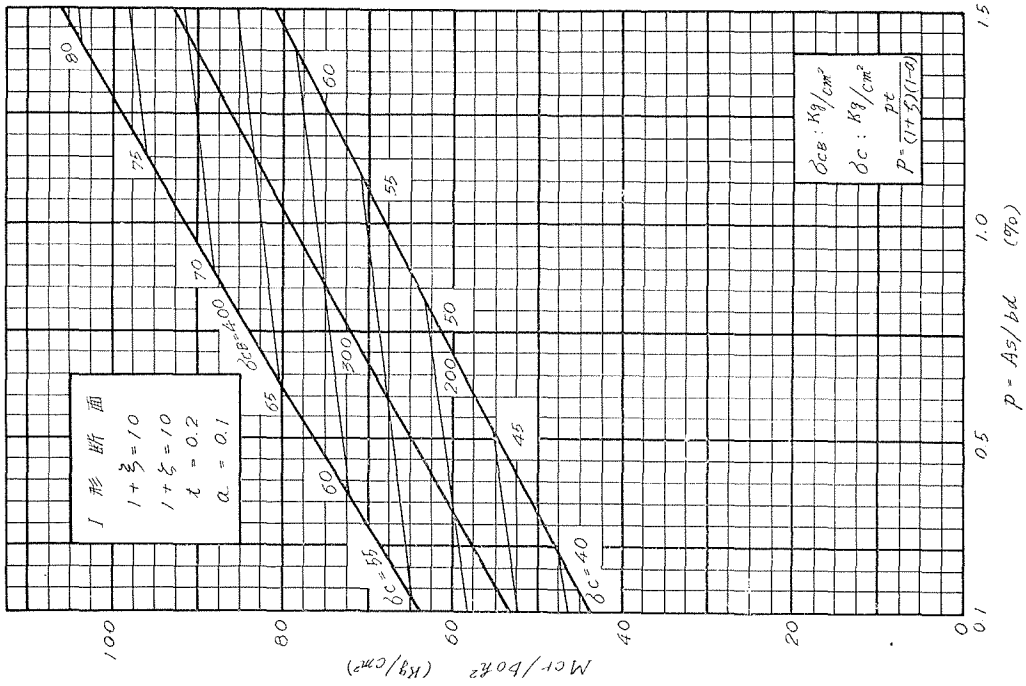
別図—44



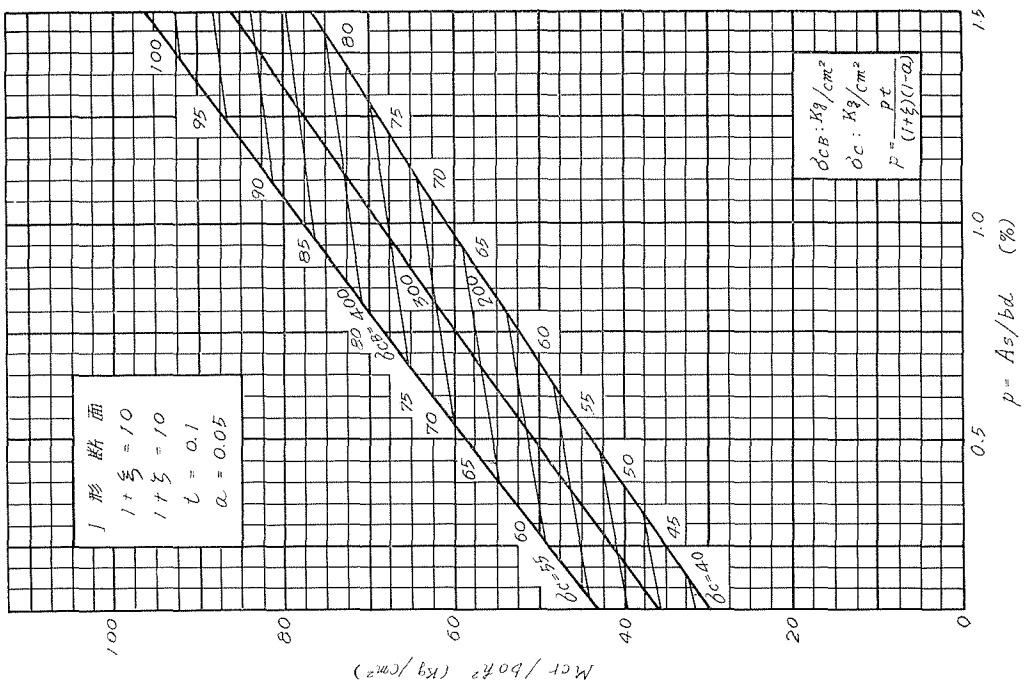
別図—47



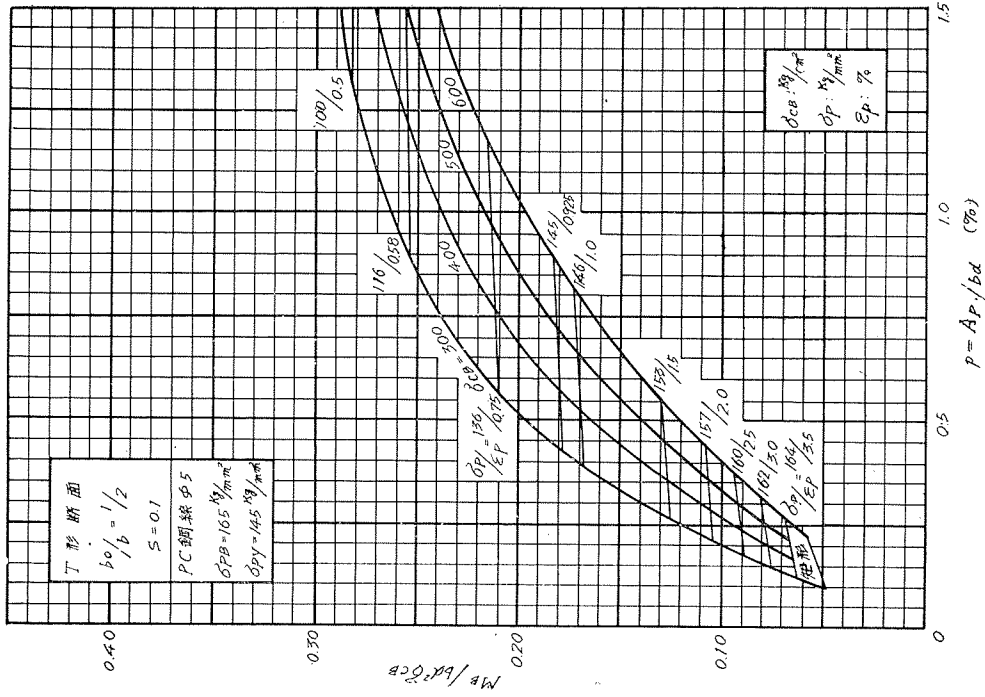
別図—48



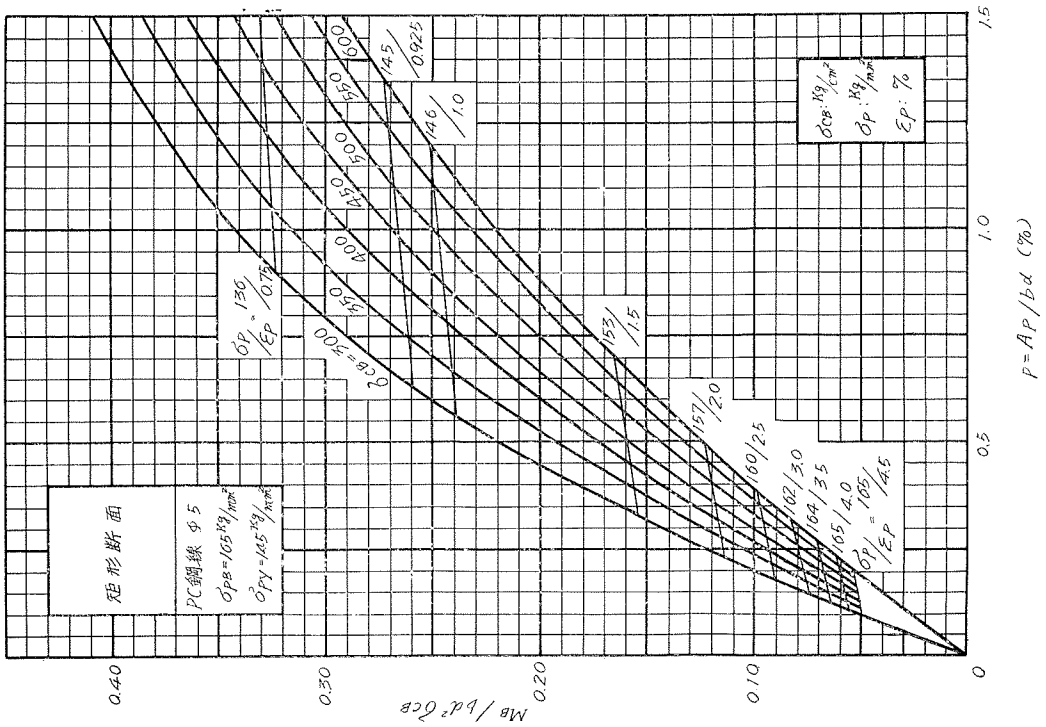
別図 49



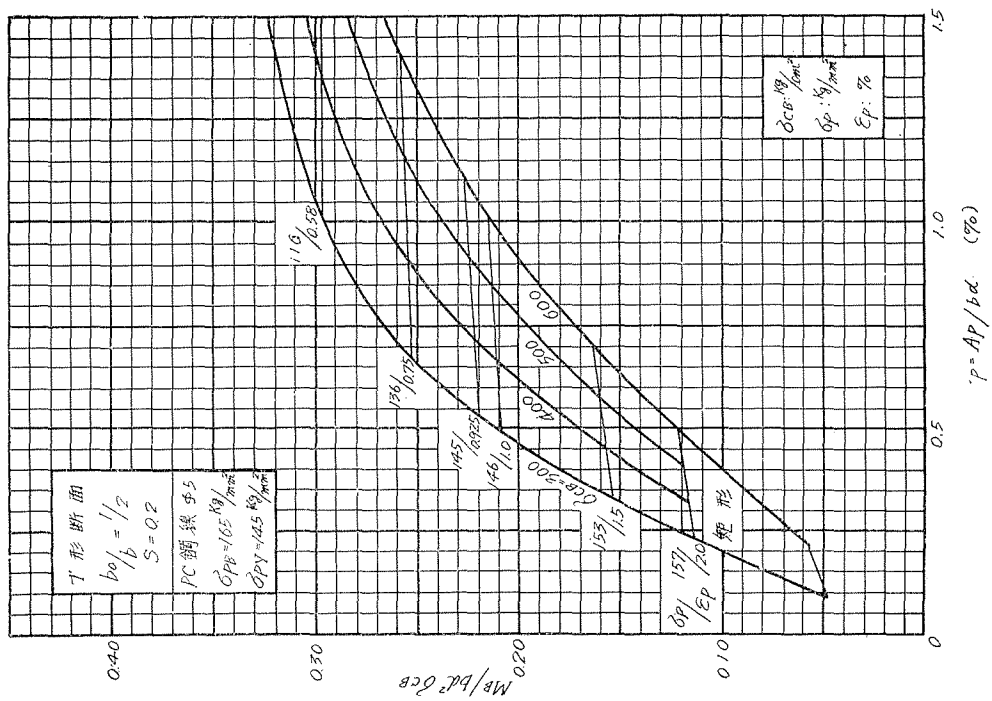
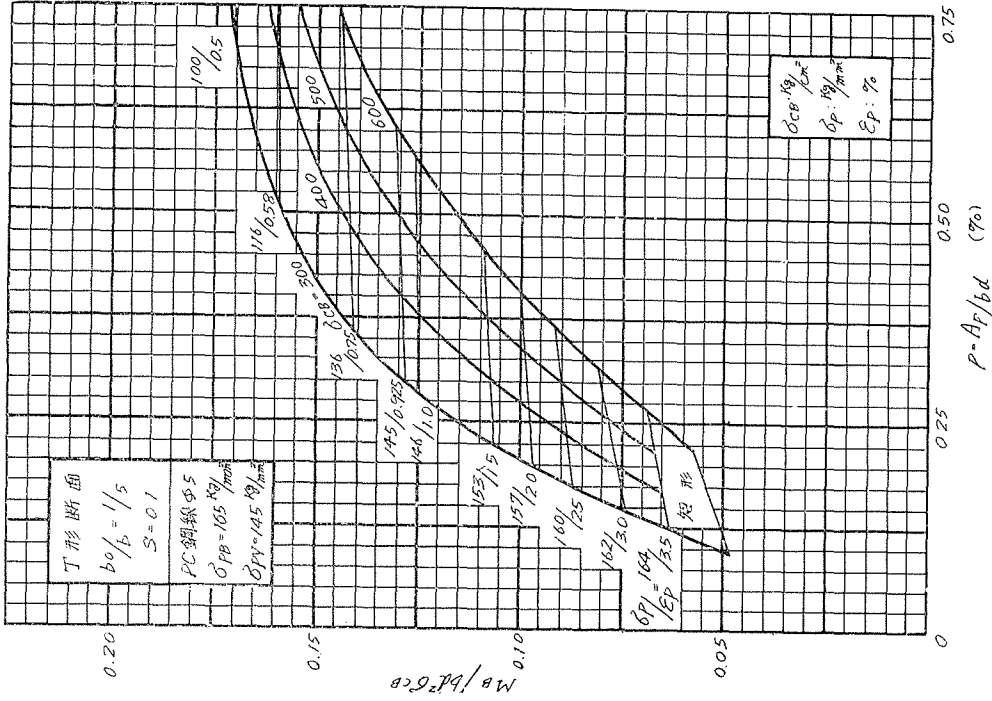
別図 48

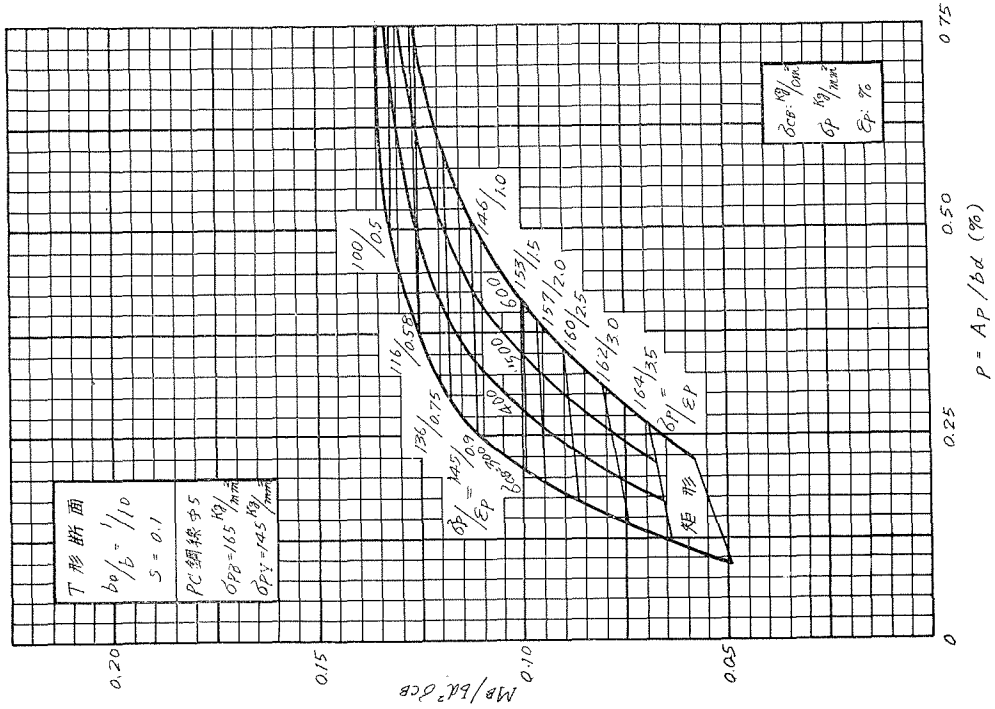


別図—51

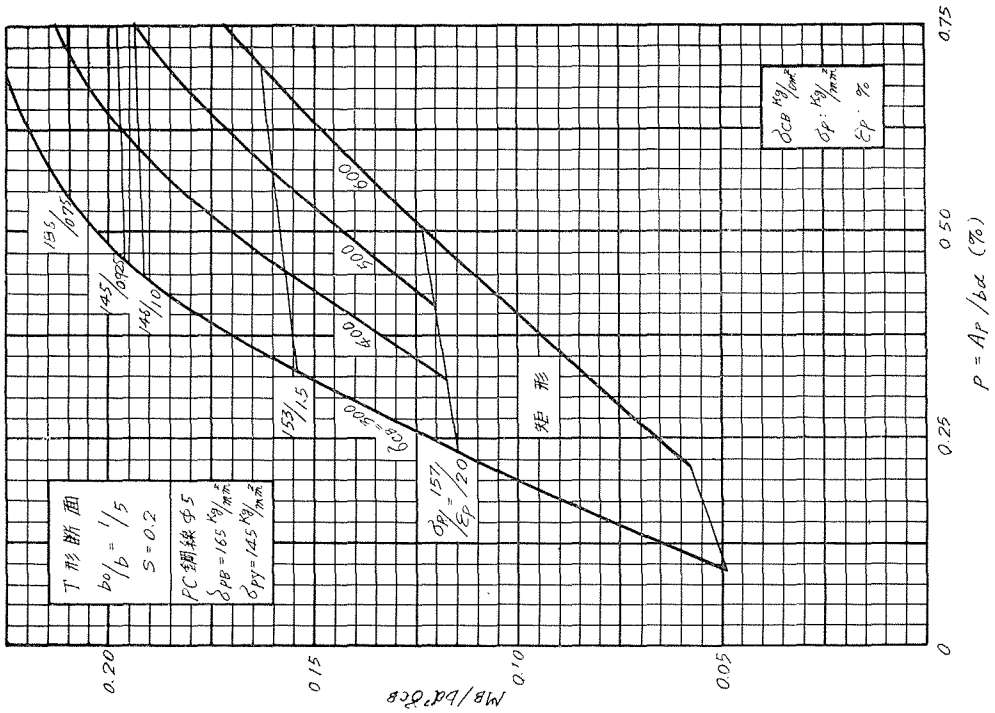


別図—50

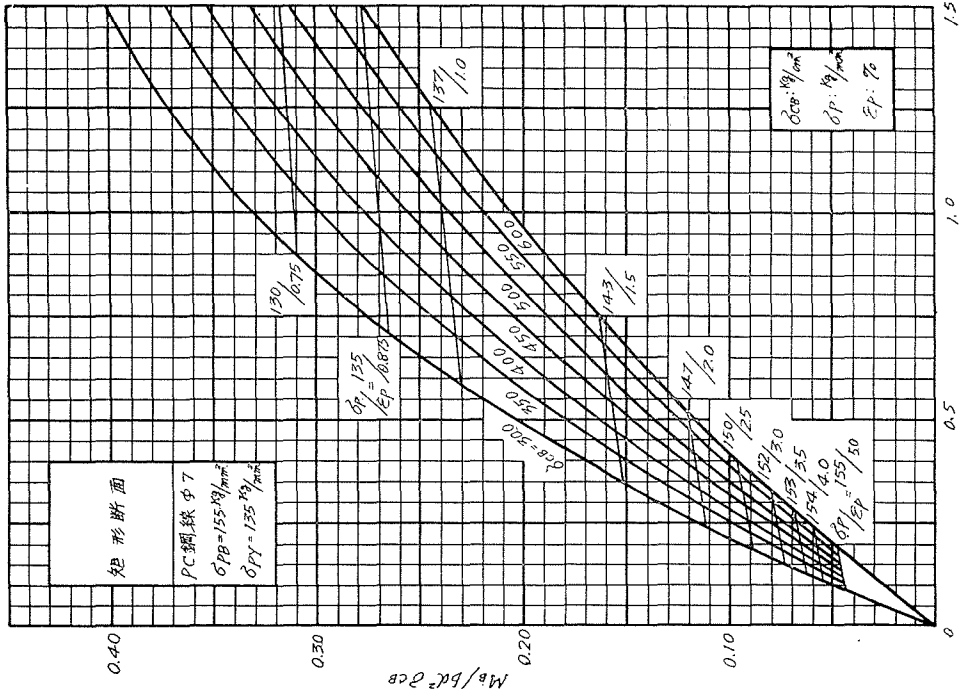




別図—55

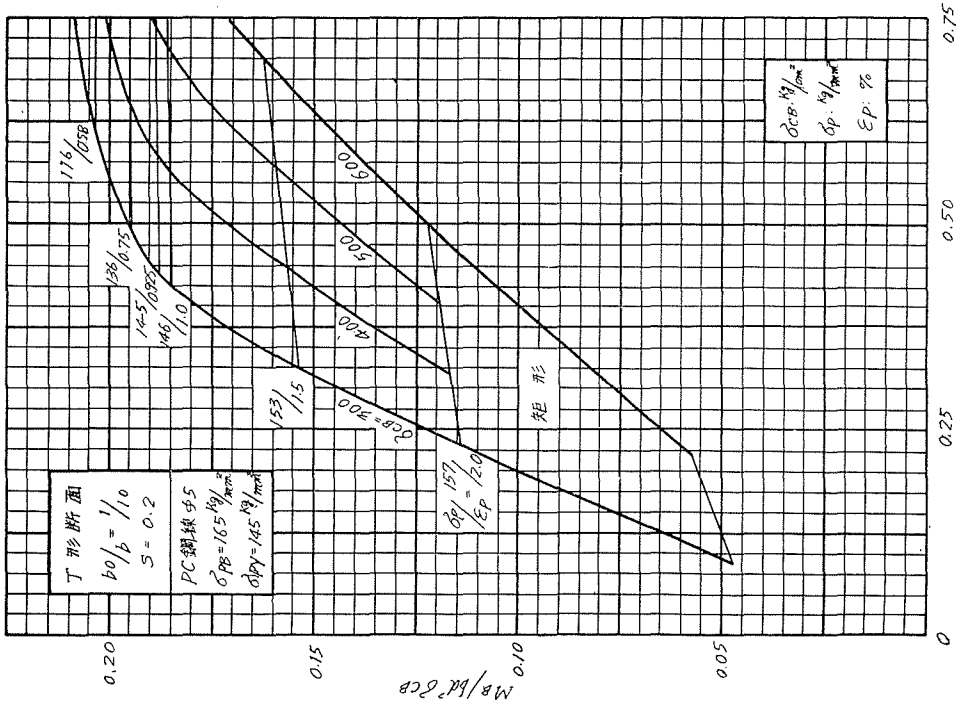


別図—54



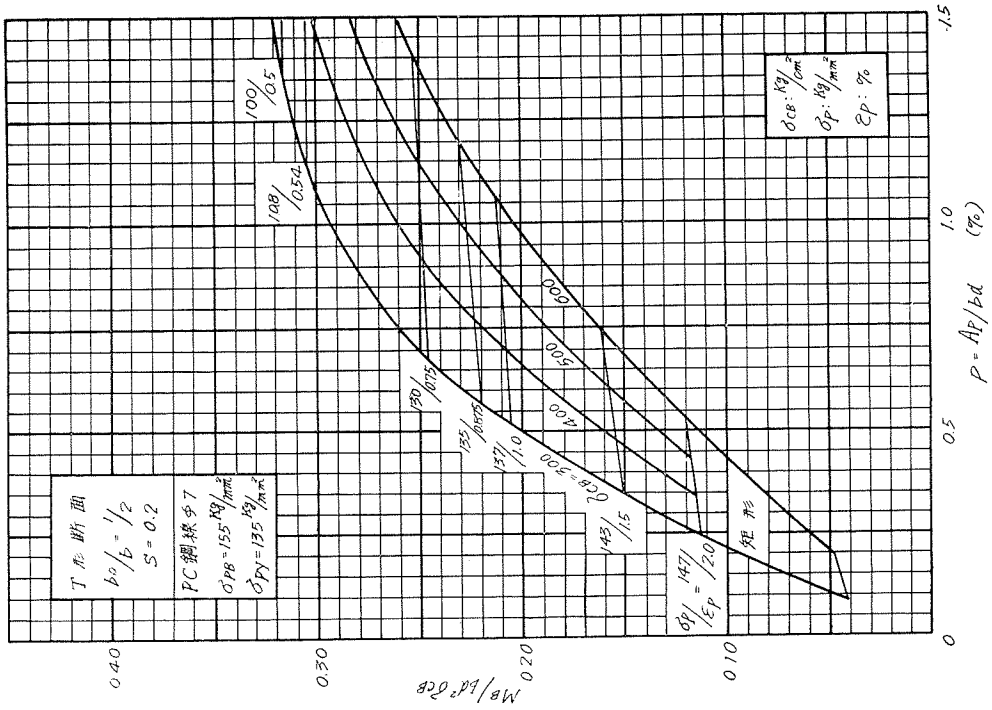
$p = A_p / b d$ (%)

別図—57

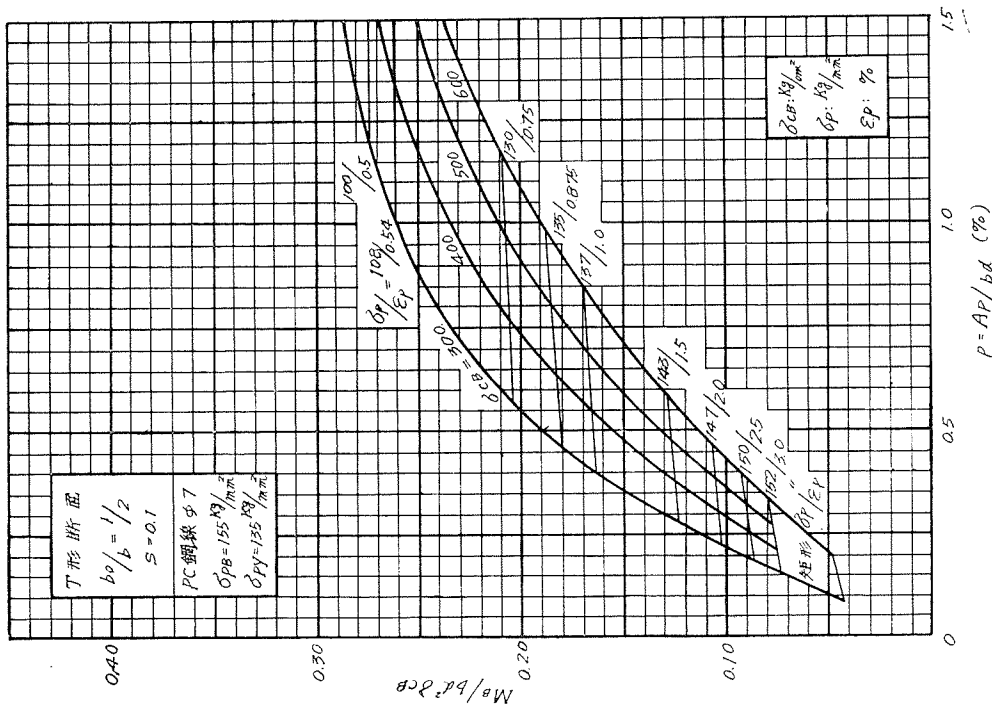


$p = A_p / b d$ (%)

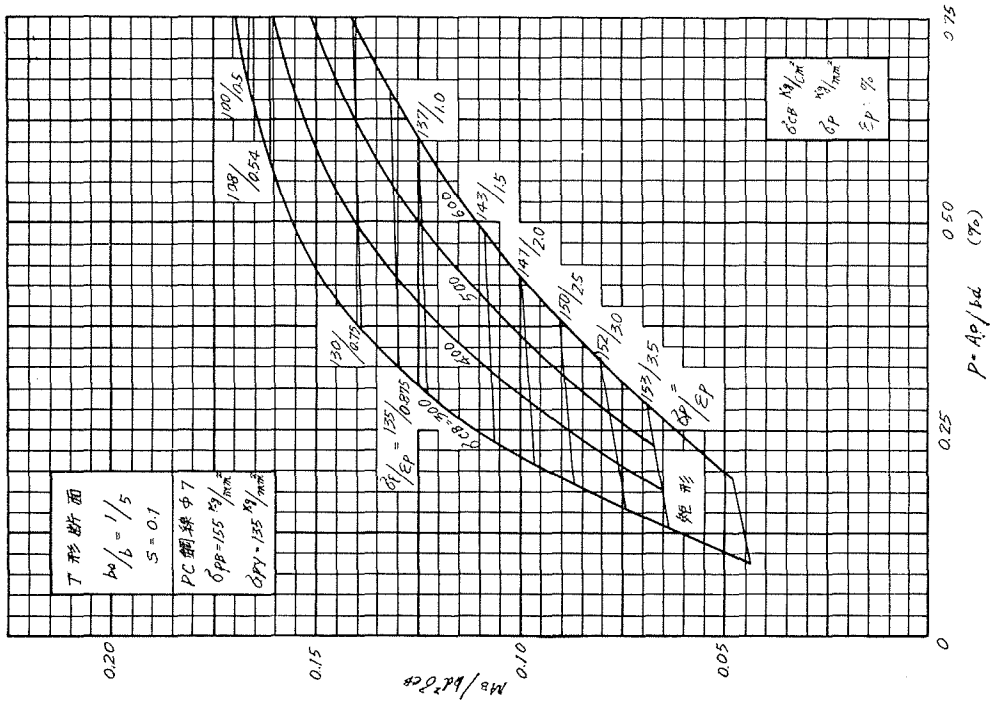
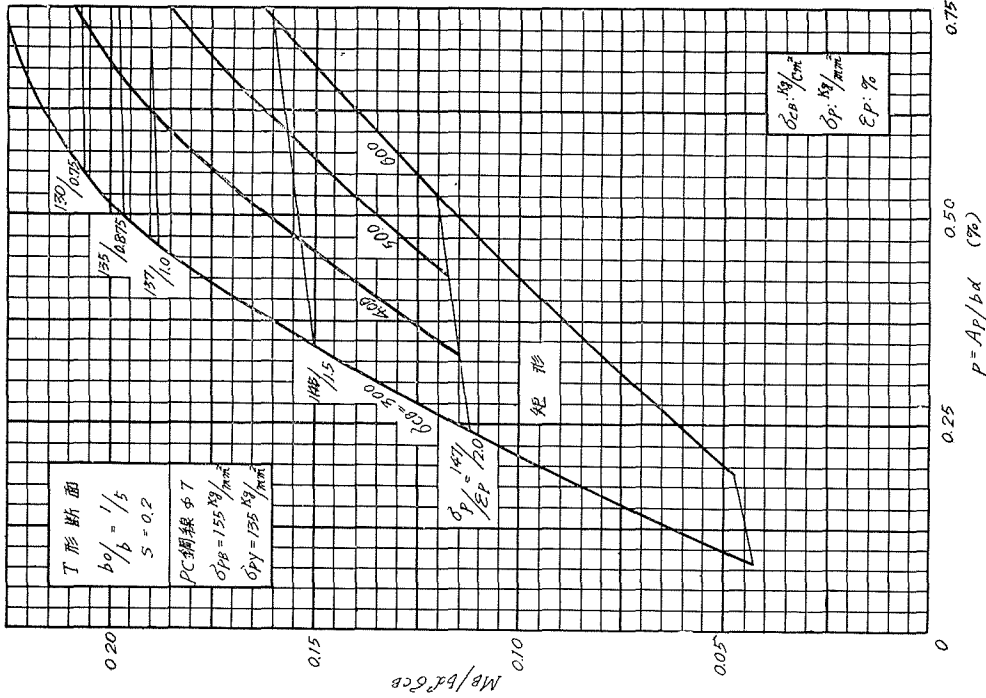
別図—56

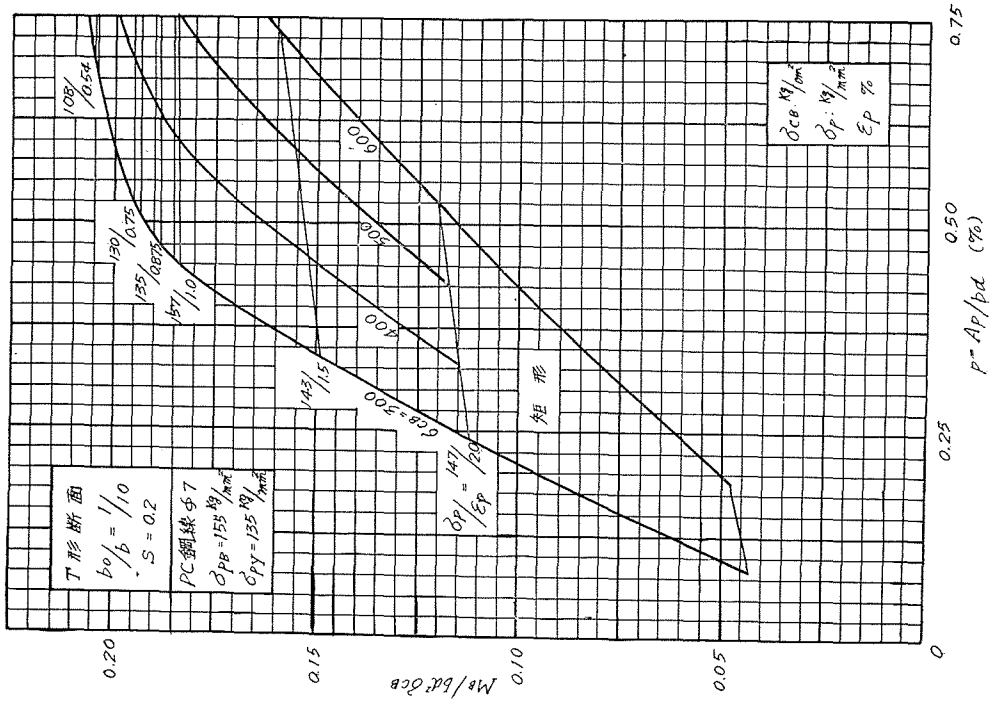


別図—59

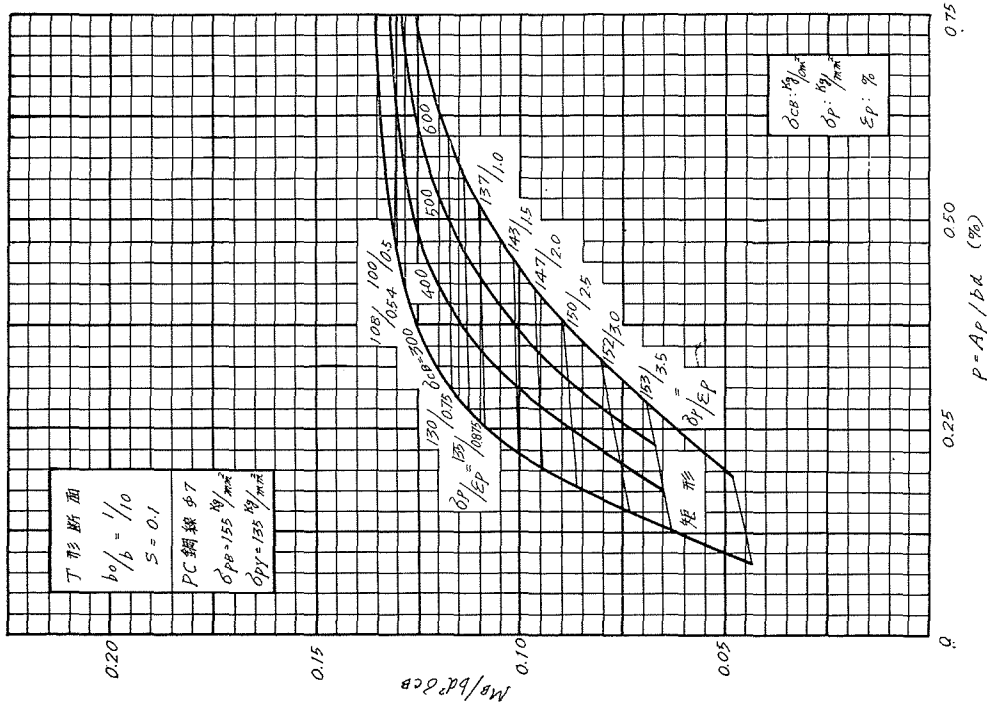


別図—58

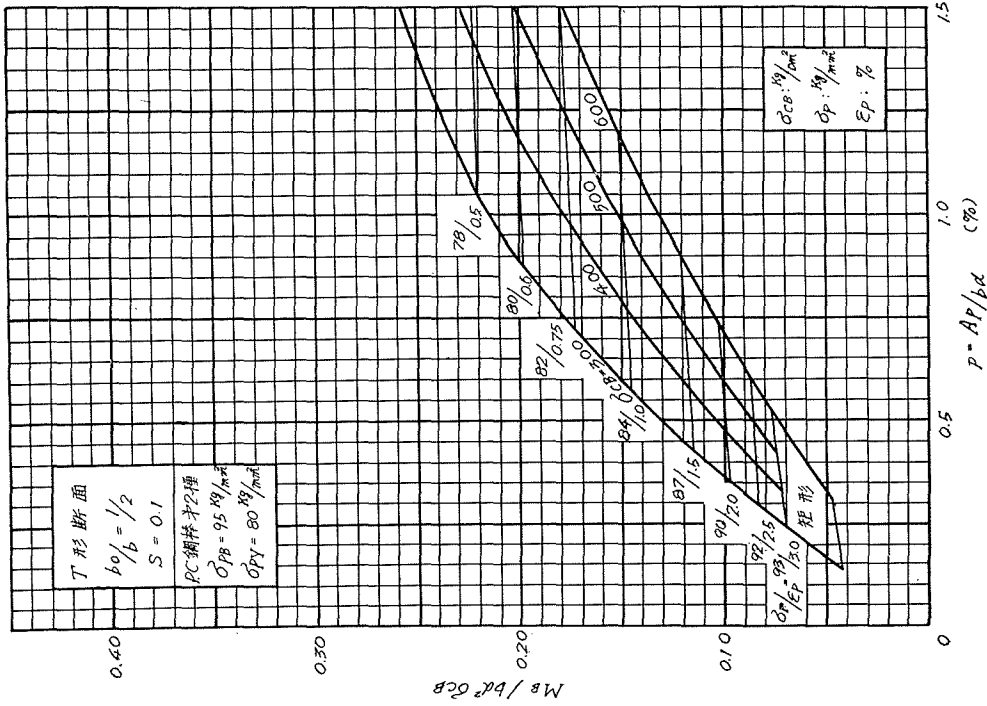




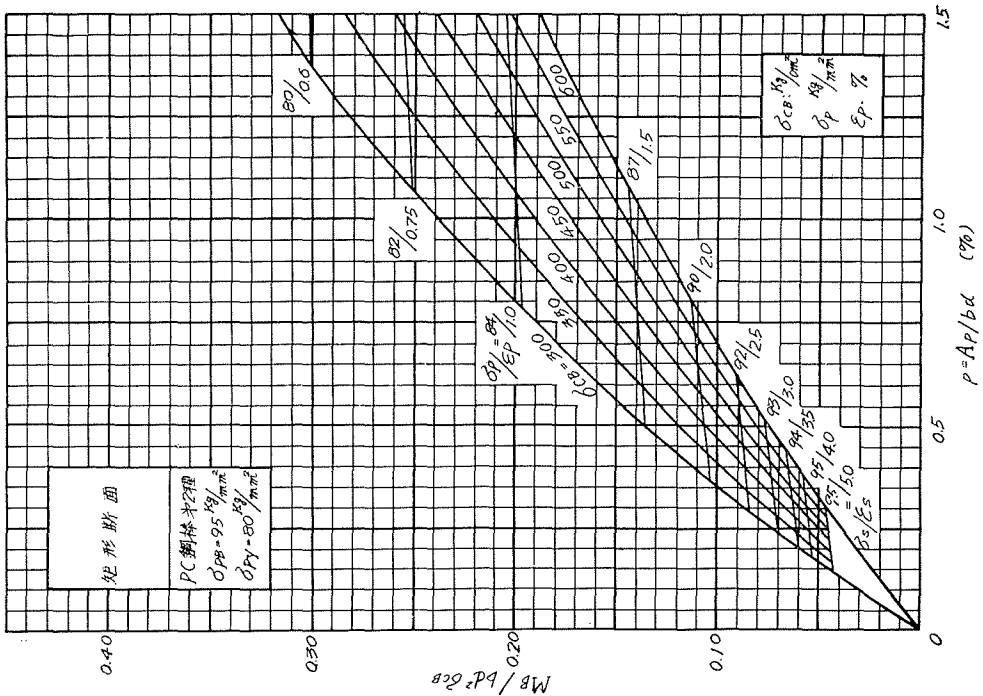
別図—63



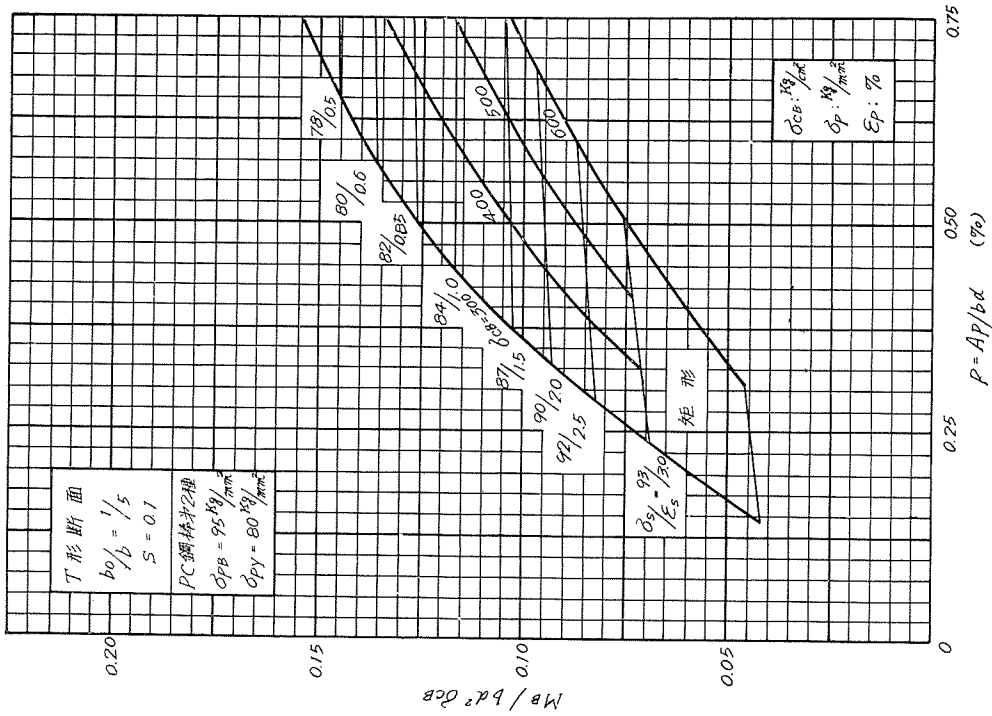
別図—62



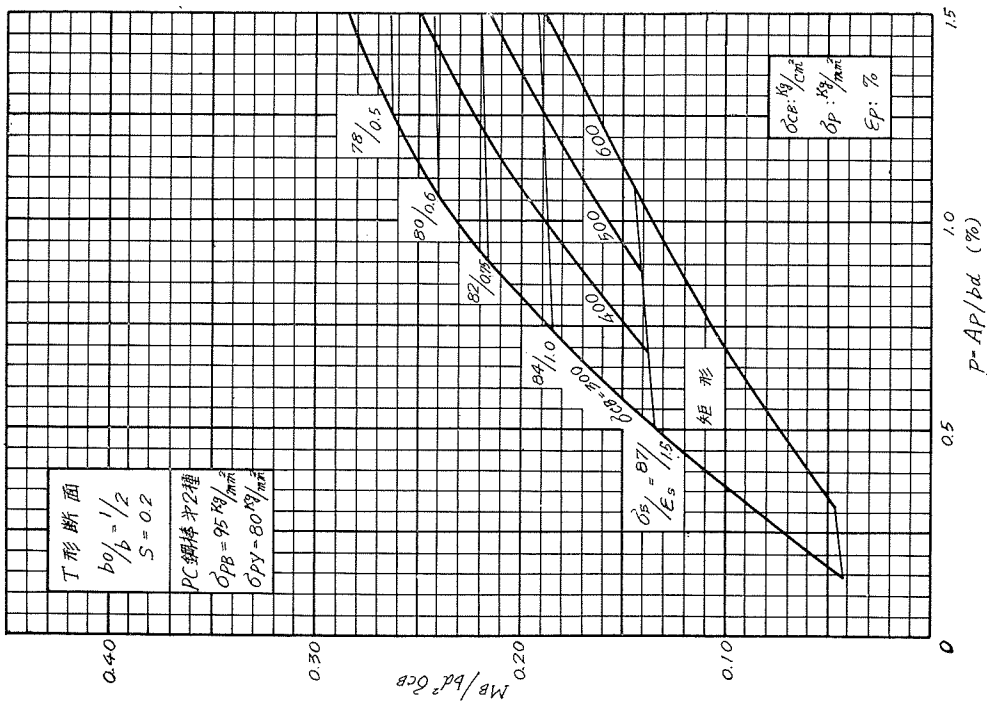
別図—65



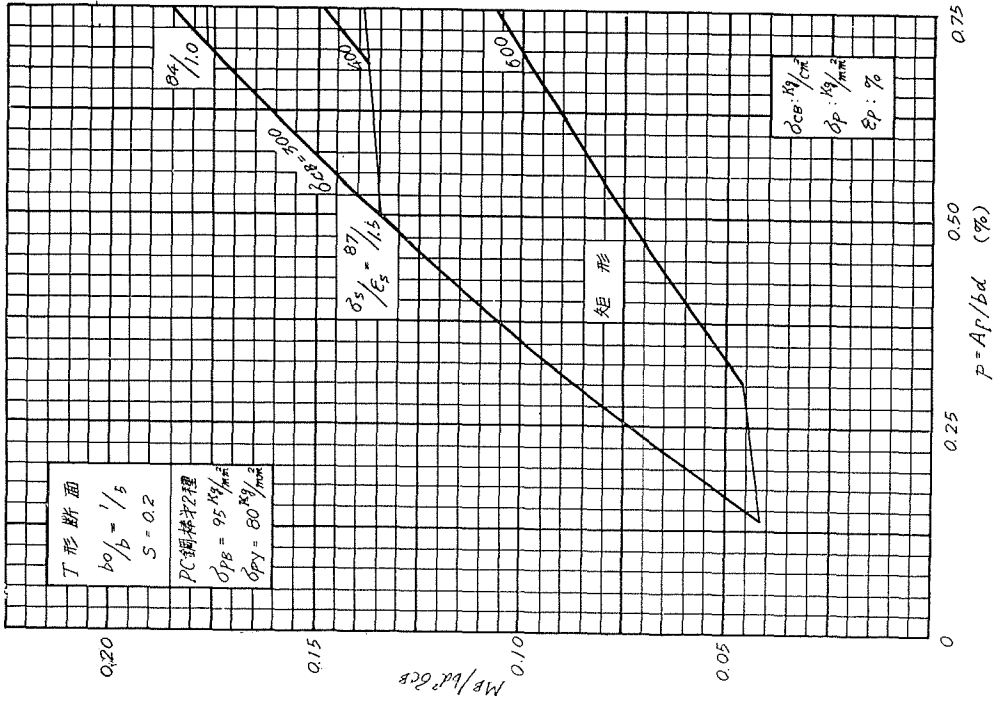
別図—64



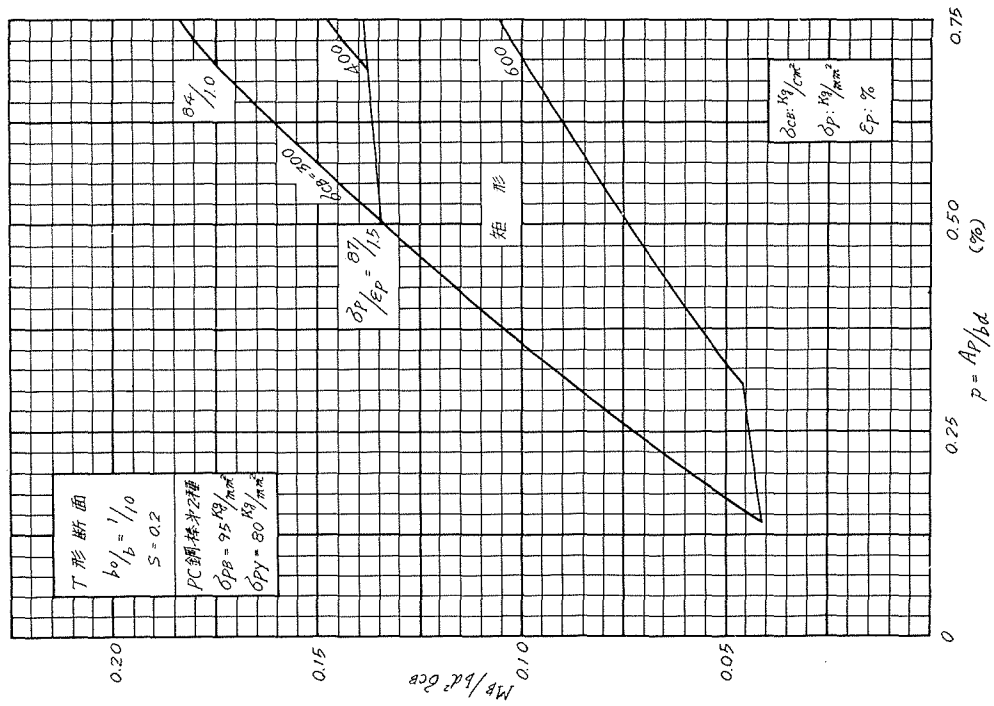
別図—67



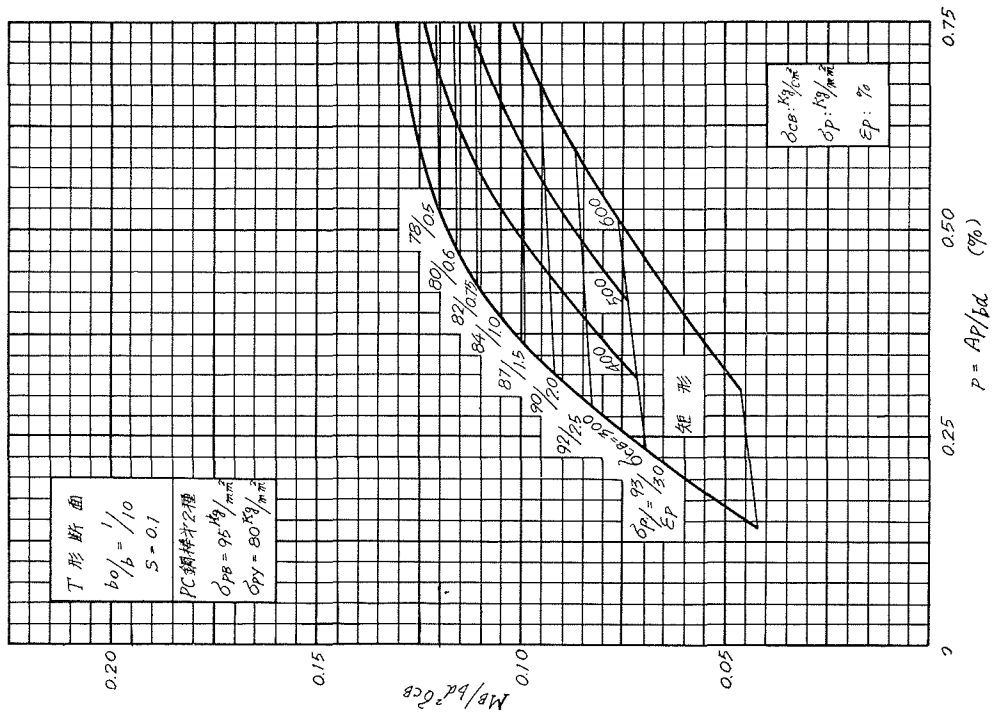
別図—66



別図—69



別図—68



別図—70