



HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	鉄筋コンクリート梁の曲げ及び剪断の耐力に関する研究
Author(s)	柴田, 拓二; Shibata, Takuzi
Citation	北海道大學工學部研究報告, 30, 51-152
Issue Date	1962-09-30
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/40699
Type	departmental bulletin paper
File Information	30_51-152.pdf



鉄筋コンクリート梁の曲げ及び 剪断の耐力に関する研究

柴田 拓二

(建築工学科構造第二研究室)

Bending and Shear Resistance of Reinforced Concrete Beams

Takuzi SHIBATA

Abstract

This paper presents the test results of bending and shear resistance of reinforced concrete beams with plain round bars of mild steel. In addition, an analogical analysis of stress transmission in the beams is intended.

The tests were performed on 257 specimens in six series and the following behaviors were clarified.

- (a) The bending strength of the beams observed in the tests was generally larger than the values estimated by Umemura's formula of evaluating the ultimate strength of reinforced concrete beams. The amount of these hyper-resistances change with the types of loading, the condition of supports, the size of tensile reinforcement and the ratio of span length to the depth of beams.
- (b) Shear resistance of beams without web reinforcements is largely influenced by the types of loading and the condition of supports. The relation between these types of strength behaviors and those of restrained beams subjected to a concentrated load at the midspan was obtained. (The latter is the type of loading devised by Prof. K. Ohno.) When the span length of test specimen is considerably large, the test result becomes smaller than the strength estimated by conventional theory. The coefficient compensating the discrepancy between the estimated strength and the test result was experimentally derived. And some discussion on the expected safety factor of the conventional formula was given.

In another series of tests, the strain distribution of tensile reinforcements of beams which was subjected to a concentrated load was measured over the entire length of beams. The main results by these tests were as follows;

- i) There is a distinct discrepancy between the critical loads of yielding observed in the strain of the tensile reinforcement and those observed in the deflection of a beam.
- ii) A remarkable growth of tensile stress in the reinforcement at the point of the support is observed after the deflection of the beam reaches a certain degree. Since the bond stress about the crack of the midspan does not decrease at all, it is considered that the local tensile stress at the point of support was not brought out

by release of the bond stress in the middle part of the beam.

Those facts suggest that the stress distribution in reinforced concrete beams is considerably different from the result derived from the flexural theory of ordinary elastic beams.

In order to explain these experimental facts, a modified arch (or truss) analogy concerning the mechanism of stress transmission was proposed, and fundamental formulae of bending strength of beams were derived. The results calculated by those formulae are in good agreement with the experimental values obtained from various loading conditions. A rational explanation of the characteristics of shear resistance and the formation of shear cracks can successfully be given by the application of the presented arch analogy concerning the mechanism of stress transmission.

目 次

I. 緒 論	2
II. 鉄筋コンクリート梁の曲げ及び剪断の抵抗に関する総括的実験 [実験 1]	9
III. 鉄筋コンクリート梁の曲げ抵抗の基本的性状に関する実験 [実験 2~6]	35
IV. 弾性梁の曲げ抵抗に関する既往の理論解及び諸家の実験結果について	62
V. 鉄筋コンクリート梁の応力伝達機構に関する原理的考察	71
VI. 総 括	91
謝 辞	

I. 緒 論

1. 概 説

本論文は普通丸鋼を用いた鉄筋コンクリート梁の曲げ及び剪断の耐力に関して行なった実験的研究を取纏め、それに基づいて鉄筋コンクリート梁内の応力伝達機構についての原理的な考察を行なったものである。

2. 鉄筋コンクリート梁の曲げ耐力

鉄筋コンクリート梁が短期の静曲げモーメントを受ける場合の終局強度理論には内外の多くの研究^{1)~7)}があつて精細な論述が行なわれて来た。これら既往の諸家の理論はいづれも、部材が剪断力を伴わずに、単純に曲げモーメントを受ける場合の断面の抵抗モーメントに関する所論であつて、平面保持、コンクリートの引張応力度の無視を共通の前提としており、夫々の主な相違点は設定するコンクリート及び鉄筋の応力度歪度曲線の差異によるものである。通常の構造物に用いられる程度のコンクリートと丸鋼を用いた梁で、その引張鉄筋比が大凡2%以下の場合には、曲げ破壊は鉄筋の降伏に始まり引続き圧縮縁コンクリートの圧潰によつて終局荷重を示すものであることは良く知られている。この場合、多くの理論が採用している様に鉄筋の応力度歪度曲線が降伏後は歪度軸に平行なものと仮定すれば、鉄筋降伏後の梁耐力の増大は僅かな量であつて、諸家の設定したコンクリートの応力度歪度曲線の形の相違は梁の

降伏荷重，又は最大荷重の算定値に大きな影響を与えず，いずれの理論によって算定しても大凡同一の値となる⁹⁾。それらの曲げ終局強度理論は夫々実験的に検証されて，理論値は実験結果と精度よく対応することが示されている。それらの実験の多くは，理論の性格に対応して，単純梁に対称2点集中荷重を加えてスパン中央に単純曲げモーメントを与える方法によるものである。この載荷法は曲げモーメントのみを受ける断面の性状を検討するのに適切な方法として広く用いられているものであるが，実際の構造物の梁の載荷状態としては極めて特殊な状態に対応するものである。しかしこの様な試験法においても，更に広範な実験結果によれば，実験値は概ね理論値を上廻る傾向を示し，著しい増大を生じた例も報告されている。

S. D. Lash¹⁰⁾ は鉄筋比 0.18~1.15% の梁の曲げ破壊実験を行なって，実験値がいずれも理論値を上廻る結果を得たが，特に普通丸鋼 ($\sigma_y=2000 \text{ kg/cm}^2$) を用いた実験で，コンクリート圧縮強度 280 kg/cm^2 ，引張鉄筋比 0.2% の梁の実験値は Whitney⁹⁾ の理論値に対して 46% に及ぶ増大を示したと報告している。R. Saliger¹¹⁾ も既往の諸家の多数の実験結果と理論値の対照を行ない，全般的に実験値が理論値を明白に上廻る傾向があることを指摘した。その主なものを第 1-1 表に抄記する。

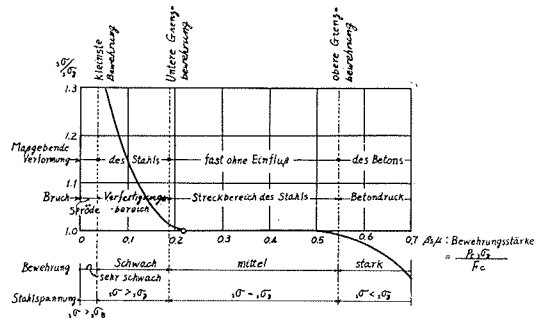
第 1-1 表 鉄筋降伏荷重に対する梁耐力の増大 (R. Saliger¹¹⁾)

実験者	引張鉄筋比 (%)	鉄筋降伏荷重に対する比	備考
Bach	0.47~1.00	1.11~1.05	V.D.I, D.A.f.E
Möller	0.38~1.45	1.16~1.01	1907
Tetmajer	0.07~0.181	1.27~1.03	矩形梁 $s\sigma_y=2.72\sim 3.20 \text{ t/cm}^2$
Saliger	0.41~1.87	1.25~1.07	矩形梁 $s\sigma_y=2.36\sim 4.07$
	0.24~1.87	1.34~1.09	BuE 1930 $s\sigma_y=2.36\sim 3.13$
Österr. Eisenbeton Ausschuß	0.35~1.46	1.32~1.03	T 形梁 $s\sigma_y=3.90$
D.A.f.S	0.50~2.13	1.32~1.00	1937 H. 85
	0.20~1.82	1.24~1.01	矩形梁 $s\sigma_y=3.0\sim 3.9$

荷重型式が前記の単純梁対称2点集中荷重と異なる場合には，梁の曲げ耐力もそれとは異なった値を示すことは早くから知られていた。1912年に Bach 及び Graf¹²⁾ は1点集中荷重時の曲げ耐力が2点集中荷重時の耐力を上廻ることを指摘している。武藤研究室における $p_t=0.267\sim 0.801\%$ のラーメン梁の実験¹³⁾ においても梁の降伏荷重は e 函数法⁹⁾ 理論値に対して 27~30% の増大を示したと報告されている。この様な曲げ終局強度理論値に対する実験値の増大は超過応力¹⁴⁾ (hyper-resistance,¹⁵⁾ Verfestigung¹¹⁾) と呼ばれて，その原因についてはいくつかの考察が行なわれているが，超過応力 (以下，余力と呼ぶ) の性状についての実験的検討が十分に行なわれていないため決定的な解明は与えられていない。

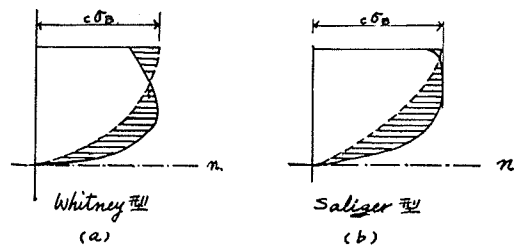
R. Saliger は鉄筋の応力度歪度曲線を降伏後塑性硬化域に入って再び応力度の上昇を生

ずる形とし、コンクリートは最大応力度を示して後破壊に至るまでに約0.35%に達する最大歪度まで概ね最大応力度の値を保持するものとして、引張鉄筋の降伏後に、更に载荷能力の上昇が生ずる条件を理論的に導き、それが第1-1図に示される様に鉄筋指数 (Bewehrungsstärke) が0.2以下の場合であるとした¹¹⁾。



第1-1図 R. Saliger¹¹⁾ 梁の破壊様式と鉄筋比

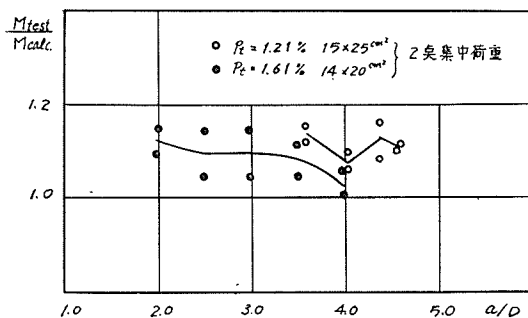
既往の終局強度理論の方法によって上記の様な顕著な曲げ耐力増大を説明するためには Saliger が示した様に鉄筋の塑性硬化による応力上昇と同時にコンクリートの圧縮合力も増大し得る様な応力度歪度曲線が認められなければならないが、第1-2図に示す様に Whitney, 梅村博士⁸⁾の想定曲線では圧縮縁応力度が最大応力度を越えて後は圧縮合力の著しい増大は生じないものと



第1-2図 コンクリート最大応力度以後の圧縮合力の変化 (中立軸位置を同一に仮定した場合)

と考えられるので Saliger の様な説明を導くことは難しい。この相違について H. J. Gilkey¹⁰⁾は Whitney の設定した応力度歪度曲線は慎重なシリンダー圧縮試験によって求められたものであることを理由に Saliger の曲線は信頼性が薄いとされている。また二、三の実験結果により Saliger 説を検討してみると小野竹之助博士が行なった実験¹⁴⁾で Bewehrungsstärke が0.048~0.071の梁は Saliger によれば20~30%の余力を示すべき範囲にあるが、坂静雄博士の解析では極めて精度よく理論値と一致し余力を生じていない。

又、坂博士が別の目的で行なった実験¹⁷⁾では鉄筋比1.21~1.61%の梁において第1-3図に



第1-3図 坂静雄博士¹⁷⁾ 単純梁対称2点集中荷重時の曲げ耐力

示す様な余力が認められるが、この場合鉄筋比1.61%の梁の Bewehrungsstärke は0.26であって Saliger では余力を生じない範囲のものであった。

S. D. Lash¹⁰⁾は余力の原因として終局強度理論ではコンクリートの引張応力を無視しているが実際にはそれが零でない事に起因すると考え、この考え方はA. Guerrin¹⁸⁾他の歐洲の研究者によっても認められていると述べているが、一方 E. Hognestad¹⁹⁾

はその偶発性を指摘してその様な余力は実用的に信頼性が薄いことを強調している。

この様に曲げ耐力に見られる余力の性状は十分に把握されていない状態にあるが、既往の曲げ終局強度理論が実験値と良い一致を示すための条件は限られたものであって、一般的に梁の終局耐力を十分に推定し得るものではないことは明らかである。梁の曲げ耐力と各種の条件の関係を実験的に究明し、余力の原因を明らかにすることが必要である。

3. 鉄筋コンクリート梁の剪断耐力

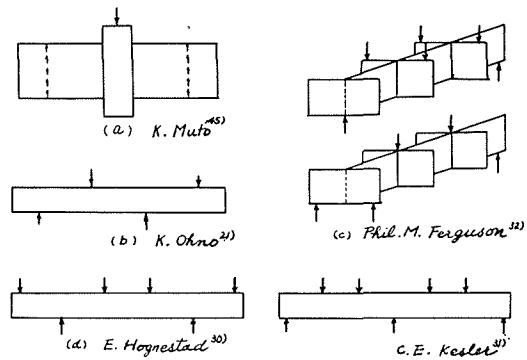
鉄筋コンクリート梁の剪断耐力性状に関する実験的研究はドイツ及び米国を中心として数多く行なわれて来たが1940年代までは主として剪断補強法の比較研究に関心が置かれ、剪断耐力性状に影響を及ぼす諸条件の解明が本格的に行なわれる様になったのは1950年代になってからである²⁰⁾。内外の諸家^{24)~46)}による実験結果は剪断耐力の定義の不明確と実験条件の不統一のために各研究者によって実験値の偏差が極めて大きく統一な結論が与えられていなかったが、1955年に大野和男博士^{21), 22)}が提案した新たな加力方式は剪断実験における標準的な試験法の確立を意図したもので、それまでの試験法が主として曲げ試験と同様の単純梁2点集中荷重型式又は中央1点集中荷重型式によって行なわれていたため、剪断破壊を生ぜしめるためには過大の曲げ補強筋比を必要とし、又その制約のために試験条件が比較的狭い範囲に限られていたのに対し、第1-4図(b)に示す様な逆対称2点集中荷重型式の加力法を採用することによって、剪断破壊における曲げモーメントの影響を著しく小さくすることができ、且つ比較的短い試験体によって過小な梁断面によらずに広範囲の剪断スパン/梁成比の試験が可能となるものであった。

荒川卓博士²³⁾は大野博士の加力法(以下、N加力法と呼ぶ)を用いて156本の試験体によって剪断耐力に影響を与える諸条件について精細な検討を重ねた結果、集中荷重を受ける連続梁の剪断耐力性状を次の様に明らかにした。

剪断耐力に影響を与える諸量としては

- 1) コンクリート強度
- 2) 剪断スパンと梁の有効成の比
- 3) 軸鉄筋比
- 4) 梁の寸度
- 5) 剪断補強筋比

が挙げられ、次の実験式によって剪断初亀裂発生時の剪断力及び剪断耐力が与えられる。



第1-4図 諸家の荷重方式

○剪断初亀裂発生時の剪断応力度

$$\tau_c = \frac{Q_c}{bj} = k_c(F_c + 500) \frac{0.17}{a/d + 3.4}$$

○終局剪断応力度

$$\tau_u = \frac{Q_u}{bj} = k_u k_p (F_c + 180) \frac{0.23}{a/d + 0.23} + 2.7 \sqrt{\gamma \cdot s \sigma_y}$$

ここに

τ_c : 剪断初亀裂発生時の剪断応力度 [kg/cm²]

τ_u : 終局剪断応力度 [kg/cm²]

Q_c : 剪断初亀裂剪断力 [kg]

Q_u : 終局時の最大剪断力 [kg]

F_c : コンクリートの圧縮強度 [kg/cm²]

a : 剪断スパン長 [cm]

d : 梁の有効成 [cm]

k_c, k_u : 梁成寸度による補正係数

k_p : 軸鉄筋比による補正係数

γ : 剪断補強筋比

$s \sigma_y$: 剪断補強筋の降伏点応力度 [kg/cm²]

この実験式は E. Hognestad 他³⁰⁾ 及び C. E. Kesler 他³¹⁾ が夫々行なった連続梁の実験結果にもよく適合し、それらの諸家が提案した実験式に比べて実験結果に対する適合性が最も優れていることが示されている。

上記の実験式から明らかな様に、鉄筋コンクリート梁の剪耐力性状において最も特徴的な点は剪断耐力が剪断スパン梁成比の函数であって、剪断スパン梁成比の小さい梁ほど剪断耐力が大きくなることである。従来剪断破壊の説明として行なわれている引張主応力度説によってはこの現象を説明することは難しい。E. Hognestad, K. G. Moody らは剪断破壊の型式の1つである剪断圧縮破壊について、その終局破壊がコンクリートの曲げ圧縮破壊によるものであるとして剪断スパン梁成比の影響を説明したが他の型式の剪断破壊を生ずる場合には適合せず剪断破壊全般については別な角度からの究明が必要である。

又、単純梁、或いは分布荷重を受ける梁の剪断耐力性状については従来多様な実験結果の集積はあるが未だ充分な統一は得られていない。その原因としては、既往の諸家の実験の中には試験体の支点外側の余長部の長さが非常に短い梁で試験を行なっているものが非常に多いため、実験結果の中には梁端で主筋の定着破壊を生じたものが多く含まれて居て、それが特に資料的に区別されていないこと、即ち剪断破壊と定着破壊の区別が明瞭に行なわれていないことと、試験体寸度、軸鉄筋比等の諸元が各研究者により極めて多様でそれらの影響が統一的に整

理されていないことなどが混乱を深めているものと考えられる。このため、剪断補強を施さない梁の剪断終局強度には偶発的な要素の影響が大きいものとして、その究明を断念し剪断初亀裂発生時の剪断力を終局剪断耐力と見做すべきであるとする主張³³⁾もあるが単純梁又は分布荷重を受ける梁では多くの場合に剪断亀裂は曲げ亀裂から進展するためその境界の識別が困難であり、その判定基準も従来一定していない^{37),38)}。

前述の様に、連続梁集中荷重時の剪断耐力性状に関しては、こうした混乱を排して統一的な成果が得られているがその成果を中心として各種の条件下の耐力性状の関連を明らかにすることができれば鉄筋コンクリート梁の剪断耐力性状全般の把握を容易とすることができよう。

4. 本論文の目的と研究の範囲

上述の様に鉄筋コンクリート梁の曲げ及び剪断の耐力性状には従来の材料力学的な梁理論によっては十分な説明を得られない点があつて、それらの理論では取上げられていなかった要素があるものと考えられる。従来の解析では梁の断面の諸元即ち断面寸法、鉄筋比等の諸量と材料の弾性、塑性的性状のみによって梁の耐力が論じられ、部材の支持条件、荷重状態を含めての耐力性状は十分に把握されていなかったと云えよう。

曲げと剪断は単一の梁の性状の二面であつて共通の応力伝達機構から派生して多様な破壊性状を示すに至るものと考えられるから、その特性全般に適合し得る基本的な耐力機構が明らかにされなければならない。前述の様に曲げ耐力に余力が存在し、剪断耐力が複雑な性状を示すことは部材設計を材料安全率の立場から考えるときには安全率の変動の問題であるが、不静定構造物の極限解析の立場からは曲げと剪断の破壊条件を明らかにし、その局限荷量を正当に把握することは基本的な課題の一つである。

本論文は、この様な観点から鉄筋コンクリート梁の曲げ及び剪断の耐力性状に影響を与える基本的要素として、スパン・梁成比、荷重種別、支持方式、軸鉄筋比等を取上げ、これらの要素の組合せによって行なつた総括的な実験、及び個々の基本的条件に関する実験を含めて合計6系列、試験体257本の実験によって得られた実験結果を検討し、これに基づいて各種の条件下の鉄筋コンクリート梁の応力伝達の機構を統一的に解明することを目的としている。

応力伝達機構の基本的な形としては、著者の属する研究室における既往の各種の実験結果を総合して、梁内にトラス又はアーチ的な応力伝達が行なわれることを予想し、これを本研究の端緒¹⁾とした。この種の推論は形式としては新しいものではないがその従来の取扱い方ではここに論ずる梁の性状を十分に説明できるものではなかつた。本論文の後半の部分はこの推論の成立条件を検討し新たな立論を試みたものである。

この論文の研究の範囲は普通丸鋼及び中位強度のコンクリートを用いた鉄筋コンクリート梁が短期の静荷重を受ける場合であつて、曲げ耐力については引張鉄筋の降伏によって破壊に至る場合に限って居り、曲げ耐力の値としては梁がその荷重撓み曲線の弾性的直線性を失つて撓みが急激に増大する臨界点の載荷能力、即ち梁の撓みにおける降伏荷重を取る。実験値と対

照せしめる曲げ終局強度理論値は梅村博士の e 函数法⁹⁾ によって算出した。

記 号

- a : 剪断スパン長
- a_0 : $M/Q \cdot D$ 平均剪断スパン
- a_t, a_c : 引張鉄筋及び圧縮鉄筋の断面積
- b : 梁 幅
- C : 断面内の曲げ圧縮合力
- c : 単純曲げスパン長
- D : 梁の全高
- d : 梁の有効高
- ${}_cE$: コンクリートのヤング係数 (secant mod.)
- ${}_sE$: 鉄筋のヤング係数
- F_c : コンクリートの圧縮強度
- F_t : コンクリートの引張強さ係数
- j : 断面内の応力中心距離
- L : 試験体全長
- l : 試験スパン長
- M : 曲げモーメント
- M_{cal} : 断面の抵抗モーメント終局強度理論値 (e 函数法)
- M_{test} : 断面の抵抗モーメント実験値
- P : 試験機指示荷重 (全荷重)
- P_{max} : 同上最大荷重
- P_y : 同上梁降伏荷重
- p_t : a_t/bd 引張鉄筋比
- p_c : a_c/bd 圧縮鉄筋比
- Q_c : 剪断亀裂発生時における試験スパン内の最大剪断力
- Q_u : 最大荷重時における試験スパン内の最大剪断力
- R : 支点反力
- T : 断面内の引張鉄筋の応力
- T_y : 鉄筋の降伏応力
- T_0 : M_{cal}/j 終局強度理論による引張筋応力算定値
- W : 試験スパンの負担する全荷重
- W_{max} : 同上最大荷重
- W_y : 同上梁降伏時の荷重

- x : $M/QD = a_0$
 α : T/T_0 曲げ引張応力低減比
 $1/\alpha$: $M_{\text{test}}/M_{\text{cal}}$ 曲げ耐力増大比
 γ : 複筋比, 又は剪断補強筋比
 Ψ : 引張鉄筋の周長合計
 ${}^c\sigma_c$: コンクリートの圧縮応力度
 ${}^s\sigma_t$: 鉄筋の引張応力度
 ${}^s\sigma_y$: 鉄筋の降伏点応力度
 ${}^c\sigma_y$: 梁の材軸に直角方向の垂直応力度
 τ : Q/bj コンクリートの見掛けの剪断応力度
 τ_a : 鉄筋とコンクリートの付着応力度
 τ_c : Q_c/bj
 τ_u : Q_u/bj

II. 鉄筋コンクリート梁の曲げ及び剪断の 抵抗に関する総括的実験 [実験 1]

1. 概 説

1-1 実験目的

この実験は鉄筋コンクリート梁の曲げ及び剪断の耐力性状を統一的に把握することを目的として行なった基本的な総括実験であって、

- i) 支持条件: 単純梁, 連続梁, 片持梁
- ii) 荷重種別: 中央1点集中荷重, 中央半スパン等分布荷重, 全スパン等分布荷重
- iii) スパン梁成比: $l/D = 4.5, 6.5, 8.5$
- iv) 軸鉄筋比: $\rho_t = 0.6, 1.3, 1.9$

の諸条件を組合せて行なったものである。

実験の直接的な目的は

(1) 鉄筋コンクリート梁の破壊の型式 梁の破壊の様相は与えられる条件によって多岐であるが、夫々の破壊型式の間には各条件の連続的な推移があると考えられる。ここでは軸鉄筋の定着破壊を別として、曲げ破壊と剪断破壊の夫々を生ずべき諸条件とその境界を知ることが目的の一つとする。これによって、夫々の破壊型式の特性を論ずる際に考慮すべき諸条件の実際的な範囲を明らかにすることができよう。この実験では剪断耐力の基本的な性状を取上げるため全ての梁に剪断補強を施していない。

(2) 曲げ降伏耐力における余力の特性 上記の諸条件の下で曲げ破壊を生じたものについて、終局強度理論による降伏耐力算定値に対して実験値の示す余力の特性を各条件に応じて

明らかにする。

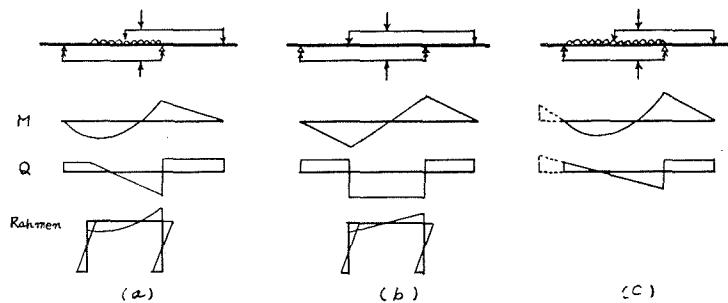
(3) 剪断耐力における諸条件の影響 既にその性状を良く検討されている連続梁集中荷重時の剪断耐力性状を基準として、之に対する各種の条件下の剪断耐力特性の変化を検討する。合せて剪断破壊の諸型式を確認しその分布を検討する。

1-2. 加力方式について

大野博士のN 載荷法²¹⁾は内外の研究者によって利用されているが^{48)~50)}、それはこの方式が他の加力方式に比して次の様な利点を持っているからである。

(1) 単純梁型式との比較

i) 単純梁では、スパンと荷重種別を与えると、 M と Q の比率は一定し、 M と Q の組合せに変化を与えることができないが、N 載荷法では後述の様に、同一スパン梁成比、同一荷重種別、同一載荷点位置に対して任意の M/Q の値を与えることが出来る。従って単純梁では、ラーメン梁に生ずる応力状態を再現できないが、N 載荷法では第2-1 図に示す様に任意の応力状態を再現することができる。



第 2-1 図

ii) 剪断破壊を生ぜしめるためには、単純梁では曲げ補強筋比が非常に大きくなり勝ちで通常の構造物の梁の常識を超えることが多いが、N 載荷法では比較的低位の鉄筋比の梁にも剪断破壊を生ぜしめることができる。

iii) 単純梁では曲げ亀裂から剪断亀裂へ進展する事が多く、最終的な破壊が曲げと剪断の複合として生じ易いが、N 載荷法は剪断破壊を曲げ応力の低い段階で生ぜしめることができ、剪断耐力性状を曲げ応力の影響から分離し易い。

(2) 通常の連続梁方式との比較

i) 第1-4 図に示した様な、Hognestad³⁰⁾ 或いは Kesler³¹⁾ の採用した型式の連続梁は上記の単純梁のもつ制約を逃れることはできるが、スパン梁成比の大きい範囲での実験を行なうためには、長大な試験体又は寸度の小さい試験体によらなければならない。N 載荷法によれば比較的短い試験体で極度に断面寸法を小さくすることなく上記の目的を達することができる。

ii) 通常の連続梁方式の実験では、載荷装置の構成が複雑になり易いが、N 載荷法は比較

的簡易な装置で各種の荷重種別の実験を行なうことができる。この点の相違は任意の応力状態を梁に与える際の制約がN 荷重法では非常に少ない結果となる。

N 荷重方式で荷重種別を変化させると第2-2 図に示す各量の適切な撰択によつ任意の荷重及び支持条件を与えることができるが、今簡単のために

$$k+m+n=2n=l$$

とすれば

$$M_B = KWl$$

として

$$\left. \begin{aligned} m &= \frac{(1-2K)}{2(1+2K)} l \\ Q_B &= \frac{(1+2K)}{2} W \\ Q_A &= \frac{(1-2K)}{2} W \\ Q_D &= 2KW \\ \frac{M_B}{Q_B} &= \frac{2K}{1+2K} l \end{aligned} \right\} \quad (2-1)$$

$$\left. \begin{aligned} P &= (1+2K) W \\ X &= \frac{2K}{1+2K} P \end{aligned} \right\} \quad (2-2)$$

m が与えられたときには $m/l = \lambda$ とすれば

$$K = \frac{1-2\lambda}{2(1+2\lambda)} \quad (2-3)$$

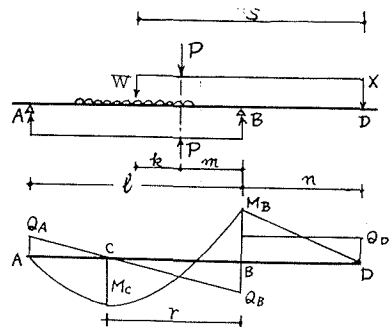
即ち、この場合 K を選ぶことにより任意の M_B/Q_B 、又は M_B/M_C を得ることが出来る。荷重種別あるいは K の値の如何に拘らず Q_B が試験機指示荷重の 1/2 となるという利点もある。

2. 実験概要

2-1 試験体

(1) 試験体の種別 第2-1 表に示す。コンクリート強度は1種、断面寸法は12 cm×20 cm 有効成17 cm の1種とする。第2-1 表の組合せは81 種なるがこの中、夫々の実験値の比較から性状を推定し得ると考えられるものを除き51 種の試験体について実験を行なった。試験体数は各種3 本宛としたが経過中の事故により結局実験結果を得たものは147 本であった。製作した試験体の内訳を第2-2 表に示す。

(2) 試験体の構造 試験体はいつでも試験スパン内には剪断補強を施さず、跳出し載荷



第2-2 図

第2-1表 試験体種別別

種類	系列数	区分	記号	摘要
加力方式	3	大野式N載荷梁 単純梁 片持梁	N S C	→端モーメントを単純梁最大モーメントの2/3とする。
荷重種別	3	集中荷重 等分布荷重 部分等布荷重	P U U1/2	中央1点集中荷重 全スパン等分布荷重 中央1/2スパンに等分布荷重
スパン裂成比	3	$l/D=8.5$ 6.5 4.5	8.5 6.5 4.5	スパン $l=170$ cm $a/d=5.0$ " 130 3.82 90 2.65 ($a=l/2$ d : 梁有効成)
鉄筋比	3	高鉄筋比 中位鉄筋比 低鉄筋比	h m l	2-16 ϕ $p_t=1.94\%$ 実断面積 (3.96 cm ²) 2-13 ϕ 1.24 a_t, a_c (2.54) 2-9 ϕ 0.58 (1.19)

註 i) 記号例 NU 4.5 m N載荷法 等分布荷重 $l=90$ cm, $l/D=4.5$, $p_t=1.3\%$

ii) 鉄筋比 実際の構造物では、次の様な梁に相当する。

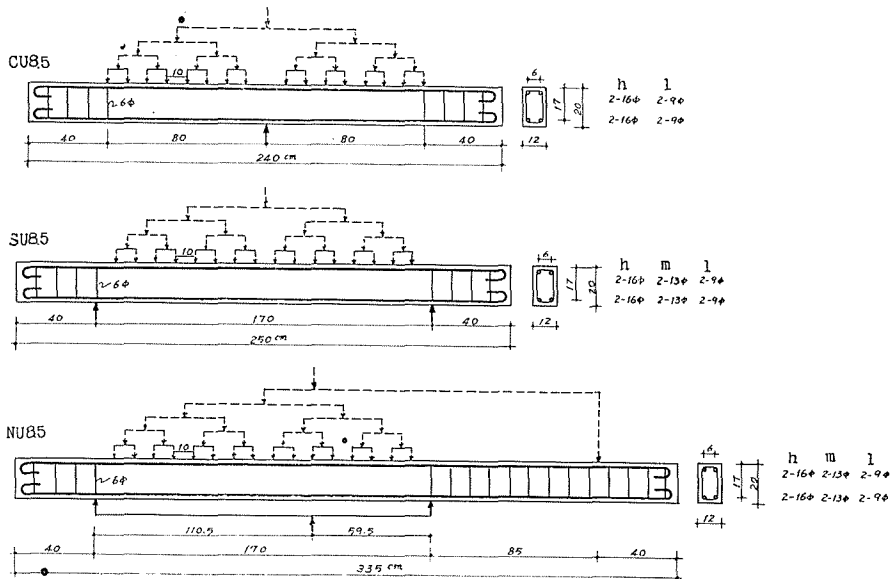
	$p_t\%$	a_t cm ²	cm ²
$b=30$ cm, $D=60$ cm, $d=56$ cm の梁では	1.97	33.1	7-25 ϕ (34.36)
	1.30	21.8	6-22 ϕ (22.81)
	0.62	10.4	4-19 ϕ (11.34)
$b=35$ cm, $D=90$ cm, $d=86$ cm の梁では	1.97	59.3	21-25 ϕ (59.00)
	1.30	39.2	8-25 ϕ (39.27)
	0.62	18.7	5-22 ϕ (19.00)

第2-2表 実施試験体一覧

l/D	方式 p_t	N			S			C		
		U	U _{1/2}	P	U	U _{1/2}	P	U	U _{1/2}	P
8.5	h	13.34 (12.75)	17.80 (17.25)	21.25 (21.25)	22.50	32.50	42.50	22.50	32.50	
	m	"	"	"	"		"			
	l	"	"	"	"	32.50	"	22.50	32.50	
6.5	h	10.33 (9.89)		16.25 (16.25)	17.50		32.50			
	m	"								
	l	"		16.25 (16.25)	17.50		32.50			

方式	N	S			C		
		U	U _{1/2}	P	U	U _{1/2}	P
4.5	h (7.03) 9.77 (9.27) 11.25 (11.25)	12.50	17.50	22.50	12.50	17.50	
m	" " "	"	"	"			
l	" " "	"	17.50	"	12.50	17.50	

- i) 空欄は該当試験体がないことと示す。
 - ii) 数字は M_C/P の値を示す。
(単位: cm)
 - iii) () 内は M_B/P の値を示す。
- P : 試験機指示全荷重
 $P=2Q_{max}$
 M_C : 最大正曲げモーメント
 M_B : 最大負曲げモーメント



第2-3図 実験 [I] 試験体の構造

部分にのみ $6\phi-10$ cm 間の筋筋を挿入した。

各加力方式につき試験体の形状構造を第2-3図に例示する。複筋比は全て1である。スパン外の端部余長は全試験を通じて、梁成の2倍の40 cm に統一した。鉄筋は径の大きさに拘りなく全て 180° の鈎型の加工を行ない、定着長は直線部分で34 cm である。一定長の端部余長を設けたのは、鉄筋端部の定着破壊を防ぐために必要な定着長を確保するためと、端部余長部が支点位置における梁断面の剪断変形を拘束する効果をもつことが考えられるのでその影響を一定にするためである。(16φの鉄筋で $\sigma_y=3000$ kg/cm² として $T_y=6030$ kg, 鉄筋端のフックが $2/3$ の定着効果を負担するものとすれば、許容付着力 $f_a=2F_c/25=14.4$ kg/cm² として所要定着長は28 cm となる。)

(3) 材 料

セメント: アサノ普通ポルトランドセメント

圧縮強度 4 週 406 kg/cm²曲げ破壊係数 62.3 kg/cm²

骨 材: 北海道広島産

砂 2.5 mm 以下 比重 2.57 1.67 kg/ℓ

砂利 20~5 mm 比重 2.55 1.60

コンクリート: w/c=0.72 sl.=18 cm

調合比 295 : 810 : 940 kg/m³平均圧縮強度 237 kg/cm²+16%−14% (試験時材齢 30 日)平均引張強さ係数 26.3 kg/cm²+14%−25%

個々の試験体の試験時におけるコンクリート強度は第 2-3 表に掲げる。

鉄 筋: 16 φ a=1.98 cm² $s\sigma_y=3160 \text{ kg/cm}^2+7.3\%-4.4\%$ $s\sigma_B=4560 \text{ kg/cm}^2$ 13 φ a=1.27 cm² $s\sigma_y=3320 \text{ kg/cm}^2+9.1\%-5.0\%$ $s\sigma_B=4780 \text{ kg/cm}^2$ 9 φ a=0.595 cm² $s\sigma_y=3005 \text{ kg/cm}^2+91\%-31\%$ $s\sigma_B=3490 \text{ kg/cm}^2$

各試験体に使用した鉄筋の降伏点を第 2-3 表に掲げる。

(4) 製作及び養生 コンクリートは容量 0.1 m³ ドラム型ミキサーにより混練し、木製型枠に打込み、そのまま型枠中に密閉し、材齢 2 日で脱型後 18°±2°C の湿砂中に埋没養生、材齢 21 日に取出し以後試験時まで 18°±3°C, R.H. 70~90% の室内気中に放置した。試験時材齢は 30 日である。

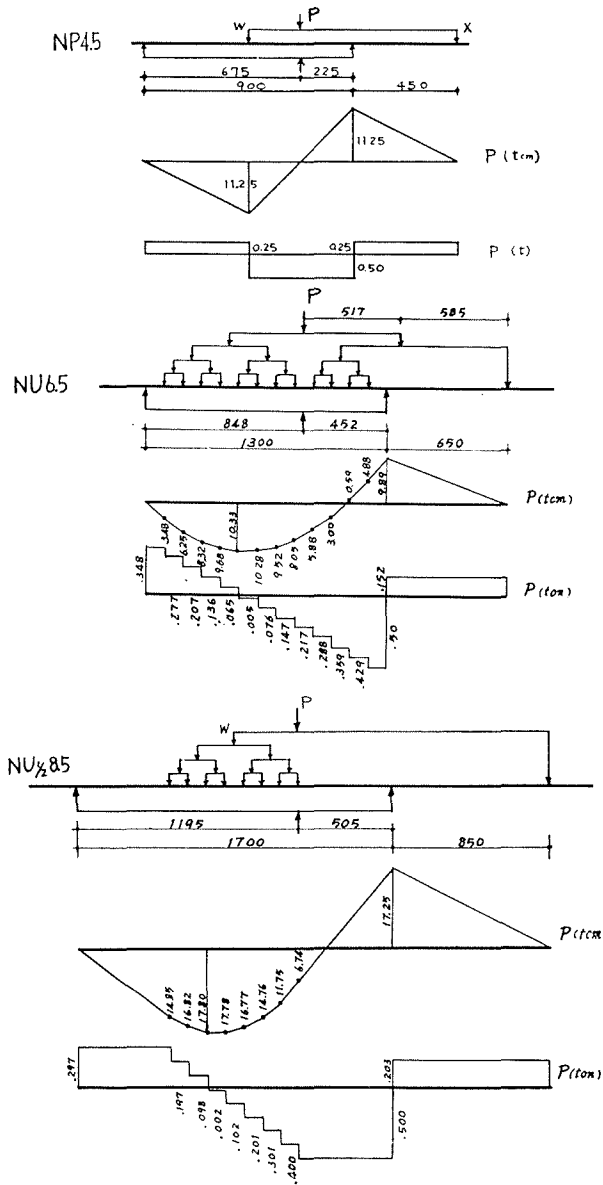
2-2 載 荷 法

各加力方式における載荷点の配置、載荷用鋼梁の構成及び試験体の応力分布を第 2-4 図に例示する。N 載荷梁においては端モーメントを $M_B=-2/3 M_0$ (M_0 は単純梁における最大曲げモーメント) とした。

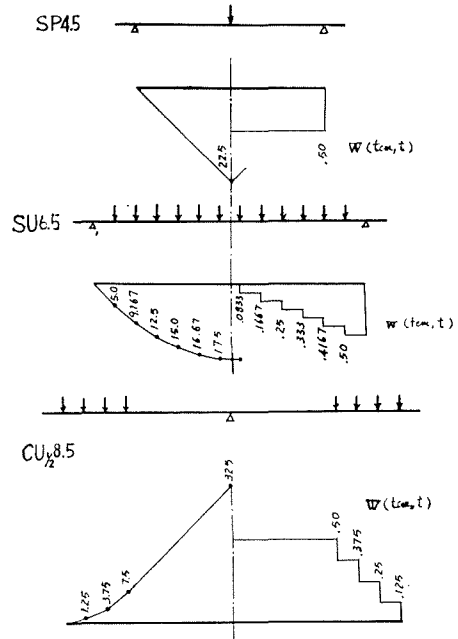
載荷は支点ではローラー (径 5 cm) 上に鋼製載荷板 (幅 10 cm 厚さ 2 cm) を介して試験体を置き、載荷点は分布荷重時には載荷板幅 5 cm, 集中荷重時には 10 cm として (厚はいずれも 2 cm) ローラーを介して加力を行なった。

2-2 計 測

撓み計測は梁成の 1/2 の梁軸線上で支点位置に対する各点の相対変位を 1/100 ダイヤルゲ



第2-4図(a) [実験1] 載荷法及び応力図



第2-4図(b) [実験1] 載荷法及び応力図

ージにより行ない、鉄筋の歪度は、スパン中央附近の正曲げモーメントが最大値をとる位置で引張鉄筋の周長の1/4を長さ6 cmに亘って露出せしめ電気抵抗線歪計(測長10 mm)を貼付して計測した。

2-4 実験の結果

各試験体の実験結果を総括して第2-3表に示す。表中の記号は次の通りである。

sT_{yc} : N 載荷梁の下端筋の降伏応力 (引張試験)

sT_{yB} : N 載荷梁の上端筋の降伏応力 (引張試験)

S: 剪断破壊

F: 曲げ破壊

A: 梁端における定着破壊

同一試験体の欄中、上下2段に数値の記入があるものは、上段はN載荷梁におけるB点(第2-2図参照)、下段は同じくC点における数値を示す。

各試験体の破壊状況を写真2-1に例示する。

第2-3表 (a)
実験結果 (実験1)

梁名	b cm	D cm	d cm	F_c kg/cm ²	F_t kg/cm ²	sT_{yC} t	sT_{yB} t	$s\sigma_{yC}$ t/cm ²	$s\sigma_{yB}$ t/cm ²	P_y t	P_{max} t	W_y t	W_{max} t	破壊
NU 8.5h 1	12.2	20.3	17.3	229	24.9	6.26	6.26	3.17	3.17		20.5		17.44	S
2	12.3	20.1	17.3	"	"	"	"	"	"		19.7		16.75	S
6.5h 1	12.1	20.3	17.7	238	23.9	"	"	"	"	(18.0)	18.5	(15.3)	15.7	S
2	12.2	20.2	17.5	"	"	"	"	"	"		21.3		18.1	S
3	12.1	20.3	17.5	"	"	"	"	"	"	(15.0)	15.8	(12.7)	13.4	S
4.5h 1	12.1	20.2	17.2	226	25.4	"	"	"	"	(29.0)	29.8	(24.5)	25.2	S(F)
2	12.0	20.3	17.1	"	"	"	"	"	"	(28.0)	29.3	(23.6)	24.7	S(F)
3	12.1	20.3	17.2	"	"	"	"	"	"		18.4	(15.2)	15.5	S
8.5 m 1	12.0	20.1	17.3	242	24.9	4.40	4.40	3.46	3.46	13.6 14.2	14.2	11.55 12.06	12.1	F
2	12.1	20.5	17.2	"	"	"	"	"	"	10.6 13.5	13.5	9.02 11.49	11.5	F
3	12.2	20.3	17.4	"	"	"	"	"	"	11.0 13.0	13.2	9.35 11.05	11.2	F
6.5 m 1	12.3	20.2	17.0	238	23.9	"	"	"	"	16.5	17.0	14.0	14.4	F
2	12.1	20.2	17.1	"	"	"	"	"	"		16.4		13.9	S
3	12.2	20.4	17.1	229	24.9	"	"	"	"		16.2		13.8	S
4.5 m 1	12.2	20.1	16.7	226	25.4	"	"	"	"	(20.0) 21.0	21.4	(16.89)	18.1	S(F)
2	12.2	20.1	16.7	"	"	"	"	"	"		25.0	17.71	21.1	F
3	12.2	20.1	16.7	"	"	"	"	"	"		18.0		15.2	S

梁名	<i>b</i> cm	<i>D</i> cm	<i>d</i> cm	<i>F_c</i> kg/cm ²	<i>F_t</i> kg/cm ²	<i>sT_{yc}</i> t	<i>sT_{yB}</i> t	<i>sσ_{yc}</i> t/cm ²	<i>sσ_{yB}</i> t/cm ²	<i>P_y</i> t	<i>P_{max}</i> t	<i>W_y</i> t	<i>W_{max}</i> t	破壊	
NU 8.5h1	12.3	20.2	17.4	229	24.9	1.60	1.83	2.69	3.08	5.0 6.1	6.1	4.25 5.18	5.18	F	
	2	12.2	20.2	17.6	"	"	1.59	1.60	2.67	2.69	4.5 5.0	6.0	3.83 4.25	5.10	F
	3	12.6	20.3	17.3	"	"	1.68	1.65	2.82	2.77	5.0 6.0	6.4	4.25 5.10	5.44	F
6.5h1	12.4	20.2	17.3	238	23.9	2.50	2.02	4.20	3.39	9.0	10.2	7.64	8.66	F	
	2	12.2	20.3	17.0	"	"	1.80	2.12	3.03	3.56	9.0	10.6	7.64	9.00	F
	3	12.3	20.3	17.6	"	"	2.52	1.77	4.24	2.98	8.0	9.5	6.79	8.03	F
4.5h1	12.1	20.1	16.8	226	25.4	1.67	1.42	2.80	2.39	9.5 10.5	12.15	8.01 8.86	10.3	F	
	2														
	3	12.3	20.3	17.0	"	"	1.74	1.93	2.92	3.25	12.0 13.0	14.15	10.11 10.96	12.0	F

第2—3表 (b)

梁名	<i>b</i> cm	<i>D</i> cm	<i>d</i> cm	<i>F_c</i> kg/cm ²	<i>F_t</i> kg/cm ²	<i>sT_{yc}</i> t	<i>sT_{yB}</i> t	<i>sσ_{yc}</i> t/cm ²	<i>sσ_{yB}</i> t/cm ²	<i>P_y</i> t	<i>P_{max}</i> t	<i>W_y</i> t	<i>W_{max}</i> t	破壊
NU _{1/2} 8.5h1	12.3	20.3	17.0	229	24.9	6.26	6.26	3.17	3.17		9.0		7.18	S(BC)
	3	12.1	20.2	17.2	"	"	"	"	"		8.1		6.46	S(AC)
4.5h1	12.1	20.2	17.1	226	25.4	"	"	"	"	(14.0) (14.5)	15.7	(11.1) (11.5)	12.45	S(BC)
	2	12.1	20.2	17.1	"	"	"	"	"	(10.0) (10.0)	12.0	(7.94) (7.94)	9.52	S(BC)
	3	12.1	20.1	17.2	238	23.9	"	"	"	(14.5) (14.0)	16.5	(11.5) (11.1)	13.1	S(BC)
8.5m1	2	12.3	20.4	242	24.9	4.40	4.40	3.46	3.46		8.0			S
	3	12.2	20.3	16.8	"	"	"	"	"		5.5			S
4.5m1	12.0	20.4	16.8	226	25.4	"	"	"	"		10.15	(6.35)		S
	2	12.2	20.3	16.7	"	"	"	"	"		10.10			S
	3	12.2	20.3	16.8	"	"	"	"	"		9.85	(5.55)		S
8.5h1	12.2	20.2	17.5	242	24.9	1.62	1.72	2.72	2.89	3.5 4.0	5.0	2.79 3.19		F
	2	12.3	20.2	17.6	"	"	"	1.62	2.72	2.72	3.5 4.0	4.7	2.79 3.19	F
	3	12.2	20.3	17.9	"	"	1.44	1.59	2.42	2.67	3.0 4.0	4.5	2.39 3.19	F
4.5h1	12.1	20.3	16.9	226	25.4	1.80	1.60	3.03	2.69	8.0	8.2	6.35		S.F
	2	12.1	20.4	17.3	"	"	1.73	1.54	2.91	2.59	7.6	10.5	6.03	

第2—3表 (c)

梁名	b cm	D cm	d cm	F_c kg/cm ²	F_t kg/cm ²	sT_{yC} t	sT_{yB} t	$s\sigma_{yC}$ t/cm ²	$s\sigma_{yB}$ t/cm ²	P_y t	P_{max} t	W_y t	W_{max} t	破壊
NP 8.5h 1	12.1	20.4	17.2	229	24.9	6.26	6.26	3.17	3.17		8.1		6.07	S (BC)
2														
3	12.1	20.5	17.9	"	"	"	"	"	"		7.0		5.25	S (BC)
6.5h 1	12.0	20.3	17.3	288	23.9	"	"	"	"		10.9			S (BC)
2	12.1	20.5	17.3	"	"	"	"	"	"		10.0		7.5	S (BC)
3	12.1	20.1	16.9	"	"	"	"	"	"		9.5		7.12	S (AC)
4.5h 1	12.2	20.2	17.2	238	23.9	"	"	"	"		14.2		10.65	S (BC)
2	12.3	20.4	17.2	"	"	"	"	"	"		14.3		10.05	S (AC)
3	12.1	20.1	17.2	"	"	"	"	"	"		13.5		10.12	S (AC)
8.5m 1	12.0	20.4	17.4	242	24.9	4.40	4.40	3.46	3.46		6.0		4.50	S (BC)
2	12.3	20.3	17.3	"	"	"	"	"	"		8.0		6.00	S (BC)
3	12.1	20.4	17.3	"	"	"	"	"	"		7.7		5.77	S (BC)
4.5m 1	12.1	20.3	16.9	226	25.4	"	"	"	"		13.6		10.2	S (AB)
2	12.2	20.2	16.9	"	"	"	"	"	"		14.4		10.8	S (BC)
3	11.9	20.3	16.7	"	"	"	"	"	"		14.4		10.8	S (BC)
8.5l 1	12.2	20.3	17.6	242	24.9	1.59	1.75	2.67	2.94	3.0 3.3	3.4	2.25 2.47	2.55	F
2	12.3	20.3	17.7	"	"	1.60	1.73	2.69	2.90	3.0 3.4	3.4	2.25 2.55	2.55	F
3	12.1	20.4	17.6	"	"	1.62	1.59	2.73	2.67	3.0	3.2	2.25	2.40	F
6.5l 1	12.2	20.3	16.7	238	23.9	2.02	2.42	3.46	4.06	5.0 6.0	6.8	3.75 4.50	5.10	F
2	12.1	20.3	17.1	"	"	1.75	2.52	2.94	4.24	4.5 6.0	6.3	3.38 4.50	4.73	F
3	12.1	20.3	17.2	"	"	2.52	2.47	4.24	4.15	6.5	7.2	4.88	5.44	F
4.5l 1	12.0	20.2	16.9	226	25.4	1.52	1.54	2.55	2.59	6.25	7.25	3.94	5.44	F
2	12.3	20.3	16.9	"	"	1.54	1.62	2.59	2.73	6.00 6.15	7.75	4.50 4.61	5.81	F
3	12.2	20.3	17.1	"	"	1.66	1.70	2.79	2.86	6.50 6.90	7.8	4.88 5.17	5.85	F

第(2—3)表 (d)

梁名	b cm	D cm	d cm	F_c kg/cm ²	F_t kg/cm ²	sT_{yC} t	sT_{yB} t	$s\sigma_{yC}$ t/cm ²	$s\sigma_{yB}$ t/cm ²	P_y t	P_{max} t	W_y t	W_{max} t	破壊
SU 8.5h1	12.2	20.1	17.4	238	26.6	6.26		3.17					10.2	S
2	12.1	20.0	17.2	"	"	"		"					10.3	S
3	12.1	20.2	17.3	"	"	"		"					10.3	S
6.5h1	12.2	20.3	17.7	237	24.5	"		"				13.0	13.0	S(F)
2	12.1	20.4	17.4	"	"	"		"					15.5	S
3	12.2	20.2	17.3	"	"	"		"					15.4	S
4.5h1	12.0	20.3	17.2	236	26.1	"		"					22.0	S
2	12.1	20.4	17.1	"	"	"		"				24.0	24.4	S(F)
3	12.2	20.2	17.4	"	"	"		"				24.0	27.7	S(F)
8.5m1	12.2	20.1	18.0	237	24.5	4.22		3.32				9.5 (9.0)	9.8	F
2	12.1	20.3	17.0	"	"	"		"				8.45 (7.0)	8.73	F
3	12.1	20.1	17.1	"	"	"		"				7.8 (7.5)	8.14	F
4.5m1	12.3	20.4	17.1	236	26.1	"		"				14.0 (16.0)	16.4	F
2	12.0	20.1	16.9	"	"	"		"				14.0 (15.0)	15.7	F
3	12.0	20.2	17.1	"	"	"		"				15.6 (15.0)	16.8	F
8.5l1	12.2	20.2	17.0	238	26.6	1.74		2.92				3.5	3.8	F
2	12.3	20.0	17.0	"	"	"		"				3.5	3.75	F
3	12.1	20.1	17.3	"	"	"		"				3.5	3.8	F
6.5l1	12.0	20.5	17.4	237	24.5	"		"				5.0	5.0	F
2	12.1	20.2	17.3	"	"	"		"				4.8 (4.5)	4.85	F
3	11.9	20.3	17.3	"	"	"		"				5.0	5.25	F
4.5l1	12.0	20.3	17.4	236	26.1	1.45		2.44				6.0	7.6	F
2	11.9	20.4	17.1	"	"	"		"				5.5 (5.0)	7.5	F
3	12.1	20.3	17.3	"	"	"		"				6.0 (4.5)	7.45	F

第2—3表 (e)

梁名	b cm	D cm	d cm	F_c kg/cm ²	F_t kg/cm ²	sT_{yC} t	sT_{yB} t	$s\sigma_{yC}$ t/cm ²	$s\sigma_{yB}$ t/cm ²	P_y t	P_{max} t	W_y t	W_{max} t	破壊
SU _{1/2} 8.5h 1	12.3	20.2	17.3	238	26.6	6.26		3.17					5.6	S
2	12.0	20.4	17.8	"	"	"		"					5.8	S
3	12.2	20.3	17.5	"	"	"		"					4.9	S
4.5h 1	12.2	20.2	17.4	236	26.1	"		"					12.5	S
2	12.1	20.2	17.4	"	"	"		"				(15.0)	15.1	S(F)
3	12.3	20.2	17.4	"	"	"		"					12.8	S
8.5 1 1	12.2	20.3	17.0	238	26.6	1.32		2.22				1.6	1.8	F
2	12.0	20.3	17.3	"	"	1.75		2.94				2.4	2.6	F
3	12.2	20.2	27.2	"	"	1.32		2.22				1.8	1.9	F
4.5 1 1	12.1	20.3	16.9	236	26.1	1.28		2.15				3.45	4.1	F
2	12.2	20.3	16.9	"	"	1.54		2.59				4.0	4.45	F
3	12.4	20.2	17.1	"	"	1.75		2.94				4.9	5.50	F

第2—3表 (f)

梁名	b cm	D cm	d cm	F_c kg/cm ²	F_t kg/cm ²	sT_{yC} t	sT_{yB} t	$s\sigma_{yC}$ t/cm ²	$s\sigma_{yB}$ t/cm ²	P_y t	P_{max} t	W_y t	W_{max} t	破壊
SP 8.5h 1	12.1	20.4	17.1	238	26.6	6.26		3.17				5.5	5.7	F S
2	12.2	20.0	17.2	"	"	"		"					4.85	S
3	11.9	20.4	17.2	"	"	"		"					4.0	S
6.5h 1	12.1	20.4	17.6	237	24.5	"		"					6.1	S
2	12.1	20.3	17.4	"	"	"		"					4.7	S
3	12.1	20.3	17.5	"	"	"		"					5.5	S
4.5h 1	12.2	20.2	17.5	236	26.1	"		"					10.6	S
2	12.0	20.3	17.4	"	"	"		"					8.3	S
3	12.1	20.3	17.3	"	"	"		"					6.8	S
8.5 m 1	12.3	20.4	17.1	237	24.5	4.22		3.32				3.3	3.9	F
2	12.3	20.3	17.3	"	"	"		"				3.5	3.9	F
3	12.2	20.2	17.4	"	"	"		"				3.33	3.8	F
4.5 m 1	12.2	20.5	17.4	236	26.1	"		"				(6.0)	6.0	S
2	12.1	20.3	17.4	"	"	"		"				(4.5)	4.8	S
3	11.9	20.4	17.1	"	"	"		"				(6.0)	6.4	S
8.5 1 1	12.2	20.3	17.5	238	26.6	1.52		2.55				1.5	1.68	F
2	12.2	20.3	16.8	"	"	1.82		3.06				1.74	1.9	F
3	12.0	20.3	17.5	"	"	1.80		3.02				1.7	1.9	F
6.5 1 1	12.2	20.4	17.0	237	24.5	1.64		2.76				2.2 (2.0)	2.6	F
2	12.1	20.1	17.8	"	"	1.48		2.49				2.0	2.55	F
3	12.1	20.2	17.6	"	"	1.45		2.43				2.4 (2.0)	2.6	F
4.5 1 1	12.1	20.6	17.3	236	26.1	1.58		2.65				3.35	3.85	F
2	12.1	20.5	17.6	"	"	1.41		2.37				2.85	3.6	F
3	12.1	20.4	17.5	"	"	1.35		2.27				2.7	3.5	F

第2-3表 (g)

梁名	b cm	D cm	d cm	F_c kg/cm ²	F_t kg/cm ²	sT_{yC} t	sT_{yB} t	$s\sigma_{yC}$ t/cm ²	$s\sigma_{yB}$ t/cm ²	P_y t	P_{max} t	W_y t	W_{max} t	破壊
CU 8.5h1	12.1	20.3	17.0	253	26.5	6.26		3.17				10.5	10.7	SF
2	12.3	20.2	17.2	"	"	"		"				11.0	11.25	S
3	12.2	20.3	17.1	"	"	"		"					11.8	S
4.5h1	12.0	20.3	17.1	"	"	"		"				24.0	25.0	FA
2	12.2	20.3	17.2	"	"	"		"				24.0	24.3	FA
3	12.1	20.3	17.2	"	"	"		"				24.0	24.3	FA
8.511	12.2	20.1	16.8	"	"	1.68		2.82				2.5	3.0	F
2	12.1	20.1	16.9	"	"	1.59		2.67				2.3	2.9	F
3	12.2	20.2	17.5	"	"	1.40		2.35				2.25	3.0	F
4.511	12.1	20.4	17.4	"	"	2.32		3.90				10.0	10.4	F
2	12.0	20.4	17.4	"	"	"		"				9.0	9.1	F
3	12.1	20.4	17.1	"	"	2.25		3.78				9.4	10.7	F
CU _{1/2} 8.5h1	12.2	20.3	17.4	"	"	6.26		3.17					4.4	S
2	12.3	20.2	17.0	"	"	"		"				6.0	8.1	S
3	12.3	20.1	17.0	"	"	"		"					5.0	S
4.5h1	12.2	20.4	17.4	"	"	"		"					10.3	S
2	11.8	20.3	17.3	"	"	"		"					15.0	S(A)
3	12.1	20.3	17.4	"	"	"		"				15.0	15.9	S
8.511	11.9	20.2	17.2	"	"	1.44		2.42				1.5	1.8	F
2	12.3	20.3	17.1	"	"	1.54		2.59				1.75	2.6	F
3	12.2	20.2	17.2	"	"	1.52		2.55				1.65	2.4	F
4.511	12.3	20.4	17.4	"	"	1.65		2.77				4.5	5.0	F
2	12.4	20.2	17.2	"	"	2.13		3.58				5.5	5.9	F
3	12.2	20.2	17.2	"	"	2.10		3.53				5.5	6.4	F

3. 実験結果の考察

3-1 破壊型式について

鉄筋コンクリート梁の破壊型式は通常曲げ破壊、剪断破壊、定着（付着）破壊に分類されている。曲げ破壊は鉄筋の降伏により破壊に至る場合と、鉄筋の降伏に先立ってコンクリートの圧潰によって破壊に至る場合とに分けられるが、一般の構造物では梁の鉄筋比が大凡2%を起えることは稀であって、この範囲では、曲げ破壊は鉄筋の降伏によって生ずるものとされている。この場合、曲げモーメントが最大の位置の曲げ亀裂は荷重増大と共に亀裂幅を増し、この点の鉄筋の降伏と共に梁の変形は急増するが、梁の載荷能力は直ちに低下することなく僅か乍ら増大して最大荷重に達する。本実験の試験体の中で曲げ破壊を生じた梁は全て鉄筋の降伏によって破壊に達した。

剪断補強を施さない梁が剪断破壊を生ずる場合には、斜張亀裂の発生後、最大荷重までの梁の変形増大の割合は著しく大きいものではなく、最大荷重を示した後、梁は急激に載荷能力

を失い、曲げ破壊時に見られる様な靱性を示さない。この点は剪断破壊の特性として重視されている。

定着破壊（付着破壊）は梁端部における引張鉄筋の定着部分コンクリートの破壊によって最大荷重を示すものであるが、本来鉄筋とコンクリートの付着力が剪断力に比例するものとするれば付着強度が十分であれば梁端の余長部には応力を生じないと考えられるので、スパン内の鉄筋とコンクリートの付着が破壊されて始めて余長部の鉄筋定着部に応力を生ずるものと考えられる。従って定着破壊は付着破壊に伴って生ずるものとして屢々、付着破壊と呼ばれている。しかし、スパン内の付着が破壊しても定着が十分であれば、梁は曲げもしくは剪断で破壊に至る筈であるから定着破壊と付着破壊は同義ではない。

本実験の試験体の中には、上記の破壊型式のいづれにも属さない破壊様相を呈したものがあつた。即ち最大曲げ応力位置を挟んで、ほぼ対称の位置に剪断性の亀裂を発生し、この亀裂が荷重の増大と共に斜め上方に伸びて弯曲しアーチ形の亀裂を形作り、外観的には剪断破壊の様相を呈するが、最大荷重を示した後も急激な載荷能力の低下を生ぜず、かなりの耐力を持続するもので、中には引張鉄筋の降伏を生じたものもあつた。ここでは便宜的にこの様な破壊形式を、仮に剪断曲げ破壊と名付ける。

本実験結果を支持方式、荷重種別、鉄筋比、スパン梁成比別に整理して破壊形式の分布を示すと第2-4表の様になる。同表には、e 関数法による曲げ降伏耐力と常用の斜張力理論による終局剪断耐力及び荒川博士の実験式²³⁾による終局剪断耐力の各推定値との対比によって予想

第2-4表 破壊形式の分布 ($F_c \cong 230 \text{ kg/cm}^2$)

鉄筋比 ρ_t %	スパン 梁成比 l/D	N 載 荷 梁			単 純 梁			片 持 梁		
		等 分 布 U	半スパン 分布 $U_{1/2}$	1 点集中 P	等 分 布 U	半スパン 分布 $U_{1/2}$	1 点集中 P	等 分 布 U	半スパン 分布 $U_{1/2}$	1 点集中 P
1.94 (h)	4.5	S.SF.SF.	S.S.S.	S.S.S.	S.SF.SF.	S.S.SF.	S.S.S.	FA.FA.FA.	S.S.S.A.	
	6.5	S. S. S.		S.S.S.	S. S.SF.		S.S.S.			
	8.5	S. S.	S.S.	S.S.	S. S. S.	S.S.S.	S.S.S.	S.SF. F.	S.S.SF.	
1.24 (m)	4.5	S.SF. F.	S.S.S.	S.S.S.	F. F. F.		S.S.S.			
	6.5	S. S. F.								
	8.5	F. F. F.	S.S.	S.S.S.	F. F. F.		F.F.F.			
0.58 (l)	4.5	F. F.	SF.F.F.	F.F.F.	F. F. F.	F.F.F.	F.F.F.	F. F. F.	F.F.F.	
	6.5	F. F. F.		F.F.F.	F. F. F.	F.F.F.	F.F.F.	F. F. F.	F.F.F.	
	8.5	F. F. F.	F.F.F.	F.F.F.	F. F. F.	F.F.F.	FF.F.	F. F. F.	F.F.F.	

F: 曲げ破壊

S: 剪断破壊

SF: 剪断曲げ破壊 剪断破壊の外見を呈し乍ら最大荷重後もかなりの耐力を持続したもの。

A: 定着破壊

曲げ破壊と剪断破壊の境界 (推定値は e 関数法曲げ耐力と対比)

—— 本実験結果 - - - - 剪断常用式による推定 - - - - - 荒川式による推定

される破壊型式の境界を示したが、実験結果はこれらとは異なった傾向を示している。

この表から、使用コンクリートの圧縮強度 230 kg/cm^2 程度で、剪断補強を施さぬ鉄筋コンクリート梁の破壊型式について、次の様に云うことができる。

(1) スパンが梁成の 4.5 倍以上の梁で、引張鉄筋比が 0.6% 程度の場合には、支持方式、荷重種別の如何を問わず、剪断破壊を生ずる公算は極めて小さい。

(2) 鉄筋比約 1.9% では、支持方式、荷重種別に拘りなく、殆んど全ての梁に剪断破壊、又は剪断曲げ破壊を生ずる。例外として片持梁等分布荷重時のスパン梁成比 4.5 の梁は曲げ降伏後定着破壊によって最大耐力を示した。

(3) 鉄筋比約 1.2% の場合には、連続梁では剪断破壊を生ずる公算が大きく、単純梁では曲げ破壊を生ずる公算が大きい。この場合、

i) スパン梁成比が小さい程、剪断破壊を生じ易い。

ii) 等分布荷重よりも中央 1 点集中荷重の方が剪断破壊を生じ易い。これは常用の理論では M/Q の小なるもの程剪断破壊を生じ易いと考えられることは全く逆の傾向である。

iii) 鉄筋比が約 1.9% で、スパン梁成比が 4.5 程度の梁が等分布荷重を受ける場合には、剪断破壊の耐力は曲げ降伏耐力に非常に近い値となり、殆んど同時に両方の耐力限度に到達する。単純梁は連続梁よりもこの傾向が著しく、先に述べた剪断曲げ破壊となり易い。従ってこの場合は最大荷重を示した後も、かなりの耐力を持続して通常の剪断破壊とは些か異なった様相を示す。

iv) 鉄筋比が大きく (1.9% 程度)、梁長と梁成の比が小さい片持梁が等分布荷重を受ける場合には、先端に定着余長があっても定着破壊を生ずる可能性が大きい。

この実験では、試験体寸度の影響については検討していないので試験体寸度が大きい場合にも曲げ破壊と剪断破壊の境界がこの結果と同一であるとは断定できないが、大凡類似した傾向をもつものと考えられる。

3-2 曲げ耐力について

ここで曲げ耐力というのは、梁が曲げによって破壊に至る過程で、鉄筋の降伏によって梁の変形が急増する所謂、降伏荷重を指している。

e 函数法によって梁の降伏時における断面の抵抗モーメントを算定し、実験値と理論値の比を求め、この比を仮に梁の曲げ耐力増大比と呼ぶことにする。各試験体の曲げ耐力増大比とその系列毎の平均値を第 2-5 表に示す。

(1) 同表から、全試験体を通じて、鉄筋コンクリート梁の曲げ耐力について次の点を指摘できる。

i) 曲げにより破壊を生ずる範囲では

a. 鉄筋比の小さい梁の方が鉄筋比の大きいものよりも曲げ耐力増大比が大きい。

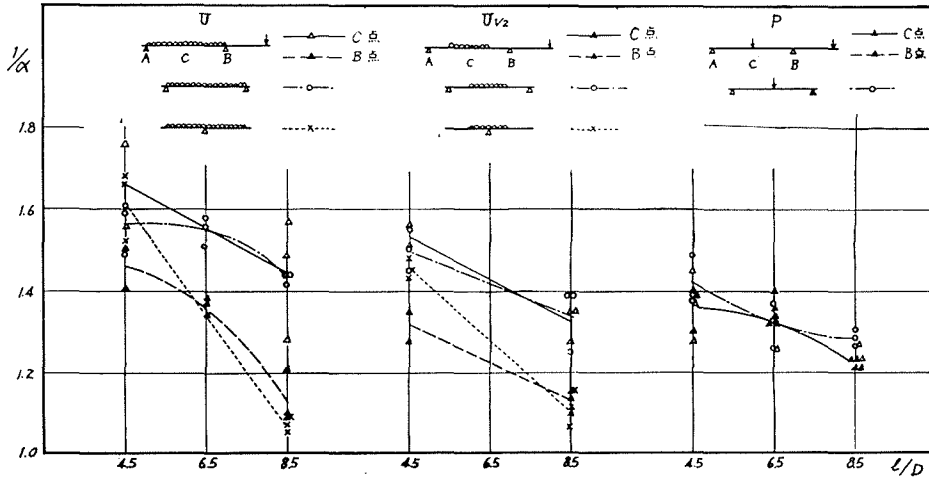
b. 曲げ耐力増大比の値は、この実験の範囲で最大 76% にも達し、無視し難い値である。

第2-5表 曲げ耐力増六比：実験値/理論値

鉄筋比 %	スパン 梁成 H/D	N			載荷			梁			単			純			片								
		等分 U	分布 U _{1/2}	I点集中 P	半スパン分布 U _{1/2}	半スパン分布 U _{1/2}	I点集中 P	等分 U	分布 U	半スパン分布 U _{1/2}	I点集中 P	等分 U	分布 U	半スパン分布 U _{1/2}	等分 U	分布 U	半スパン分布 U _{1/2}	I点集中 P	等分 U	分布 U	半スパン分布 U _{1/2}				
1.94 (h)	4.5	(0.70)	(1.12)	(1.14)	(0.75)	(0.57)	(0.78)	(0.82)	(0.77)	(0.78)	(1.41)	1.54	1.54	(1.10)	(1.13)	1.32	(0.85)	(0.78)	(1.19)	1.55	1.53	1.53	(0.91)	(1.33)	1.32
		(0.66)	1.07	1.10	(0.79)	(0.60)	(0.83)					1.50		(1.18)				(0.97)			1.54		1.19		
		(0.99)	(0.94)		(0.70)	(0.74)																			
8.5	6.5	(0.91)	(1.06)	(0.78)	(0.81)	(0.73)	(0.88)	(0.74)	(0.90)	(0.83)	(0.80)	(1.37)	1.13	(0.92)	(1.13)	1.13	(0.87)	(0.77)	(0.90)						
		(0.95)	(1.11)	(0.82)	(0.83)	(0.75)		(0.84)				(1.25)						(0.89)							
		(1.33)	(1.28)	(1.40)	(0.77)	(0.74)												(0.87)	(1.06)	(1.20)	(1.36)	1.22	1.27	(0.72)	(0.84)
1.24 (m)	4.5	(1.02)	1.12	1.06	(0.71)	(0.70)	(0.68)	(1.14)	(1.21)	(1.21)	1.52	1.41	1.41				(1.02)	(0.81)	(1.10)						
		(0.96)	(1.33)	1.12	(0.75)	(0.74)	(0.72)					1.45					(0.98)								
		(1.07)	(1.14)		(0.70)	(0.74)		(1.19)																	
0.58 (1)	4.5	(1.18)	(1.19)	1.26	(1.04)	(0.71)	(0.92)	(1.23)	(1.18)	(1.11)	1.46	1.22	1.30				1.07	1.13	1.07						
		(1.24)	(1.25)	(1.24)	(1.08)	(0.74)						1.33					1.09								
		(1.21)	(1.24)		(0.88)	(0.91)																			
8.5	6.5	1.27	0.99	1.01	1.32	1.28	1.30	1.40	1.38	1.32	1.40	1.37	1.45	1.50	1.45	1.55	1.49	1.39	1.38	1.68	1.52	1.66			
		1.38	1.31	1.25	1.56	1.51	1.36	1.37	1.28	1.27	1.23	1.59	1.49	1.61	1.50	1.45	1.55	1.42	1.42	1.62	1.62	1.62			
		1.09	1.09	1.31	1.30	1.54	1.37	1.37	1.32	1.33	1.33	1.56	1.51	1.58	1.50	1.42	1.42	1.26	1.33	1.37	1.07	1.05	1.09		
8.5	6.5	1.38	1.34	1.37	1.15	1.14	1.10	1.23	1.21	1.21	1.44	1.44	1.42	1.25	1.39	1.39	1.29	1.31	1.27	1.07	1.05	1.09			
		1.36	1.36	1.36	1.28	1.35	1.35	1.23	1.27	1.23	1.22	1.43	1.43	1.34	1.34	1.34	1.29	1.29	1.29	1.07	1.05	1.09			
		1.12	1.12	1.43	1.13	1.33	1.33	1.22	1.24	1.24	1.24	1.43	1.43	1.34	1.34	1.34	1.29	1.29	1.29	1.07	1.05	1.09			

註 ① 欄内上段は各試路体、下段は平均値を示す。
 ② () は剪断破壊を生じた後の最大荷重に対する曲げ耐力理論値の比。
 ③ N 載荷梁に更に上下2段の数値があるのは、上が連綿端支点の負曲げモーメントによる値、下がスパン中央の正曲げモーメント最大値による。

ii) 剪断破壊を生じた範囲でも等分布荷重を受ける梁では、その載荷能力は大凡曲げ終局強度理論算定値を上廻る値を示した。この現象は連続梁よりは単純梁の方が顕著で、単純梁でスパン梁成比が4.5のものは最大荷重後も急激な耐力低下を示さなかった。



第2-5図 曲げ耐力増大比 [実験1] ($p_t=0.58\%$)

(2) 鉄筋比 $p_t=0.58\%$ の梁は全て曲げ破壊を生じたが、鉄筋比以外の諸条件が曲げ耐力増大比に及ぼす影響を検討すれば、

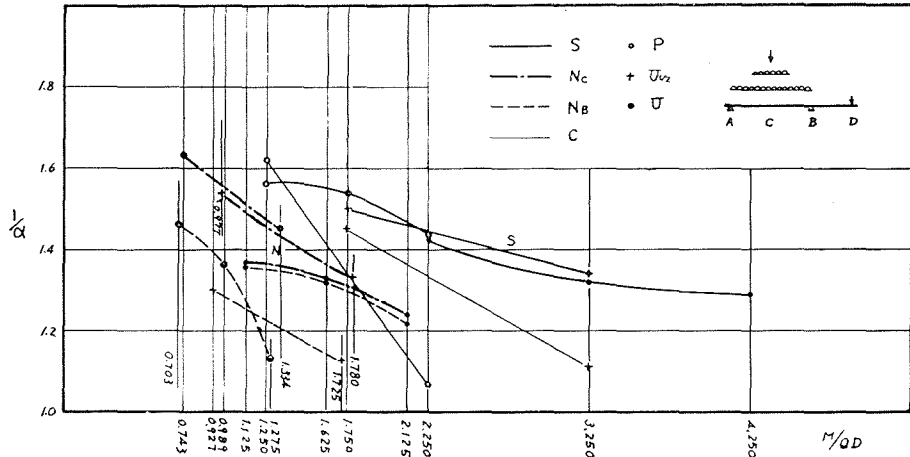
i) スパン梁成比 各梁の曲げ耐力増大比とスパン梁成比の関係は第2-5図の様になる。図に見る様に、他の条件が同一ならば、スパン梁成比が小さい梁程曲げ耐力増大比が大きい。

ii) 支持方式 荷重種別、スパン梁成比が同一ならば、単純梁と連続梁とは殆んど同一の曲げ耐力増大比を示している。片持梁は、単純梁、連続梁と異なった傾向をもち、スパン梁成比が小さい場合には単純梁、連続梁と殆んど同じ曲げ耐力増大比を示したが、スパン梁成比の増大に伴う曲げ耐力増大比の低下が他よりも著しい。この傾向は荷重分布の幅が広い程著しい傾向がある。

iii) 荷重種別 単純梁及び連続梁では、全般に荷重分布の幅が広い程、耐力の増大が著しい傾向が見られる。片持梁では、単純梁集中荷重時を片持梁集中荷重時に対応するものとして比較すると、スパン梁成比の小さい場合には荷重幅の増大と共に曲げ耐力増大比が大きくなるが、スパン梁成比が大きくなると逆に荷重幅の広いもの程曲げ耐力増大比が減少する傾向を示した。

今、スパン梁成比の代わりに、スパン内の最大曲げモーメントと最大剪断力の比を梁成で除した値 $M/Q \cdot D$ を横座標にとって曲げ耐力増大比をプロットすれば第2-6図を得る。単純梁については、中央1点集中荷重、中央半スパン等分布荷重、全スパン等分布荷重の曲げ耐力増大

比が全て大凡一曲線上で連続的变化を示している。連続梁については、集中荷重時のスパン梁成比 $l/D=4.5$ の値がやや離れた値を示した他は、単純梁に見られると同様に荷重種別に拘りなく大凡連続した曲線上にある。即ち、単純梁及び連続梁は夫々、 $M/Q \cdot D$ によって曲げ耐力増大比を荷重種別に拘りなく整理することができることを示唆している。この場合、単純梁と連続梁は上記の ii) の性状から推して、 M/QD に関して相似の曲線である。 $M/Q \cdot D$ の意義については後章で論ずる。



第2-6図 曲げ耐力増大比 M/QD

3-3 剪断耐力について

各試験体の最大荷重時の剪断力の最大値を、支持方式、荷重種別、鉄筋比、スパン梁成比別に第2-6表に掲げる。曲げ破壊を生じた梁についても降伏荷重ではなく最大荷重時の値を掲げたが、これらの梁の剪断耐力は当然この値より大きいことになる。各欄の下段の数値は剪断破壊面と梁の軸線との交点位置における剪断力の値を示す。

軸鉄筋比 $p_t=1.94\%$ の系列は、片持梁の一部を除いて他は全て剪断又は剪断曲げ破壊を生じたが、これらの梁について、支持方式、荷重種別の別によって最大剪断力とスパン梁成比の関係をプロットすれば第2-7図を得る。

(1) スパン梁成比と剪断耐力 集中荷重を受ける鉄筋コンクリート梁の剪断耐力がスパン梁成比の小さい程大きいことは、荒川博士の実験式からも明らかであるが、その他の既往の諸家の実験的研究によっても良く知られている。本実験では支持方式、荷重種別に拘りなくいづれもスパン梁成比が小さいほど剪断耐力が増大する傾向があることを確かめた。等分布荷重時の剪断耐力実験値にはかなりのバラツキがあり、特に連続梁に著しかったが、剪断耐力とスパン梁成比の関係は全般的に大むね双曲線的である。

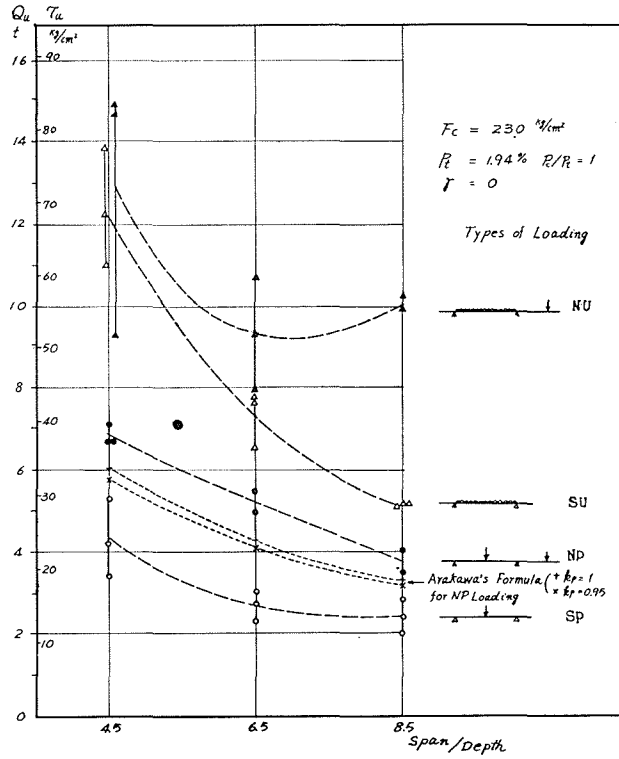
(2) 荷重種別及び支持方式と剪断耐力

第2-7図に見る様に、同一支持条件の下では分布荷重時には集中荷重時よりも剪断耐力が

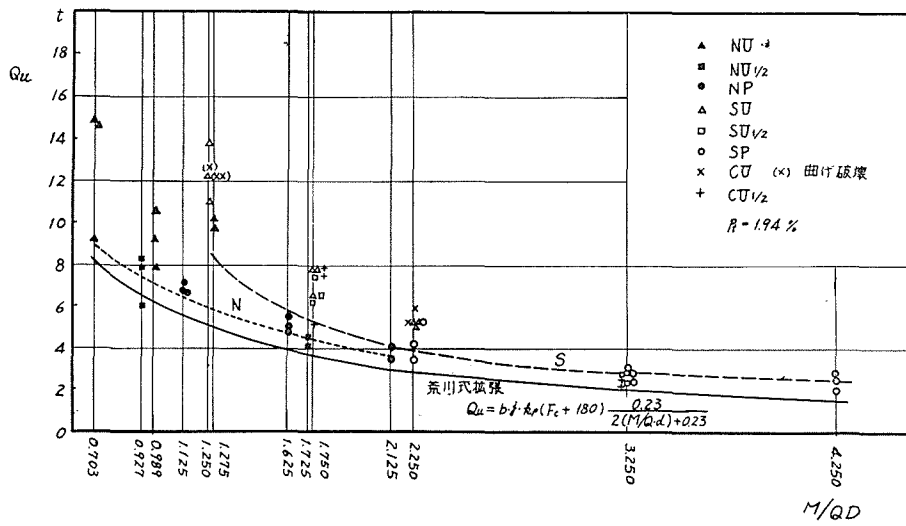
第2-6表 破壊時の剪断力

鉄筋比 ρ_t	スパン 梁成 l/D	N 載荷方式			単純梁			片持梁		
		等分布 U	半スパン 分 布 $U_{1/2}$	1点集中 P	等分布 U	半スパン 分 布 $U_{1/2}$	1点集中 P	等分布 U	半スパン 分 布 $U_{1/3}$	1点集中 P
1.94 (h)	4.5	14.90	8.25	7.10	13.85	7.55	5.30	12.50	7.95	
		8.60	8.25	7.10	8.68	7.55	5.30		7.95	
		14.65	7.85	6.72	12.20	6.40	4.15	12.15	7.50	
	6.5	8.46	7.85	3.53	7.62	6.40	4.15		7.50	
		9.20	6.00	6.68	11.00	6.25	3.40	12.15	5.15	
		5.30	6.00	3.50	8.25	6.25	3.40		5.15	
	8.5	10.65		5.45	7.75		3.05			
		4.63		5.45	5.18		3.05			
		9.25		5.00	7.70		2.75			
8.5	4.02		5.00	5.14		2.75				
	7.90		4.75	6.50		2.35				
	4.55		2.38	4.88		2.35				
1.24 (m)	4.5	10.25	4.50	4.05	5.15	2.90	2.85	5.90	2.50	
		5.35	3.60	4.05	3.87	2.90	2.85	4.42	2.50	
		9.85	4.05	3.50	5.15	2.80	2.43	5.35	2.20	
	6.5	4.60	2.41	3.50	3.87	2.80	2.43	4.68	2.20	
				5.10	5.10	2.45	2.00	5.63	4.05	
				3.82	3.82	2.45	2.00			
	8.5	7.10	4.00	4.00	4.90		1.95			
		6.75	3.20	4.00	4.37		1.95			
		6.60	2.75	3.85	4.07		1.90			
0.58 (l)	4.5	7.08	5.25	3.90	3.80	2.50	1.93	5.35	3.20	
		6.08	4.10	3.88	3.75	2.23	1.80	5.20	2.95	
				3.63	3.73	2.05	1.75	4.55	2.50	
	6.5	5.30		3.60	2.63		1.30			
		5.10		3.40	2.50		1.30			
		4.75		3.15	2.43		1.28			
	8.5	3.20	2.50	1.70	1.90	1.30	0.95	1.50	1.30	
		3.05	2.35	1.70	1.90	0.95	0.95	1.50	1.20	
		3.00	2.25	1.60	1.88	0.90	0.84	1.45	0.90	

 曲げ破壊 — 剪断曲げ破壊
 ⊗ N 載荷梁で剪断力の小なる方のスパン破壊したもの。



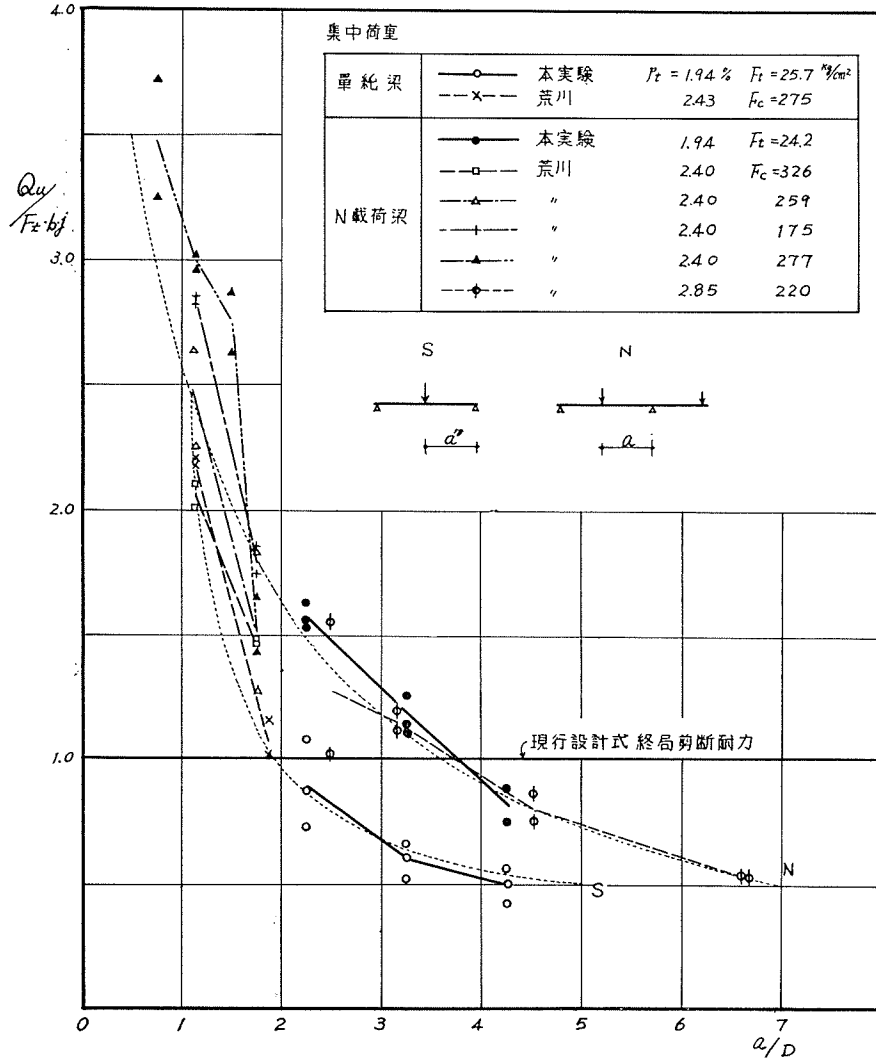
第2-7图 最大剪断力及び最大剪断応用度 $\tau_u = \frac{Q_u}{\frac{7}{8}bd}$



第2-8图 最大剪断力—M/Q·D

大きく、又同一荷重型式のものについては単純梁は連続梁よりも剪断耐力が小さい。

曲げ耐力増大比の性状を検討した場合と同様に、 $M/Q \cdot D$ を変数として各梁の剪断耐力をプロットすれば第2-8図を得る。前述の様に l/D の小さい範囲の分布荷重時の実験値の変動は相当大きい、その下限値は大むね円滑な一曲線上にある。



第2-9図 最大剪断応力度—剪断スパン梁成比

集中荷重を受ける連続梁の剪断耐力についての荒川実験式は第2-9図における a を剪断スパンとし、剪断スパンと梁の有効成の比 a/d によってスパン梁成比の影響を与えるものであるが $a=2M/Q$ であるから之を荒川式に代入し、 $F_c=237 \text{ kg/cm}^2$ のときの曲線を求めると第2-8図の実線となって、荷重種別、支持方式に拘りなく実験値の下限値を大よそ包絡した曲線を得る。

即ち，荒川式を拡張して

$$\frac{Q_u}{b_j} = k_u \cdot k_p \cdot \left[(F_c + 180) \frac{0.23}{2(M/Q \cdot d) + 0.23} \right] \quad (2-4)$$

と書き換えることによって，一般的に剪断補強のない鉄筋コンクリート梁の剪断耐力推定式とすることができるものとする。

片持梁では曲げ耐力増大比については単純梁連続梁と異なった性状を示したが，剪断耐力に関しては単純梁と殆んど差のない性状を示した。

同一の条件で製作し，試験した供試体で，荷重の分布幅が大きく，スパン梁成比が小さい程実験値の変動が大きくなっていることは，その様な条件下では材料的な偏差，或いは試験体製作及び実験経過における偶差等の偶発的な要素の剪断耐力に及ぼす影響が鋭敏なることを示すものと考えられる。従って推定式としては下限値をとることが妥当である。

(3) 常用剪断設計式と実験結果

我国及び多くの諸外国の現行設計規定では，鉄筋コンクリート梁の剪断耐力を斜張力理論に基づいて規定し

$$\tau_{\max} = \frac{Q}{b_j} = c \sigma_t, \quad j = \frac{7}{8} d$$

によって，引張主応力度を算出しコンクリートの引張強度と対比せしめている。即ち，これらの規定では，梁の剪断耐力 Q_u について

$$\frac{Q_u}{F_t \cdot b \cdot j} \geq 1$$

F_t : コンクリートの引張強度

であることを前提としている。

第2-9図は集中荷重を受ける単純梁及びN载荷梁についての本実験値及び荒川博士の実験値について $Q_u/F_t \cdot b \cdot j$ を剪断スパン梁成比 a/D を変数として図示したものである。引張強度の値は本実験についてはシリンダーの横圧縮により求めた引張強さ係数値，荒川博士の実験値では $F_t = F_c/10$ として算出した。

この図から明らかな様に，単純梁では $a/D > 2$ ，連続梁では $a/D > 4$ の範囲，即ち両者に共通して $M/QD > 2$ の範囲では

$$\frac{Q_u}{F_t \cdot b \cdot j} < 1$$

となり，常用設計式はその予定している安全率を割ることになる。

因みに，同図の曲線を双曲線で近似的に表示すれば

単純梁

$$\frac{s Q_u}{F_t \cdot b \cdot j} = \frac{0.85}{x - 0.7} + 0.3 \quad (2-5)$$

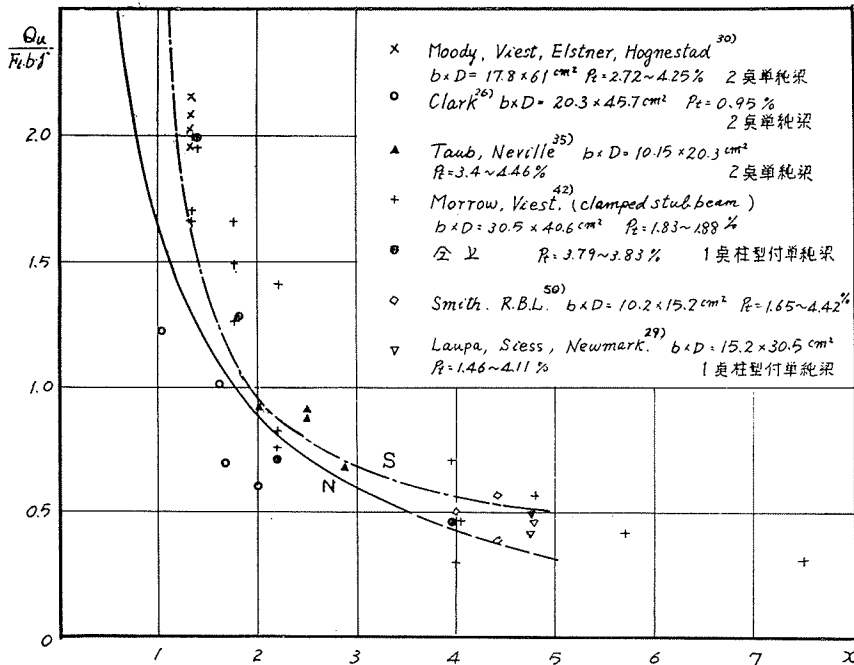
$$x = M/Q \cdot D, \quad 4.5 \geq x \geq 1$$

連続梁

$$\frac{N Q_u}{F_t \cdot b \cdot j} = \frac{2.75}{x+0.5} - 0.2 \tag{2-6}$$

$$x = M/Q \cdot D, \quad 3.5 > x \geq 0.5$$

となる。之らの式は常用設計式に対する補正係数を与えるものである。第2-8図中の点線は各系列のコンクリートの引張強さ係数平均値を用いて上式によって算出したものである。両式に



第2-10図 本実験式と諸家の実験値

同一のコンクリート強度を与えて比較すると第2-10図に示す様になり、同一の $M/Q \cdot D$ 値に対して連続梁式が単純梁式よりも低い値となる。 $1.5 \leq M/QD \leq 3.5$ の範囲では両式の差は20%以下となり、実用的には連続梁式によって、支持方式に拘りなく常用式に対する補正係数を推定できる。同図に上式と既往の諸家の実験値との対比を示す。

(4) 軸鉄筋比と剪断耐力 N 荷重方式の梁で、同一荷重種別のものについて、 $p_t=1.94\%$ と $p_t=1.24\%$ の梁の剪断耐力を比較すれば、

i) 中央1点集中荷重時には、スパン梁成比の値に拘りなく、剪断耐力に対する軸鉄筋比の影響は明瞭ではない。

ii) スパンの1/2 荷重幅の分布荷重の場合については、スパン梁成比が大きい梁における

軸鉄筋比の影響は明らかではないが、スパン梁成比の小さい梁では、軸鉄筋比の大きい梁の方が、大きな剪断耐力を示した。

iii) 全スパン等分布荷重時には、 $p_t=1.24\%$ の梁に曲げ破壊を生じたものがあって十分な比較ができないが、全般的に軸鉄筋比の大きい梁の方が大むね大きな剪断耐力を示し、この傾向はスパン梁成比の小さい程著しい。これは剪断曲げ破壊と名付けて区別したものを含めての比較である。

結局、連続梁では集中荷重時の剪断耐力に対する軸鉄筋比の影響は小さく、荷重幅の増大と共にその影響が顕著となって軸鉄筋比の高い梁が大きい剪断耐力を示す様になり、この傾向はスパン梁成比の小さな梁程著しいと云うことができよう。

単純梁では集中荷重時のスパン梁成比 4.5 の場合の比較しかできないが、この場合は明らかに軸鉄筋の小さい梁の剪断耐力が軸鉄筋比の高い梁よりも小さい値を得ている。

剪断耐力に及ぼす軸鉄筋比の影響について荒川博士は、Moody, Hognestad らの実験結果を参照し、軸鉄筋比 2.45% のときの実験式を基準として之に対する軸鉄筋比の補正係数を求めた。しかし荒川博士が行なった N 載荷集中荷重方式による $p_t=2.80, 3.80\%$ の梁の比較実験では軸鉄筋比の影響は明らかではなかったし、本実験の場合にも前述の様に N 載荷集中荷重時について $p_t=1.24\%$ の梁で荒川実験式が軸鉄筋比の補正を必要とせず適合する結果を得た。支持方式、荷重種別等の条件と関連して剪断耐力に対する軸鉄筋比の影響が上述の様な性状を示すことは重要ではあるが、この問題を実用的な範囲で取扱うためには試験体寸度との関連も考慮しなければならないと考えられるので、更に広範な実大試験体による実験的研究を必要としよう。ここでは之を本論の範囲から除き改めて追究すべき課題とする。

(5) 剪断亀裂荷重 前述の様に終局剪断耐力は変動が大きく信頼し難いという理由で剪断初亀裂発生時の剪断力を剪断補強のない場合の終局耐力と見做すべきであるとする主張³³⁾があるが、剪断亀裂は曲げ亀裂から発達する 경우가多く、その境界を明確に把握することは本実験では非常に困難を感じた。しかも初めて発生する斜張亀裂が必ずしも直接の破壊原因とはならず、別に後に生じた亀裂によって剪断耐力を与えられる例が多い点を考えると、初剪断亀裂荷重は斜張亀裂を絶対に忌避するという立場をとるときは別として耐力の評価には必ずしも適当ではないと考える。剪断破壊においては最大荷重後の靱性が小さいことをその理由とするならば、初剪断亀裂発生後直ちに最大荷重を示す場合もある故、その論拠は絶対的ではなく、それは別に安全率もしくは剪断補強法の問題として取扱うべきであろう。終局剪断耐力としては各種の条件に応じて梁が示す載荷能力を正當に評価すべきである。

3-4 剪断亀裂の形状について

本実験の各系列の梁に生じた剪断亀裂の形状を比較検討すると、剪断耐力の大きさと関連して、次の様に分類することができる。

i) アーチ型 等分布荷重を受ける梁に多く表われる。いつれの加力方式の場合にもス

パン梁成比の小さい梁ではアーチ型が完全になる。単純梁及び連続梁では左右対称となり終局近くには更に外側に之と平行な二次的亀裂が発生する。N 載荷梁では連続端側の亀裂がスパン中央に近寄り非対称形のアーチを形成する。第2-11 図 (a) はこの場合の典型的な形を示す。

一般に極めて大きな剪断耐力を示し、等分布荷重を受ける梁でスパン梁成比の小さな場合には前述の剪断曲げ破壊となる。スパン梁成比が小さな場合にはアーチの脚の開きがスパン長の 1/2 以下であるがスパン梁成比の増大と共にアーチ脚は支점에近づき耐力が低下する。終局破壊はアーチ頂部附近のコンクリートの圧潰により生ずる。

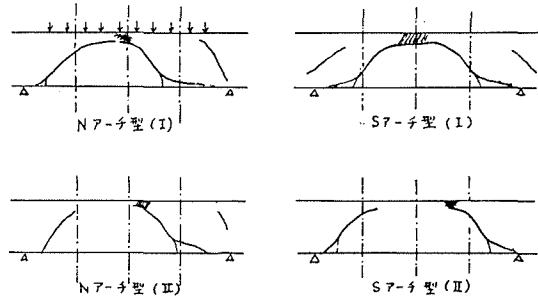
- 例 NU 4.5 h-1, 2 SU 4.5 h-1, 2, 3
- NU 4.5 m-1, 3 NU 8.5h-1, 2
- SU_{1/2} 4.5 h-1, 2, 3 SP 4.5 h-1, 2, 3 等

ii) トラス型 集中荷重を受ける N 載荷梁に多く見られる型で、第2-11 図(b) の様な変化がある。多くの場合亀裂の一端は載荷板の端に向い、他端は鉄筋に沿って流れる。これらの亀裂型は荒川博士が、A, B, C, D 型と夫々図示の様に分類したが、これに E 型を加えてトラス型としたのは、これらの亀裂発生時の応力状態として、トラス型の応力伝達が行なわれているものと推定したからである。

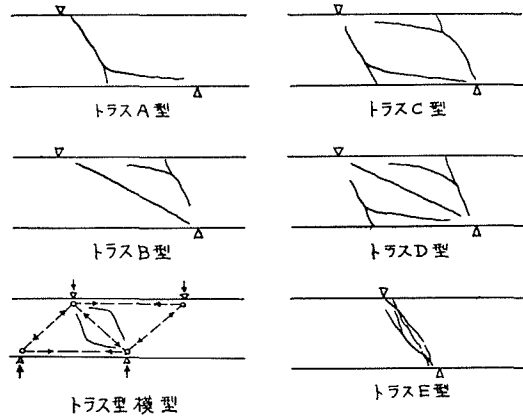
剪断耐力は ABCDE の順に高い傾向が見られるが、必ずしも絶対的ではない。総体として剪断耐力はアーチ型より低く同種の梁でアーチ型破壊をしたものとトラス型破壊をしたものの耐力の差は著しい。例えば NU 4.5 h-1, 2 はアーチ型破壊で最大剪断力は夫々 14.9 t, 14.65 t であったのに対し NU 4.5h-3 はトラス B 型破壊で最大剪断力は 9.20 t に止った。

- 例 NP 4.5 m-2, 3 NP 4.5 h-1 NU_{1/2} 4.5 h-1, 2 NP 8.5 h-1, 3 等

iii) 斜張力型 常用設計式が基礎としている剪断破壊の概念に最も近く、梁成の 1/2 附近に材軸に 45° 方向に発生した斜め亀裂が上下に進展して鉄筋位置で鉄筋沿いに流れて破壊に至るもので、斜め亀裂発生後、最大荷重に達するまでの荷重の伸びは小さい。この亀裂はスパン梁成比の大きい単純梁に集中荷重又はスパンの 1/2 幅の分布荷重が作用するときに見られるもので剪断耐力は最も低い。亀裂の発生位置は、材の中軸と支点載荷点を結ぶ直線との交点附



第2-11 図 (a)



第2-11 図 (b)

第2-7表 亀裂型の分布

Pr	l/D	N			S			C		
		U	U _{1/2}	P	U	U _{1/2}	P	U	U _{1/2}	P
1.94 (h)	4.5	1 NAI	3 NAI	1 TB	3 SA ₁	2 SA ₁	1 SA ₁	1	3 SA ₁	
		2 NAI	1 Tc	3	2 SA ₁	3 SA ₁	2 SA ₁	2	2 SA ₁	
		3 TB	2 TD	2	1 SA ₁	1 SA ₁	3 SA ₁	3	1 TE	
	6.5	2 NAII		1 Tc	2 SA ₂		1 DT			
		1 NAII		2 TD	3 SA ₂		3 DT			
		3 NAII		3	1 SA ₂		2 DT			
	8.5	1 NAII	1 Tc	Tc	2 SA ₂	2 DT	1 DT	3 SA ₁	3 SA ₁	
		2 NAII	3	Tc	3 SA ₂	1 DT	2 DT	1 SA ₁	1 SA ₁	
					1 SA ₂	3 DT	3 DT	2	2	
1.24 (m)	4.5	1 NAI	1 TE	2 Tc			3 SA ₁			
		3 NAI	2 NAII	3 Tc	1		1 TA			
		2	3 TE	1	2		2 TA			
	6.5	2 NAII								
		3 NAII								
		1								
8.5	1	2 Tc	2 TA	1		1				
	2	3 TA	3 TA	2		2				
	3		1 TA	3		3				
0.58 (l)	4.5	2	2	3	1	3	1	3	3	
		1	1 TE	2	2	2	2	1	2	
			1	3	1	3	2	1		
	6.5	2		3	3		1			
		1		1	1		3			
		3		2	2		2			
8.5	3		1	1	2	2	1	2		
	1		2	3	1	3	3	3		
	2		3	3	2	3	1	1		

小数字 試験体番号 耐力順 [写真参照]

近である。

例 SP 6.5 h-1, 2, 3 SU_{1/2} 8.5 h-1, 2, 3 SP 8.5 h-1, 2, 3 等

第 2-7 表に上記の分類による各亀裂型の分布を示す。

これらの亀裂型の相違がスパン梁成比，支持条件，荷重種別等と関連を持ち，剪断耐力に影響を与えていることは，曲げ耐力性状，及び剪断耐力の特性と共に，鉄筋コンクリートの梁の応力伝達機構におけるトラス又はアーチ作用の推論を裏付けるものであるが，これについては更に後章において論ずる。

III. 鉄筋コンクリート梁の曲げ抵抗の基本的 性状に関する実験 [実験 2~6]

1. 概 説

鉄筋コンクリート梁の曲げ耐力が，スパン梁成比，荷重種別等の影響を受けることが実験 [1] によって明らかになったが，更にその検討をすすめるために行なった 5 系列の基本的な実験について述べる。各系列は次の諸事項を取扱ったものである。

- 実験 (2): 剪断補強を施した梁について，スパン梁成比及び軸鉄筋比(又は軸鉄筋径)が曲げ耐力に及ぼす影響を前章よりも広範囲に亘って検討する。
- 実験 (3): 一般に曲げ試験法として広く行なわれている単純梁対称 2 点集中荷重試験における剪断スパン梁成比が単純曲げ抵抗に及ぼす影響を検討する。
- 実験 (4): 試験スパンを一定とした単純梁で中央 2 点の荷重間隔を一定に保ったまま剪断スパン部分の剪断力分布に変化を与え，その単純曲げ耐力に及ぼす影響を検討する。
- 実験 (5): 荷重幅に変化を与えた等分布荷重時の曲げ耐力と，それぞれの等分布荷重を構成する対称 2 点集中荷重に分解した個々の場合の曲げ耐力性状を比較検討する。
- 実験 (6): 集中荷重を受ける単純梁の引張鉄筋の応力度分布を連続的に計測し荷重段階の進行に応ずる引張鉄筋の挙動の推移を明らかにする。

2. 剪断補強を有する鉄筋コンクリート梁の曲げ耐力について (実験 2)

2-1 実験目的

実験 (1) では剪断補強を施さない鉄筋コンクリート梁について，スパン梁成比，荷重種別，支持方式，軸鉄筋に変化を与えて，梁の曲げ及び剪断の耐力性状を総合的に観察した。その結果，曲げ耐力に関しては，単純梁と連続梁は他の条件が同一ならば曲げ耐力増大比に差がないこと。荷重種別に拘りなく，梁の曲げ耐力は大むね $M/Q \cdot D$ の函数として整理し得ること等を明らかにしたが，本実験は，実験 (1) で剪断破壊を生じた範囲の梁及び実験 (1) よりもスパン梁成比が小さい範囲の梁に剪断補強を施して曲げ破壊を強制し，軸鉄筋比とスパン梁成比が曲げ耐力に与える影響をより広範に検討することを目的としている。併せて曲げ耐力性状における圧縮鉄筋比の変化の影響及び 1 点集中荷重がスパン中央より偏在する場合の性状を検討する。

第3-1表 実験[2] 鉄筋比

梁名 記号	引張鉄筋			圧縮鉄筋			複筋比 r
	n	a_t mm ²	p_t %	n	a_c mm ²	p_c %	
l	2-9 ϕ	11.72	0.58	2-9 ϕ	11.72	0.58	1.00
m	2-13 ϕ	25.92	1.27	2-13 ϕ	25.92	1.27	1.00
mA	2-13 ϕ	25.92	1.27	2-9 ϕ	11.72	0.58	0.46
mB	2-13 ϕ	25.92	1.27	2-16 ϕ	39.20	1.92	1.51
h	2-16 ϕ	39.20	1.92	2-16 ϕ	39.20	1.92	1.00

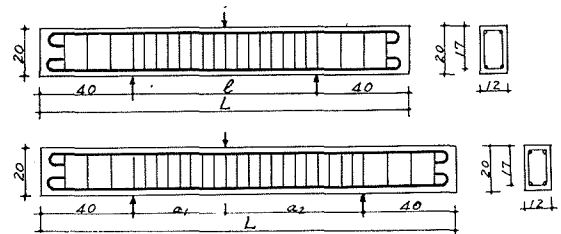
(註) 鉄筋断面積は実測径による。

2-2 実験の概要

(1) 試験体 試験体の断面寸法は一率とし、第3-1表及び第3-2表に示す軸鉄筋比及びスパン梁成比の組合せで15種、各2本、計30本。形状、構造を第3-1図に示す。各試験体の剪断補強筋比を第3-3表に示したが、これは前章(2-4)式により肋筋のない場合の最大剪断力を推定し、予想される曲げ耐力との差に対して、荒川博士の肋筋効果推定式 $\tau_r = 2.7\sqrt{r \cdot \sigma_y}$ によって必要量を算出し、且つ、剪断補強の最低限を鈍し鉄線 #6—10 cm 間隔の助筋としたものである。

第3-2表 実験[2] スパン梁成比

記号	スパン l (cm)	剪断スパン a (cm)	梁全長 L (cm)
2	40	20	120
4	80	40	160
4-c	100	{40 60	180
6	120	60	200
8	160	80	240



第3-1図 [実験2] 試験体

第3-3表

肋筋	a (mm ²)	r (%)	試験体記号		
9 ϕ -5 cm	11.7	2.12	SP 2 h	SP 4 h	
6 ϕ -5	4.9	0.82	SP 8 h	SP 6 h	
#6-5	3.9	0.66	Sh 2 m	SP 4 m	SP 4 mc
#6-10	3.9	0.33	SP 2 l SP 6 m	SP 4 l SP 8 l	SP 6 l SP 8 m

セメントは小野田早強ポルトランドセメント。 $K_{28} = 411 \text{ kg/cm}^2$ 。砂利、北海道広島産、20 mm 以下。砂、北海道錦岡産 1.2 mm 以下。コンクリート、w/c=0.64, sl.=18 cm, 調合、312:748:1139 kg/m³。木製型枠中に打込、密閉養生、材齢7日で脱型、室内気中に試験時まで放置。試験時におけるシリンダー平均圧縮強度 $F_c = 184 \text{ kg/cm}^2$ 、ヤング係数、 $E_{1/3} = 2.34 \times 10^5$

kg/cm²。鉄筋、各試験体に使用の鉄筋の降伏点応力度を第3-4表中に掲げる。

(2) 載荷法 第3-1図に示す様に単純梁中央1点集中荷重方式を標準とし、1種のみ集中荷重がスパン中央点に対して、スパン長の10%だけ偏在する場合を加える。支点載荷点

第3-4表

梁名	b cm	D cm	F_c kg/cm ²	F_t kg/cm ²	sT_y t	$s\sigma_y$ kg/cm ²	δ_y 10 ⁻³ cm	P_y t	P_{max} t	$(\sigma_y)P_y$ kg/cm ²	$(\sigma_y)P_{max}$ kg/cm ²	
WSP 2 l	1	11.6	20.3	180	14.5	1.54	2630	41.9	10.50	13.60	87.5	113
	2	11.6	20.0	175	14.8	1.48	2530	25.7	10.00	13.00	83.2	108
4 l	1	11.7	20.1	208	16.6	2.01	2440	145	5.00	5.70	41.6	47.4
	2	11.7	20.1	208	16.6	2.55	4390	159	5.85	6.70	48.7	55.8
6 l	1	11.7	20.2	180	14.5	2.29	3910	252	3.20	3.80	26.7	31.7
	2	11.6	19.9	180	14.5	1.91	3260	246	2.80	3.15	23.3	26.2
8 l	1	11.6	20.0	175	15.0	1.75	2690	299	1.70	1.76	14.2	14.7
	2	11.5	20.0	175	15.0	1.65	2820	283	1.78	1.78	14.8	14.8
WSP 2 m	1	11.5	19.9	175	14.8	5.15	3980	126	20.0	20.5	167	171
	2	11.6	20.1	181	14.0	5.05	3900	142	21.6	22.0	180	183
4 m	1	11.6	20.0	208	16.6	5.10	3940	270	10.0	10.8	83	90
	2	11.7	20.0	188	15.6	5.55	4280	260	11.0	11.6	91.5	96.5
WSP 4 mA	1	11.6	20.0	190	13.9	5.15	3970	261	10.9	11.1	90.8	92.5
	2	11.6	19.9	190	13.9	5.15	3970	240	10.5	10.9	87.4	90.8
4 mB	1	11.8	20.0	190	13.9	5.20	4010	256	10.8	11.2	90.0	93.2
	2	11.8	19.9	196	16.7	5.10	3940	221	10.5	11.15	87.5	93.0
4 mC	1	11.6	20.0	196	16.7	5.30	4090		8.0	9.0	66.6	75.0
	2	11.6	20.0	196	16.7	5.10	3940		8.0	8.5	66.6	70.8
WSP 6 m	1	11.8	19.9	155	14.8	5.05	3900	390	5.90	6.30	49.1	52.4
	2	11.8	19.6	181	14.0	5.45	4210	455	6.80	7.00	56.6	58.3
8 m	1	11.7	19.9	190	14.9	5.15	3970	533	4.40	4.52	36.6	37.6
	2	11.7	19.8	190	14.9	5.25	4050	571	4.40	4.45	36.7	37.1
WSP 2 h	1	11.6	19.9	181	14.0	7.30	3730	149	24.00	24.8	200	207
	2	11.6	20.0	155	14.9	7.00	3570	133	24.00	25.3	200	211
4 h	1	11.5	19.9	191	15.6	4.80	2450	121	8.50	10.0	70.7	83.2
	2	11.7	20.0	191	15.6	5.60	2860	137	11.00	12.22	91.5	102
6 h	1	11.8	19.7	155	14.9	7.16	3650	335	8.30	8.8	69.1	73.3
	2	11.7	19.8	155	14.9	7.25	3700	379	8.50	9.0	70.7	75.0
8 h	1	11.8	20.1	179	15.1	5.30	2710	333	4.50	5.35	37.5	44.6
	2	11.7	20.2	179	15.1	5.30	2740	368	4.45	4.63	37.1	37.4

δ_y : 降伏荷重時スパン中央点撓み

$s\sigma_y$: 載荷板直下の材軸と直角方向の圧縮応力度

は幅 10 cm, 厚 2 cm の鋼板を介してローラにより加力した。

(3) 変形計測 梁成の 1/2 の梁軸線上で, 支点位置に対する加力点位置の相対変位を 1/100 ダイアルゲージを用いて計測した。

(4) 実験結果 実験結果を総括して第 3-4 表に示す。表中 P_y は荷重変形曲線より求めた撓み降伏荷重。 σ_y は載荷板直下のコンクリートの材軸と直角方向 (y 方向) の平均圧縮応力度を示す。試験体の破壊状況を写真 3-1 に例示する。

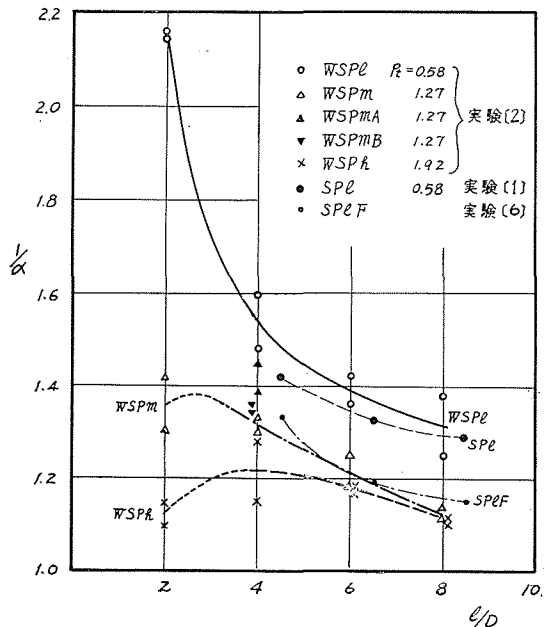
WSP 2h-1, 2, WSP 2m-1, 2 を除き, 全ての梁が曲げ破壊を生じた。斜張亀裂を生じなかつたのは WSP 8l-1, 2 のみで他は全て斜め亀裂を生じた。WSP 2h, WSP 2m の各梁は曲げ破壊に至らなかったがその破壊状況は斜張破壊というよりはコンクリートの圧潰と考えるべきである。

2-3 実験結果の考察

各試験体について, e 函数法により降伏荷重理論値を算出し, 実験値との比較を試みると第 3-2 図に示す様になる。この図より

i) スパン梁成比 鉄筋比 0.58% の梁では, この実験で与えたスパン梁成比の全域 ($l/D=2\sim 8$) において, スパン梁成比が小さい程曲げ耐力増大比が大きくなっている。 $p_t=1.27\%$ 及び 1.92% の梁については $l/D \geq 4$ では l/D の減少と共に曲げ耐力増大比の増大が見られるが, $l/D=2$ では $l/D=4$ のときの値に対して増大が見られず, $p_t=1.92\%$ では逆に減少している。これは前述の様に $p_t=1.27\%$ 及び 1.92% の梁は $l/D=2$ において曲げ降伏破壊に至らなかったことによるもので, これらの梁では第 3-4 表中に示す様に, 載荷板直下の材軸に対して直角方向の圧縮応力度が, 終局荷重までにシリンダー試験で得たコンクリートの圧縮強度を超えていて, この付近でコンクリートの圧潰を生じ最大耐力を示している。従って, この様に破壊型式の異なる梁を除けば, 一般的に引張鉄筋の降伏によって曲げ耐力を与えられる梁の曲げ耐力増大比は, スパン梁成比が小さい程大きいと考えて良からう。

ii) 鉄筋比 (鉄筋径) 鉄筋比の小さい梁ほど曲げ耐力増大比が大きいたことが示された。各スパン梁成比ごとに曲げ耐力増大比と鉄筋比の関係を描くと第 3-4 図の様になり, $l/D=2$ の場合を除外すれば各曲線は概ね同一の傾向を示している。又, $l/D=8$ のときの曲げ耐力増大

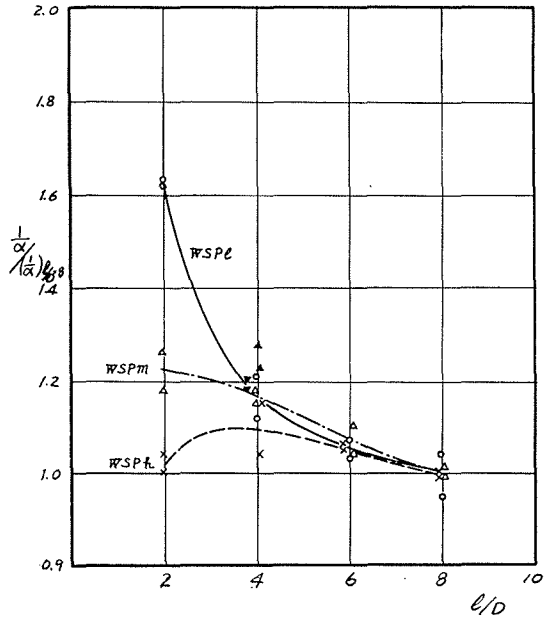


第 3-2 図 曲げ耐力増大比 [実験 2]

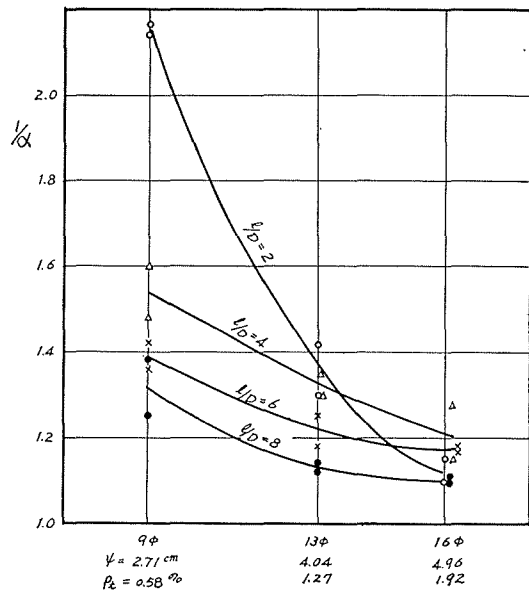
比を基準として、各鉄筋比別にこれに対する曲げ耐力増大比の変化率を求めると第3-3図を得、 $l/D \geq 4$ の範囲では各曲線が大凡同一の推移を示している。これらの点から、鉄筋コンクリート梁の曲げ耐力増大比はスパン梁成比によって規定される基本的な曲げ耐力増大比に、鉄筋比によって与えられる特定の係数を乗じたものであると考えることができる。ただしこの実験では鉄筋の本数を一定とし鉄筋寸法を変えることによって鉄筋比の変化を与えたので、上記の鉄筋比の影響としたものが実は鉄筋比、鉄筋径のいずれに由来するかは更に検討を要する。

iii) 剪断補強筋 軸鉄筋比 $p_t = 0.58$ % の梁は実験(1)の剪断補強のない場合にも曲げ降伏破壊を生じたが、 $\#6-10$ cm 間隔で 0.33% の肋筋比の補強を行なった本実験の結果は、実験(1)の場合よりやや高めであるが大差のない曲げ耐力増大比を得た。 $p_t = 1.3\%$ で $l/D = 8$ の場合についても同様である。小差ではあるが本実験の結果がやや高めの値を示したのは、実験(1)では引張鉄筋の歪度の推移を計測する目的で曲げモーメントの最大値位置で引張鉄筋をその周の 1/4、長さ 6 cm にわたって露出せしめたため、曲げ亀裂はこの欠込に誘発されて発生位置を限定されていたのに対し、本実験ではこの様な欠込を行なわなかったため、破壊の原因となった曲げ亀裂は必ずしも曲げモーメント最大値位置には生じなかったことによるものと考えられる。

$p_t = 1.27\%$ 、 1.92% の梁で $l/D = 2$ の場合には、前述の様に曲げ降伏破壊に達せず、その破壊形状は剪断破壊に似た外見を呈しているが、 $p_t = 1.27\%$ の梁の肋筋比は 0.66%、 $p_t = 1.92\%$ の肋筋比は 2.12% で効果的な肋筋比を越えているので、この形の破壊はこれ以上の肋筋補強を



第3-3図 曲げ耐力増大比の変化率 [実験 2]



第3-4図 鉄筋径の影響

行なっても防止し得ないものと考えられる。

iv) 複筋比 鉄筋比 1.27% の梁で $l/D=4$ のものについて、複筋比を $\gamma=0.46, 1.00, 1.51$ と変化せしめて曲げ耐力に対する複筋比の影響を比較したが、 $\gamma=0.46$ の梁がやや高めの曲げ耐力増大比を示したのみで総じて顕著な相違は認められなかった。

v) 荷重位置の偏心 1点集中荷重がスパン中央点よりも片寄っている場合を検討するために $p_t=1.27\%$ の梁において片側の剪断スパン・梁成比を2, 他方を3として実験を行なった結果、この場合の曲げ耐力増大比は、中央1点集中荷重を受ける $l/D=6$ 、即ち剪断スパン梁成比が3の場合の値と殆んど同一であって長い剪断スパンの影響が支配的であった。即ち l/D は同一であっても荷重位置の僅かの偏心が曲げ耐力増大比に相当の影響を及ぼすことを示している。

3. 対称2点集中荷重を受ける鉄筋コンクリート梁の曲げ耐力について (実験3)

3-1 実験目的

前述の実験(1), (2)では1点集中荷重を試験スパンの中央点に加えたので、梁はスパン全長について曲げモーメントと剪断力とを受けるものであった。従来、曲げ試験の一般的な方法としては単純梁に対称2点集中荷重を加える方式が広く行なわれており、これによれば2つの荷重点の間の所謂単純曲げの領域では剪断力の影響が含まれないので、純粋に梁の曲げ耐力性状を検討するためには便利な方法であると考えられている。

本実験は対称2点集中荷重を受ける梁が単純曲げ領域で曲げ降伏破壊を生ずる際に、材料力学の常識では無関係と考えられる曲げ降伏耐力と剪断スパン梁成比との関連を検討し、これと中央1点集中荷重時の耐力性状との相違を明らかにすることを目的としている。

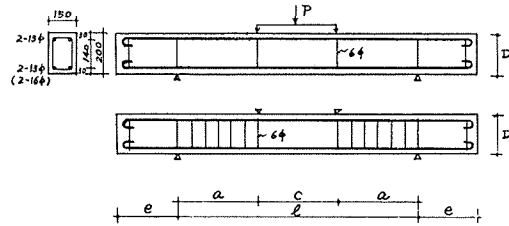
3-2 実験の概要

(1) 試験体 試験体の断面寸法、軸鉄筋比は一率で $p_t=1.48\%$ 、 $p_c=0.97\%$ 、全て単純梁。種別は第3-5表に示す様に、中央の荷重点間隔即ち単純曲げスパン長を梁成寸法の3倍としたものを基本として、その両側の剪断スパンを梁成の1~5倍に変化させたもの、及び剪断スパン梁成比3のものについて中央単純曲げスパンを梁成寸法の1~5倍としたもの、合わせ

第3-5表 実験[3] 試験体種別

記号	S10	S20	S30A	S30	S30B	S40	S50	S1W	S2W	S3WA	S3W	S3WB	S4W	S5W
剪断スパン a cm	20	40	60	60	60	80	100	20	40	60	60	60	80	100
a/D	1	2	3	3	3	4	5	1	2	3	3	3	4	5
中央曲げスパン c	60	60	20	60	100	60	60	60	60	20	60	100	60	60
全スパン	100	140	140	180	220	220	260	100	140	140	180	220	200	260
全長	180	220	220	260	300	300	340	180	220	220	260	300	300	340
剪断補強	なし							6φ-100マ		$\gamma=0.38\%$				

て7種、更にその各々について剪断スパンに剪断補強を施さない場合と0.38%の肋筋を挿入したものの2系列、合計14種からなり、試験体数は各種3本、合計42本から成る。試験体の形状、構造を第3-5図に示す。



第3-5図 実験[3] 試験体

セメントはアサノ普通ポルトランドセ

メント、 $K_{28}=414 \text{ kg/cm}^2$ 。砂利、北海道広島産、25 mm 以下。砂、同じく5 mm 以下。コンクリート、 $w/c=0.65$ 、 $sl=17 \text{ cm}$ 、調合 304:798:1010 kg/m^3 、木製型枠中に打込、材齢2日脱型、以後材齢2週まで湿砂中に養生後、室内空气中に放置、材齢4週で試験を行なった。試験時におけるシリンダー平均圧縮強度 $F_c=245 \text{ kg/cm}^2$ 、ヤング係数、 ${}_sE_{1/3}=2.38 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 。鉄筋、16φ: 平均径 15.5 mm、 ${}_s\sigma_y=3470 \text{ kg/cm}^2$ 、 ${}_s\sigma_B=4930 \text{ kg/cm}^2$ 、 ${}_sE=2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ 、13φ: 平均径 12.49 mm、 ${}_s\sigma_y=3360 \text{ kg/cm}^2$ 、 ${}_s\sigma_B=4510 \text{ kg/cm}^2$ 、 ${}_sE=2.17 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ 。

(2) 載荷及び変形計測 単純梁、対称2点集中荷重、支点及び載荷点は幅10 cm、厚2 cmの鋼板を介して直径5 cmのローラーにより載荷。

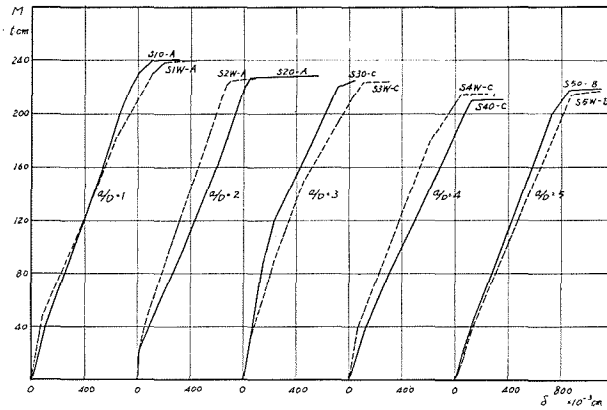
梁の撓みは試験体の両側面で梁成の1/2の軸線上で支点位置に対するスパン中央点及び載荷点位置の相対変位を1/100 mmダイヤルゲージを用いて計測した。

第3-6表 実験[3] 実験結果

梁名	F_c kg/cm ²	P_y t	P_{max} t	破壊	梁名	F_c kg/cm ²	P_y t	P_{max} t	破壊		
S10	A	235	23.9	27.4	F	S1W	A	274	23.8	26.5	F
	B	246	23.0	25.3	F A		B	244	25.3	26.2	F A
	C	212	22.0	26.8	F		C	224	24.0	25.3	F
S20	A	268		10.95	S	S2W	A	258	11.20	11.70	F
	B	243	11.35	11.70	F		B	246	11.45	11.70	F
	C	211	11.1	11.60	F		C	230	11.20	11.90	F
S30A	A	268		7.90	S	S3WA	A	264	7.30	7.90	F
	B	280	7.55	7.65	F		B	259	7.40	7.50	F
	C	224		6.55	S		C	221	7.50	7.50	F
S30	A	272	7.45	7.55	F	S3W	A	257	7.20	7.40	F
	B	241		7.10	S		B	246	7.00	7.25	F
	C	218	7.10	7.35	F		C	224	7.15	7.45	F
S30B	A	264		5.35	S	S3WB	A	271	7.40	7.45	F
	B	255	7.20	7.60	F		B	258	7.30	7.70	F
	C	243		6.65	S		C	215	7.05	7.65	F
S40	A	277	5.35	5.70	F	S4W	A	263	5.25	5.48	F
	B	256	5.30	5.55	F		B	254	5.25	5.55	F
	C	224	5.26	5.25	F		C	217	5.30	5.40	F
S50	A	275	3.90	4.05	F	S5W	A	265	4.0	4.30	F
	B	238	4.15	4.33	F		B	257	4.25	4.27	F
	C	205	4.10	4.30	F		C	209	4.0	4.25	F

P: 全荷重 F: 曲げ破壊 A: 定着破壊 S: 剪断破壊

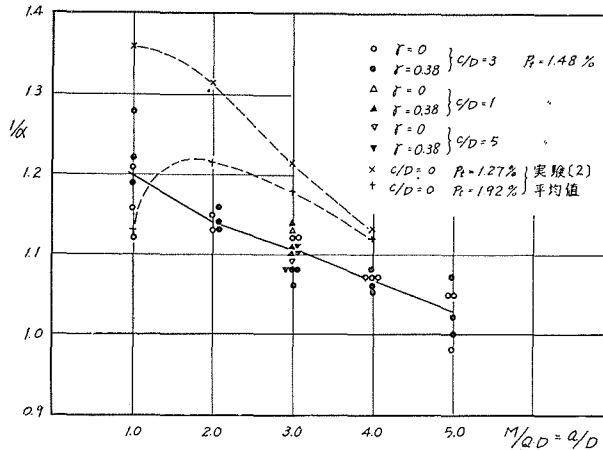
(3) 実験結果 実験結果を総括して第3-6表に示す。試験体記号末尾のA, B, Cは同種試験体の試験体番号である。写真3-2は各試験体の破壊状況, 第3-6図は降伏に至るまでの中央単純曲げスパンにおける撓みの推移を示す。



第3-6図 単純曲げスパンに於ける変形 [実験3]

3-3 実験結果の考察

実験値とe函数法により算出した梁の降伏モーメントとの比を第3-7図に示す。同図中の破線は実験(2)の中央1点集中荷重時における曲げ耐力増大比を各スパン梁成比における平均値をもつて示したものである。



第3-7図 曲げ耐力増大比 [実験3]
(対称2点集中荷重)

この図から

i) 梁が対称2点集中荷重を受けて中央の単純曲げの領域で曲げ降伏破壊を生ずる場合にも曲げ耐力実験値と終局強度理論値の比は剪断スパンと梁成の比 a/D の影響を受け, a/D が小

さい程理論値に対して実験値が大きく現われる。即ち、剪断スパン梁成比が小さい場合には梁の両端に加えらるる偶力の全てが中央スパンの単純曲げモーメントの形成に有効に作用しているのではないことを示すもので、中央1点集中荷重時と同様にこの場合にも通常の材料力学理論とは異なった応力伝達機構が梁内に成立しているものと考えねばならない。

ii) 同一の剪断スパン梁成比 a/D について比較すると、対称2点集中荷重時の曲げ耐力増大比(実験値/理論値)は中央1点集中荷重時よりも小さい。 $a/D=1$ においては $p_t=1.92\%$ の1点集中荷重時の曲げ耐力増大比は本実験値よりも低いが、これは載荷板直下の圧縮応力度の影響の相違によるものと考えられる。本実験では梁降伏時に $\sigma_y=80 \text{ kg/cm}^2 \approx 0.3 F_c$ であったが、実験 [2] $p_t=1.92\%$ では $\sigma_y=200 \text{ kg/cm}^2 \approx 1.2 F_c$ に達した。

iii) 上記は載荷点間隔即ち中央単純曲げスパンと梁成の比 C/D が0と3の場合の比較であったが、本実験で附加的に行なった $C/D=1, 3, 5$ の比較では $C/D=1$ の実験値がその他のものに比してやや大きい傾向が伺われるのみで、顕著な降伏耐力の差異は認められなかった。

iv) 曲げ降伏破壊を生じたものについては、剪断スパンにおける剪断補強筋の有無は曲げ耐力増大比に影響を及ぼさない。

4. 剪断スパンにおける荷重点の分布が単純曲げ耐力に及ぼす影響 (実験 4)

4-1 実験目的

実験 [3] によって、単純梁に対称2点集中荷重を加えてスパン中央部の単純曲げ領域で曲げ降伏破壊を生ぜしめる場合にも、その降伏耐力は剪断スパン梁成比 a/D の影響を受け、 a/D が小なる程曲げ降伏耐力が大きいことが明らかになった。

本実験では、対称2点集中荷重時を基準として、その剪断スパン長及び中央の載荷点間隔(単純曲げスパン長)を変えずに剪断スパン内の荷重点数を増して、剪断力分布に変化を与えた場合の曲げ降伏耐力の変化について検討する。

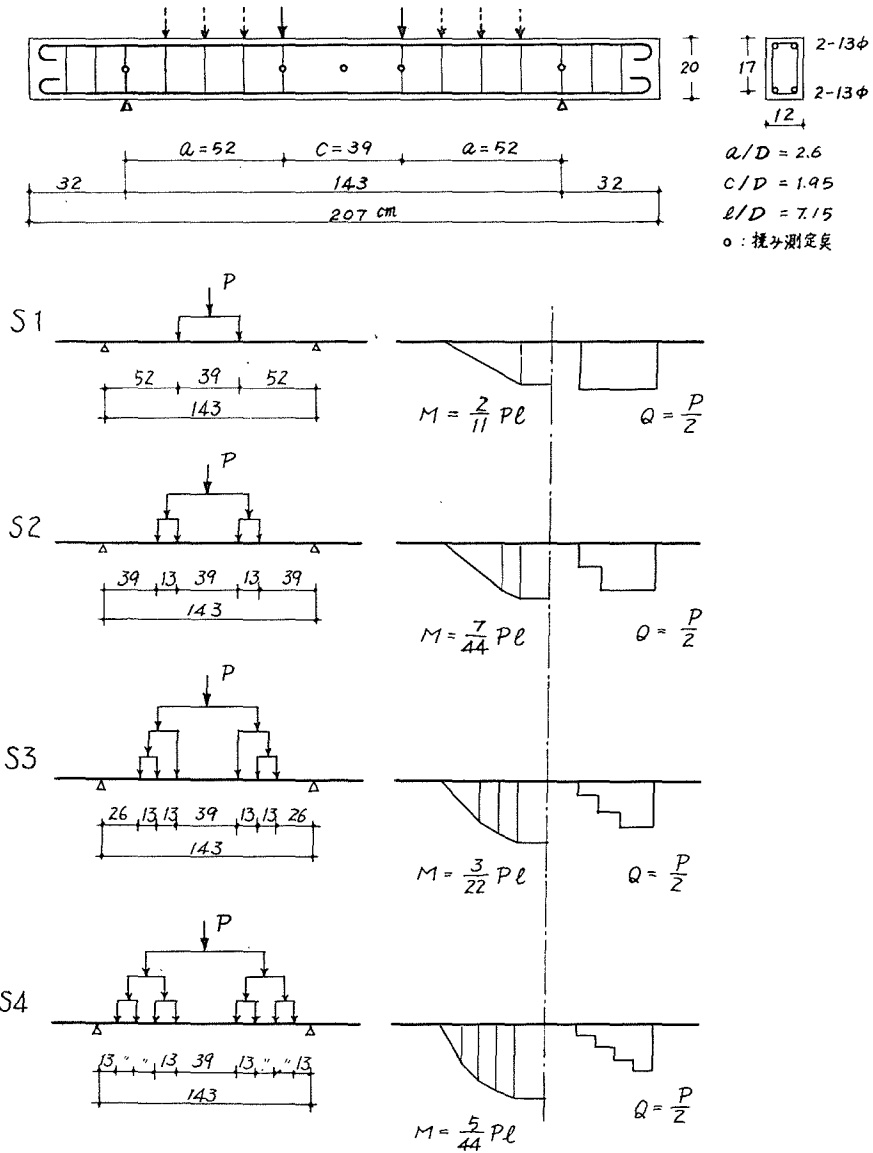
4-2 実験の概要

(1) 試験体 試験体の形状寸法、構造は1種で、載荷法が4種、各2本計8本よりなる。その概要を第3-8図に示す。

引張鉄筋: 2—13 ϕ , $a_t=2.54 \text{ cm}^2$, $p_t=1.24\%$, 複筋比 $r=1$, 肋筋: 剪断スパン 6 ϕ —13 cm 間隔, $r=0.36\%$, 単純曲げスパン $r=0$ 。

セメントはアサノ普通ポルトランドセメント, $K_{28}=424 \text{ kg/cm}^2$ 。砂利, 北海道広島産, 20 mm 以下。砂, 同じく 2.5 mm 以下。コンクリート, $w/c=0.59$, $sl=18 \text{ cm}$, 調合 346 : 810 : 920 kg/m^3 , 木製型枠中に打込, 材齢 2 日脱型, 材齢 7 日まで湿砂中に養生, 以後室内気中に放置, 材齢 2 週で試験を行なった。試験時におけるシリンダー平均圧縮強度 $F_c=231 \text{ kg/cm}^2$, ヤング係数 ${}_sE_{1/3}=2.22 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 。

鉄筋, 13 ϕ : 平均径 12.68 mm, ${}_s\sigma_y=3700 \text{ kg/cm}^2$, ${}_s\sigma_B=5260 \text{ kg/cm}^2$, ${}_sE=2.06 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ 。



第3-8図 実験 [4] 載荷法及び応力図

各試験体に使用の鉄筋の降伏点及び破断強度を第3-7表に記載する。

(2) 載荷及び変形計測 載荷法は第3-8図に示す様なトーナメント式で、支点、載荷点とも幅10cm、厚2cmの鋼板を介して直径5cmのローラーにより加力。

梁の撓みは梁成の1/2の軸線上で、支点位置に対するスパン中央点及び単純曲げスパンの両端位置の相対変位を1/100mmダイヤルゲージを用いて計測。

各荷重段階を通じて、引張鉄筋の歪度の相対的推移を知る目的で、スパン中央点において長さ6cmに亘って鉄筋周長の1/4を露出せしめ、之に電気抵抗線歪計(共和無線K.K. KP-22,

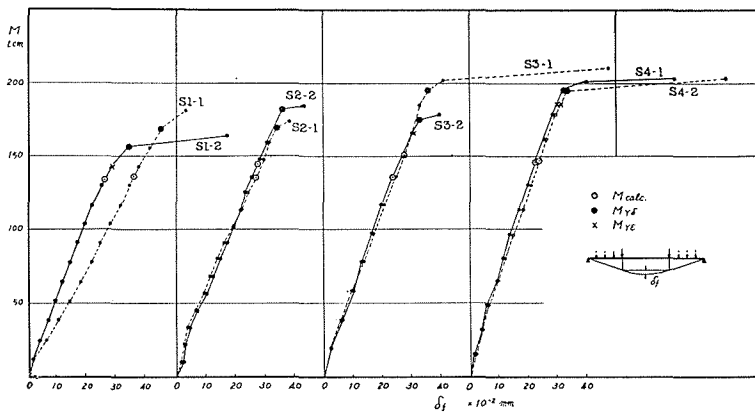
測長 10 mm) を貼付, 計測した。

(3) 実験結果 実験結果を総括して第3-7表に掲げる。第3-9図は単純曲げスパンにおける曲げモーメント=撓み曲線, 第3-10図は曲げモーメントと引張鉄筋の歪度計測値の推移

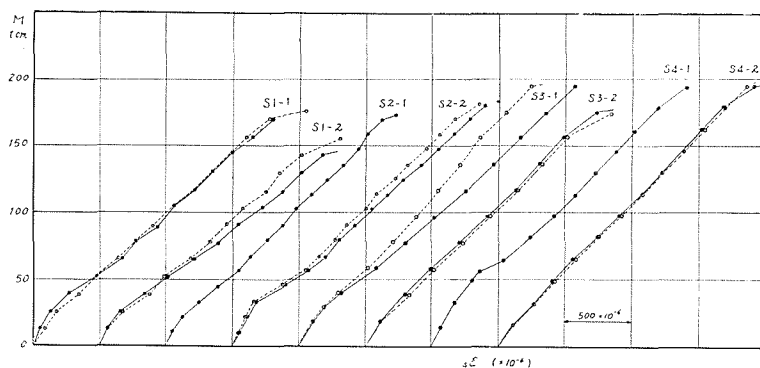
第3-7表 [実験4] 実験結果

梁名	F_c kg/cm ²	sT_y t	$s\sigma_y$ kg/cm ²	$s\sigma_B$ kg/cm ²	b	D cm	d	P_{y_z} t	$P_{y\delta}$	P_{max} t
S 1-1	208	4.90 4.30	3860 3390	5280 4680	12.2	20.4	17.6	6.50	6.50	7.15
S 1-2	213	4.60 4.30	3630 3390	5280 4650	12.1	20.2	17.3	5.50	6.00	6.40
S 2-1	244	4.30 4.40	3390 3470	4930 4640	12.2	20.4	17.3	7.50	7.50	7.85
S 2-2	217	4.70 5.10	3700 4100	5240 5360	12.2	19.9	17.2	8.00	8.00	8.55
S 3-1	238	4.80 5.10	3780 4010	5240 5230	12.0	20.6	17.5	10.00	10.00	10.90
S 3-2	240	4.30 4.80	3390 3780	4880 5240	12.0	20.1	17.4	8.50	9.00	9.25
S 4-1	247	4.70 4.90	3700 3860	5360 5380	11.8	20.3	17.4	11.50	12.00	12.50
S 4-2	238	4.85 4.65	3820 3670	5280 5140	11.9	20.1	17.3	11.50	12.00	12.80

P_{y_z} : 鉄筋降伏荷重 $P_{y\delta}$: 撓み降伏荷重



第3-9図 実験[4] 荷重-撓み(単純曲げスパン) 曲線

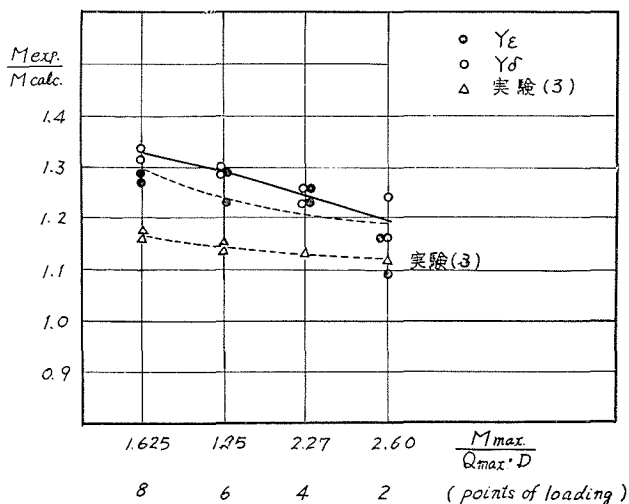


第3-10図 実験[4] 荷重—鉄筋歪度曲線

を示したものである。各試験体の破壊に至るまでの亀裂状況を写真3-3に示す。

4-3 実験結果の考察

各試験体の降伏荷重の実験値とe 函数法による理論値との比較を試みると第3-11 図の様になる。第3-11 図は縦軸に実験値と理論値の比、即ち曲げ耐力増大比を、横軸には実験(1)と同様に $M_{max}/Q_{max} \cdot D$ をとった。この場合 M/QD の値は対称2点集中荷重時については剪断スパン梁成比 a/D と等しい値となり、分布荷重時については片側の剪断スパンにおける分布力の合力の位置に集中荷重が作用する場合の剪断スパン梁成比に対応する。之を仮に平均剪断スパン梁成比と呼ぶことにする。



第3-11図 実験[4] 曲げ耐力増大比

i) 梁の曲げ耐力は単純曲げを受けて破壊する場合に剪断スパン梁成比が一定であっても加力の方法によってその値が異なり、剪断スパンにおける荷重分布の幅が広い程大きい耐力を示す。即ち上述の平均剪断スパン梁成比 $M/Q \cdot D$ が小さい程、曲げ耐力増大比は大きい値を示

す。

ii) 実験(3)の結果から、対称2点集中荷重時の曲げ耐力増大比を第3-11図中に移すと同図の破線に示す様になる。これらの値は本実験の結果に比してかなり低いが、引張鉄筋が本実験では2-13 ϕ ($p_t=1.24\%$)であり、実験(3)では2-16 ϕ ($p_t=1.48\%$)であったので、実験(2)に見られた様に引張鉄筋径又は鉄筋比の影響があるものと考えられる。実験(2)における13 ϕ と16 ϕ の曲げ耐力増大比の比率は $l/D=4$ ($a/D=2$) で1.09, $l/D=6$ ($a/D=3$) で1.04, $l/D=8$ ($a/D=4$) で1.03であったから、この値を用いて上記の比較値の補正を試みると、実験(3)の結果は同図点線の様に修正され本実験値に近い値となる。実験(1)において、全スパンに剪断力が存在する場合の曲げ耐力増大比は M/QD によって荷重種別に拘りなく整理されたが、上記の様に剪断力を伴わない単純曲げスパンにおいて曲げ破壊を生ずる場合にも大凡同様の性状を示すものと云えよう。

iii) 梁の撓みの測定から求められる降伏荷重と引張鉄筋の歪度計測によって認められる降伏荷重は大差はなかったが前者に比し後者が小さな値を示す傾向が認められる。本実験の引張鉄筋の歪度計測では測定点附近で鉄筋露出のために局部的にコンクリートを欠取ったため梁断面の均一性を害して不連続点となっており、歪計は鉄筋の斜下面に貼付したために歪度計測値の中には鉄筋の弯曲の影響が不均整に混入されている等、必ずしも明快でないので、この点については改めて検討する。

5. 鉄筋コンクリート梁の曲げ耐力に及ぼす荷重分布幅の影響 (実験5)

5-1 実験目的

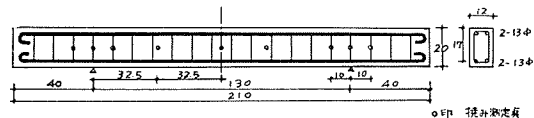
実験(3)では単純梁対称2点集中荷重型式の試験体の2点荷重の間隔(単純曲げスパン長)を一定とし、剪断スパン長に変化を与えて剪断スパン・梁成比 a/D が単純曲げ耐力に及ぼす影響を検討した。本実験では全スパンの長さを一定とし、その中で対称2点集中荷重の載荷点位置をスパン中央から支点え向って移動させて剪断スパン長と同時に単純曲げスパン長に変化を与えた場合の曲げ耐力増大比の変化を検討する。又、スパン中央から支点え向って移動する対称2点集中荷重を逐次重ね合わせて、スパン中央から漸次荷重点数を増加せしめ、全スパンの等分布荷重に至るまでの荷重分布幅の連続的な変化が曲げ耐力増大比に及ぼす影響を検討する。

5-2 実験の概要

(1) 試験体 形状、寸法、構造は全て同一でその概要を第3-12図に示す。

引張鉄筋、圧縮鉄筋ともに2-13 ϕ , $p_t=p_c=1.25\%$ である。肋筋を全長に挿入、5 ϕ -10 cm 間隔、 $\gamma=0.33\%$ 。

セメントはアサノ普通ポルトランドセメント、 $K_{28}=428 \text{ kg/cm}^2$ 。砂利20 mm 以下。北海道広島産。砂、同じく2.5 mm 以下。コンクリート、 $w/c=0.61$, $sl=18 \text{ cm}$, 調合326:778:982 kg/m^3 。木製型枠中に打込。材齢11日までそのままビニール布を覆って養生後脱型。以



第3-12図 実験[5] 試験体

後試験時(材齢25~27日)まで室内気中に放置。
 試験時のシリンダー平均圧縮強度 $F_c = 221 \text{ kg/cm}^2$ 。
 ヤング係数 ${}_sE_{1/3} = 2.18 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ 。

鉄筋 13 ϕ , 平均径 12.75 mm, ${}_s\sigma_y = 2425 \text{ kg/cm}^2$,
 ${}_s\sigma_B = 3580 \text{ kg/cm}^2$, ${}_sE = 2.02 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ 。
 各試験体に使用の鉄筋の降伏点及び引張強度を第3-8表に示す。

(2) 荷重及び変形計測 荷重型式は第3-13図に示す12種, 各種2本, 合計24本よりなる。荷重点は幅5cm, 支点は幅10cm, 厚さ2cmの鋼板を介して直径5cmのローラーにより加力。

梁の撓み計測は梁成の1/2の軸線上で各荷重点位置, 支点位置及びスパン外余長部で支点より10cm離れた点で1/100mmダイヤルゲージを用いて行なった。ダイヤルゲージが近接して多数並ぶので, 各荷重段階で全体を写真撮影し記録した。引張鉄筋の歪度計測は行なわなかった。

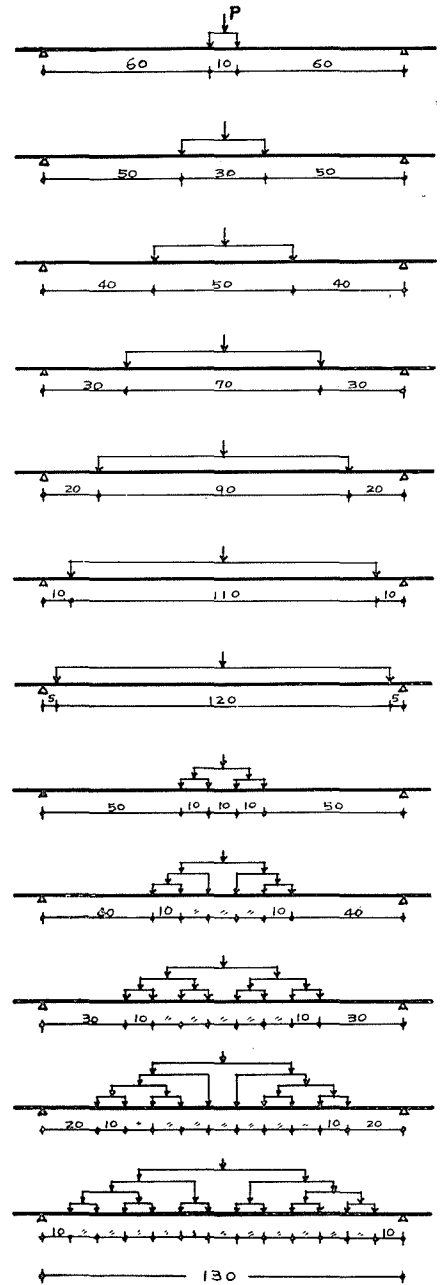
全試験体の中より荷重点位置の異なる3本の試験体を選び, 剪断スパン内の第3-14図に示す各点に材軸方向に平行に電気抵抗線歪計(共和無線K.K, KP-8, 測長50mm)を貼付し梁側面のコンクリートの歪度の変化を計測した。

(3) 実験結果 実験結果を総括して第3-8表に掲げる。対称2点集中荷重時の $a/D = 0.5$ 及び 0.25 の梁は明瞭な曲げ降伏を示さず荷重点支点間のコンクリートの崩壊によって最大荷重を示した。

第3-14図は対称2点集中荷重を受ける梁で $a/D = 1, 2, 3$ のものの各1本について, 片側の剪断スパン部分の両側面でコンクリートの材軸方向の歪度を計測した結果の中 $a/D = 1$ の場合を例示する。

5-3 実験結果の考察

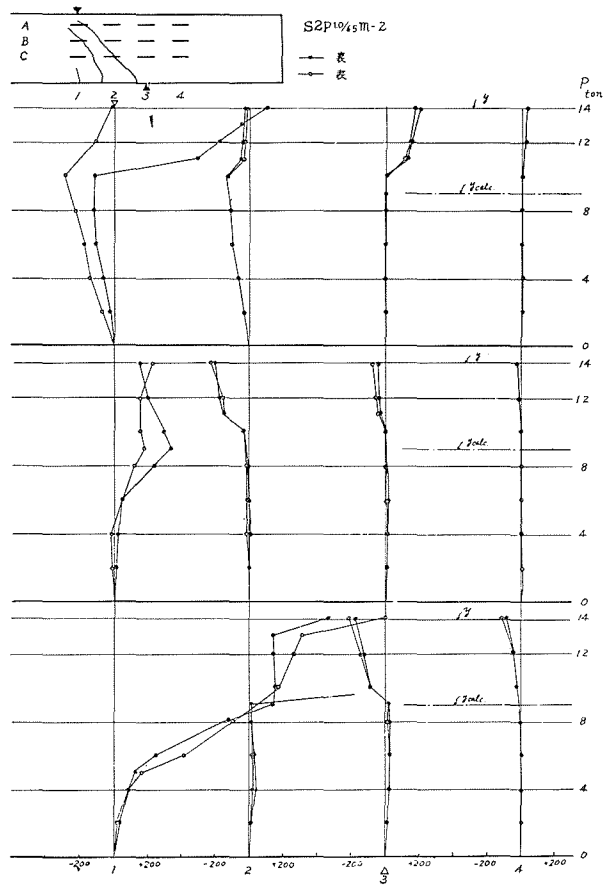
降伏荷重についての実験値とe函数法による算定値との比, 即ち曲げ耐力増大比を平均剪断スパン梁成比 $M/Q \cdot D$ で整理すると第3-15図を得る。



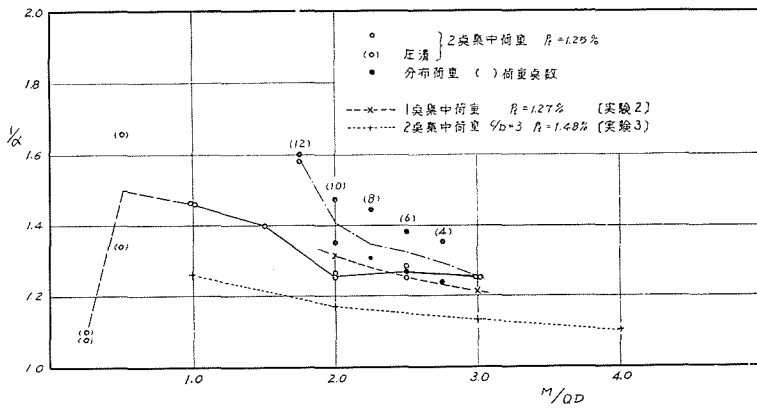
第3-13図 実験[5] 荷重法

第3-8表 実験結果 [実験5]

梁名		$\frac{a}{D}$	$\frac{c}{D}$	b cm	D cm	d cm	F_c kg/cm ²	F_t kg/cm ²	sT_y t	$s\sigma_y$ kg/cm ²	P_y t	P_{max} t
S2P _{3/6,5m}	1	3.0	0.5	11.8	20.0	17.0	221	23.0	3.10	2425	4.0	4.2
	2	"	"	11.6	19.9	16.9	"	"	3.10	2425	4.0	4.1
S2P _{2.5/6,5m}	1	2.5	1.5	11.5	19.9	16.9	206	22.1	3.10	2425	4.8	5.0
	2	"	"	11.5	20.0	17.0	"	"	3.10	2425	4.9	5.2
S2P _{2/6,5m}	1	2.0	2.5	11.8	20.0	17.0	231	24.8	3.10	2425	6.0	6.0
	2	"	"	11.7	19.8	16.8	"	"	3.50	2740	6.8	6.8
S2P _{1.5/6,5m}	1	1.5	3.5	11.7	20.0	17.0	229	25.5	3.10	2425	9.0	10.2
	2	"	"	12.0	20.0	17.0	"	"	3.10	2425		9.0
S2P _{1/6,5m}	1	1.0	4.5	11.4	19.9	16.9	238	25.5	2.85	2230	13.0	15.0
	2	"	"	11.5	20.0	17.0	"	"	2.85	2230	13.0	15.0
S2P _{0.5/6,5m}	1	0.5	5.5	11.8	19.8	16.8	236	24.1	3.50	2740		29.0
	2	"	"	11.9	20.1	17.1	"	"	2.60	2035		27.0
S2P _{0.25/6,5m}	1	0.25	6.0	11.8	20.0	17.0	235	21.4	2.60	2035		35.0
	2	"	"	11.7	20.0	17.0	"	"	2.60	2035		36.0
S4P6.5m	1	2.75		11.7	19.9	16.9	225	18.5	2.85	2230	4.0	4.8
	2	"		11.6	19.9	16.9	"	"	2.60	2035	4.0	4.2
S6P6.5m	1	2.50		11.5	20.0	17.0	207	22.5	2.85	2230	4.5	5.0
	2	"		11.7	19.8	16.8	"	"	2.85	2230	4.9	5.2
S8P6.5m	1	2.25		11.7	19.9	16.9	215	22.5	2.85	2230	5.7	6.5
	8	"		11.7	20.0	17.0	"	"	2.60	2035	4.7	4.7
S10P6.5m	1	2.00		11.6	20.0	17.0	210	21.5	3.50	2740	7.9	7.9
	2	"		11.5	20.1	17.1	"	"	2.85	2230	6.0	6.7
S12P6.5m	1	1.75		11.8	20.0	17.0	219	24.2	2.85	2230	8.0	8.2
	2	"		11.6	19.7	16.7	"	"	2.60	2035	7.4	8.3



第3-14図 実験[5] コンクリート歪度 (10⁻⁶)



第3-15図 実験[5] 曲げ耐力増大比

i) 対称2点集中荷重時の曲げ耐力増大比は載荷点間隔(単純曲げスパン長)が梁成の0.5~2.5倍の範囲(剪断スパン・梁成比では夫々3.0~2.0)では殆んど変化せず、ほぼ同一の値を得た。載荷点間隔が一定の場合(実験3)、或いは中央1点集中荷重の場合(実験2)では剪断スパン梁成比が2.0~3.0の範囲で明らかに a/D が小さい程曲げ耐力増大比が大きい結果が得られているから、本実験に見られる上述の結果は、全スパン長が一定であるため剪断スパン梁成比の増大と同時に単純曲げスパン梁成比の減少を伴うことに起因するものと考えられる。中央1点集中荷重時の曲げ耐力増大比は、同一の剪断スパン梁成比の対称2点集中荷重時よりも大きいことは実験(2)、(3)の結果からも明らかであるが、本実験の場合は2点集中荷重の載荷点間隔が小さくなって1点集中荷重の状態に近づき曲げ耐力増大比が上昇し、之が剪断スパン梁成比の増大による曲げ耐力増大比の低下を補償して上記の結果を生じたものであろう。

ii) 載荷点数をスパン中央から漸増せしめて全スパンの等分布に達するまでの曲げ耐力増大比の変化を見ると実験値の変動が著しいが、一定スパン長の梁では荷重の分布幅が大きい程、曲げ耐力の余力が大きくなることを明らかにしており、全スパン等分布荷重時の耐力増大は60%に及んでいる。平均剪断スパン梁成比 $M/Q \cdot D$ をとって分布荷重と対称2点集中荷重の場合の曲げ耐力増大比の比較を試みると、平均値的には分布荷重時が大きい値を示しているが、分布荷重時は実験値の変動が著しく、その下限値をとると集中荷重時の値と大差ない。実験(1)においても同様の傾向が認められた。

iii) 対称2点集中荷重を受ける梁3本の剪断スパン内の梁側面でコンクリートの材軸方向の歪度の推移を計測した結果は、亀裂の進展状況に応じて多様であるが、 $a/D=1$ の梁で、載荷点支点を結ぶ線上の剪断性の亀裂の形成と共に、支点直上の断面で梁上縁に引張歪度を、下側に圧縮歪度を顕著に生じ、支点より外側の余長部にも同様の歪度傾斜を生じている。これは支点位置の下端筋に引張応力を生じてスパン外の梁端部余長が拘束的な役割を演じていることを示唆するものである。

6. 鉄筋コンクリート梁の引張鉄筋の応力分布について(実験6)

6-1 実験目的

上記の実験(1)~(5)の結果から、鉄筋コンクリート梁の曲げ降伏耐力に見られる超過応力(余力)現象が、支持条件、スパン梁成比、載荷形式、軸鉄筋径(或いは軸鉄筋比)等によって規制されるものであることが明らかとなったが、終局強度理論に対するこの様な見掛けの抵抗モーメントの増大の発生機構を明らかにするためには梁の降伏に至るまでの引張鉄筋の挙動をその全長に亘って把握する必要がある。

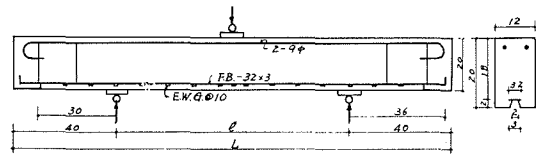
本実験は鉄筋コンクリート梁内の引張鉄筋の歪度を全長に亘って連続的に計測し、各荷重段階における応力分布の推移を明らかにすることを目的としている。

6-2 実験の概要

本実験の特色は引張筋として丸鋼の代りに平鋼を用い、その下面を連続的に露出せしめて

鉄筋全長に亘って歪度の計測を行なった点にある。この場合のコンクリートと鉄筋の間の付着力の喪失は後述の様にはほとんど問題とならず、スパン全長に亘って構造的に断面形の不連続点を含まないこと、電気抵抗線歪計の貼付が容易で貼付の不整による測定値の偏差を小さくし得ること、梁の撓みによって生ずる鉄筋の弯曲が歪度測定値に及ぼす影響が小さく且つその把握が容易なので鉄筋下面のみの歪度測定によって生ずる誤差を丸鋼使用に比してはるかに小さくでき、その補正も容易であること等の多くの利点をもっている。従来行われて来た引張鉄筋の歪度の計測は、(1) 標点長の長い機械的な歪計を用いて鉄筋位置のコンクリート表面の歪度を計測する³⁷⁾、(2) 局部的にコンクリートを除去して鉄筋を露出せしめて電気抵抗線歪計を用いる、(3) 鉄筋に孔明け加工を施しその中に電気抵抗線歪計を埋設しコンクリート中に打込む⁵¹⁻⁵³⁾、等のいづれかによるものであった。(1)は歪度の計測値が長い標点長の平均歪度となるため精度が低く、(2)は局部的に鉄筋を露出せしめるため断面形が不連続となり、亀裂を誘発して亀裂位置をあらかじめ限定し、又測定点の間隔に限度がある上、コンクリートと鉄筋の付着が不連続に阻害されている特異な点の歪度しか計測できない。(3)は鉄筋の切削加工、歪計の絶縁処理等技術的に煩雑であり、且つ鉄筋断面が測定点において不連続点となる、等の困難があるが、本実験の方法はこれらの問題を十分に克服している。

(1) 試験体 断面寸法、軸鉄筋比は全て同一で、スパン梁成比を 4.5, 6.5, 8.5 の 3 種とし、各種 2 本、計 6 本である。形状、寸法を第 3-16 図に示す。下端引張鉄筋は平鋼 F.B. 32×3 を 1 本用い、図に示した様に試験体下面を材軸方向に鉄筋に沿って溝切りをして鉄筋下面を露出し、この面に電気抵抗線歪計を連続して貼付できるようにした。鉄筋比は 0.4%。スパン外の端部余長はいずれも 40 cm に統一し、鉄筋の定着長は 36 cm で、その先端に直角に鋼板を溶接しフックとした。



第 3-16 図 実験 [2] 試験体

セメントは小野田早強ポルトランドセメント、 $K_{28}=420 \text{ kg/cm}^2$ 。砂利 20 mm 以下、砂 2.5 mm 以下、共に北海道広島産。調合、 $w/c=0.67$, $sl=18\text{cm}$, $330:880:970 \text{ kg/m}^3$ 。木製型枠に打込後、気温 15°C の室内で型枠中に密閉養生、材齢 10 日で脱型、室内気中に放置、材齢 14 日で試験を行なった。試験時におけるコンクリート平均圧縮強度 $F_c=211 \text{ kg/cm}^2$ 、平均ヤング係数 $e.E_{1/3}=2.34 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 。

鉄筋、F.B.-32×3。実断面は $32.1 \times 2.74 \text{ mm}^2$ 、断面積 0.881 cm^2 。周長は全周で 4.96 cm であるが下面 2 cm を露出せしめたので、下面は全幅無効として上面と側面のみを付着力の作用する周長とすれば 3.76 cm となる。即ち $\Psi/a=4.27 \text{ cm}^{-1}$ となるが、因みに丸鋼 9ϕ では $\Psi/a=4.43 \text{ cm}^{-1}$ 、 13ϕ では $\Psi/a=3.07 \text{ cm}^{-1}$ であって、この平鋼は全周をコンクリートに包まれた丸鋼 9ϕ と 13ϕ の中間的な効果をもつ。降伏点、引張強度は各試験体に使用した材料について

第3-9表中に示したが、その全平均値は、 $s\sigma_y=3350 \text{ kg/cm}^2$ 、 $s\sigma_B=4430 \text{ kg/cm}^2$ 、 $sE=2.07 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ であった。使用した平鋼はいずれも引張試験において明瞭な降伏現象を示した。

(2) 荷重及び計測 荷重型式は単一スパン単純支持、中央1点集中荷重、荷重点、支点共に幅10 cm、厚2 cmの鋼板を介して径5 cmのローラーにより荷重した。

鉄筋歪度の計測は電気抗抵線歪計(共和無線 K.K, KP-22, 測長10 mm)を鉄筋下面の材軸方向中心線上に第3-16図に示す様にスパン内は10 cm間隔、荷重点直下のみ5 cm間隔、及び支点と支点からスパン外方に10 cmと20 cmの位置に貼付して行なった。

撓み計測は試験体両側面において、梁成の1/2の軸線上で鉄筋歪度計測位置に対応せしめて10 cm間隔に1/100 mmダイヤルゲージを配置し、支点に対する各点の相対変位を計測したもので、この計測値によって各点における梁の曲率を算出し、鉄筋歪度の計測値から鉄筋の弯曲の影響を取除いた。ダイヤルゲージの数が多いので、各荷重段階で全体を写真撮影により記録し再現する方法をとり、試験中に直接個々のダイヤルゲージを読み取ることによって生ずる各種の誤差を避けた。

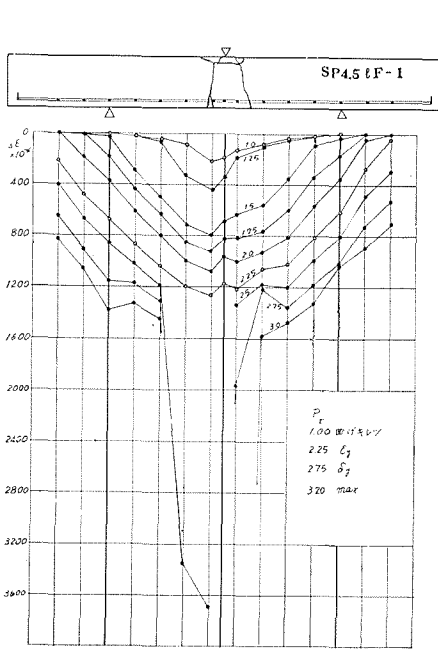
SP 4.5 IF-1, SP 6.5 IF-2の2本の試験体について、第3-23図に示す様な位置と方向に電気抵抗線歪計(共和無線, KP-8, 測長65 mm)を貼付して梁両側面のコンクリート表面の歪度を測定した。

(3) 実験結果 各試験体は写真3-5に示す様な亀裂を生じて降伏し、SP 6.5 IF-1を除いて他は全て曲げ破壊を生じた。SP 6.5 IF-1は降伏現象を示して後、余長部の定着破壊によって最大耐力を示した。

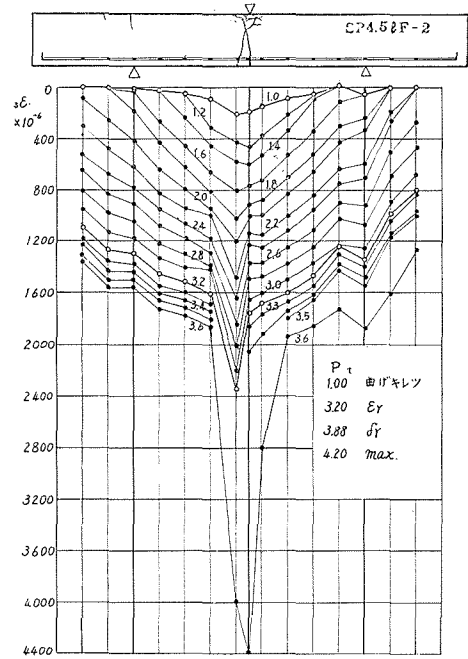
第3-9表に実験結果の概要を示す。第3-17図は各試験体の鉄筋歪度分布の推移を、第3-20図は鉄筋の最大歪度及び支点における鉄筋歪度の変化を示したものである。これらの値は撓み測定値から求めた梁の各点の曲率に応じて、曲げ変形による平鋼断面内の歪度勾配を考慮して補正してある。本実験の場合は全般に梁曲率の鉄筋歪度に及ぼす影響は非常に小さい値であった。

第3-9表

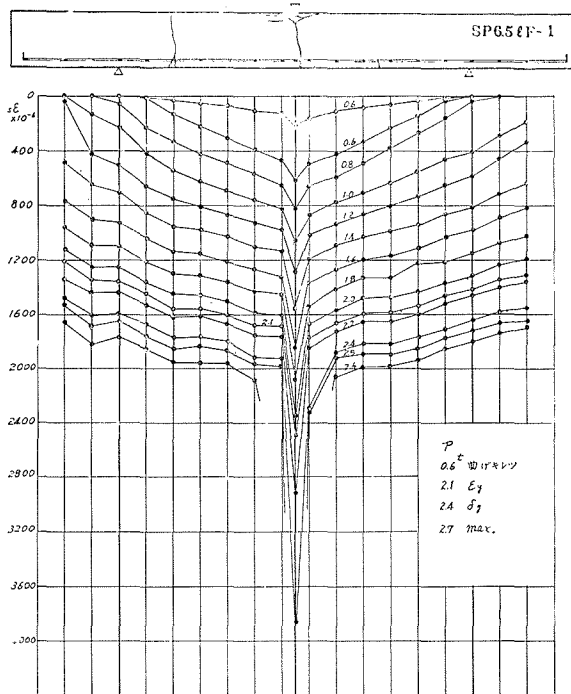
梁名	スパン l cm	a/D $a = \frac{l}{2}$	b cm	D cm	F_c kg/cm ²	F_t kg/cm ²	sT_y t	$s\sigma_y$ kg/cm ²	$s\sigma_B$ kg/cm ²	P_{y_s} t	$P_{y\delta}$ t	P_{\max} t
SP 4.5 IF 1	90	2.25	11.8	20.0	207	21.2	2.79	3170	4560	2.25	2.75	3.20
	2	90	2.25	11.8	19.9	211	23.2	3.93	4460	4670	3.20	3.88
SP 6.5 IF 1	130	3.25	11.8	20.0	208	20.0	3.95	4490	5730	2.10	2.40	2.70
	2	130	3.25	12.0	19.9	217	21.2	3.13	3560	4820	1.50	1.90
SP 8.5 IF 1	170	4.25	11.8	19.9	206	20.8	3.22	3660	4740	1.20	1.45	1.55
	2	170	4.25	11.7	20.1	217	21.1	3.09	3510	4760	1.20	1.40



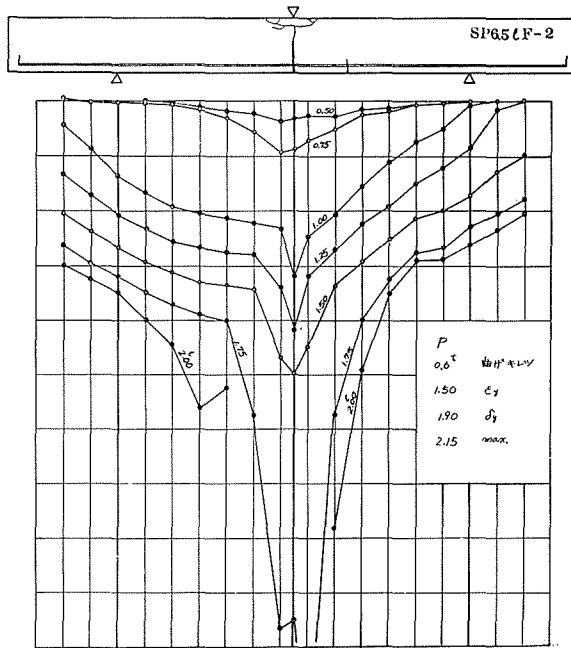
第3-17図 鉄筋歪度の分布 (a)



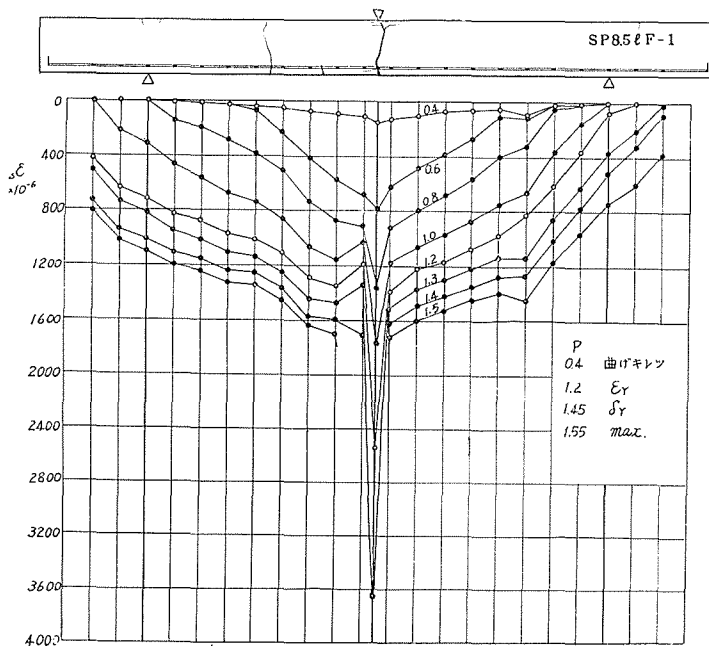
第3-17図 鉄筋歪度の分布 (b)



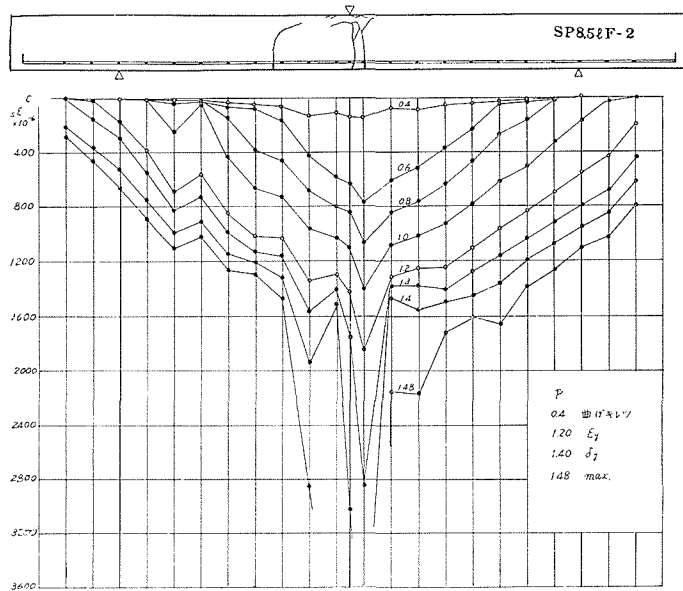
第3-17図 鉄筋歪度の分布 (c)



第3-17図 鉄筋歪度の分布 (d)

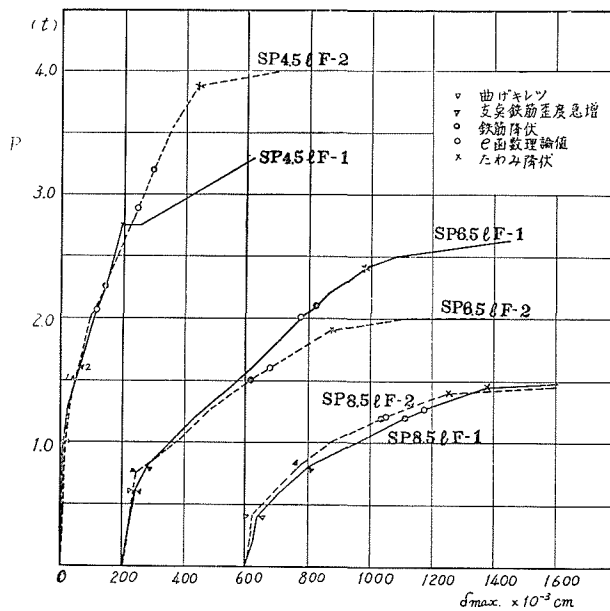


第3-17図 鉄筋歪度の分布 (e)



第3-17図 鉄筋歪度の分布 (f)

第3-18図はスパン中央点における荷重・撓み曲線、第3-22図は各荷重段階における鉄筋とコンクリートとの付着応力度の分布を示したものである。付着応力度は各測定点と隣接点との鉄筋歪度の差から求めた測定点間の平均付着応力度である。



第3-18図 [実験6] 荷重撓み曲線

本実験において特に次の諸現象が注目された。

i) 梁の引張鉄筋が降伏現象を示しても梁の撓みは直ちには降伏現象を示さなかった。第3-9表中の $P_{y\delta}$ は撓み降伏荷重, $P_{y\epsilon}$ は鉄筋降伏荷重を示す。

ii) 各試験体共, ある荷重段階までは支点附近の鉄筋に応力を生じないが, 曲げ亀裂発生後しばらくして, 支点附近の鉄筋歪度が増大し始める。このときの荷重の大きさは各スパン梁成比毎に概ね一定値を示した。

6-3 実験結果の考察

(1) 降伏耐力 実験結果と e 函数法理論値との比較を第3-10表及び第3-19図に示す。これらは鉄筋降伏荷重, 撓み降伏荷重及び最大荷重について実験値と理論値の比を示したものであるが, ここで鉄筋降伏荷重, 撓み降伏荷重と仮称したのは引張鉄筋歪度及び梁の撓みの全計測点の中の一点で計測値が急増して, 夫々荷重・歪度, 荷重・撓みの関係に直線性が失われる時の臨界荷重を指しており, これらの値に対応せしめた理論算定値は単一の値である。

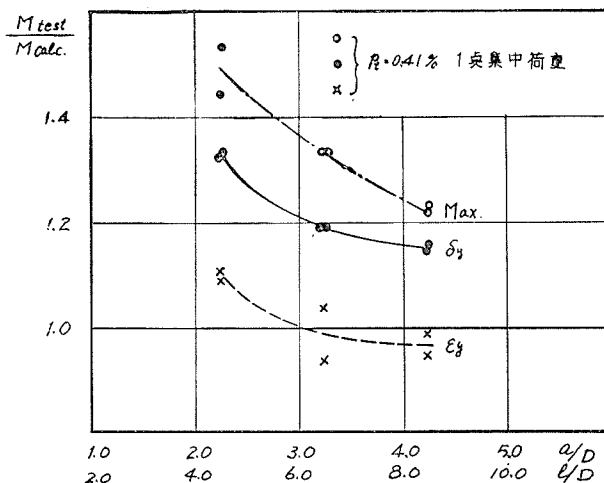
鉄筋降伏荷重は撓み降伏荷重に比べて明瞭に低い値を示しているが, いずれもスパン梁成比の減少に伴って理論値に対する増大比が増大し, 第3-19図に見る様に両者の曲線の変化は殆んど相似である。このことは実験(2)において, 同一のスパン梁成比に対して, 軸鉄筋径(又

第3-10表 (a)

梁名	$M_{y\epsilon}$ t·cm	$M_{y\delta}$ t·cm	M_{max} t·cm	j_i	M_{calc} t·cm	$\frac{M_{y\epsilon}}{M_{calc}}$	$\frac{M_{y\delta}}{M_{calc}}$	$\frac{M_{y\delta}}{M_{y\epsilon}}$	$\frac{M_{max}}{M_{y\delta}}$
SP 4.5 1F	50.6	61.9	72.0	0.928	46.6	1.09	1.33	1.22	1.42
2	72.0	87.4	94.5	0.919	65.0	1.11	1.34	1.21	1.31
SP 6.5 1F	68.3	78.0	77.7	0.919	65.3	1.04	1.19	1.19	1.29
2	48.8	61.7	69.9	0.925	52.1	0.94	1.19	1.27	1.43
SP 8.5 1F	51.0	61.6	65.8	0.925	53.6	0.95	1.15	1.21	1.29
2	51.0	59.5	62.8	0.926	51.4	0.99	1.16	1.17	1.23

第3-10表 (b)

梁名	曲げ亀裂荷重 P_c t	支点引張応力 発生荷重 P_A t	支点引張応力 発生支点回転 角 θ_A 10^{-4} rad	降伏時支点回 転角 θ_{Ar} 10^{-4} rad	支点引張力 (鉄筋降伏時) $T_A/T_{y\epsilon}$
SP 4.5 1F	1.0	1.50	8.0	52.8	0.504
2	1.0	1.60	5.8	121.3	0.560
SP 6.5 1F	0.6	0.80	13.8	150.0	0.554
2	0.6	0.75	10.8	135.0	0.440
SP 8.5 1F	0.4	0.80	26.0	148.0	0.155
2	0.4	0.80	20.0	73.5	0.197



第3-19図 実験 [6] 曲げ耐力増大比

は鉄筋比)の小さいもの程大きい曲げ耐力増大比を示し、又それらの曲げ耐力増大比のスパン梁成比に対する変化率は軸鉄筋の相違に拘りなく大凡一定であったことと合わせて、鉄筋コンクリート梁の曲げ降伏耐力に見られる余力には二つの要因があることを示している。即ち、その一つは本実験の引張鉄筋降伏荷重が理論値に対して示す余力であって、これは梁内の応力伝達の原理的な機構に関するもので、スパン梁成比、載荷形式、支持条件等の要素に規制される曲げ耐力増大の基本量であると考ええる。他の一つは鉄筋が降伏した後、撓みの降伏発現までの遅延として表われる余力で軸鉄筋の量に関連した値である。これについては、鉄筋の或る一点が降伏点応力に達しても、コンクリートの付着力が十分な時には降伏によって伸びの増大を生ずる範囲が極めて微小な長さに限定され梁全体の変形には直ちに影響を及ぼさないことによるものと考えられる。第3-21図に見る様に亀裂位置附近の付着力は異常な増大を示していて、この推論を裏付けている。(引張鉄筋の降伏時にその点の両側5cmの部分の平均付着力は最大

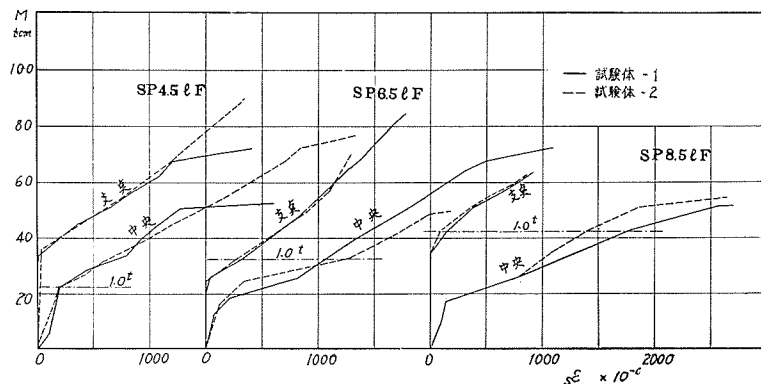
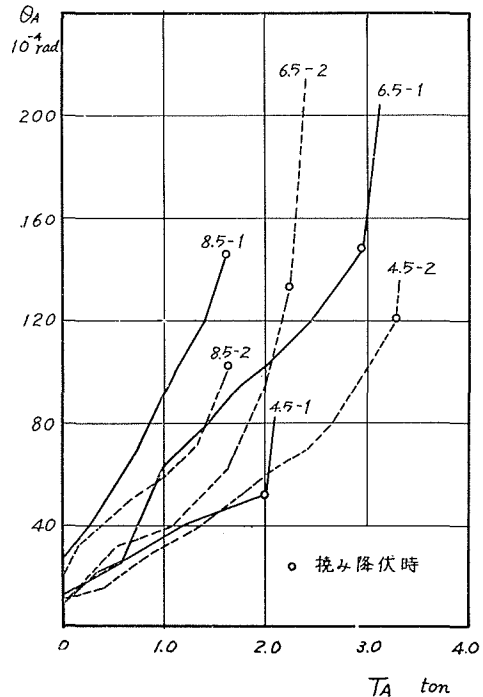


表3-20図 実験 [6] 曲げモーメント・鉄筋最大歪度

137 kg/cm² に達した)。又実験(2)の軸鉄筋の差異による曲げ耐力増大比の差異も鉄筋の周長断面積比の差によるものと理解し得る。従って鉄筋径の大きい程、鋼材の降伏点が高い程この余力の影響が小さくなり鉄筋降伏荷重と撓み降伏荷重の差が小さくなるものと考えられる。

(2) 支点位置の下端鉄筋の引張応力 各試験体とも、曲げ亀裂を観察してから暫く後に支点附近の下端鉄筋に引張応力を生じている。第3-20図にスパン中央の下端筋の最大引張歪度の推移と並べて支点における鉄筋歪度の推移を示した。支点引張力の発生時期は第3-10表(b)に示す様に鋼材の降伏点、又は梁の耐力とは直接の関係が見られず、曲げ亀裂発生荷重と同様にスパン梁成比毎に大凡一定している。支点引張応力は撓み降伏荷重に達するまでは支点における回転角の増大と共に増大し、撓み降伏後は殆んど増大しない。



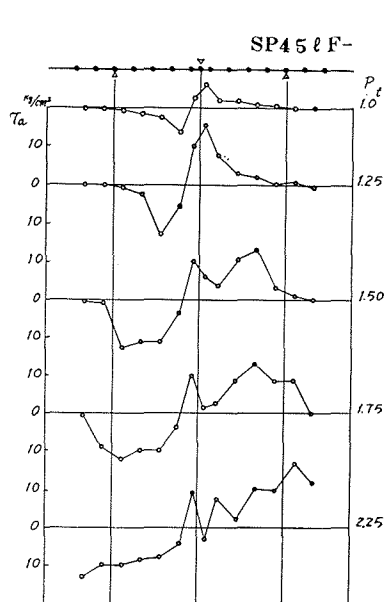
第3-21図 支点の回転角と支点到ける引張力

支点における鉄筋の引張応力が演ずる梁の耐力機構上の役割については後章において更に検討するが、第3-17図の引張鉄筋歪度分布及び第3-22図の付着応力度分布の推移から支点の鉄筋引張応力の発生過程を考察すれば、次の理由から、支点における鉄筋引張応力は剪断スパンにおける付着力の破壊によってスパン中央の鉄筋の引張応力が支点位置まで伝達されたために生じたものとは考えられない。即ち、

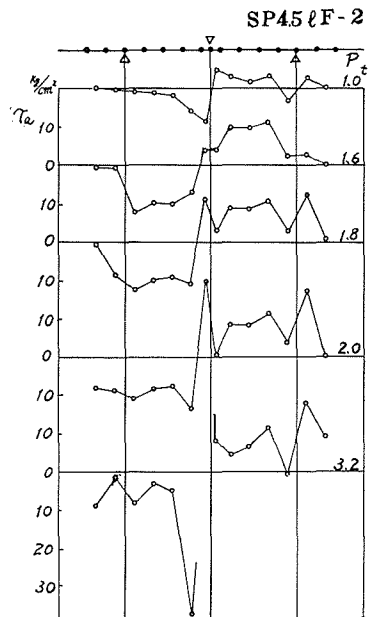
i) 支点における鉄筋の引張応力発生後も鉄筋内の応力分布の勾配は著しい変化を生じていない。

ii) 支点の鉄筋引張応力発生前にスパン中央で歪度が最大値を示している点の附近には大きな付着応力度が生じているが支点の引張応力発生後も必ずしも減少せず、支点引張応力の増大と同時に亀裂附近の付着応力度も増大する傾向が見られる。支点引張応力の発生とその増大によって鉄筋の付着応力の分布はスパン中央の亀裂位置と支点附近を頂点とし、その中間の付着応力度は徐々に減少する傾向がある。

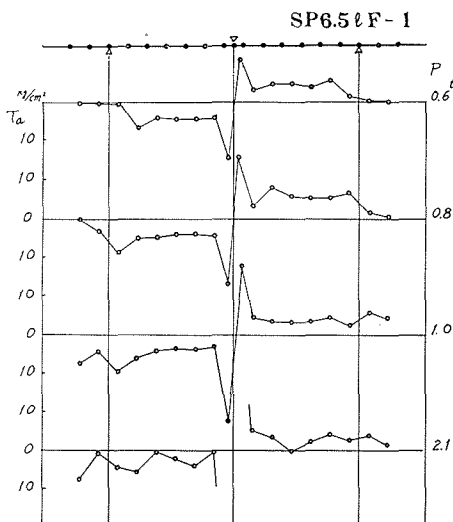
(3) コンクリートの歪度 SP 4.5 1F-1, SP 6.5 1F-2 の2本の試験体によって計測した試験体側面のコンクリートの表面歪度について第3-23図に例示する様な結果を得た。本実験の試験体は下端鉄筋が梁幅の中央に1本あるのみなので梁幅方向の被覆厚が大きく、この方向にかなりの応力勾配があるものと思われるが、上の2本の試験体の中、スパン梁成比が小さい方



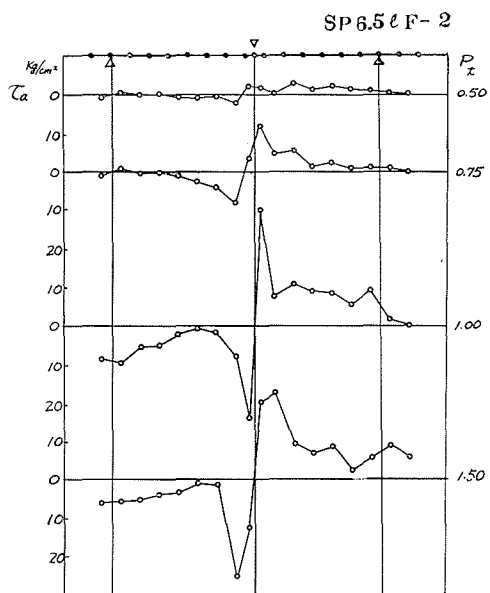
第3-22図 附着力の分布 (a)



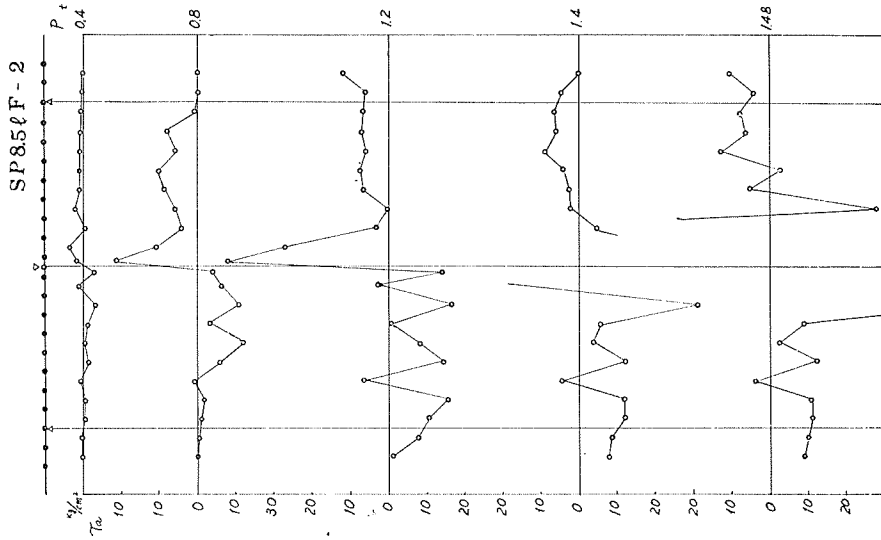
第3-22図 附着力の分布 (b)



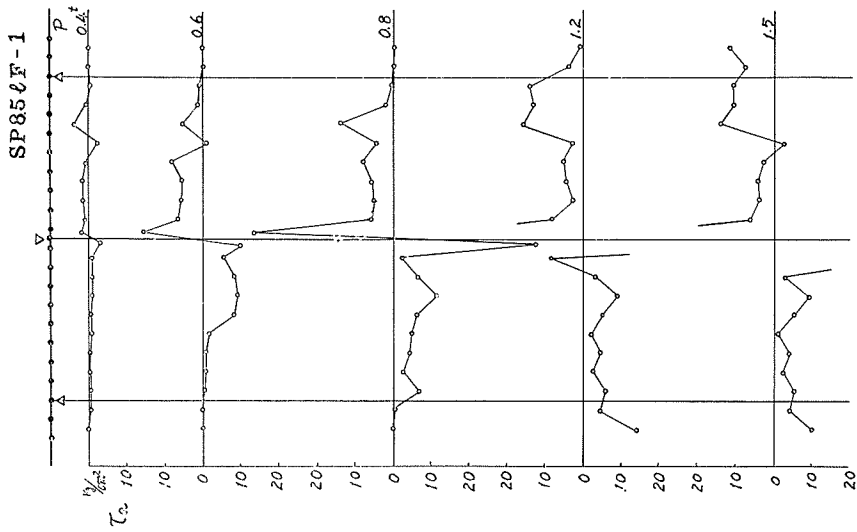
第3-22図 附着力の分布 (c)



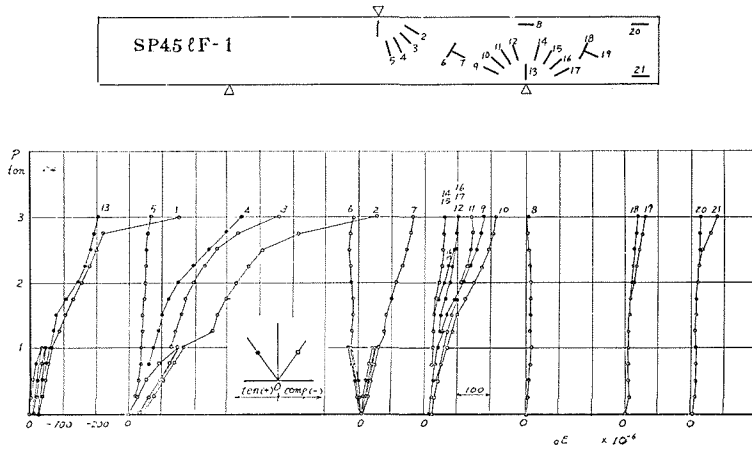
第3-22図 附着力の分布 (d)



第3-22図 附着力の分布 (f)



第3-22図 附着力の分布 (e)



第3-23図 コンクリート歪度

の SP 4.5 1F-1 では次の様な傾向が比較的明瞭に認められる。(第 3-23 図の歪度の値は梁の両側の対応点の測定値の平均値である)。

i) 支点及び荷点から梁内に放射状に全ての方向に圧縮応力度を生じているが、荷点と支点を結ぶ方向の応力度が大きな値を示している。

ii) スパン外の余長部にも応力度を生じ、上端鉄筋、下端鉄筋ともにその定着の末端位置のコンクリートに荷の初期から圧縮応力度を生じている。又、余長部の対角線上にも圧縮応力度を生じている。

iii) 殆んど全ての測定点で、その歪度の値が支点位置の鉄筋引張応力の発生とともに変化を生じ、荷点と支点を結ぶ方向の応力の増大が見られ、余長部の応力度もこの段階から次第に存在が顕著になり、応力伝達機構に変化を生じていることを示している。

スパン梁成比が大きい方の梁についても、それ程顕著ではないが上記と同様の傾向が伺われる。

本実験に見られる上記の諸点から、梁の変形がある限度を越えると梁内の応力伝達の機構に変化を生じ、漸次アーチ的な機構に移行して、そのために支点位置の鉄筋に引張応力を生ずる様になるものと考えることができよう。

IV. 弾性梁の曲げ抵抗に関する既往の理論解 及び諸家の実験結果について

1. 概 説

実験(1)~(6)の結果によって明らかとなった様に、鉄筋コンクリート梁の曲げ耐力性状は既往の曲げ終局強度理論とは必ずしも一致せず、一般に実験値は理論値を上廻る傾向がある。その増大比はスパン梁成比、支持条件、荷重形式、軸鉄筋等の諸要素によって規制される。

鉄筋コンクリート梁の剪断耐力に関しても、常用の理論解とは異なった性状を呈し曲げの

性状と同様に、スパン梁成比、支持条件、荷重形式、軸鉄筋等の影響を受けることが明らかになっている。

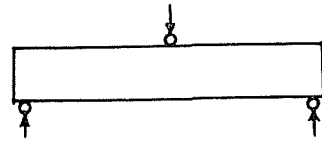
これらの曲げ及び剪断の抵抗性状を通じて最も顕著な特色は、それらの値がスパン（又は剪断スパン）と梁成の比に関連した値であって、一般にスパン梁成比が小さい程大きな耐力を示すことである。この現象は鉄筋コンクリート梁の解析に際して通常用いられている材料力学の基本仮定を前提とする限りは説明することがむづかしい。

周知の様に弾性梁が単純曲げモーメント (pure bending) のみを受ける場合を除いて材料力学における解析と弾性理論解とは必ずしも一致しない^{54),55)}。ここでは集中荷重を受ける単一スパン、単純支持の弾性梁の応力状態について諸家の解の比較検討を試み、鉄筋コンクリート梁の耐力性状に対するこれらの理論解の適応性を検討する。

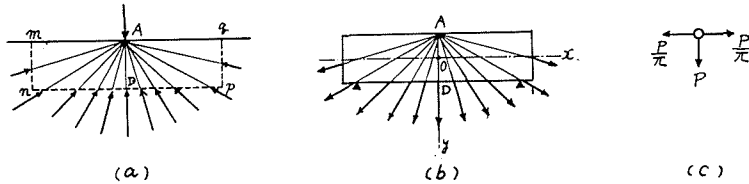
2. 既往の弾性理論解の検討

2-1 G. G. Stokes の解 G. G. Stokes の与えた

式は半無限弾性板の直線境界上の1点に集中荷重が作用した場合の Flamant の解を用いて次の様に求められている⁴⁵⁾。



第4-1図



第4-2図

第4-2図(a)の様に半無限弾性板の1点に集中荷重が作用し放射状の応力分布を生じている状態から梁型 $mnpq$ を切り取り、之と同図(b)に示す様に梁の下縁及び端面に(a)図の放射応力分布に対応する放射状荷重を与えたものと重合することによって、スパン中央の上縁に集中荷重を受ける梁の応力状態を再現できるものとする。(b)図の放射状荷重は集中荷重 P の載荷点 A で1点に会することから、これらの放射力の合力を A 点で求めれば、

Flamant の解より

$$\left. \begin{aligned} P_x &= \frac{2P}{\pi} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos \theta \sin \theta \, d\theta = \frac{P}{\pi} \\ P_y &= 2 \cdot \frac{2P}{\pi} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos^2 \theta \, d\theta = P \end{aligned} \right\} \quad (a)$$

となり、外力 P は載荷点位置で水平方向の成分 $\pm P/\pi$ と鉛直方向成分 P に置換えられ、之によって生ずる載荷点直下の断面の応力は

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \left(\frac{Pl}{4} - \frac{P}{\pi} \cdot \frac{P}{2} \right) \frac{y}{I} + \frac{P}{\pi} \cdot \frac{1}{bD} \\ &= \frac{Pl}{4} \cdot \frac{y}{I} - \frac{P}{\pi bD} \left(\frac{by}{D} - 1 \right)\end{aligned}\quad (b)$$

となる。今、初等理論による応力度を σ_{x0} とし、これに対する補正項を σ'_x とすれば、

$y=D/2$ のとき

$$\sigma'_x = -\frac{2P}{\pi bD} \quad (c)$$

$$\sigma_x = \sigma_{x0} + \sigma'_x = \sigma_{x0} \left(1 - \frac{4}{3\pi} \cdot \frac{D}{l} \right) = \alpha_1 \sigma_{x0} \quad (d)$$

となる。即ち、スパン梁成比 l/D が大きい程、載荷点における応力の放射状分布が最大引張縁応力度に及ぼす影響が小さくなることが示されている。係数 α_1 は応力低減比であって、その逆数 $1/\alpha_1$ は初等理論値に対する曲げ耐力増大比となる。(d)式によって $1/\alpha$ は l/D の値に応じて第4-1表(a)に示す値をとる。

第4-1表 (a) Stokes 解による曲げ耐増大比

l/D	1	1.5	2	2.5	3.0	4.0	5.0	8.0	10.0
α_1	0.576	0.717	0.788	0.832	0.859	0.894	0.915	0.947	0.958
$1/\alpha_1$	1.74	1.39	1.27	1.20	1.16	1.12	1.09	1.06	1.04

第4-1表 (b) Seewald の方法による曲げ耐力増大比

l/D	(1)	(1.5)	(2)	2.5	3.0	5.0	10.0
α_2	(0.660)	(0.774)	(0.830)	0.864	0.887	0.932	0.966
$1/\alpha_1$	(1.52)	(1.29)	(1.20)	1.16	1.13	1.07	1.03

Stokes の解を一步進めて、第4-2図(b)の場合の応力を連続分布荷重を下縁に受ける梁に対する Seewald の解を用いて求め、之と Flamant 解を重合すれば

$$\left. \begin{aligned}\sigma_x &= \frac{12P}{D^3} \left(\frac{l}{4} - \frac{P}{2\pi} \right) y + \frac{P}{\pi D} + \frac{2P}{\pi D} \left(\frac{4y^3}{D^3} - \frac{3}{5} \frac{y}{D} \right) \\ \sigma_y &= \frac{P}{\pi D} + \frac{2P}{\pi D} \left(\frac{3y}{2D} - \frac{2y^3}{D^3} \right) - \frac{4P}{\pi(D+2y)}\end{aligned}\right\} \quad (e)$$

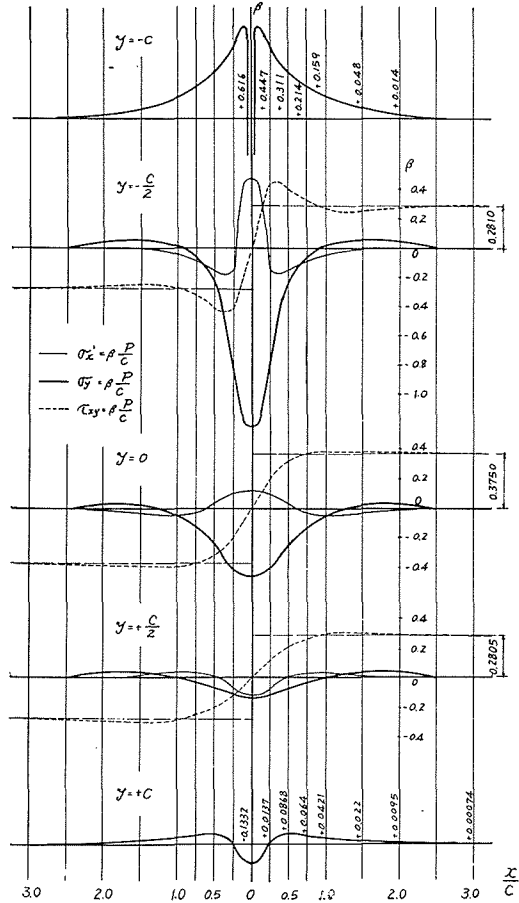
を得て、結局 $y=D/2$ では

$$\begin{aligned}\sigma'_x &= -\frac{8P}{5\pi D} \\ \sigma_x &= \sigma_{x0} + \sigma'_x = \sigma_{x0} \left(1 - \frac{16}{15\pi} \cdot \frac{D}{l} \right) = \alpha_2 \sigma_{x0}\end{aligned}\quad (f)$$

を得る。初等理論解に対する曲げ耐力増大比 $1/\alpha_2$ は第 4-1 表 (b) のようになり Stokes 解よりやや小さい値となる。但し Seewald 解は支点から材軸方向に大凡梁成寸法以上離れた点で成立するものである。同表中 () 内の数値はこの解の成立つ領域外にある。

2-2 Kármán-Seewald の解

T. v. Kármán は半無限弾性板の直線境界上の隣接 2 点に大きさが等しく方向が逆のモーメントを作用せしめた場合の解を用いて、無限長の梁に微小幅の短形曲げモーメント図が与えられている場合の応力函数を導いた。Seewald は之を中央 1 点集中荷重を受ける単純梁に適用して、初等理論解に対する補正值 $\sigma'_x = \beta \cdot (2P/D)$ の係数 β を第 4-3 図の様に与えた⁵⁴⁾。 σ_y, τ_{xy} についても同じ形で β が示されている。これらの値は加力点から離れるに従って急激に減少し、梁成寸法と等しい距離では殆んど無視し得る値である。



第 4-3 図 Kármán-Seewald [σ'_x]

これによって集中荷重直下の下縁引張応力度について初等理論解に対する応力低減比 α_3 を求めると

$$\sigma'_x = -0.133 \frac{2P}{D}$$

$$\sigma_x = \sigma_{x0} + \sigma'_x = \sigma_{x0} \left(1 - 0.177 \frac{D}{l} \right) = \alpha_3 \sigma_{x0} \tag{g}$$

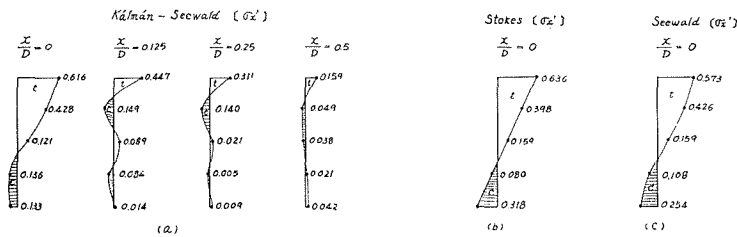
となり、曲げ耐力増大比 $1/\alpha_3$ は第 4-2 表のようになる。この解は前の二つの解よりも小さい値を

第 4-2 表

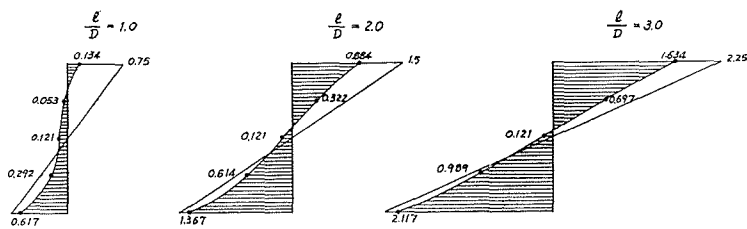
l/D	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	5.0	10.0
α	(0.646) [1.060]	(0.823) [0.929]	(0.882) [0.903]	(0.912) [0.916]	0.929	0.941	0.965	0.982
$1/\alpha$	(1.55) [0.943]	(1.21) [1.02]	(1.13) [1.11]	(1.10) [1.09]	1.08	1.06	1.04	1.02

与えている。この場合、集中力の着力点附近の縁応力度は大きな引張応力となって、載荷点では曲げ圧縮応力度を緩和するが、逆に支点附近では曲げ引張応力度に累加される。 l/D が小さい時には支点における引張力の影響が上記の集中荷重直下の断面の引張縁応力度に加算されることになる。第4-2表中、()内は(g)式による値、[]内は支点反力の影響を加算した値で、これによれば曲げ耐力増大比は $l/D \approx 1.5$ で最大となり、之よりスパン梁成比が小さくなると曲げ耐力増大比は減少し、 $l/D \approx 1$ では殆んど初等理論値と一致することになる。

上記の3つの解から、載荷点直下の断面における初等理論解に対する補正量 σ'_x の分布を求めると第4-4図の様になる。この中、方法的に最も精密な Kármán-Seewald の解によって、 $l/D = 1.0, 2.0, 3.0$ のときの載荷点直下の断面内の応力度分布を求めると第4-5図を得る。これらの図から明らかな様に、これらの解が初等理論解と著しく異なっている点は、断面内に偏心軸方向力が存在することで、このため載荷点直下の断面に関しては、外的な曲げモーメントと断面の抵抗モーメントの見掛け上の差を生ずることになる。Seewald の方法による解、及び Kármán-Seewald 解では平面保持則が成立していない。



第4-4図 材料力学理論に対する補正値 [単位 $2 \cdot \frac{P}{bD}$]



第4-5図 Kármán-Seewald の解 $[\sigma + 2\sigma'_x]$ [単位 $2 \cdot \frac{P}{bD}$]

2-3 壁梁の有限差解^{56), 57)}

単純支持、単一スパンの壁梁についての最近の研究には E. Geer の近似解⁵⁶⁾がある。彼は梁材がスパンの内法長の $1/2 \sim 5/8$ の範囲の梁において、その上縁にスパン内法長の $1/3, 2/3, 3/3, 4/3$ の荷重幅の等分布荷重を作用させた場合につき、梁長 16 分割の有限差法による数値計算を行ない、その結果から中央 1 点集中荷重時の値を外挿法により求めている。それによれば

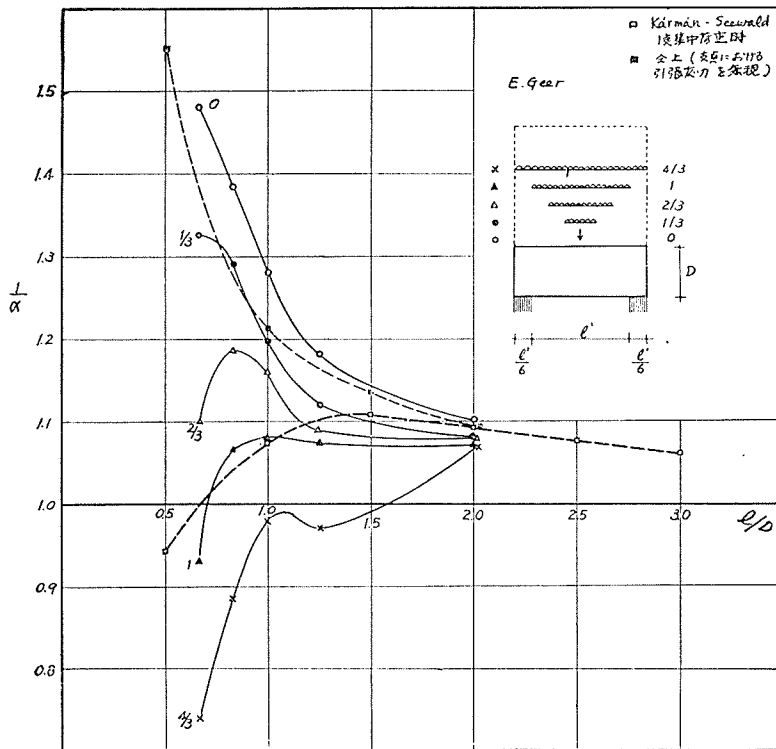
- i) スパン中央の断面内の全引張応力について Geer の解と初等理論解との比を求めてみ

ると各荷重形式毎に第 4-6 図に示す様な曲線を得る。これらの曲線は荷重形式に拘りなく、 $l/D=2$ で大凡近似した値を示し l/D の減少に伴って、中央 1 点集中荷重では曲げ耐力増大比が大きくなるが、荷重幅が増すと共に増大比が小さくなり、荷重幅がスパン内法幅の $4/3$ 倍のときには l/D の減少と共に曲げ耐力も低減する傾向を示している。

ii) $l/D \leq 2$ の梁では梁下縁の最大引張応力はスパン中央に生ぜず、支点附近に生ずる。

Geer の解では支点幅をスパン内法長の $1/6$ としているので、支点反力を集中力とする Kármán-Seewald の解とは支持条件が異なるが、Kármán-Seewald 解より求めた中央 1 点集中荷重時の曲げ耐力増大比を第 4-6 図に重ねて記入すると同図破線の様になり、支点反力の影響を加算しない場合の Kármán-Seewald 解と Geer 解とは近似した曲線となっている。

Kármán-Seewald 解では支点附近の引張応力がスパン中央の引張応力に影響を与えるのは $l/D \leq 2$ の範囲であるが、前者が後者を凌駕するのは $l/D \leq 0.6$ の範囲である。



第 4-6 図 E. Geer の壁梁近似解による曲げ耐力増大比

3. 各種材料による実験結果について

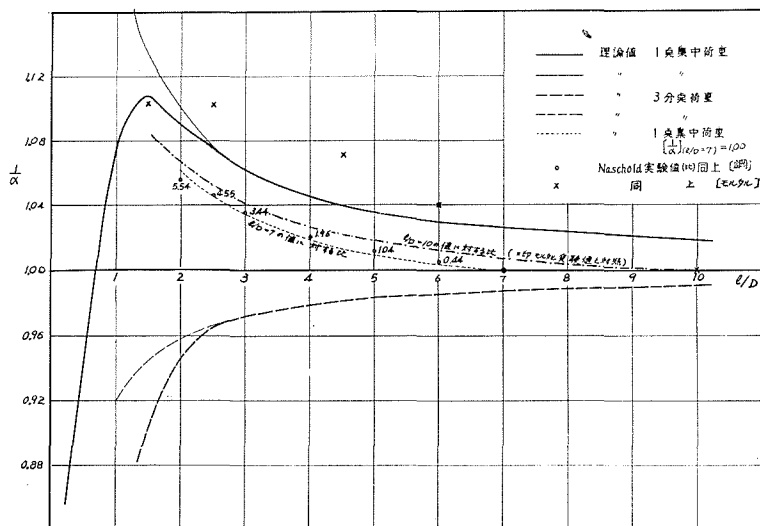
3-1 G. Naschold の実験⁵⁸⁾

G. Naschold は Kármán-Seewald の弾性理論解を実験的に検証する目的で、Hooke 則に従う材料として鋼を、Hooke 則に従わぬ材料としてモルタルを採用し、夫々長方形断面をもつ

単一スパン，単純支持梁試験体に集中荷重を加えて行なった実験結果を報告している。

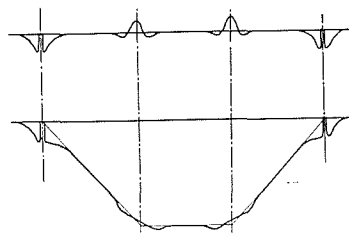
(1) 鋼梁の実験 この実験はスパン梁成比 $l/D=2\sim7$ の範囲の梁に中央1点集中荷重を加え，スパン中央の梁下縁の歪度を計測したものであるが，その結果，外力曲げモーメントの一定値に対し梁下縁の最大歪度はスパン梁成比が小さい程低い値となることが報告されている。

第4-7図は中央1点集中荷重を受ける単純梁の Kármán-Seewald 解より求めた第4-2表の曲げ耐力増大比を図示したものであるが， $l/D=7$ のときの曲げ耐力増大比を100%として l/D 各値に対する耐力増大比の変化率について実験結果と理論値の比較を試みると同図に併記した様に両者は極めて良く一致している。



第4-7図 Kármán-Seewald 解と Naschold の実験

Naschold は鋼梁については対称2点集中荷重時の実験を行なわなかったが，上記のように中央1点集中荷重時について理論値が実験値と良い一致を示した事に基づいて，Kármán-Seewald 解による初等理論解に対する補正が集中荷重を受ける梁に一般的に成立するものとして対称2点集中荷重を受ける梁の応力状態について論じている。これによれば第4-8図に示す様に対称2点集中荷重時には荷点直下の断面の引張縁応力度は初等理論による応力分布の折点が円滑化されて初等理論解よりも小さな値となるが，之と隣接して荷点からスパン中央寄りに梁成寸法の約 $1/4$ の距離にある点では逆に初等理論値よりも引張縁応力度が増大し，この点が引張最大応力度を示すことになる。当然，この傾向は l/D が小さい程著しく，対称2点集中荷重時には中央1点集中荷重



第4-8図

とは逆に l/D が減少するに従って梁の曲げ耐力が小さくなり、全般に初等理論解よりも曲げ耐力が小さくなることを意味する。第4-7図の太破線は3分点荷重時における曲げ耐力増大比と l/D の関係を示したものである。

この所論を更に一般化すれば、任意の数の集中荷重が任意の配列で加えられている場合に外力曲げモーメント図の最大値が尖端となる場合には初等理論値に対して梁耐力の増大を生じモーメント図の最大値が材軸に平行な直線として与えられているときには梁耐力は初等理論よりも低減することになる。即ちスパン内に対称に加力点が配置されている場合には、加力点の数が奇数のときには曲げ耐力が増大し、偶数のときには低下を示し、加力点数の増加に伴って曲げ耐力増大比の正負が交番して次第にその差が小さくなり、等分布荷重時には初等理論解に収斂して両者は一致することになる。

(2) 無筋モルタル梁の実験 試験時の圧縮強度 445 kg/cm^2 のモルタルを用い、スパン梁成比 $1.5 \sim 10$ の範囲の単純梁に、中央1点集中荷重、及び対称2点集中荷重を加えた場合の実験結果が第4-9図の様に示されている。

これによれば、中央1点集中荷重時には l/D の減少に伴い梁耐力の増大が見られるが、これを $l/D=10$ ときの値を基準として l/D の変化に伴う変化率を

Kármán-Seewald 解による値と比較すると第4-7図に示す様に、実験値の l/D の減少に伴う変化率は理論値を大きく上廻り、鋼梁の実験の様な理論値との一致は見られない。一方、対称2点集中荷重時には l/D の値に拘りなく梁耐力は大凡一定した値を得ている。即ち、いずれの場合も、Kármán-Seewald 解の示す傾向と一致しない。Naschold はこれらの不一致の原因をモルタルが Hooke 則に従わないことによるものとしている。

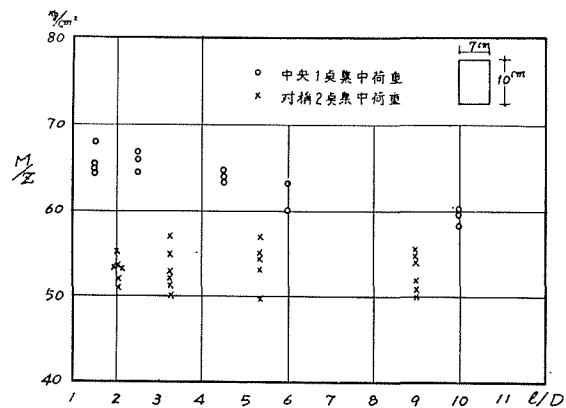
3-2 W. F. Kellermaun の無筋コンクリート梁の実験⁵⁹⁾

W. F. Kellermaun が行なった実験は無筋コンクリート梁の標準曲げ試験法を設定するための資料を得ることを目的とするものであったが、その実験結果から次の諸点が明らかにされている。

i) 中央1点集中荷重時にも、対称2点集中荷重時(3分点荷重)にも、いずれもスパン・梁成比の小さい梁程大きい耐力を示した。

ii) 全系列を通じて、中央1点集中荷重時の耐力は3分点集中荷重時の耐力より大きいが両者の比はスパン梁成比、骨材最大粒径、試験体寸度等に拘りなく大凡一定した値を示した。

結局、これらの実験結果によれば、鋼梁を除いて無筋のモルタル、コンクリートの梁の曲



第4-9図 Naschold の無筋モルタル梁の実験

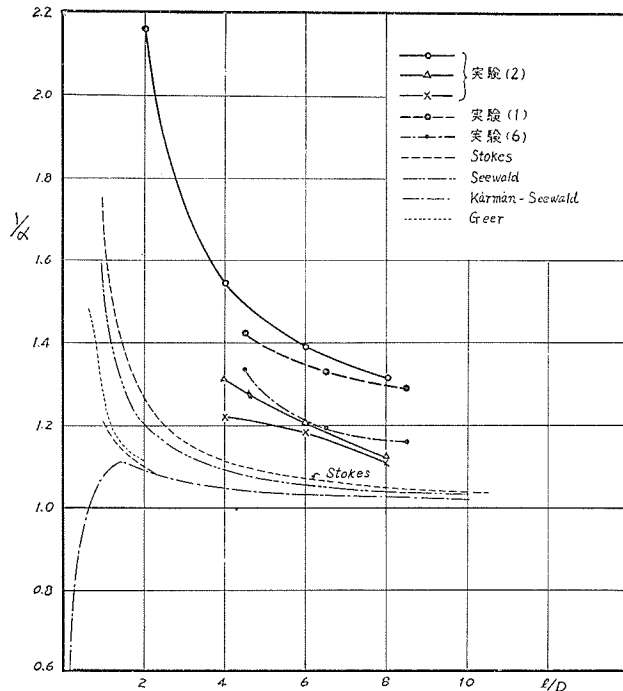
げ耐力性状については弾性論による解析が成立しないことが明らかである。

4. 鉄筋コンクリート梁の性状との対比

鉄筋コンクリート梁の曲げ降伏耐力が終局強度理論に対して示す余力について、実験(1)~(6)によって明らかとなった諸特性の中、単純梁について主要な点を略記すると、

- i) 余力は荷重形式、支持条件に拘りなく一般にスパン梁成比が小さい程大きい。但しスパン梁成比が極度に小さいときには逆に余力は低減する。
- ii) 同一の剪断スパン梁成比では、中央1点集中荷重時が対称2点集中荷重時より余力が大きい。
- iii) 余力は荷重の分布幅が大きい程大きい。
- iv) 荷重が或る段階に達すると梁の支点附近の下端鉄筋に引張応力を生ずる。
- v) 余力には、(a)引張鉄筋降伏時の荷重が理論値を上廻ることによって生ずる基本的な余力と、(b)引張鉄筋が降伏しても梁の変形には直ちに降伏現象を発現せず、梁の降伏までに更に荷重に耐えることによって生ずる余力の二つの要因がある。i)~iv)の諸性状は前者に起因し、後者は鉄筋径に関連した値である。

中央1点集中荷重を受ける場合について弾性論の諸解と実験結果を対比すれば第4-10図



第4-10図 弾性理論と実験結果の比較

[曲げ耐力増大比]

に示す様になって、実験結果の示す曲げ耐力増大比は理論解のいずれの値よりも著しく大きい。基本的な曲げ耐力増大比について比較するために、 $l/D=8$ のときの値を1として変化率を求めると第4-11図を得る。同図から明らかな様に理論解の与える曲げ耐力増大比の l/D に関する変化率は実験結果に比べて著しく小さい。

又、対称2点集中荷重時の性状については Kellermann の無筋コンクリートの実験結果と同様に、Kármán-Seewald 解から導かれる結論とは全く逆に、スパン梁成比の減少は曲げ耐力の増大を伴う結果を得ている。

Kármán-Seewald 解に従えば荷重幅の増大とともに曲げ耐力増大比の低減が予想され、Geer の解も同様の結論を示しているが実験結果は之とは全く相反して、荷重幅が大きい程曲げ耐力増大比も大きな値を得ている。

支点附近の梁下縁に引張応力を生ずる現象は上記の理論解においても認められ、スパン梁成比が極度に小さいときには支点引張応力はスパン中央の下縁引張応力を凌駕し、却って曲げ耐力増大比の低減を招くことが説明されている。

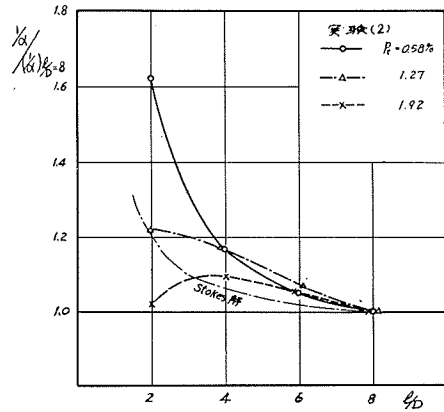
上に概観した様に、弾性論の諸解は材料力学理論と異なって、梁の曲げ耐力がスパン梁成比、荷重形式などの諸条件の影響を受けることを示しているが、その解の示す傾向と無筋のモルタル及びコンクリート梁の実験結果とは合致せず、また鉄筋コンクリート梁の実験結果に見られる諸性状を説明することができないものである。

V. 鉄筋コンクリート梁の応力伝達機構に関する原理的考察

1. 概 説

上記の一連の鉄筋コンクリート梁の実験によって、曲げ及び剪断の耐力はスパン梁成比、荷重形式、支持条件、軸鉄筋径などの既往の曲げ終局強度理論及び剪断耐力理論が取上げていなかった諸条件によって顕著な影響を受け、これが曲げ耐力における余力(応力超過)現象の原因となり、又剪断耐力の諸特性を与えるものであることを明らかにしたが、実験結果に見られる諸性状については、弾性学の諸理論によっても効果的な説明が与えられない。従って、鉄筋コンクリート梁の耐力性状を原理的に明らかにするためには、その応力伝達機構について新たな立論を必要とする。

鉄筋コンクリート梁内の応力分布の実状を定量的に精度よく把握することは困難であるが応力の流れについて基本的な概念を設定し、これに基づいて実験結果に見られる諸性状の原理



第4-11図 理論値と実験値の比較
[$l/D=8$ のときの値に対する変化率]

的な考察を試みる。

2. 基本的概念の設定

鉄筋コンクリート梁の曲げ耐力が終局強度理論値を上廻って示す余力の原因は実験(6)、実験(2)などの結果から、基本的に次の二つの要因から成立しているものと考えられる。

(a) 引張鉄筋降伏荷重と梁降伏荷重の差 鉄筋とコンクリートの付着力が十分に強力なときには、鉄筋の一局部が降伏点に達しても、降伏によって伸びの増大する範囲が微小な長さに限定され部材全体の変形には直ちに影響を及ぼさない。更に荷重が増大して付着力が失われる範囲がある長さ達した時に、はじめて荷重撓み曲線は降伏現象を明瞭に示すに至る。従ってこの余力は、他の条件が同一ならば鉄筋径の小さい程、即ち周長・断面積比の大きい鉄筋程又コンクリートの付着強度が大で鉄筋の降伏点が低い程その効果が顕著に表われる。従って余力の中のこの要因はスパン梁成比、支持条件、荷重形式等とは直接には拘りのないものである。

このコンクリートの付着力によって直接与えられる余力成分を、仮に余力[1]と呼ぶことにする。

(b) 応力伝達機構に基づく応力低減 上記余力[1]の他に、スパン梁成比、載荷形式、支持条件等によって与えられる余力がある。これは外的な曲げモーメントの分布が、部材内に生ずる内力の分布と一致しないために生ずる余力である。一方、余力[1]を取除いて考えると曲げ亀裂の発生した断面においては、終局強度理論の与える抵抗モーメントの値はその断面の曲げ抵抗能力を正當に評価しているものと考えられる。従って更に余力が存在する原因は通常想定している見掛けの曲げモーメントが実際に部材断面に作用している曲げモーメントより大きいことにあるものと考え。即ち、外力によって直接部材に加えられる見掛けの曲げモーメントの全てがその部材の曲げ応力を形成するのではなく、外力の一部は曲げモーメントとして働いていないと考えるべきで、その効率がスパン梁成比、荷重形式、支持条件等の函数として与えられるものと考えられる。この余力成分を仮に余力[2]と名付け、次の様に構成されているものとする。

i) 鉄筋コンクリート梁の上縁に作用する荷重の一部成分は載荷点と支点を結ぶ線上で、載荷点から支点へ直接伝達されて、材中央部の曲げモーメントの形成には参与しない。残余の荷重成分は既知の梁理論に従って、曲げモーメントとして部材断面の抵抗モーメントに対応するものと仮定する。この二つの荷重成分を夫々、前者をアーチ成分(又はトラス成分)、後者を曲げ成分と仮称する。この想定は平面保持の仮定を前提とする理論と、しからざる理論の混用であって便宜的ではあるが、今の場合重要な矛盾ではない。

ii) 曲げ成分とアーチ成分の和は当然全荷重であるが両者の分割比は基本的には、スパン梁成比、載荷形式、支持条件等によって与えられると考える。

iii) 曲げ成分とアーチ成分の分割比は又、荷重段階によっても変化する値で、梁の変形が増大すればアーチ成分の比率が高まり、終局荷重に近づく程、梁内のアーチ作用は顕著となる。

鉄筋コンクリート梁の応力伝達機構として、梁内にトラス又はアーチを想定する考え方は決して新しいものではなく、古くは W. Ritter 或いは E. Mörsch²⁰⁾ が梁内の剪断応力伝達機構としてトラスを梁内に想定し、O. Faber⁶⁰⁾、K. W. Johansen⁶¹⁾ は定着破壊の機構をアーチの想定により論じ、R. Saliger¹¹⁾ も終局時の鉄筋コンクリート梁をタイドアーチと見做し得ることを論じている。しかし単純支持の鉄筋コンクリート梁を単にタイドアーチに置換えてみても、梁中央では曲げ亀裂発生のためにアーチ頂部の剛性は極めて小さいから、アーチが成立して載荷点から支点への応力の流れを生ずるためにはアーチ繫材に $T=M/j$ に相当する引張力を必要とし、鉄筋の受ける応力は通常の曲げ理論によって最大モーメント位置の断面について算定される値と大差なく、之によって余力の形成を説明することはできない。A. J. Ocklestone⁶²⁾ は床板に生じる大きな余力を観察して、その原因としてのアーチ作用を論じているが、これは周辺の梁又は版による水平反力の存在を前提としての論議である。

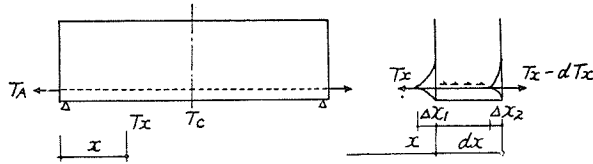
今、実際に鉄筋に生じている応力は外力との釣合から予想される値より低いのであるから鉄筋即ちアーチ繫材は何らかの形で応力の減殺を受けていることになる。アーチ繫材は支点位置で載荷点から支点へ直接伝達された斜圧縮力の水平分力に等しい引張力を負担しているが、この引張力は支点からスパン内方に向って離れるに従って、コンクリートの付着力によって減殺されて、スパン中央部の鉄筋(繫材)の応力には大きな影響をもたらさないものと一応考えよう。この場合のコンクリートの付着力は通常の曲げ理論において、鉄筋応力がスパン中央部より支点に向って減少する場合に生ずる付着力とは方向が逆で、之を緩和する方向のものであって、何らかの理由で鉄筋とコンクリートの付着力が失れる場合には終局強度理論値に対する梁耐力の増大は生じないことになる。

今、無載荷の鉄筋コンクリート梁の下端鉄筋の両端に引張力 T_A を加えると、鉄筋の応力はコンクリートの付着力による抵抗によって材端から中央に及ぶに従って緩和され、梁の材軸方向に梁端から x の距離における鉄筋の応力を T_x 、スパン中央で T_C とすれば

$$T_C < T_x < T_A \quad (5-1)$$

である。無載荷梁の場合には、コンクリートに亀裂を生ずれば亀裂位置の鉄筋の引張応力は端部の引張力 T_A に等しい値となり、上記の様な応力減殺を生じないが、荷重を受けている梁の場合には逆方向の付着力が存在しているのであるから、曲げ亀裂が生じても上記の端部からの引張力がコンクリートの付着力によって緩和される効果は失われない。ここでは曲げ成分と重合されることを前提として、アーチ成分によって生ずる支点位置の鉄筋の引張応力の推移のみを取上げて論を進める。

鉄筋が x 点において元の位置から $4x_1$ だけ変位し、 $x+dx$ で $4x_2$ の変位を生じたとし、 dx 間の平均付着応力度 τ_{ax} はこの変位量の平均値に比例するものとすれば、



第5-1図

$$\Psi \tau_{ax} = k \cdot \frac{\Delta x_1 + \Delta x_2}{2} = k \cdot \Delta x \quad (5-2)$$

k : 材料的条件により定まる係数

$$T_x = {}_s E \cdot a_t \cdot {}_s \varepsilon = {}_s E \cdot a_t \cdot \frac{\Delta x_1 - \Delta x_2}{dx} = {}_s E \cdot a_t \cdot \frac{d}{dx} \Delta x$$

$$dT_x = \Psi \cdot \tau_{ax} dx = k \cdot \Delta x \cdot dx$$

$$\Delta x = \frac{\Psi \cdot \tau_{ax}}{k} = \frac{1}{k} \frac{dT_x}{dx}$$

$$\frac{d}{dx} \Delta x = \frac{1}{k} \cdot \frac{d^2 T_x}{dx^2} = \frac{T_x}{{}_s E \cdot a_t}$$

$$\therefore \frac{d^2 T_x}{dx^2} - \frac{k}{{}_s E \cdot a_t} T_x = 0 \quad (5-3)$$

$k/{}_s E \cdot a_t = n^2$ とおくことにより

$$T_x = A e^{nx} + B e^{-nx}$$

$$x = 0 \quad T_x = T_A = A + B$$

$$x = l \quad T_x = T_A = A e^{nl} + B e^{-nl}$$

之より

$$A(1 - e^{nl}) + B(1 - e^{-nl}) = 0$$

$$B = \frac{e^{nl} - 1}{e^{nl} - e^{-nl}} T_A = \frac{e^{nl}}{e^{nl} + 1} T_A$$

$$A = \frac{1 - e^{nl}}{e^{nl} - e^{-nl}} T_A = \frac{1}{e^{nl} + 1} T_A$$

$$\therefore T_x = T_A \frac{1}{e^{nl} + 1} (e^{nx} + e^{n(l-x)}) \quad (5-4)$$

$$x = \frac{l}{2}, \quad T_{l/2} = \frac{2e^{\frac{nl}{2}}}{e^{nl} + 1} \cdot T_A$$

今 e^{nl} が 1 よりも非常に大きい値であるとして

$$T_{l/2} \doteq 2e^{-\frac{nl}{2}} \cdot T_A = \lambda T_A \quad (5-5)$$

$$\lambda = 2e^{-\frac{nl}{2}} \leq 1$$

但し

$$n = \sqrt{\frac{k}{sE \cdot a_t}} = \frac{2}{d} \sqrt{\frac{k}{\pi \cdot E_s}} \quad (5-6)$$

d : 鉄筋径

λ は端部に生じた鉄筋の引張応力のスパン中央えの到達率であって常に 1 より小さい値である。

洪悦郎博士の引抜付着力の実験⁶⁵⁾によれば、第 5-2 図に示す様な試験体で、強度 160 kg/cm² 程度のコンクリートを用いての試験の結果、第 5-2 図の A 点の変位が大凡 3/100 mm に達するまでは B 点に変位を生じていない。今、付着応力度分布が直線的であるものとして、試験体中央 C における k の大凡の値を A 点の変位曲線の直線部分を基準として求めてみると

$$k = \frac{\psi \tau_a}{\Delta x} = \frac{5.9 \text{ cm} \times 10 \text{ kg/cm}^2}{1/1000 \text{ cm}} \approx 60.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$n \approx \frac{2}{d} \sqrt{\frac{6 \times 10^4}{3.14 \times 2.1 \times 10^6}} \approx \frac{1}{5d} \text{ cm}^{-1} \quad (5-7)$$

スパン 90 cm で引張筋 16 ϕ のときは

$$n \approx 0.1 \text{ cm}^{-1}$$

$$\lambda = 2e^{-\frac{0.1 \times 90}{2}} \approx 0.02$$

引張筋 9 ϕ では、 $\lambda \approx 3 \times 10^{-4}$ となる。即ち付着力が完全であれば、支点位置で鉄筋に引張応力を生じても梁中央部分の鉄筋応力えの影響は非常に小さいものであると云える。

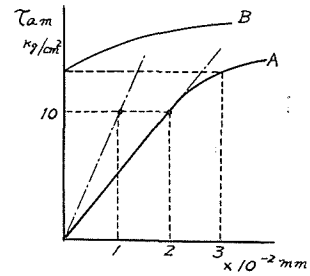
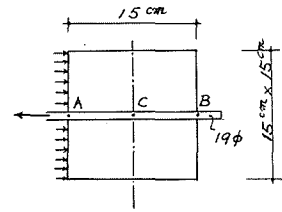
以上のことから、余力形成の原因の一つとして、鉄筋コンクリート梁内にタイドアーチ的な応力伝達機構が形成されることによって最大モーメント位置の鉄筋の応力が低減すると考えることが可能となる。今単純梁に中央 1 点集中荷重が作用する場合を例にとると、通常の曲げ理論では鉄筋の最大引張応力は

$$T_0 = \frac{1}{j} \cdot \frac{Pl}{4}$$

で与えられることになるが、之に対してアーチ的機構では、第 5-3 図に示す様に、截荷点から支点え直接伝達される荷重成分は支点位置の鉄筋に引張応力を生ぜしめるが、之はスパン中央点の断面のモーメント形成には参与しないため、スパン中央では

$$T_C = \frac{Pnl}{4j} + \lambda T_A \quad (5-8)$$

但し $T_A = f(P_A)$



第 5-2 図

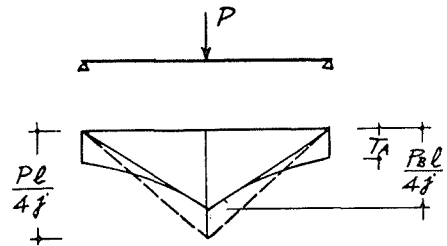
$$P = P_A + P_B$$

P_A : アーチ成分荷重

P_B : 曲げ成分荷重

となる。上述の様に一般に λ は非常に小さく無視し得る値であるから、スパン中央点での鉄筋応力は荷重の曲げ成分のみについて考慮すれば良いことになる。この場合に予想される第5-3図の応力状態は実験[6]で得た引張鉄筋の応力分布の傾向と一致している。

要するに、余力[2]の成立も鉄筋とコンクリートの付着力に起因するものであるが、余力[1]と余力[2]は上記の様に機構的に全く異質のものであって、余力[2]では鉄筋の周長断面積比、又は付着強度と鉄筋降伏点の対比の影響は鉄筋に生



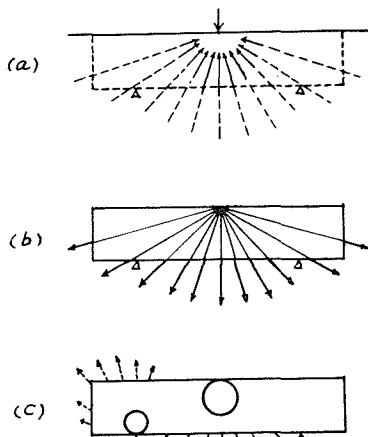
第5-3図

ずる引張応力に比して微小な値である。次節以下に、余力[2]の応力伝達機構が成立するものとして、基本的な加力方式について曲げ耐力の基本式を導き、実験結果との対比を試みる。

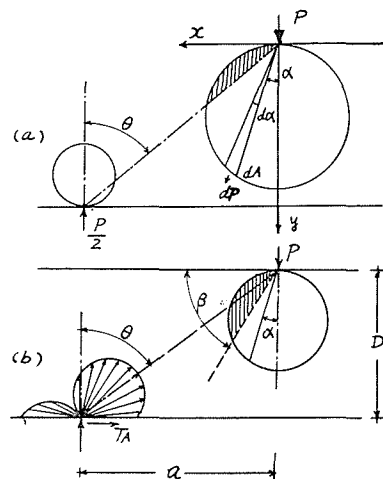
3. 中央1点集中荷重を受ける単純梁の曲げ耐力について

3-1 基本式

載荷点位置で荷重 P は半無限弾性板の直線境界上におけると同様に放射状の応力を生じ(第5-4図(a)), 更にこれらの放射状応力は、梁下縁に沿って分布された放射状荷重を受ける梁(第5-4図(b))との重合によって相殺されるものとする。この考え方は Stokes 等の解の方法と同様であるが、ここでは反力も放射状に分布し、その一部は荷重よりの放射応力の一部と梁内で均衡するものとする。これが前述のアーチ成分と名付けたものである。残余の曲げ成分に



第5-4図



第5-5図

相当する応力は梁下縁に(c)図の様に分布するものとする。

載荷の初段階では梁全長に亘って剛性が大凡均一で且つ高いので、梁は殆んど弾性理論の解析に近い状態にあると考えられ、この段階では放射応力の梁内での均衡も極めて小部分に限られる。支点における鉄筋引張応力 T_A も未だ零に近い値で、支点反力は材軸に対し殆んど直角方向に働いていて荷重のアーチ成分は小さな値である。(第5-5図(a))

荷重が次第に増大し、それに伴って曲げ亀裂が発生し梁中央部の剛性が低下して変形が大きくなると、支点部に水平変位と回転を生じて支点位置の下端鉄筋の引張応力が増大し梁のタイドアーチ的な性状が強くなる。支点における鉄筋の引張応力と鉛直反力の合力は支点附近に半無限弾性板の直線境界上に斜め方向の集中力が作用する場合に近似した応力分布を生ぜしめ第5-5図(b)のようになる。

今、載荷点における放射応力の中、第5-5図(b)に示す $\beta=0\sim\beta$ の範囲の応力が直接載荷点から支点へ伝達されるものと仮定し、この範囲の応力の合力 P_β は載荷点と支点を結ぶ直線上にあるものと仮定する。

半無限弾性板の直線境界上に鉛直に集中荷重が作用するときの応力は、周知の様に載荷点を極とし、鉛直線を首線とする極座標をとると(第5-5図)

$$\sigma_r = -\frac{2P}{\pi b} \frac{\cos \theta}{r}, \quad \sigma_\theta = 0, \quad \tau_{r\theta} = 0 \quad (a)$$

与えられ、微小角 $d\alpha$ 内の応力束を dP とすると

$$dP = \sigma_r dA = \sigma_r \cdot b \cdot r \cdot d\alpha = -\frac{2P}{\pi} \cos \alpha \cdot d\alpha \quad (b)$$

単位放射角内の応力束 p は

$$p = \frac{dP}{d\alpha} = -\frac{2P}{\pi} \cos \alpha \quad (c)$$

p の水平方向分力 p_x 、及び鉛直方向分力 p_y は

$$\left. \begin{aligned} p_x &= p \sin \alpha = -\frac{P}{\pi} \sin 2\alpha \\ p_y &= p \cos \alpha = -\frac{2P}{\pi} \cos^2 \alpha \end{aligned} \right\} \quad (d)$$

$$\beta = \frac{\pi}{2} - \alpha$$

より

$$dp_x = \frac{P}{\pi} \sin 2\beta d\beta$$

$$dp_y = \frac{2P}{\pi} \sin^2 \beta d\beta$$

$$P_{\beta x} = \frac{P}{\pi} \int_0^{\beta} \sin 2\beta \, d\beta = \frac{P}{\pi} \sin^2 \beta = T_A \tag{5-9}$$

$$P_{\beta y} = \frac{2P}{\pi} \int_0^{\beta} \sin^2 \beta \, d\beta = \frac{P}{\pi} \left(\beta - \frac{1}{2} \sin 2\beta \right) = R_A \tag{5-10}$$

P_{β} が荷重点と支点を結ぶ直線上にあるためには

$$\cot \theta = \frac{P_{\beta y}}{P_{\beta x}} = \frac{\beta}{\sin^2 \beta} - \cot \beta = \frac{2D}{l} \tag{5-11}$$

$$\begin{aligned} P_B &= P - 2P_{\beta y} = P \left\{ 1 - \frac{1}{\pi} (2\beta - \sin 2\beta) \right\} \\ &= P \left(1 - \frac{4D}{\pi l} \sin^2 \beta \right) \end{aligned} \tag{5-12}$$

これらの値の相互の関係を第5-6図に示す。 P_B/P は全荷重中の曲げ成分荷重の比、即ち有効曲げ荷重率とも称すべき値である。

曲げ荷重成分 P_B によって生ずる荷重点直下の断面の引張鉄筋応力 T_C を Stokes の解が導かれた方法に倣って求めてみると見掛けの曲げモーメント

$$M_0 = \frac{Pl}{4} = T_0 j$$

P_B の鉛直成分による曲げモーメント

$$\begin{aligned} M' &= \frac{P_B l}{4} = \frac{Pl}{4} \\ &\times \left(1 - \frac{4D}{\pi l} \sin^2 \beta \right) \end{aligned}$$

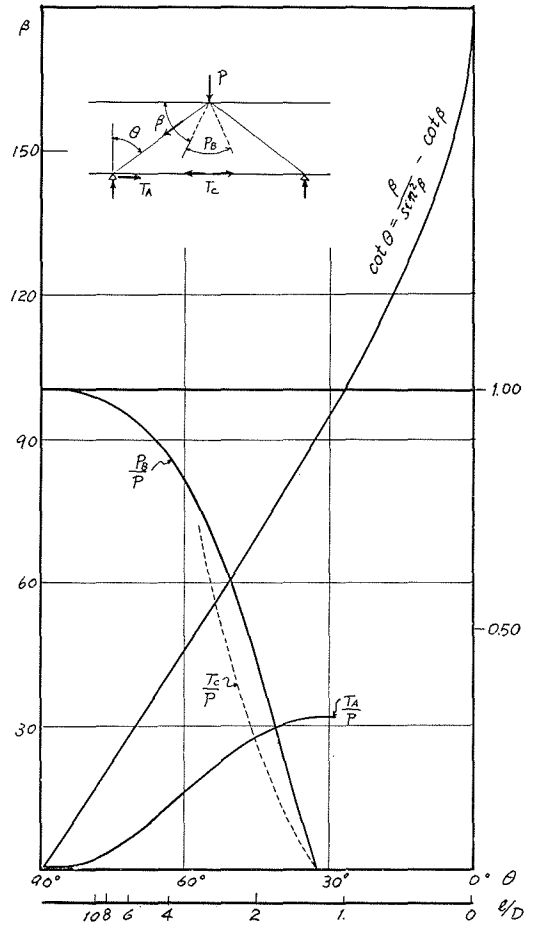
P_B の放射応力の水平成分による曲げモーメント

$$\begin{aligned} M'' &= -\frac{D}{2} \left(\frac{P}{\pi} - T_A \right) \\ &= -\frac{D \cdot P}{2\pi} \cos^2 \beta \end{aligned}$$

P_B の水平成分によって生ずる軸方向引張力の1/2を引張鉄筋が負担するものとして

$$T''' = \frac{1}{2} \frac{P}{\pi} \cos^2 \beta$$

$$\therefore T_C = \frac{1}{j} (M' + M'' + T''')$$



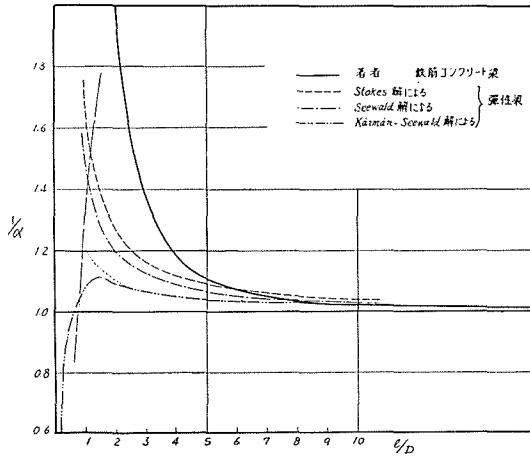
第5-6図

$$= \frac{Pl}{4j} \left\{ 1 - \frac{2D}{\pi l} \left(1 + \sin^2 \beta - \frac{j}{D} \cos^2 \beta \right) \right\} \quad (5-13)$$

従って引張鉄筋の応力低減比 α は

$$\alpha = \frac{T_c}{T_0} = 1 - \frac{2D}{\pi l} \left(1 + \sin^2 \beta - \frac{j}{D} \cos^2 \beta \right) \quad (5-14)$$

これより、 $j \approx 0.8D$ として曲げ耐力増大比 $1/\alpha$ の推移を求め、弾性論の諸解と対比すれば第5-7図の様になる。



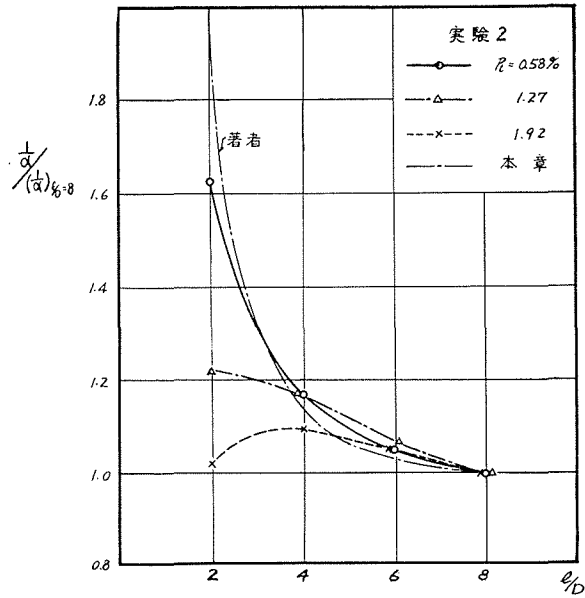
第5-7図 中央1点集中荷重時曲げ耐力増大比

スパン梁成比が著しく小さいときには、端部に生ずる鉄筋の引張応力 T_A がスパン中央の鉄筋の最大引張応力 T_c よりも大きくなって梁耐力は T_A によって抑えられる様になり、その範囲では l/D の減少とともに曲げ耐力の低減を生ずる。第5-6図で T_A/P と T_c/P の曲線の交点は $l/D \approx 2$ であって、これが上記の限界値となる。このときの曲げ耐力増大比は $1/\alpha \approx 2.4$ でこの値が余力 [2] による曲げ耐力増大比の上限値を示すことになる。実際の梁の実験では l/D が小さく梁耐力が大きくなるとともに載荷板直下の圧縮応力度 σ_{cr} が非常に大きくなり之によって耐力の上限値が抑えられる場合が多く、一般的には曲げ耐力増大比の上限値は上記の値より更に l/D が大きい所に生じ $1/\alpha$ の最大値も低いものとなろう。

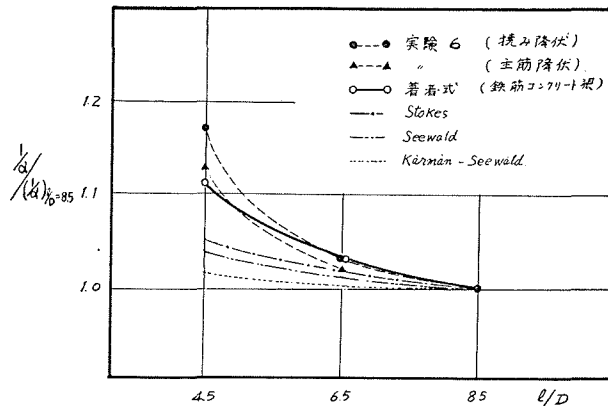
3-2 実験結果との対比

実験結果から求めた曲げ耐力増大比は余力 [1] の効果を含んでいるのでここに導いた理論値と直接の比較をできないが、その影響を排除するために、 l/D の変化に伴う曲げ耐力増大比の変化率を比較してみる。

実験 (2), (6) の結果と理論値の夫々について $l/D=8$, ($a/D=4$) のときの曲げ耐力増大比に対する各曲線の変化率を求めると第5-8図 (a), (b) の様になる。 $l/D=2$ において実験 (2) の $p_t = 1.27\%$, $p_t = 1.92\%$ の曲線が著しく低い値を示すのは、これらの試験体が曲げ破壊に先立って



(a) 実験値との比較



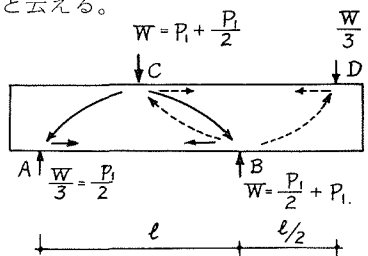
(b) 各曲線の比較

第5-8図 中央1点集中荷重時曲げ耐力増大比の比較

載荷点及び支点でコンクリートの圧潰により最大荷重を示したためであるが、これを除いて比較すれば、本章で導いた曲線は実験結果と良く一致していると云える。

4. 集中荷重を受けるN 載荷梁の曲げ耐力について

集中荷重を受けるN 載荷梁の応力伝達機構は単純梁集中荷重時の機構の組合せと考えることができる。第5-9図に示すN 載荷梁を、同図に示す様に夫々スパン中央に集中荷重 P_1 をもつ2個の単純梁の重合と考える。このN 載荷梁の見掛けの最大曲げモーメントは



第5-9図

$$M_C = \frac{WL}{6} = \frac{P_1 l}{4}$$

であって、これは単純梁 AB に $P_1 = 2/3 W$ が作用したときの値に等しい。この梁とアーチの一方の脚 BC を共有する単純梁 CD を重合しても、AC 間で載荷点 C より支点 A へ直接伝達されるアーチ荷重成分は l/D によって与えられる値であって

$$R_{1A} = \frac{P_{1A}}{2} = \frac{W_A}{3}$$

であり、BC 間のアーチ荷重成分は

$$2R_{1A} = P_{1A} = \frac{2}{3} W_A$$

となって、荷重のアーチ成分と曲げ成分の分割比には単純梁と N 載荷梁の差異はない。従ってこの梁が C 点下縁、又は B 点上縁の引張鉄筋の降伏を生ずる際の曲げ耐力増大比は、これと等しい l/D をもつ単純梁の場合と同一である。これは実験(1)において曲げ破壊を生じた梁について得た結果と一致する。

5. 梁上の任意の 1 点に集中荷重が作用する場合の曲げ耐力

1 点集中荷重が一点から距離 a の点に作用しているとき両支点を S_1, S_2 とし夫々の鉛直反力を R_1, R_2 , 支点位置での鉄筋引張応力を T_{A_1}, T_{A_2} とすれば

$$P = P_A + P_B$$

$$R_A = R_{A_1} + R_{A_2}$$

$$\cot \theta_1 = \frac{D}{a}, \quad \cot \theta_2 = \frac{D}{l-a}$$

前と同様に

$$R_{A_1} = \frac{P}{\pi} \left(\beta_1 - \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 \right) = \frac{PD}{\pi a} \sin^2 \beta_1$$

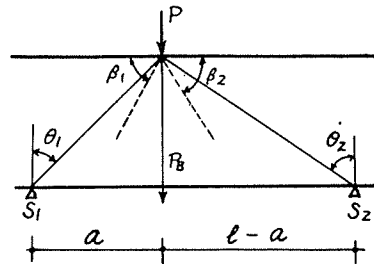
$$R_{A_2} = \frac{P}{\pi} \left(\beta_2 - \frac{1}{2} \sin 2\beta_2 \right) = \frac{PD}{\pi(l-a)} \sin^2 \beta_2$$

$$\begin{aligned} P_B &= P - (R_{A_1} + R_{A_2}) \\ &= P \left\{ 1 - \frac{D}{\pi} \left(\frac{1}{a} \sin^2 \beta_1 + \frac{1}{l-a} \sin^2 \beta_2 \right) \right\} \end{aligned}$$

外的な見掛けの最大曲げモーメント

$$M_0 = \frac{P \cdot a(l-a)}{l}$$

P_B の鉛直成分による曲げモーメント



第5-10図

$$M' = \frac{P_B \cdot a(l-a)}{l}$$

P_B の放射応力の水平成分による曲げモーメント

$$M'' = -\left(\frac{P}{\pi} - T_{A1}\right) \frac{D}{2} = -\frac{P \cdot D}{2\pi} \cos^2 \beta_1$$

P_B の水平成分によって生ずる軸方向引張力の 1/2 を引張鉄筋が負担するものとして

$$T''' = \frac{P}{2\pi} \cos^2 \beta_1$$

$$T_c = \frac{1}{j} (M' + M'') + T'''$$

$$= \frac{P_B a(l-a)}{j l} - \frac{P}{2\pi} \left(\frac{D}{j} - 1\right) \cos^2 \beta_1$$

$$\alpha = 1 - \frac{Dl}{2\pi a(l-a)} \left(1 + \frac{l-2a}{l} \sin^2 \beta_1 + \frac{2a}{l} \sin^2 \beta_2 - \frac{j}{D} \cos^2 \beta_1\right) \quad (5-15)$$

(5-15) 式で $a=l/2$ とおけば (5-14) 式を得るが、両式から載荷点のスパン中央点よりの偏心が著しくないときには長い方の剪断スパンの影響が支配的になることが判り、実験 (2) においてスパン長の 10% の偏心を与えて行なった実験結果と一致する。

6. 対称 2 点集中荷重を受ける梁の曲げ耐力について

6-1 基本式

前節と同様にして

$$P = P_A + P_B$$

$$P_A = 2(R_{A1} + R_{A2})$$

$$R_{A1} = \frac{PD}{2\pi a} \sin^2 \beta_1$$

$$R_{A2} = \frac{PD}{2\pi(a+c)} \sin^2 \beta_2$$

より

$$P_B = P \left\{ 1 - \frac{D}{\pi} \left(\frac{1}{a} \sin^2 \beta_1 + \frac{1}{a+c} \sin^2 \beta_2 \right) \right\} \quad (5-16)$$

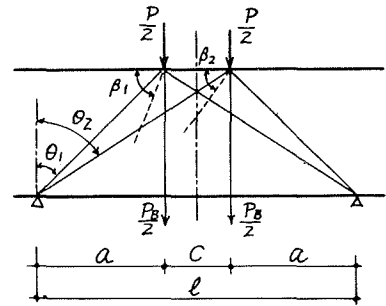
見かけの曲げモーメント

$$M_0 = \frac{P \cdot a}{2}$$

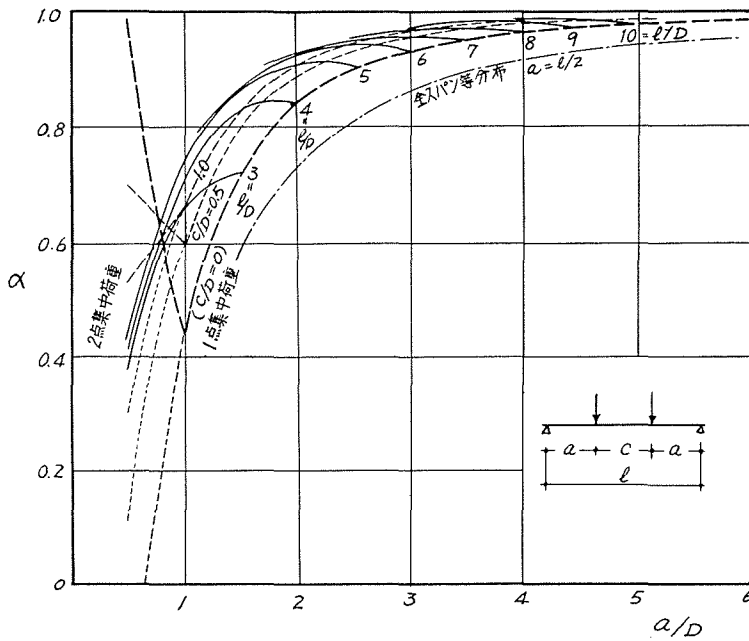
P_B の鉛直成分による曲げモーメント

$$M' = \frac{P_B \cdot a}{2}$$

P_B の水平成分はこの場合、2つの載荷点の間では圧縮応力となって



第 5-11 図



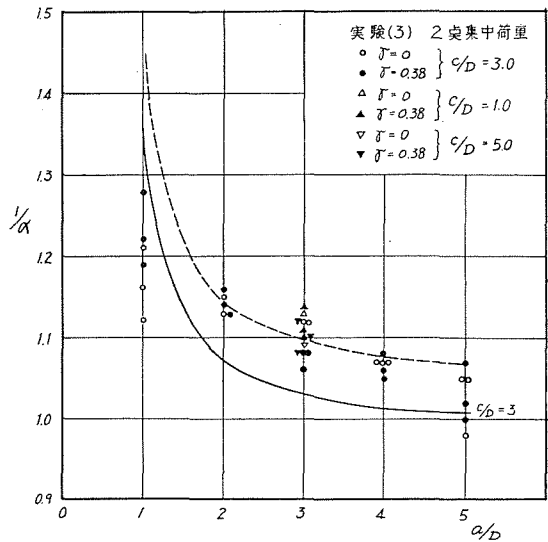
第 5-12 図

筋引張応力がスパン中央の引張鉄筋応力を凌駕して、之によって上限値が与えられている場合の値である。前述の様に実際の梁では a/D が著しく小さくなると梁耐力の上限はコンクリート強度と載荷板面積の影響を受け、曲げ耐力増大比の低下を生ずる。

6-2 実験結果との対比

(1) c/D 一定で l が変化する場合

実験(3)の対称2点集中荷重を受ける単純梁は $c/D=3$, $a/D=1\sim 5$, $l/D=5\sim 13$ であったが、この曲げ耐力増大比を本節で導いた理論値と比較すると第5-13図に示す様になる。実験値は余力(1)の影響を含むが、曲げ耐力増大比の変化率を比較するため、 $a/D=3$ のときの実験値の平均値($1/\alpha=1.09$)を基準として、これに対する比率を乗じて本節の理論値を書き直すと同図点線の様になって、実験値と良く一致している。 $a/D=1$ では梁耐力実験値がコンクリートの圧潰によって与えられたので実験値が低い値を示して



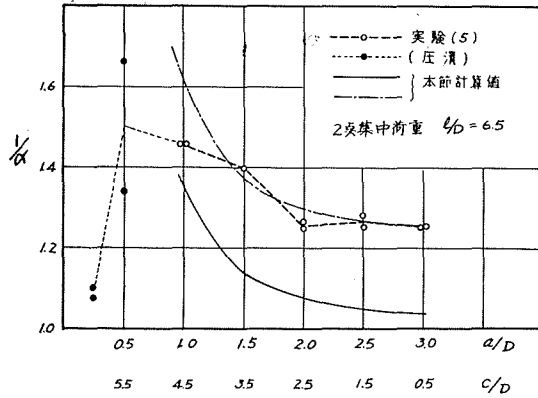
第 5-13 図 実験値との比較 (c/D 一定)

いる。

これらの表及び図から明らかな様に
対称2点集中荷重を受ける梁においても
剪断スパン梁成比が小さい程曲げ耐力が
増大する事実を本論のアーチ作用によっ
て説明することができ、Kármán-See-
wald 解から導かれる結論と実験結果と
の矛盾を解消し得た。

(2) l/D が一定で a 及び c が変化す
る場合 実験(5)ではスパン梁成比を

$l/D=6.5$ に一定し、対称2点集中荷重を加えて、その載荷点間隔を $c/D=0.5\sim 6.0$ の範囲で変
化せしめたが、その曲げ耐力増大比を本節の理論値と対比すると第5-14図のようになる。図中、
点線は $c/D=0.5, a/D=3.0$ の実験値を基準として、これに対する比率を変じて理論値を書直
した値である。この場合にも、 $a/D>1.5$ において実験値と理論値は極めて良い一致を示して
いる。この曲線は $a/D=2.0\sim 3.0$ の範囲の変化が c/D が一定の場合に比べて僅少であるが、之
は a/D の増大と c/D の減少が同時に与えられているためで、第5-1表に見られる様に2点集
中荷重時の曲げ耐力増大比は剪断スパン梁成比一定の時には、単純曲げスパン梁成比の小さい
程大きな値を示す。これによって中央1点集中荷重時の曲げ耐力が2点集中荷重時の耐力より
も大きな値を示すという。Bach, Graf 以来の実験的事実を説明することができる。



第5-14図 実験値との比較 (l/D 一定)

7. 分布荷重を受ける梁の曲げ耐力について

実験(1), (4), (5)において、分布荷重を受ける梁の曲げ耐力増大比は、その見掛けの最大曲
げモーメントと最大剪断力の比 M/QD と等しい値の剪断スパン梁成比をもつ集中荷重時の曲
げ耐力増大比をもって大凡近似し得ることを示し、 M/QD を平均剪断スパン梁成比と名付けた
が、その意義について検討する。

簡単のために単純梁のスパン中央点に関して対称な範囲に等分布荷重が作用している場合
について考える。

対称2点集中荷重時の引張鉄筋の応力低減比は(5-16)式により次の様に与えられるものと
する。

$$\alpha_{(x)} = 1 - \frac{D}{\pi} \left\{ \frac{1}{x} \sin^2 \beta_1 + \frac{1}{l-x} \sin^2 \beta_2 \right\} \tag{5-18}$$

但し

$$x = \frac{D \sin^2 \beta_1}{\beta_1 - \frac{1}{2} \sin 2\beta_1} = l - \frac{D \sin^2 \beta_2}{\beta_2 - \frac{1}{2} \sin 2\beta_2}$$

集中荷重時には載荷点における放射状応力の水平成分が偏心軸方向力となって引張鉄筋に曲げ

及び軸方向力による応力を附加するものと考えられるので (5-16) 式は直ちに応力低減比を示すものではないが、等分布荷重時にはこの成分の影響は連続する隣接荷点によって消去されるものとする。

等分布荷重 w が $x=x_1 \sim x_2$ の範囲に作用しているとき、点 x における微小梁長 dx に作用する荷重によってスパン中央点の引張鉄筋に生ずる引張応力を dT_c とし、常用の理論により与えられる同点の鉄筋引張応力を dT_0 とすれば、このときの応力低減比 $\alpha(x)$ は

$$\alpha(x) = \frac{dT_c}{dT_0} = \frac{dM_c}{dM_0} = \frac{w_B}{w}$$

w_B : 曲げ荷重成分

全荷重幅の荷重による応力低減比は

$$u\alpha = \frac{M_c}{M_0} = \frac{\int_{x_1}^{x_2} w_B x dx}{\int_{x_1}^{x_2} w x dx} = \frac{\int_{x_1}^{x_2} \alpha(x) x dx}{\int_{x_1}^{x_2} x dx} = \frac{2}{x_2^2 - x_1^2} \int_{x_1}^{x_2} \alpha(x) x dx \quad (5-19)$$

平均値の定理により

$$\int_{x_1}^{x_2} \alpha(x) x dx = x_g \int_{x_1}^{x_2} \alpha(x) dx, \quad x_1 < x_g < x_2$$

$$\int_{x_1}^{x_2} \alpha(x) dx = \alpha(x_m) (x_2 - x_1), \quad \alpha(x_1) < \alpha(x_m) < \alpha(x_2)$$

即ち

$$\int_{x_1}^{x_2} \alpha(x) x dx = x_g \cdot \alpha(x_m) \cdot (x_2 - x_1)$$

$$\therefore u\alpha = \frac{2}{x_2^2 - x_1^2} x_g \alpha(x_m) (x_2 - x_1)$$

$$= \frac{2x_g}{x_2 + x_1} \alpha(x_m) = \frac{x_g}{x_n} \alpha(x_m)$$

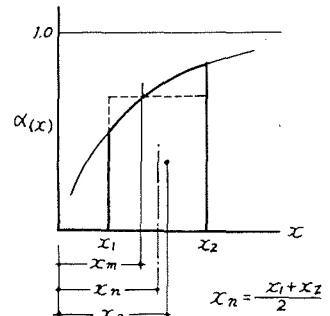
但し

$$x_n = \frac{x_1 + x_2}{2} = \frac{M}{Q}$$

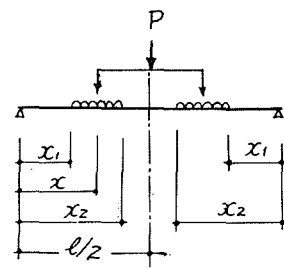
(5-20)

上式より、 x_g 、 x_m を知れば分布荷重時の応力低減比を集中荷重時の応力低減比に対応する値として示し得る。

$|\alpha(x_2) - \alpha(x_1)|$ の値が著しく大きくないときには



第5-16図



第5-17図

$$x_y \doteq x_m \doteq x_n = \frac{M}{Q} \quad (5-21)$$

M : 点 x_2 における見掛けの曲げモーメント

Q : 点 x_1 における見掛けの剪断力

即ち

$$u\alpha \doteq \alpha_{(x_n)} = \alpha_{(M/Q)} \quad (5-22)$$

となって、 $M/Q=x$ として (5-18) 式による近似が可能になる。

全スパン等分布荷重時、及び中央 1/2 スパン等分布荷重時について、(5-19) 式を数値積分し、上の $M/Q=x$ の近似値の誤差を検討すれば第 5-2 表に示す様になり、この誤差は極めて小さく、一般的にこの近似は妥当なものと云えよう。

第 5-2 表 $M/Q \doteq a'$ の誤差

l/D	全スパン等分布荷重時						中央半スパン等分布荷重時			
	3	4	5	6	8	10	3	4	6	8
$u\alpha$	0.599	0.739	0.818	0.866	0.919	0.946	0.765	0.869	0.949	0.974
$\alpha_{(M/Q)}$	0.530	0.696	0.800	0.864	0.930	0.960	0.692	0.833	0.936	0.970
$u\alpha/\alpha_{(M/Q)}$	1.13	1.07	1.02	1.00	0.99	0.98	1.10	1.04	1.01	1.00

但し実験 (1) の結果では片持梁についてはこの近似は成立しなかった。従って上記の M は正の最大曲げモーメントに限るべきある。負の曲げモーメントの値が正の最大曲げモーメントより大きい場合については、更に実験的検討を必要とし本論文では言及し難い。

即ち「分布荷重を受ける梁が正曲げモーメントによって破壊に至るときの曲げ耐力増大比は、その $M_{\max}/Q_{\max} \cdot D$ の値と等しい剪断スパン梁成比をもつ集中荷重時の曲げ耐力増大比によって近似し得る」と云えよう。

8. 剪断抵抗の性状について

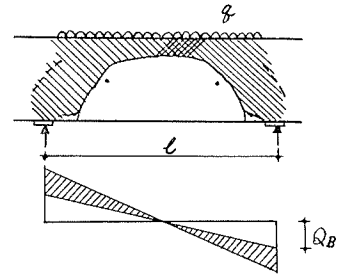
剪断亀裂発生後、剪断破壊に至るまでの応力状態については、Moody, Hognestad³⁰⁾ らが剪断圧縮破壊について論じ、剪断引張破壊については Ferguson³²⁾ の解析がある。その他の諸家によっても同系の解析が行なわれたが、実験的に観察される破壊の諸相を十分に説明するものではなかった。

梁内の応力伝達がアーチ又はトラス的な機構によって行なわれるものと考え、各種の斜張亀裂の発生範囲と剪断破壊に至るまでの過程が理解できる。

通常の梁理論では、曲げ亀裂を生じていない断面では中立軸上で剪断応力度が最大であるため、主引張応力度がコンクリートの引張強度に達すると中立軸位置で之と 45° 方向の斜め亀裂を生ずるものとしているが、アーチ的な応力機構においては、載荷点と支点を結ぶ線上には

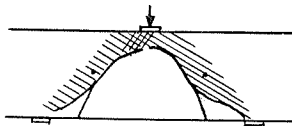
その間を直接伝達される荷重成分があって、中立軸上でもこの近傍では垂直応力度は零とならず、又載荷点直下、支点直上には圧縮応力度が放射状に存在するため、これらの領域では主引張応力度は低減され、斜張亀裂はこれらの垂直応力の影響の小さい部分に生ずることになる。実験(1)で分類した剪断破壊の諸形式の応力伝達機構との関連を検討してみると

(1) Sアーチ型亀裂 単純梁にはスパン中央点に関して対称なアーチ作用が成立する。図の斜線部分では垂直応力度は負号となり、この部分には斜張亀裂は発生し難い。等分布荷重を受けている場合には斜め亀裂は可能な限り支点に近い位置に発生する。それは曲げ亀裂の先端が傾斜して上方に伸びる形で発生しアーチ形を切取って進みアーチ機構を明確にする。亀裂の内側に伝えられている荷重成分は引張鉄筋の剪断抵抗によって伝達されるが、このため引張筋は下方に押



第5-17図(a)

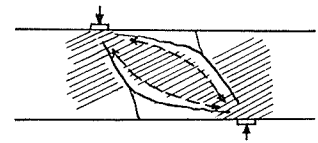
下げられて斜め亀裂の末尾は引張筋に沿って水平方向の亀裂となって進む。引張筋の剪断剛性の低下と共に荷重の曲げ成分は漸次アーチ成分へと移行し、最終的にはアーチ頂部のコンクリートの圧潰によって最大荷重を与える。亀裂発生後、最大荷重までの載荷能力の伸びは、荷重成分の移行が完全なもの程大きく、 l/D が小さい梁ではアーチ形が完全になるために伸びが大きくなる。集中荷重を受ける単純梁もこの型の破壊を生ずるが載荷点支点間のアーチ脚が直線的となるため斜張亀裂は等分布荷重時よりも支点から離れ載荷点に近づいて発生する。 l/D が小さければ亀裂先端は両側から連続して完全に釣鐘型となるが、 l/D の大きいときには亀裂先端は連続せずコンクリートの圧潰はいずれかの剪断スパンの亀裂先端位置に生ずる。



第5-17図(b)

この形式の破壊は Moody 他が shear compression failure と呼んだものに相当する。

(2) トラス型亀裂 集中荷重を受ける N 載荷梁は前述の様に、集中荷重を受ける 2 個の単純梁を逆に置いて二つの仮想アーチの片側の脚が重ね合わせられたものに相当し、剪断力が最大となるスパンは載荷点と支点を結ぶアーチ成分荷重による垂直圧縮応力度の分布領域が単一の単純梁より大きくなり主引張応力度は全般的に低減される。斜め亀裂は載荷点支点を結ぶ線上と載荷点直下、支点直上の近傍には生じ難く第 5-17 図(c) の様に垂直応力度の影響の小さい位置に生じて紡



第5-17図(c)

錘形の亀裂になり易い。応力機構は丁度梁内にトラスを想定できる形となり、亀裂に挟まれた部分はトラスの圧縮斜材となる。この圧縮斜材によって直接伝達される以外の荷重成分は斜め亀裂発生後は軸鉄筋を通して伝達されるが、剪断補強筋のない場合には軸鉄筋は下方に押出されて斜め亀裂の末尾が軸鉄筋沿いに水平方向に進行し、それと相互作用的に梁の変形が増進す

る。亀裂型は実験(1)の T_A , T_B , T_C , T_D 型になる。軸鉄筋が上下に引き剥がされて、その剪断力伝達能力が次第に失われると共に荷重の曲げ成分は漸次アーチ成分へ移行し圧縮斜材を通して伝達される成分の比率が高まるが、スパン梁成比が大きい場合には梁の変形が著しく、鉄筋の剪断力伝達能力の低下と同時に、圧縮斜材の勾配も小さくなるので、曲げ成分のアーチ成分への移行が進まず、鉄筋沿いの水平亀裂が終局的な破壊形状となり耐力は小さい。この場合は T_A 型の亀裂となり易い。

スパン梁成比がそれ程大きくなくて、上記の曲げ成分からトラス成分への移行が行なわれる場合には、斜め亀裂発生後の載荷能力の増大が顕著となるが、梁の変形の増大と共に圧縮斜材は回転し斜め亀裂の先端は加力点に向って進行するため、圧縮斜材の両端の断面はせばめられて、その部分の圧縮応力度が急激に高まり圧潰に至る。これが T_C 型の破壊型である。

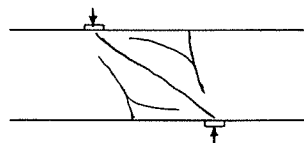
更に剛性の高い梁では、斜め亀裂の先端の進行は著しくないので、圧縮斜材は更に高い荷重に耐え、その両端部の圧潰に先立って、圧縮斜材自体の割裂を生じて終局破壊に至る。これが T_D 型の破壊型式である。

これらの亀裂の遷移的な条件下で、材料的な不均質その他の偶発的な原因で応力状態が偏っている場合には T_B 型の様な亀裂を生じその場合の剪断耐力は T_A 型と T_C 型の中間となる。

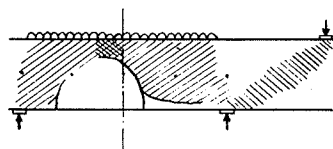
スパン梁成比が非常に小さいときには、荷重の当初からアーチ成分が大きいので、紡錘型の亀裂を形成せず、載荷点と支点を結ぶ亀裂が複雑に入り、梁幅方向の膨みを生じて載荷板下のコンクリートも圧潰を生ずる。これが T_E 型破壊で最も見掛けの剪断耐力が大きい。支点載荷点を結ぶ線上に単純な形で突発しそのまま破壊に至る亀裂はこれと区別する。その様な破壊は T_A 型の変形か後述の斜張力型の亀裂型に属する。

(3) Nアーチ型亀裂 Nアーチ型は等分布荷重時のN載荷梁に生ずるもので、アーチ型とトラス型の複合である。最大剪断力の存在するスパンでは、載荷点支点間の斜め圧縮応力の領域は更になり斜め亀裂はスパン内側に寄せられて見掛けの剪断力の比較的小さい所に発生するので、アーチによって伝達される荷重成分はSアーチ型よりも大きい。 l/D があまり大きくないときには、亀裂位置がスパン中央に近く、その先端が曲げモーメント最大の位置に達し易いためコンクリートの圧潰に先立って引張鉄筋の降伏を生じ得る。

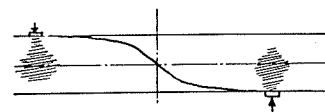
(4) 斜張型亀裂 集中荷量を受ける梁で、スパン梁成比が大きくなり、荷重のアーチ成分が小さくなってアーチ又はトラス作用が薄れると支点、載荷点の近傍を除いて全般に主引張応力に対する垂直応力の影響は非常に小さくなる。こ



第5-17図 (d)



第5-17図 (e)



第5-17図 (f)

の場合は斜張亀裂が通常の梁理論に近い形で中立軸位置から材軸に 45° 方向で発生し易くなる。亀裂位置は垂直応力の影響が最も小さい位置、即ち載荷点支点から最も離れた位置に発生する確率が高い理であって、N 載荷梁では剪断スパン中央附近、単純梁ではそれよりやや支点到に近い位置附近に発生し易い。亀裂発生後の荷重増大も殆んど見られない。

この破壊型及び T_A 型の破壊を含めて Taub, Neville³⁹⁾ らは flat slop crack と呼び、Ferguson は shear tension failure と名付けた。

上記はアーチ又はトラス的応力伝達機構に基づく剪断亀裂型及びその剪断耐力性状の定性的な解釈である。鉄筋コンクリート梁の剪断破壊の様相は複雑な多様性を呈するものであるが上記の様にトラス又はアーチ的応力伝達機構を想定することによって各種の条件下の性状を理解することができる。

集中荷重時と分布荷重時の剪断耐力について、実験(1)では M/QD を介して両者を関連づけて統一し得ることを示した。剪断破壊を生ずる場合に荷重のアーチ成分と曲げ成分の演ずる役割は上記の様に諸条件が交錯して影響するので、単純に一方の成分のみを取上げて全般を論ずることは粗雑であるが、今便宜的に曲げ成分による剪断応力のみについて M/QD の意義を検討してみると

$$u\alpha_s = \frac{Q_B}{Q_0} = \frac{w \int_{x_1}^{x_2} \alpha_{(x)} dx}{w \int_{x_1}^{x_2} dx} = \frac{1}{x_2 - x_1} \int_{x_1}^{x_2} \alpha_{(x)} dx \quad (5-23)$$

しかるに

$$\int_{x_1}^{x_2} \alpha_{(x)} dx = \alpha_{(x_m)} (x_2 - x_1)$$

$$\alpha_{(x_1)} < \alpha_{(x_m)} < \alpha_{(x_2)}$$

とすれば

$$u\alpha_s = \alpha_{(x_m)} \quad (5-24)$$

曲げの応力低減比と同様に

$$x_m \doteq \frac{x_1 + x_2}{2} = M/Q$$

が成立するものと考えられる。

曲げ耐力増大比については、分布荷重時の最大曲げモーメントが負の場合には M/Q による近似が成立しないが、実験(1)の結果に示されている様に剪断耐力については曲げモーメントの正負に拘りなく成立する。これは、剪断力の低減は荷重成分の分割比と一次的関係であるのに対し、曲げの応力低減は曲げモーメントの正負によって鉄筋に生ずる応力の重合の条件が異なることによるものであろう。

VI. 総 括

普通丸鋼を用いた鉄筋コンクリート梁の曲げ及び剪断の耐力について6系列(257本)の実験を行なった結果、曲げ耐力については、実験値が終局強度理論値を上廻る傾向があることとその増大比がスパン梁成比、荷重形式、支持条件、軸鉄筋径などの要素によって与えられることを明らかにして、夫々の要素の影響を検討し、剪断耐力については、荷重形式、支持条件の影響を統一して、連続梁(N式)集中荷重時の剪断耐力との関係を求め、又常用設計式が成立する限界を明らかにして、之に対する補正係数を与える実験式を提示した。

更に上記の耐力性状の原因を明らかにするため、集中荷重を受ける単純梁が曲げ破壊に至るまでの引張鉄筋の挙動を、全長に亘って連続的に計測し、上記の耐力増大が、(1)引張鉄筋の降伏荷重と梁の降伏荷重とに差があること、(2)梁の変形が一定限度に達すると、支点位置の下端鉄筋にも顕著な引張応力を生じ、これによってスパン内のコンクリートと鉄筋の付着力が緩和されること等に起因することを明らかにして、鉄筋コンクリート梁の応力伝達機構が通常の梁理論と異なるものであることを示した。

これらの実験結果に基づいて、鉄筋コンクリート梁の応力伝達機構として、タイドアーチ又はトラスを想定し、その成立条件を示して曲げ耐力基本式を導いた。上記の各実験の諸元をそれらの基本式に代入して数値計算を行なった結果、実験値と極めて良い一致を得た。又、この応力機構によって、剪断破壊における耐力、亀裂形状の諸相を説明できることを示した。

試験寸度の影響、及び分布荷重を受ける片持梁の曲げ耐力性状については更に検討を必要とし、今後の課題としたい。

謝 辞

本研究は北大工学部建築工学科第二研究室にて行なったもので、恩師大野和男教授には終始御懇篤な御指導と御鞭撻を賜わり、又数々の便宜をお計り下さいまして、研究に専心させて戴きましたことを厚く御礼申し上げます。

又、実験及び資料整理に協力を戴いた荒川卓助手他の研究室の同僚、学生の諸君に深く感謝いたします。

参 考 文 献

- 1) 浜田 稔：“鉄筋コンクリート柱及び梁における安全率の撰択について” 建築雑誌 Sept. 1932.
- 2) Saliger, R.: “Bruchzustand und Sicherheit in Eisenbetonbalken” Beton und Eisen Oct 1936.
- 3) 棚橋 諒, 糸見正信：“鋼コンクリート梁の終局強度に関する研究” 日本建築学会論文集 6号 1937.
- 4) 坂 静雄：“鉄筋コンクリートの設計” pp. 543-562 工業図書刊 1942.
“鉄筋コンクリートの研究” pp. 6-20 産業図書刊 1954.
- 5) Whitney, C. S.: “Plastic Theory of Reinforced Concrete Design” Proc. of A.S.C.E. Dec. 1940.
- 6) 梅村 魁：“鋼筋コンクリート梁の終局強度について” 日本建築学会論文集 42号 Feb. 1953.
- 7) Jensen, V. P.: “The Plasticity Ratio of Concrete and Its Effects on the Ultimate Strength” Jour.

- of A.C.I. June 1943.
- 8) Dunham, C. W.; Gesund, H.: "Yield Moments of Reinforced Concrete Beams and Columns" Jour. of A.C.I. Mar. 1960.
 - 9) Rüsçh, H.: "Researches Towards a General Flexural Theory for Structural Concrete" Jour. of A.C.I. July 1960.
 - 10) Lash, S. D.: "Ultimate Strength and Cracking Resistance. of Lightly Reinforced Beams" Jour. of A.C.I. Feb. 1953.
 - 11) Saliger, R.: "Die Neue Theorie des Stahlbetons" Wien 1950.
 - 12) Bach, C.; Graf, O.: Deutscher Ausschuß f. Eisenbeton Heft 19 1912.
 - 13) 梅村魁, 川村政美, 吉本昌一: "鉄筋コンクリートラーメンの塑性応力" 日本建築学会研究報告 31号 1955.
 - 14) 小野竹之助: "鉄筋コンクリート梁における鉄筋の降伏点超過応力について" セメント・コンクリート No. 12, 1948.
 - 15) Soretz, S.: "Sustained Loading Test" RILEM Symposium July 1957.
 - 16) Gilkey, H. J.: "Discussion of Paper by Jensen, V. P. "The Plasticity Ratio of Concrete and Its Effects on the Ultimate Strength of Beams" Jour. of A.C.I. 1943.
 - 17) 坂静雄, 山田稔: "鉄筋コンクリートプラスチック・ヒンジの回転限界" 日本建築学会論文集 58号 Feb. 1958.
 - 18) Guerrin, A.: "Le Calcul du Beton Armé à la Rupture" Paris 1949.
 - 19) Hognestad, E.: "A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members" Bulletin No. 399 Univ. of Illinois E. E. S.
 - 20) Hognestad, E.: "What Do We Know about Diagonal Tension and Web Reinforcement in Concrete" Circuler Series No. 64 Univ. of Illinois E. E. S.
 - 21) 大野和男, 他: "新載荷法による鉄筋コンクリート梁の剪断抵抗について" 日本建築学会研究報告 30, 35, 38, 43, 47号 1955~'59 (11報); 日本建築学会論文集 57, 63号 1957, 1959.
 - 22) Ohno, K.; Arakawa, T.: "Shear Test on Reinforced Concrete Beams Using a Special Type of Loading" RILEM Symposium Stockholm 1957.
 - 23) 荒川 卓: "鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗に関する研究" 北海道大学工学部研究報告 25号 1961.
 - 24) Mörsch, E.: "Versuche über die Schubwirkungen bei Eisenbetonträgern" Deutsche Bauzeitung Apr.-May. 1907.
 - 25) Talbot, A. N.: "Tests of Reinforced Concrete Beams" Series of 1905 Univ. of Illinois Bulletin No. 4, 1906.
 - 26) Clark, A. P.: "Diagonal Tension in Reinforced Concrete Beams" Jour. of A.C.I. Oct. 1951.
 - 27) Wilby, C. B.: "The Strength of Reinforced Concrete Beams in Shear" Mag. of Concrete Research Aug. 1951.
 - 28) Talbot, A. N.: "Tests of Reinforced Concrete Beams, Resistance to Web Stresses" Series 1907 Univ. of Illinois E. E. S. Bulletin 29.
 - 29) Laupa, A.; Siess, C. P.; Newmark, N. M.: "The Shear Strength of Simple Span Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement" C. E. Studies, S. R. S. No. 52 Univ. of Illinois, Apr. 1953.
 - 30) Moody, K. G.; Viest, I. M.; Elstner, R. C.; Hognestad, E.: "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams" in 5 parts Jour. of A. C. I. Dec. 1954-Mar. 1955.
 - 31) Rodriguze, J. J.; Bianchini, A. C.; Viest, I. M.; Kesler, C. E.: "Shear Strength of Two Span Continuous Reinforced Beams" Jour. of A. C. I. Apr. 1959.
 - 32) Ferguson, Phil. M.: "Some Implication of Recent Diagonal Tension Tests." Jour. of A. C. I. Aug. 1956.
 - 33) Whitney, C. S.: "Ultimate Shear Strength of Reinforced Concrete Flat Slabs, Footings, Beams, and Frame Members without Shear Reinforcement" Jour. of A. C. I. Oct. 1957.

- 34) Watstein, D.; Mathey, R. G.: "Strains in Beams Having Diagonal Cracks" Jour. of A. C. I. Dec. 1958.
- 35) Taub, J.; Neville, A. M.: "Resistance to Shear of Reinforced Concrete Beams" in 5 parts Jour. of A. C. I. Aug.-Dec. 1960.
- 36) Anderson, B. G.: "Rigid Frame Failures" Jour. of A. C. I. Jan. 1957.
- 37) Cossio, R. D.; Siess, C. P.: "Behavior and Strength in Shear of Beams and Frames without Web Reinforcement" Jour. of A. C. I. Feb. 1960.
- 38) Discussion of Paper by Bower, J. E.; Viest, I. M.: "Shear Strength of Restrained Concrete Beams without Web Reinforcement"—Author's Closure Jour. of A. C. I. Mar. 1961.
- 39) Saliger, R.: "Der Eisenbeton seine Berechnung und Gestaltung" Leipzig 1925.
- 40) Sozen, M. A.; Zwoyer, E. M.; Siess, C. P.: "Strength in Shear of Beams without Web Reinforcement" Univ. of Illinois E. E. S. Bulletin No. 452.
- 41) Bower, J. E.; Viest, I. M.: "Shear Strength of Restrained Concrete Beams without Web Reinforcement" Jour. of A. C. I. July 1960.
- 42) Morrow, J. D.; Viest, I. M.: "Shear Strength of Reinforced Concrete Frame Members without Web Reinforcement" Jour. of A. C. I. Mar. 1957.
- 43) Al-Alsi, A. F.: "Diagonal Tension Strength of Reinforced Concrete T-Beams with Varying Shear Span" Jour. of A. C. I. May 1957.
- 44) 坪井善勝; 若林実; 渡辺保美: "鉄骨鉄筋コンクリート構造に関する研究" 日本建築学会研究報告 32, 33, 34号 May-Nov. 1955.
- 45) 武藤清, 黒正清治: "鉄筋コンクリート剪断破壊実験法の提案" 日本建築学会研究報告 20号 1952.
- 46) Tsuboi, Y.; Suenaga, Y.: "Experimental Study on Failure of Plain Concrete under Combined Stresses" Trans. of A. I. J. 1958.
- 47) 大野和男, 柴田拓二, 荒川卓: "集中荷重を受ける鉄筋コンクリート梁の応力伝達についての考察" 日本建築学会論文報告集 第63号 Oct. 1959.
- 48) 松下清夫, 小倉弘一郎: "鉄筋コンクリート有孔はりに関する研究" 日本建築学会論文集 第63号 Oct. 1959.
- 49) Guralnick, S. A.: "High Strength Deformed Steel Bars for Concrete Reinforcement" Jour. of A. C. I. Sept. 1960.
- 50) Smith, R. B. L.: "The Influence of Shear on the Moment of Resistance of Reinforced Concrete Beams" Institution of Structural Engineer Mar. 1958.
- 51) Mains, R. M.: "Measurement of the Distribution of Tensile and Bond Stresses along Reinforcing Bars" Jour. of A. C. I. Nov. 1951.
- 52) Walther, R.: "Über die Beanspruchung der Schubarmierung von Eisenbetonbalken" Schweiz. Bauzeitung 74. Jahrgang Nr. 1, 2, 3.
- 53) 柴田拓二, 大野和男: "鉄筋コンクリート梁の曲げ筋力について" 日本建築学会論文報告集 63号 Oct. 1959.
- 54) Timoshenko, S.; Goodier, J. N.: "Theory of Elasticity" New York, 1951.
- 55) Bezuchof, N. I.: "弾性, 塑性論" 佐藤常三訳 日刊工業新聞社 1961.
- 56) Geer, E.: "Stresses in Deep Beams Jour." of A. C. I. Jan. 1960.
- 57) Chow, Li.; Conway, H. D.; Winter, G.: "Stresses in Deep Beams" Proc. of A. S. C. E. May 1952.
- 58) Naschold, G.: "Die größten Randspannungen der geraden, rechteckigen Balken mit Einzellasten" Bauingenieur H. 5/6 1941.
- 59) Kellermann, W. F.: "Effects of Size of Specimen, Size of Aggregate and Method of Loading upon the Uniformity of Flexural Strength" Public Roads Jan. 1933.
- 60) Faber, O.: "Researches on Reinforced Concrete Beams, with New Formulae for Resistance to Shear" Conc. & Const. Egg. Vol. May-Nov. 1916.

- 61) Johansen, K. W.: "Beregning af Jernbetonbjalker" Bygningstatiske Meddelelser Vol. 16 N 2 Copenhagen 1945.
- 62) Ocklestone, A. J.: "Arching Action in Reinforced Concrete Slabs" Structural Engineers (London) June 1958.
- 63) 洪 悦郎: "極寒期に施工の場合のコンクリートと鉄筋の付着強度" (第一報) 北海道大学工学部研究報告 11号 Dec. 1954.
- 64) 柴田拓二: "集中荷重を受ける鉄筋コンクリート梁の耐力について" 日本建築学会論文報告集 第66号 Oct. 1960.
- 65) 柴田拓二: "鉄筋コンクリート梁の曲げ耐力について (荷重分布の影響について)" 日本建築学会北海道支部第19回研究発表会 Aug. 1961.
- 66) 柴田拓二, 荒川卓: "鉄筋コンクリート梁に対する曲げと剪断の加力方式と剪断抵抗" 日本建築学会北海道支部第19回研究発表会 Aug. 1961.
- 67) 柴田拓二: "鉄筋コンクリート梁の引張鉄筋の応力分布について (集中荷重の場合)" 日本建築学会論文報告集 第69号 Oct. 1961.

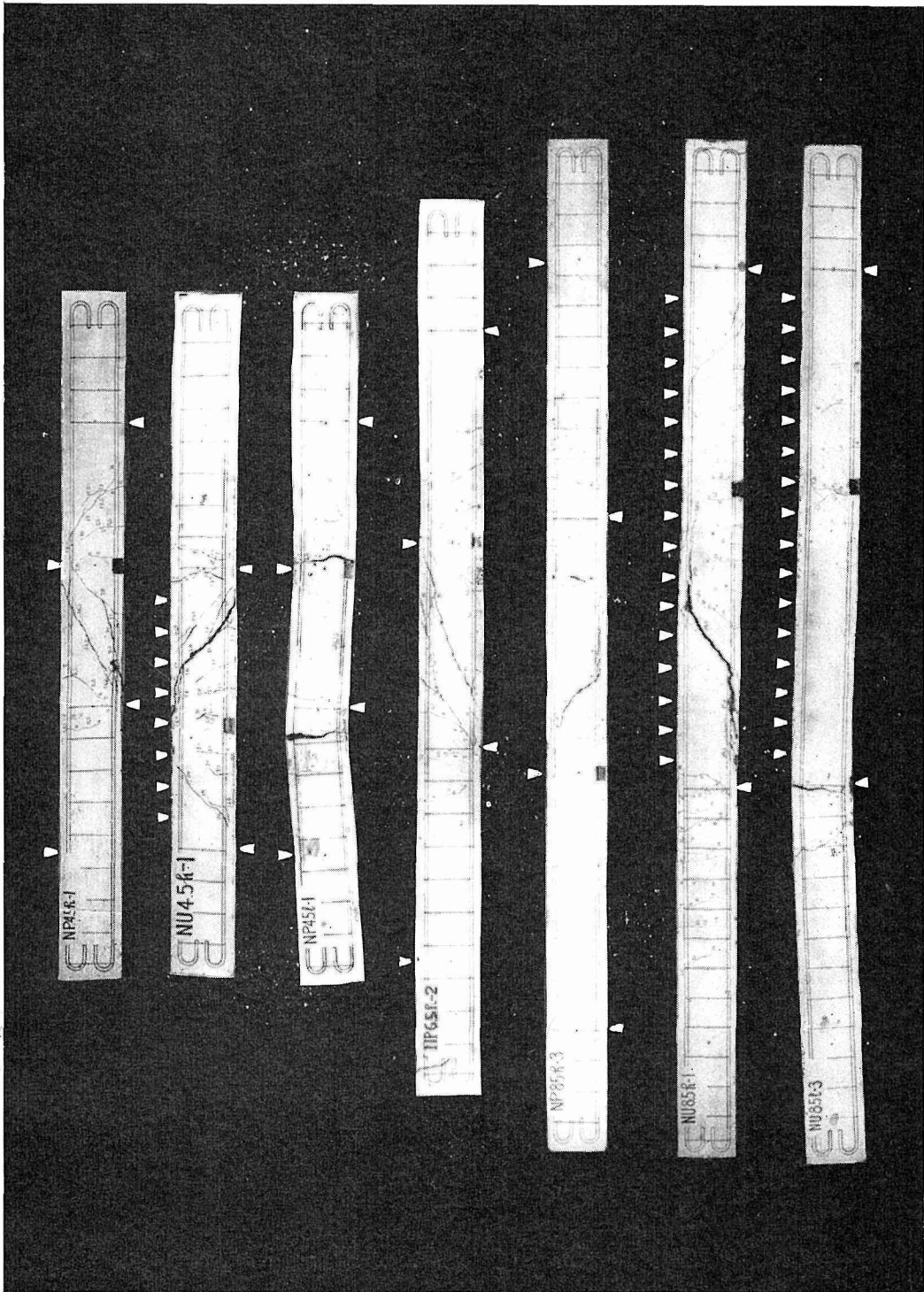


写真 2-1 (a) [実験 1]

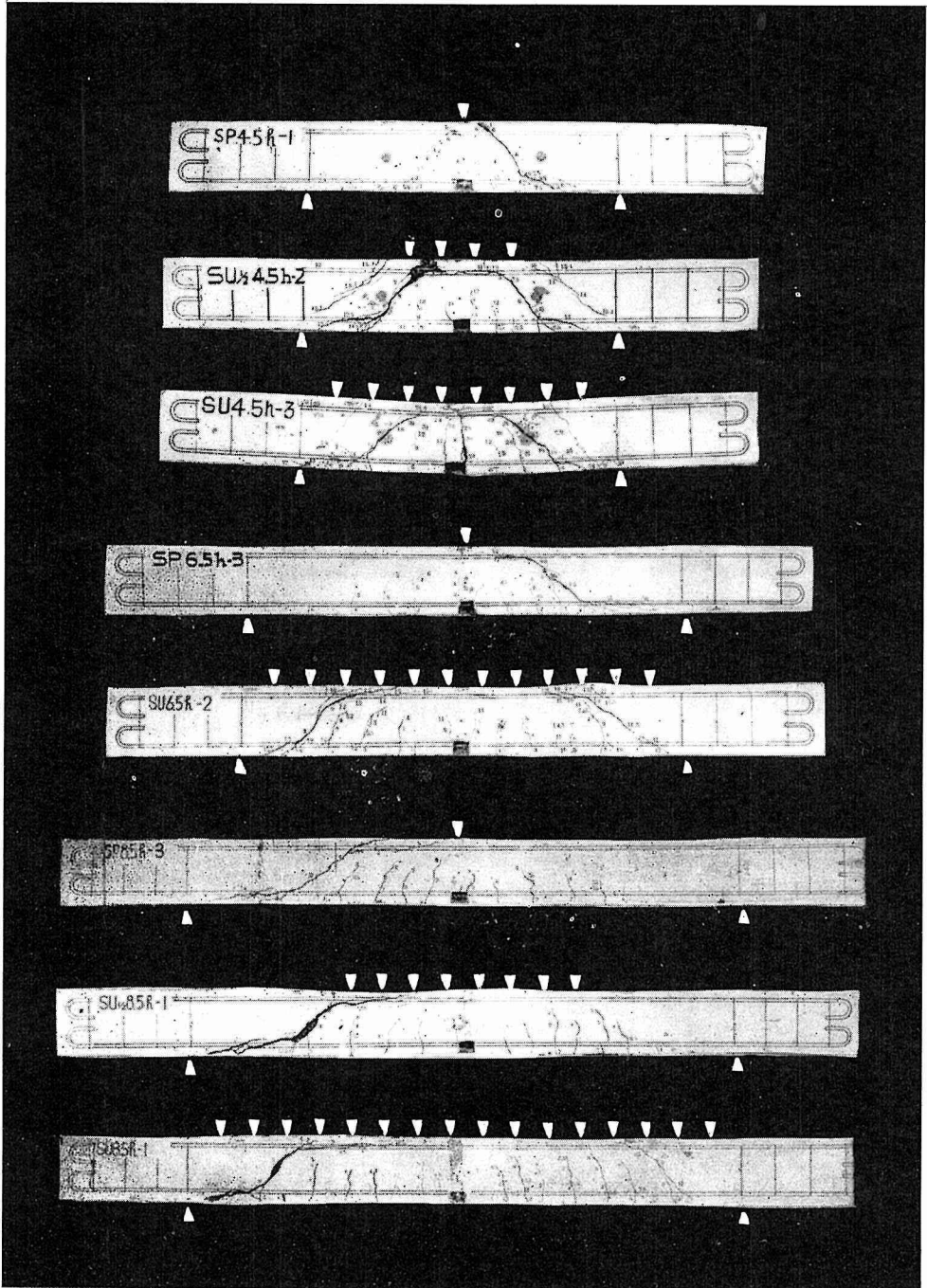


写真 2-1 (b) [実験 1]

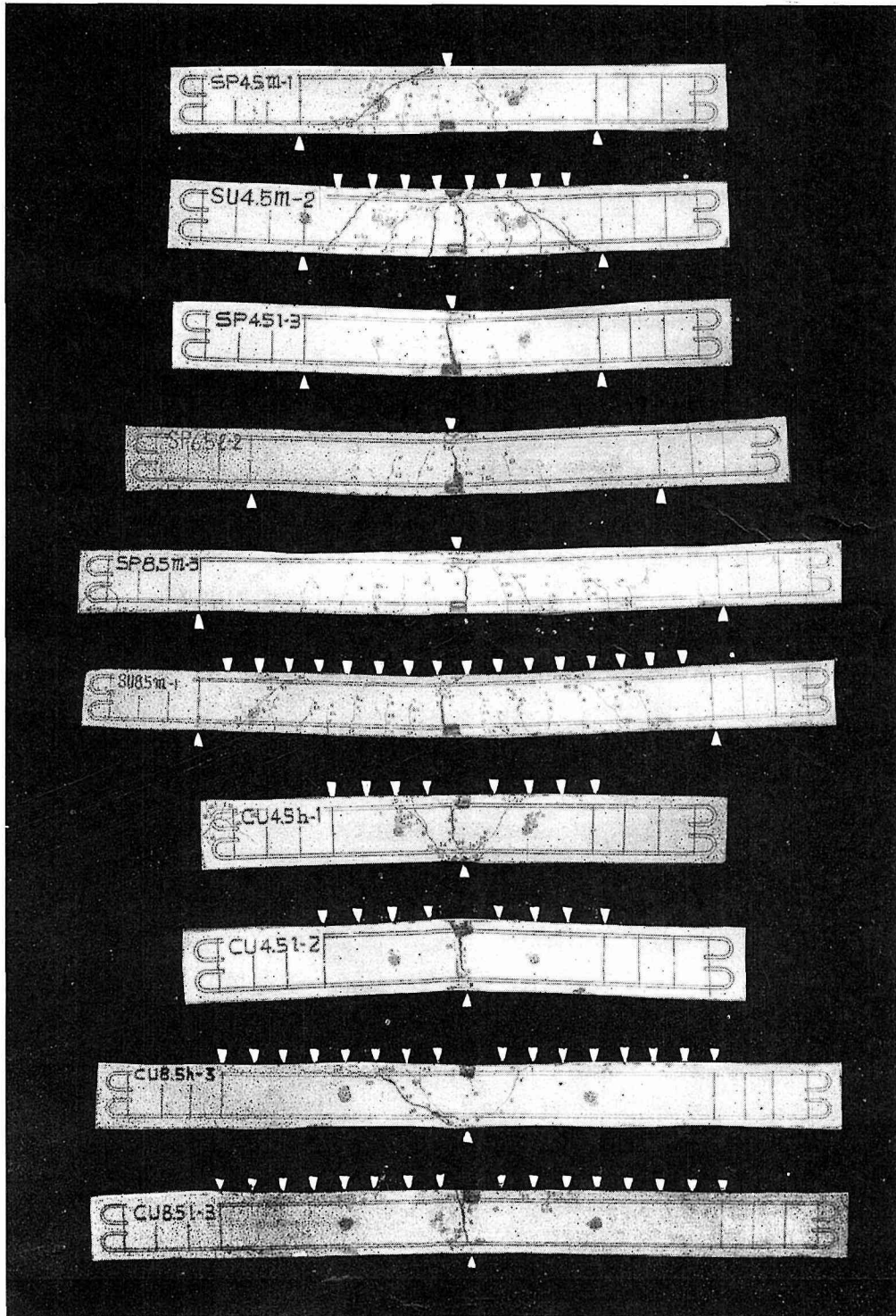


写真 2-1 (c) [実験 1]

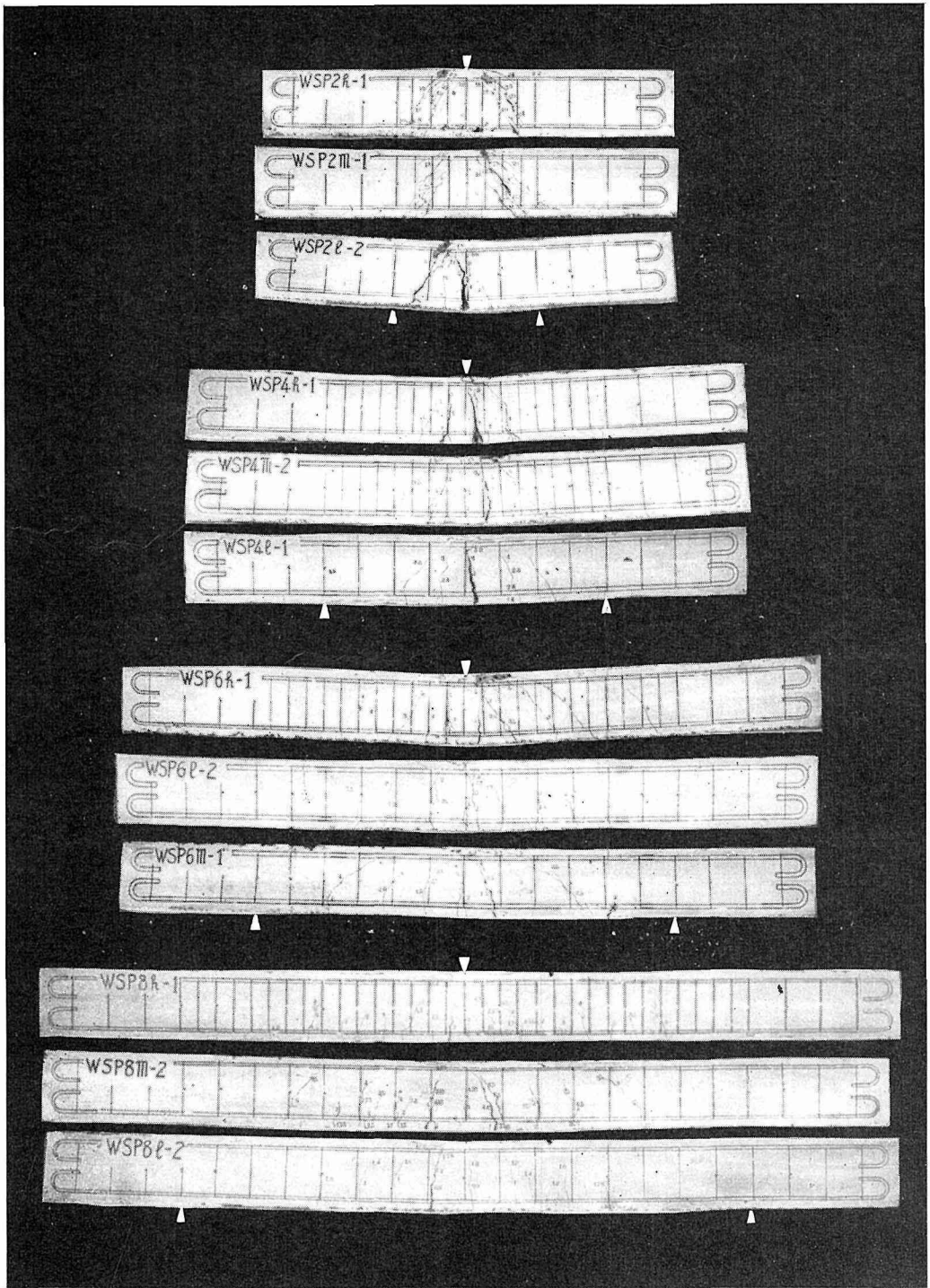


写真 3-1 [実験 2]

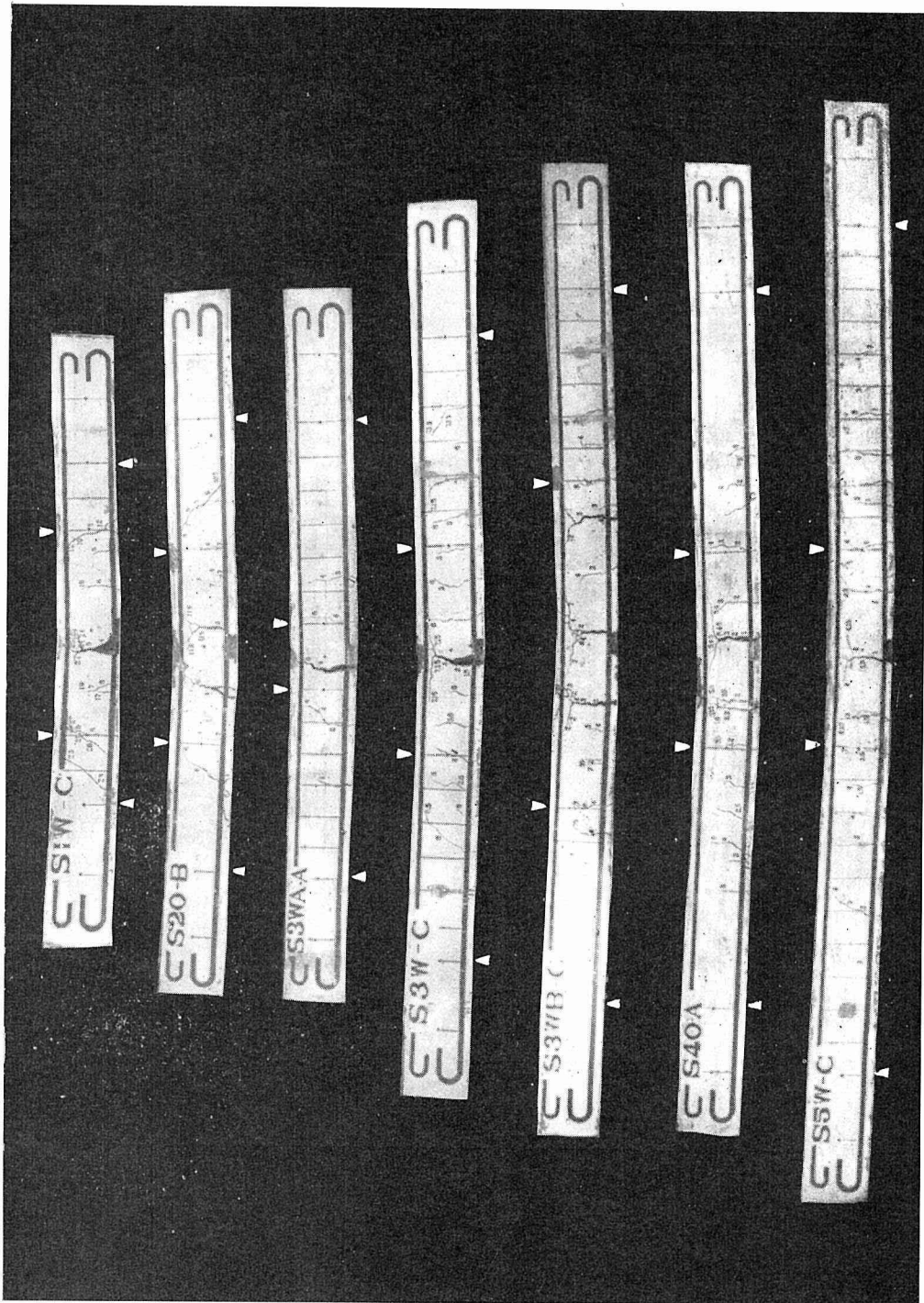


写真 3-2 [実験 3]

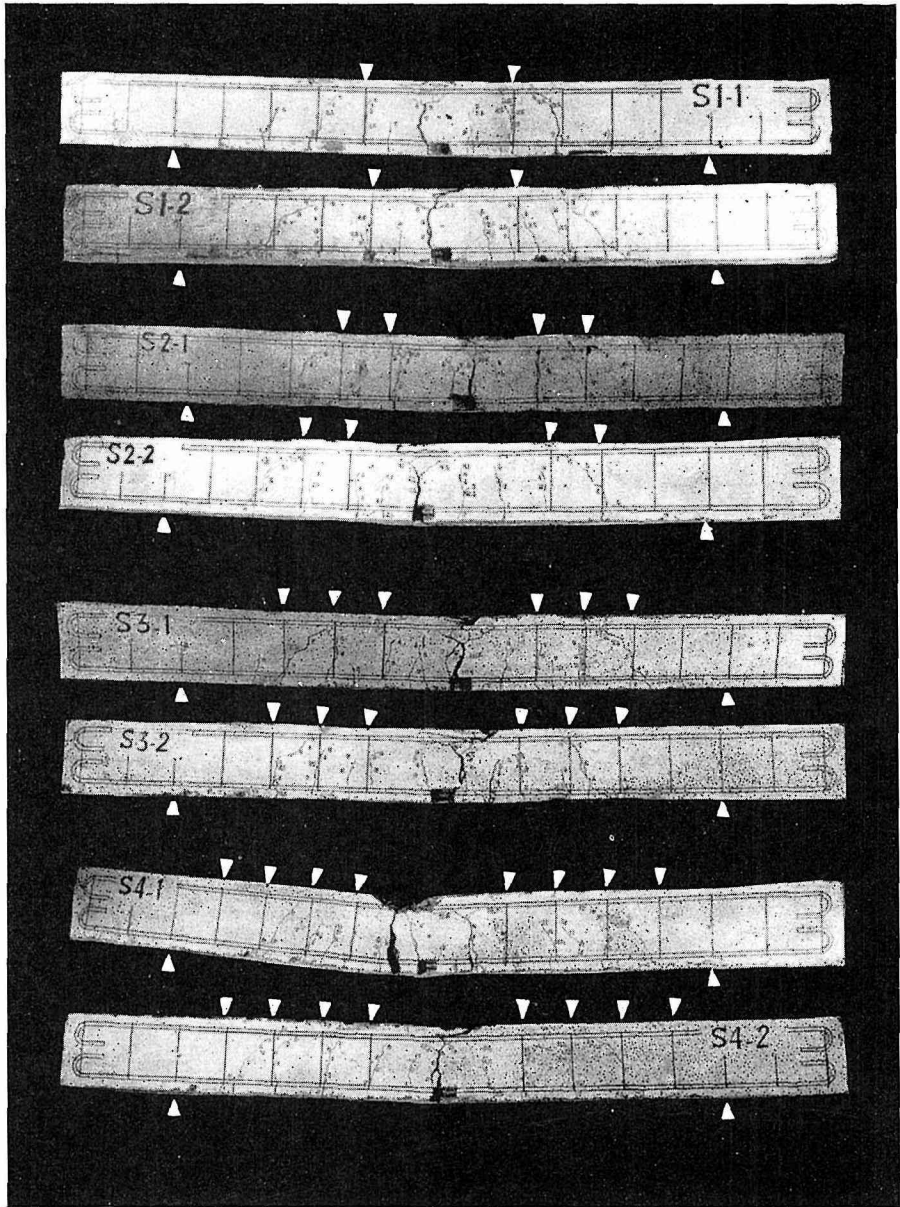


写真 3-3 [実験 4]

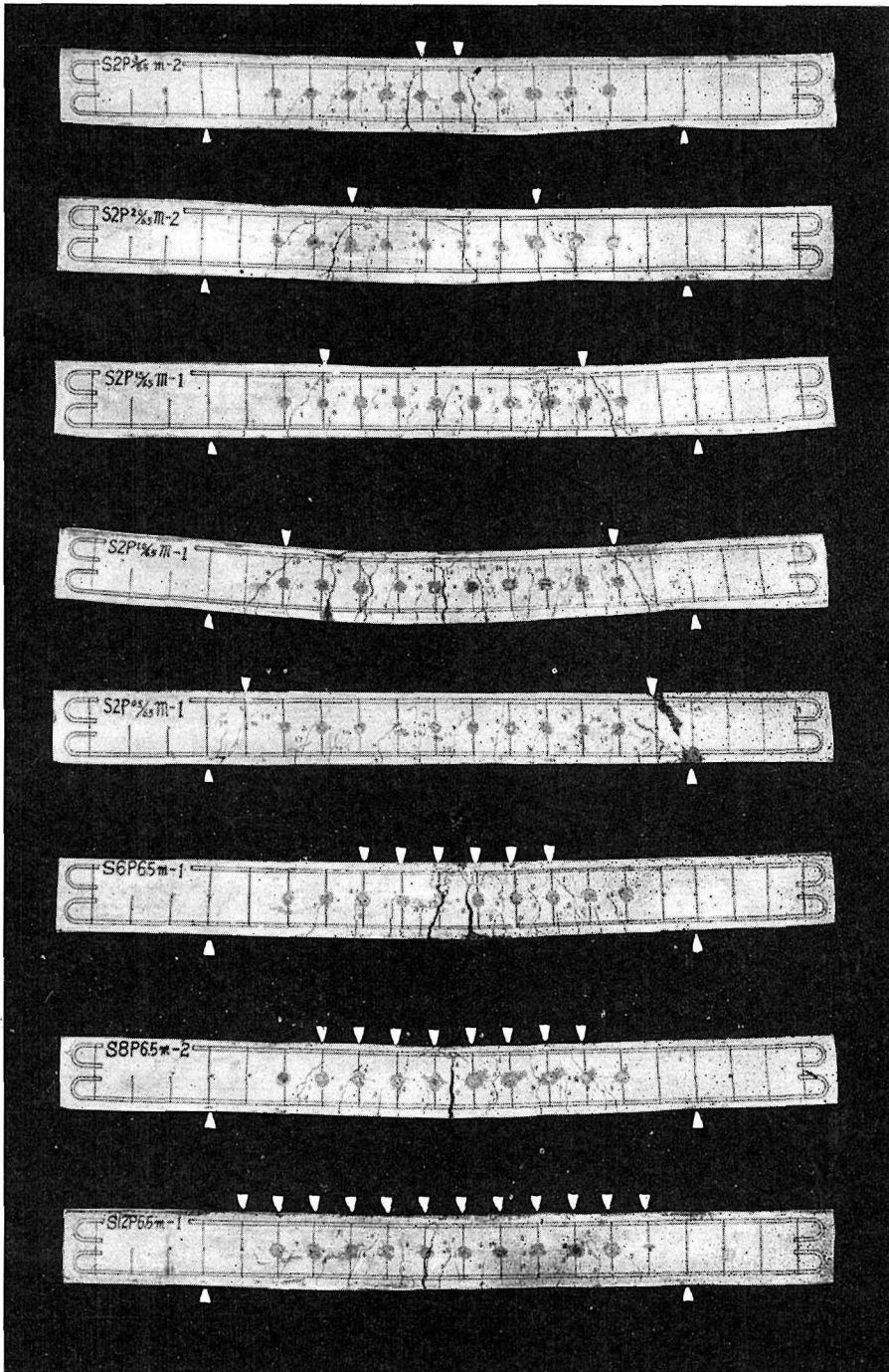


写真 3-4 [実験 5]

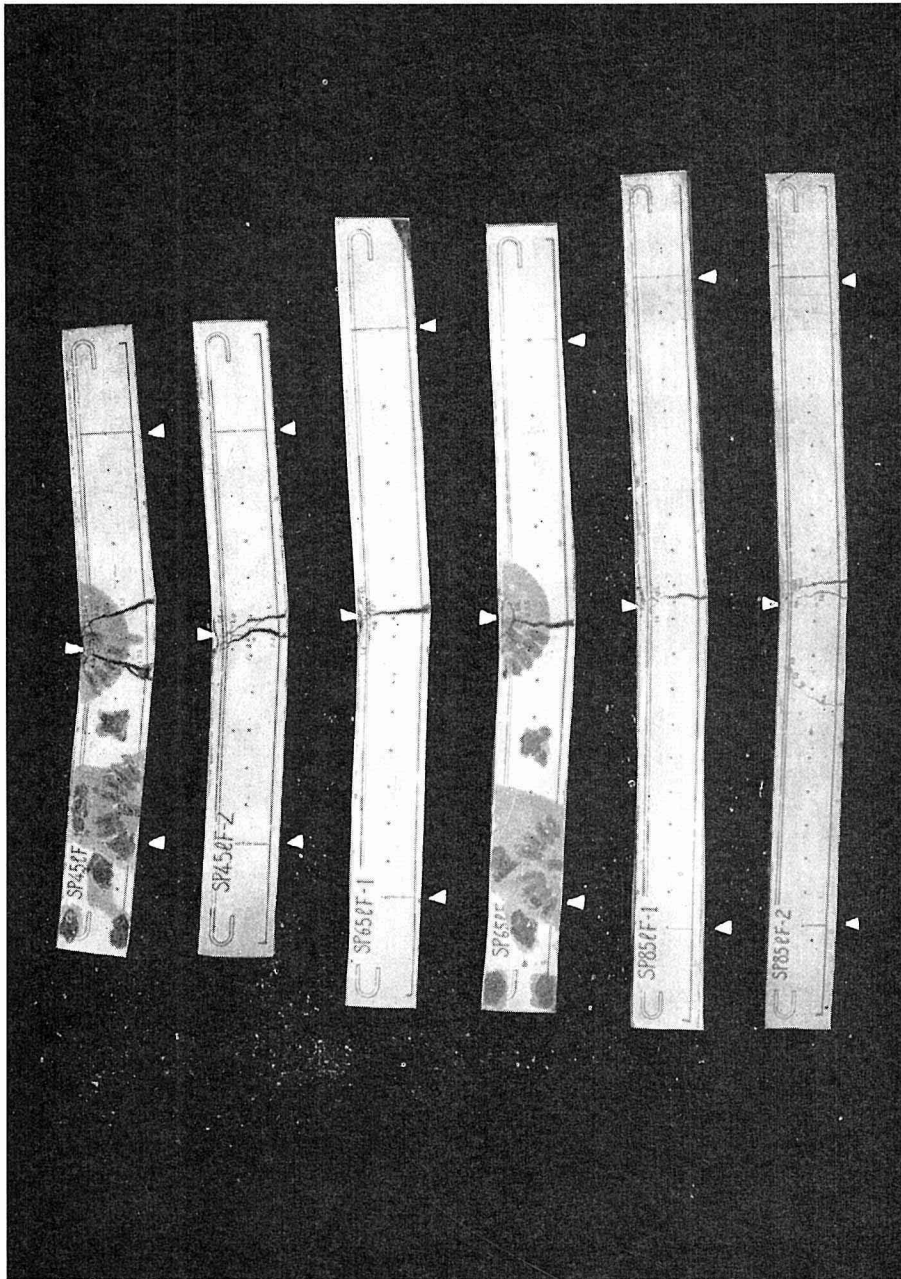


写真 3-5 [実験 6]