

1. 序

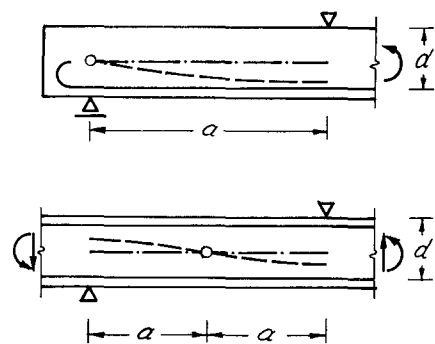
鉄筋コンクリート構造物に対する終局強度理論は、最近内外とも可成り発展し、塑性解析の発展とあいまって、実施設計への適用についてもいろいろな試みがなされる段階に入ってきた。然しながら本問題は、従来、やゝもすると終局時における耐力のみに注意が向けられ勝ちであって、終局耐力に到達する前後の変形や、到達後の変形ののび、即ち靱性や耐力の低下状況、崩壊の様相については、殆んど明らかにされていなかったと云えよう。しかも、この終局耐力到達後の変形と崩壊性状を明確にし、各要素部材の崩壊に対する安全性を明確にせぬ限り、構造物に対する終局強度設計法自体もまた、あいまいさをまねがれない。むしろ、本質的には、構成要素部材の耐力と変形性状、崩壊性状を正確に把握することが、ひとり終局強度設計法のみでなく、鉄筋コンクリート構造物のより正確な解析にとって不可欠である。

本論では、筆者のもとで数年来行われてきた、鉄筋コンクリート要素部材の定軸圧のもとにおける曲げ、剪断等の複合外力の作用下での耐力、靱性及び崩壊の性状を中心とした解析的、実験的研究の結果を総合的に論じ、鉄筋コンクリート構造物の耐力、靱性を支配する因子とその影響の程度を明確にしようとするものである。

2. 剪断スパン比 (Shear Span Ratio (a/d))

横力をうける鉄筋コンクリート部材の靱性は、筆者らの研究によれば、その剪断スパン比 (Shear Span Ratio) の値によって、曲げ変形が卓越して靱性に富む領域と、剪断変形が卓越して脆性を示す領域とにわけられる。

ここに剪断スパン比 (Shear Span Ratio) とは、零モーメント点より最大モーメント点までの距離を a 、鉄筋コンクリート断面の有効丈を d とするとき、それらの比、(a/d)であらわされるものと定義する。(Fig.1. 参照)

Fig.1. Shear Span Ratio (a/d)

これは、曲げモーメントと剪断力の値の比、或は曲げモーメント勾配の程度を示す値とも云える。

筆者らの実験研究によれば、通常程度の軸鉄筋比をもつ鉄筋コンクリート部材では、(a/d) ≈ 2 を境として、(a/d) > 2 では曲げ変形が卓越し、(a/d) < 2 では剪断変形が卓越する。^{*註1)}

*註1) 此の境界値については、軸鉄筋比のほか軸圧比が多少とも影響することがわかっているが、さらに解析的に実験的検討を必要とする。いさかりに無筋コンクリート ($b \times d$, 材長 a , ポアソン比 $\mu = \frac{1}{2}$) 片持梁の曲げ撓みを δ_b 、剪断撓みを δ_s とし、 $\delta_b \leq \delta_s$ の条件がどの境界値と仮定すれば、

固定端中央及び上下端の変位 θ の場合: ($\frac{a}{d}$) $\leq \sqrt{\frac{4+5\mu}{3}} = 0.778$

$$(\delta_b = \frac{4Pa^3}{Ebd^3}, \quad \delta_s = \frac{(4+5\mu)Pa}{2Ebd})$$

固定端中央の変位及び勾配不変の場合: ($\frac{a}{d}$) $\leq \sqrt{\frac{3(1+\mu)}{4}} = 0.936$

$$(\delta_b = \frac{4Pa^3}{Ebd^3}, \quad \delta_s = (1+\mu) \frac{3Pa}{Ebd})$$

従って本論では、 $(a/d) > 2$ を曲げ材、 $(a/d) < 2$ を剪断材と分類して論ずることとする。

3. 曲げ材の耐力と靱性 $(a/d) > 2$

曲げ材、従って $(a/d) > 2$ の終局耐力及び靱性については、既に多くの研究者^{[1][2][6]}によって論じられている。 解析的アプローチとしては、Pfrang ら^[6] 及び筆者ら^{[1][2]} のものがあげられよう。ここでは、筆者らが行った解析的並に実験的検討にもとづき曲げ材一般を論ずる。

3-1. 曲げ材の終局耐力

曲げ材の終局耐力は、曲率 $D\phi$ の函数として一般に次式であらわされる。(Fig.2 参照)

$$\frac{N}{F_c b D} = K_s' \beta_s' p' + K_s \beta_s p + K_c' \frac{1}{2} x_{n1} - K_c'' \frac{1}{2} \zeta - K_c \frac{1}{2} \eta \tag{1}$$

$$\frac{M}{F_c b D^2} = \left(\frac{1}{2} - d_{c1}\right) K_s' \beta_s' p' - \left(\frac{1}{2} - d_{t1}\right) K_s \beta_s p + \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{3} x_{n1}\right) K_c' \frac{1}{2} x_{n1} - \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{3} \zeta\right) K_c'' \frac{1}{2} \zeta + \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{3} \eta\right) K_c \frac{1}{2} \eta \tag{2}$$

ここで、

$$\begin{cases} \eta = x_{n1} - 1 \\ \zeta = x_{n1} - \frac{\epsilon_y}{D\phi} \\ K_s' = \frac{s\epsilon'}{s\epsilon_y} = \frac{\epsilon'}{\epsilon_y} & K_c' = \frac{\epsilon'}{\epsilon_y} = \frac{\epsilon'}{\epsilon_y} \\ K_s = \frac{s\epsilon}{s\epsilon_y} = \frac{\epsilon}{\epsilon_y} & K_c = \frac{\epsilon}{\epsilon_y} = \frac{\epsilon}{\epsilon_y} \\ K_c'' = K_c' - 1 \end{cases}$$

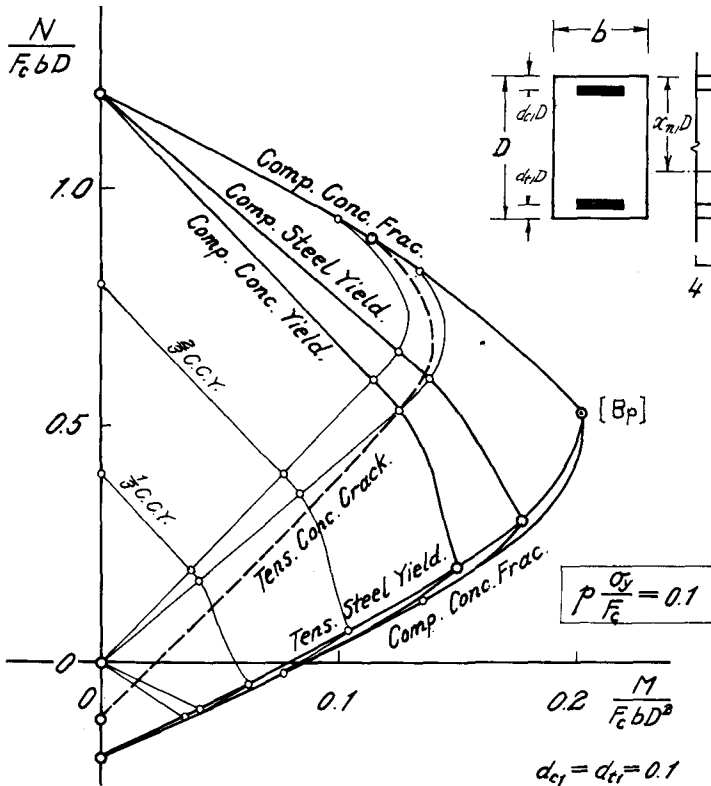
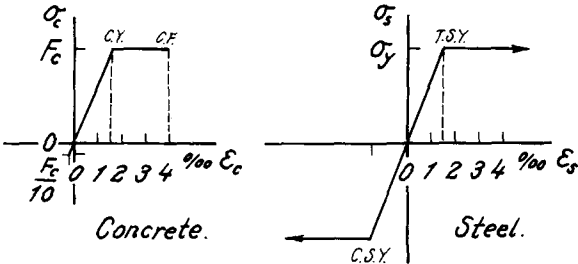


Fig.3. $N-M$ Interaction Curve (山田・河村^{[1][2]})

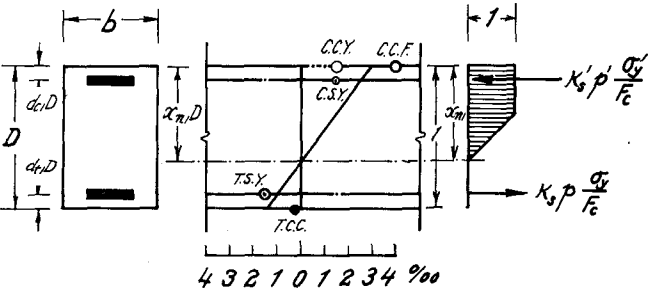


Fig.2. 歪度境界図 (山田・河村^{[1][2]})

N : 軸圧縮力(重心軸)
 M : 曲げモーメント(重心軸)
 N_0 : $M=0$ における崩壊軸圧
 M_0 : $N=0$ における崩壊曲げモーメント
 ϕ : 曲率 $(= \frac{1}{\rho})$
 F_c : コンクリート圧縮強度
 $\beta_s p = \frac{\sigma_y}{F_c} p$ (Bewehrungsstärke)
 $\beta_s' p' = \frac{\sigma_y'}{F_c} p'$ (Bewehrungsstärke)

これらの関係より、 $N-M$ -Interaction Curve を示せば Fig. 3. のごとくなる。 図中、Fig. 2 に示す歪度境界点に対応して、それぞれ引張側コンクリート引張亀裂発生条件線 (Tens. Conc. Crack) 引張側鉄筋引張降伏条件線 (Tens. Steel Yield)、圧縮側コンクリート圧縮降伏条件線 (Comp. Conc. Yield) 圧縮側鉄筋圧縮降伏条件線 (Comp. Steel Yield)、圧縮側コンクリート圧縮崩壊条件線 (Comp. Conc. Frac.) 等が示されて居り、外荷重としての軸力、曲げモーメントの組合わせ載荷経路に従い、これらの各条件線との交点の通過とともに外力の変化とともに断面内応力分布の変化、断面の変形の状況がわかる。

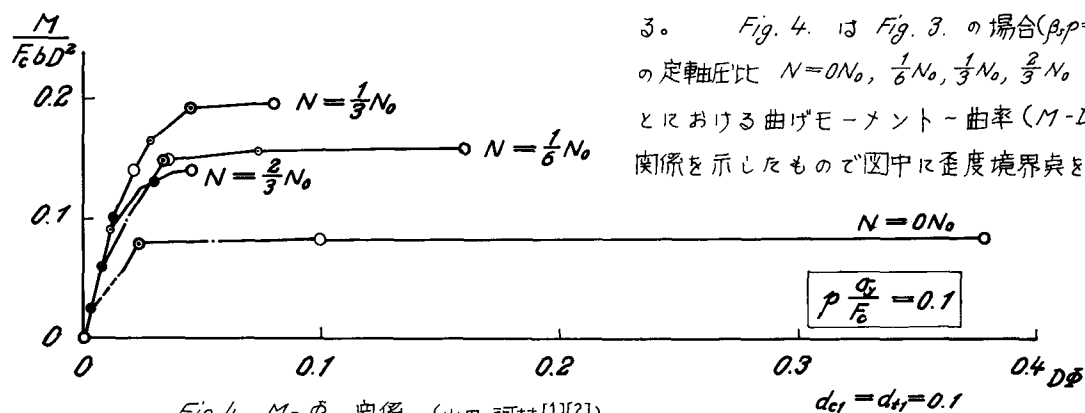


Fig. 4. は Fig. 3. の場合 ($\beta_p p = 0.1$) の定軸圧比 $N = 0N_0, \frac{1}{6}N_0, \frac{1}{3}N_0, \frac{2}{3}N_0$ のもとにおける曲げモーメント-曲率 ($M-D\phi$) 関係を示したもので図中に歪度境界点を示す。

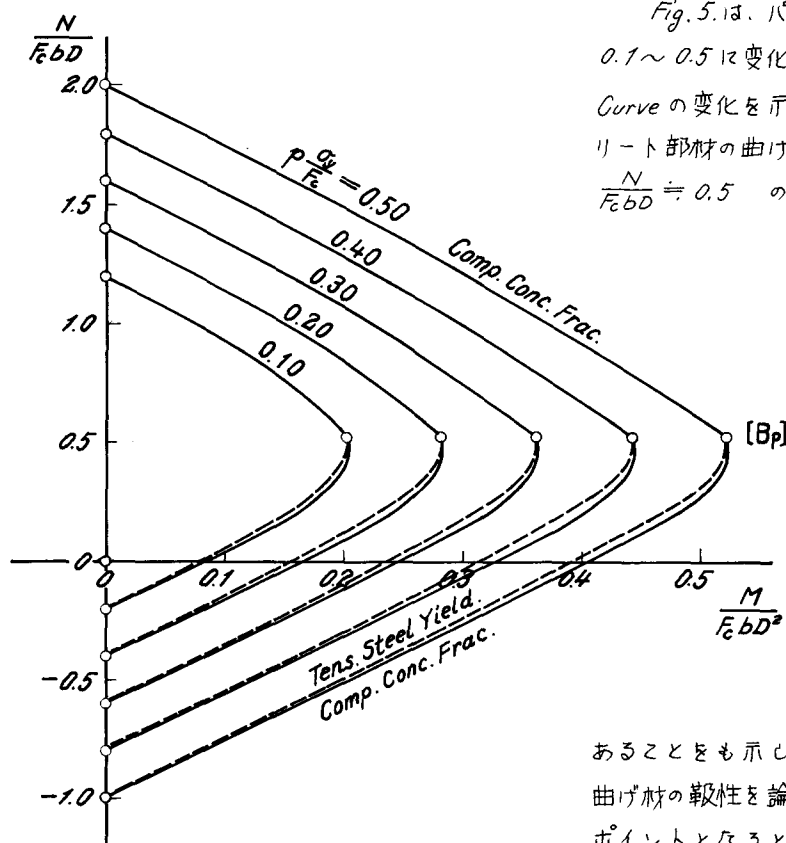


Fig. 5. は、パラメータ $\beta_p p = \rho \frac{\sigma_y}{E}$ を $0.1 \sim 0.5$ に変化させたときの終局耐力条件 Curve の変化を示したもので、鉄筋コンクリート部材の曲げ終局耐力は、軸圧比 $\frac{N}{N_0}$ が $\frac{N}{E_b D} = 0.5$ の Balancing Point $[B_p]$ 以上の

軸圧のもとでは、圧縮側コンクリートの圧壊により、また、 $\frac{N}{E_b D} = 0.5$ 以下の軸圧のもとでは、引張鉄筋の引張降伏(破線)によりきまること、さらにこの $[B_p]$ は $\beta_p p$ 即ち $\rho \frac{\sigma_y}{E}$ の値の変化にかかわらずほぼ、 $\frac{N}{E_b D} = 0.5$ 一定であることも示している。

あることをも示している。このことは、曲げ材の靱性を論ずる上に、さきめて重要なポイントとなるところである。

Fig. 5. 鉄筋コンクリート柱終局条件。

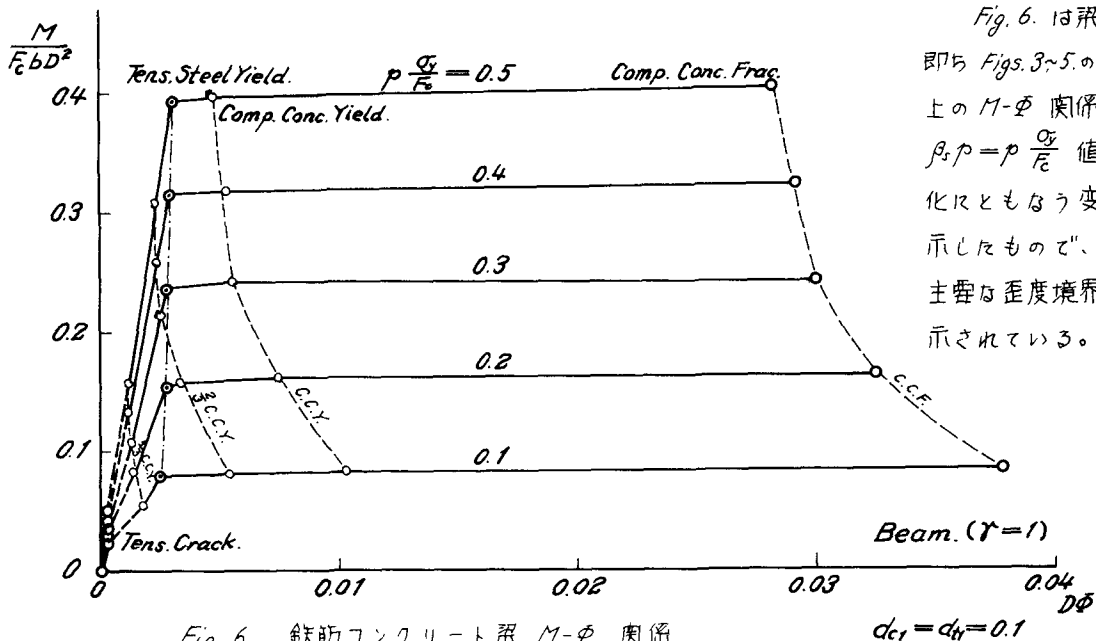


Fig. 6. 鉄筋コンクリート梁 $M-\phi$ 関係

Fig. 6. は梁材、
即ち Figs. 3~5. の M 軸
上の $M-\phi$ 関係の
 $\rho = \rho \frac{\sigma_y}{f_c}$ 値の変
化にともなう変化を
示したもので、図中
主要な歪度境界点
が示されている。

3-2. 曲げ材の靱性

Fig. 3. より、鉄筋コンクリート曲げ材の終局耐力は、 $\frac{N}{f_c b D} > 0.5$ では圧縮縁コンクリートの圧壊により、また $\frac{N}{f_c b D} < 0.5$ では、引張鉄筋の引張降伏により、きまることがわかり、さらに Fig. 5. よりこの境界値 $[B_p]$ が $\rho \frac{\sigma_y}{f_c}$ の値に關係なく、 $\frac{N}{f_c b D} \doteq 0.5$ であることがわかった。

この両事実より $[B_p]$ より上、従って $\frac{N}{f_c b D} > 0.5$ の領域では、エネルギー吸収は主として、圧縮側コンクリートによって行われ、靱性はあまり期待できないことがわかる。但し、皆無というのではなく、猶若干の靱性は存在し、交番繰返し曲げに対しても振中の程度によって猶繰返し曲げに耐えうることが確かめられている。^[2]

$\frac{N}{f_c b D} < 0.5$ の領域にあっては、エネルギー吸収は、主として引張鉄筋の降伏により行われ、十分な靱性が期待される。靱性は、特に低軸圧比のとき飛躍的に大きくなる。この場合も、部材としての崩壊は、圧縮縁コンクリートの圧壊によって生ずる。

3-3. 曲げ材の靱性に対する Hoop の効果

鉄筋コンクリート曲げ材は、軸圧比が $\frac{N}{f_c b D} \geq 0.5$ のいずれの場合も、部材の崩壊は、圧縮側コンクリートの圧壊によってきまるものであり、このコンクリートの圧壊は、Hoop 補強のない無筋コンクリートでは Fig. 7. に示すごとく $\epsilon_{max} \doteq 3.8\%$ 程度で起るといわれ、解析にもこのデータがそのまゝ用いられることが多いが、通常、鉄筋コンクリート部材では Hoop 補強がなされるものであり、Hoop 補強によって靱性は大巾に改善される。

Fig. 8. は筆者が行った矩形フープ(角柱)供試体: $133 \times 133 \times 300$ mm、フープ径 $\phi 6, \phi 9$ によるコンクリートの補強効果に關する

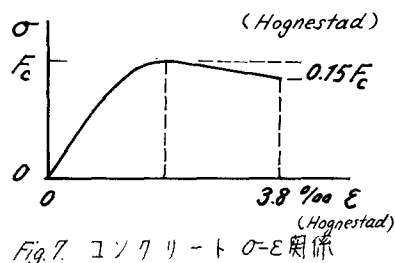


Fig. 7. コンクリート $\sigma-\epsilon$ 関係

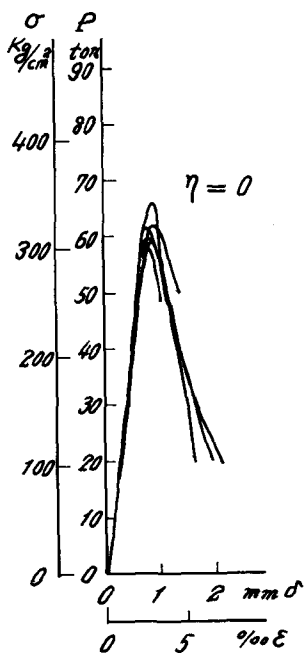


Fig. 8(a). 矩形柱 σ - ϵ 関係(無筋)

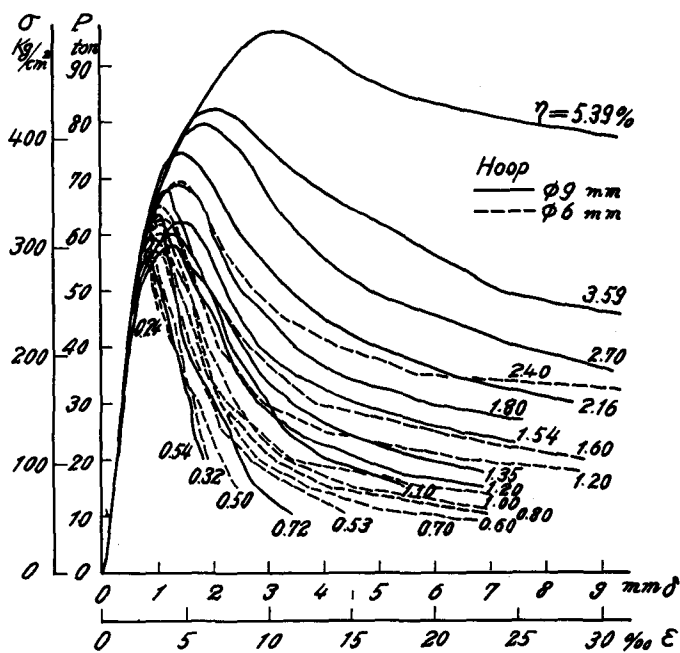


Fig. 8(b). 矩形フーブ補強柱 σ - ϵ 関係 (山田・菊地^[5])

中心圧縮実験結果で、コンクリートの圧縮靱性増大に Hoop が絶大な効果をもつことを示している。Fig. 8.によれば、矩形 Hoop にあっても、靱性のみならず耐力に対しても効果があることを知る。ここにあばら筋比 η は

$$\eta = \frac{2a_s}{bx}$$

a_s : Hoop 1本の断面積、

b : 部材巾、

x : Hoop間隔、

で定義されるものとする。

Fig. 9(a)は矩形 Hoop に歪勾配のある場合の荷重-最外縁歪度変化を示したもので、Fig. 9(b)の中心圧縮試験結果と対応するものであり、中心圧縮試験結果によって歪勾配のある場合もよく近似しうること示している。

Fig. 10. は、三分点荷重単純梁の定モーメントスパンにおける Stirrup の効果を、あばら筋比 η を種々に変えて

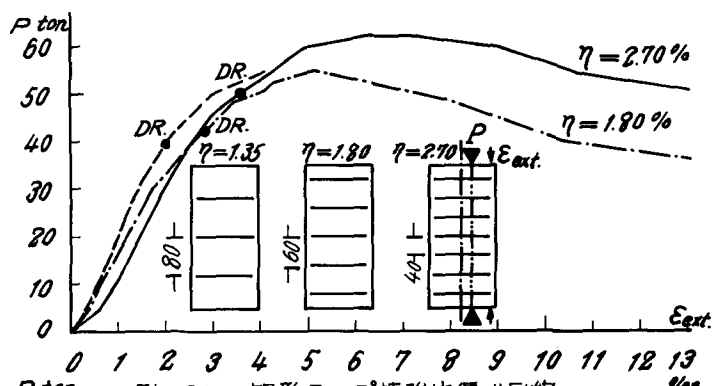


Fig. 9(a). 矩形フーブ補強柱(偏心圧縮) (山田・菊地・相江^[5])

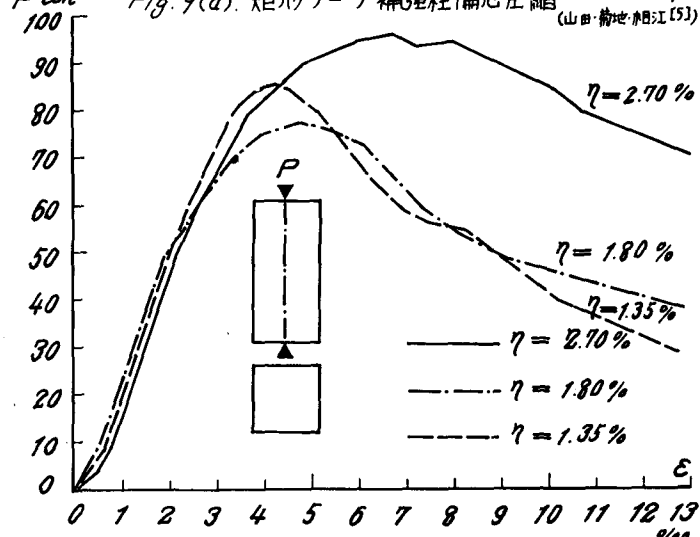


Fig. 9(b). 矩形フーブ補強柱中心圧縮 (山田・菊地・相江^[5])

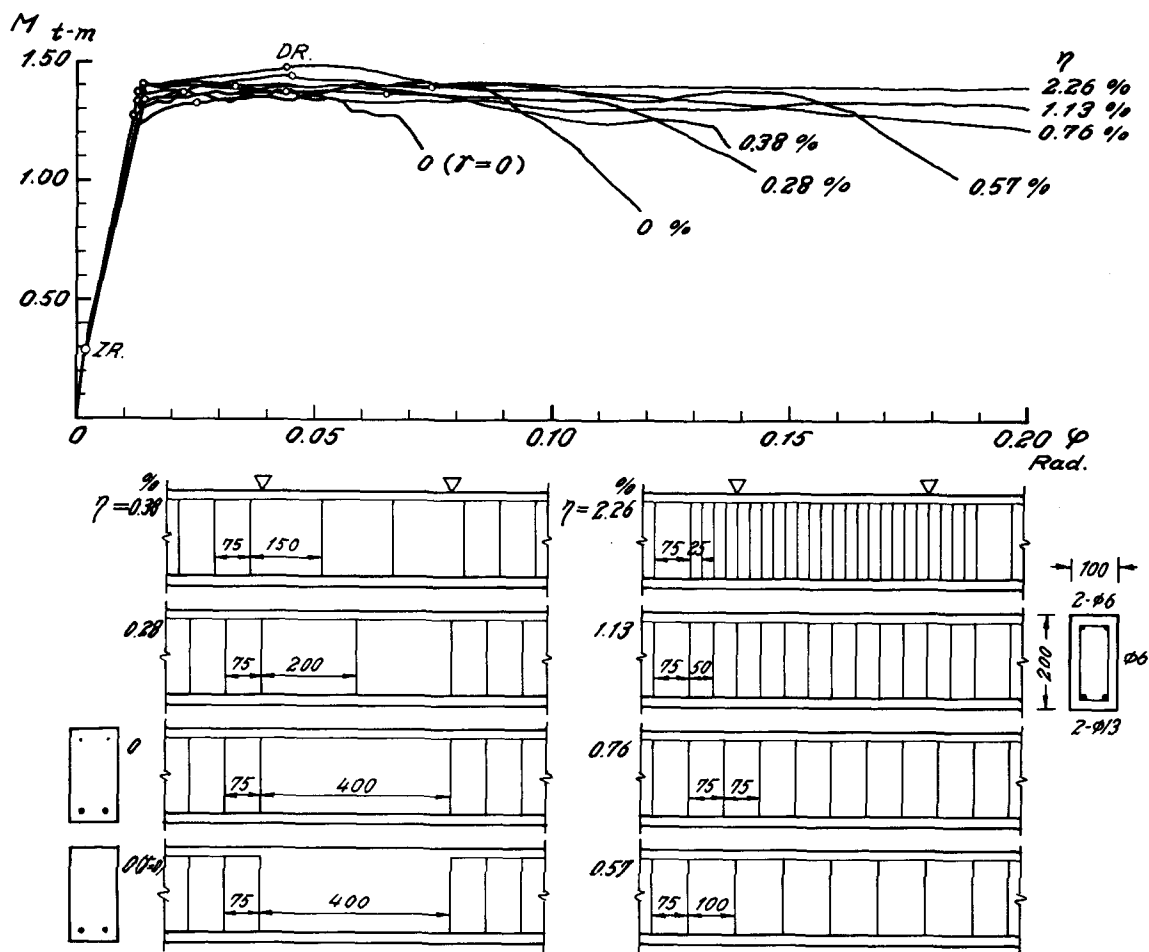


Fig. 10. 鉄筋コンクリート梁プラスチックヒンジに対する Stirrup の効果 (山田・広嶋・川田・増本)

比較した結果を示したもので、Stirrup に δ して靱性が著しく改善される結果を明瞭に示している。

Fig. 11. は、柱材における Hoop の効果を軸圧比 $N = \frac{2}{3}N_0$, $\frac{1}{3}N_0$, $\frac{1}{6}N_0$ 別に比較したもので、柱材にあっては、耐力、靱性ともに効果を示すことがわかる。

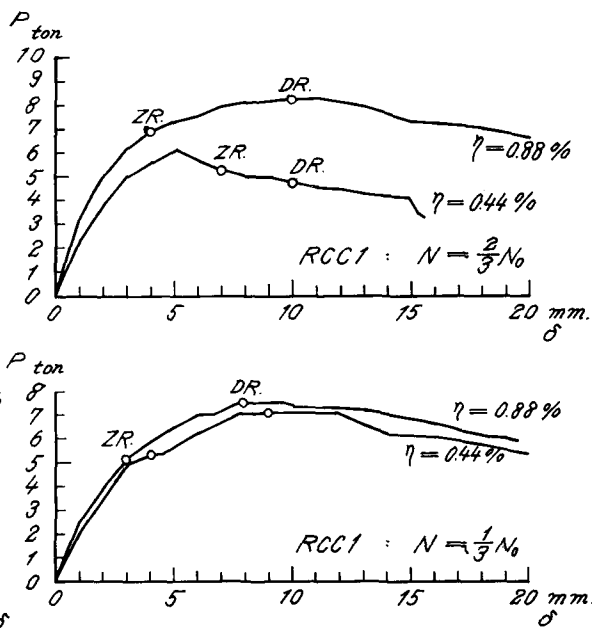


Fig. 11. 鉄筋コンクリート柱材に対する Hoop の効果 (山田・河村 [1][2])

4. 剪断材の耐力と靱性 $(a/d) < 2$.

剪断材 $(a/d) < 2$ の耐力と靱性については、今日まで殆んど知られていなかったと云ってよい。ために十勝沖地震害の要因をなしたとも考えられる。解析的アプローチについても、Kani^[7] が梁材について、特異な試みを行ったにすぎず、柱材については実験、解析とも皆無であった。本論では筆者らが数年来行ってきた実験結果をもとに検討を加える。

4-1. 剪断材の耐力.

剪断材の終局剪断抵抗は、 (a/d) 値の減少にともない、著るしく増大する。Fig. 12. はこの状況を示したもので、対応する軸圧比のもとにおける $(a/d) = 5$ の曲げ材の剪断抵抗にくらべ、いづれも (a/d) 値に逆比例して剪断抵抗が増大している。この増大の程度に対する軸圧比の効果はさほど明瞭ではない。

この範囲における曲げ抵抗の減少を比較したのが、Fig. 13. であり $(a/d) < 2$ の領域では、 (a/d) 値の減少にともない、曲げ抵抗は減少し、 $(a/d) > 5$ の曲げ材にくらべほぼ半減する。この減少の程度に対する軸圧比の効果もさほど明瞭ではない。梁材の場合の $(a/d) < 5$ の曲げ抵抗の減少は、Kani によって報告されているところである。

4-2. 剪断材の靱性.

種々の定軸圧比 $N = \frac{1}{3}N_0, \frac{1}{6}N_0, 0$ (梁状態), のもとでの剪断スパン比 (a/d) の変化にともなう剪断力-層間相対変位角 $(Q - \theta)$ 関係を示したのが Fig. 14.(a)(b)(c). であり、図中 ZR. は引張亀裂、SR. は剪断亀裂、LR. は加力貞面を結ぶ亀裂の発生、× は爆裂を示す。

図の右側に示す Photo 1. (a)(b)(c) は、Fig. 14. (a)(b)(c) の対応する供試体であり上より順次 (a/d) 値が 0.6, 1.2, 1.8, 2.4 のものである。

右の Photo 2 は、軸圧比 $N = \frac{1}{3}N_0$, $(a/d) = 1.8$, $\eta = 0$ のもとでの剪断爆裂の直前、瞬間、直後の状況を示したものであり、その激しさがわかる。即ち $(a/d) < 2$ では靱性は全く存在せぬ。

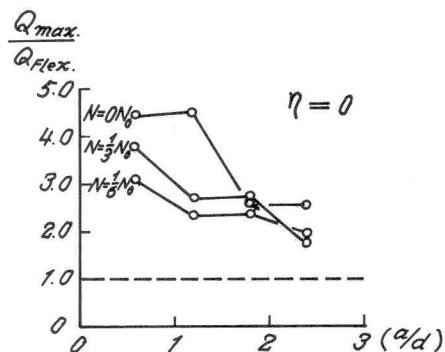


Fig. 12. (a/d) 値と終局剪断抵抗の変化

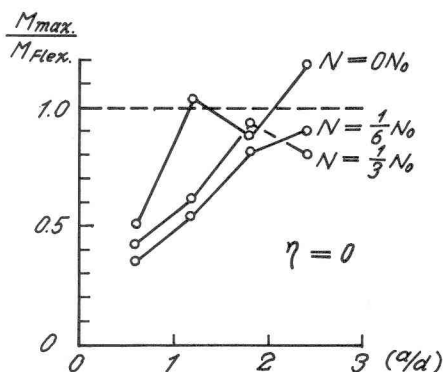
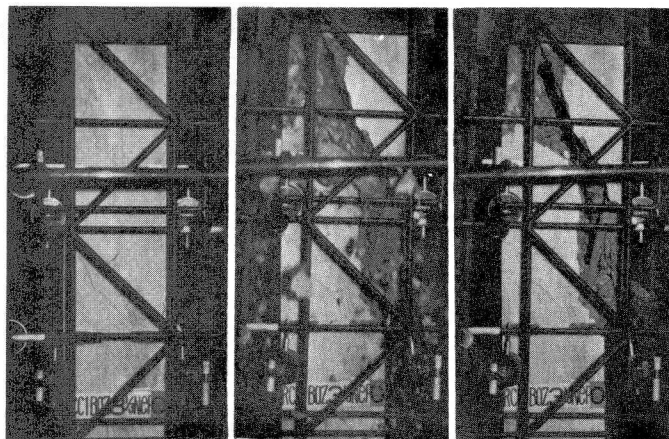


Fig. 13. (a/d) 値と抵抗モーメント変化.

Photo. 2. 剪断爆裂



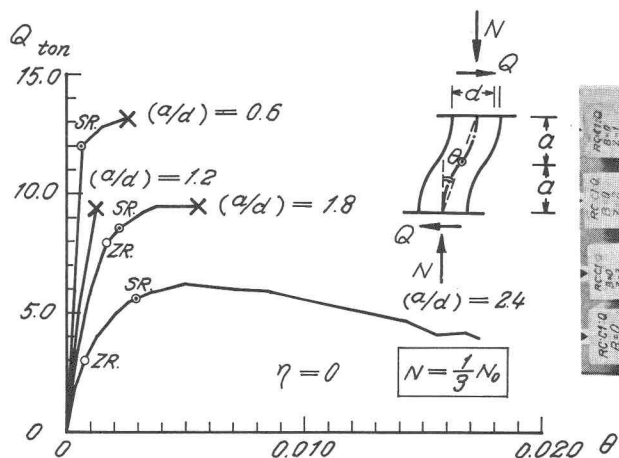


Photo. 1. 鉄筋コンクリート柱剪断

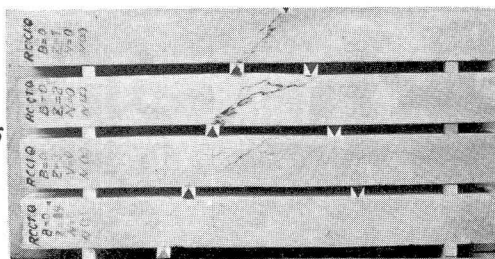
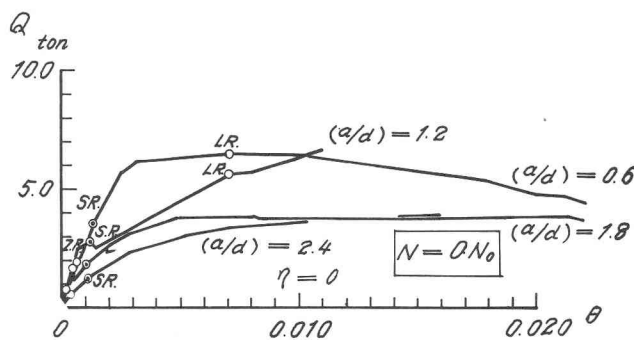
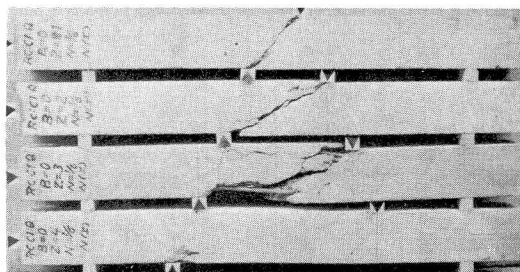
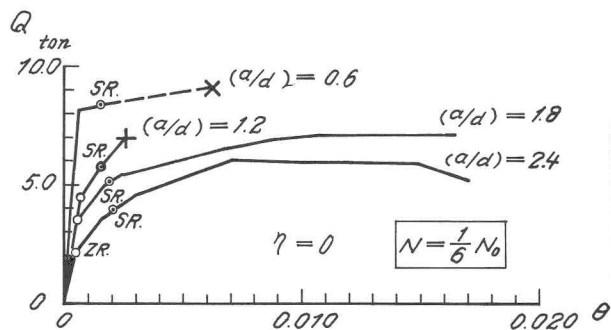
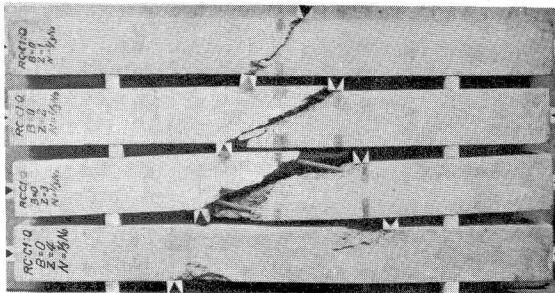


Fig. 14. 鉄筋コンクリート柱剪断力-層間相対変位角関係 (山田・降井^{[3][4]})

Fig. 14. よりわかることは、 $(a/d) < 2$ にあっては、剛性は高いが層間相対変位角はごくわずかで爆裂を起す。この爆裂を生ずる θ は $0.001 \sim 0.003$ 程度で、曲げ材の降伏層間相対変位角に較べて、はるかに小さい。

4-3. 剪断材の靱性に対する Hoop の効果.

剪断材の靱性に対しても当然 Hoop 補強による直接的な効果が期待される。Fig. 15 は、軸圧比 $N = \frac{1}{3}N_0$, $(a/d) = 1.2$ の条件のもとであばら筋比 η を $0, 0.22\%, 0.44\%, 0.88\%$ と種々に

変化させたときの Hoop による補強効果を示したものである。 $\eta = 0.44\%$ までは、いづれも瞬間的に爆裂を起し、剪断面内のあばら筋は、往々切斷する。即ち、 $(a/d) < 2$ の場合に、剪斷補強によって靱性を期待するためには、本例のごとく、片側軸筋比 $\rho = 1\%$ 、 $(a/d) = 1.2$ の場合 $\eta > 0.5 \sim 0.8\%$ 以上を要することがわかる。

鉄筋コンクリート柱の剪斷爆裂は、初期に生じた曲げ引張側の引張亀裂や爆裂以前に生じる微細な剪斷亀裂とは無関係に、加力点を結ぶ直線上に生ずる。

柱の剪斷爆裂に際しては、爆裂の寸前柱軸抵抗が瞬間的に若干増加する現象がみられる。これは剪斷爆裂の寸前、内部応力配分が変化するものと考えられ、若干の時間経過がみられる。

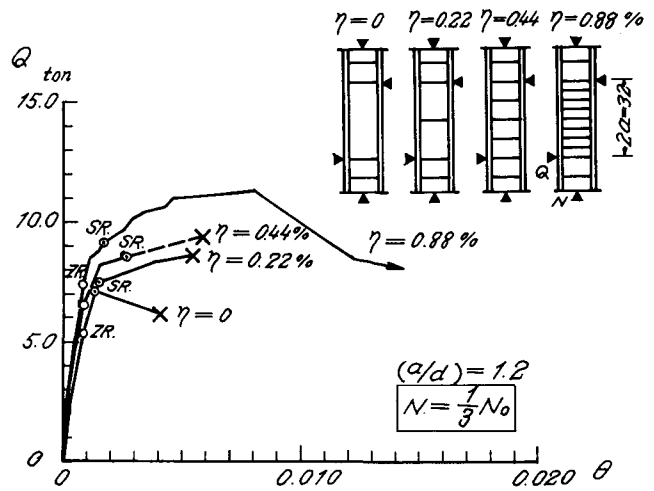


Fig. 15. 鉄筋コンクリート柱剪斷に対する Hoop の効果 (山田・降井^{[3][4]})

5. 結

以上定軸圧¹⁾の作用下に、横力をうける鉄筋コンクリート部材の曲げ、剪斷の終局耐力と靱性並に崩壊性状について検討した。その結果、特に横力をうける鉄筋コンクリート部材にあっては、その剪斷スパン比 $(a/d) = 2$ を境として、耐力、変形状、崩壊性状が一変することを明らかにした。(Fig. 14, Photo 1 参照)。即ち $(a/d) > 2$ にあっては、材は主として曲げ変形を生じ靱性に富みその性状は軸圧比 $\frac{N}{\epsilon_0 d} \geq 0.5$ によって支配されるが、いづれにしても圧縮側コンクリートの圧壊によるゆるやかな崩壊を示す (Fig. 3) のに対し、 $(a/d) < 2$ では材は主として剪斷変形を生じ、剪斷抵抗は高まる (Fig. 12) が曲げ抵抗は低下し、靱性に乏しく、爆裂的な崩壊性状を示す。(Fig. 14, Photos 1, 2 参照)。これらの各々の場合における部材靱性に対する Hoop の直接的 $(a/d) < 2$ 、間接的 $(a/d) > 2$ 効果を示した。(Figs. 8, 9, 10, 11, 15 参照)。

6. 謝 辞

本研究は筆者が数年来行ってきた実験的、解析的研究成果の一部であり、当時研究室にあって、御協力戴いた、河村 広、降井繁蔵の両君を始め御協力戴いた研究室員の諸君並に実験用資材を御提供賜った、大阪セメント、八幡製鉄、住友金属、神戸製鋼の各社にあつく御礼申し上げます。

7. 文 献

- [1] Yamada, M., Kawamura, H.: Elasto-plastische Biegeformänderungen der Stahlbetonsäulen u.-balken, Abh. IVBH. Bd. 29-I, 1968, S. 193/220.
- [2] 山田 稔・河村 広：軸圧をうける鉄筋コンクリート部材の弾塑性曲げ変形状に関する研究(Ⅰ)(Ⅱ)(Ⅲ)，日本建築学会論報，No. 123, 124, 136.
- [3] Yamada, M., Furui, S.: Shear Resistance and Explosive Cleavage Failure of Reinforced Concrete Members; Final Rep. 8. Congr. (ABSE, 1968, pp. 1091/1102.
- [4] 山田 稔・降井繁蔵：軸圧をうける鉄筋コンクリート部材の剪斷耐力に関する研究(Ⅰ)(Ⅱ)(Ⅲ)(Ⅳ)，日本建築学会，論報号外 541.42，近畿 542.43.
- [5] 山田 稔・石谷嘉雄・菊地 敏郎・相江寿志：コンクリートの塑性変形能力はば η - γ 効果(Ⅰ)(Ⅱ)(Ⅲ)(Ⅳ)，日本建築学会，近畿 542.43.44，論報 542.43.44.
- [6] Pfriang, E. O., Siess, C. P., Sozen, M. A.: Load-Moment-Curvature Characteristics of R.C. Cross Sections, ACI, Jul. 1964, pp. 763/798.
- [7] Kani, G. N. J.: The Riddle of Shear Failure and its Solution, ACI, Apr. 1964, pp. 441/467.