

終局変位設計法（その2）

京大教授	工学博士	坂	静	雄
同	工学博士	棚	橋	諒
同助教授		小	堀	鐸
同助手		金	多	潔
同大学院学生		六	車	照

1. 序 文

前論文⁽¹⁾において終局変位設計法の耐震論的立場よりその有利さを説明したが、本文では実際の建物に適用する場合の多くの問題点を記し、これら諸点に対する筆者らの考えを明らかにし、読者諸賢の御批判を仰ぐ次第である。

2. 設計上の問題点

終局変位設計法においては、梁の設計には長期荷重を柱の設計には地震力を考慮に入れた長短合併荷重に対し許し得る限り断面を小さくし、建物各層の最大変位をあたえて、この変位に対し柱頭または柱脚において、変位となるように設計する方法である。例えば、図-1 (a) に示す一層一開間ラーメンについて説明するならば、常時荷重時の梁端に生ずるモーメントを M_b とし、梁の設計には

$$M_B \leq M_P \text{ ----- (1)}$$

となるようにする。但し M_P は梁端のプラスチックモーメントである。次に地震力による柱頂変位を $u = u_1 + u_2 + u_3 + u_4$ (u_1, u_2, u_3, u_4 は作用頂位) とし、その一部である変位 u_1 を生ずるとき、図-1 (b) のように梁端Cにおいてプラスチックヒンジ以下P鉸と略記) となるものとする。常時荷重時および変位 u_1 をあたえたときの梁端の材軸に対する回転角を夫々 φ_B, φ_1 とすれば、そのときの回転角は

$$\varphi_{PC} = \varphi_B + \varphi_1 \text{ ----- (2)}$$

である。こゝに、 φ_{PC} は梁端Cの降伏回転角である。更に変位 u_2 をあたえたとき、図-1 (c) に示すようにB端にP鉸発生し、柱は弾性範囲にあるものとする。そのときの梁端回転角を φ_2 とするかくて梁端はすべてP鉸となり、柱は以後の水平変位（荷重）に対してCantilever のようになる。すなわち、図-1 (d) に示すように水平変位 u_3 によつて柱D端が柱断面の降伏回転角 φ_{PC}' となる。次いで u_4 をあたえれば、A端の回転角が φ_{PC} となり、架構は崩壊する。従つて、柱の設計にはA端が長期荷重およびあたえられた変位 u に対してP鉸となるように設計される。水平変位 u_3, u_4 に対する梁端P鉸の回転角を φ_3, φ_4 とすれば（これらの回転角はあたえられた変位に対する柱頂回転角であるから、 u_3, u_4 より計算することができる）梁B端では各段階において、 $-\varphi_B, \varphi_1, \varphi_2, \varphi_3, \varphi_4$ 、C端では $\varphi_B, \varphi_1, \varphi_2, \varphi_3, \varphi_4$ の回転角の増加があり、B端では $\varphi_B = -\varphi_B + \varphi_1 + \varphi_2$ 、A端では $\varphi_C = \varphi_B + \varphi_1$ が材軸に対する断面の回転角となる。従つて、架構が崩壊するまでに生ずるP鉸回転角は

$$\left. \begin{array}{l} \text{B端} \quad \varphi = \varphi_B + \varphi_1 \\ \text{C端} \quad \varphi = \varphi_2 + \varphi_3 + \varphi_4 \end{array} \right\} \text{----- (3)}$$

となり、従つて、架構が崩壊するまで最初に発生するP鉸の回転角が、その回転限界をこえてはならない。すなわち、P鉸回転限界を φ_P とすれば

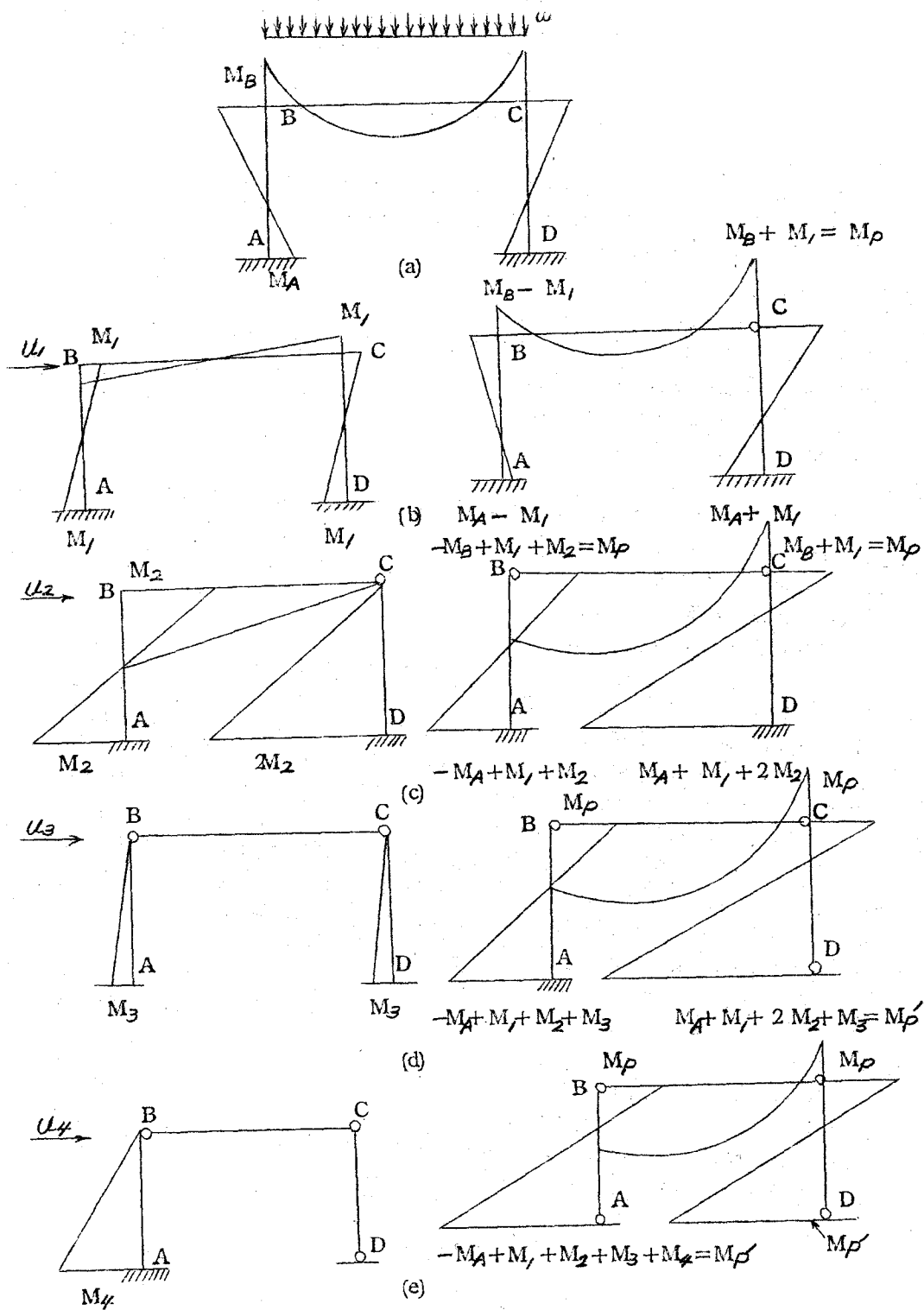


图 - 1

$$P_p \equiv \varphi_2 + \varphi_2 + \varphi_3 + \varphi_4 \quad \text{-----} \quad (4)$$

の条件の下に架構は設計されねばならない。故に、地震力作用時のようなDynamicalな力を受けるときのP鉸の回転限界が問題となる。

また、このような崩壊を対称とした設計法では、常時に作用する垂直方向力に対して、架構が安全であることも必要である。部材が常時荷重時に弾性範囲内（この意味は材料の応力-歪曲線を完全塑性体と仮定した場合の弾性範囲内）にあるので問題とならないが、鉄筋コンクリート構造では、仮令弾性範囲内であつても(1)で示される条件で設計されるので、当然従来の場合と違つた大きい力を受けることになる。従つて、高応力を受ける場合の架構の挙動が問題となる。このことは従来の所謂破壊荷重設計法においても問題となることであつて、終極変位設計法のみにおこる問題ではない。

3. クリープ変形について

梁は常時荷重時にかなりのモーメントを受けることが豫想されるので、鉄筋コンクリート梁では従来のDavis - Graviileの法則およびWhitneyの法則で体系づけられた所謂線型クリープ理論ではその挙動を説明することはできない。（線型クリープ理論はコンクリート強度の何程度までの応力に対して成立するものである）すなわち、クリープ変形が時間および応力の任意函数として表わされる非線型クリープ理論を用いねばならない。非線型クリープ理論についての研究は殆どなく、わづかに1.2の文献でその性質を知ることができる程度である。(2)(3) 非線型クリープ変形を $\delta(t)$ 、応力を σ 、時間を t で表わせば

$$\dot{\epsilon} = k \sigma^m t^n \quad \text{-----} \quad (5)$$

の形であらわされ、その量は非常に大きくなる。

これに反し、柱は終極変位設計法においては梁断面に比べて当然大きく、且つ、材端モーメントは梁とあまり変りがない。従つてそのクリープ量も小さい。

柱と梁とのクリープ量に大きい差のあるとき、例えば柱は従来の線型クリープを梁は非線型クリープをする場合には、丁度柱にクリープをおこさない鋼材を、梁にクリープをおこす鉄筋コンクリート材を使用した場合に匹敵し、この様な場合には梁端モーメントが半分以下0近くまで低下すると共に、中央モーメントがそれだけ増加し、梁中央モーメントが異常に大きくなる。(4) 例えば、梁端で $Wl^2/12$ 、梁中央で $Wl^2/24$ のモーメントのとき、クリープによつて梁端モーメントが0となつたとすれば、梁中央では $Wl^2/8$ のモーメントとなる。所が前論文でのべたように梁中央附近では $Wl^2/7$ のモーメントにたえ得るよう設計されている。(1) 従つて、梁はクリープによつて中央にP鉸はおこらない。また、この様な状態に地震力が作用したとき、図-2に示すように梁端にはP鉸が発生し、内側E点の最大モーメントの所ではPは発生しない。（この理由はE点のモーメントは $Wl^2/7$ よりも大きくはなり得ないからである。）また梁両端P鉸となるまでの水平変位も、図-1(b)、(c)で分けて考えた u_1 、 u_2 の和となり、その耐力は変りがない。故に、クリープによつて架構の終極変位には変りがない。唯、材端モーメントが0となつておさまるまで、材端のクリープ変位が許し得るかどうか、および、このような大きい変位のP鉸回転限界におよぼす影響が問題となる。これらの点については、今後の研究にまたねばならないので、別の機会に検討したい。唯、以上の問題は、架構の終極に対して不利な影響をあたえるので、理想的にはクリープの限界をあたえることによつて、この様な不利を除去することになるが、ここでは一応、従来の設計法に基いて、梁は長期荷重に対し許容強度でおさえる設計法ならば、以上の懸念はな

いことを附加しておく。

勿論、 M_p に対する M_B の割合を(4)式の条件の下に大きくするために、梁材のクリープ量を鉄筋量をますことによつて少なくすることも、経済的には得策である。例えば梁材を比較的コンクリート量の多い鉄骨コンクリート造(鉄骨にライトゲージを使うのも一法と思う)とすること等である。但し、鉄筋量がますと

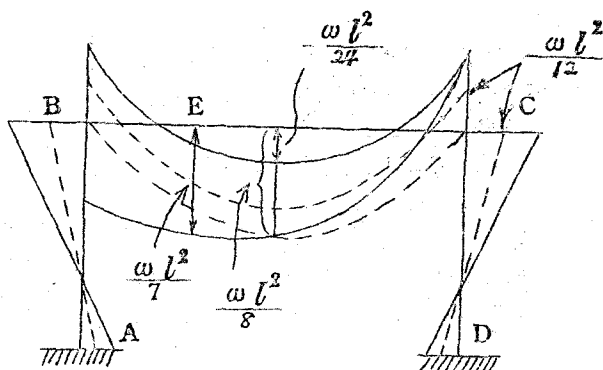


図 - 2

P 鉸回転限界が小さくなることに注意せねばならない。

別法として、梁を P、C、橋造として架橋を組立構造とすることも一方法である。P、C、梁 (continuous beam) とすれば、長期荷重のモーメントを一部打消すばかりでなく、柱との節点は長期荷重に対しては剛節、地震力作用時には P 鉸(一体構造の場合の P 鉸と少し意味が違う)となり、地震力除去後は再びもとに復し、梁端の剪断力およびクリープの影響も小さくなる。

鋼構造においてはクリープの影響は殆どないので、以上の事はおこらず、従つて、終極変位設計法の本質に最も適合した設計法ができる。

4. P 鉸の回転限界

柱に P 鉸が発生して架橋が崩壊に至るまで、梁端に生じた P 鉸は回転を続けねばならない。すなわち、(4)の条件が満足されねばならない。従つて、設計された梁材の P 鉸の回転限界が問題となる。鉄筋コンクリート材についてはすでに坂博士、岡田清氏らの研究⁽⁵⁾があるが、地震時には荷重は dynamical に作用するため、statical な場合の回転限界とは当然違つて来る。このことは荷重が dynamical に作用するときの応力-歪曲線が statical の場合と比べて非常に違うことから判断がつく。コンクリートの dynamical な応力-歪曲線については、D. A. Abrams,⁽⁶⁾ P. G. Jones and F. E. Richart,⁽⁷⁾ D. Watstein,⁽⁸⁾ セメントモルタルについては久保慶三郎氏⁽³⁾が夫々発表されている。D. Watstein 氏の実験によると配合の貧富にかかわらず 10 in per in per sec の歪速度 (3×6-in シリンダーで破壊までの時間は 0.5 秒) で載荷したときを Dynamical な場合として、Statical な試験(歪速度 10⁻⁶ in per in per sec)と比較した結果

$$F_d/F_s \div 1.8 \quad E_d/E_s \div 1.5 \sim 1.3 \quad \epsilon_d/\epsilon_s \div 1.3$$

という結果を得ている。但し、F、E、 ϵ は夫々強度、弾性係数 (secant modulus) 最大荷重時の伸びを表わし、d、s 等の suffix は夫々 dynamical, statical 試験の場合を示す。D. Watstein 氏の実験結果をそのまま用い、簡単にするため応力歪曲線は完全塑性体のものを用い、図-3に示すように

Statical Stress-Strain Curve $f_s = 1, E_s = 1, \epsilon_s \max = 3$

Dynamical Stress-Strain Curve $f_d = 1.8, E_d = 1.5, \epsilon_d \max = 3$

と仮定して回転限界を求めてみることにする。但し、鉄筋の応力-歪曲線は Statical な

場合でも dynamical な場合でも殆んど変化はないので、こゝでは同じ応力歪曲線を使ふことにした。回転限界の計算には、坂村博士らの発表されたように(5)

- (1) 鉄筋が降伏し始めるときをP鉸の発生とする。
- (2) コンクリートが圧潰するときP鉸の回転限界とする。

の二つの仮定をおき、単位長さについての回転限界 φ を

$$\varphi = (\delta_{cmax} + \delta_{cy} + \delta_{smax} - \delta_{sy}) / d \quad (6)$$

より計算した。但し

δ_{sy}, δ_{cy} : P鉸発生時の鉄筋および圧縮側コンクリートの歪度

$\delta_{smax}, \delta_{cmax}$: 回転限界時の鉄筋および圧縮側コンクリートの歪度

d : 梁丈

である。 $\delta_{cy}, \delta_{smax}$ は図解法により求めた。(5)

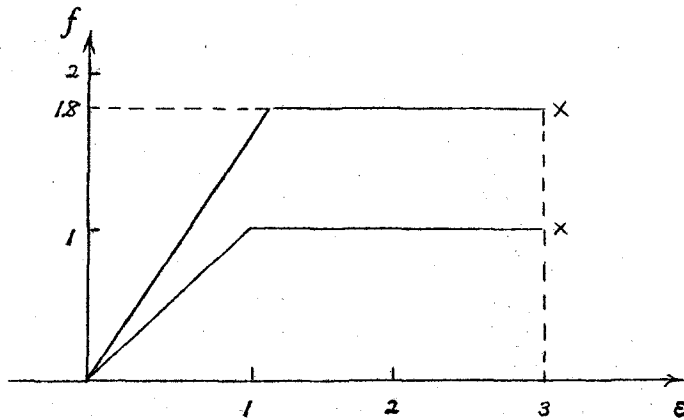


図 - 3

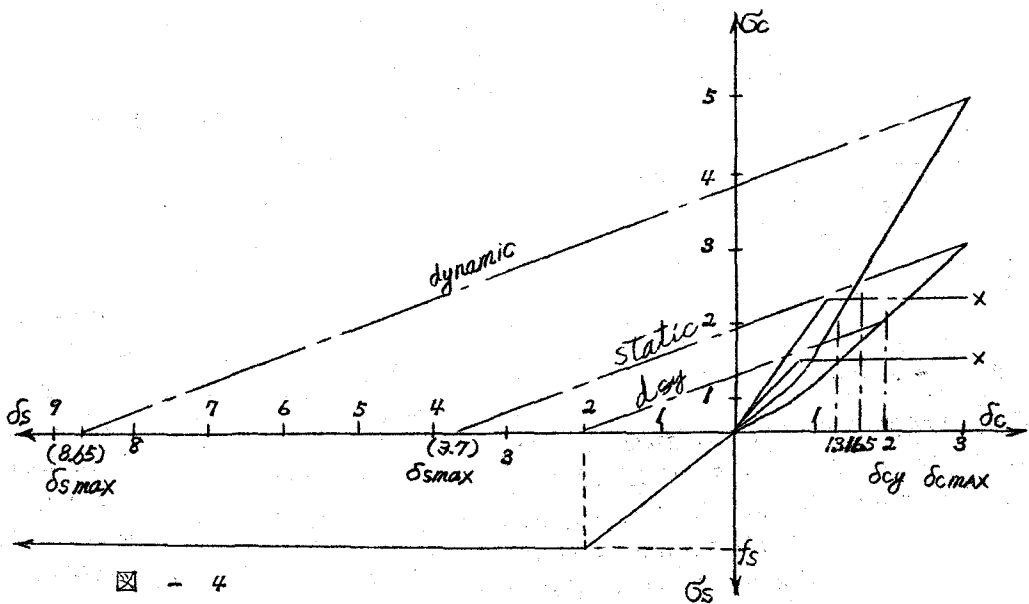


図 - 4

すなわち図-4、図-5等に示す通りである。この図式解法によつて図-3に示す2つの応力-歪曲線に対して夫々の σ_{smax} , σ_{cy} および φ を求めると表-1のようになる。但し、表-1の値は $\sigma_{sy} = 2$, $\alpha = p$, $\sigma_{sy} = \frac{3}{8}$ として σ_{smax} , σ_{cmax} , φ を求めたものである。猶、表-1には $\sigma_c = 0.5$ および 0.75 の所までは静的応力-歪曲線に、それ以上は動的応力-歪曲線の $\sigma_c = 0.5$ または 0.75 以上の部分が続くものと仮定し $\sigma_{cmax} = 3$ としたときの σ_{smax} , σ_{cy} , φ をも求めておいた。(σ_{cy} , σ_{smax} の図解を図-4に示す)

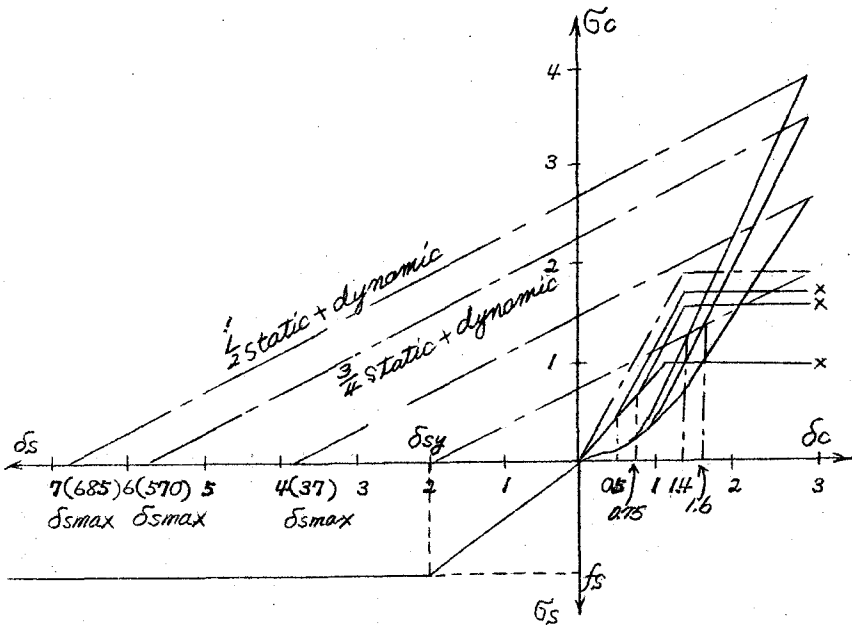


表-1に示すように *dynamical* な荷重を受ける場合のP鉸の回転は *Statical* な場合より一般に大きくなる。特に鉄筋の降伏伸びは図-4または図-5より判るように、*dynamical* な荷重の影響を受け易く、コンクリートの降伏伸びに比べて著るしく大きい。上の例では常時に最大強度の $\frac{3}{4}$ に対する繰応力を生じている場合でも回転角は約2倍と大巾に増大する。但し、このことは上記の仮定の下に行つた計算結果であるので、常時荷重時のスリ-プ等による材料の疲労等を併せ考へたときにはコンクリートの応力-歪曲線は

表 - 1 ϕ の値 ($S = 2, d = \frac{3}{8}$)

Stress-Strain Curve	δ_{cy}	δ_{sy}	δ_{cmax}	δ_{smax}	$\delta_{cmax}-\delta_{cy}$	$\delta_{smax}-\delta_{sy}$	ϕd	比
Statical	2	2	3	3.7	1	1.7	2.7	1
dynamical	1.3	2	3	8.65	1.7	6.65	8.35	3.09
$\frac{1}{2}$ Statical+dynamical	1.4	2	3	6.85	1.6	4.85	6.45	2.39
$\frac{3}{4}$ Statical+dynamical	1.6	2	3	5.70	1.4	3.70	5.10	1.88

図-4で仮定したようにはならず、回転角は上記の値より小さくなる可能性はある。何れにしても *Statical* な回転限界でおさえておけば *dynamical* な荷重を受けるときには、曲げに対してはこの限界よりも大きい回転をおこすことが推論し得る。

更に *dynamical* な応力-歪曲線の研究が進めば、鉄筋量を事実上多くして回転限界を必要以上に大きくせず常時荷重時のクリープの影響を少なくすることも可能であろう。

鋼構造に於ても上と全く同様な方法で回転角の限界を求めることができるが、この場合には圧縮側、引張側共 *Statical* と *dynamical* との応力-歪曲線には大差はなく、鉄筋コンクリート程顕著な増大はない。一般に鉄筋コンクリートと比べて回転角は非常に大きいので実際上は問題とならないであらう。

猶、以上の考察は純曲げのみを受けるP鉸についてのみ行つた。しかし、梁材端にできるP鉸は剪断力および軸方向力の影響を受けるので、以上の回転限界に達するまでに剪断破壊、圧縮破壊、引張破壊等をおこす可能性がある。また、柱材のP鉸も同様であるので純曲げを受ける場合と違つて来る。これらの点については別の機会に考察したい。但し、P、C梁使用の場合には(Unbonded の場合)2、3の震動実験⁽⁸⁾⁽⁷⁾により梁端では震動時には大変位をおこし節点が開けるが、震動終了後は、再び元に復し、前と同じ耐力を示すことが実証されており、鋼構造と共に終極変位設計法に則した構造であると考へる。唯、柱と梁との節点の性質についての更に深い研究が必要である。

5 結 語

以上考察したように、鉄筋コンクリート構造では常時荷重時のクリープの影響が大きく梁柱のクリープ量の相対差を少なくするように考へねばならぬ。(このことは終極変位設計法のみでなく、他のこれに類する終局を対称とする設計法すべてに適用できる。)この条件は終極変位設計法の有利さを失ふことになる。唯従来の設計法に比べて経済的となることは予想できる。この意味で梁材をP、C構造とすること、比較的鋼材の多い鉄骨鉄筋コンクリートとすることなどが考へられ、更に鋼構造では、P、C、梁使用構造と共に最も有利となつて、この設計法の利点が充分發揮できる。

P鉸の回転限界については純曲げのみを受けるときはまづ大丈夫である。剪断力および軸方向力に対して、この影響を考慮せねばならぬ。

その他、色々な問題点はあるが、地震力に対する架橋の変位でおさえ、同時にP鉸回転限界でおさえる終極変位設計法が、従来の終局荷重設計法よりも合理的であると考へ、上記問題点の解決に努力したいと思ふ。

参考文献

- (1) 坂、棚橋、小堀、金多、六車、：終極変位設計法(その1)
- (2) J.R.Shank; Plastic Flow of Concrete at high overload
(J. of the A.C.I. Feb. 1949)
- (3) 久保慶三部：セメントモルタルの塑性とクリープ(土木学会論文集、オ13号、昭27.
3)
- (4) 坂 静雄：鉄筋コンクリートの研究p170
- (5) 坂、岡田、高田：鉄筋コンクリートP絞の回転限界(建築学会研究報告 №31、オ1
部、昭30、5)
- (6) D.A.Abrams: Effect of Rate of Application of Load on the
Compressive Strength of Concrete (Proc. of the A.S.T.M.,
Vol.XVII., Part II, 1917)
- (7) P.G.Jones & F.E.Richart; The Effect of Testing Speed on
Strength and Elastic Properties of Concrete (J.of the
A.C.I. April, 1953)
- (8) H.Bay; Schwingversuche an vorgespannten Bauwerken
(Bautech. Aug. 1954)
- (9) 加藤、田中、山内、猪股、中川：P.C.2階建建物の耐力試験