

論文
[2037] 耐震構造物の曲げ靱性要求値

正会員○平尾 哲也（東京都立大学大学院）
正会員 日向 文英（大成建設）
正会員 早川 純一（佐藤工業）
正会員 山崎 淳（東京都立大学）

1. 目的

棒部材が組み合わされた構造物である平面ラーメンや立体ラーメンが地震を受ける場合、部材の曲げ靱性をどの様に決めれば構造物の安全性、経済性の最適解になるかという設計上の問題がある。

そのため構造物の非弾性化による応答特性の変化と局所的な材料の限界状態を対応づける必要がある。構造物が地震において終局限界状態に至る様々な段階について安全性を評価するために、変形で考慮する場合、定量的取扱のためと、物質の実際の状態の把握のために、構造物の変位 δ 部材の有限長さの曲り角 θ 、単位長さの曲り角 ϕ 、単位長さの伸び縮み ε 、を必要に応じて適宜選択して用いている。安全の評価の最終的判断のためには、材料の状態 ε を用いるのがよいと思われる一方、解析の取扱の効率と現象の物理的解釈のために、 δ から ε へ変換する中途段階として θ や ϕ を用いている。

既往の靱性性能に関する実験は、塑性ヒンジ部を含む比較的簡単な片持ち要素の実験供試体について得ているものが多い。そのような供試体を種々のより複雑な構造物の部分構造要素とみなし、構造要素が発揮できる靱性性能と全体構造の変形挙動の対応関係を数値計算で求めることにより、曲げ靱性要求値の決め方の一例を提案しようとするものである。

2. 対象とする断面形状および配筋、材料

計算例は、高架橋などの下部構造を想定し、比較的低鉄筋比のA-1断面を基準とし、それより高強度、高補強比である二つの断面を選んだ。（図1参照）材料特性としてコンクリートの設計基準強度はそれぞれ、300、400、600 Kg/cm²、鉄筋の降伏強度はそれぞれ 3000、5000、5000 Kg/cm² とした。鉄筋断面積比 $\rho^a = A^a / A^g$ は 4.1、4.6、10.4%、鉄筋インデックス $\rho^a f^a / f^c$ は 0.41、0.58、0.87であった。断面耐力は、引っ張り最外縁鉄筋降伏時に63.4、63.4、60.7t-mで、圧縮最外縁ひずみ0.0035時に83.6、79.2、70.4t-mであった。

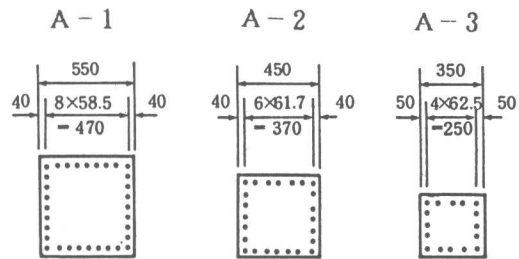


図1 3種の断面の形状寸法

3. 種類の異なる構造物の終局限界状態の設定

安全性の評価において、構造物の種類が異なったり、不静定次数が異なる場合に応じ、構造物の終局限界状態をいかに定めるのが合理的であるかは確立されていない。

地震応答の挙動においてACI Code 318-88.Art ,A.2.1.1に述べている耐震設計の前提、非弾性挙動により地震応答加速度を緩和しようとする設計の観点に立つ場合には、荷重・変位（ $Q-\delta$ ）関係における弾性領域と非弾性領域の比率を考えるのが合理的と思われる。一方、損傷を軽微にとどめるためには、材料特性に関わるから、構造物中の最大ひずみの限界値を設定すべきである。また、この2つの基準の整合性を考えることが必要である。

4. 構造物中の強度分布及び剛性分布設計

非弾性挙動により地震応答加速度を緩和しようとする観点に立ち、終局限界状態を崩壊状態メカニズム時とすれば、静定構造物を同じ基準で扱えるという点から合理的であると思われる。不静定構造物において、構造物終局限界状態における材料ひずみの限界値を設定された値となるように構造物中の強度分布や剛性分布を設計する場合、降伏を局部的なものとするか、より広域的に同時降伏させるかは設計上の意図によるもので、梁の設計の慣習では、モーメント再分配率で表す方法がある。この報告においては、構造物中の強度及び剛性は一様とした。1層ラーメンの場合崩壊メカニズム図2のようであり、上下端での弾性モーメントの差は16.7%なので、モーメント再分配率は、柱上端で16.7%となっている。

5. 対象構造物及び解析方法

対象とする構造物は、次に示す3種の構造物である。片持梁柱、1層ラーメン、2層ラーメンである。構造特性としては、いずれも断面が等しく、一定の水平荷重に対するモーメント最大値、及びモーメント勾配ほぼ等しい。片持梁柱の高さは2.2m、1層ラーメンの柱部の高さ4.4m、梁部2.2m、2層ラーメンは柱部8.8m、梁部2.2mとした。

解析方法は、棒要素による有限要素法により材料非線形を増分法で近似した。要素分割は塑性ヒンジ領域と弾性領域に分け、片持梁柱2要素、1層ラーメン9要素、2層ラーメン14要素とした。塑性ヒンジ長は部材有効高さに等しく固定し（図3参照）、剛性はその領域で一定とした。

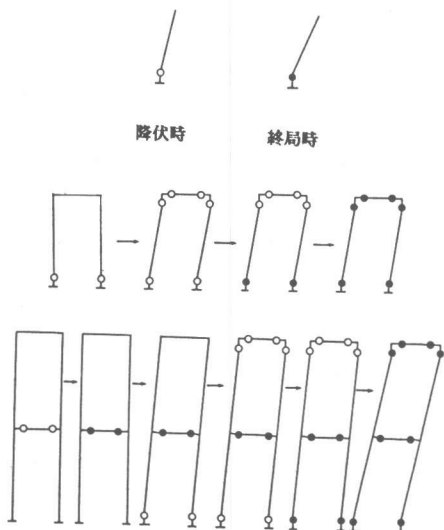
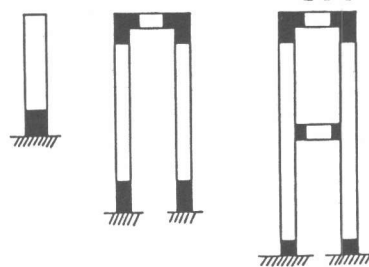


図2 対象構造物の塑性ヒンジ形成順序と崩壊メカニズム



(a) 塑性ヒンジ領域の仮定



(b) 片持梁柱の要素分割

図3 塑性ヒンジ領域と部材要素分割

(c) 1層ラーメンの要素分割

6. 断面のモーメント・曲率 ($M-\phi$) 関係

荷重増分法による構造解析に先立って初等梁曲げ理論によりモーメント・曲率関係を求めた。材料の一軸応力-ひずみ関係は、土木学会の推奨方法すなわち、コンクリートについては、2次曲線と水平線からなるもの、鋼材については完全弾塑性を用いた。3種の断面それぞれについて図4に示してある。図中に、各断面の鉄筋が降伏する点を示してある。抵抗モーメントは、引張最外縁の鉄筋降伏時を基準にすると、終局時（圧縮最外縁コンクリートひずみ0.0035時）での増加は、A-1、A-2、A-3それぞれについて32、26、18%となっている。A-1断面の場合、終局時では引張鉄筋のほとんどと圧縮鉄筋が降伏している。3種の断面の間で、モーメント・曲率関係は弾性域での剛性の値は大きく変わるものの、曲線の形状は類似していると見なせるようである。

7. 各構造物の荷重・変位 ($Q-\delta$) 関係

各構造物の荷重・変位関係は図5、図6、図7になった。片持梁柱と1層ラーメンについてはA-1、A-2、A-3の各断面について、2層ラーメンについてはA-1断面について示してある。

8. 1層ラーメンの降伏進展の過程

1層ラーメンの降伏の順序は、柱下部鉄筋降伏、柱上部鉄筋降伏、柱下部終局、柱上部終局である。荷重・変位 ($Q-\delta$) 関係の曲線が折れ曲がりを示すのは、柱上部で鉄筋が降伏し、柱下部が終局状態になったときで、曲線はほぼバイリニア型と見なせる。

材料降伏が始まるのは、柱下端における鉄筋降伏であるが、この時点では荷重・変位曲線はほとんど変化していない。

また、抵抗水平力はこの時点を基準にすると構造物終局状態までの荷重増加分はA-1、A-2、A-3断面のそれぞれについて、43、37、28%となっている。これらのことから、構造物の地震応答挙動を考察する場合、鉄筋の初降伏時点を用いることは適切とは言えない。

9. 2層ラーメンの降伏進展の過程

2層ラーメンの降伏順序は、中層梁端部鉄筋降伏、中層梁端部終局（圧縮最外縁コンクリートひずみ0.0035時）柱下部鉄筋降伏、柱上部鉄筋降伏、柱下部終局、柱上部終局である。荷重・変位 ($Q-\delta$) 関係に曲線が折れ曲がりを示すのは、柱下部での鉄筋降伏について、柱上部での鉄筋降伏が起る時点にかけてである。曲線は、バイリニア型とは見なせず、弾性域から、非弾性域にかけて緩やかな曲線状に変化している。

材料降伏が始まるのは、中層梁端部における鉄筋降伏であるがこの時点での荷重・変位曲線の形状はほとんど変化していない。

また、抵抗水平力はこの時点を基準にすると構造物終局状態までの荷重増分はA-1断面について、78%となっている。

これらのことから、構造物の地震応答挙動を考察する場合、鉄筋の初降伏点を用いることは適切とは言えない。

また、荷重・変位関係の曲線が折れ曲がりを示すのは、柱下部での鉄筋降伏について、柱上部での鉄筋降伏が起る時点にかけてであった。この時点の直前に中層梁の2つの端部の後の方が降伏したことから、中層梁の両端が降伏することが構造物の非弾性領域への移行を可能にする1つの条件と思われる。この時点での荷重は、終局荷重の56%と低いため終局限界状態に至るため

にこの梁に要求される変位性能は大きな値である。しかし、柱とは異なり軸力は作用しないので中層梁を構造物の地震応答を調節する部材として耐震設計に活用することも可能である。

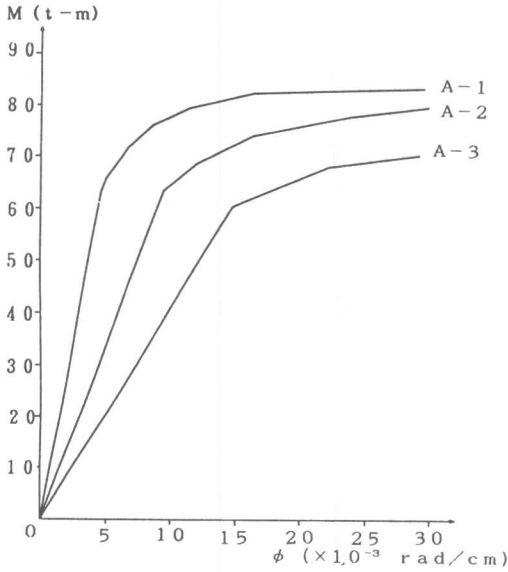


図4 3種の断面のモーメント・曲率関係

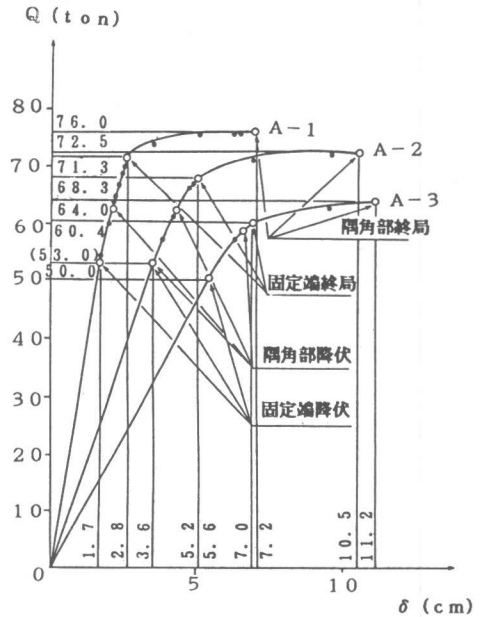


図6 1層ラーメンの荷重・変位 (Q-δ) 関係

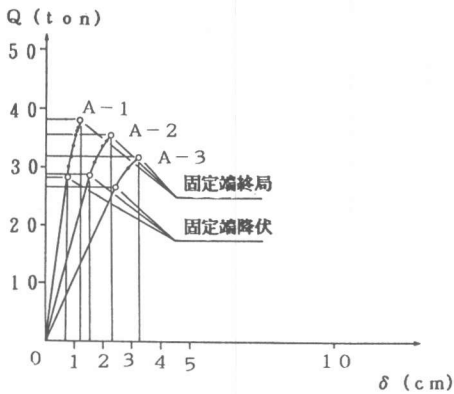


図5 片持ち梁柱の荷重・変位 (Q-δ) 関係

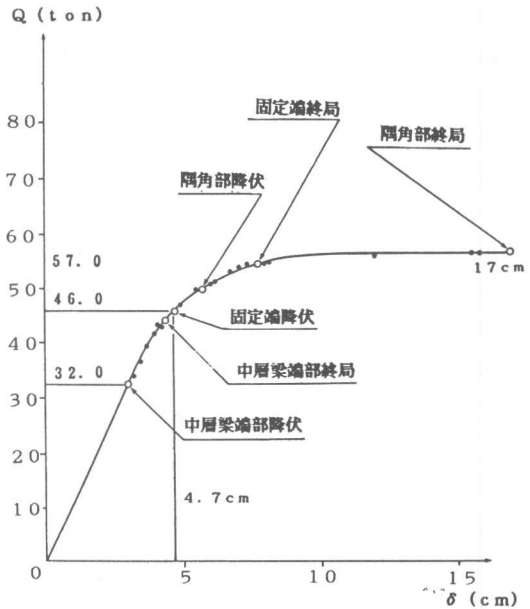


図7 2層ラーメンの荷重・変位 (Q-δ) 関係

10. 荷重・変位 (Q- δ) 関係とモーメント・曲率 (M- ϕ) 関係の対応について

(a) 片持梁柱の荷重・変位関係とモーメント・曲率関係の対応については、モーメント・曲率関係の曲線は顕著な折れ曲がり、折れ曲がりの後かなりの広範囲にわたって平坦な非弾性域が見られるが、荷重・変位関係の曲線については顕著な折れ曲がりは見られず、鉄筋の初降伏の後、構造物の終局状態まで高い剛性を示している。このことから、地震応答において非弾性挙動による応答加速度の低減は期待できない。

(b) 1層ラーメンについては、片持梁柱とは違い、荷重・変位関係の曲線に顕著な折れ曲がりとは折れ曲がりの後かなり広範囲にわたって平坦な非弾性域が見られる。このことから、1層ラーメンのような構造物では、地震応答において、非弾性挙動による応答加速度の低減が期待できると思われる。しかし、そのためには柱下端において要求される断面のモーメント・曲率関係において、曲率による靱性が鉄筋降伏後約 20.60 倍、断面終局状態（圧縮最外縁コンクリートひずみ 0.0035 時）の約 5.5 倍もの変形能力が要求されている。

11. 地震応答特性に及ぼす靱性の影響

弾性領域の大きさと、非弾性領域の大きさの比率によって、材料非線形性を示す構造系を等価と見なし、線形構造に置き換える方法が知られている。そのときの履歴減衰は、ダクティリティ μ を用いて

$$h_e = (1/\pi) \cdot (1 - 1/\sqrt{\mu})$$

と表すことができる。

この方法によれば、非弾性挙動の利用により地震時荷重を低減する仕組みの構造物ごとの差異が読み取れる。

12. 形式別による構造物の変位、ダクティリティ、減衰係数

(a) 静定構造物である片持梁柱の変位は、A-1、A-2、A-3 の各断面についてそれぞれ δy : 0.7、1.5、2.5 cm、 δu : 1.2、2.3、3.3 cm である。（ δy : 鉄筋降伏変位、 δu : 鉄筋終局変位）また、ダクティリティ $\mu = \delta u / \delta y$ は、それぞれ 1.7、1.5、1.3 である。減衰係数はそれぞれ 0.08、0.06、0.04 である。このダクティリティの値から、いずれの場合も鉄筋が降伏し部材の圧縮縁のコンクリートのひずみを 0.0035 とする条件のもとでは、土木学会示方書で規定されている所要のダクティリティ 2.0 は達成できない。

(b) 不静定構造物である 1 層ラーメンの場合の変位は、構造物の終局限界状態を崩壊メカニズムとなる時として、降伏変位を柱上端降伏で柱下端終局とした場合、各断面でそれぞれ δy : 2.8、5.2、7.0 cm、 δu : 7.2、10.5、11.2 cm であった。ダクティリティはそれぞれ 2.6、2.0、1.6 となった。また、減衰係数は 0.12、0.09、0.07 となった。

(c) 不静定次数のより高い 2 層ラーメンの変位、ダクティリティ、減衰係数はそれぞれ次の通りである。柱下端固定端降伏時変位 δy : 4.7 cm、終局時変位 δu : 17.0 cm、ダクティリティ 3.6、減衰係数 0.15 であった。A-1 断面についてのみの結果であるが、この場合の降伏変位は中層梁の両端が降伏し、柱下端で引張最外縁の鉄筋降伏時である。

13. 結論

(1) 片持梁柱の靱性要求値

片持梁柱の場合、構造物終局限界状態を、柱下部で圧縮最外縁コンクリートひずみ 0.0035 時と設定すれば、以下のことが言える。

(a) 崩壊メカニズム時の、構造物変位 δ の靱性値は、A-1、A-2、A-3 の各断面を用いた場合それぞれ、1.7、1.5、1.3 である。この時の降伏変位 δy は、柱下端の引張最外縁の鉄筋降伏時のものである。

(b) このときの片持梁柱の柱下端部における靱性要求値は、部材引っ張り最外縁鉄筋降伏時の曲率 ϕy を基準として、 $\phi u / \phi y$ で表した場合、A-1、A-2、A-3 断面のそれぞれについて、6.56、3.17、1.97 となった。これらの数値は、断面のモーメント・曲率関係を計算する場合の部材引張鉄筋降伏時の値と、圧縮最外縁のコンクリートひずみ 0.0035 時の値の比に他ならない。

(c) 塑性ヒンジ回転角 θ の靱性要求値は、それぞれの断面に対して 1.75、1.67、1.52 となった。

(2) 1層ラーメンの靱性要求値

1層ラーメンの場合、構造物終局限界状態を、崩壊メカニズムとするための最後のヒンジで、圧縮最外縁コンクリートひずみ 0.0035 と設定すれば、以下の事が言える。

(a) 崩壊メカニズム時の、1層ラーメンの構造物変位 δ の靱性値は、各断面についてそれぞれ 2.6、2.0、1.6 である。この時の降伏変位は δy_2 と書き、柱下端の圧縮最外縁コンクリートひずみが 0.0035 となる時のものとした。

その理由は、先にも述べたように、1層ラーメンの場合、構造物の荷重・変位 ($Q-\delta$) 関係がバイリニア型の弾性域から非弾性域への変化をする時点を構造物としての弾性限界 δy_2 とする方が構造物の地震応答評価のために力学的には合理的であるということ、また、その時点において柱下端部における断面は、圧縮最外縁コンクリートひずみが 0.0035 となる時にほぼ対応していたので、構造物変位の靱性は、その δy_2 を基準に考えるのがより合理的と考えたためである。

(b) 1層ラーメンの柱下端部における靱性要求値は、部材引張最外縁鉄筋降伏時の曲率 ϕy を基準として、 $\phi u / \phi y$ で表した場合、各断面についてそれぞれ 20.60、14.93、10.09 となった。

(c) 塑性ヒンジ回転角 θ と曲率 ϕ の場合も圧縮最外縁コンクリートひずみが 0.0035 となる時の値を基準と考えることに挙動の解釈上の利点がある。

(3) 上記の検討結果にかんがみ、構造物の耐震安全性の評価のためには、構造物の種類、すなわち、片持梁柱、ラーメン、また、細長比などごとに構造物の終局限界状態を設定することが望まれる。部材に対する靱性要求値も、構造物の終局限界状態ごとに考慮するのがよいと思われる。

(4) 構造解析の方法として、材料非線形と幾何非線形の取り扱い方の基準を決定することが望まれる。

謝辞：この研究は、文部省科学研究総合研究 (A) No.62302042 の一環として行った。研究代表者・町田篤彦・埼玉大学教授の御指導に厚く御礼申し上げる。