

周期軸力を受ける柱の強度について

東北大学工学部 学生員 ○中島章典
東北大学工学部 正会員 倉西 茂

1. はじめに

図-1 (a) に示すような柱の上部に周期性軸力が作用する場合について考える。このとき周期性軸力の周期が柱の曲げ振動の固有周期の $1/2$ であると、柱は動力学的に不安定となり曲げ振動の振動振幅が、しだいに増加することが知られている。しかし、柱の振動振幅が増加する現象が生じた場合、細長比が十分大きいときには、まず柱の中央断面の最外縁応力が軸力と曲げにより降伏応力に達し、断面の一部が塑性化する。そのため材料の弾塑性により履歴減衰が起こり、振動は定常化すると思われる。けれどもさらに大きな軸力が作用した場合、振動が定常化するまえに、釣合う復元力が得られずに崩壊すると考えられる。そこで本研究ではこの現象を、柱の変形および塑性域のひろがりの影響を考慮した数値計算により調べた。

2. 解析方法

変形および塑性域のひろがりの影響を考慮することにより生ずる非線形性を、荷重増分法により線形化し解析を行なう。この線形化により生ずる内力と外力の不釣り合いを、残差不平衡力を逐次載荷することにより修正している。この荷重増分法を増分形の運動方程式に適用し、ニューマークの β 法 ($\beta = 1/4$) を用いて数値積分により応答を求める。使用鋼材の応力-ひずみは完全弾塑性関係として取り扱い、除荷が生じた場合には弾性除荷経路モデルに従うものとする。振動解析は、有限要素法によって連続体の振動を離散化して行なっている。(参考文献 1 2)

図-1 (a) に示すような周期性軸力 P を次の式で与える。

$$P = P_0 + P_t \sin \theta t \quad (1)$$

ここに、 P_0 : 非周期性軸力 P_t , 周期性軸力の振幅 θ , 周期性軸力の円振動数である。 $\alpha = P_0 / P_{cr}$, $\beta = P_t / P_{cr}$ として式 (1) を書き換えると次のようになる。

$$P = P_{cr} (\alpha + \beta \sin \theta t) \quad (2)$$

ここに、 P_{cr} は非弾性座屈荷重を計算してその値とする。

数値計算には、図-1 (b) に示すような、長さ 10 m の箱型断面で細長比入を 30 , 60 , 120 の 3 種類を用いた。部材パラメータである固有円振動数 Ω と細長比入に対して、周期性荷重のパラメータである α , β , θ によるパラメトリック解析を行なう。今回は動的不安定現象として基本的であり重要である 1 次の励振領域で、 $\theta = 2\Omega$, $\alpha = 0$ とし、荷重周期を最大 10 サイクルとした場合について解析した。鋼材の降伏応力度は 2400 kg/cm^2 を用いている。

表-1 には、3 種類の細長比入について断面のフランジ幅 W , 板厚、1 次固有円振動数 Ω , 非弾性座屈荷重 P_{cr} が示されている。

図-1 解析モデル

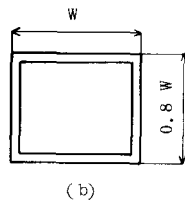


表-1 断面特性

細長比	30	60	120
フランジ幅 (mm)	970	480	233
板厚 (mm)	23	17	18
1 次固有円振動数 Ω	155.63	79.71	40.97
非弾性座屈荷重 P_{cr}	1853	637	183

3. 計算結果

i) $\lambda = 120$ について

パラメータ β を 0.5 から 1.0 までに対して応答計算を行なうと、いずれの場合も図-2のように部材中央の水平方向応答変位は、振動振幅がはたに増加しているが、断面の塑性化が起こるために定常振動へ移行していることがわかる。図では $\beta = 0.5$ の場合を示しており、横軸を1次固有周期で、縦軸を部材長で無次元化している。 β が 0.8 以下では崩壊が起こらなかった。しかし β が 0.9 以上になると、外力と復元力の釣合いが得られず崩壊現象を示している。図-3には部材中央断面の抵抗モーメントと曲率の関係を示している。横軸、縦軸はそれぞれ純曲げによる降伏曲率、降伏モーメントで無次元化して表わしている。図(a)は $\beta = 0.5$ を示しており、この履歴ループはほぼ一定のループを描いていて振動が定常化しているのがよくわかる。図(b)は $\beta = 1.0$ の場合であり、変位の発散により崩壊していることがわかる。この終局時の中央断面付近の応力分布はほぼ矩形分布となっていた。

ii) $\lambda = 60$ について

β が 0.8 以下では、 $\lambda = 120$ の場合と同様に振幅の増加から、塑性化による履歴減衰のためにはたに定常振動となっている。しかし $\beta = 1.0$ では、軸力に縦振動の慣性力が加わるために、柱の基部断面が全断面降伏し、そのまま耐力力を失っている。 $\beta = 0.9$ では、曲げ振動の増幅に前述の現象が加わり、はじめに基部から $1/4$ 付近の断面が塑性化し、その後基部断面が全断面降伏し崩壊した。

iii) $\lambda = 30$ について

β が 0.6 以上では、軸力に縦振動の慣性力が加わるために、基部断面の全断面降伏によって耐力力が失われた。図-4には $\beta = 0.6$ の場合の基部断面の部材軸力と外力曲線を示す。この図からも縦振動の慣性力が大きいことがわかる。 $\beta = 0.5$ では曲げ振動の増幅も小さく、断面の降伏は起こらなかった。

4. あとがき

周期性軸力を受ける柱の挙動について、数値計算により特性の一部を調べたが、細長比が小さい場合には縦振動の慣性力が基部に集中する支持条件であるときには、その影響が大きいと思われる。

5. 参考文献

1. 倉面、矢吹「側方荷重の影響を考慮した2ヒンジ鋼アーチの面内極限強度について」土木学会論文報告集272
2. 倉面、津村「構造物の動的安定性についての数値解析による一考察」昭和53年次講演会概要集
3. ボローチン「弾性系の動的安定」コロナ社

図-2 DISPLACEMENT-TIME CURVE

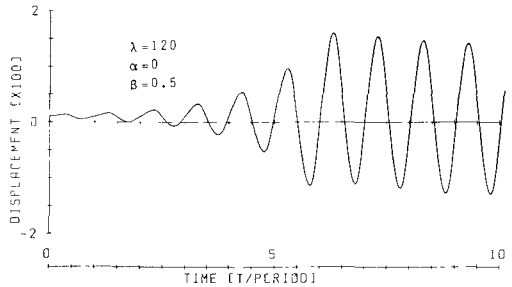


図-3 MOMENT-CURVATURE RELATION

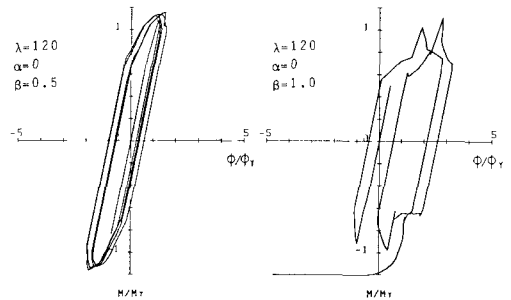


図-4 ELEMENT FORCE-TIME CURVE

