

九州大学 工学部 正員 橋本 武

九州大学 工学部 学生員 ○能登原 功

## 1 まえがき

著者は、先に、地山を完全弾性体としてバネモデル化のうえ、鋼アーチ支保工の耐力に関する研究を行ない発表したが<sup>1)2)</sup>本研究はその発展的拡張である。すなわち、鋼アーチ支保工が塑性ヒンジを発生し変形が増大する全過程において、地山を完全弾性体とみなすには無理があるので、本研究では地山の力-変位関係をbi-linear型に置き換えて、より厳密な鋼アーチ支保工の耐力を評価するものである。

## 2 解析方法

計算は図-1に示す円形アーチ支保工を対象とした。これを18要素に分割し、H型鋼の降伏応力を $\sigma_F = 3000 \text{ kg/cm}^2$ とする。支保工部材の弾塑性解析については、軸力とモーメントを考慮した降伏関数を考え、これにより部材の降伏を判定した<sup>3)</sup>。

地山の取り扱いに関しては、前述のようにbi-linear型の力-変位関係を想定し、また、その一特例として弾塑性体を取り扱うものであるが本文では紙面の都合上弾塑性体の場合のみ記すことにする。すなわち、地山の変位 $u$ がある値 $u_0$ に達するまでは弾性的に挙動し、 $u_0$ を越えると一定荷重 $P_0$ のもとで変位が増加するものである。地山の地盤反力係数は、比較的弱い地山を想定し $k=25, 10, 3$ を用いた。また $u_0$ は $k$ 値との関係が十分明らかでない実情にあるが、地山の降伏にセン断の影響が大きいと考えられるから、文献<sup>3)</sup>等の岩石のセン断試験結果を参考にし、ここでは支保工のはり高さ(10cm)の $1/25, 1/25, 1/50$ を用いることにする。

解析手順は以下のとおりである。1)地山を弾性体として単位荷重 $F$ をかけて、部材の断面力および地山の変位 $u$ を求める。2)求めた部材の断面力によって各部材要素が降伏するまでの荷重倍数 $S$ を求め、そのうち最小のものを $S_{min}$ とする。3) $F \times S_{min}$ の荷重をかけた時には、地山の変位は $u \times S_{min}$ となる。4) $u \times S_{min} > u_0$ となる領域があるか否かを各要素中央点の変位を用いて判定する。5)すべての領域で $u_0$ より小なりは、地山は弾性体として挙動しているので支保工部材の降伏点を検出して次の荷重段階に進む。6) $u_0$ より大なる領域がある場合には、その領域の地山は、 $S_{min}$ 倍した荷重強度においては、降伏しているの、その部分の地山の $k$ 値を0とし、そのかわりに地山が $u_0$ 変位した時に発生する地圧を $1/S_{min}$ 倍し、それを節点荷重としてかける。7)この状態において1), 2), 3), 4), 6)を繰り返す、地山の変位に関して新たな $u_0$ が発生することがなくなる状態になった時の $S_{min}$ を降伏点発生時の荷重倍数として解を求め、次の荷重段階に進む。

## 3 結果および考察

荷重系1をかけ、 $k=25$ とした場合の頂点の垂直変位 $U_0$ と荷重強度 $P$ との関係を示せば図-2のとおりである。微小変

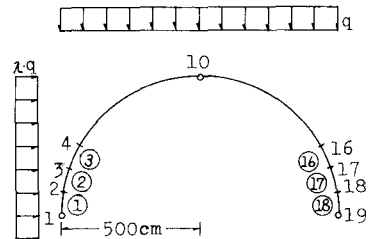


図-1

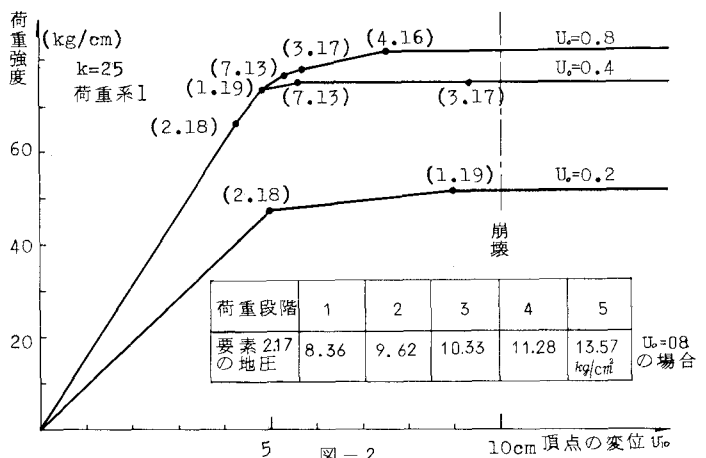


図-2

形理論適用上の制約から本解析結果を無制限に引き延ばして論ずることは困難であり、また実際問題として支保工に大きな変形を許すことは、工事の安全上問題がある。そこで、支保工の最大変位がその断面のはり高さ(ここでは10cm)に達した時をもって崩壊とみなし、図-2を考察すれば、次のとおりである。 $U_0=0.8\text{cm}$ の場合には、支保工が崩壊する荷重強度においても地山の変位が $U_0$ を越えることはなく、文献2)に述べる地山を完全弾性とした結果に一致する。 $U_0=0.4\text{cm}$ では、支保工に第3降伏点が発生する荷重強度において、要素2, 3, 4, 14, 15, 16の領域の地山の変位が $U_0$ を越える。このため、次の荷重段階で、大きな変位が発生する。終局耐力は、完全弾性地山の場合のその約90%に低下することがわかる。また、 $U_0=0.2\text{cm}$ では、支保工に第1降伏点が発生する荷重強度で $U_0=0.4\text{cm}$ の場合と同じ領域の地山が降伏する。このため、非常に小さい荷重において支保工の変位が増加し、終局耐力は完全弾性地山の場合のその約60%に低下している。

なお図中の表には最大地圧が生ずる要素2, 17領域について、 $U_0=0.8\text{cm}$ の場合の値を示した。

荷重系2が作用した場合の荷重強度と頂点変位の関係は図-3のとおりである。 $U_0=0.8\text{cm}$ ,  $0.4\text{cm}$ の場合には変形があまり進まないうちに、部材要素18が全塑性軸力に達したので、このときをもって崩壊とした。なお $U_0=0.8\text{cm}$ の場合には荷重系1の場合と同じく、支保工が崩壊する荷重までに $U_0$ を越える地山領域はなく、 $U_0=0.4\text{cm}$ の場合には第3降伏点の発生する荷重強度において要素17の地山領域の変位が $U_0$ に達した。 $U_0=0.2\text{cm}$ とした場合には第1降伏点の発生する荷重強度において要素15, 16, 17の変位が $U_0$ に達した。なお終局耐力は、完全弾性地山に比べて $U_0=0.4\text{cm}$ の場合で約90%,  $U_0=0.2\text{cm}$ の場合で約65%に低下している。また、図中の表には、最大地圧発生領域要素17における値を $U_0=0.8\text{cm}$ の場合について示した。

図-4は、 $k=25, 10, 3$ の各々について地山を完全弾性体として解いた場合と、地山の降伏を考慮した場合とを比較対照したものである。 $k=25$ ではこの変位の範囲では両者が一致し、 $k=10$ の場合には第2降伏点が発生する荷重段階において要素2, 3, 16, 17の地山領域が降伏するので耐力の上で10%程度相違を示す。また $k=3$ の場合には最初の荷重段階から要素2, 3, 4, 13, 14, 15の地山領域が降伏する。このため支保工の耐力は大きく変化し、弾性地山では完全弾性地山の約 $1/2$ に低下することになる。

#### 参考文献

- 1) 榎木 武, 山本脩司: 鋼アーチ支保工の耐力 昭和49年度土木学会西部支部研究発表会講演集 PP21-PP22, 2, 1975
- 2) 榎木 武, 山本脩司, 能登原 功: 鋼アーチ支保工の弾塑性挙動 昭和50年度土木学会年次講演会講演集 I PP191-192
- 3) 土木学会編 土木技術者のための岩盤力学; PP146~PP148

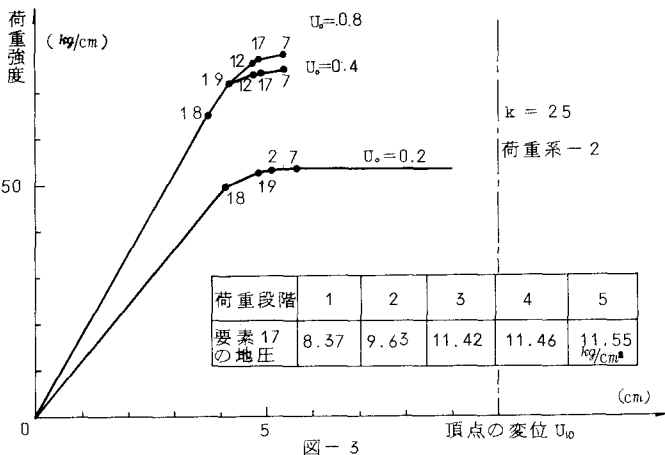


図-3

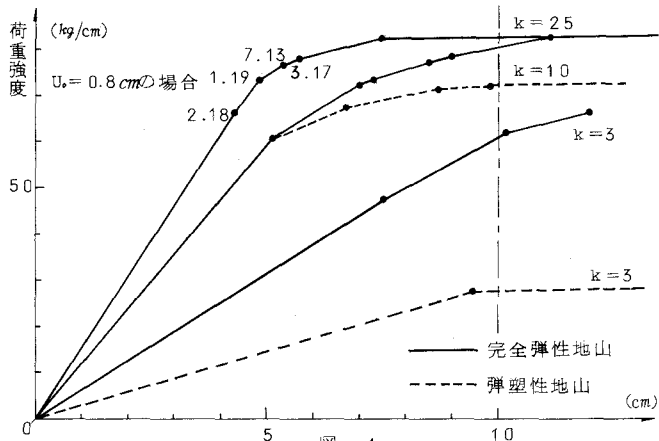


図-4