

[110] PC π 形ラーメン橋の限界載荷試験結果とその非線形解析

正会員 ○ 後 藤 祐 司 (日本道路公団 試験所)

洞 毛 隆 (日本電子計算システム二部)

1 概要

中央自動車道大月ジャンクションの改良に伴い、高速道路上に架橋されている前原オーバブリッジが、追加ランプの建設に支障となった。今回、このオーバブリッジを撤去する前に、破壊近傍まで載荷し種々の測定を行なった。この載荷試験の目的は、これまであまり行なわれたことのない、不静定構造形式の実橋を終局状態まで載荷し、破壊耐力、破壊様式および破壊に到るまでの変形状況等を確認することであったが、計画段階で考えていた予想耐力を越えて、載荷能力の400tを過ぎても終局に到らず、結局434tまで載荷したところで、載荷能力の限界となり試験は中止された。

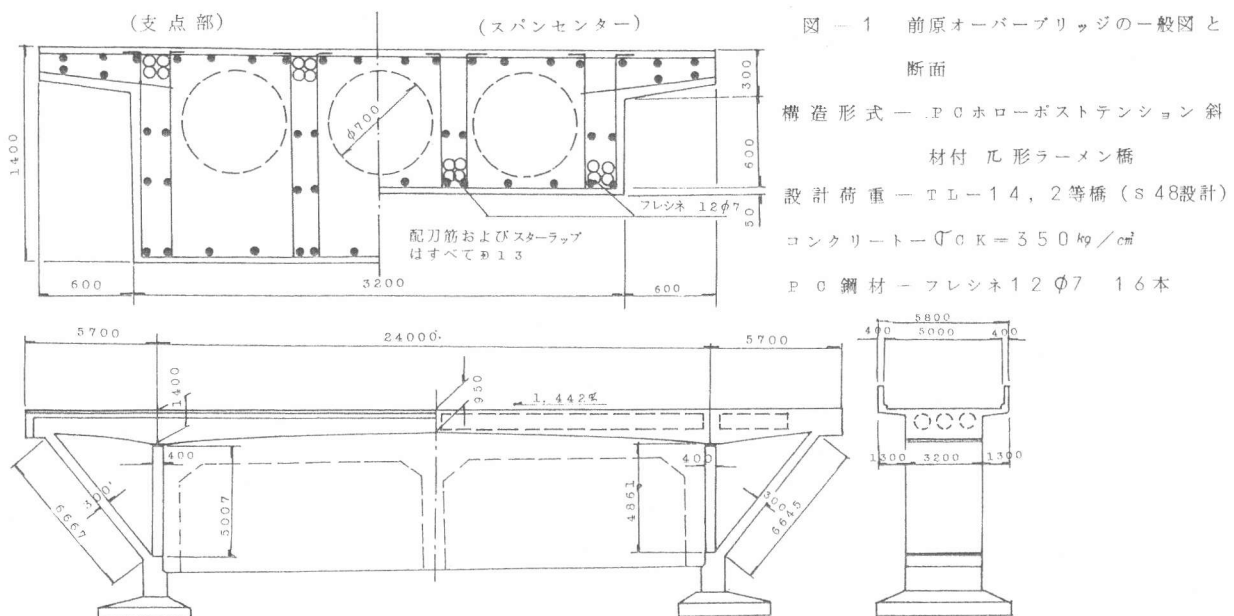
しかしながら、得られたデータから線形計算で予想されるよりもはるかに大きな耐力をもつことが判明し、不静定構造特有のプラスチックヒンジの発生に伴うモーメントの再分配により耐力増加が顕著であることも明らかにされた。

更に、この実橋載荷試験を通して、i) PC構造で、しかもモーメントの再分配を起こす不静定構造に対し、材料の非線形性を考慮し、ひびわれ発生から終局に到るまでの構造物全体の応力・歪を適確に推定する計算法あるいは解析法の確立されたものがないこと、ii) 試験の都合上、スパンセンター載荷のみ実施したが、他の位置あるいは水平力が作用した場合の性状は明らかに出来ず、構造物全体としての耐力の判定が出来ないこと、等の問題点が明らかとなった。これらの諸点を解明すべく、前原オーバブリッジをモデルとして、PC不静定構造形式に対し、塑性化領域まで追従できる非線形解析法を新たに開発し、実験結果と比較し、よい一致を見たので、ここに得られた結果を報告する。

2 載荷試験結果

2-1 載荷試験の状況

図-1に、前原オーバブリッジの構造概要および設計諸元を示す。横断面に示す位置で、地覆および壁高欄



を、その形状の複雑さのための解析上の不明確さを取り除くため、事前に切削した。

載荷は、図-2に示されるように、断面張出し部に孔をあけ、 $\Phi 270$ ケーブルをテースアンカーして建ち上げ、これを載荷ビームで連結し、ロードセルを介して300tセンターホールジャキにて行なった。

2-2 載荷試験結果

載荷試験結果の詳細は、文献1), 2)を参照されたい。ここでは、主に耐力性状とモーメントの再分配について述べる。

概要で述べた如く、予想耐力よりもはるかに大きい荷重 $P=434$ tでも破壊に到らなかったため $P=434$ tにおけるスパンセンターの断面の応力・歪状態を調べてみた。

まず、 PC 鋼線の歪は 6650×10^{-6} であり、これに有効プレストレスによる初期推定歪を加えると 10900×10^{-6} となり、 PC 鋼線の応力は降伏応力を越え、塑性域に達している。また、スパンセンター上縁のコンクリートの圧縮歪は 2700×10^{-6} に達しており、実橋より採取したコンクリートの最大荷重時 ($\sigma_c = 527 \text{ kg/cm}^2$) の歪 2300×10^{-6} を越えている。このように、スパンセンターは降伏あるいは圧縮破壊にきわめて近い段階であったことがわかる。一方、このときの支点部(垂直材上の主桁部)の応力状況は、まだ相当の断面耐力の余裕を残していることが認められた。(スパンセンターでの断面図)

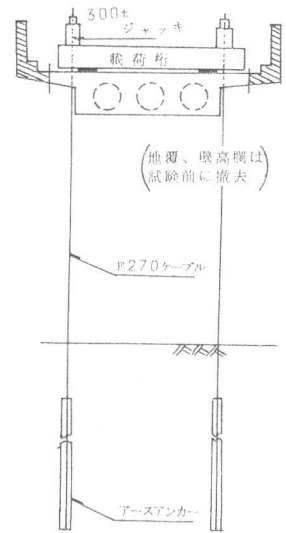


図-2 載荷方式

3-3 モーメントの再分配について

弾性計算で求められる影響線係数(スパンセンターに1ton作用したときの作用モーメントは、スパンセンターで 2.83 t-m 、支点部で -3.17 t-m)より、最終耐力を道路橋示方書の終局耐力算定式にて計算すると $P_{\max} = 355 \text{ t}$ となり、実耐力と相当のひらきがある。(材料強度等は、実測値を代入した)

そこで、この原因をスパンセンターのプラスチックヒンジの発生に伴う支点部へのモーメントの再分配であるとし、これを考慮に入れて次の様に再計算してみた。

$P=355 \text{ t}$ のときの弾性計算で求められる支点部の作用モーメントは、死荷重を含め 1359 t-m となり、断面耐力 2158 t-m に比較して相当の余裕がある。今、仮にスパンセンターの断面の回転能力が、支点部が終局モーメントに達するほど十分にあり、支点部の余裕モーメント ΔM だけモーメントが分配されると考えると、 $\Delta P = (\Delta M / \text{スパン長} / 2) \times 2 = 799 / (24 / 2) \times 2 = 133 \text{ t}$ となり、仮想上限耐力は $P_{\max} = 355 \text{ t} + 133 \text{ t} = 488 \text{ t}$ と計算される(この計算は、メカニズムの発生に伴う極限定理を仮想仕事の定理を用いても同様に得られる)。

もちろん、 $P_{\max} = 488 \text{ t}$ という状況が実現するためには、断面の回転能が無限にあることが前提であり、現実には、部材断面形状および構造物の形状によってモーメントの再分配の程度は異ってくる。

スパンセンターの回転能は、塑性化領域長さ \times 断面の最大曲率で求められるが、既往の研究⁵⁾では塑性化領域は桁高に関係するとも言われているが、測定結果によれば、ヒンジ部の降伏モーメントと作田モーメントの差が小さい場合は長く、この差が大きい場合には短い。今回の橋梁形式と載荷形態の場合はスパンセンター付近のモーメント勾配に対する耐力の勾配の差が大きく、ひびわれ発生状況からも塑性化区間は短かく、回転能は小さい。ちなみに、 $P_{\max} = 434 \text{ t}$ とした場合モーメント再分配率を求めると、0.22となる。

3 非線形解析法とその結果

3-1 既往の解析法とその拡張・変更・追加等について

電算による骨組構造解析は一般に行なわれており、鉄筋コンクリート構造のひびわれの発生に伴う非線形性を考慮した解析法が、田辺らによって発表されている⁵⁾。田辺らは、ひびわれに伴う骨組構造の各要素の剛性の変化を $M-\theta$ 曲線を用いて応力法にて解析しており、多層ラーメン構造等で比較的よい近似を得ている。しかしながら、今回対象としている構造形式に対しては、そのまま適用出来ず種々の拡張・変更および追加が必要であった。

(1) 有効剛性について 骨組構造の各要素は、ひびわれ発生以上のモーメントに対し、要素全長にわたって

ひびわれ発生後の断面剛性で代表されることになる。この場合、変形が実際よりも大きくなる傾向にあり、特に不静定構造の場合のメカニズム発生後に対する影響は大きいと思われた。この影響を加味するために、Branson⁴⁾の有効剛性の考え方を導入し、上述の剛性変化の修正を行なった。ただし、Branson式は、鉄筋コンクリート部材に対して提案されたもので、RC構造に対してではない。そこで、コンクリートの下縁の圧縮応力がゼロになった時を計算上の原点と見なせばRC構造の初期状態と同一式で処理出来るので、これでもって解析を進めた。

(2) プレストレス二次モーメントについて プレストレス二次モーメントは、RC斜孔橋の場合プレストレス導入による桁の変形が垂直材に拘束されることによって発生するもので、全断面有効時には $57^{-1}m$ の大きさで主桁に曲げモーメントとして作用する。解析上は、プレストレス二次モーメントを単純加算しているのので、最終耐力等に影響する。荷重が増加し、スパンセンターが降伏する時には桁の剛性が低下し、不静定モーメントの値が小さくなることは、はっきりしているのので、本解析では一応スパンセンターの剛性低下に比例させてプレストレス二次モーメントを低減させた。

(3) 不静定軸力の処理について RC斜孔橋では、 $P = 1\text{ton}$ の作用に対し主桁に $N = 0.51 \times P$ の水平軸力が斜材を介して作用する。ちなみに、 $N = 0\text{t}$ と $N = 200\text{t}$ ではスパンセンターの断面耐力が約7%と増加する。この不静定力を本解析では、ひびわれ発生までは $N = 0\text{t}$ で計算し、ひびわれ荷重時に解析で得られた水平軸力を用いてM-φ曲線を変更する。その後は、軸力が1割変化する毎に新たにM-φ曲線を修正して処理した。

3-2 解析結果

(1) 図-1に解析値と実測値をスパンセンターにおけるたわみ量で比較した。解析値は、死荷重、プレストレス力、およびプレストレス二次モーメントが作用したのちを原点としている。

破壊条件の設定は、鋼材の最大引張歪およびコンクリート最大圧縮歪 ϵ_{max} で行なっており、本橋の場合は、スパンセンターの ϵ_{max} がまず 3500×10^{-6} に達し、この時を破壊とした。

解析値のうち、Branson式による修正を行わない場合には、予想された如く、実測値に比較してたわみ量は大き目に出ている。特に、支点部にひびわれの発生する $P = 250\text{t}$ 以上の荷重に対し、たわみ量の増加が著しい(解析値II)。これに対し、3-1で述べたBransonの有効剛性を採り込んだ解析値Iは、ひびわれ発生後から、破壊近くまで実測値とよい一致を示している。従って以降の解析は、有効剛性による解析Iを採用した。

(2) 2章で終局耐力の大きさから見て支点部へのモーメントの再分配が、かなり起っていると予想したが、図-4にモーメント再分配の解析結果を示す。図の横軸は載荷々重、縦軸はスパンセンターおよび支点部に作用するモーメントである。図に示される如く、線形解析値すなわち、荷重の増加に対し発生するモーメントが比例するというものに対し、今回の非線形解析値では荷重の増加に伴いモーメントの再分配を起し、ひびわれ発生後スパンセンターのモーメントの増加量が減少するのに対応して支点部のモーメントの増分が大きくなっている。

ちなみに $P = 430\text{t}$ のところでは、スパンセンターのモーメントが再分配によって18%減少し、支点部のモーメントが13%増加している。

プラスチックヒンジの発生も、実測ひびわれ区間と、解析上のひびわれ発生区間のよい一致を見ており、精度よく解析出来たと思われる。

ここに示されたように、非線形解析により計算上でモーメントの再分配を合理的に

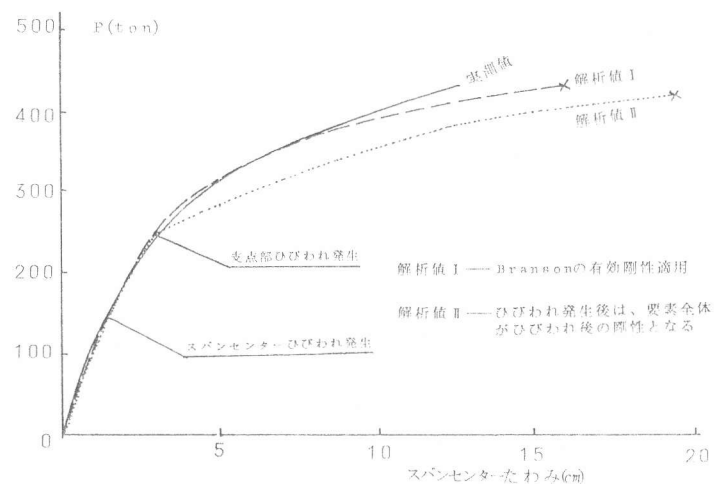


図-3 スパンセンターにおけるたわみ量の比較

反映出来た。コンクリート構造の限界状態設計法試案で、⁶⁾「部材の塑性回転等の影響のため線形解析によって求められる値とは相当に異なる場合があり、この状態での実際に即した断面力を求めるには非線形解析による方が合理的である」と述べられており、この設計法の採用には、この種の非線形解析法が必要になると思われる。

(3) 破壊耐力について 前原オーバブリッジのスパンセンター載荷による耐力は、430t以上であり、この荷重で鋼材、コンクリートともに降伏していることが明らかとなっているが、本解析法を用いて破壊荷重を計算してみた。

今回は、曲げ破壊を起こすことに限定しての話であるが、一応引張鋼材降伏後コンクリートの圧縮歪が 3500×10^{-6} に達したら破壊に到ると仮定すると、 $P=439t$ 、たわみ $17.3cm$ と計算された ($\epsilon_{cmax}=5000 \times 10^{-6}$ と増加させても、 $P_{max}=448t$ であった)。

(4) 本解析の特徴と問題点と適用限界について 本解析は、前原オーバブリッジの実測値を正解とし、この結果に合わせるべく種々プログラムを改良した。材料特性値以外で、実験式等を用いたのは Branson式のみであり一般性を失うことはないと思われる。本報告ではふれないが、実橋から切り出した RC単純桁 (スパン19.5m) の破壊試験例に適用したところ、解析結果との相違は破壊荷重で2%、終局変位で約20%であった。

本解析の問題点として、i) 乾燥収縮、クリープの影響を無視している、ii) 主桁の軸剛性は一定値としている、iii) 軸力の作用位置を図心としている、iv) 一方向荷重に対してのみ適用可能である、v) 純引張材 (斜材) の剛性低下は、鉄筋の付着を考慮して手計算で与えている、等今後検討してゆかねばならない点は数多くあるが、いずれも結果に大きく影響を与えるものではないと思われ、構造物全体としての耐力、変形性状、不静定構造物のひびわれ発生後の挙動等は、比較的精度よく推定できたとと思われる。

4 結論

実橋載荷試験と、これの非線形解析結果を通して次の事が明らかにされた。

1) RC構造の破壊耐力は、設計荷重と比較して、きわめて大きい。(設計計算によれば、設計荷重に対するコンクリートの許容引張応力度の制限で断面が決定されている)

2) 不静定構造にもとづく、モーメントの再分配が生じていることが、実験的に明確にされ、非線形解析法でもこれを精度よくシミュレート出来た。

3) 今回開発した非線形プログラムは、種々の検討課題は残しているが、RC不静定構造全体としての挙動をひびわれ発生から終局に到るまでよく近似している。

<参考文献>

- 1) 増淵孝二・後藤祐司：中央自動車道前原0V載荷試験報告，日本道路公団技術情報第62号，1982年4月
- 2) 増淵・後藤・井手ノ七：中自動車道前原0V載荷試験結果，日本道路公団第24回業務研究発表会論文集
- 3) T.STRISREETREERUX・T.TANABE：Non linear analysis of Reinforced Concrete Frame，土木学会論文報告集 6292，1979年12月
- 4) Branson,D,E：Instantaneous and Time Deflections on Simple and Continuous RC Beams, Report No7 Alabama Highway Depat, 1963年8月
- 5) 田辺忠顕：鉄筋コンクリート部材の諸性状—回転限界—，コンクリートライブラリー34号昭和47年8月
- 6) 土木学会：限界状態設計法試案，昭和56年4月

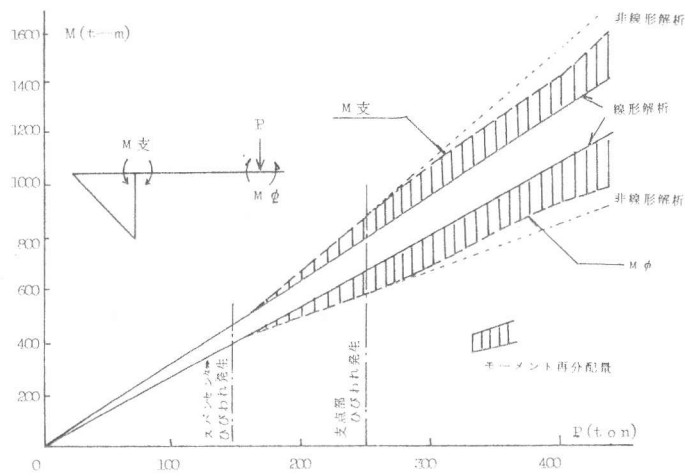


図-4 モーメントの再分配の状況