

(89) カンチレバー外ケーブルの終局荷重時の張力増加に対する検討

日本道路公団	名古屋建設局	正会員	池田 博之
同 上			水口 和之
大成建設(株)	土木設計第1部	正会員	白谷 宏司
同 上		正会員	○藤倉 修一

1. はじめに

外ケーブルを用いた PC 橋では、外ケーブルと主桁コンクリートの間が付着がないため断面の平面保持が成立せず、一般に終局荷重時の張力増加量が付着のあるケーブルの場合よりも小さい。連続ケーブルを対象とした終局荷重時の外ケーブルの張力増加量の推算方法については多くの研究成果があり、世界数カ国の設計基準等にも示されている¹⁾。一方、張出施工の場合のカンチレバーケーブル等、短い外ケーブルが連続桁の中間支点のような曲げ変形の大きな箇所を跨いで配置される場合については、連続ケーブルよりも大きな張力増加が期待できることは予想されるものの、今まで検討事例は少ない。

全外ケーブル方式で張出架設により施工される、近畿自動車道の大内山川第二橋の設計においては、特にカンチレバー外ケーブルの終局荷重時の張力増加に着目した複合非線形(材料および幾何学的非線形)解析を実施した。また、実物大の主桁模型を用いた載荷試験においても外ケーブルの張力増加量の検証を行った。本報告では、これらの検討概要を紹介する。

2. 大内山川第二橋の複合非線形解析

(1) 概要

大内山川第二橋は、橋長 437m、最大支間長 120m の 7 径間連続波形鋼板ウェブ PC 箱桁ラーメン橋であり、全ての主方向 PC 鋼材は外ケーブルで、張出工法で施工される。

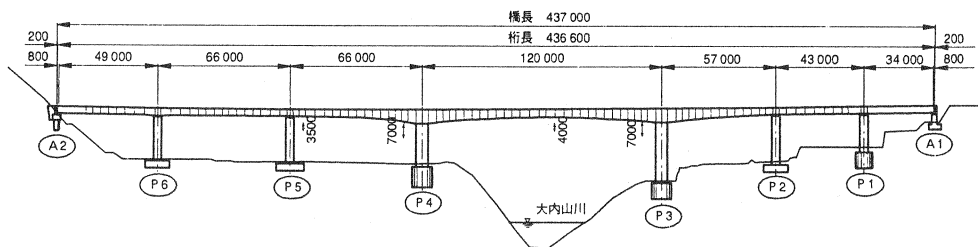


図-1 大内山川第二橋全体図

詳細設計においては、まず通常の終局荷重時の曲げ破壊安全度の照査を行ったが、その時の外ケーブル張力の増加量を 200N/mm^2 と仮定し、安全率 1.0 以上を確保するように PC 鋼材および床版鉄筋を配置した。

本橋は、支間割の関係で両張出部(バランスドカンチレバー)と片張出部が混在している。そのため、施工ステップを再現した解析による完成後の死荷重断面力は、施工中の構造系の変化を無視した場合の計算結果と大きく異なる。従って、全橋をモデル化しての終局耐力照査を行うためには、施工ステップを追った複合非線形解析が必要であるが、計算が著しく複雑化するため、本検討においては、特に詳細設計で曲げ破壊

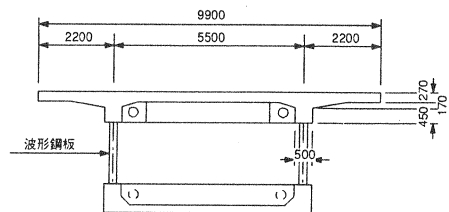


図-2 大内山川第二橋 断面図

安全度が低かった P4 橋脚のラーメン柱頭部に着目し、当該張出部のみをモデル化した非線形解析を行って終局荷重時のカンチレバー外ケーブルの張力増加量を算出した。つまり、本解析の目的は、複合非線形解析によって終局荷重時の耐力照査を行うのではなく、終局時のカンチレバー外ケーブルの張力増加量が設計計算時の仮定値程度を実際に見込めるかどうかを確認することである。

(2) 解析モデル

本検討においては、汎用 FEM 解析ソフトウェアの ABAQUS Ver. 5.8 を用い、主桁を梁部材とした 2 次元のファイバーモデルによる解析を行った。主桁を鉛直方向に分割されたファイバー要素で構成される梁部材にモデル化し、断面の平面保持を仮定した。波形鋼板ウェブの軸方向剛性はアコーディオン効果により無視できるものとした。外ケーブルは軸力のみ伝達する棒部材とし、偏向部は Coulomb の摩擦モデルにより摩擦損失を考慮できるギャップ要素にモデル化した。静摩擦係数は 0.3、滑動後の摩擦係数は 0 とした。

解析モデルを図-3 に示す。P4 橋脚張出部 13 ブロックのうち第 10 ブロックまでの主桁と、この間に配置されるカンチレバーケーブルをモデル化した。

コンクリート、鉄筋、および PC 鋼材の材料特性は、道路橋示方書に準拠して設定した。外ケーブルの張力は、使用状態（死荷重）で設計計算上の有効緊張力となるように、初期張力を設定した。

死荷重としては、モデル化されている張出部の分布荷重、および施工ステップを追った弾性骨組解析で得られている張出部先端位置における境界断面力を、それぞれ 1.7 倍して与えた。活荷重としては、事前に全橋の弾性骨組モデルで影響線解析を行って P4 柱頭部に最も不利となる載荷パターンを把握し、これに応じた主桁部材上の荷重および境界断面力を漸増載荷した。

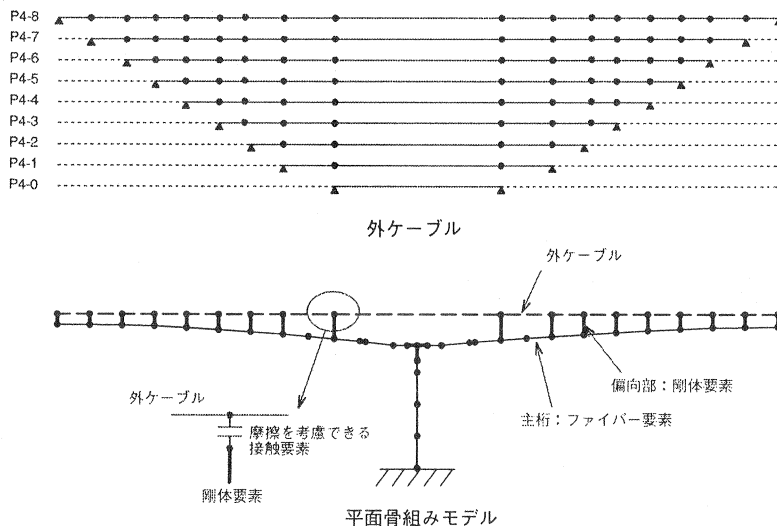


図-3 非線形解析モデル

(3) 解析結果

柱頭部断面が終局状態に達した時点での、各ケーブルの応力の増加量の解析結果を図-4 に示す。最も短い外ケーブル（約 20m）のケーブル応力の増加量は約 600N/mm² と、設計計算で仮定されていた 200N/mm² を大きく上回っている。10 ブロックまでの各ケーブルの平均応力増加量も約 300N/mm² である。

主桁上縁のひずみは図-5 に模式的に示されるように、中間支点上で極大値を取り、支点から離れるにつ

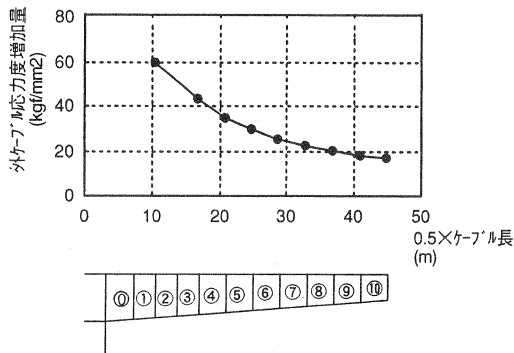


図-4 ケーブル張力増加量

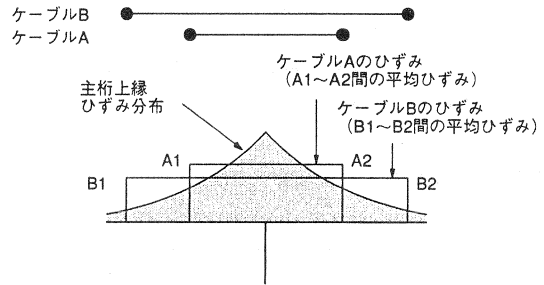


図-5 外ケーブルひずみ量の概念

れて単調減少する。外ケーブルの張力増加量は、両定着点間の主桁の平均ひずみ量に依存するので、短いケーブルほど平均ひずみ量が大きく、張力増加量もそれに応じて大きくなっている。

なお、図-4に示す張力増加量は各ケーブルの両定着点間の平均値である。外ケーブルの張力増加量は、中間に偏向部がある場合には、偏向部での摩擦損失のため場所によって異なるが、静摩擦係数 0.3 程度を想定した場合の場所による変化率は、無視しても差し支えない程度のオーダーであった。

本解析結果より、柱頭部断面が終局状態に達した時のカンチレバー外ケーブルの張力増加量は、設計計算で仮定した 200N/mm² よりも大きく、この仮定は安全側であったように考えられる。

3. 実物大模型を用いた鉛直載荷試験

(1) 試験概要

大内山川第二橋工事においては、外ケーブル定着部の安全性確認のために、主桁の実物大模型を製作して緊張試験を行ったが、引続き同じ模型を利用して鉛直載荷試験も行った。試験模型は実橋の桁高 3.5m の張出部主桁を再現した片持梁である。模型の施工は、支保工によるブロック毎の片持張出工法である。

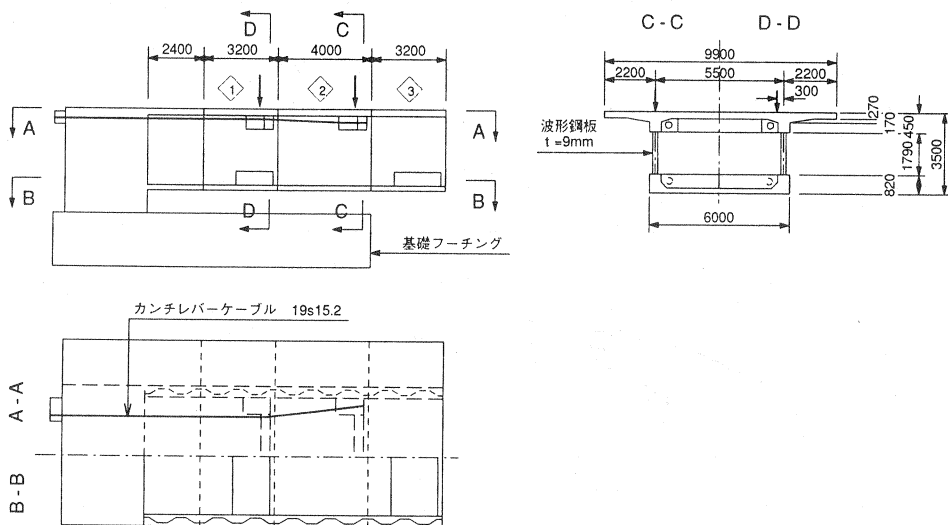


図-6 鉛直載荷試験模型

鉛直荷重試験では、第1ブロックおよび第2ブロックのウェブ上にジャッキを設置し、その上の荷重用の鋼製横梁と基礎フーチングをPC鋼棒で結構して、ジャッキアップによってPC鋼棒に緊張力を導入させることで主桁に鉛直荷重を荷重した。波形鋼板ウェブに面外変形を与えるため、第1ブロック上のジャッキはウェブ図心から30cm構造中心側に偏心させ、片側ウェブに500KN、合計1MNを第1ブロックに荷重した。

(2) 事前解析および荷重条件の設定

外ケーブルとしては第2ブロックに19S15.2を2本定着しているが、荷重設備の規模の関係上、死荷重状態でのケーブル張力は1本当たり1MN(約0.2Pu)に設定した。実橋の設計と同様の複合非線形解析を試験模型に対しても行った(後述の解析Case1)結果、第1ブロックに鉛直荷重1MNを荷重した状態で、柱頭部断面が終局状態(下床版の圧壊)に達する時の第2ブロックの荷重荷重は約4.5MNであった。せん断力を波形鋼板のみで負担すると仮定した場合、合わせて5.5MNの荷重荷重および主桁自重による波形鋼板のせん断応力度は約230N/mm²で、設計計算上の鋼板の公称せん断降伏応力度(材質SM490YB、200N/mm²)を超えている。試験の際は、まず第2ブロック上に2.5MNまで荷重し、次に第1ブロックに1MNを荷重(第2ブロックの2.5MNの荷重は維持)、その後再び第2ブロックの荷重を漸増させた。

(3) 主桁の曲げ挙動

図-7に張出部先端の鉛直変位と第2ブロック荷重の関係を示す。試験結果との比較のために、実橋の場合と同様の2次元ファイバーモデルによる複合非線形解析を行った。解析ケースは以下の通りである。

表-1 解析ケース

	部材の材料強度	波形鋼板ウェブの軸方向剛性の評価	断面のせん断剛性の評価
Case 1	示方書規定	無視(剛性0)	無限大
Case 2	材料試験で得られた実強度		
Case 3		実板厚の平板ウェブと見なして剛性を評価	床版、ウェブを考慮した全断面の実せん断剛性
Case 4			
Case 5		実板厚の平板ウェブと見なすがヤング係数を低減	

Case 1 は、前述の実橋における終局荷重時の外ケーブル張力増加量の推算を行った解析と同じ条件であり、道路橋示方書の曲げ破壊安全度照査時の規定に準じて材料強度を設定している。一方、Case 2~5 は試験模型製作の際に行われたコンクリート、鉄筋、波形鋼板の強度試験から得られた実強度を用いている。

Case 5 は、荷重~変位曲線の解析結果と試験結果が近い値になるように、波形鋼板ウェブの軸方向剛性を

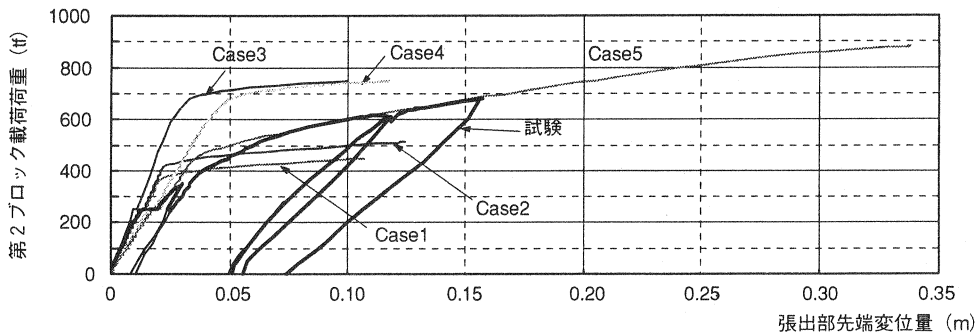


図-7 鉛直荷重試験における荷重~変位曲線

逆算したもので、板厚は試験模型と同じ 9mm であるがヤング係数は鋼材の実値の 1/30 としている。ただし、試験においては、柱頭部横桁に接合されている鋼板パネルには降伏応力に近い大きな引張応力が発生していたと推測されたため、解析においてはこの区間（横桁から 215mm、図-8 の節点 3 と 4 の間）のみ実ヤング係数を用いた。

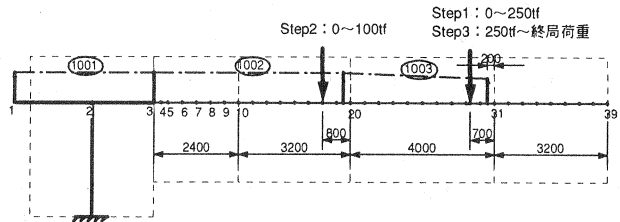


図-8 試験模型非線形解析モデル

なお、いずれの解析ケースにおいても、下床版の圧縮ひずみが 0.0035 に達した時点を終局時と設定した。試験においては、事前解析 (Case 1) で予測された終局荷重 (4.5MN) を超え、6.8MN で載荷設備の能力の限界により載荷を終了したが、この時点でも図-6 に示されるように荷重～変位曲線に特異な変化は見られず、下床版のごく一部に圧壊の徴候が見られた程度で、下床版下面の計測圧縮ひずみは 0.0022 であった。

試験値と解析値を比較することにより、下記の点が明らかになった。

- ・引張鉄筋降伏後の荷重～変位曲線の勾配に着目すると、Case 5 以外の解析結果は、全て試験結果より勾配が小さく、実際の方が鉄筋降伏後の主桁の曲げ剛性が大きい。Case 1、2 では引張鉄筋降伏後の荷重増加分に対しては外ケーブルの張力増加で抵抗している。Case 4、5 でも、引張鉄筋降伏後は波形鋼板ウェブが荷重増分の大半を負担するが、鋼板もすぐに降伏してしまうため、結局外ケーブルでその後の荷重増加分を支持することになり、荷重～変位曲線の勾配が Case 1、2 と一致することになる。
- ・波形鋼板ウェブのヤング係数を小さくした Case 5 では、Case 3、4 よりも波形鋼板の軸引張応力が小さいため最大荷重時でも降伏に至っておらず、引張鉄筋降伏後の荷重増分に対して、外ケーブルと共に引張応力が増加し続けるため、荷重～変位曲線の勾配が Case 3、4 よりも大きくなる。本報告では省略したが、主桁の変形の他、計測された鉄筋応力、下床版圧縮ひずみなども Case 5 の解析結果に最も近く、Case 5 の解析方法が最も実現象に近い結果となった。
- ・波形鋼板ウェブの軸方向剛性を無視した Case 1、2 の曲げ耐力は試験値よりも小さく、連続桁の中間支点においては、波形鋼板ウェブの軸方向剛性が耐力増加に大きく寄与している。

試験においては、上床版のクラックは柱頭部付近の約 2m の範囲に集中しており、クラック幅は大きなものでは 3～4mm に達したが、各ブロック継目の張出床版には最大荷重時においても最大で約 0.2mm、平均約 0.1mm のクラックが発生した程度で、シェアラグによる有意な損傷は見られなかった。

(4) 外ケーブルの張力増加

本橋では外ケーブルの防錆仕様は透明シース+グラウトであり、試験模型においても外ケーブルに透明シースを設置し、載荷に先立ってグラウトを施した。しかし、そのためにケーブル張力の計測が困難になってしまい、ケーブル張力の変化を直接計測することはできなかった。そこで、間接的ではあるが、試験の際の張力増加量のオーダーを下記の 2 通りの方法で推測し、解析値との比較を行った。

- ・鉛直載荷試験の前に行われた、外ケーブル定着突起の安全性確認試験のために、第 2 ブロック定着突起内の鉄筋にひずみゲージが取り付けられている。緊張試験 (ケーブルを $0.9P_y = 3.8\text{MN}$ まで緊張) の際の鉄筋ひずみの増加量と、載荷試験の際の同じ鉄筋のひずみの増加量との比較から、載荷試験時のケーブル張力の増加量の推測を行った。その結果、最大荷重時のケーブル張力増加量の推測値は 1 本当たり約 1.4MN であった。

・主桁の数点の鉛直、橋軸方向の変位の計測結果から外ケーブル定着位置の変位量を求め、定着位置間の距離の変化から幾何学的にケーブルの伸び量を算出した。その結果、最大荷重時のケーブル張力増加量の推測値は1本当たり約1.3MNである。

前述の5ケースの複合非線形解析のうち主桁の変形を最も良く再現していたCase5における、外ケーブルの張力の変化を図-9に示す。最大荷重時での張力増加量は約1.5MN（応力増加量 560N/mm^2 ）であり、推測値とオーダーは一致している。従って、直接確認はできなかったものの、本検討で行った複合非線形解析による張力増加量の算出結果は、グラウトされた外ケーブルの場合でも概ね妥当であったと推測される。

判別しにくいのが、図中には偏向部によって分けられる3区間のケーブル張力が示されている。

摩擦係数0.3程度の偏向部では、摩擦による張力変動量はさわめて小さい。

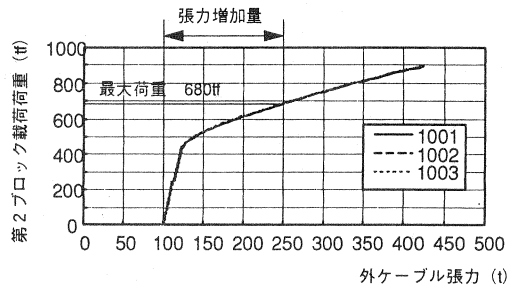


図-9 外ケーブル張力増加量 (Case 5)

4. まとめ

外ケーブルの張力変化は、基本的には両定着点間の距離の変化と関連するため、主桁全体の変形が精度良く解析できれば張力増加量も同様の精度で算出できることになる。言い換えれば、2節で述べた実橋を対象とした複合非線形解析に戻ると、波形鋼板ウェブの軸方向剛性を考慮していないため、実橋に終局荷重時相当の断面力が発生した際の主桁の変形量は解析値より小さく、その分外ケーブルの張力増加量も小さくなる予想される。試験模型に対する解析 Case 5 における波形鋼板ウェブの軸方向剛性の低減率は、解析による主桁の変形と試験結果が合うように逆算して求められたもので、本試験と異なる条件でも同様の低減率を適用できるかどうかは不明である。

本橋の終局時の安全性について言えば、柱頭部付近では、設計計算で想定されていたよりも実際の曲げ剛性や終局耐力が大きいため外ケーブルの張力増加量が少なくなるのであり、また、本解析は全橋の一部をモデル化したものにすぎないが、設計計算結果では支間中央付近の方が曲げ破壊安全度が高く、柱頭部の剛性低下による断面力の再分配にも対応できるだけの耐力が支間中央部にはある。従って、本検討で行った複合非線形解析が実際の挙動を精度良く再現しているとは言えないものの、本橋は所要以上の終局耐力を有していると推測できる。

本検討により、カンチレバー外ケーブルの終局荷重時張力増加量は $200\sim 600\text{N/mm}^2$ と有意であり、短いほど張力増加量が大きくなる傾向があることを確認できた。また、本検討で行った複合非線形解析手法の妥当性を、実物大模型試験結果との比較によって検証した。ただし、外ケーブルの張力増加特性は各橋梁の構造・荷重条件等によって変わり得るため、外ケーブルが多用される橋梁においては、まず主桁が終局状態に至るまでの変形特性を正確に把握することが必要であると考えられる。

参考文献

- 1) 小坂寛巳・川田成彦・津野和男：外ケーブルを用いた PC 橋の終局曲げ挙動に関する研究、土木学会論文集、No. 613/V-42, pp147 - 163, 1999. 2