

外ケーブルを用いたPC橋の 終局曲げ挙動に関する研究

小坂寛巳¹・川田成彦²・津野和男³

¹正会員 工修 首都高速道路公団 工務部 設計技術課長 (〒100-0013 東京都千代田区霞ヶ関1-4-1)

²正会員 工修 首都高速道路公団 工務部 工務企画課付 (〒100-0013 東京都千代田区霞ヶ関1-4-1)

³フェロー会員 工修 住友建設(株) 取締役副社長 (〒160-8577 東京都新宿区荒木町13-4)

外ケーブル方式の単純桁、連続桁、連続ラーメンPC橋を対象モデルに、それらの終局時の曲げ挙動を把握するために材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した解析を行った。その結果を踏まえて、構造別に曲げ耐力算定用の外ケーブル応力度増加量の簡易算定式を提案した。また耐荷力向上、走行性改善を図って、既設単純桁橋を外ケーブル補強により連結桁とした構造について、非線形解析を行った。その結果、同構造の曲げ破壊に対しては、線形解析によって断面力を算定した場合には安全度がかかなり不足していたが、非線形解析によればモーメント再分配が顕著に生じることにより、安全性が満足されるという特性が判明した。

Key Words : external tendon, nonlinear analysis, increase in stress, no-joint, reinforcement, connected girders

1. はじめに

外ケーブルを用いたPC橋梁は、従来の内ケーブルを用いたPC橋梁に比べて、施工性、省力化、経済性、維持管理面において有用性が認められている構造形式である。近年の労働力不足や省力化の要求からPC橋における外ケーブル方式の需要が高まってきており、国内においても外ケーブル構造がさかんに計画され、また様々な機関において外ケーブル方式に関する規準の整備が進められている。

外ケーブルを用いた部材断面の曲げ耐力の算定法としては、国内では外ケーブル方式の設計・施工ガイドライン¹⁾等に規定されるように外ケーブルを部材の変形に伴う張力増加を見込まない引張抵抗材とみなす手法が一般的に採用されている。この手法によって設計した場合、外ケーブル比率の比較的小きな内外ケーブル併用橋では、配置鋼材量を供用荷重時に着目して決定すれば、終局荷重時の曲げに対する安全性は満足される場合が多い。しかし外ケーブル比率が高くなるにつれて、その安全率は減少し、終局荷重時において鋼材量が決定されるケースが生じる。

外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法設計施工規準(案)²⁾には、外ケーブル応力度増加に関する既往の実験結果が示されているが、数多くの実験により、部材の終局時に外ケーブルの張力増加がある程度もしくは相当量存在することが確認されている。諸外国の規準等では後述するようにその算定式が規定されているものが数多くあるが、同規準(案)では、これらの事例を踏まえて「終局限界状態の断面耐力を算定する際、構造条件を考慮して部材の変形に伴うケーブルの応力度増加を見込んでよい」ことが、国内の規準類の中で初めて提示され、「桁高2m以上の標準的な支間を有する箱桁橋に外ケーブル橋を適用する場合には、終局時における外ケーブル応力度増加量は200N/mm²程度見込めると考えられる。」と解説された。これは、外ケーブル応力度増加を見込んだ設計は、合理的であり、経済的なPC鋼材配置量を決定できる利点があるからである。

このため終局時における外ケーブル応力度増加に関して、研究の蓄積と、曲げ耐力算定に用いることができる。実用式の提案が待たれている。本研究は、構造別に行ったケーススタディを踏まえて、外ケーブルの応力度増加量の簡易算定式を提案するものである。

表-1 既往の主な規準と研究式

コードまたは研究者	刊行年	算定式
DIN 4227 5)	1980	$f_{ps} = f_{pe} + E_{ps} \frac{dp}{L_2} < f_{py}$
ACI 318-83 6) (Mattock, Yamazaki & Kattula) (Mojtahedi & Gamble)	1983	$f_{ps} = f_{pe} + 10000 + \frac{f_c}{\mu \rho_{ps}} \text{ (psi)} \leq f_{pe} + 60000 \text{ or } f_{py}$ $\mu = 100 \text{ if } L/dp \leq 35$ $\mu = 300 \text{ if } L/dp > 35$
BS8110 7) (Pannell)	1985	$f_{ps} = f_{pe} + \frac{7000}{L_2} \left(1 - \frac{1.7 f_{pu} A_{ps}}{f_{cu} b dp} \right) \text{ (MPa)} \leq 0.7 f_{pu}$
AASHTO 8) (Naaman & Alkhairi)	1994	$f_{ps} = f_{pe} + \Omega u E_{ps} \epsilon_{cu} \left(\frac{dp}{c} - 1 \right) \frac{L_1}{L_2} \leq 0.94 f_{py}$, $c = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - A_s' f_y' - 0.85 f_c' (b - b_w) h_f}{0.85 f_c' \beta_1 b_w}$, $\Omega u = \frac{3}{(L/dp)}$
Du & Tao 9)	1985	$f_{ps} = f_{pe} + 786 - \frac{1920}{b ds f_c} (A_s f_y + A_{ps} f_{pe}) \text{ (MPa)}$, $\frac{A_s f_y + A_{ps} f_{pe}}{b ds f_c} \leq 0.3$, $0.55 f_{py} \leq f_{pe} \leq 0.65 f_{py}$, $f_{ps} \leq f_{py}$
Harajli & Kanj 10)	1990	$f_{ps} = f_{pe} + \gamma o f_{pu} \left(1.0 - 3.0 \frac{A_{ps} f_{pe} + A_s f_y}{b dp f_c} \right)$, $\gamma o = \left(0.12 + \frac{2.5}{L/dp} \right) \times \frac{L_1}{L_2}$, $\frac{A_{ps} f_{pe} + A_s f_y}{b dp f_c} \leq 0.23$
11) 栗根, 幸左, 安田, 若狭	1997	$f_{ps} = f_{pe} + \frac{\alpha dp E_{ps}}{70 L_2}$ α : ひび割れ分散性に関する係数 $\alpha = 3$: ひび割れ分散性が良好な場合 $\alpha = 4$: ブロック桁などひび割れ分散性が良好でない場合

2. 外ケーブル応力度増加量算定手法

(1) 概要

外ケーブル構造の曲げ耐力は、内ケーブル構造に比べて一般的に小さい。これは外ケーブル構造では、断面のひずみ分布において外ケーブルとコンクリートの間に平面保持の関係がなく、部材の変形に伴う外ケーブルのひずみ増加が小さいことに起因するものである。

外ケーブル応力度増加を求める手法として、六車らが提案した部材長方向の変形の適合条件を用いた精算法があり、この方法は実験結果との照合により、良好な精度が検証された⁹⁾。近年では電算の発達により、部材終局時の曲げ挙動を精度良く解析する手法として、材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した解析が使用されるようになってきている。しかし現時点では、非線形解析

は一般の技術水準から判断すれば高度であり、全ての橋梁の設計に用いられるほどには一般的にはなっていない。

外ケーブル方式PC橋の設計において非線形解析を採用した事例も報告されているが⁴⁾、そこでは従来の手法により外ケーブルの応力度増加量を100N/mm²見込んで設計し、追加検討により非線形解析を行ったとされている。このような手順を採用したのは、部材寸法やPC鋼材量は、設計フローにおいて繰返し計算を行いながら設定していくものであるから、PC鋼材量の設定に非線形解析を用いるとなると手間がかかり過ぎ、実務的でなくなることがその理由と推測される。このように、同方式PC橋の終局荷重時の安全性を合理的に照査するには、従来の断面耐力算定による方法、または非線形解析による方法いずれの場合も、外ケーブル応力度増加量を設定または仮定することが必要である。

表-2 既往の主な研究

研究者	発表年	研究種類	供試体の諸元				
			アポンド鋼材による プレストレス導入程度	載荷形態	支間長 有効高	P C鋼材 配置形状	試験に供した 単純はりの数
Mattock, Yamazaki, and Kattula 12)	1971	理論的、 及び実験的	パーシャル	2点載荷	33.6	2次放物線	6
Du and Tao 9)	1985	実験的	パーシャル	2点載荷	19	直線	20
Harajli and Kanj 10)	1990	実験的	フル及びパーシャル	支間中央に1点載荷, 2点載荷	7.8~19.2	直線	24
Naaman and Alkhairi 13)	1991	理論的	-	-	-	-	-
粟根, 幸左, 安田, 若狭 11)	1997	理論的	-	-	-	-	-

表-3 各算定式の主なパラメータ

パラメータ	DIN	ACI	BS	AASHTO	Du&Tao	Harajli&Kanj	粟根, 幸左, 他
外ケーブルまたはアポンド鋼材断面積 A_{ps}	-	●	●	●	●	●	-
付着有り内ケーブル及び鉄筋断面積 A_s	-	-	-	●	●	●	-
コンクリート圧縮強度 f'_c	-	○	○	○	○	○	-
支間長・有効高さ比 L/d_p	●	● (2段階)	●	●	● d_s のみ	●	●
載荷支間長・定着間距離比 L_1/L_2	-	-	-	△	-	△	-
定着間距離のみ L_2	△	-	△	-	-	-	△

注：ここに、○：パラメータの増大に伴い、 Δf_p は増大する。
●：パラメータの増大に伴い、 Δf_p は減少する。
△：そのパラメータが式内に含まれている。

(2) 既往の主な規準および研究

曲げ耐力算定に考慮する付着のないP C鋼材の応力度増加量 Δf_p は、海外では表-1に示すようにDIN⁶⁾、ACI⁶⁾、BS⁷⁾、AASHTO⁸⁾等に理論式によって規定されており、外ケーブルに対してもこの算定式が適用されているようである。また表-1には国内外の既往の実験的研究により得られた算定式も示す。ここに、

- f_{ps} : 終局時における外ケーブルの引張応力度
- f_{pe} : 外ケーブルの有効引張応力度
- f_{py} : P C鋼材の降伏点強度
- f_{pu} : P C鋼材の引張強度
- A_{ps} : ケーブルの断面積
- E_{ps} : ケーブルのヤング係数
- A_s : P C鋼材以外の引張鋼材の断面積
- A_s' : P C鋼材以外の圧縮鋼材の断面積
- f_y : P C鋼材以外の引張鋼材の降伏点強度
- f_y' : P C鋼材以外の圧縮鋼材の降伏点強度
- f'_c : コンクリートの圧縮強度

- f_{cu} : 立方供試体によるコンクリートの圧縮強度
- β_1 : ACIによるコンクリート圧縮ブロック低減係数
- ϵ_{cu} : コンクリートの終局ひずみ
- h : はりの高さ
- d_p : P C鋼材の有効高さ
- d_s : 鋼材(鉄筋等)の有効高さ
- c : 圧縮縁から中立軸までの高さ
- b : はり断面の幅
- b_w : ウェブ幅
- h_f : フランジ厚
- L : 支間長
- L_1 : 載荷支間長, またはP C鋼材に影響を及ぼす
複数の載荷支間の合計長
- L_2 : P C鋼材の定着間距離
- ρ_{ps} : P C鋼材比

表中の記号は、本稿において統一を図ったために原文とは若干異なる。表-2には、これらの基になった研究の概要を示す。

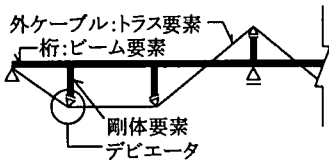


図-1 平面骨組モデル

DIN 式及び栗根、幸左らの式¹¹⁾は、鋼材の弾性係数 E_{ps} を固定値と考えれば、 L_2/d_p のみの関数で表され、最も簡素な形である。ここで、 L_2 はアンボンドケーブルまたは外ケーブルの定着間距離であり、単純桁の場合は一般に支間長に等しく、連続桁では連続ケーブルの影響を考慮することが可能である。BS 式も同様に L_2 が規定されている。

ACI 式は ACI318-63 では、外ケーブル応力度増加量 Δf_p は 105MPa と固定されていたが、ACI318-71 からは Mattock ら¹²⁾ の提案式に安全側に修正したものに変更された。Mattock らが提案した算定式は、アンボンド PRC 単純桁 (7 体) と連続桁 (3 体) の実験から得られた式である。ACI318-83 からは Mattock らの式に、Mojtahedi ら¹⁴⁾ が L/d_p の影響を 2 段階に考慮されたものに修正されている。

AASHTO は最近まで ACI318-63 を採用し $\Delta f_p = 105\text{MPa}$ に規定されていたが、1994 年 LRFD⁸⁾ からは、Naaman ら¹³⁾ の研究に基づいた厳密算定式が示されている。Naaman 式は線形理論に基づくものであり、既往のアンボンド単純桁実験により確認されている。Naaman 式も AASHTO に採用されるにあたり、安全側に係数が修正されている。

不静定構造に関わるパラメータとして、Naaman ら、Harajli ら¹⁰⁾ は、荷重が載荷される支間の長さ (L_1) と外ケーブルの定着間距離 (L_2) の比を提案している。本稿の後述する試計算では、載荷支間は B 活荷重の p_l 荷重を載荷した支間を用いた。

Du & Tao⁹⁾、Harajli ら、Naaman らは、補強鉄筋の影響を提案式に導入している。本稿の試計算では、内外併用橋の内ケーブル鋼材はこの補強鉄筋に属するものと考え、内ケーブル鋼材を降伏強度の高い鉄筋として扱って、内外比率の影響を考慮した。ACI、BS については ρ_{ps} 、 A_{ps} を緊張鋼材の合計断面積として扱ったので、内外比率の影響は反映されていない。表-3 に、各算定式の主なパラメータを整理する。

(3) 非線形解析

本研究で用いる非線形解析プログラムは、ファイバー

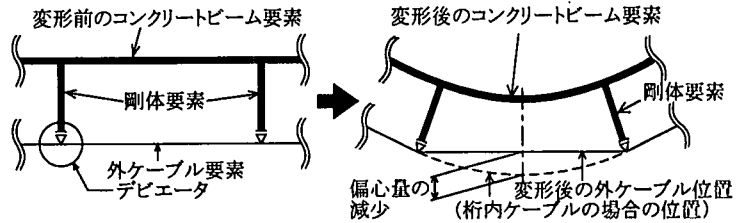


図-2 幾何学的非線形性の影響

モデルを用いた変位法による平面骨組解析であり、材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮する。このプログラムは、はりやケーブル等で構成された任意の骨組構造物の非線形解析に適用でき、外ケーブル PC 桁の解析において次のような特徴を有する。

①異種材料 (コンクリート・内ケーブル・鉄筋) から構成される梁要素の断面を、高さ方向に連なる層に分割したファイバーモデルによってモデル化する。各ファイバーで、その材料の応力度-ひずみ関係の特性に従った非線形性を考慮する。

②外ケーブルのデビエータ部を剛体要素とその端部拘束条件によってモデル化することにより、外ケーブルの定着位置と偏向位置、固定または滑動の構造を評価する。

(図-1 参照)

③変位増分に伴い座標を更新することによって、外ケーブル偏心量が梁のたわみによって変化する幾何学的非線形性を考慮する。(図-2 参照)

④荷重増分に伴い部材の接線剛性を逐次更新する。更新された荷重ベクトルに対して変位ベクトルを算定し、残差ベクトルが充分 0 に近づくまで、即ち外力と内力の釣合いが満足されるまで収束計算を行うことにより、荷重と変形の非線形な関係や不静定構造物における応力の再分配を評価する。

このプログラムの検証は、単純桁¹⁶⁾、¹⁶⁾ および 2 径間連続桁¹⁷⁾ に関して静的載荷実験と解析の各々の結果を比較することによって行っており、解析精度の良好性を確認している。

3. 静定構造物 (単純桁) に対する検討

(1) 概要

既往のアンボンドケーブル構造または外ケーブル構造に対して提案されている終局時の鋼材応力度増加算定式は、単純桁による実験式、または理論式を単純桁実験により確認したものが多い。⁸⁾、¹⁰⁾、¹²⁾ 本章では、支間長、桁高をパラメータとした 10 個の単純桁モデルについて、非線形解析を行い、支間中央断面においてコンクリート

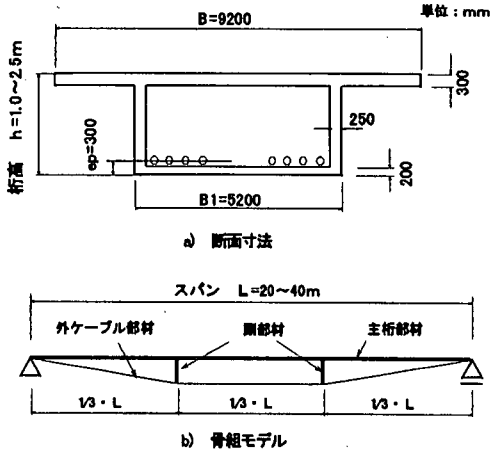


図-3 単純桁計算モデル

圧縮縁ひずみが0.0035に達するとき、即ち曲げ破壊するときの外ケーブル応力度増加量 Δf_p を求めた。また海外の規準式や研究式を適用した場合の Δf_p を求め比較した。その結果を踏まえて簡易で実用的な Δf_p の算定式を提案する。

(2) 検討モデル

検討モデルを図-3に示す。断面形状は箱桁とし、桁全長にわたり等断面とした。引張材として配置したP C鋼材は、全て外ケーブルとした。各モデルで部材厚および支間中央における外ケーブル位置（下縁から外ケーブルまでの距離）は共通とし、桁高および支間長をパラメータとした。外ケーブルのデビエータは支間に2ヶ所とし、それぞれ支間の1/3点に配置し、摩擦は無いものと仮定した。

各モデルでは支間中央断面において供用荷重時（死荷重+活荷重+衝撃+プレストレス）にフルプレストレスとなるように、外ケーブル配置鋼材量 A_{ps} を設定した。

表-4に計算に用いた材料の設計値を示す。非線形解析では、材料の応力度-ひずみ関係は図-4に示したものを、死荷重（=自重+橋面荷重）と活荷重及び衝撃を同時に静的漸増荷重させて行った。ここに、材料の応力度-ひずみ関係は道路橋示方書Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編¹⁹⁾に従い、活荷重はB活荷重を用いた。コンクリートの引張強度は0とした。

表-5に支間中央断面における設計値、外ケーブル応力度増加量の既往式による算定値と非線形解析値を示す。

表内の構造諸元における太枠は、モデル間で統一を図ったパラメータである。モデル3が全てのパラメータに関する共通モデルである。

本検討で行った主要なパラメトリック・スタディは、モデルNo.1~10について、鉄筋を配置していないモデルで

表-4 計算に用いた諸設計値

コンクリート	設計基準強度	f'_{ck}	40 N/mm ²
	終局ひずみ	ϵ_{cu}	0.0035
外ケーブル 12S12.7 SWPR7B	引張強度	f_{pu}	1860 N/mm ²
	降伏点強度	f_{py}	1570 N/mm ²
	有効引張応力度	f_{pe}	1130 N/mm ²
	ヤング係数	E_p	2.0×10^5 N/mm ²
鉄筋 SD345	引張強度	f_u	345 N/mm ²
	降伏点強度	f_y	345 N/mm ²
	ヤング係数	E_s	2.1×10^5 N/mm ²

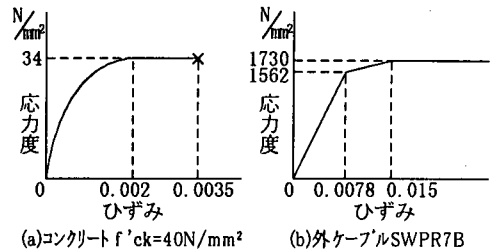


図-4 材料の応力度-ひずみ関係

検討したものである。なお鉄筋配置の影響を見るために、No.1~3について鉄筋を配置したモデルについても追加検討を行った。

(3) 検討結果

各国規準式または研究式では、外ケーブルの有効引張応力度 f_{pe} に応力度増加量 Δf_p 算定値を加えた終局時の引張応力度 f_{ps} に対して上限値が設けられている。その上限値は、表-1に示すように降伏点や降伏点の94%や引張強度の70%に設定されている。本モデルケースに各算定式を適用したときの上限値を表-5に示す。

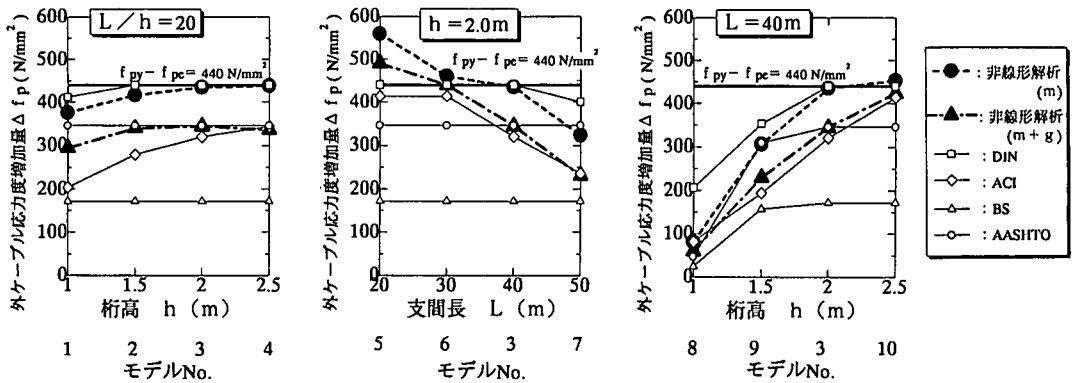
a) 支間長・桁高比を一定とした場合（モデル1, 2, 3, 4）

支間長・桁高比（ L/h ）をP C単純箱桁橋では一般的な20としたとき¹⁹⁾、表-5よりDIN, BS, AASHTO, Du&Taoによる算定値 Δf_p が上限値 $\Delta f_{p,max}$ を越える結果となった。図-5(a)に示すように非線形解析(m)結果において、 Δf_p は全モデルにおいてほぼ $\Delta f_{p,max}$ (降伏点)近くまで達しているの、DIN式, AASHTO式らの降伏判定と一致する。図-5の凡例に示した非線形解析の(m)

表-5 支間中央断面における設計値，外ケーブル応力度増加量の既往式による算定値と非線形解析値

モデル No.		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
構造諸元	支間長 L (m)	20	30	40	50	20	30	50	40	40	40		
	桁高 h (m)	1.0	1.5	2.0	2.5	2.0	2.0	2.0	1.0	1.5	2.5		
	有効高 dp (m)	0.7	1.2	1.7	2.2	1.7	1.7	1.7	0.7	1.2	2.2		
	支間・桁高比 L/h	20	20	20	20	10	15	25	40	26.7	16		
	支間・有効高比 L/dp	28.6	25.0	23.5	22.7	11.8	17.6	29.4	57.1	33.3	18.2		
	外ケーブル断面積 Aps (cm ²)	189.5	210.6	248.9	294.8	73.0	148.5	374.1	650.5	353.0	196.1		
供用荷重	自重+橋面荷重 D (kN・m)	6374	15024	27939	45572	6982	15720	43659	25487	26713	29165	各式の上限値 (N/mm ²)	
引げモーメント	活荷重+衝撃 $L+I$ (kN・m)	4452	7973	12033	16642	4452	7973	16642	12033	12033	12033		
終局荷重	作用モーメント $Md(=L \cdot 7 \cdot (D+L+I))$	18404	39095	67852	105764	19438	40278	102512	63784	65868	70037	$f_{py} \max$ ($=f_{py} \max$ - f_{pe})	
	終局曲げ耐力 Mu (kN・m) ※1	14190	27537	46376	71265	13886	28008	68764	42345	45130	47856		
	安全率 γ ($=Mu/Md$)	0.77	0.70	0.68	0.67	0.71	0.70	0.67	0.66	0.69	0.68		
外ケーブル 応力度増加量 算定値 Δf_p (N/mm ²)	DIN	412	471	500	518	1000	667	400	206	353	647	f_{py}	440
	ACI	204	279	320	344	926	490	236	82	194	482	$f_{pe}+414$	414
	BS	188	238	260	273	573	367	193	25	157	356	$0.7f_{pu}$	172
	AASHTO	377	606	731	801	2606	1290	444	47	309	1248	$0.94f_{py}$	346
	Du&Tao	626	683	700	707	761	735	656	238	613	733	f_{py}	440
	Harajli&Kanj	290	343	364	375	594	448	304	44	264	440	f_{py}	440
	粟根, 幸左, 安田, 若狭	300	343	364	377	729	486	291	150	257	471	f_{py}	440
非線形解析値 (material) ※2		376	417	435	438	559	460	323	81	306	453		
	非線形解析値 (material+geometrical) ※3	295	340	345	336	490	440	231	60	230	424		

注) ※1) 外ケーブルの引張応力度増加を見込まない方法により算定, ※2) 材料非線形性のみ考慮, ※3) 材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮



(a) 支間長・桁高比を一定とした場合 (b) 桁高を一定とした場合 (c) 支間長を一定とした場合

図-5 各パラメータと外ケーブル応力度増加量の関係

は、材料非線形性のみを考慮した解析結果を意味し、(m + g) は材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した解析結果を意味する。

BSは上限値が低く設定されているので、各国規準式の中で最も安全側を与えるものである。

b) 桁高を一定とした場合 (モデル5, 6, 3, 7)

(m + g)の解析による外ケーブルの終局時の引張応力度は、支間40m以上が弾性域、支間30m以下が降伏点以上を示した。この性状と同様でかつ最も近い算定値を与えるのはACIによる算定値であった。(図-5(b)参照)

DIN, AASHTO, Du&Taoによる Δf_p 算定値は、支間50mのモデルにおいて非線形解析値を上回るので、安

全側になっていない。しかし上限値を考えない場合、支間長が増すに従い、いずれの算定値も減少しており、この性状は非線形解析結果に対応する。

c) 支間長を一定とした場合 (モデル8, 9, 3, 10)

図-5(c)より、非線形解析値では桁高が増せば Δf_p が増加するという性状が見られるが、各国規準式による算定値もこの性状を示している。この中でもACI式による算定値が、材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した解析値に対してやや安全側に近い値を与えるものになっている。

d) 鉄筋配置の影響

断面に鉄筋が配置されていることの影響を見るために

表-6 鉄筋配置有無ケースにおける外ケーブル応力度

モデル No.	1	2	3
鉄筋を配置しないケース ①	376	417	435
鉄筋を配置したケース ②	426	438	449
比率 ①/②	0.88	0.95	0.97

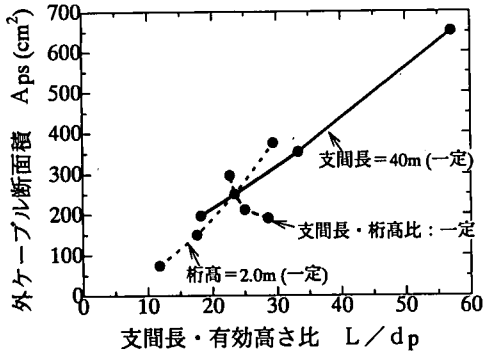


図-6 支間長・有効高さ比と外ケーブル断面積の関係

モデルNo. 1~3について、鉄筋を配置した比較モデルを作成し、材料非線形性のみを考慮した解析を行った。鉄筋は、PC箱桁で通常配置されている鉄筋量を想定し、上床版上面及び下床版上下面にD13ctc250、上床版下面にD19ctc250を配置した。表-6に、鉄筋を配置したケースと配置しないケースの解析結果を示す。その結果、 Δf_p に関して鉄筋を配置しないケースは配置したケースの88~97%である。これより鉄筋配置を無視したモデルの解析結果を踏まえた次節に示す Δf_p の簡易算定式は、通常の鉄筋量を配置した場合の1割程度の安全側を提示するものと理解されたい。

(4) 簡易算定式の提案

各規準式または研究式は、式内に L/d_p や A_{ps} 、 ρ_{ps} 、 E_{ps} 、 f'_c を有している。これより終局時の外ケーブル応力度増加量 Δf_p に影響を及ぼすパラメータとしては、次のように整理される。

- ・支間長または外ケーブル定着間距離と有効高さの比 L/d_p 、または L_2/d_p
- ・外ケーブル断面積 A_{ps} 、またはPC鋼材比 ρ_{ps}
- ・外ケーブルのヤング係数 E_{ps}
- ・コンクリートの圧縮強度 f'_c 及び終局ひずみ ϵ_{cu}
- ・デビエータの配置間隔
- ・荷重の載荷形態

パラメトリック・スタディの結果、AASHTOによる算定値は図-5(a), (b), (c)より、(m)の解析値に対しては安全側を与える結果となったが、(m+g)の解析値に対しては図-5(b)の支間長50mのモデル7と図-5(c)の桁高

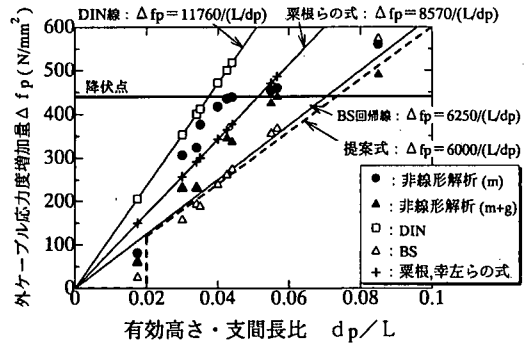


図-7 有効高さ・支間長比と外ケーブル応力度増加量の関係

1.5mのモデル9とで安全側を与える結果になっていない。これよりAASHTOによる算定値は、アンボンドケーブル構造の算定式としてならば適当であるが、外ケーブル構造特有の幾何学的非線形性の影響を考えたとき、適用の際には低減係数を考えること等の措置が必要となる。これらの図よりACI, BSによる算定値は、外ケーブル構造に対しても安全側に位置するので、同構造の曲げ耐力算定に適用可能であると考えられる。

本稿で扱ったモデルは、コンクリート圧縮強度を通常PC桁で用いられる $f'_c = 40\text{N/mm}^2$ としたが、それと比較して高強度コンクリートを用いた場合、桁断面の曲げ耐力(M_u)式：

$$M_u = C \cdot z = T \cdot z \quad (1)$$

ここに、 C ：圧縮合力

T ：引張合力

z ：圧縮合力作用位置から、引張合力作用位置までの距離

より分かるように、 C が増加するので T が増加する。よって引張鋼材である外ケーブルの Δf_p も増加する。これは筆者らが別途行った解析によっても確認済みである。これより、通常強度である $f'_c = 40\text{N/mm}^2$ のコンクリートを用いたモデルのパラメトリックスタディを踏まえて外ケーブル応力度増加量 Δf_p の簡易算定式を提案すれば、高強度コンクリートを用いた場合を安全側に包括した式となる。

また高強度コンクリートを用いた場合、通常強度のコンクリートより曲げ圧縮応力度の制限値が向上する分、一般に桁の軽量化が図るために低桁高が設定される。鳥取らは論文²⁰⁾においてPC単純桁のT桁、箱桁をモデルにして、コンクリートに通常強度(40N/mm²)、高強度(60, 80N/mm²)を用いた場合の試設計を報告しており、高強度コンクリートを用いて桁高を低くした場合、PC鋼材の所要配置量 A_{ps} が増加する性状を示している。一

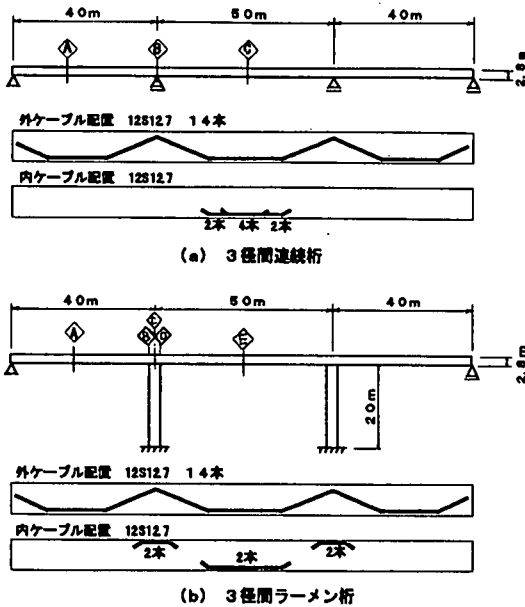


図-8 PC鋼材配置概略図

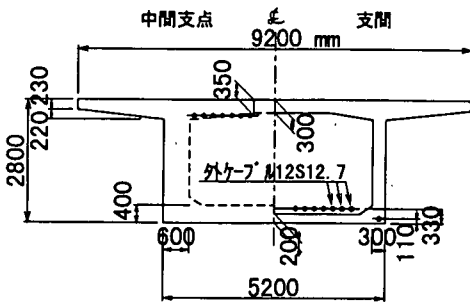


図-9 断面寸法図

方本稿のモデルにおけるパラメータの A_{ps} と L/d_p とは、図-6より相関性が見られる。よって本稿では式の簡素化を図るため、外ケーブル応力度増加算定式のパラメータを L/d_p のみで評価することとする。

図-7に有効高さ・支間長比(d_p/L)と外ケーブル応力度増加量 Δf_p の関係を示すが、非線形解析結果において Δf_p と d_p/L の間に相関性が見られる。また本パラメトリック・スタディで最も安全側に位置するBSと、逆に最も大きな値を示すDINによる算定値を示す。また同図には粟根、幸左らの式による算定値も示した。ただしこれらの算定値は、降伏点等の上限値を考慮しない場合の値を示した。粟根らの式によるものは、非線形解析値($m+g$)に対し近い値となっている。

全外ケーブル方式モデルの上記解析結果を踏まえ本章では、単純桁の Δf_p 算定式として、式(2)、(3)、(4)を提案する。本提案式は図-7よりBS回帰式よりやや安全側

の評価となっている。なおPC鋼材のヤング係数を $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ に限定した上での算定式である。

$$f_{ps} = f_{pe} + \Delta f_p \quad (2)$$

$$\begin{aligned} L_2/d_p > 50 \text{ の場合,} \\ \Delta f_p = 0 \text{ (N/mm}^2 \text{)} \end{aligned} \quad (3)$$

$$\begin{aligned} L_2/d_p \leq 50 \text{ の場合,} \\ \Delta f_p = \frac{6000}{L_2/d_p} \text{ (N/mm}^2 \text{)} \end{aligned} \quad (4)$$

ここに、 L_2 ：外ケーブルの定着間距離

d_p ：外ケーブルの有効高さ

ただし、 $f_{ps} \leq f_{py}$

4. 不静定構造物に対する検討

(1) 概要

3径間連続桁、連続ラーメンの実橋を想定した構造モデルを設定し、材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した静的解析によるケース・スタディを以下に行う。これにより構造モデルの曲げモーメント再分配等の非線形挙動、曲げ破壊時の荷重係数及び外ケーブルの応力度増加量、破壊断面を把握する。また外ケーブル応力度増加量 Δf_p の簡易算定式を、非線形解析により得られた結果を踏まえて提案する。試設計を行った橋梁モデルのPC鋼材配置概略図を図-8に、主桁断面図は図-9に示す²¹⁾。

外ケーブルは、PC鋼より線12S12.7を橋梁全長に渡って14本配置した。また全主要断面において曲げ応力度をフルプレストレスとするために、プレストレスが不足する断面には内ケーブル12S12.7を追加配置した。内外ケーブルの有効引張応力度は全長に渡って、引張強度の55%である 1030 N/mm^2 とした。

外ケーブル比率をパラメータとしたときの、張力増加を見込まない従来法による終局荷重時の曲げ破壊安全度の照査を表-7に示す。表-7には、橋軸方向に配置しているPC鋼材に関して、図-8に示すような配置とした場合を「外ケーブル比率100%」のケースとし、配置外ケーブルのうち半分を内ケーブルのように付着有鋼材と見なした場合を「外ケーブル比率50%」のケースとし、全てを付着有鋼材と見なした場合を「外ケーブル比率0%」のケースとして、曲げ耐力 M_u と安全率 γ ($= M_u/M_d$)を示す。表-7より従来法による照査では、「外ケーブル比率100%」のケースにおいて曲げ破壊に対する安全率が不足する主要断面が見られる。

表-7 従来法による終局荷重時照査

モデル	検討断面	断 面 No	※1 作用モーメント Md(MN・m)	外ケーブル比率100%		外ケーブル比率50%		外ケーブル比率0%	
				Mu (MN・m)	安全率 $\gamma = \frac{Mu}{Md}$	Mu (MN・m)	安全率 γ	Mu (MN・m)	安全率 γ
3径間 連続桁	側径間Mmax断面	A	54.91	47.21	0.86	61.29	1.12	75.08	1.37
	中間支点断面	B	-55.23	54.25	0.98	68.30	1.24	81.44	1.47
	中央径間中央	C	62.89	68.82	1.09	80.69	1.28	94.27	1.50
3径間 連続 ラーメン	側径間Mmax断面	A	50.76	47.21	0.93	61.29	1.21	75.08	1.48
	中間支点脚前面(左)	B	-58.94	64.51	1.10	77.59	1.32	90.57	1.54
	” (右)	D	-61.76	64.51	1.04	77.59	1.26	90.57	1.47
	中央径間中央	E	53.72	58.12	1.08	71.01	1.32	84.73	1.58

※1) $(1.7 \times (\text{自重} + \text{橋面荷重} + \text{活荷重} + \text{衝撃}) + \text{プレストレス不静定力})$ による曲げモーメント

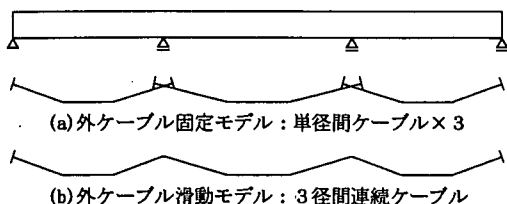


図-10 外ケーブル配置形態

(2) 3径間連続桁の非線形解析結果

外ケーブル定着位置に関して、図-10に示すように各径間の両端の支点横桁にて定着した「外ケーブル固定モデル」と、端支点横桁のみで固定し、3径間に連続配置した「外ケーブル滑动モデル」の2つを想定した。

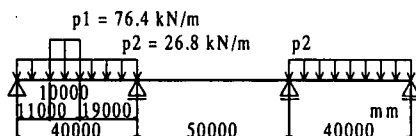
各主要断面の発生曲げモーメントが大きくなるように設定した活荷重及び衝撃の載荷形態を図-11に示す。

荷重は道路橋示方書¹⁸⁾に示されている終局荷重用時の組合せの内、曲げモーメントが最も厳しくなる $1.7 \times (D + L + I)$ を想定し、解析では死荷重 D (=自重+橋面荷重) と図-11に示す載荷形態のB活荷重 L 及び衝撃 I を静的に同時漸増載荷させて、供用荷重時から部材が終局に至るまでを追跡した。即ち、荷重の漸増方式： $\alpha \times (D + L + I)$ において、 $\alpha = 1.7$ のときに曲げ破壊に対する安全性を満足する所要値である。

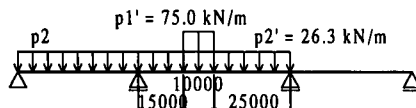
また、解析ケース“A”，“B”，“C”は、漸増荷重の内の活荷重及び衝撃の載荷形態が図-11に示す“A”，“B”，“C”であることに対応するものである。

a) 破壊時の性状

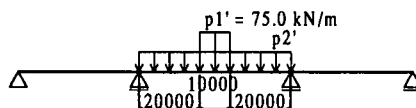
外ケーブル固定モデルにおいて、死荷重と図-12(a)に示す載荷形態の活荷重及び衝撃を漸増したケース“A”では、破壊時におけるたわみ分布は図-12(b)となる。図中に、各支間の外ケーブル応力度増加と主要断面の圧縮縁ひずみを示している。破壊断面は、中間支点断面の右側



(a) 側径間Mmax断面に着目した載荷形態“A”



(b) 中間支点断面に着目した載荷形態“B”



(c) 中央径間中央断面に着目した載荷形態“C”

図-11 B活荷重及び衝撃の載荷形態

である。 p_1 荷重が載荷される側径間のたわみが最も大きく、中央径間にはほとんどたわみが生じない。従って、外ケーブルの応力度増加は、側径間が最も大きくなり、中央径間では僅かである。図-12(c)に破壊時の曲げモーメント分布を示す。

この他の載荷形態による解析ケースも破壊断面は、全て中間支点付近の p_1 荷重を載荷した支間とは隣接する支間であった。これは、発生曲げモーメントが卓越する中間支点付近において、活荷重の載荷支間より非載荷支間の方が外ケーブルの応力度増加が少ないため、曲げ耐力が向上せず、破壊に至ったものである。

表-8に解析結果の耐荷係数 α_u (曲げ破壊時の荷重漸増係数) および外ケーブル応力度増加量 Δf_p を示す。外ケーブル応力度増加の欄に記した“×”は、その径間で曲げ破壊が生じたことを意味するものである。(表-9も

表-8 連続桁モデルにおける耐荷係数と外ケーブル応力度増加量

解析ケース	外ケーブル固定モデル									外ケーブル滑動モデル		
	ケース1 (外ケーブル比率 100%)			ケース2 (外ケーブル比率 50%)			ケース3 (外ケーブル比率 0%)			(外ケーブル比率 100%)		
	耐荷係数 αu	外ケーブル応力度増加 Δf_p (N/mm ²)		耐荷係数 αu	外ケーブル応力度増加 Δf_p (N/mm ²)		耐荷係数 αu	外ケーブル応力度増加 Δf_p (N/mm ²)		耐荷係数 αu	外ケーブル応力度増加 Δf_p (N/mm ²)	
		側径間	中央径間		側径間	中央径間		側径間	中央径間		側径間	中央径間
ケースA	1.72	184	39 ×	2.04	269	60 ×	2.21	-	- ×	1.69	116	116 ×
ケースB	1.75	66 ×	88	2.04	119 ×	156	2.20	- ×	-	1.77	76 ×	76
ケースC	1.78	55 ×	108	2.07	81 ×	188	2.24	- ×	-	1.81	92 ×	92

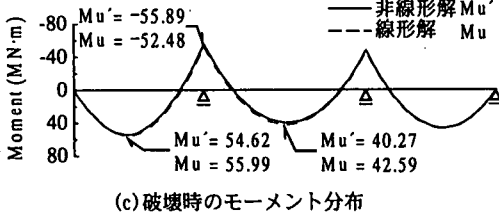
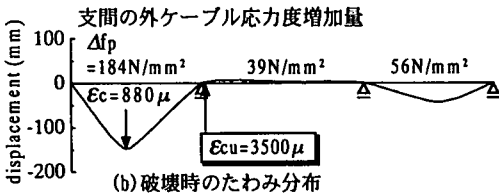
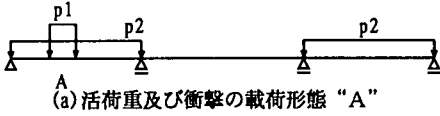


図-12 連続桁(固定モデル)のケースAの解析結果

同様)

漸増荷重による非線形解析では、ほとんどのケースが耐荷係数1.7を上回っての曲げ破壊となったので、終局荷重作用時における曲げ破壊に対する安全性は満足されることが確認された。またどのケースも支間 M_{max} 断面における曲げ破壊より先に中間支点断面における曲げ破壊が先行して生じた。図-12(b)に示すように支点断面が破壊したときの支間 M_{max} 断面におけるコンクリート圧縮緑ひずみは880 μ で、終局ひずみである3500 μ に対して余裕がある。よって支点断面がもし破壊しなければ、主桁はさらに変形し、支間 M_{max} 断面の曲げ耐力は、外ケーブル応力度増加を伴って増大すると推察される。

b) 内外比率の影響

表-8に外ケーブル固定モデルにおける内外比率をパラメータとしたときの非線形解析による耐荷係数 αu (破壊時の荷重係数)及び Δf_p を示す。内ケーブル比率の増大により、耐荷係数が上昇し、それに伴い曲げ破壊時の外ケーブル応力度増加量も増大している。よって終局

曲げ耐力算定時に見込む外ケーブル応力度増加量は、外ケーブル100%構造で得られた値を踏まえて設定すれば安全側になる。

(3) 3径間ラーメンの非線形解析結果

a) 破壊時の性状

図-13に、ケースAにおける破壊時のたわみ分布及び曲げモーメント分布を示す。連続桁同様に連続ラーメンでも、外ケーブル応力度増加は、 p_1 荷重支間で大きく、その他の支間では小さい。しかしラーメンでは、荷重支間の端モーメントは、橋脚による曲げモーメント負担があるため、隣接支間へのモーメント伝達が緩和される。このため連続桁とは異なり、中間支付近の荷重支間側(左側)で破壊している。つまり、外ケーブルの応力度増加が大きい支間内で破壊が生じることになる。このことは、ラーメンでは終局時における外ケーブルの応力度増加をある程度見込むことが可能であることを示しており、連続桁と比べると耐荷係数も大きくなる。(表-8.9参照)

b) 内外比率の影響

表-9に外ケーブル固定モデルにおける内外比率をパラメータとしたときの非線形解析による耐荷係数 αu 及び Δf_p を示す。連続ラーメンの場合も連続桁同様に外ケーブル比率の減少により、 αu 及び Δf_p は増大する傾向である。

c) 外ケーブル固定・滑動の影響

本稿ではデビエータでの摩擦は無視して解析しているので、外ケーブル滑動モデルにおける Δf_p は全径間に関して一定となる。即ち滑動モデルの Δf_p は、各径間で Δf_p が異なる固定モデルの Δf_p に比べて、均等化される。そのため連続桁のように着目支間で破壊しないケースの場合、耐荷係数が向上し、連続ラーメンのように着目支間で破壊するケースの場合、耐荷係数は減少することになる。ただし、連続桁のケースAの耐荷係数において、滑動モデルが固定モデルより大きくない原因は、滑動モデルではモーメント再分配が不利な方向に生じたためである。

表-9 連続ラーメンモデルにおける耐荷係数と外ケーブル応力度増加量

解析ケース	外ケーブル固定モデル									外ケーブル滑動モデル		
	ケース1 (外ケーブル比率 100%)			ケース2 (外ケーブル比率 50%)			ケース3 (外ケーブル比率 0%)			(外ケーブル比率 100%)		
	耐荷係数 αu	外ケーブル応力度増加 Δf_p (N/mm ²)		耐荷係数 αu	外ケーブル応力度増加 Δf_p (N/mm ²)		耐荷係数 αu	外ケーブル応力度増加 Δf_p (N/mm ²)		耐荷係数 αu	外ケーブル応力度増加 Δf_p (N/mm ²)	
		側径間	中央径間		側径間	中央径間		側径間	中央径間		側径間	中央径間
ケースA	2.00	249 ×	-15	2.27	314 ×	-24	2.45	- ×	-	1.81	98 ×	98
ケースB	2.07	109	219 ×	2.30	127	340 ×	2.51	-	- ×	2.01	113	113 ×
ケースC	2.11	55	275 ×	2.34	75	418 ×	2.58	-	- ×	2.03	87	87 ×

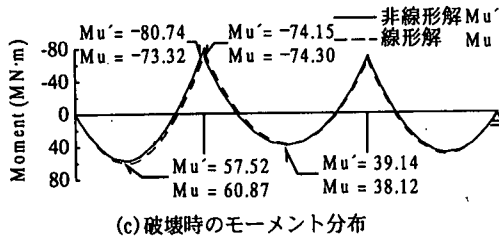
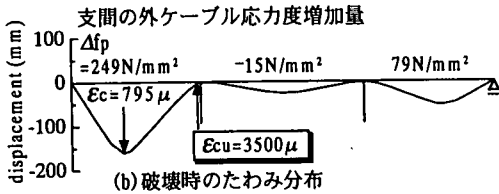
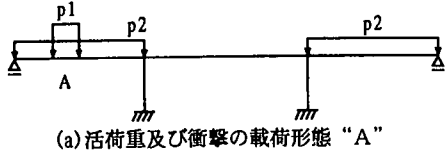


図-13 連続ラーメン (固定モデル) のケースAの解析結果

(4) 簡易算定式の提案

外ケーブルの応力度増加を見込まない従来手法により終局時の安全率が1.0を満たさない構造物でも、表-8.9に示すように、非線形解析による耐荷係数は所要値以上になり、終局時の安全性が確認される結果となった。

不静定構造の終局時挙動としてモーメント再分配が挙げられるが、終局時の照査が重要な設計因子である外ケーブル構造においては、今後合理的設計を目指す上でその影響を設計体系への組み込みことが要求される^{2,2)}。

不静定構造におけるモーメント再分配を評価しての破壊に至るまでの挙動は、非線形解析によれば追跡可能であるので、そのような構造の終局時照査は非線形解析によるのが望ましい。しかし本稿では、設計実務に適した安全評価法を提案するという観点から、本試設計モデルの非線形解析結果を鑑みて、連続桁及び連続ラーメンの終局時外ケーブル応力度増加量算定に対して、式(5)、(6)を提案する。

$$L_2/d_p > 50 \text{ の場合,} \\ \Delta f_p = 0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (5)$$

$$L_2/d_p \leq 50 \text{ の場合} \\ \Delta f_p = \frac{k}{L_2/d_p} \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (6)$$

ただし、 $\Delta f_p \leq f_{py} - f_{pe}$ とする。

ここに、 L_2 : 外ケーブルの定着間距離

d_p : 外ケーブルの有効高さ

k : 係数

連続桁、連続ラーメンの支間断面照査の場合、

$$k = 4000$$

連続桁の中間支点断面照査の場合、 $k = 1000$

連続ラーメンの中間支点断面照査場合、

$$k = 1500$$

f_{py} : P C鋼材の降伏点応力度

f_{pe} : P C鋼材の有効引張応力度

式(5)(6)は、コンクリートに通常強度 $f_{ck} = 40\text{N/mm}^2$ 、外ケーブルにP C鋼材 (ヤング係数: $E_p = 2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$) の使用を想定したものである。高強度コンクリートを用いた場合は、通常強度のコンクリートを用いた場合に比べて Δf_p は増大するので、本式によれば安全側になる。

式(6)における連続桁、連続ラーメンの支間断面照査の場合の係数: $k = 4000$ は、連続桁における主桁の曲げモーメント交番点間隔は一般に支間の60~80%であることを考慮し、単純桁に提案した式(4)における係数6000を4000に低減したものである。

中間支点断面照査の場合の係数 k を1000, 1500としたのは次の理由による。連続桁の破壊は、着目した支間ではなく、外ケーブル応力度増加がほとんど生じない隣接支間で生じる。また支点断面では、プレストレス不静定力の減少を含めたモーメント再分配が必ずしも安全側の要素とならない。従って中間支点断面に関して弾性解析により終局荷重時の照査を行う場合に、外ケーブル応力度増加を多大に見込むことは危険である。よって連続桁の中間支点断面の照査には、係数: $k = 1000$ とした。

表-10 提案式による Δf_p を見込んだ場合の終局荷重作用時の照査

モデル	検討断面	No	線形解析※1	提案式による Δf_p を見込んだ場合				非線形解析 による ※3 耐荷係数 αu	
			作用モーメント Md(MN・m)	L_2/d_p	Δf_p (N/mm ²)	曲げ耐力 Mu(MN・m)	安全率 γ ※2		耐荷係数 αu
3 径間 連続桁	側径間Mmax断面	A	54.91	16.2	247	57.00	1.04	1.77	-
	中間支点断面	B	-55.23	20.4	49	-56.78	1.03	1.74	1.72 (ケースA) 1.75 (ケースB) 1.78 (ケースC)
	中央径間中央	C	62.89	20.2	198	86.39	1.37	2.59	-
3 径間 連続 ラーメン	側径間Mmax断面	A	50.76	16.2	247	56.74	1.12	1.93	-
	中間支点脚前面(左)	B	-58.94	16.3	123	-68.93	1.21	1.92	2.00 (ケースA)
	" (右)	D	-61.76	20.4	74	-68.00	1.10	1.84	2.07 (ケースB) 2.11 (ケースC)
	中央径間中央	E	53.72	20.2	198	65.77	1.22	2.24	-

※1) $\{1.7 \times (\text{自重} + \text{橋面荷重} + \text{活荷重} + \text{衝撃}) + \text{プレストレス不静定力}\}$ による曲げモーメント

※2) $\gamma = Mu/Md$

※3) 外ケーブル固定モデルにおける解析結果

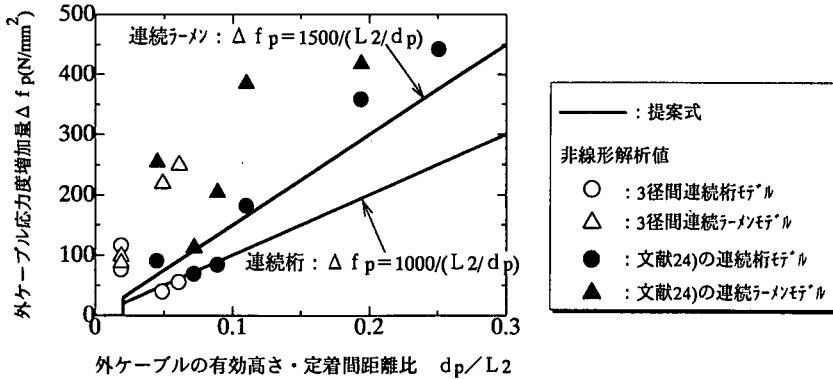


図-14 中間支点断面の外ケーブル応力度増加量 Δf_p に関する非線形解析値と提案式

一方、連続ラーメンの破壊は連続桁とは異なり、中間支点付近の Δf_p の比較的大きな載荷支間側で生じた。これより連続ラーメンにおける中間支点断面照査時は、連続桁ほど低減した係数 k を用いる必要はないと考えられるので、 $k=1500$ とした。

式(6)を用いて Δf_p を算定し、終局荷重作用時の照査を行った結果を表-10に示す。提案式による Δf_p を見込んで、断面の力のつり合いを満足するよう求めた曲げ耐力時の耐荷係数は、非線形解析による耐荷係数より安全側となっている。また図-14には、連続桁、連続ラーメンの外ケーブル固定モデル ($d_p/L_2=0.049, 0.061$) 及び滑動モデル ($d_p/L_2=0.019$) と、既往の研究²⁴⁾で扱われた大偏心外ケーブル方式PC橋の支間75mモデルにおける非線形解析による Δf_p を示す。文献²⁴⁾では、連続桁モデルのみ扱われていたが、中間支点を橋脚との剛結にしたラーメン構造のモデルについても新たに非線形解析を実施した。いずれのモデルも中間支点部での破壊

となり、破壊時の支点ケーブルの Δf_p を図-14にプロットした。この図において提案式は解析値と同等もしくはは安全側となっている。これらより式(6)は外ケーブル固定モデル、滑動モデルのいずれにも適用できるものとして提案する。

5. 既設橋の外ケーブル補強に対する検討

(1) 概要

前章までは、一般的な外ケーブルPC橋を対象として応力度増加量算定手法について考察した。PC橋への外ケーブルの適用は、新設橋梁のみならず既設橋梁に対する補修・補強を目的としたものも多い。ひび割れの生じたPC単純桁に対して外ケーブル補強した場合の効果、模型実験と数値解析により確認したものとして文献²⁶⁾がある。本稿ではそれとは異なる、構造系の変更を伴っ

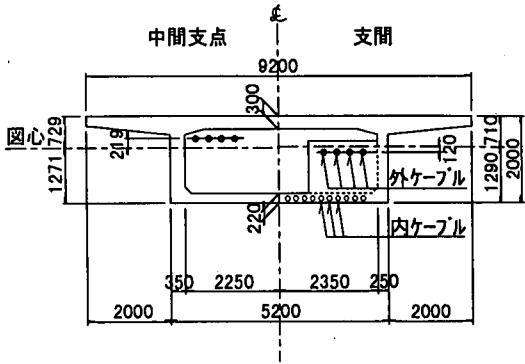


図-15 主桁断面図

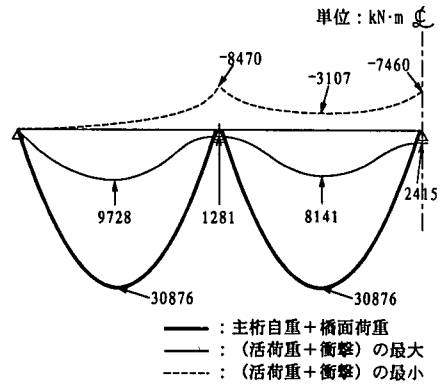


図-16 主桁の曲げモーメント

表-11 使用材料の設計値

コンクリート	設計基準強度 f_{ck}	40N/mm ²
	終局ひずみ ϵ_{cu}	0.0035
内・外ケーブル 12S12.7 SWPR7B	引張強度 f_{pm}	1860N/mm ²
	有効引張応力度 f_{pe}	1020N/mm ²
	ヤング係数 E_p	2.0×10^5 N/mm ²

た連結桁に着目する。

近年、道路構造令改正に伴った設計自動車荷重の増大への対応、または走行性及び環境の改善を目的として、既設橋梁である単純桁を連結化してノージョイント化を図った工法がある²⁶⁾。このような構造を対象として、終局荷重作用時の曲げ破壊に対する安全性について検討する。

(2) 補強設計例

設計の対象としたのは、等桁高の単純桁4連(支間: 40.6m+41.2m+41.2m+40.6m)のモデルである。その主桁断面を図-15に示す。使用材料の設計値を表-11に示す。

連結補強後の構造における主桁自重、橋面荷重による断面力は、連結前と変わらず、連結後に載荷される後死荷重、活荷重、外ケーブルプレストレス力が連結桁構造に作用する。既設橋が供用を開始してから既に十年年月が経過し、クリープ、乾燥収縮が終了している場合、クリープ、乾燥収縮による断面力は発生しない。

連結桁橋の死荷重(主桁自重及び橋面荷重)による曲げモーメント、B活荷重及び衝撃による曲げモーメントを図-16に示す。

曲げ応力度の集計を表-12に示す。中間支点断面では、死荷重時の曲げモーメント及び曲げ応力度は0であるが、活荷重時に正負の曲げモーメントが生じる。合成応力度の(供用荷重+内プレ)欄のハッチを施した箇所が許容応力度を満足しないものであるが、これらを満足するように、補強のために外ケーブルを配置した。活荷重によ

る曲げモーメントは正負交番するので、外ケーブルは桁断面の図心付近に配置することとなる。ただし上下縁の合成応力度において、許容値を超過する引張応力度が生じない範囲で、外ケーブルを偏心配置した。(図-15参照)

(3) 簡易法による曲げ破壊安全度の検討

表-13に従来法である部材の変形に伴う外ケーブルの引張応力度増加 Δf_p を見込まない方法、及び4.(4)の提案式による Δf_p を見込んだ方法によって算定した曲げ耐力と、道路橋示方書¹⁸⁾に規定されている終局荷重作用時の荷重の組合わせに従った断面力を示し、これらと比較することによる曲げ破壊安全度の照査を示す。これより中間支点断面では、 Δf_p を見込んだ場合でも安全度が不足している。

(4) 非線形解析要領

既設の単純桁を連結して連続桁とする構造では、断面力を算定する構造系は表-14に示すように荷重により異なる²⁷⁾。自重、橋面荷重、内ケーブルプレストレスによる断面力は、単純桁における算定値であるので、これらの荷重作用時における中間支点断面の曲げモーメントは0である。解析では、その条件を満足するように、連続桁の構造系において中間支点に鉛直方向の強制変位(支点沈下)を与えることによって対処した。

解析は、死荷重 D (=自重+橋面荷重)と図-17に示す載荷形態のB活荷重 L 及び衝撃 I を静的に漸増させることにより行った。荷重の漸増ケースは、道路橋示方書に示されている終局荷重時の荷重組合せに従い、次の3ケースとした。

	αr
ケース1) $1.0D + \alpha(L + I)$	2.5
ケース2) $1.3D + \alpha(L + I)$	2.5
ケース3) $1.7D + \alpha(L + I)$	1.7

表-12 外ケーブルにより補強した連結桁の曲げ応力度集計

単位: N/mm²

		第1径間中央		中間支点 P1		第2径間中央		中間支点 P2		
		上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁	
死荷重		7.9	-14.4	0	0	7.9	-14.4	0	0	
B活荷重及び衝撃	max	2.5	-4.5	0.3	-0.6	2.1	-3.8	0.6	-1.1	
	min	-0.6	1.1	-2.2	3.8	-0.8	1.5	-1.9	3.3	
プレス トレス	内ケーブル	-2.5	18.2	0	0	-2.5	18.2	0	0	
	外ケーブル	1.7	2.5	2.5	0.8	1.7	2.5	2.5	0.9	
合成 応力 度	供用荷重 +内 ⁷ レ	max	7.9	-0.6	0.3	-0.6	7.6	0.1	0.6	-1.1
		min	4.9	5.0	3.8	4.7	5.3	3.3		
	供用荷重 +内・外 ⁷ レ	max	9.7	1.9	2.7	0.3	9.3	2.5	3.0	-0.2
		min	6.6	7.5	0.3	4.6	6.4	7.7	0.5	4.2

合成応力度における許容値: 上縁 $14 \geq \sigma_c \geq 0$ 、下縁 $14 \geq \sigma_c \geq -1.5$

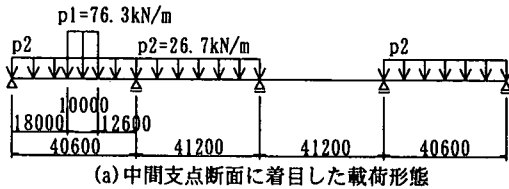
表-13 従来法による曲げ破壊安全度の照査

断面	作用モーメント Md		Δfp (N/mm ²)	破壊抵抗 曲げモーメント Mu(MN・m)	安全度 $\gamma = \frac{Mu}{Md}$	判定
	荷重組合せ ※1	Md(MN・m)				
支間中央	1.7(D+L+I)+P ₂	69.31	0	81.33	1.17	OK
			81	81.83	1.18	OK
中間支点	1.3D+2.5(L+I)+P ₂	20.36	0	14.19	0.70	NG
			36	14.67	0.72	NG

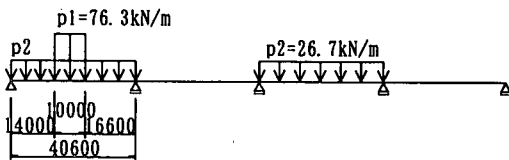
※1) D: 死荷重, L: 活荷重, I: 衝撃, P₂: プレストレス不静定力

表-14 断面力算定構造系

荷重	構造系
主桁自重	単純桁
橋面荷重	単純桁
活荷重、衝撃	連続桁
内ケーブル ⁷ レストレス	単純桁
外ケーブル ⁷ レストレス	連続桁



(a) 中間支点断面に着目した載荷形態



(b) 支間Mmax断面に着目した載荷形態

図-17 活荷重及び衝撃の載荷形態

ここに、 α : 荷重漸増係数 (≥ 0)

α_r : 終局荷重時の安全性を満足するための
 α の所要値

(5) 非線形解析結果

ケース1の終局荷重作用時、及び主桁の曲げ破壊時のモーメント再分配率を表-15に、解析結果のまとめを表-16に示す。ケース1で、かつ中間支点断面に着目した(L+I)の載荷形態による解析結果について、曲げ破壊時のたわみ分布、曲げモーメント分布を図-18に、荷重係数 α と主要断面における曲げモーメントの関係を図-19に示す。表-15、図-19に示すように中間支点に着目し

た載荷ケースでは、曲げ破壊時の中間支点断面において、-48%もの顕著なモーメント再分配が見られた。またいずれの解析ケースも、内外ケーブルが配置されている支間断面より曲げ耐力の劣る、引張鋼材が外ケーブルのみである支点断面において曲げ破壊した。

解析で得られた結果の特徴を以下に述べる。

①線形解のように耐荷係数の増加と共に曲げモーメントが増大する場合には、荷重係数 α が低い時点で、中間支点断面が曲げ耐力に到達し、破壊することになる。しかし本モデル橋では、荷重漸増に伴い中間支点断面が塑性ヒンジに近い挙動を示し、図-19に示すように中間支点断面の曲げモーメントの発生度が減少する方向に再分配した。これよりモーメント再分配は、中間支点断面が曲げ耐力に到達するときの荷重係数 α の増大に寄与し、破壊に対する余力となっていることが分かる。

②外ケーブルの有効引張応力度から、主桁が曲げ破壊するまでの応力度増加は、 $1.0D + \alpha(L+I)$ 、 $1.3D + \alpha(L+I)$ のケースで $65 \sim 87 \text{ N/mm}^2$ 、 $1.7D + \alpha(L+I)$ のケースで $211 \sim 216 \text{ N/mm}^2$ 生じた。

本モデル橋では、非線形解析のこれらの特徴が曲げ破壊に対する安全度向上に寄与した。その結果、本モデルの外ケーブル補強量は供用荷重時の曲げ応力度に沿目して設定したものであったが、非線形解析の結果、終局荷重作用時の曲げ破壊に対する安全度も満足するものであることが確認された。

表-15 主要断面におけるモーメント再分配率

単位：MN・m

		中間支点断面			支間Mmax.断面		
		線形解	非線形解	再分配率 %	線形解	非線形解	再分配率 %
中間支점에着目した 荷重ケース	終局荷重作用時	-20.30	-14.61	-28	51.68	54.82	6
	破壊時	-29.59	-15.42	-48	61.02	68.05	12
支間Mmax断面に着目 した荷重ケース	終局荷重作用時	-12.36	-13.73	11	56.29	56.00	-1
	破壊時	-19.61	-15.10	-23	70.22	71.29	2

注：モーメント再分配率 = $\frac{\text{非線形解}M - \text{線形解}M}{\text{線形解}M} \times 100\%$

表-16 解析結果のまとめ

活荷重の荷重形態	荷重の漸増ケース	外ケーブル 応力度増加 N/mm ²	耐荷係数 α_u	所要 α_r	判定
中間支点断面に着目 した荷重形態	1.0D + $\alpha(L+1)$	65	3.61	2.5	OK
	1.3D + $\alpha(L+1)$	70	2.89	2.5	OK
	1.7D + $\alpha(L+1)$	216	2.01	1.7	OK
支間Mmax.断面に 着目した荷重形態	1.0D + $\alpha(L+1)$	87	3.85	2.5	OK
	1.3D + $\alpha(L+1)$	78	3.10	2.5	OK
	1.7D + $\alpha(L+1)$	211	2.01	1.7	OK

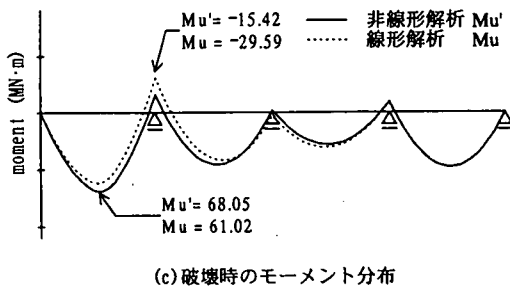
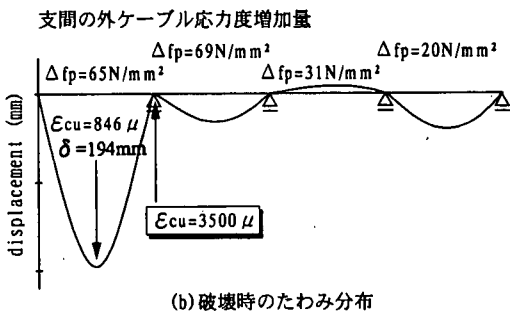
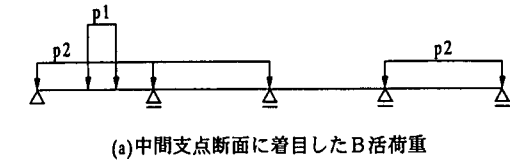


図-18 中間支点断面に着目し 1.0D + $\alpha(L+1)$ を荷重したケース

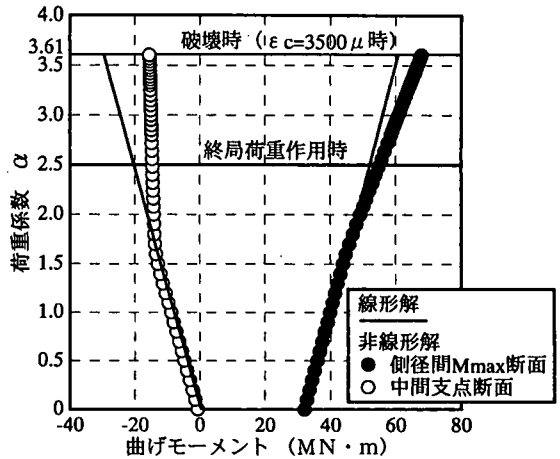


図-19 荷重係数と主要断面における曲げモーメントの関係

このように、単純桁を連結して外ケーブルにより補強する構造では、4.(4)で提案した Δf_p を見込んで算定した曲げ耐力が不足する場合でも、非線形解析によればモーメント再分配により破壊に対する安全性を満足することが分かった。この挙動については、今後実験によっても検証していきたい。

供用荷重時において主桁にひび割れの発生を許していない場合、主桁は全断面有効の剛性を有するが、終局時にはコンクリートにひび割れが大きく進行するため、断

面の剛性はコンクリート圧縮負担部と引張鋼材の量及びアーム長によって決定されるようになる。これにより終局荷重時に主桁の支点断面と支間断面の剛性比が大きく変化する構造形式では、モーメント再分配が支配的となるので、破壊に対する安全性の照査を精度よく行うには、非線形解析によるのが良いと言えよう。

6. まとめ

種々の構造系を対象とした非線形解析結果を踏まえて行った検討の中から、得られた知見を以下に示す。

- (1) 全外ケーブル方式のPC単純箱桁橋をモデルに終局時の外ケーブルの応力度増加量 Δf_p について、既往の規準式による計算値と非線形解析値とを比較すると、BS式、ACI式は材料非線形性及び幾何学的非線形性を考慮した解析値より安全側を与えるものであった。
- (2) 単純桁において終局時の Δf_p の非線形解析値は、(有効高さ/支間長)と相関性が見られた。
- (3) 3径間連続桁及び連続ラーメンにおいて、内外ケーブル比率をパラメータとして非線形解析した結果、内ケーブル比率が高くなる程、曲げ耐力が向上することを確認した。
- (4) 3径間連続桁について、着目支間の発生曲げモーメントが大きくなるように活荷重を載荷して非線形解析を行ったところ、いずれのケースも破壊断面は着目支間ではなく、中間支点付近の隣接支間側であった。隣接支間における Δf_p はあまり大きくない。これより連続桁では、終局時に Δf_p を多大に見込むのは適切でないと考えられる。
- (5) 3径間連続ラーメンにおける非線形解析では、連続桁とは異なり、着目支間の発生曲げモーメントが大きくなるように活荷重を載荷した支間内の中間支点付近で曲げ破壊した。また連続ラーメンの耐荷係数及び曲げ破壊時の Δf_p は、連続桁のそれに比べて大きいものであった。これより連続ラーメン形式では、終局時に Δf_p をある程度見込んでよいと考えられる。
- (6) 外ケーブル方式PC橋における、外ケーブルを引張抵抗材と見なして断面の曲げ耐力を算定する際の、部材の変形に伴う外ケーブルの応力度増加量 Δf_p の簡易算定式として以下を提案する。

$$f_{ps} = f_{pe} + \Delta f_p \quad (2)$$

$$L_2/d_p > 50 \text{ の場合,} \\ \Delta f_p = 0 \text{ (N/mm}^2 \text{)} \quad (5)$$

$$L_2/d_p \leq 50 \text{ の場合,} \\ \Delta f_p = \frac{k}{L_2/d_p} \text{ (N/mm}^2 \text{)} \quad (6)$$

ただし、 $\Delta f_p \leq f_{py} - f_{pe}$ とする。

ここに、 L_2 : 外ケーブルの定着間距離

d_p : 外ケーブルの有効高さ

k : 係数

単純桁の場合、 $k = 6000$

連続桁、連続ラーメンの支間断面照査の場合、

$k = 4000$

連続桁の中間支点断面照査の場合、 $k = 1000$

連続ラーメンの中間支点断面照査の場合、

$k = 1500$

f_{ps} : 終局時における外ケーブルの引張応力度

f_{py} : PC鋼材の降伏点応力度

f_{pe} : PC鋼材の有効引張応力度

これらは、本稿で扱ったコンクリート強度 $f_{ck} = 40\text{N/mm}^2$ 、外ケーブルとして通常のPC鋼材(ヤング係数： $E_p = 2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$)を使用した全外ケーブル方式PC橋モデルに関する非線形解析結果を踏まえた提案式である。

本モデルとは異なる条件のPC橋について式(5)(6)が適用できるか否かについては、例えば高強度コンクリートを用いた場合、通常強度のコンクリートを用いた場合に比べて Δf_p が増大すること、また内・外併用ケーブル方式のPC橋の場合、内ケーブルの占める比率が大きくなるほど終局時の外ケーブルの Δf_p は増大することにより、それらの条件のPC橋に関しても本式は安全側を与えるものとして適用することができる。

- (7) 設計自動車荷重の増大への対応、及び走行性及び環境の改善を目的とした単純桁のノージョイント化を図るために主桁連結を施したPC橋モデルを対象に、終局荷重作用時の曲げ破壊に対する安全性を非線形解析により検討した結果、次の性状が得られた。

荷重漸増に伴い、中間支点断面が塑性ヒンジ化し、モーメント再分配が顕著に生じた。このことが破壊に至る中間支点断面に有利に作用し、また部材の変形に伴う外ケーブルの応力度増加が生じたことにより、曲げ破壊に対する耐荷性が向上した。これにより本モデル橋の外ケーブル補強量は供用荷重時に着目して設定したものであったが、終局荷重時の安全性をも満足するものであることが確認された。

参考文献

- 1) (財)高速道路調査会：P C 橋の新しい構造事例に関する研究報告書，1993.3.
- 2) (社)プレストレストコンクリート技術協会：外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法設計施工規準(案)，1996.3.
- 3) 六車熙，渡辺史夫，西山峰広：アンボンドP C 部材の曲げ終局耐力に関する研究，プレストレストコンクリート技術協会誌，Vol.26, No.1, pp.10～16, 1984.1.
- 4) 水口和之，村田正徳，山村正人，矢野一正，野田進：全外ケーブル方式の連続ラーメン橋の設計－東海北陸自動車道開明高架橋－，プレストレストコンクリート技術協会誌，Vol.39, No.3, May.-Jun. 1997.
- 5) Spannbeton, Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund, (DIN4227), Teil6, German Code, Entwurf, 1980.
- 6) ACI(American Concrete Institute) Committee 318, *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318 - 83)*
- 7) Structural Use of Concrete(BS8110, Section 4.3.7.3), *British Standards Institution*, London, 1985.
- 8) AASHTO(American Association of State Highway and Transportation Officials) *LRFD Bridge Design Specifications SI Units First Edition*, 1994.
- 9) Du,G. and Tao,X. : Ultimate Stress in Unbonded Tendons of Partially Prestressed Concrete Beams, *PCI Journal*, Vol.30, No.6, pp.72-91, Nov.-Dec. 1985.
- 10) Harajli,M.H. and Kanj,M. : Experimental and Analytical Study of the Behavior of Concrete Beams Prestressed with Unbonded Tendons, Report No.CE/FSEL 90-02, *Department of Civil Engineering and Environmental Science*, University of Oklahoma, Norman, 193pp., Sept., 1990.
- 11) 栗根聡，幸左賢二，安田扶律，若狭忠雄：終局荷重時における外ケーブル応力増加量算定式に関する検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19, No.2, pp.1221-1226, 1997.6.
- 12) Mattock,A.H., Yamazaki,J. and Kattula,B.T. : Comparative Study of Prestressed Concrete Beams, With and Without Bond, *ACI Journal*, Proceedings V.68, No.2, pp.116-125, Feb., 1971.
- 13) Naaman,A.E. and Alkhairi,F.M. : Stress at Ultimate in Unbonded Post-Tensioning Tendons : Part2-Proposed Methodology, *ACI Structural Journal*, Vol.88, No.6, pp.683-692, Nov-Dec, 1991.
- 14) Mojtahedi,S. and Gamble,W.L. : Ultimate Steel Stress in Unbonded Prestressed Concrete, *Journal of the Structural Division*, ASCE, pp.1159-1165, July, 1978.
- 15) 若林登，沼田昌一郎，一掛久允，玉置一清：外ケーブル構造の曲げ終局耐力に関する一考察，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16, No.2, pp.1021-1026, 1994.6.
- 16) 藤田学，沼田昌一郎，一掛久允，高野晴夫：荷重状態が外ケーブル構造の曲げ終局耐力におよぼす影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16, No.2, pp.1027-1032, 1994.6.
- 17) 梅津健司，藤田学，玉置一清，山崎淳：外ケーブル方式二径間連続はりの曲げ終局耐力に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17, No.2, pp.743-748, 1995.6.
- 18) (社)日本道路協会：道路橋示方書 I 共通編 III コンクリート橋編，1996.12.
- 19) (社)日本道路協会：コンクリート道路橋設計便覧，pp.262, 1994.2.
- 20) 鳥取誠一，清都通生，池尾孝司，梅津健司，星道彦，菊地眞，柴田敏雄：S Q C を用いた P C 桁の試設計，「超高性能コンクリート構造物」に関するシンポジウム論文集，pp.161-166, 1998.8.
- 21) 小坂寛巳，川田成彦，春日昭夫，玉置一清：外ケーブル P C 橋の曲げ終局耐力に関するケース・スタディ，プレストレストコンクリート技術協会，第 6 回シンポジウム論文集，pp.287-292, 1996.10.
- 22) 川田成彦，沼田昌一郎，高津和義，柄川伸一：外ケーブル P C 橋の設計手法に関する研究，土木学会第 50 回年次学術講演会講演概要集，第 5 部，pp.886-887, 1995.9.
- 23) 川田成彦，小坂寛巳，柄川伸一，玉置一清：外ケーブル定着位置が曲げ終局耐力に及ぼす影響，土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集，第 5 部，pp.916-917, 1996.9.
- 24) 梅津健司，藤田学，大館武彦，山崎淳：大偏心外ケーブル P C 橋の新構造形式に関する解析的研究，プレストレストコンクリート技術協会，第 7 回シンポジウム論文集，pp.581-586, 1997.10.
- 25) 津野和男，和泉公比古，山田実，森康晴：外ケーブルによる P C 桁の補強効果に関する研究，プレストレストコンクリート技術協会誌，Vol.34, No.1, pp.41-48, Jan.,1992.
- 26) 永井淳一，山口慶三，北川琢也，中井裕司：曾根高架橋ほか 2 橋の橋梁補強工事，プレストレストコンクリート技術協会誌，Vol.37, No.6, pp.42-51, Nov.,1995.
- 27) 建設省土木研究所：共同研究報告書第 65 号，プレキャスト連結げたの設計法に関する共同研究報告書，1992.2.

(1998. 3. 30受付)

A STUDY ON THE ULTIMATE BENDING BEHAVIOR OF PRESTRESSED-CONCRETE BRIDGES USING EXTERNAL TENDONS

Hiromi KOSAKA, Naruhiko KAWADA and Kazuo TSUNO

Using a model for external-tendon-type simple-girder, continuous-girder, and continuous-rigid-frame prestressed-concrete bridges, an analysis was carried out, taking into account their material nonlinearity and geometrical nonlinearity. Based on these results, a simple calculation formula is proposed for the amount of increase in stress on the external tendons, for use in computing the flexural capacity. A nonlinear analysis was carried out for structures in which an existing simple-girder bridge was converted to continuous-girder through reinforcement with external tendons in order to improve the load force and travel performance. It was found that the safety with respect to flexural failure is adequately satisfied due to the fact that a considerable redistribution of moment occurs.