

ノージョイント工法により連続化した外ケーブル補強PC桁の終局曲げ挙動

津野和男¹・藤田学²・梅津健司³・関博⁴

¹ 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)

² 正会員 工修 住友建設(株)技術研究所主任研究員(〒329-0432 栃木県河内郡南河内町仁良川1726)

³ 正会員 住友建設(株)技術研究所研究員(〒329-0432 栃木県河内郡南河内町仁良川1726)

⁴ 正会員 工博 早稲田大学教授 理工学部土木工学科(〒169-0072 東京都新宿区大久保3-4-1)

既設道路橋単純桁をノージョイント工法により連結し、かつ外ケーブル補強したプレストレストコンクリート連続桁の終局曲げ挙動及び崩壊機構を非線形解析及び静的載荷実験により研究した。その結果、部材の変形に伴う外ケーブル応力増加による曲げ耐力の向上よりも、中間支点部の塑性ヒンジ形成に伴うモーメント再分配の方が支配的となって、桁の耐荷力が向上し、曲げ破壊に対する安全性が満足される特性を明らかにした。併せて、塑性域にある構造系を線形的に再現することのできる割線剛性を用いた解析法を提案した。その手法を用いて、主桁のひび割れ発生または鋼材の降伏によりもたらされる部材相互の剛比変化や図心軸の移動がプレストレス不静定力の変動に及ぼす影響や、部材の軸剛性と曲げ剛性の低下が構造系の非線形挙動に及ぼす影響について検討した。

Key Words : connected girders, no-joint, external tendon, nonlinear analysis, failure mechanism, secant stiffness method

1. はじめに

道路橋において車両の円滑な走行を妨げ、騒音や振動の発生源となる伸縮装置の破損の問題を解決するために、既設橋梁について伸縮装置を撤去するノージョイント工法が昭和57年頃から採用されている。ノージョイント工法は、図-1に示すように分類される¹⁾。

「連結型ノージョイント工法」は、隣り合う既設単純桁の主桁や床版等を連結し、互いの桁端に生じる相対変位を拘束することにより路面を連続化する工法である。この工法は、表-1に示すように連結する部位により、隣接支間の桁に対し曲げモーメントが伝達する構造としない構造に分類される²⁾。主桁連結工法は連続桁への構造系変化により活荷重によって支間に生じる正の曲げモーメントが、低減される利点を持つ。この効果に着目して本工法は、近年の規制緩和措置に伴う設計自動車荷重の増大(B活荷重)への対応策として採用された実績もある^{3), 4), 5)}。そこでは、連結部付近に生じる負の曲げモーメントに対処するために、桁側面に外ケーブルを配置してプレストレスを与える補強工法が併用されている。

その工法により主桁を連結したプレストレストコンクリート(以下、PCと呼ぶ)構造では、ひび割れが進展

する終局荷重時において、支間と連結部の剛性の差異が進行するため複雑な挙動を呈すると推察され、従来の線形解析による断面力算定を用いた設計法では、実挙動を反映していないことが危惧される。そこで筆者は、モデル橋に対し材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した解析を実施し、曲げ破壊に対する安全性を検討した結果を論文⁶⁾で報告した。本稿ではモデル橋の耐荷力向上について、外ケーブル応力増加とモーメント再分配の寄与率という観点から要因分析を行う。

またモデル橋で得られた終局曲げ挙動を検証するために、実橋を縮小モデル化した二径間連続桁について、非線形解析と静的載荷実験を新たに実施した。それによって明らかになった同構造の崩壊機構(メカニズム)について述べる。

また終局限界状態の検討におけるプレストレス力に乘じる荷重係数は、コンクリート標準示方書⁷⁾では「一般に1.0としてよい。」と記されているが、終局時におけるプレストレス不静定力については、研究が乏しくまだ明確にされていないのが現状である。本稿では、試験桁について塑性域の状態を割線剛性法により分析し、剛比変化に伴うプレストレス不静定力の変動を明らかにする。

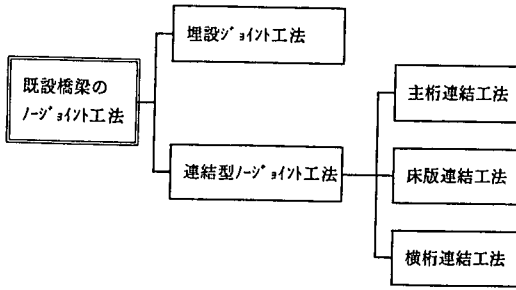


図-1 ノージョイント工法の種類

表-1 連結工法における曲げモーメントの伝達条件

種類	主桁連結工法	床版連結工法、横桁連結工法
曲げモーメントの伝達	する	しない
連結モデル	回転変形拘束 	回転変形は拘束しない
活荷重に対する設計の考え方	連結部に生じる負の曲げモーメントに対して設計	連結部に生じる強制変形に対して設計

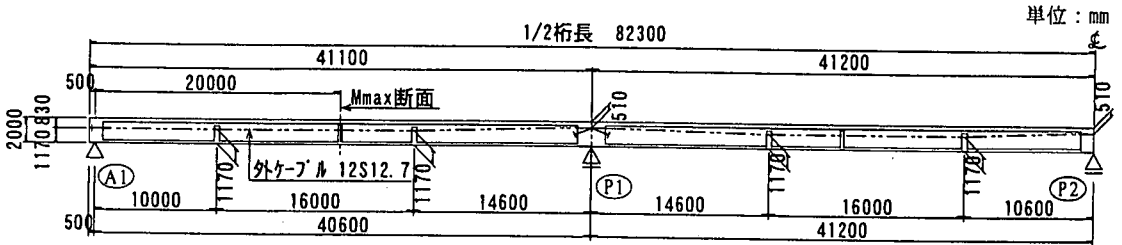


図-2 構造寸法図

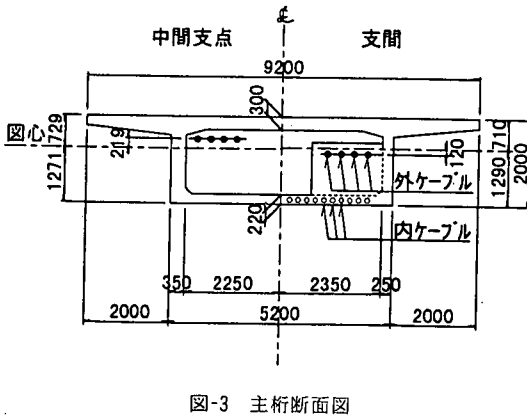


図-3 主桁断面図

表-2 使用材料の設計値

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
内・外ケーブル 12S12.7 SWPR7B	引張強度 f_{pu}	1860 N/mm ²
	有効引張応力度 f_{pe}	1020 N/mm ²
	ヤング係数 E_p	2.0×10^5 N/mm ²

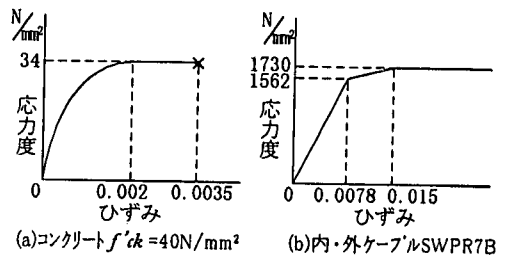


図-4 材料の応力度-ひずみ関係

2. モデル橋による検討

(1) 橋梁モデルの概要

連結型ノージョイント工法は、支間10~50mの中・小支間の単純桁に適用されている。そこで試設計の対象モデルとして、中規模支間(40m)の等桁高の単純桁を設定した。その単純桁4連を連結した橋梁モデルの構造寸法を図-2に、主桁断面を図-3に示す。連結後の構造における支点は、連結前の単純桁のときの支点と、橋軸方向に関して同一位置に在るので、正確には中間支点連結部に弾性支承が2個存在する。しかし中間支点連結部に支点が2個ある場合と1個のみの場合とで、発生断面力にあ

まり差異は無いので、本稿では単純化するために中間支点連結部に支点は1個としたモデルとした。

使用材料の設計値を表-2に、応力度-ひずみ関係を図-4に示す。連結補強後の構造における主桁自重、橋面荷重、内ケーブルプレストレス力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続桁構造に作用する。既設橋が供用を開始してから既に十分年月が経過し、クリープ、

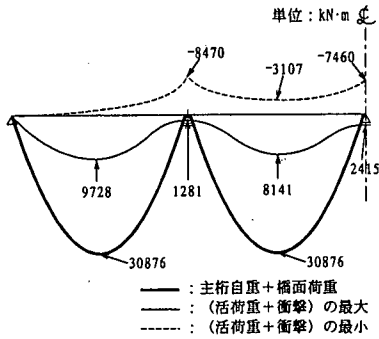


図-5 主桁の曲げモーメント

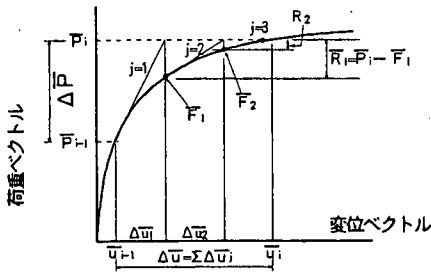


図-7 Newton-Raphson法

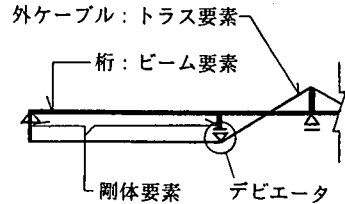


図-6 構造モデル

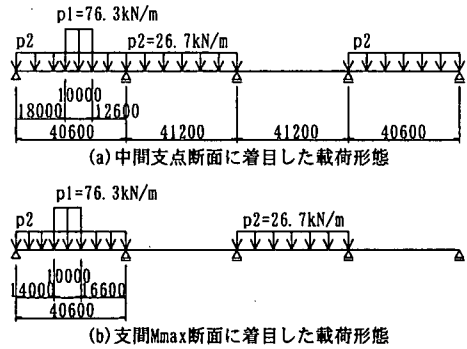


図-8 活荷重及び衝撃の載荷形態

乾燥収縮が終了したときに連結及び補強を行ったと仮定するので、クリープ、乾燥収縮による断面力は発生しないものとする。

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-5に示す。

なお本モデル橋の検討の一部は、既報⁶⁾に紹介しているのでそれらは省略し、本稿では新たに検討を加えた事項を中心に以下に述べることとする。

(2) 非線形解析要領

材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した、ファイバーモデルを用いた変位法による平面骨組解析を実施した。構造モデルを図-6に示す。用いた解析プログラムは、荷重増分法⁹⁾を採っており、即ち荷重漸増に伴う非線形挙動について、部材の接線剛性をNewton-Raphson法により逐次更新して力の釣合いを満足させるものである¹⁰⁾ (図-7参照)。本プログラムの検証は、単純桁¹⁰⁾や二径間連続桁¹¹⁾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り行っており、その解析精度の良好性を確認している。

既設単純桁を連結する構造では、連結前に既に作用している自重、橋面荷重、内ケーブルプレストレス力による曲げモーメントは、連結後も中間支点断面において0である。解析ではその条件を満足するように便宜上、連

続桁の構造系において中間支点到鉛直方向に強制変位（支点沈下10～70cm）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-8に示す載荷形態のB活荷重 L 及び衝撃 I を静的に漸増させて行い、死荷重時から材料が終局に至るまでを追跡した。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作用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

ここに、 α ：荷重係数（ ≥ 0 ）

αr ：終局荷重作用時の安全性を満足するための α の所要値

連続桁のいずれかの断面の圧縮縁がコンクリートの終局ひずみ0.0035に達したときを「曲げ破壊」とした。また曲げ破壊時の α を耐荷係数 αu と称することとする。

(3) 非線形解析結果

a) モーメント再分配

中間支点断面に着目した載荷形態による解析結果について、荷重係数と主要断面における曲げモーメントの関係を図-9に示す。そのうちのケース1について、曲げ破

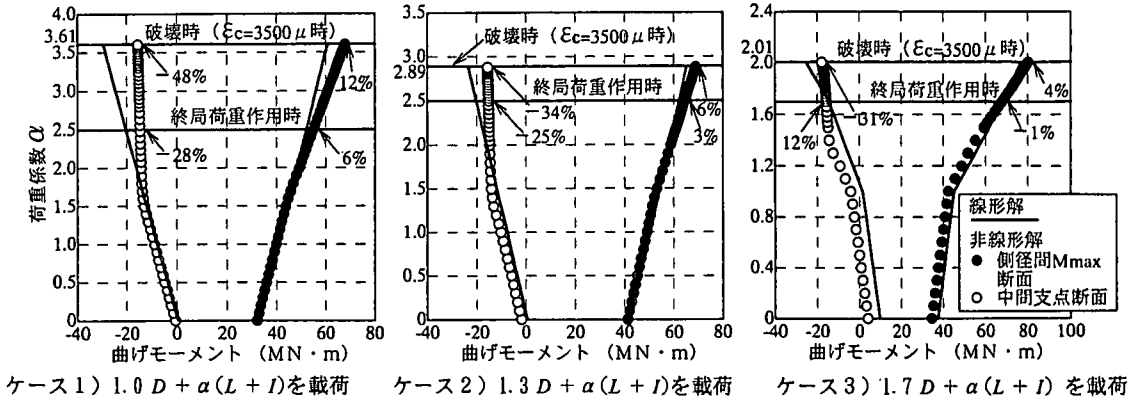


図-9 荷重係数と主要断面における曲げモーメントの関係

壊時のたわみ分布、曲げモーメント分布を図-10に示す。

図-9のケース1及び2では荷重係数が1.5を過ぎた辺りより、曲げモーメントは支間では増加しているのに対し、中間支点断面ではほとんど増加していないので、中間支点到塑性ヒンジが形成されたことによるモーメント再分配が確認される。

その後の荷重漸増に従い、側径間(A1~P1) M_{max} 断面の内ケーブル降伏による塑性ヒンジが形成される前に、中間支点断面においてコンクリート下縁が終局ひずみ(0.0035)に達し、曲げ破壊した。このように中間支点(P1)断面が回転限界に至ったので、構造体が不安定となる崩壊機構へは未到達であった。

曲げ破壊断面は、全ての解析ケースにおいて、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中間支点断面であった。

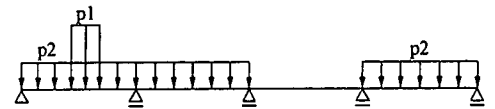
ケース1では、中間支点断面において曲げ破壊時に-48%もの顕著なモーメント再分配が生じた。主要断面のモーメント再分配率を表-3に示す。中間支点到に着目した荷重ケースの方が、側径間 M_{max} 断面に着目した荷重ケースより再分配率が大きいのは、前者の荷重形態では中間支点付近の塑性ヒンジ化が著しいためと考えられる。

b) 外ケーブルの応力度増加

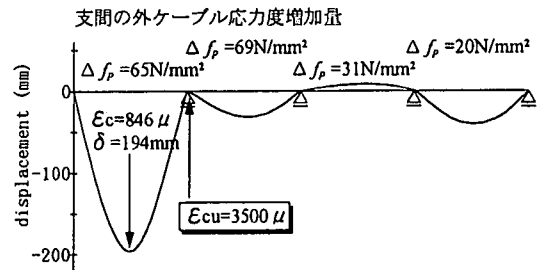
外ケーブルの有効引張応力度から、主桁が曲げ破壊するまでの応力度増加 Δf_p を表-4に示す。

$1.0D + \alpha(L+I)$ 、 $1.3D + \alpha(L+I)$ のケースにおける Δf_p は65~87N/mm²とあまり大きな値ではなかった。これは本モデル橋の外ケーブルが、部材の変形に伴うひずみ変化の影響が少ない断面の図心付近に配置されているためと考えられる。

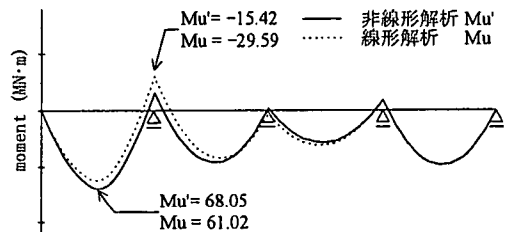
$1.7D + \alpha(L+I)$ のケースが他のケースに比べて Δf_p が大きいのは、中間支点到に与えた沈下量が3ケース中、最も大きかったため、破壊断面である中間支點断



(a) 中間支點断面に着目したB活荷重



(b) 破壊時のたわみ分布



(c) 破壊時のモーメント分布

図-10 中間支點断面に着目し $1.0D + \alpha(L+I)$ を載荷したケース

面の負の曲げモーメントは抑制されたが、支間では正の曲げモーメントが増加し、ひび割れの発生領域が広がり、外ケーブルの配置位置のひずみの総和が増加したことが原因である。

c) 耐力増加に対する外ケーブル応力度増加とモーメント再分配の寄与率

外ケーブル構造での曲げ破壊に対する安全性の検討は、断面力の算定は線形解析を用い、曲げ耐力の算定は部材

表-3 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 載荷ケース	終局荷重作用時	-20.30	-14.61	-28	51.68	54.82	6
	曲げ破壊時	-29.59	-15.42	-48	61.02	68.05	12
側径間Mmax. 断面に着目 した載荷ケース	終局荷重作用時	-12.36	-13.73	11	56.29	56.00	-1
	曲げ破壊時	-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-4 解析結果のまとめ

活荷重の載荷形態	荷重の漸増ケース	外ケーブル 応力増加 $\Delta f_p(N/mm^2)$	耐荷係数			所要 α_r	※1 判定	寄与率(%)	
			$\alpha u1$	$\alpha u2$	$\alpha u3$			外ケーブル 応力増加	モーメント 再分配
中間支点断面に着目 した載荷形態	$1.0D + \alpha(L+I)$	65	1.74	1.83	3.61	2.5	OK	5	95
	$1.3D + \alpha(L+I)$	70	1.76	1.86	2.89	2.5	OK	9	91
	$1.7D + \alpha(L+I)$	216	1.68	1.77	2.01	1.7	OK	27	73
側径間Mmax. 断面に 着目した載荷形態	$1.0D + \alpha(L+I)$	87	2.83	3.00	3.85	2.5	OK	17	83
	$1.3D + \alpha(L+I)$	78	2.88	2.98	3.10	2.5	OK	46	54
	$1.7D + \alpha(L+I)$	211	1.85	1.94	2.01	1.7	OK	56	44

※1) $\alpha u3 \geq \alpha_r$ ならばOK

の変形に伴う外ケーブルの応力増加を考慮しない従来法を用い、その両者の値の比較によって行うという方法が一般的に用いられている。

一方、非線形解析を用いた場合には、上記の方法で無視していた部材の変形に伴う外ケーブルの応力増加とモーメント再分配を評価することが可能となり、これらは一般に耐荷力向上に寄与する。

そこで従来法による耐荷係数に対する、非線形解析による場合の耐荷力増加に関する外ケーブル応力増加とモーメント再分配の寄与率を以下の方法により算定した。

まず耐荷係数 $\alpha u1 \sim \alpha u3$ を曲げ破壊の生じた中間支点断面に着目して算出した。

$\alpha u1$ は、外ケーブルの応力増加を考慮しない従来法により算定した中間支点断面の曲げ耐力 $14.19MN \cdot m$ を、線形解析で生じさせるときの耐荷係数である。

$\alpha u2$ は、非線形解析により得られた曲げ破壊時の Δf_p を用いて算定した中間支点断面の曲げ耐力を、線形解析で生じさせるときの耐荷係数である。

$\alpha u3$ は、非線形解析において曲げ破壊が生じたときの耐荷係数である。

耐荷力増加に対して $\alpha u1$ を基本として、 $\alpha u1$ から $\alpha u2$ までが外ケーブル応力増加による寄与分、残りの $\alpha u2$ から $\alpha u3$ までがモーメント再分配による寄与分と考えることとした。 $(\alpha u3 - \alpha u1)$ を100%として、

$(\alpha u2 - \alpha u1)$ 及び $(\alpha u3 - \alpha u2)$ の占める割合をそれぞれの寄与率として表-4に示した。

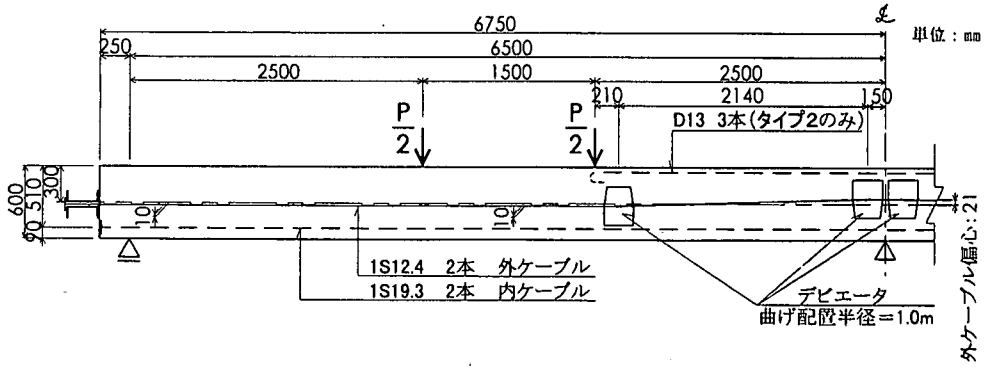
これより本モデル橋では、破壊箇所である中間支点断面に着目した載荷形態において、耐荷力向上に対して「外ケーブル応力増加」より「モーメント再分配」の方が遥かに大きく寄与する結果となった。

3. 検証実験

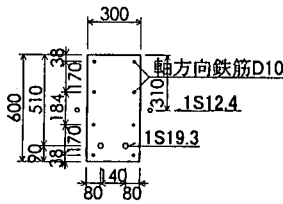
(1) 試験桁の概要

2章に示した解析により得られた終局曲げ挙動の妥当性を検証することを目的に、実橋を縮小モデル化した2径間連続桁について静的単調載荷実験を行った。試験は連結部の構造が異なる2タイプの桁について行った。タイプ1は、2章で扱ったモデル橋のような標準的な連結桁、即ち連結部である中間支点断面で軸方向鉄筋が連続していない構造を想定し、試験桁の引張域の軸方向鉄筋は、中間支点断面から左右に10mm離れた位置に鉄筋端が来るようにし連続させない構造とした¹²⁾。タイプ2は、中間支点断面の曲げ耐力を向上させるために、連結部の引張縁側に補強鉄筋を配置したものとした。

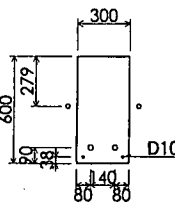
試験桁の構造諸元を以下に、形状寸法を図-11、材料特性を表-5に示す。なお、ノージョイント工法を施した



タイプ1・2 支間断面



タイプ1 中間支点断面



タイプ2 中間支点断面

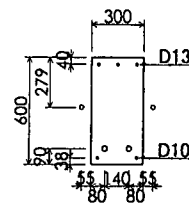


図-11 試験桁の構造寸法

実橋では、連結部である中間支点には、弾性支承が2個存在するのであるが、本試験桁では単純化を図るために中間支点には1個のみの支点を配置した。

構造系：2径間連続桁

支間：6.5m×2

断面：矩形（縦60cm、横30cm）

支間における軸方向鉄筋：D10 8本（鉄筋比0.3%）

内ケーブルは、緊張後にシース内にグラウトを注入し、コンクリートとの付着有り構造とした。

試験桁の構造諸元の設定根拠を以下に示す。

- ①曲げ破壊に至るまでの性状が再現できるように、試験桁における内ケーブルの量と偏心は、終局釣合い鋼材量に対する比率が、モデル橋における比率（33%）と同一となるように設定した。
- ②内ケーブルと外ケーブルの配置断面積の比も、モデル橋における比（2.5：1）に、試験桁も一致させた。

モデル橋では連結部である中間支点断面では、内ケーブルは連続していないが、試験桁では部材内に定着具を設けた場合、それによる背面引張の悪影響が懸念されたので、内ケーブルは中間支点断面において連続配置した。試験桁では、内ケーブル配置によりプレストレス不静定力が生じている。

なお十分なせん断耐力を持たせるために、D13c/c100のスターラップを桁全長に渡って配置し、曲げ破壊よりせん断破壊を先行させないようにした。

また本試験桁に関しても、2章の解析で用いたものと

表-5 材料特性一覧

		単位：N/mm ²			
		圧縮強度	引張強度	曲げ強度	弾性係数
コンクリート	タイプ1	37	2.8	5.5	2.65E4
	タイプ2	39	3.0	5.5	2.79E4
グラウト（普通*セメント/セメント、水/セメント比45%）		圧縮強度=43N/mm ²			
		有効引張応力度	降伏点	引張強度	弾性係数
内ケーブル（P C鋼より線）					
	IS19.3 SWPR19 2.437cm ² /本	1020	1730	1940	1.911E5
外ケーブル（P C鋼より線）					
	IS12.4 SWPR7A 0.929cm ² /本	993	1640	1820	1.971E5
鉄筋 SD235A	軸方向鉄筋 D10		347	483	1.89E5
	スターラップ D13		348	496	1.83E5

同プログラムにより、材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した静的単調載荷のシミュレーション解析を行った。プログラムに入力した材料の応力度-ひずみ関係は、コンクリートについては円柱供試体の圧縮試験結果を、鉄筋及びP C鋼材については試験成績を、それぞれ折線近似によりトリリニアモデルにしたものを用いた。

（2）試験方法

ノージョイント主桁連結工法を施した連結部（中間支点断面）では、先の仮定条件より死荷重によって曲げモーメント、曲げ応力度は生じない。試験桁は曲げ応力度に関するその条件に合うように、死荷重時、即ち（自重+内ケーブルプレストレス）作用時に中間支点断面の上縁曲げ応力度を0とする強制変位（支点沈下）を予め与えた。

載荷位置を図-11に示す。1支間当たり2箇所ずつ、

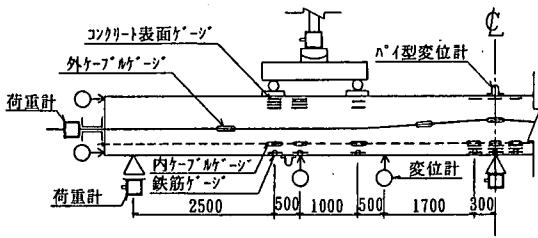


図-12 計測器の設置箇所

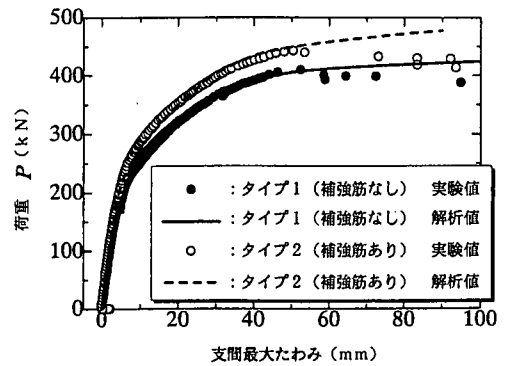


図-13 荷重と桁のたわみの関係

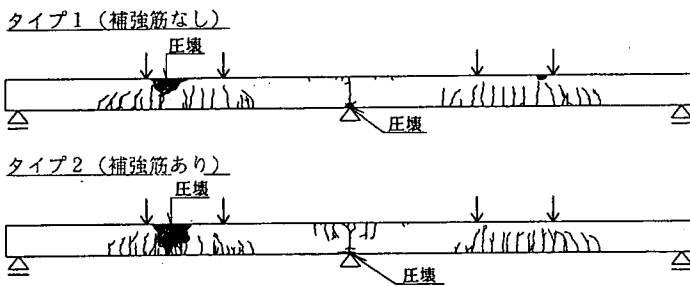
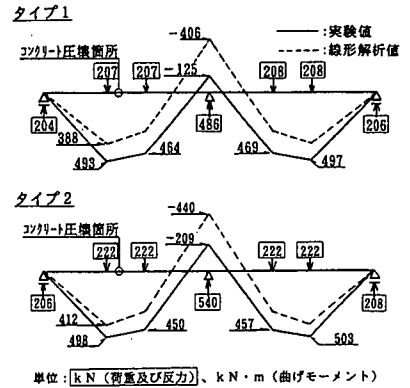


図-14 最終ひび割れ状況と最大荷重時曲げモーメント(死荷重含む)



左右支間対称の位置に等しい荷重 P を載荷し、桁が曲げ破壊するまで漸増載荷した。計測器の設置箇所を図-12に示す。試験中における桁の曲げモーメント分布を正確に把握するために、端支点及び中間支点の全支点に反力測定用の荷重計（ロードセル）を配置した。

(3) 試験結果

a) 中間支点付近の性状

荷重と桁のたわみの関係を図-13に示す。

ひび割れ発生荷重は、タイプ1、2とも中間支点上縁が $P=45\text{kN}$ 、支間下縁が $P=170\text{kN}$ であった。タイプ1の中間支上部では、引張縁が無筋のため、ひび割れの発生後の開口度合は著しいものであった。タイプ2の中間支上部も、引張縁に配置した鉄筋D13が降伏した $P=250\text{kN}$ 以降におけるひび割れの開口度合は、タイプ1と同様であった。

最終ひび割れ状況及び荷重ピーク時における桁の曲げモーメント分布を図-14に示すが、支間では端支点に近い載荷点が最大曲げモーメント (M_{max}) が発生する断面であった。

荷重と圧縮縁ひずみの関係を図-15に示す。荷重 $P=$

0時において中間支部下縁のひずみが0でないのは、内ケーブルプレストレスのためである。タイプ1、2ともコンクリート圧縮縁ひずみは、支間 M_{max} 断面上縁より中間支部下縁の方が終始卓越していた。そのため中間支上部は支間より、コンクリート圧縮縁の塑性化及び塑性ヒンジの形成が先行した。

しかし中間支点付近は、下縁に圧壊に伴うかぶりコンクリートの剥離が見られたものの、載荷中耐力を失うことはなかった。これは、中間支点付近は支点からの圧縮反力の影響及びスターラップによる拘束効果により、圧壊が生じにくいこと、また圧縮反力の影響を受けない支点から少し離れた領域では、図-14に示すように発生曲げモーメントが小さく、破壊を生じさせるような曲げモーメント状態ではないためである。中間支上部では、荷重ピーク時の曲げモーメントよりコンクリート圧縮縁応力度を算定するとタイプ1では 50N/mm^2 、タイプ2では 53N/mm^2 となり、圧縮強度が上昇していたと推察される。また中間支上部に形成された塑性ヒンジは、解析による圧縮縁ひずみが0.0035に達したときの曲率を上回る塑性回転能を発揮した。

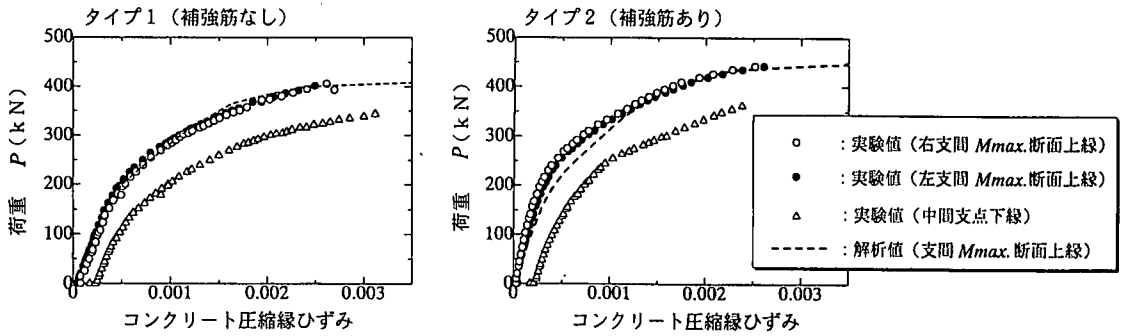


図-15 荷重と圧縮ひずみの関係

b) 支間の性状

荷重と外ケーブルの応力度増加の関係を図-16に示す。外ケーブル応力度が顕著に増加し始めた荷重 P は、タイプ1が240kN、タイプ2が280kNであった。これは両桁とも、支間の載荷点間(1.5m)の全域にひび割れが生じた時期に合致する。

支間の載荷点の間では、タイプ1では $P=320$ kN、タイプ2では $P=340$ kNに下縁鉄筋が降伏し、内ケーブルが降伏した $P=400$ kN(タイプ1)、430kN(タイプ2)以降にひび割れの開口が著しくなり、桁の曲率増大が観察された。鉄筋かつ内ケーブルが降伏したこれらの時点が、左右支間における塑性ヒンジの形成時期と判断される。

c) モーメント再分配

荷重と曲げモーメントの関係を図-17に示す。ここに曲げモーメントは、荷重及び支点反力から計算したものである。図-17よりタイプ1の中間支点断面は、 $P=150$ kN辺りにおいてそれ以降の曲げモーメントの増加度が著しく小さくなっており、塑性ヒンジの状態を呈していることが確認される。それを契機としてモーメント再分配が進行し、荷重ピーク時のモーメント再分配率は、支間 M_{max} 断面においてタイプ1が32%、タイプ2が26%、中間支点断面においてタイプ1が-70%、タイプ2が-55%もの顕著な値となった。

d) 崩壊形態

タイプ1では $P=414$ kN、タイプ2では $P=444$ kNのとき、左支間上縁コンクリートに圧壊が認められ、荷重 P はピークを示した。その後、コンクリートの圧壊部が縁辺より断面図心方向に徐々に拡がりながら耐荷力が漸減し、左支間のたわみは進行するばかりであった。即ち、中間支点部及び左右支間に塑性ヒンジが形成された後、構造体が不安定になったので、この荷重ピークが崩壊荷重であり、崩壊機構(メカニズム)に至った。

このように本試験桁のような配筋及び載荷形態の梁に静的単調載荷した場合、支間における曲げ破壊は脆性的でなく、縁辺が圧壊した以降も耐力が保持されながら変形性能が発揮され、エネルギーが吸収された。

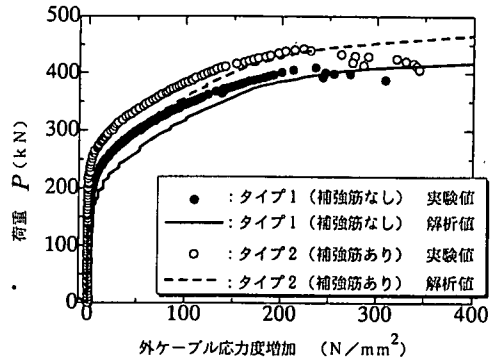


図-16 荷重と外ケーブル応力度増加の関係

e) タイプ2の耐荷力向上

図-14に示したひび割れ状況より、タイプ2の中間支点付近は、鉄筋配置のためタイプ1に比べひび割れ分散性が良いことが認められる。

タイプ2のタイプ1に対する耐荷力向上($\Delta P=30$ kN)は、中間支点断面における、引張縁に鉄筋を配置したことによる曲げ耐力向上分が反映されたものとして評価できる。これよりノージョイント工法において連結部の上床版や桁上部に補強筋を埋め込むことが可能な場合、その補強筋配置は有効な補強方法である。

なおP C桁横桁連結工法の場合、隣接する既設P C桁の端横桁間に無収縮モルタルを充填する。このモルタルは後打ちのため、一体打ちした場合に比べ付着が劣ることは否めない。一方試験桁は製作の都合上、中間支点部は一体打ちした。従って実橋の連結部では、桁端相互の付着切れが、ひび割れ性状やその後の耐荷メカニズムに影響する可能性があるが、本試験桁の挙動はその影響まで反映されていないことを付記しておく。

f) 解析精度

図-13, 15, 16, 17において解析値は実験値とよく整合している。これより本稿で用いた非線形解析プログラムは、本形式のようなP C構造の塑性ヒンジ形成に伴うモーメント再分配等の終局曲げ挙動を精度よくシミュレーション

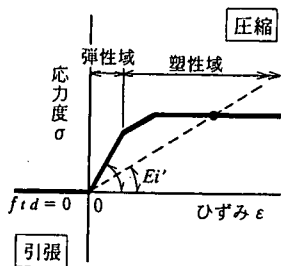


図-19 コンクリートの弾塑性係数

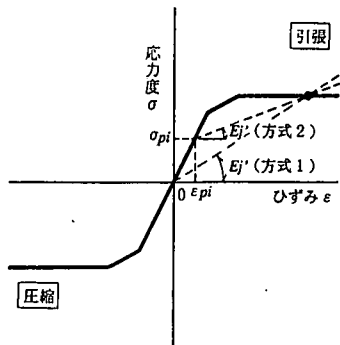


図-20 PC鋼材の弾塑性係数

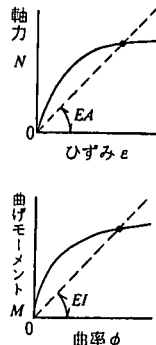


図-21 割線剛性

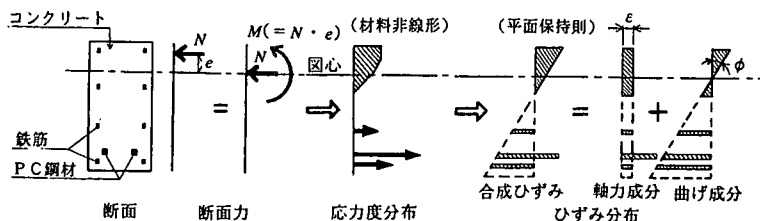


図-22 ひずみ分布の分解

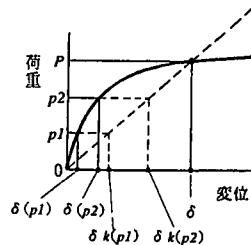


図-23 線形分解

$$EA = N / \varepsilon \quad (4)$$

$$EI = M / \phi \quad (5)$$

ここに N は軸力、 M は断面の図心回りにおける曲げモーメント、 ε は図心におけるひずみ、 ϕ は曲率であるが、部材断面のひずみ分布を N による成分と M による成分とに分解した概念図を図-22に示す。

ただしPC部材に関して式(4)(5)を成立させるためには、式(1)(2)により割線剛性を算定するに際し、PC鋼材の弾塑性係数は、外ケーブル部材については単独の部材であるので方式1による値を用いることができるが、コンクリートと付着のある内ケーブル方式のPC部材については、コンクリートと初期ひずみを有したPC鋼材の複合部材である性質上、方式2による値を用いなければならない。

全体構造系における塑性域に入って以降の任意の状態を、一般に広く用いられている骨組弾性解析法を用いて線形的に再現するには、その時点における割線剛性により評価した部材から成る構造系に対し、その時点の全作用荷重を載荷することにより可能である。この手法を以下では「割線剛性法」と呼ぶこととする。そのときのスケルトンは、各部材断面の各時点で更新された図心座標を結んだものとする。

なお塑性域にあるPC鋼材の割線剛性は、初期剛性より低下しているので、その時点のプレストレス力は、

ε_{pi} に着目するか初期導入プレストレス力 P_i に着目するかで値が異なるものとなる。割線剛性法で力の釣合い及び変形の適合が満足された構造系を再現するためには、弾塑性係数の算定を方式1に拠った場合は、 ε_{pi} と等価なひずみを与え、方式2に拠った場合は、初期導入プレストレス力 P_i と等価な力を与えなければならない。

図-23に示すように非線形履歴を示す荷重と変位の関係では、 $P = p_1 + p_2$ としたとき、 $\delta \neq \delta(p_1) + \delta(p_2)$ であるので、重ね合わせの原理が成立しない。しかし割線剛性を用いれば、分解して得た $\delta k(p_1)$ 、 $\delta k(p_2)$ を仮想することができる。これは、その時点の割線剛性を保ったまま、原点志向型の除荷ルートを想定したときの途中の点と考えることもできる。

(3)節ではこれを利用して、荷重漸増に従い非線形履歴を示した支点反力を、荷重漸増の各段階において個々の荷重による仮想反力に分解する。

(2) 荷重漸増に伴う割線剛性と図心軸の推移

構造解析に用いた骨組モデルは図-6に示したように、桁(コンクリート+鉄筋+内ケーブル)と外ケーブルとは別部材として構成させている。

前節で説明した手法により、タイプ1、タイプ2の桁について割線剛性と図心座標を算出した。荷重漸増に伴う割線剛性について、桁全体の分布を図-24に示し、主要断面での推移を図-25に示す。桁の図心軸の推移を図-

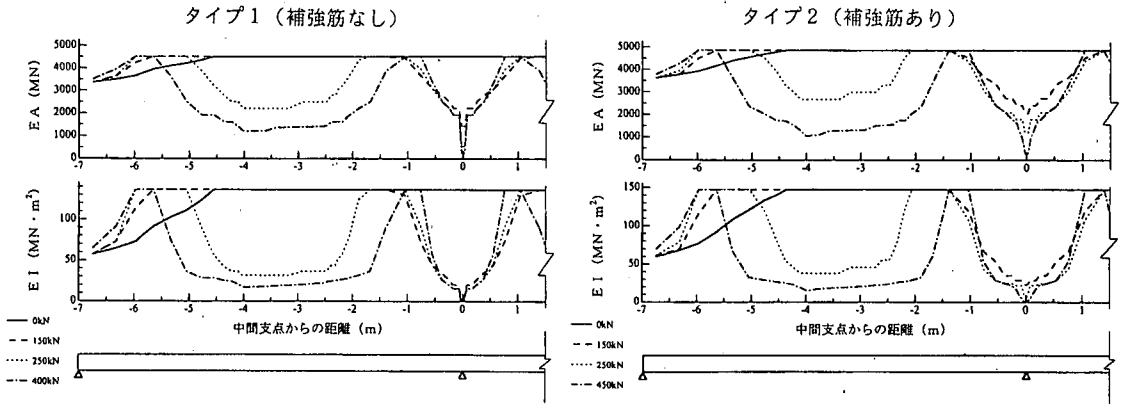


図-24 桁のEA, EI分布の推移

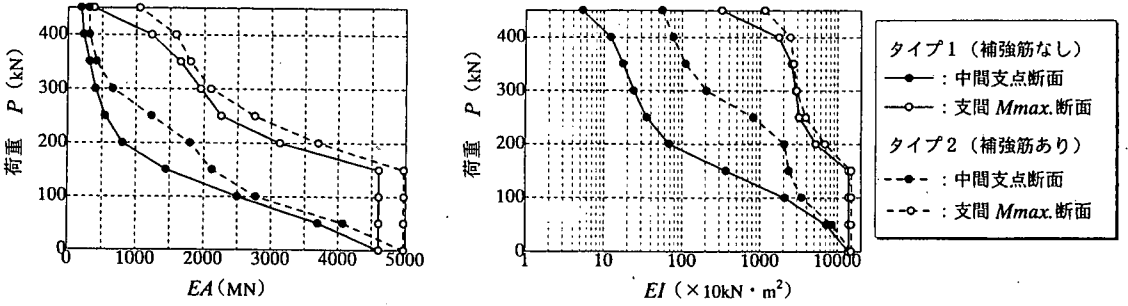


図-25 主要断面における荷重とEA, EIの関係

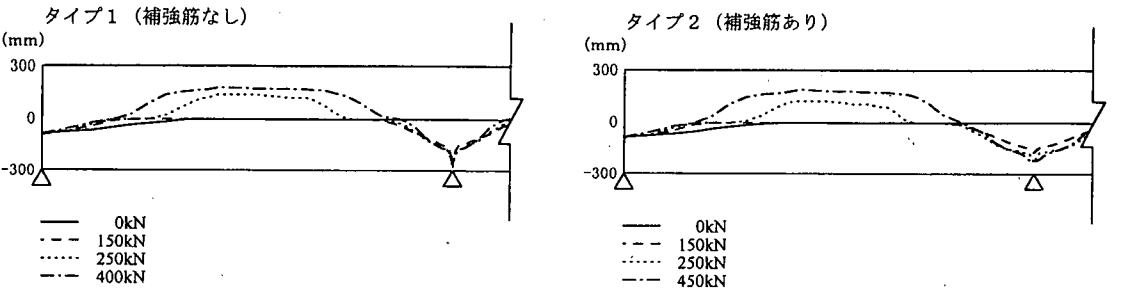


図-26 桁の図心軸の推移

26に示す。

図-24より、実験においてひび割れが進展した中間支点断面付近や支間は、荷重増加に伴いEA, EIが低下していることが確認できる。

図-25より、タイプ1の中間支点断面におけるEIは、 $P=0\text{kN}$ 時の全断面有効のEIに比して、 $P=100\text{kN}$ 載荷時に1/7、 $P=150\text{kN}$ 時に1/40、 $P=200\text{kN}$ 時に1/200、 $P=400\text{kN}$ 時に1/1100にまで著しく低下していたことが分かる。中間支点部の、他区間よりこのように著しく剛性低下したことが、塑性ヒンジを呈した要因と考えられる。

外ケーブルは漸増載荷中終始、弾性域に留まっていたので、その割線剛性は一定であった。

(3) 割線剛性と支点反力の関係

不静定構造において部材に生じる断面力は、構造物を構成する部材相互の剛性の比、即ち剛比により定まり、剛性の大きさそのもの影響は小さいことが知られている⁸⁾。ただし強制変位に関しては、変位量を一定としたときの断面力は剛性の大きさの影響を受ける。

これらは、部材が弾性域の場合のみでなく、塑性域の場合でも成り立つ。なぜなら部材が塑性域に入って以降

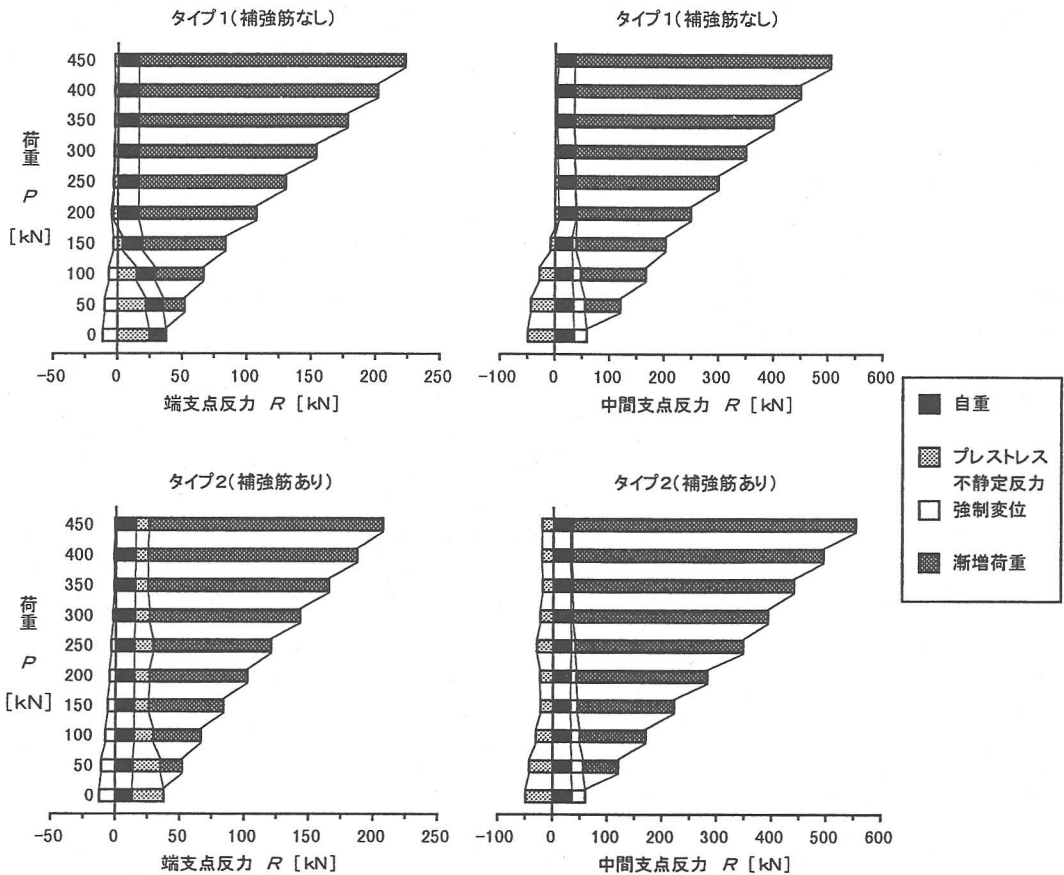


図-27 割線剛性法による支点反力の分解

表-6 線形及び非線形解析ケース

	軸剛性	曲げ剛性
ケース1 (線形解)	初期	初期
ケース2 (準非線形解)	割線	初期
ケース3 (準非線形解)	初期	割線
ケース4 (非線形解)	割線	割線

の状態は、割線剛性法による線形的な再現が可能であり、その入力項目は、格点座標、拘束条件、部材の割線剛性、荷重であることにより、荷重によって部材に生じる断面力は、図心軸スケルトンと割線剛性の大きさ及び分布に支配されることが導けるからである。

割線剛性法により支点反力を各荷重による成分に分解したときの、荷重漸増時の推移を図-27に示す。

a) 自重反力

自重反力は、荷重漸増に伴う剛性低下に連れて、中間支点から端支点到少し移行している。これは、桁全区間の中でも中間支点断面付近の剛性低下が著しかったことによる剛比変化が原因している。

b) 強制変位反力

強制変位による反力は、桁全体に関する剛性の低下により、中間支点、端支点とも減少の一途をたどっていたことが分かる。

c) プレストレス不静定反力

プレストレス不静定反力は、タイプ1、2とも $P=0 \sim 150\text{kN}$ において減少した。これは170kNまでは、支間はひび割れが生じていなかったで初期剛性のままであり、中間支点付近のみがひび割れ進展により剛性低下があったことによる剛比変化のためである。また中間支点付近では、図-26に示すように断面図心が下縁近くの下がってきたため内ケーブルの偏心 e が減少し、それに伴うプレストレス力 Pe による静定モーメント $M_p (= Pe \cdot e)$ が減少したことも原因している。

$P=170\text{kN}$ 以降は、支間にも剛性低下区間が広がってきたが、タイプ1のプレストレス不静定反力は減少した。これは図-25に示したように、中間支点断面の他区間に比べて際だった剛性低下が原因している。タイプ2はタイプ1より、中間支点断面の剛性 EI が1オーダー大き

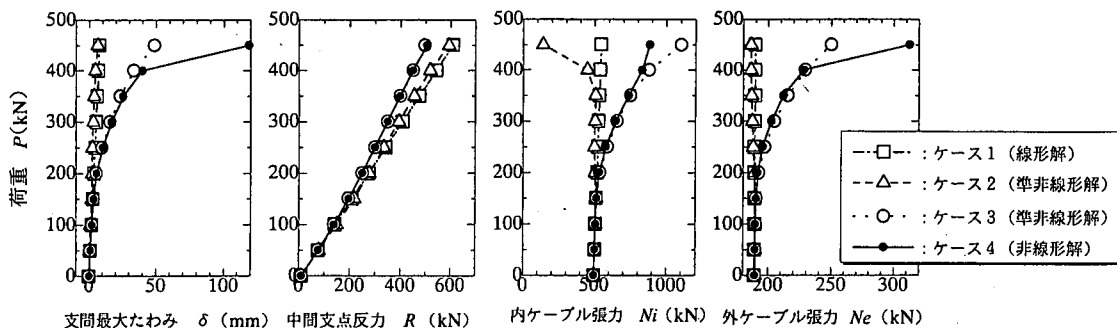


図-28 各ケースの解析結果における荷重と各項目の関係

く留まっており、剛比変化が顕著でなかった。このように支点部と支間の剛比変化が一樣でなかったため、プレストレス不静定力は150~250kNにおいて少し増加する結果となった。

(4) 非線形挙動に及ぼす EA, EI の低下の影響

コンクリート構造物は、終局時にひび割れの進展や鋼材の降伏により部材の軸剛性 EA や曲げ剛性 EI が低下することと図心軸が変化するため、全断面有効かつ材料が弾性域にある場合の線形挙動から乖離した挙動を示す。

EA, EI の低下が、全体系の終局時非線形挙動に及ぼす影響を把握するために、タイプ1試験桁に関して割線剛性法の手法を用いて、表-6に示すように部材剛性を種々変えた場合の解析を行った。表-6における「初期」とは $P=0$ kN時におけるほとんどの区間が全断面有効かつ材料が弾性域である初期剛性（図-24における実線で示したものを）を用いた場合を意味し、「割線」とは、PC桁や外ケーブルの部材について、非線形性が反映された割線剛性を用いた場合を意味する。

ケース1は、部材の軸剛性、曲げ剛性とも初期剛性を用いた解析ケースであるので、線形解である。ケース4は、軸剛性、曲げ剛性とも割線剛性を用いたケースであるので、非線形履歴の任意の時点における状態を完全にシミュレーションするものであり、非線形の精解である。ケース2、3は、軸剛性または曲げ剛性の片方だけに割線剛性を用いたケースであり、準非線形解である。

図-28に各ケースの解析結果における荷重と支間最大たわみ、中間支点反力、支間 M_{max} 断面における内ケーブル張力、外ケーブル張力の関係を示す。図-28よりケース3は、内ケーブルがまだ降伏していない $P=400$ kN以下では精解であるケース4をほぼ再現していることが分かる。このことは、本試験桁のような不静定はり構造における非線形挙動への影響は、軸剛性より曲げ剛性の低下度が支配的であることを示している。

また $P=450$ kN時のように主たる引張鋼材であるPC鋼材（内ケーブル）が降伏した以降は、ケース3はケース4から乖離しているので、精解を再現する上で EA の剛性低下による影響も無視できないと言えよう。

5. まとめ

主桁連結によるノージョイント工法を適用した橋梁について、荷重増分法による非線形解析及び静的単調載荷実験により終局曲げ挙動を検討した結果、以下の知見を得た。

- (1) 本構造の連結部は、引張鋼材として配置されているのが外ケーブルのみの場合、主桁にひび割れが進展する終局時に塑性ヒンジが形成され易い。その結果、モーメント再分配が著しく進行する。
- (2) 終局荷重作用時における曲げ破壊に対する検討では、線形解析及び従来法による曲げ耐力の算定では安全度が不足していたが、非線形解析によれば、部材の変形に伴う外ケーブルの応力増加と、連結部の塑性ヒンジ化に伴う顕著なモーメント再分配が評価可能となり、それによって耐荷力が向上し、安全性が満足されることを確認した。そのうち本構造桁において耐荷力が向上した支配的な要因は、モーメント再分配であった。
- (3) 連結桁を模した2径間連続桁の静的載荷実験において、塑性ヒンジが中間支先に先行して形成され、続いて支間の載荷点に塑性ヒンジが形成され、崩壊機構（メカニズム）に至る過程を確認した。
- (4) 本研究で用いたファイバーモデルと荷重増分法による非線形解析プログラムは、部材の剛性を的確に評価することにより、不静定構造の崩壊機構に至る非線形挙動を精度よくシミュレーションすることを検証した。

- (5) 載荷実験では、中間支点付近において拘束効果により曲げ耐力及び回転性能の向上が見られた。また支間では、縁辺の圧壊に伴い脆性的に耐力を失うのではなく、コンクリートの圧壊部が断面図心方向に徐々に拡がりながら耐荷力が漸減し、桁の変形が進行する破壊形態を示した。これらにより、桁断面の縁辺コンクリートが終局ひずみに達した以降もエネルギーが吸収される結果が得られた。
- (6) ノージョイント工法において連結部の上床版や桁上部への補強筋配置は、耐荷力を向上させるものであり、有効な補強方法であることを確認した。
- (7) 本稿で提案した「割線剛性法」とは、非線形履歴の任意の時点における状態を、部材を割線剛性により表した構造系に全作用荷重を載荷することにより線形的に再現する計算方法である。
- (8) 荷重増加時の部材の剛性低下や剛比変化、及び図心軸の移動によってもたらされる、支点の強制変位やプレストレスによる不静定力の変動は、割線剛性法によって把握することが可能である。本試験桁では、中間支点部曲げ剛性の卓越した低下に伴う部材相互の剛比変化により、プレストレス不静定力が減少する性状が得られた。
- (9) 本試験桁に見られる不静定はり構造の挙動における非線形性は、部材の軸剛性より曲げ剛性の低下の影響が大きいことを明らかにした。ただし主たる引張鋼材が降伏した以降は、部材の軸剛性低下の影響も無視できないことを示した。
- 3) 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, 1995.11.
- 4) 高山晴光, 窪田賢司, 畔柳昌己, 杉山智昭: 東名高速道路「岩淵橋上部工補強工事」の設計および施工について, プレストレストコンクリート技術協会, 第8回シンポジウム論文集, pp.655-660, 1998.10.
- 5) 松本大二郎, 権藤健二, 広谷泉, 松元香保里: 狭隘な施工環境下におけるアラミド緊張材による外ケーブル用ブラケット固定工法の適用, プレストレストコンクリート技術協会, 第8回シンポジウム論文集, pp.655-660, 1998.10.
- 6) 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, pp.147-164, 1999.2.
- 7) (社)土木学会: コンクリート標準示方書設計編, pp.43, 1996.3.
- 8) (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, pp.109-110, 1996.12.
- 9) (社)土木学会: 構造工学における計算力学の基礎と応用, 構造工学シリーズ7, pp.171, 1996.12.
- 10) 玉置一清, 新井英雄, 板井栄次, 山崎淳: 非線形解析プログラムの外ケーブル構造への適用と今後の標準化について, プレストレストコンクリート技術協会, 第5回シンポジウム論文集, pp.309-314, 1995.10.
- 11) 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.
- 12) 梅津健司, 藤田学, 津野和男, 関博: 外ケーブルを用いた連結桁の終局曲げ挙動に関する検討, 土木学会, 第53回年次学術講演会講演概要集第5部, pp.786-787, 1998.10.

(1999. 3. 29 受付)

参考文献

- 1) (財)道路保全技術センター: 既設橋梁のノージョイント工法の設計施工手引き(案), pp.1-3, 1995.1.
- 2) 山本悟司: 既設橋梁の連続化, 橋梁と基礎, Vol.28, No.8, pp.163-166, 1994.8.

ULTIMATE BENDING BEHAVIOR OF EXTERNAL TENDON-REINFORCED PRESTRESSED-CONCRETE GIRDERS MADE CONTINUOUS BY NO-JOINT METHOD

Kazuo TSUNO, Manabu FUJITA, Kenji UMEZU and Hiroshi SEKI

A study was made, by nonlinear analysis and static load experiments, into the ultimate bending behavior and failure mechanism of continuous prestressed-concrete girders in which simple girders of an existing highway bridge were joined by a no-joint construction method and reinforced with external tendons. It was found that because of the improved flexural capacity due to the increased external tendon stress accompanying the deformation of the structural members, the moment redistribution that occurs with the deformation of the plastic hinges of the intermediate supports predominates, the load-carrying capacity of the girders is improved, and safety against flexure is satisfied. Also, an analysis method is proposed that makes use of secant stiffness to directly reproduce the structural system in the plastic region.