

連続桁における落橋防止ケーブルの効果に関する研究

中尾尚史¹・野阪克義²・伊津野和行³

¹学生員 工修 立命館大学大学院 理工学研究科総合理工学専攻
(〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

²正会員 Ph.D. 立命館大学講師 理工学部都市システム工学科
(〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

³正会員 工博 立命館大学教授 理工学部都市システム工学科
(〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

1. はじめに

落橋防止ケーブルは、フェールセーフ機能を有する重要なシステムであり、1996年に改定された道路橋示方書¹⁾で落橋防止ケーブルに緩衝効果を与えることが望ましいと記載された。その後も落橋防止ケーブルの研究が盛んに行われてきた^{2)~4)}。

これら落橋防止ケーブルに関する研究のほとんどが単純桁を対象として研究を行っている。しかし、多くの単純桁が落橋したことから、はじめから連続桁として設計、または既往の単純桁を連続桁に補強するなどの対策が行われている。よって、今後は連続桁を対象とした落橋防止ケーブルの設計が必要であり、研究が急務である。

連続桁は、単純桁と異なり、1つの支点が落下してもすぐには落橋しない。だが、桁に過大な断面力が作用することにより桁が降伏、破壊し落橋に至る。著者ら⁵⁾は、桁断面が一定の場合の連続桁における落橋防止ケーブルの効果および必要性を示した。しかし、実際の桁断面は一定ではなく、活荷重を考慮して算出される断面力によって設計されている。桁断面が一定でない桁に関しても落橋防止ケーブルの検討を行うことが重要だと考えた。

よって本研究では、桁断面を変化させた場合の連続桁における落橋防止ケーブルの研究を行い、合理的な設計法を確立することを目的とする。

桁への影響および降伏状況を検討する。

(1) 連続桁の解析モデル

解析モデルは、道路橋の耐震設計に関する資料⁶⁾を基に図-1のような上部構造が5径間連続鋼I桁橋の等スパン連続桁を用いる。支点は左からA点、B点と設定する。解析では桁が落橋していない状態から、図-2のようにA点の支点が破壊して橋脚または橋台から離れたときの連続桁の挙動を考える。

本研究で用いる荷重は死荷重のみとする。死荷重は、同資料⁶⁾から単位長さあたりの荷重を154kN/mとした。

解析では自由落下した場合を考え、重力加速度として開始直後に980cm/s²を与える。解析における時間間隔は0.0001秒とし、桁の減衰定数は0.02と設定した。

(2) 断面設計

本研究では、塑性状況を把握するために、桁断面を図-3から図-5に示すように、設計曲げモーメント(太実線)を元に変化させる。すなわち、断面変化位置を10m間隔および5m間隔に設計した場合(case 1,2), AB間

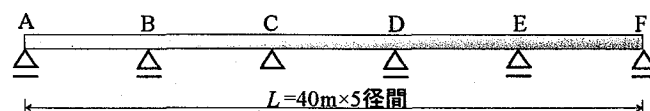


図-1 5径間連続桁モデル

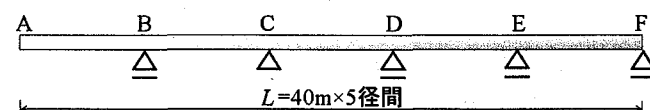


図-2 桁落下モデル

2. 連続桁の動的落橋解析

桁の断面を変化させた場合、橋脚から桁が離れると、断面の小さい部分が支点上の断面より先に降伏する可能性がある。本章では、桁断面を変化させた場合における

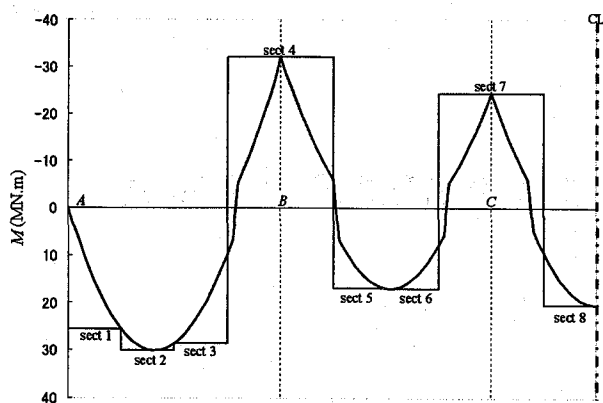


図-3 設計断面 (case 1)

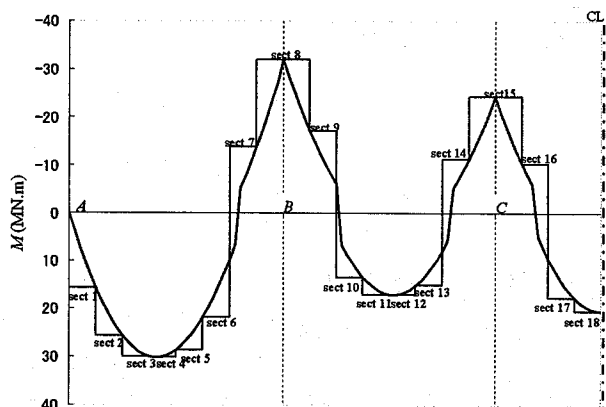


図-4 設計断面 (case 2)

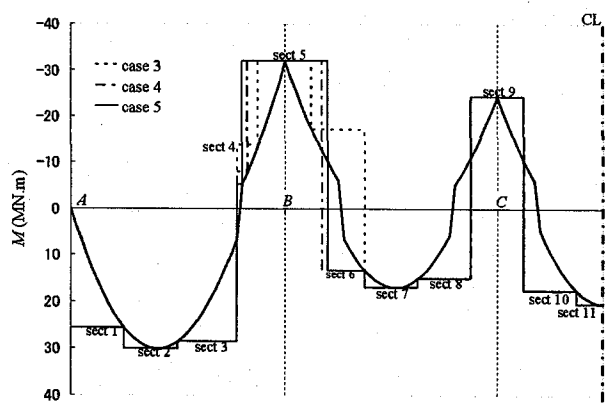


図-5 設計断面 (case 3,4,5)

表-1 設計諸元 (case 1)

断面番号	断面要素	l_i (m)	M_i / M_s
sect 1	1-20	0-10	0.80
sect 2	21-40	10-20	0.94
sect 3	41-60	20-30	0.89
sect 4	61-100	30-50	1.00
sect 5	101-120	50-60	0.53
sect 6	121-140	60-70	0.53
sect 7	141-180	70-90	0.76
sect 8	181-200	90-100	0.64

表-2 設計諸元 (case 2)

断面番号	断面要素	l_i (m)	M_i / M_s
sect 1	1-10	0-5	0.49
sect 2	11-20	5-10	0.80
sect 3	21-30	10-15	0.94
sect 4	31-40	15-20	0.94
sect 5	41-50	20-25	0.89
sect 6	51-60	25-30	0.68
sect 7	61-70	30-35	0.43
sect 8	71-90	35-45	1.00
sect 9	91-100	45-50	0.53
sect 10	101-110	50-55	0.42
sect 11	111-120	55-60	0.53
sect 12	121-130	60-65	0.53
sect 13	131-140	65-70	0.47
sect 14	141-150	70-75	0.35
sect 15	151-170	75-85	0.76
sect 16	171-180	85-90	0.32
sect 17	181-190	90-95	0.55
sect 18	191-200	95-100	0.64

表-3 設計諸元 (case 3,4,5)

断面番号		断面要素	l_i (m)	M_i / M_s
sect 1		1-20	0-10	0.80
sect 2		21-40	10-20	0.94
sect 3		41-62	20-31	0.89
sect 4	case 3	63-70	31-35	0.43
	case 4	63-66	31-33	0.25
	case 5	63-64	31-32	0.16
sect 5	case 3	71-90	35-45	1.00
	case 4	67-94	33-47	1.00
	case 5	65-95	32-48	1.00
sect 6	case 3	91-110	45-55	0.53
	case 4	95-110	47-55	0.42
	case 5	96-110	48-55	0.42
sect 7		111-130	55-65	0.53
sect 8		131-150	65-75	0.47
sect 9		151-170	75-85	0.76
sect 10		171-190	85-95	0.55
sect 11		191-210	95-105	0.64

表-4 設計諸元 (case 6)

断面番号	断面要素	l_i (m)	M_i / M_s
sect 1	1-400	0-200	1.00

における曲げモーメントの変曲点から B 点を 4:5, 2:7, 1:8 に分割して断面変化点を設計した場合(case 3-5), さらに断面が一定の場合(case 6)の計 6 ケースについて検討する。断面一定区間の断面 2 次モーメントは, 設計曲げモーメントが最大となる B 点の設計曲げモーメント (M_s) を基準として, 各断面における設計曲げモーメント

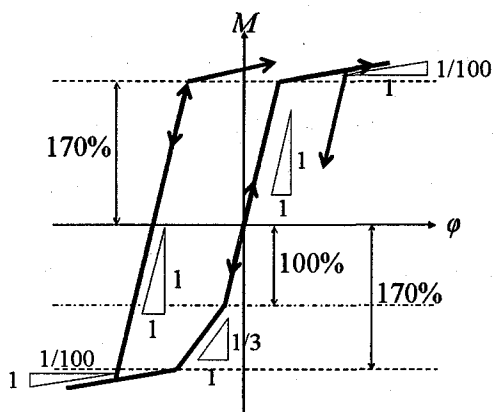


図-6 桁の骨格曲線

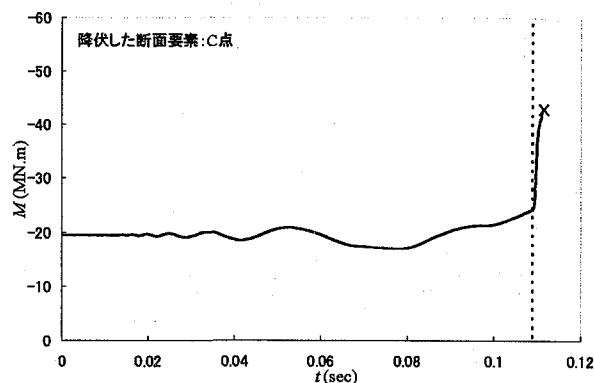


図-8 曲げモーメントの応答履歴 (ケース 1)

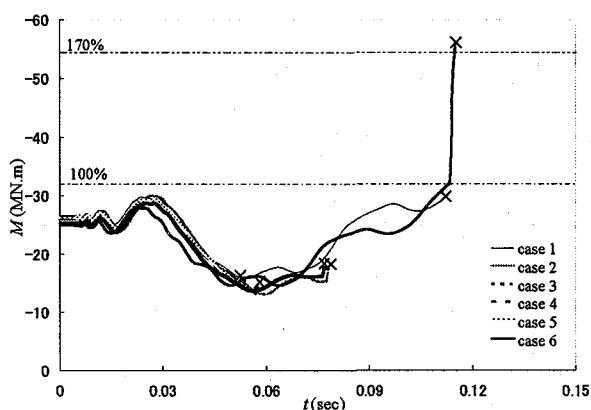


図-7 応答履歴 (B 点の曲げモーメント)

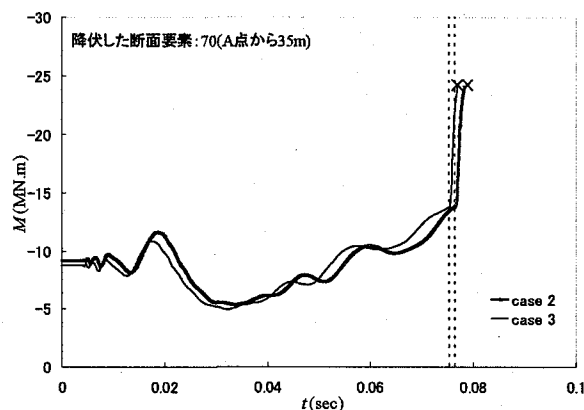


図-9 曲げモーメントの応答履歴 (ケース 2, 3)

ント (M_i) との比率 (M_i / M_0) に基づいて基準となる B 点の断面 2 次モーメントを変化させる。各ケースにおける設計諸元を表-1 から表-4 に示す。表中の l_i は各断面区間の長さである。なお、基準とする B 点の設計曲げモーメントおよび断面 2 次モーメントは $32.0 \text{ MN} \cdot \text{m}$ 、 0.7553 m^4 に設定した。

桁の剛性は、図-6 に示す非対称トリリニアを仮定した。図中の 100% は、各断面における設計曲げモーメントに相当する。正の曲げモーメントに対しては、設計曲げモーメントの 170% の耐力で降伏し⁷⁾、降伏後の剛性は初期剛性の 1/100 になるように設定した。また、負の曲げ剛性は、設計曲げモーメント以上で正の曲げ剛性の 1/3⁷⁾、安全率 170% 以上で 1/100 と仮定した。

桁断面を変化させると、桁断面が一定の場合に比べ、降伏する位置が異なると考えられる。よって本研究では、桁断面を変化させたことによる影響および降伏状態を比較、検討する。

(3) 桁の応答履歴

図-7 に B 点に作用する曲げモーメントの応答履歴を示す。縦軸は曲げモーメント、横軸は時間である。また、

図中の破線は B 点の設計曲げモーメントおよび設計曲げモーメントの 170% の位置を示している。×印はどこかの断面が最初に設計曲げモーメントの 170% に達した時刻を示している。よって、図中の 170% の線より下に ×印があるケースは、B 点部より先に他の断面部が設計曲げモーメントの 170% に達したことを表している。なお、本研究ではいずれかの断面の曲げモーメントが設計曲げモーメントの 170% に達するまでの応答を示した。

図より、桁断面が一定 (ケース 6) 以外のケースでは B 点の曲げモーメントが設計曲げモーメントに達するまでに、他の断面の曲げモーメントが設計曲げモーメントの 170% に達している。

実際に降伏する要素の曲げモーメント応答履歴を示したのが図-8 から図-11 である。縦軸は各要素における両端の曲げモーメントの平均値、横軸は時間を表している。また、図中の破線は設計曲げモーメントに、×印は設計曲げモーメントの 170% に達した時刻を表している。

桁が落下すると、始めは桁が支点から離れた影響により数秒間振動する。そして曲げモーメントは約 0.02 秒で最初のピークに達し、さらに 0.03 秒程度まで大きく上昇する。それ以降は重力により曲げモーメントは徐々

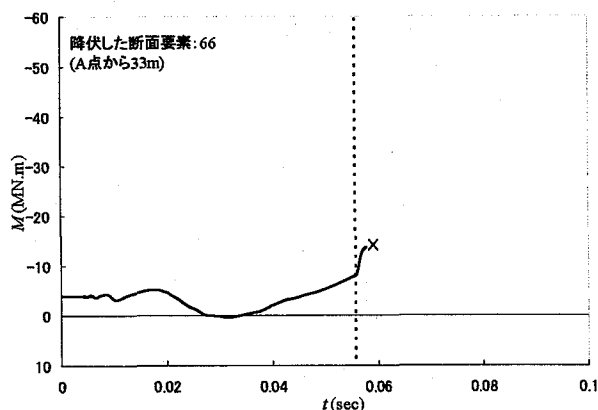


図-10 曲げモーメントの応答履歴 (ケース 4)

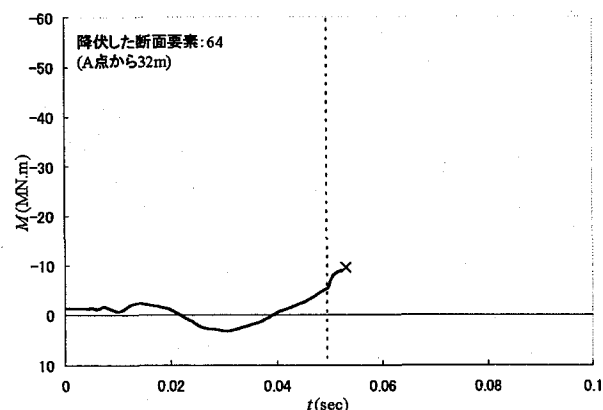


図-11 曲げモーメントの応答履歴 (ケース 5)

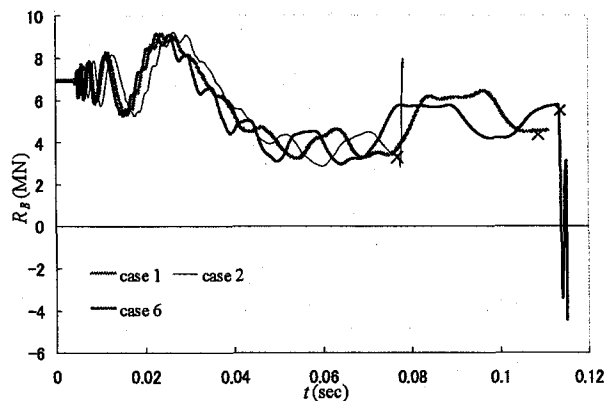


図-12 支点反力 (B点) の応答履歴
(ケース 1, 2, 6)

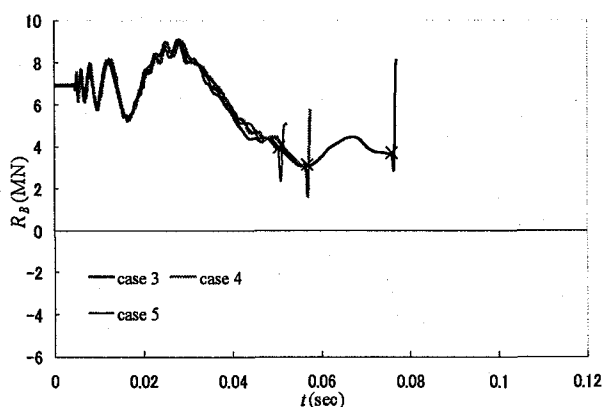


図-13 支点反力 (B点) の応答履歴
(ケース 3, 4, 5)

表-5 降伏時間および降伏する断面要素

	降伏する断面要素	t_1 (sec)	t_2 (sec)
ケース 1	C点部	0.1090	0.1111
ケース 2	70(A点から35m)	0.0765	0.0783
ケース 3	70(A点から35m)	0.0754	0.0770
ケース 4	66(A点から33m)	0.0557	0.0576
ケース 5	64(A点から32m)	0.0495	0.0522
ケース 6	B点部	0.1133	0.1151

に低下し、設計曲げモーメントに達する。設計曲げモーメントに達すると、急激に曲げモーメントが低下し、短時間で設計曲げモーメントの 170% に達する。桁が落下する A 点から離れた位置にある C 点は、桁落下の影響はあまり受けず、曲げモーメントの増加および減少も大きな変化はない。しかし、設計曲げモーメントに達すると、他のケースと同様に曲げモーメントは急激に低下する。sect 4 の長さを変化させたケース 3 からケース 5 (図-9 から図-11) を比較すると、sect 4 の長さを小さく設計したケース 5 では、桁落下後 0.05 秒以内に設計曲げモーメントの 170% に達することがわかる。sect 4 の断面を長く設計すると、0.08 秒程度まで桁は設計曲げモーメントの 170% に達しない。また、ケース 4 およびケース 5 では、一部曲げモーメントの正負が逆転する時間が存在する。

各ケースの桁の降伏時間および降伏する断面要素を表したのが表-5 である。縦軸は各ケース、横軸は時間を表している。また表中の t_1 は設計曲げモーメントに達した時間、 t_2 は設計曲げモーメントの 170% に達した時間を示している。

桁が落下すると、支点を含む断面一定区間を長く設計したケース 1 および桁断面一定のケース 6 では支点上が初めに降伏するのに対し、桁面を一定区間短く設計したケース 2 は sect 7、変曲点から断面を変化させたケース 3 からケース 5 は sect 4 が初めに降伏する。よって桁断面を短い間隔で変化させると、支点上以外の位置で桁が降伏する。sect 4 を短く設計すると、中間支点上断面から最も近い断面変化点における断面 2 次モーメントが小さい箇所において、設計曲げモーメントが小さくなり、そのために降伏時間が早くなることが原因であると考えられる。

(4) 支点反力

図-12 および図-13 は B 点における支点反力の応答履歴である。縦軸は支点反力、横軸は時間を示している。曲げモーメントと同様に、桁が降伏するまでの結果を示

した。

図から、桁落下後 0.03 秒程度までは、ほぼ同じ挙動を示している。それ以降は桁断面が一定のケース 6 のみ他のケースと少し異なった挙動を示している。

また、図中の×は桁が降伏した時刻を表している。桁が降伏すると、支点反力は急激に低下する。その後、設計曲げモーメントの 170%に達するまで急激に支点反力は増加する。B 点部が降伏するケース 6 では大きく支点反力が低下し、支点反力に負反力が作用する。支点反力が低下する原因として桁が降伏・剛性が低下し、局所的な変形が進んだことによる反動が支点に顕著に表れていると考えられる。

C 点が降伏するケース 1 では、桁が降伏する影響が B 点部まで伝播せず、それにより支点反力低下は見られなかった。

3. 落橋防止ケーブル設置による桁への影響

桁断面を変化させると、一部を除き支点以外の箇所では桁が降伏することが分かった。ここでは、落橋防止ケーブルを設置することによる曲げモーメントへの影響および降伏を防ぐための必要剛性を検討する。

(1) 落橋防止ケーブルを設置した解析モデル

落橋防止ケーブルは A 点と隣接桁または橋台との間に設置する。これをモデル化したのが図-14 である。解析では前章と同様に、A 点部が橋脚から離れて桁が落下するような状況を考え解析を行う。ケーブルには遊間長を与えず、桁落下と同時にケーブルが作動すると仮定する。本研究ではケーブル効果を見るため、ケーブル剛性を 1MN/m から 1000MN/m、減衰定数は 0.02 に設定し、それ以外の解析条件は前章と同じとした。

このときの B 点に作用する曲げモーメントおよび各断面での降伏状態を求め、落橋防止ケーブルを設置したときの効果を検討する。

(2) ケーブル設置の効果

図-15 および図-16 は B 点に作用する曲げモーメントを示したものである。一例として、ケーブル剛性が 10MN/m, 100MN/m, そしてケーブルを設置していないケースを示した。本章では桁断面を変化させたケース 3 と、桁断面が一定のケース 6 について検討を行う。図の縦軸は曲げモーメント、横軸は時間であり、図中の 100%, 170% は設計曲げモーメントの 100% および 170% の位置を示している。また、図-16 には B 点部以外の断面が初めに降伏したため、その時刻に×

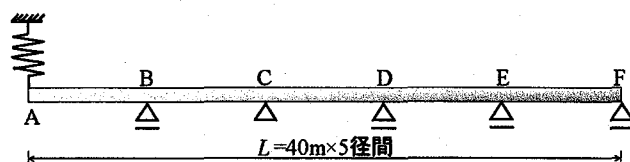


図-14 落橋防止ケーブルを設置した場合の連続桁モデル

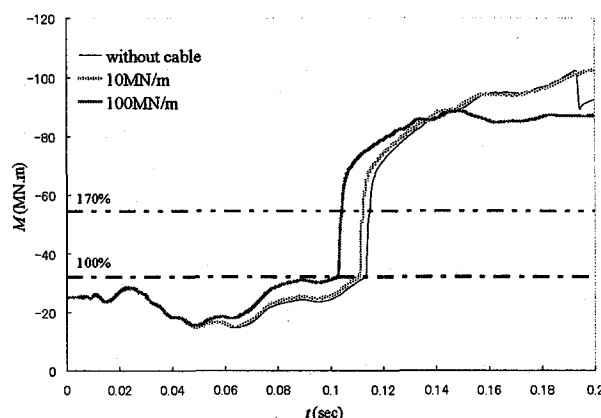


図-15 B点に作用する曲げモーメント（ケース6）

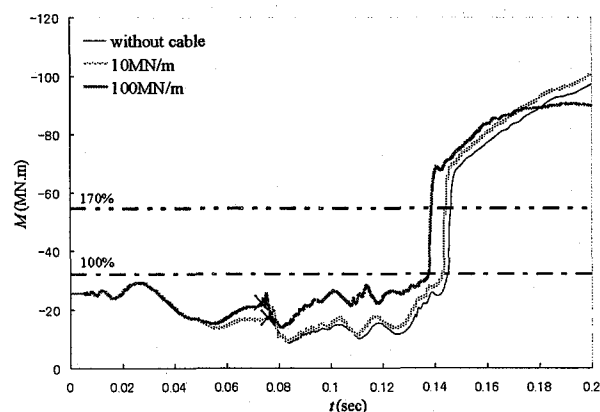


図-16 B点に作用する曲げモーメント（ケース3）

印を示した。

図より、ケーブルを設置しても、挙動には大きな変化は見られない。また、ケーブルを設置していない場合と同様に、桁が設計曲げモーメントに達すると、曲げモーメントは急激に低下する。しかし、ケーブル剛性を 100MN/m まで大きくすると、降伏時間が多少早くなる。

図-16 では B 点が降伏する前に、他の断面が先に降伏する。他の部分が降伏することにより、B 点の曲げモーメントは少し増加する。その後、不規則な振動をしながら設計曲げモーメントに達する。

(3) 必要ケーブル剛性

桁が降伏しないために必要となるケーブル剛性を示したのが図-17 である。縦軸は各ケース（ここではケー

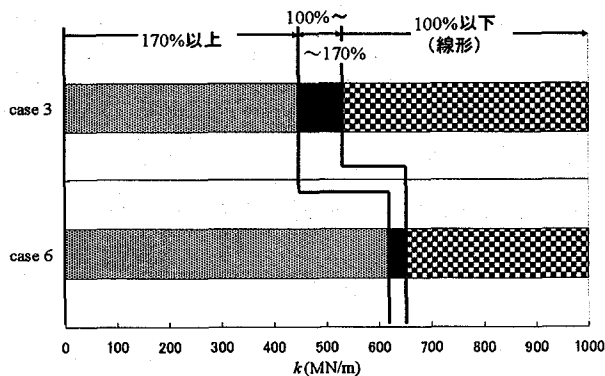


図-17 必要ケーブル剛性

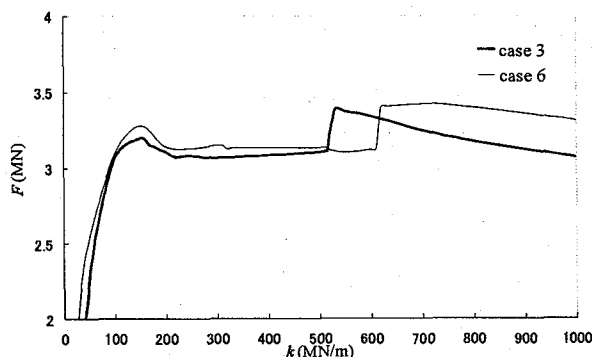


図-18 ケーブルに作用する力

ス3とケース6について検討した), 横軸はケーブル剛性である。図に記した 100%および 170%は, 設計曲げモーメントの 100%および 170%を表している。

桁断面が一定でないケース3では, ケーブル剛性を 450MN/m 以上にすると 170%に達しない。また, 520MN/m 以上にすると桁は降伏しない。一方, 桁断面が一定のケース6では, ケーブル剛性を 600MN/m 程度以上にしなければ桁は降伏する。

ケーブルにどれだけの力が作用するのかを示したのが図-18である。縦軸はケーブルに作用する力, 横軸はケーブル剛性である。また, ケーブルに作用する力は桁が降伏するまでの最大値を示した。図より, ケーブルが降伏しなくなる値で, ケーブルの負担が増加し, ケーブル反力は増加する。現行設計法ではケーブルには死荷重反力の 1.5 倍の耐力を与えるように設計されている。この場合, ケーブルに 3.6MN の耐力を与える必要があるが, 今回の研究では, ケーブルに作用する力は設計耐力を上回らない結果となった。

また, 今回の B 点を基準とした設計条件でケーブルを設計する場合, ケーブル剛性を 600MN/m 以上にするには, ケーブル長を 0.8m 以下にしなければならない。それ以上の長さにする必要がある場合には, $1.5R_d$ から決まる断面積よりも太いケーブルを採用する必要がある。

4. おわりに

本研究では桁断面が一定ではない場合の, 連続桁における落橋防止ケーブルの効果を検討した。得られた主な結果は以下の通りである。

- ① 桁断面が一定の場合では支点付近(本研究では B 点)の桁断面が降伏するが, 桁の断面が一定ではない場合は, 支点間(本研究では AB 間)の桁断面が降伏する場合がある。
- ② 変曲点から断面を変化させた場合(本研究では, ケース3からケース5の sect 4に相当する), その断面を短く設計すると, 短時間で桁は降伏する。
- ③ 桁が降伏すると, その反動により支点反力は急激に低下する。桁断面が一定の場合(ケース6)では, 桁が降伏することにより, 負反力が作用する。
- ④ ケーブルを設置した場合, ケーブル剛性を大きくすると, ケーブルを設置していない場合に比べ早い時間で設計曲げモーメントに達する。
- ⑤ 桁断面が一定ではない場合には, ケース3の場合, 桁を降伏させないためには 520MN/m 以上のケーブル剛性が必要となる。桁断面が一定の場合, 本研究の条件では桁を降伏させないために必要なケーブル剛性は 600MN/m であり, 必要とするケーブル剛性は増加する。

参考文献

- 1) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V. 耐震設計編, 1996.
- 2) 梶田幸秀, 杉浦邦征, 渡邊英一: 緩衝型桁間連結ケーブルを用いた高架橋の地震時応答性状, 土木学会論文集, No.710/I-60, pp.297-310, 2003.
- 3) 伊津野和行, 小林紘士, 鎌田耕平: 桁落下を想定した桁間ケーブル連結装置の所要条件に関する考察, 土木学会論文集, No.668/I-54, pp.319-324, 2001.
- 4) 川島一彦, 渡邊学歩: 斜橋における落橋防止構造の有効性に関する研究, 土木学会論文集, No.675/I-55, pp.141-159, 2001.
- 5) 中尾尚史, 伊津野和行, 多径間連続桁における落橋防止ケーブルの設計に関する基礎的研究, 第9回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.123-128, 2006.
- 6) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.
- 7) 成瀬勝武, 鈴木俊男: 橋梁工学(鋼橋編), 森北土木工学全書7, 森北出版, 1987.