

落橋防止連結ケーブルの断面諸元と非線形動的挙動に関する考察

鎌田 耕平¹・伊津野 和行²

¹学生会員 立命館大学大学院 理工学研究科環境社会工学専攻(〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1)

²正会員 工博 立命館大学教授 理工学部土木工学科(〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1)

1. はじめに

近年の大地震では、断層運動による大変位によって、橋梁が被害を受ける例が報告されている。橋梁の耐震性が向上しているとはいえ、フェイルセーフ機構として落橋防止システムの重要性も高い。実物大のケーブルを用いた衝撃引張試験¹⁾や、桁の落下をケーブルで支える場合の定式化²⁾、ケーブルに緩衝効果を考慮した場合のシミュレーション³⁾など、ケーブルを用いた落橋防止システムの性能に関する研究例が増えてきている。道路橋示方書⁴⁾では、桁が橋脚から落下するのを防ぐため、桁かかり長を十分に広く取り、橋脚上に桁をとどめることが定められている。したがって、ケーブルに十分な耐力があり、ケーブルの伸びが過大でなければ、支承破壊等起因する桁落下を防ぐことが期待できる。落橋防止装置の耐荷力は死荷重反力の1.5倍とするよう決められている。

本研究では、図-1に示すように支承破壊後橋脚上に桁が滑ることを想定し、落橋防止ケーブルが桁を止めるための条件について考察した。解析にあたっては、桁と支承部を簡単な振動系モデルに置き換え、ケーブルに力が作用するときの桁の速度を与えて必要な断面積や長さを計算する簡易計算法によってケーブルを設計した。さらに、そのケーブルを用いた橋梁全体系の動的応答解析を行い、簡易計算法の妥当性を検証した。

2. 簡易計算法によるケーブルの設計

(1) 定式化

ここでは、桁と支承部を簡単な振動系モデルに置き換えて、桁の移動量を求めた⁵⁾。図-2に示すように、ケーブルの両端には遊びの部分があり、そこにはばねが設置されている。ばねの剛性は非常に弱く、かつ、ケーブルの遊びの長さ(両端で合計 Δ_2)は十分に長いので、地震応答による桁間相対変位は Δ_2 より小さく、地震応答中に桁間連結装置が作動する可能性は低い。よって、1つの桁の

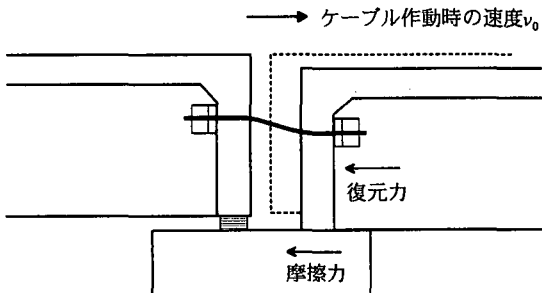


図-1 想定図

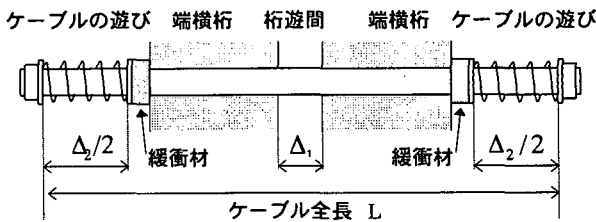


図-2 耐震連結装置の詳細

支承部が破壊して桁が移動し始め、 $\Delta_1 + \Delta_2$ 移動したところでケーブルに力が作用することを考える。 Δ_1 は桁間の長さである。簡単のため、一方の桁が静止しており、もう一方の桁が移動することを考えると、桁が設計最大移動量を超えて移動し、ケーブルが線形域で変形する時の、ケーブル変形量 x は以下のように与えられる。

$$x = e^{-h\omega_1 t} \left(\frac{\mu R_D}{k_1} \cos \omega_1' t + \frac{1}{\omega_1'} \left(v_0 + \frac{h\omega_1 \mu R_D}{k_1} \right) \sin \omega_1' t \right) - \frac{\mu R_D}{k_1} \tag{1}$$

ここで k_1 は降伏前のケーブルのばね剛性(初期剛性)、 μ は桁と橋座との摩擦係数、 R_D は支承部の死荷重反力、 v_0 はケーブルに力がかかり始めるときの桁の速度であり、固有円振動数 ω_1 は、 m を桁質量とすると $\omega_1 = \sqrt{k_1/m}$

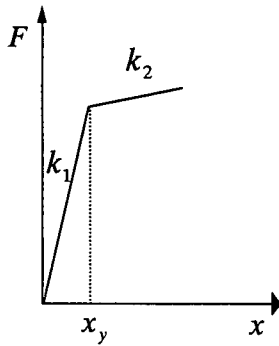


図-3 ケーブルの変位復元力特性

表-1 ケーブルの材料特性	
弾性係数E (GPa)	196
降伏応力 σ_y (GPa)	1.23
終局応力 σ_u (GPa)	1.42
終局ひずみ (%)	4.5

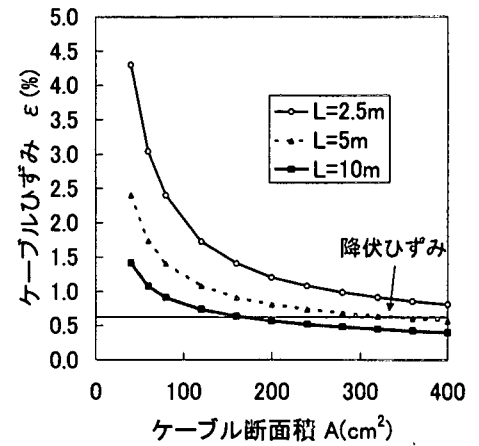


図-4 ケーブル長、断面積の影響

で与えられる。また、 h は減衰定数であり、 $\omega'_1 = \omega_1 \sqrt{1-h^2}$ である。

ケーブルが塑性域にまで達するときのケーブル変形量 x は、図-3 のようなケーブルの変位復元力特性を考えると式(2)で表される。

$$x = e^{-h\omega'_2 t} (B \cos \omega'_2 t + C \sin \omega'_2 t) - D \quad (2)$$

ここで、固有円振動数 ω_2 は、 $\omega_2 = \sqrt{k_2/m}$ で与えられる。 B 、 C 、 D は定数であり、降伏時のケーブルの変形量を x_y 、降伏後のケーブルのばね剛性(二次剛性)を k_2 、降伏時の速度を v_1 とおくと、

$$B = x_y + D, \quad C = \frac{v_1 + h\omega'_2 B}{\omega'_2},$$

$$D = \frac{\mu R_D + (k_1 + k_2)x_y}{k_2}$$

ケーブルばねの初期剛性、二次剛性は式(3)、(4)で求めるものとする。

$$k_1 = EA/L \quad (3)$$

$$k_2 = \frac{P_u - P_y}{x_u - x_y} \quad (4)$$

式中の E はケーブルの弾性係数、 A はケーブル断面積、 L はケーブル長、 P_u はケーブルの引張荷重、 P_y はケーブルの降伏荷重、 x_u はケーブルの終局変位である。

本論文では、連結ケーブルの減衰を考慮しないため、式(1)、式(2)は次の式(5)、(6)で表される。

$$x = \frac{v_0}{\omega_1} \sin \omega_1 t \quad (5)$$

$$x = \frac{(k_1 + 2k_2)x_y}{k_2} \cos \omega_2 t + \frac{v_1}{\omega_2} \sin \omega_2 t - \frac{(k_1 + k_2)x_y}{k_2} \quad (6)$$

また、二次剛性 $k_2 = 0$ のとき、式(6)は式(7)となり、そのときのケーブル変形量の最大値は式(8)で表される。

$$x = -\frac{k_1 x_y}{2m} t^2 + v_1 t + x_y \quad (7)$$

$$x = \frac{mv_0^2}{2kx_y} + \frac{x_y}{2} \quad (8)$$

(2) 計算結果

ここではケーブルの塑性化までも考慮したときのケーブル変形量及びケーブルに作用する力を式(6)を用いて計算する。ケーブルには表-1のような材料特性を持つPC鋼材を想定する。また、移動する桁の質量は1000tonとしている。

図-4は初速度 $v_0 = 1.0 \text{ m/s}$ のもとで、横軸に断面積 A 、縦軸にケーブルのひずみ ε をとり、種々のケーブル長に対してプロットしたものである。図-4より、断面積が大きくなると伸びは小さくなるのがわかる。また、ケーブル長が短いと伸びが大きくなるのがわかる。これは、ケーブル長が短くなると降伏ひずみに達しやすくなり、ケーブルの塑性化が進むためである。

今回想定しているPC鋼材は最大荷重時伸びが4.5%以上とされている⁷⁾。安全率1.5を考慮して3%を許容ひずみとすると、 $L = 2.5 \text{ m}$ の場合、ケーブル断面積はおおよそ 60 cm^2 以上必要であることがわかる。この面積は、支承部死荷重反力の1.5倍の力で降伏する大きさである。

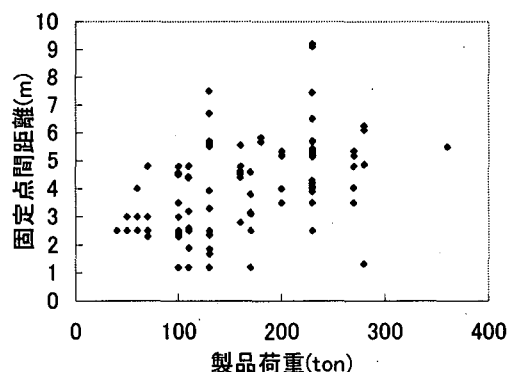


図-5 ケーブル固定点間距離

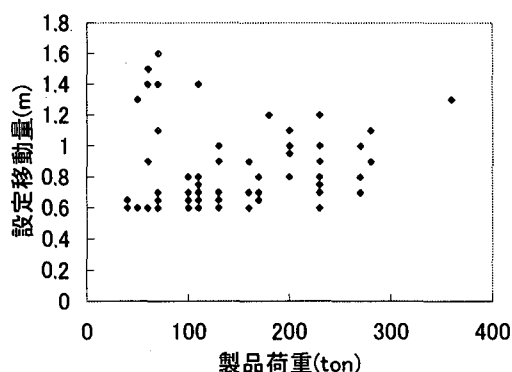


図-6 設定移動量

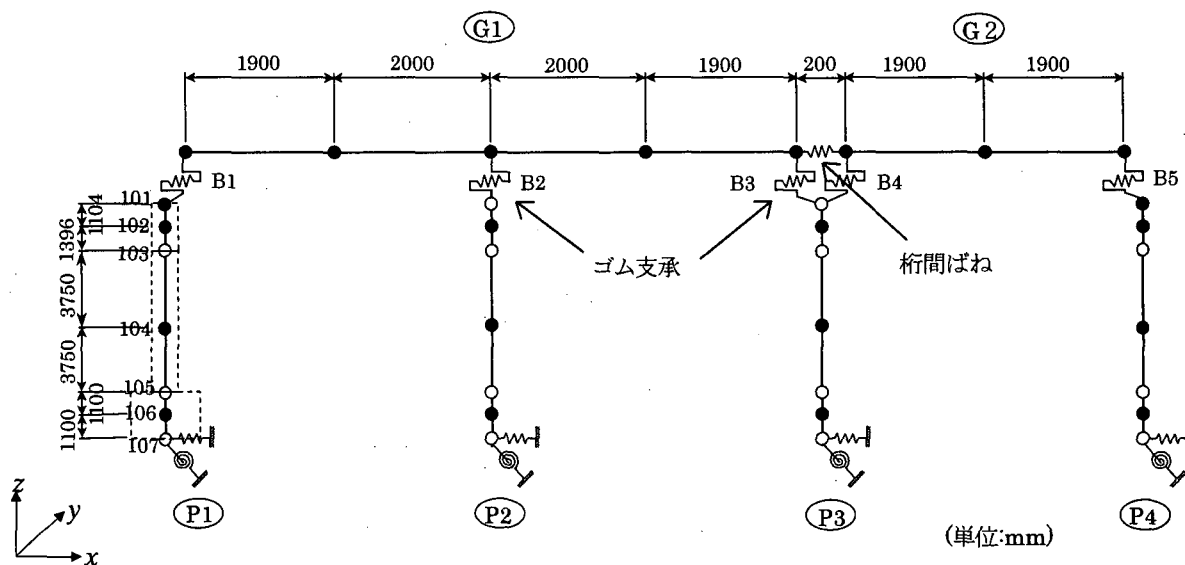


図-7 橋梁モデル

3. 動的解析

2章では、固定点と桁を表す質点をケーブルで結んだ簡単なモデルに初速度を与えて桁の移動量を調べた。ここでは、橋梁全体を質点系モデルに置き換え、地震波を入力し、その結果と2章での簡易計算による結果とを比較する。

現行の設計法では、ケーブルの断面積は規定されても、ケーブルの長さに関する規定はない。しかし、図-4から明らかのように、計算結果にはケーブル長さの影響が大きい。よって、ケーブルのモデル化にあたり、実際の橋梁で用いられているケーブルの長さについて調査した。図-5、6は阪神高速道路湾岸線における耐震補強工事での実績による落橋防止ケーブルの固定点間距離と、設計移動量を示したものである。図-5、6より、固定点間距離、設計移動量とも製品荷重とはあまり相関性はないといえる。図-5より、ここでは1～10mの範囲でケーブル長さを設定することとした。また、図-6より、設計移動量は下限値が0.6mであることがわかる。動的解析ではこの下限値を用いた。

(1) 橋梁モデル

図-7のように、2連の桁に、単純桁が隣接している橋梁を考える。この橋梁の諸元は、道路橋の耐震設計に関する資料⁸⁾の5径間連続鋼I桁橋を参考にして与えた。黒い点は質量を持つ節点、白い点は質量を持たない節点を意味する。桁は鋼製桁、橋脚はコンクリート橋脚を想定している。支承B1～B5は、同じ剛性をもつゴム支承である。地盤はⅡ種地盤であり、水平ばねと回転ばねで表わす。梁、支承ばね、地盤ばね要素はすべて線形部材とした。P1、P4橋脚上端の節点には、この橋梁モデルに隣接する桁の影響を考慮し、付加質量を与えている。

P3橋脚上のかけ違い部におけるG1桁端部の節点とG2桁端部の節点とを結ぶ桁間ばねモデルの詳細を図-8に表す。落橋防止ケーブルは、通常地震応答では作動しないよう設計最大移動量と呼ばれる余裕を持たせてある。これを表現するためにオフセットばねを用いてモデル化した。G1桁端部の節点とG2桁端部の節点の相対変位が設計最大移動量に達すると、オフセットばねの剛性が高くなり、ケーブルばねに力が作用する。また、相対変位が小さくなって桁が衝突するときには、桁間衝突ばねが衝撃力を受け持ち、ケーブルには力が作用しないようになってい

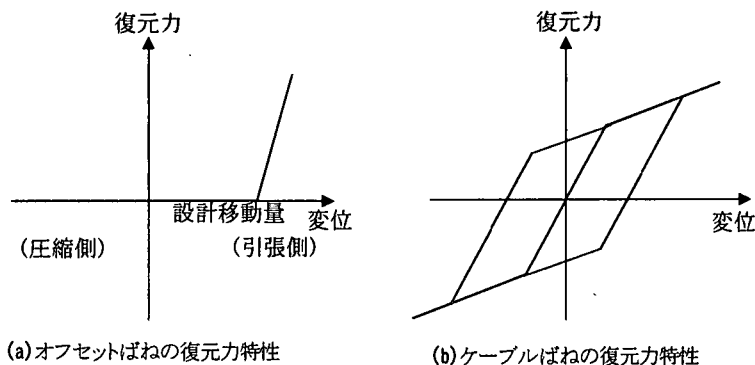


図-8 桁間ばねモデルの詳細

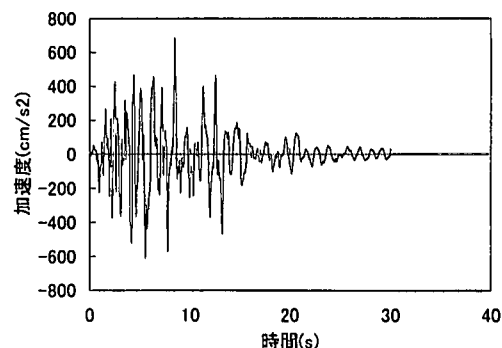


図-9 入力地震波

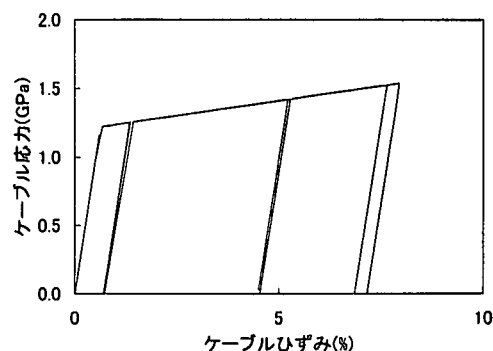


図-10 ケーブルの履歴曲線
($A=63\text{cm}^2$, $L=5\text{m}$)

る。このとき設計最大移動量、桁遊間はそれぞれ 0.6m 、 0.1m としている。ケーブルばねはバイリニアモデルを用いている。

(2) 解析結果

解析方法には数値積分として Newmark の β 法 ($\beta=0.25$)、減衰方法としてレイリー減衰を用いた。入力地震波には図-9 に示す II 種地盤に対するタイプ II 標準地震波を用いた。地震後の挙動も見るために、地震後 10 秒間加速度 0 の区間を設け、全体で 40 秒間の解析を行った。その結果、橋軸方向の最大変位は G1 桁で 0.44m 、G2 桁で 0.32m となり、G1、G2 桁の最大相対変位は 0.20m であった。設計最大移動量は 0.6m であるので、このとき落橋防止装置は働かないということになる。最大相対変位が小さいのは、G1 桁の揺れが卓越する周期が 0.97 秒、G2 桁の揺れが卓越する周期が 0.84 秒と近いためである。

(3) 支承破壊モデルの解析

ここでは支承が破壊したことを想定し、そのときの落橋防止ケーブルの挙動を調べた。まず、支承 B4 が破壊した場合を想定し、支承 B4 のばね定数を通常モデルと比べて十分に小さい値 10kN/m (通常モデルで 23600kN/m) を用いて解析を行った。このとき、最大相対変位は 0.33m となり、このケースでも相対変位が設計最大移動量を超え

ない。次に支承 B4、B5 が破壊した場合について解析を行った。その結果、相対変位が 0.6m を超えたため、このケースについて落橋防止ケーブルの諸元を変えて解析を行った。

図-10 は材料特性が表-1 で示される断面積 63cm^2 、長さ 5m のケーブルの履歴曲線である。このケーブルの断面積は、G1 桁支承部死荷重反力の 1.5 倍の力で降伏する大きさである。図-10 より、繰返しケーブルに作用する応力によって、ケーブルのひずみが増加することがわかる。このときの最大ひずみは 8% であり、ケーブルの終局ひずみ 4.5% を大きく上回った。図-9、11、13 をみてわかるように、地震波加速度が最大となる時間は 8 秒付近であるのに対し、桁間相対変位の最大値は 30 秒、桁間相対速度の最大値は 20 秒付近となっている。また図-12 から、加振終了後の 30 秒以降にも桁間で衝突が起こっていることがわかる。G1 桁と G2 桁との衝突後の反撥が原因で桁間相対変位が増大し、その結果ケーブルひずみが増大したと考えられる。ケーブルが塑性化した後、桁間衝突等によってケーブルの作動が繰返されると、ケーブルひずみは著しく増大する。塑性化を許容した設計法の適用は慎重な検討が必要である。

支承が破壊した後、桁が橋脚上を移動する際には、橋脚と桁との間で摩擦が生じることが考えられる。しかし、摩擦係数の値に関する十分なデータがないため、ここでは安全側の評価として摩擦がないものとして扱った。今後、

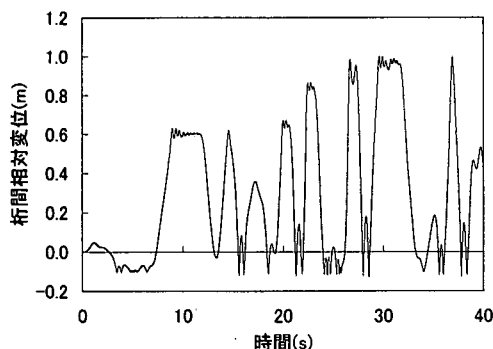


図-11 桁間相対変位の時刻歴

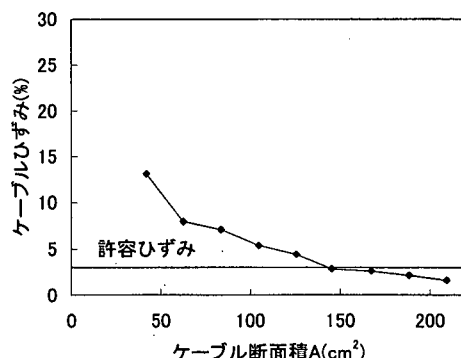


図-14 ケーブル断面積の変化($L=5\text{m}$)

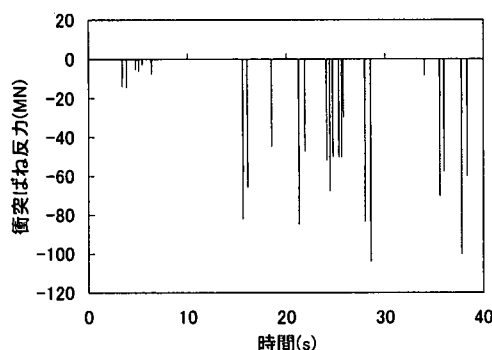


図-12 衝突ばね反力の時刻歴

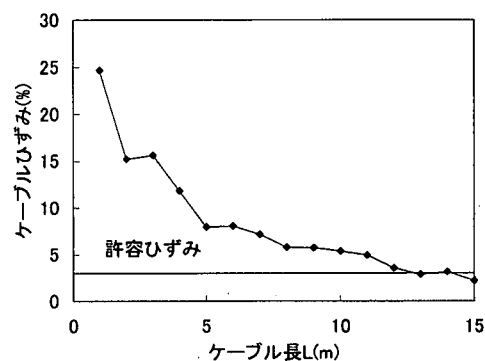


図-15 ケーブル長の変化($A=63\text{cm}^2$)

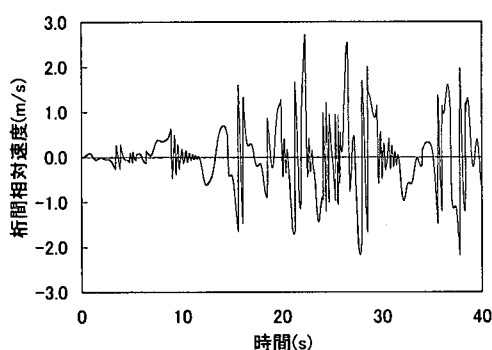


図-13 桁間相対速度の時刻歴

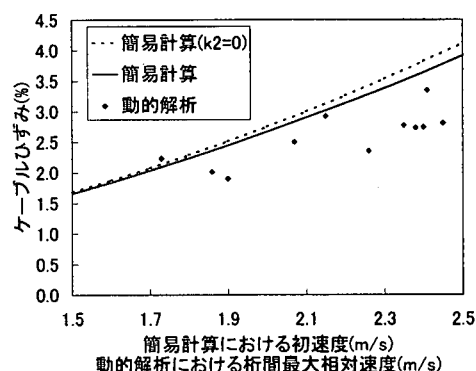


図-16 簡易計算と動的解析結果の比較

摩擦の影響についてさらに検討する必要がある。

図-14はケーブル長 $L=5\text{m}$ のもとで断面積を変化させたときのケーブルひずみをプロットしたものである。図より、 $L=5\text{m}$ であるとき、 $A=147\text{cm}^2$ 以上で許容ひずみ以内に収まることがわかる。このときの桁間相対速度の最大値は 2.1m/s であった。

図-15は断面積 $A=63\text{cm}^2$ のもとでケーブル長を変化させたときのケーブルひずみをプロットしたものである。図より、 $A=63\text{cm}^2$ であるとき、ケーブル長 $L=13\text{m}$ 以上で許容ひずみ以内に収まることがわかる。このときの桁間相対速度の最大値は 2.5m/s であった。

(4) 簡易計算との比較

ここでは3章の簡易計算と、動的解析との比較を行った。

初速度が 2m/s である場合に必要なケーブルの諸元を3章の簡易計算から求め、その諸元のもとで動的解析を行った。このとき動的解析の桁間相対速度がケーブル作動時に 2m/s に近づくよう、入力するⅡ種地盤に対するタイプⅡ標準地震波の加速度を操作した。

初速度が 2m/s でケーブル長が 5m であるとき、ケーブルひずみを許容ひずみ3%以内に収めるのに必要なケーブル断面積は 105cm^2 であることが、3章の簡易計算からわかる。この条件のもとで動的解析を行った結果図-16のようになった。図-16は、横軸に簡易計算における初速度、動的解析における桁間最大相対速度を、縦軸にケーブルひずみを取り、プロットしたものである。凡例の簡易計算($k_2=0$)は、ケーブルの二次剛性が0であったときの計算で、式(8)を用いた。ここでいう桁間最大相対速度とは、

時刻歴応答全体を通しての G1 桁と G2 の相対速度の最大値を意味し、ケーブル作動時の速度とは異なる。動的解析と簡易計算とを比較するため、動的解析を行うにあたっては入力地震加速度を調整した。最大応答速度が約 2m/s になるよう、図-9 の入力地震波を 0.6~0.7 倍と 0.1 倍刻みで 11 ケース設定した。このとき入力地震波の大きさと桁間最大相対速度の間には、はっきりとした相関関係はみられなかった。つまり、図-16 の横軸は必ずしも地震入力強度とは比例していない。例えば、0.62 倍で 2.35m/s、0.67 倍で 1.73m/s となり、入力地震波が大きくなっても桁間最大相対速度は小さくなる場合がある。今回行った解析ケースについては、すべてのケースにおいて、図-13 のように、地震波の主要動が終わった後で何度か桁間衝突が発生する際に桁間最大相対速度が発生した。このことが、入力地震波の大きさと桁間最大相対速度の間にはっきりとした相関関係がない原因の一つであると考えられる。

図-16 より、初速度が大きくなると、簡易計算で二次剛性を与えた場合と 0 にした場合とで違いがでてくることがわかる。これは、二次剛性があると降伏後もケーブル耐力が上昇するために、二次剛性を 0 とした場合よりもひずみが小さくなるからである。動的解析については、相対速度が大きくなるとケーブルひずみが大きくなる傾向はあるが、ばらつきも大きい。また、図-16 では、簡易計算の方が動的解析よりも、安全側の計算となるケースが多いが、相対速度 1.73m/s のときには動的解析の方が大きな値となっている。ケーブル諸元によっては、簡易計算よりも動的解析の方がケーブルひずみが大きくなるケースが多くなるものもあり、今後、さらに詳細な検討が必要である。

4. 結論

本研究で想定した材料特性をもつ落橋防止ケーブルについて以下のような結論が得られた。

- 1) 動的解析では、桁衝突による桁の反撥によって、ケーブルひずみが増大する。
- 2) 動的解析でも、簡易計算と同様に、ケーブル長と断面積を大きくするとひずみが小さくなる。
- 3) ケーブル降伏後に桁間衝突等でケーブルの作動が繰り返されるとケーブルひずみは著しく増大する。

謝辞：実工事に用いられたケーブル長に関して、阪神高速道路公団湾岸管理部の袴田文雄氏に資料を提供していただいた。関係各位に謝意を表する。

参考文献

- 1) 木納 利和, 前野 裕文, 和田 均, 永谷 秀樹:PCケーブルを用いた落橋防止構造の静的・動的耐力実験(その1), 土木学会第 55 回年次学術講演会講演概要集, I-B-237, 2001.
- 2) 永谷 秀樹, 木納 利和, 和田 均:PCケーブルを用いた落橋防止構造の静的・動的耐力実験(その2), 土木学会第 55 回年次学術講演会講演概要集, I-B-238, 2001.
- 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) 土木学会関西支部調査研究委員会:緩衝型落橋防止システムに関する調査研究, 土木学会関西支部講習会テキスト, 第 3 章, pp.3.24-41, 2001.
- 5) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説, V. 耐震設計編, 1996.
- 6) 鎌田耕平・伊津野和行:非線形挙動を考慮した落橋防止ケーブルの要求性能に関する研究, 第 26 回地震工学研究発表会講演論文集, 土木学会, Vol.2, pp.1169-1172, 2001.
- 7) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説, I. 共通編, 1996.
- 8) 日本道路協会:道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.