

I-B 82 遺伝的アルゴリズムによる歩行外力の同定について

北海道大学工学部 正 員 小幡 卓司
 北海道大学工学部 学生員 伊藤 公彦
 北海道大学工学部 正 員 林川 俊郎
 北海道大学工学部 正 員 佐藤 浩一

1. まえがき

一般に歩道橋は、通学路等に代表されるように人間の生活に直接密着している場合が多く、そのため使用時における快適性への考慮は設計段階において重要な項目の一つと考えられている。近年においては、側道橋および遊歩道橋等と称される様々なタイプの比較的大規模な歩道橋が数多く新設されており、本来、横断歩道橋のために制定された現行の基準¹⁾ではその照査が十分ではない場合も生じている。

このような場合、海外における使用性判定法（BS 5400²⁾、Ontario code³⁾等）に代表されるような、照査の対象となる構造物の動的応答量を求め、その結果と許容限界振動量を比較する限界状態設計法的な手法が主に用いられることが多い。今日のパソコンをはじめとするコンピュータの飛躍的な性能の向上により、その動的応答量を求めること自体はさほど困難ではなくなったものの、歩道橋においては歩行者の衝撃力、移動速度等決定すべきパラメーターが多く、そのため歩行外力の検討は重要な課題となっていると思われる。

以上を踏まえて、著者らは札幌市内近郊の横断歩道橋11橋において、強制加振実験ならびにニューマークβ法による時刻歴応答解析を実施し、歩行外力の検討を行った⁴⁾。

本研究では、学習、最適化の手法として最近注目されている遺伝的アルゴリズム（以下、GAと称す）を導入し、実験結果に対して最適な歩行外力の算定を試みた。具体的には、梶川の提案する歩行外力⁵⁾を基本とし、歩行者の衝撃係数を遺伝子列として表現してGAを適用することにより実験時における歩行外力の同定を行ったので、ここに報告するものである。

2. 解析理論

2-1. 時刻歴応答解析

強制振動の解析を行うための一般的な手法として、モード解析法と呼ばれるものと、運動方程式をそのまま解く直接積分法がある。本研究では、ニューマークβ法を用いた直接積分法を採用し、解析を行った。多自由度系の運動方程式は、

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = F(t) \cdot \psi(t) \quad (1)$$

として表される。ここで、 M および K はそれぞれ整合質量マトリックスと、剛性マトリックスであり、減衰マトリックス C はレーレー減衰を用いている。レーレー減衰の係数は表-1の実験値に基づき決定した。また式(1)における $\psi(t)$ は荷重分配係数ベクトルであり、移動する歩行外力を各荷重作用点に分配するものである。なお、ニューマークβ法の係数 β は0.25、時間間隔は0.01secとした。解析モデルに関しては、床版のせん断変形を考慮した仮想トラス部材を有する3次元骨組構造モデルを採用し、床版、高欄等の質量は主桁に付加することとした。図-1に解析モデルの一例を示す。

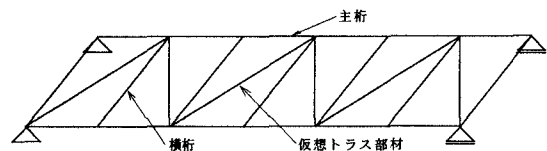


図-1 解析モデル

歩行外力 $F(t)$ の取り扱い方には、いくつかの方法が提案されており、本研究においては図-2に示される梶川が提案する歩行外力を基本として、入力余弦波の負の荷重部分（床版の下からの上への荷重）を除外した半余弦波（図-3参照）を用いて計算を行った。

2-2. 遺伝的アルゴリズム (GA)

GAにおける基本的な遺伝的操作は、初期集団となる個体の染色体をランダムに生成し、交叉、突然変異等の処理を経て、各々の個体に対して目的関数を用いて適応度の評価を行うものである。

本研究においては、交叉率70%、突然変異率を10%とした単純GAを用いて、梶川の歩行外力を基に

した衝撃力に対する荷重倍率 α ($0 \leq \alpha \leq 3$) を算定した。なお α は 8 ビットの遺伝子列を採用している。目的関数に関しては、実験値と解析値の二乗差が最小となる、式(2)に示すような関数を用いて適応度を評価した。

$$\text{目的関数 } EL = |AEmax^2 - ACmax^2| \quad (2)$$

$AEmax$: スパン中央点における最大応答加速度実験値 (gal)

$ACmax$: スパン中央点における最大応答加速度解析値 (gal)

また収束条件は、式(2)の平方根の値が 10.0 以下になるか、または最も適応度の高い個体が 10 個体となった場合に計算を終了することとした。図-3 に本研究における解析手法を示す。

3. 解析結果

以上のようにして得られた結果を表-2 に示す。表-2 中の衝撃係数とは、梶川の歩行外力によるものであり、また荷重倍率とは GA により最適化された衝撃係数に対する倍率である。表-2 に着目すると、実験値と解析値は非常に良く一致し、対象とした横断歩道橋における最適な歩行外力の同定が可能であることが確認された。したがって、このような問題における GA の適用は極めて有効な手法であると思われる。また、さらに多くの実験結果に対し同定を行えば、汎用的な歩行外力の設定が可能であると推定される。

4. あとがき

以上のように本研究では、実橋における強制加振実験の結果に基づき、遺伝的アルゴリズムを用いて最適な歩行外力の同定を試みたものである。

解析結果より、歩道橋の動的応答解析における歩行外力の最適化に関して、GA は非常に有効な手法であると考えられる。さらに多数の実験ならびに解析の蓄積により、汎用的な歩行外力の設定も可能であると思われる。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：立体横断施設基準・同解説、丸善、1979.
- 2) BS I: Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 2. Specification for loads. 7.1.5 Vibration serviceability, BS5400, 1978.
- 3) 九州橋梁・構造工学研究会：カナダ・オンタリオ州道路橋設計基準、1983年版（共通編・鋼橋編）、2-6、限界状態照査基準、2-6.2 使用限界状態・同解説、pp. 40-45, 1985.
- 4) 小幡卓司・窪田公二・林川俊郎・佐藤浩一・及川昭夫：歩道橋の動的応答特性とその使用性について、土木学会北海道支部論文報告集 第51号(A), pp. 300-305, 1995.
- 5) 梶川康夫・津村直宣・角本周：PC床版歩道橋の振動と使用性、構造工学論文集, vol. 36A, pp. 685-695, 1990.

表-1 実橋実験の結果

歩道橋	スパン (m)	主桁断面形状 flg (mm)	web (mm)	固有振動数		減衰定数 ζ (%)				備考
				1次 (Hz)	2次 (Hz)	1次 波形	1/2法	1/2法	2次	
a橋	15.5	200x12	576x9	5.52	16.50	1.438	1.574	1.683		RC床版
b橋	15.8	200x12	576x9	5.42	15.33	1.643	1.461	0.900		RC床版
c橋	18.8	200x16	768x9	5.42	16.70	1.927	1.234	1.319		RC床版
d橋	20.8	200x16	768x9	4.05	13.53	1.332	1.297	0.648		鋼床版
e橋	21.9	200x16	768x9	3.37	10.84	1.173	1.104	1.174		RC床版
f橋	22.6	200x16	768x9	4.05	13.04	1.237	1.005	0.538		鋼床版
g橋	23.3	200x12	596x9	2.83	9.57	1.176	1.340	0.896		鋼床版
h橋	23.6	200x16	968x9	3.95	13.04	1.177	0.948	1.724		RC床版
i橋	29.3	250x16	768x9	2.44	8.55	1.494	1.817	0.657		鋼床版
j橋	30.4	200x16	968x9	2.93	10.35	1.258	1.121	0.676		鋼床版
k橋	31.6	200x16	968x9	2.55	8.94	1.249	1.424	0.882		鋼床版
l橋	31.8	200x16	968x9	2.54	9.08	1.254	1.971	1.029		鋼床版

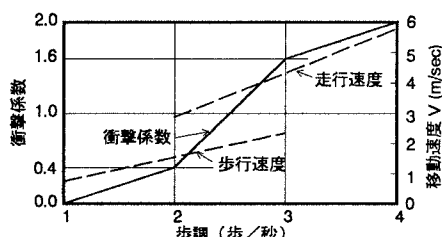


図-2 梶川の歩行外力

初期集団の生成 (荷重倍率 α のコード化)

1 0 1 0 0 0 1 1 $\alpha = 1.9102$

歩行外力の設定

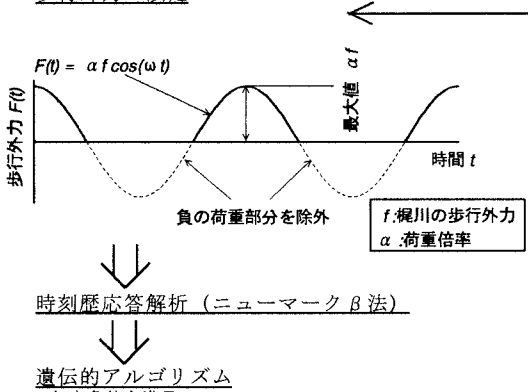


図-3 解析手法

表-2 解析結果

歩道橋	衝撃係数	荷重倍率	実験応答値 (gal)	解析応答値 (gal)	誤差 (%)
a橋	1.312	0.551	51.0	52.31	0.013
b橋	1.252	2.250	42.0	42.62	0.006
c橋	1.252	1.324	95.0	95.22	0.002
d橋	2.020	1.254	221.0	221.77	0.008
e橋	1.748	2.016	318.0	317.63	0.004
f橋	2.020	0.785	260.0	263.21	0.032
g橋	1.396	1.078	274.0	274.65	0.007
h橋	1.980	0.879	192.0	194.18	0.022
i橋	0.928	1.934	205.0	204.92	0.001
j橋	1.383	0.867	121.0	121.41	0.004
k橋	1.516	1.863	310.0	310.36	0.004