

I-41 遺伝的アルゴリズムを用いた歩行者の動的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 フェロー 林川 俊郎
 北海道大学工学部 フェロー 佐藤 浩一

1. ま え が き

従来の構造物の設計法においては、主に強度に基づく安全性が照査あるいは解析手法等で中心的に取り扱われている¹⁾。近年、これらの設計法は旧来の許容応力度設計法から限界状態設計法に移行しつつあるが、その定量的解析法の大半は依然として安全性中心であり、設計の対象となる構造物の利便性や、景観あるいは地盤振動等の環境との調和等の、合目的性の検討に関して言及あるいは定量的手法を導入した例は、極めて少ないと思われる。強度の十分な確認がその構造物の合目的性の検討から著しく逸脱しているとは言えないが、社会基盤が整備されつつある今日では、安全性の追求のみの設計では次第に不十分になりつつあると思われる。特に歩道橋の設計を考えた場合、その使用に際しての快適性、すなわち振動使用性の検討は非常に重要な設計項目の一つである。歩道橋の振動使用性は、およそ20年前に問題提起され、我が国のみならず各国で多くの研究がなされており、その結果、各種の照査法または基準等が提案されている。

今日の我が国の社会資本の充実にともない、交通安全施設としての画一的な横断歩道橋の建設は、近年では非常に減少し、代わって、側道橋、人道橋、あるいは遊歩道橋等と称される、単に道路を横断する以外の様々な目的に対応した歩道橋が数多く建設される傾向にある。これらの歩道橋の大部分は従来の横断歩道橋に比して長支間で幅員も広いため、現行の基準²⁾を満足することが困難な場合が起き得る。このような場合、イギリスの BS 5400³⁾、カナダの Ontario code⁴⁾あるいは梶川の方法⁵⁾等に代表されるような限界状態設計法による照査手法が用いられることが多い。

このような使用限界状態を考慮した照査法を用いる場合、しばしば問題となるのは、動的応答量の求め方である。今日ではコンピュータの性能向上により、動的応答解析そのものは比較的簡単に行えるようになってきた。しかしながら歩道橋においては、歩行者の衝撃力、移動速度等の決定すべきパラメータが意外と多く、設計時に用いるための汎用的な歩行外力は得られていないのが現状である。

以上より、著者らは札幌市内の歩道橋11橋において強制加振実験ならびに時刻歴応答解析を実施して、歩道橋の設計時に正確に動的応答量を算定できる歩行外力の新たな提案を試みた⁶⁾。

そこで本研究では、上記の歩行外力の妥当性を検討するため、学習、最適化の方法として近年注目されている遺伝的アルゴリズム^{7,8)}（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同定を行った。具体的には、上記の著者らの歩行外力および梶川が提案する歩行外力⁹⁾を基本とし、両者の歩行衝撃係数に対する荷重倍率をGAによって同定することにより、歩行外力の妥当性に関して考察を行った。したがって、本研究はこれらの結果を報告するものである。

2. 実 橋 振 動 実 験

前述のとおり本研究では、歩道橋の応答特性を把握するために、札幌市内の標準的な横断歩道橋11橋について、人力加振による減衰自由振動実験ならびに強制加振実験を実施した⁶⁾。

測定方法としては、歩道橋のスパンを6分割して1/6点～5/6点の各点に加速度ピックアップを設置し、A/D変換ボードを介して直接、加速度応答値をパソコンに収録した。また、この際用いたサン

*Identification of Human Walking Force on Pedestrian Bridges by means of Genetic Algorithm
 by Takashi Obata, Kimihiko Itoh, Toshiro Hayashikawa and Koichi Sato*

表-1 実験結果一覧表

歩道橋	スパン (m)	主桁断面形状		固有振動数		減衰定数 ζ (%)			最大応答 加速度 (gal)	備 考
		flg (mm)	web (mm)	1次 (Hz)	2次 (Hz)	1次		2次		
						波 形	1/2法			
a 橋	15.5	200×12	576×9	5.52	16.50	1.438	1.574	1.683	51	RC床版
b 橋	15.8	200×12	576×9	5.42	15.33	1.643	1.461	0.900	42	RC床版
c 橋	18.8	200×16	768×9	5.42	16.70	1.327	1.234	1.319	95	RC床版
d 橋	20.8	200×16	768×9	4.05	13.53	1.332	1.297	0.648	221	鋼床版
e 橋	21.9	200×16	768×9	3.37	10.84	1.173	1.104	1.174	318	RC床版
f 橋	22.6	200×16	768×9	4.05	13.04	1.237	1.005	0.538	260	鋼床版
g 橋	23.3	200×12 300×12	596×9	2.83	9.57	1.176	1.340	0.896	274	鋼床版
h 橋	23.6	200×16	968×9	3.95	13.04	1.177	0.948	1.724	192	RC床版
i 橋	29.3	250×16	768×9	2.44	8.55	1.494	1.817	0.657	205	鋼床版
j 橋	30.4	200×16	968×9	2.93	10.35	1.258	1.121	0.676	310	鋼床版
k 橋	31.6	200×16	968×9	2.55	8.94	1.249	1.424	0.882	121	鋼床版

ブリッジ周波数は200Hzである。具体的な測定内容は、1次および2次固有振動数と減衰定数、1.5～4.0Hzおよび1次固有振動数の共振歩調で1名の歩行者が加振した場合の、各測点における応答波形とその最大応答値である。また、固有振動数の算定にはFFT解析を用い、減衰定数に関しては、減衰自由振動波形から直接求める方法と、パワースペクトル波形から算出する1/2法(half-power-method)¹⁰⁾によって計算を実施した。表-1に各歩道橋における、1次、2次固有振動数と減衰定数ならびに共振時の最大応答加速度を示す。なお、a～c橋のように、1次の振動数が高く共振歩行が不可能な場合には、1次固有振動数の半分の振動数で加振を行っている。本研究では、このような場合を特に半共振と称することとする。

実験結果に着目すると、上述の基準で示されている人間の平均歩調 1.5～2.3Hz に含まれる歩道橋は存在しなかったものの、人間の平均歩調のほぼ2倍程度に相当する4Hz前後の固有振動数を持つ歩道橋が3橋確認された。また、同じ断面形状の主桁を有する場合、あるいは1次固有振動数が同一の場合でも、その固有振動数および最大応答値にはかなり差が生じていることがわかる。なお減衰定数に関しては、1次に関しては約1.0～1.5%、2次では0.6～1.5%程度の値が得られている。

3. 解析手法

3-1. 歩行外力

本研究で用いた歩行外力は、前述のとおり梶川の歩行外力を基本としたものと、著者らが文献6)において提案した歩行外力の両者を用いている。

まず梶川の歩行外力⁹⁾は、歩道橋はその構造が比較的単純であることから、応答計算はいわゆるモード解析法で十分であるとして図-1に示すような歩調、移動速度および衝撃係数の歩行外力パラメータをグラフによって提示し、入力波形としては、外力振幅を歩行者の体重×衝撃係数とし、歩調を周期とした余弦波を用いている。歩行者の体重に関しては、歩道橋の重量に比較して人間の体重は十分小さいためこれを無視し、歩行による衝撃のみを考慮するものとした。なお本研究においては、上記の入力波形に若干の改良を施し、外力が負となる部分を除外した半余弦波を用いて解析を実施した。これは、人間の歩行を考えた場合、荷重の伝達は地面あるいは床面の上から下へのみ行われることから、負の荷重部分を除外したものである。図-2に本研究で用いた入力波形を示す。

次に、本研究の歩行外力⁹⁾は歩道橋の強制加振実験

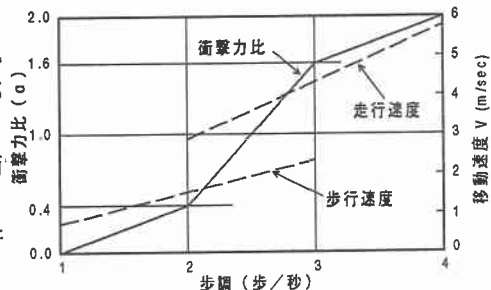


図-1 梶川の歩行外力

結果と、時刻歴応答解析結果の比較により設定されたものである。この歩行外力は文献6)において、共振歩行時、非共振歩行時を問わず、ある程度正確に動的応答量を求めることを目的として検討が行われた。具体的には、前述の梶川の歩行外力に半余弦波を用いた際の解析結果と、非共振時の実験結果との比によって衝撃係数を調整し、共振時、あるいは共振時に極めて近い場合には応答倍率を考慮して衝撃係数を低減させる方法を用いている。図-3に本研究の歩行外力を、図-4には共振時付近における衝撃係数低減曲線を示す。なお、図-4の最大値(1.84)は、実験を行った11橋の歩道橋における、基本となる歩行外力を用いた際の共振時の解析結果と実験結果の比の平均値を採用することとした。

3-2. 時刻歴応答解析

一般に、強制振動の解析手法として、モード解析法と呼ばれる方法と、運動方程式をそのまま解く直接数値積分法が知られている。本研究では、ニューマークβ法を用いた直接数値積分法を採用し解析を実施した。多自由度系の運動方程式は以下のように表される。

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = f(t) \cdot \varphi(t) \cdots \cdots (1)$$

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、実橋実験の際に測定された各歩道橋における1次および2次の減衰定数に基づき決定した。また、**f(t)**は2.2節で述べた歩行外力そのものであり、**φ(t)**に関しては、移動する歩行外力を各作用節点に分配するための荷重分配係数ベクトルである。なお、ニューマークβ法の係数βは0.25、時間間隔はΔt = 0.01secを用いている。

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た。この仮想トラス部材とは、床版の曲げ剛性は主桁に加味されているが、水平方向およびねじりに関する剛性は考慮されていないため、床版のせん断力による変形量が等価になるような断面積を有し、また質量は持たない部材を付加したものである。図-5に解析モデルの一例を示す。

3-3. 遺伝的アルゴリズム (GA)

近年、学習、最適化の手法として遺伝的アルゴリズムが注目されている^{7,8)}。一般に、GAは従来の最適化手法のように解の微係数を用いる必要はなく、適用する問題の種類に関わらずその計算過程はほとんど同一であり、解析によって得られる解の評価が可能であれば有意な解を検索することが可能であるという特徴を有している。工学的問題においては、最適解が必ずしも明確ではないが解の評価は可能であるという問題は多数存在するため、このような問題に用いるには非常に適した手法である

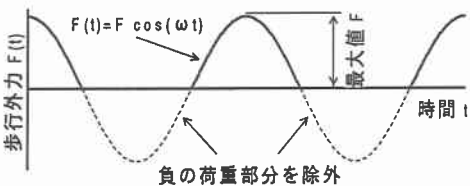


図-2 本研究における入力波形

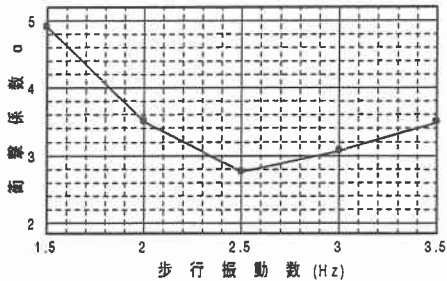


図-3 本研究における歩行外力

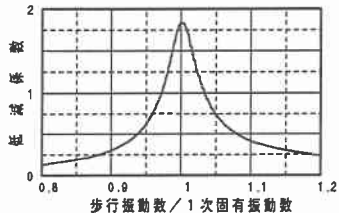


図-4 衝撃係数低減曲線

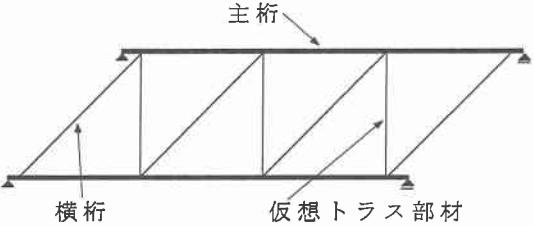
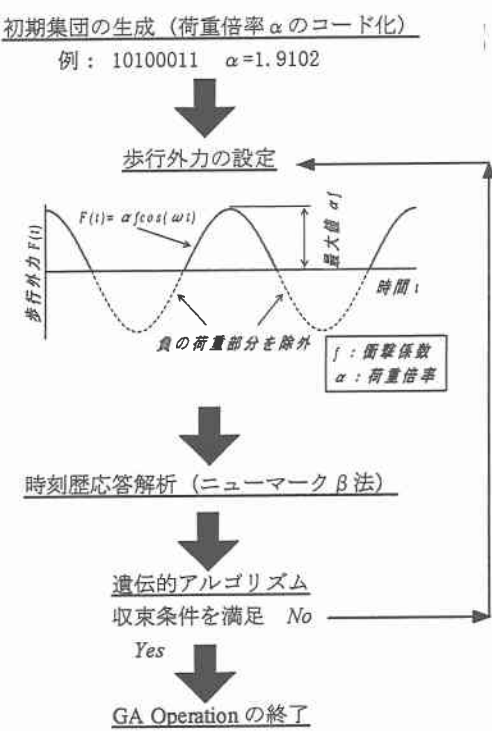


図-5 解析モデル

と考えられる。本研究における、具体的なGAの適用方法は、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 を、 $0 \leq \alpha \leq 3$ の範囲で8ビットの遺伝子列を用いてコード化し、解析を行うこととした。初期集団の個体数は30個体、交叉については交叉長4ビットの2点交叉を用いている。目的関数に関しては、実験値と解析値の2乗差が最小となるような、以下に示す目的関数を用いて適応度を評価した。

$$EL = |AE_{MAX}^2 - AC_{MAX}^2| \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 AE_{MAX} はスパン中央点における最大応答加速度実験値(gal)であり、 AC_{MAX} はスパン中央点における最大応答加速度解析値(gal)である。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－6に本研究におけるGAの適用方法を示す。



図－6 解析手法

4. 解析結果とその考察

本研究では上述のような解析手法を用いて、歩道橋の実験結果に対する最適な歩行外力をGAを用いて同定することを試みた。共振時 (a, b, c 歩道橋については半共振時) における解析結果の一覧を表－2に示す。また、図－7および図－8は、それぞれi 歩道橋における共振時と1.5Hz 歩行時の応答波形である。なお、図中の細線は実験値を、太線は解析値を表している。

表－2 解析結果

歩道橋	1次振動数 (Hz)	梶川の歩行外力		本研究の歩行外力		解析値 (gal)	実験値 (gal)	誤差 (%)
		衝撃係数	荷重倍率	衝撃係数	荷重倍率			
a 橋*	5.52	1.312	0.551	1.564	0.462	52.31	51.0	2.569
b 橋*	5.42	1.252	2.250	1.559	1.807	42.62	42.0	1.488
c 橋*	5.42	1.252	1.324	1.559	1.063	95.22	95.0	0.23
d 橋	4.05	2.020	1.254	2.159	1.173	221.77	221.0	0.35
e 橋	3.37	1.748	2.016	1.816	1.941	317.63	318.0	0.12
f 橋	4.05	2.020	0.785	2.159	0.734	263.21	260.0	1.23
g 橋	2.83	.396	.078	1.467	1.026	274.65	274.0	0.24
h 橋	3.95	.980	.879	2.450	0.710	194.18	192.0	1.14
i 橋	2.44	0.928	1.934	1.548	1.159	204.92	205.0	0.04
j 橋	2.93	1.516	1.863	1.547	1.826	310.36	310.0	0.12
k 橋	2.55	1.383	0.867	1.505	0.797	121.41	121.0	0.34

*は半共振を示す。

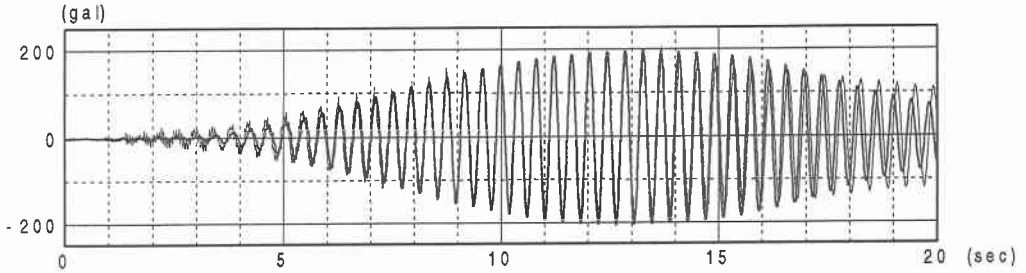


図-7 GAによる同定結果（i歩道橋、共振時）

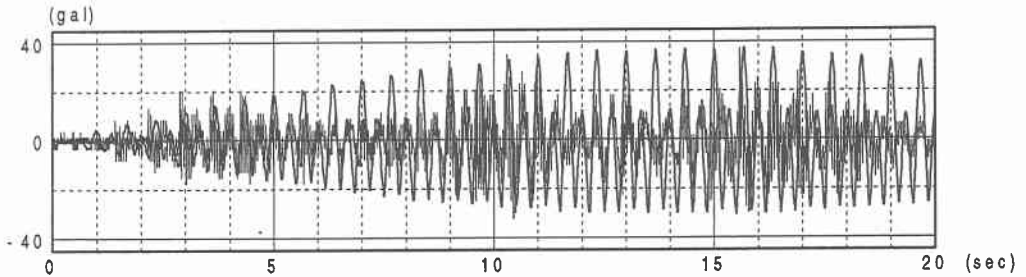


図-8 GAによる同定結果（i歩道橋、1.5Hz加振時）

表-2に着目すると、解析結果は実験値と非常によく一致し、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。ここで表-2の衝撃係数と荷重倍率の関係について考察すると、各歩道橋の固有振動数に対して設定された衝撃係数において同定された荷重倍率が1.0になった場合、その衝撃係数は実験結果に応じた歩行外力を表していることを意味する。荷重倍率は、ほぼ半数の歩道橋において、およそ0.8～1.3程度となっており、梶川の衝撃係数に半余弦波を適用した場合と本研究の歩行外力を用いた場合の両者とも、共振時あるいは半共振時には比較的良好な動的応答性状を把握できるものと考えられる。しかしながら、例えばb橋とc橋、またはd橋とf橋のように、同一の衝撃係数を持つ歩道橋に対する荷重倍率の同定結果がそれぞれ異なったものとなっている。これらは、実験時における最大応答値の相違を考慮すれば、ある程度の差は当然の結果であるが、同定された荷重倍率は実験結果の差以上に大きな変化が生じていると思われる。

この理由として、支間長の差による荷重の積分値の影響、実際の入力と解析における外力波形の不一致等が挙げられる。まず支間長の相違については、解析においては共振状態を考えるので、歩道橋の固有振動数のみを用いて歩行時の床版に与える衝撃係数を求めるため、支間長が違っても固有振動数が同一であればすべての場合において全く同じ衝撃係数となる。しかしながら、支間長が長いほど通過時間も長くなり、その際の荷重の総量を考えると応答にかなりの差が現れると思われる。よって、衝撃係数の設定に際しては支間長の差違もパラメータに含めて考えることが必要であろう。また入力波形に関しては、今回用いた半余弦波は、必ずしも人間の歩行あるいは走行状態を正確にシミュレートしているとは言えず、実際の歩行あるいは走行と比較して負の荷重を除外した空白部分が時間的に長すぎるために、上述のような荷重の積分値が歩調によってかなり変動する可能性を有するものと推定される。さらに、歩道橋の床版形式が、動的応答量ならびに固有振動数に比較的大きい影響をおよぼす傾向が認められるため、設計段階でより厳密な解析を行うためには、コンクリート床版と鋼床版の両者に対して個別に衝撃係数等のパラメータを設定する必要があるものと考えられる。

次に、図-7および図-8より、解析結果の振動波形について言及すると、共振時には実験結果とほぼ完全に一致し、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ことがわかる。一方、非共振時には、実験結果そのものがノイズあるいは衝撃応答等の影響を非常に強く

受けている。このため測定された応答において、実際の歩行による真の応答に対するノイズ等の比がかなり大きくなるため、本研究で用いたような最大値を考慮した目的関数では共振時のように応答性状までほぼ一致させることは困難であると考えられる。このような場合については、実験値に対してバンドパスフィルタ等を用いてノイズを除去した後に同定を行えば、有効な歩行外力が得られると思われる。

5. あ と が き

以上のように、本研究においては著者らの提案する歩行外力ならびに梶川の衝撃係数を基本とした歩行外力について、両者の歩行衝撃係数に対する荷重倍率をGAによって同定することにより、これらの妥当性に関して考察を行ったものである。

解析結果は実験値と非常によく一致し、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。同定された荷重倍率は、ほぼ半数の歩道橋において、およそ0.8～1.3程度となっており、梶川の衝撃係数に半余弦波を適用した場合と本研究の歩行外力を用いた場合の両者とも、共振時あるいは半共振時には比較的良好な動的応答性状を把握できるものと考えられる。しかしながら、同一の衝撃係数を持つ歩道橋に対する荷重倍率の同定結果がそれぞれ異なったものとなっており、支間長、入力波形、あるいは歩道橋の構造形式の違い等がその主な原因と考えられる結果が得られた。したがって、設計段階でより厳密な解析を行うためには、歩行外力に何らかの形で上記のような特性を反映させるパラメータを導入する必要があるものと認められる。

また、非共振時の同定に関しては、最大応答値は一致するものの、応答波形から見た動的特性は実験値に対して十分な結果が得られなかった。非共振時には実験結果そのものがノイズあるいは衝撃応答等の影響を非常に強く受けるため、このような場合は実験値に対してバンドパスフィルタ等を用いてノイズを除去した後に同定を行えば、有効な歩行外力が得られると考えられる。

参 考 文 献

- 1) 村上永一：土木構造物の設計とは何か，土木学会誌，57巻 7号，pp. 3-6，1972.
- 2) 日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説，丸善，1979.
- 3) BSI：Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 2. specification for loads, 7.1.5 Vibration serviceability, BS 5400, 1978.
- 4) 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.
- 5) 梶川康男：振動感覚を考慮した歩道橋の使用性照査法に関する考察，土木学会論文報告集，第325号，pp. 23-33，1982.
- 6) 小幡卓司・伊藤公彦・林川俊郎・佐藤浩一・亀井与志：歩道橋の動的応答と歩行外力の同定に関する一考察，鋼構造年次論文報告集第4巻，pp. 447～454，1996.
- 7) 北野宏明：遺伝的アルゴリズム，産業図書，1993.
- 8) 杉本博之・鹿ビアン麗・山本洋敬：離散的構造最適設計のためのGAの信頼性向上に関する研究，土木学会論文集，No. 471/I-24，pp. 67～76，1993.
- 9) 梶川康男・津村直宣・角本周：P C吊床版歩道橋の振動とその使用性，構造工学論文集，Vol. 36 A，pp. 685～695，1990.
- 10) 橋梁振動研究会：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，1993.