



HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	人間の振動感覚に基づいた歩道橋の振動使用性に関する研究
Author(s)	小幡, 卓司
Degree Grantor	北海道大学
Degree Name	博士(工学)
Dissertation Number	乙第5179号
Issue Date	1997-06-30
DOI	https://doi.org/10.11501/3126083
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/32685
Type	doctoral thesis
File Information	5179.pdf



人間の振動感覚に基づいた
歩道橋の振動使用性に関する研究

小幡 卓司

目 次

	頁
第1章 序論	1
1. 1 概説	1
1. 2 既往の研究および現行の照査基準	3
1. 3 本研究の目的	15
1. 4 本研究の構成と概要	17
参考文献	18
第2章 人間の振動感覚実験	22
2. 1 概説	22
2. 2 実験方法	22
2. 3 第1回実験（振動刺激と反応に関する実験）	26
2. 3. 1 実験概要	26
2. 3. 2 実験結果ならびにその考察	26
2. 3. 3 橋梁の振動に関する意識調査	30
2. 4 第2回実験（振動使用限界状態に関する実験）	32
2. 4. 1 実験概要	32
2. 4. 2 実験結果ならびにその考察	33
2. 5 第3回実験（実橋における歩行者の振動感覚実験）	37
2. 5. 1 実験概要	37
2. 5. 2 実験結果ならびにその考察	38
2. 6 本章のまとめ	40
参考文献	42
第3章 ファジィ推論を用いた人間の体感振動解析	44
3. 1 概説	44
3. 2 ファジィ理論	44
3. 2. 1 ファジィ理論概説	44
3. 2. 2 ファジィ集合	45
3. 2. 3 ファジィ関係	49
3. 2. 4 ファジィ推論	50
3. 3 ファジィ推論の適用	52
3. 3. 1 刺激と感覚	52
3. 3. 2 解析手法	54
3. 4 解析結果ならびにその考察	57
3. 4. 1 第1回実験に対する結果と考察	57
3. 4. 2 第2回実験に対する結果と考察	59
3. 5 本章のまとめ	61
参考文献	62
第4章 振動感覚の数量化と振動怒限度	63
4. 1 概説	63
4. 2 振動感覚の数量化	64
4. 2. 1 評価尺度	64
4. 2. 2 振動感覚と評価尺度の関係	67
4. 3 振動怒限度の検討	71
4. 4 本章のまとめ	73
参考文献	74

	頁
第5章 歩道橋の実態調査による動的応答特性	76
5.1 概説	76
5.2 自由振動実験ならびに強制加振実験	77
5.2.1 実験方法	77
5.2.2 フーリエスペクトルと減衰定数の算定	82
5.3 減衰自由振動実験結果	85
5.4 強制加振実験結果	87
5.5 本章のまとめ	91
参考文献	92
第6章 設計時における固有振動数の推定	94
6.1 概説	94
6.2 固有振動解析	95
6.3 解析結果および歩道橋の曲げ剛性の推定	97
6.3.1 解析ケースと数値計算モデル	97
6.3.2 解析結果とその考察	99
6.3.3 固有振動解析に用いる曲げ剛性の推定	107
6.4 本章のまとめ	110
参考文献	111
第7章 振動使用性の照査	113
7.1 概説	113
7.2 動的応答量の算定	114
7.2.1 動的応答解析	114
7.2.2 歩行外力	116
7.2.3 遺伝的アルゴリズムを用いた歩行外力の同定	122
7.3 解析結果とその検討	125
7.4 歩道橋の振動使用性判定	135
7.4.1 照査の適用範囲とその方法	135
7.4.2 動的応答量	136
7.4.3 振動限度	138
7.5 本章のまとめ	141
参考文献	143
第8章 結論	145
謝辞	152

第 1 章 序 論

1. 1 概 説

公共構造物の設計を行う際に考慮すべき主な因子として、① 合目的性、② 安全性、③ 施工性、④ 経済性、⑤ 環境との調和が挙げられる。その中で合目的性が極めて重要な意味を持つと考えられている¹⁾。この合目的性とは、その構造物を造る目的に合致させることであり、使う立場にたてば使用性あるいは快適性と称することができる。また、維持補修等に際して、使用性を妨げる可能性を有するような箇所については、その耐久力に関して十分な配慮が必要であろう。さらに、⑤ 環境との調和についても、例えば構造物の使用にともなって発生した振動が、地盤等を介して周辺住宅等に悪影響を及ぼすような場合、その構造物の使用を妨げる観点から、使用性が不十分であると考えられる。一般に、公共構造物は人間の生活水準を改善するために建設されるものであるから、合目的性の追求は設計において中心となる重要な課題であろう。

今日では、構造物の供用期間中に生じる損傷やその使用性、環境との調和等を含めて表現する場合、しばしば健全度と称する言葉が用いられている。この健全度をまとめると以下のようになる。

① 使用性

振動使用性：通行荷重、風荷重等に起因する振動に対する、利用者への影響

安 全 性：利用者自身に対する、構造物の安全性

② 環境との調和

景 観：構造物周辺の景色・風景とのマッチング

地盤振動：構造物の振動に起因する、地盤を介した周辺地域への影響

騒 音：自動車、列車、航空機等による施設あるいは構造物利用時の騒音

低周波振動：上記と同様な原因で発生する、極めて低い周波数帯の振動の影響

③ 健全性

疲 労：繰り返し載荷による構造物の局所的な損傷、余寿命等

耐久性：大地震時等における構造物の局所的、全体的な耐力あるいは耐荷力、靱性等

従来の構造物の設計法では上記のような健全度に関する検討はほとんど規定されておらず、中心的に取り扱われているものは、主に強度に基づく安全性である²⁾。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、地震時のような異常時についての耐久性に関してはある程度整備されつつあるものの、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に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。強度の十分な確認によって、構造物が長期間その機能を発揮し得ることを考えれば、安全性の追求がその構造物の合目的性または健全度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、直接人間が歩いたり立ち止まったりする歩道橋の性格上、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。我が国においては、まず昭和42年に横断歩道橋設計指針³⁾が、さらに昭和54年には立体横断施設技術基準・同解説⁴⁾（以下基準と称す）が制定され、今日においてもその効力を発揮している。この基準において、利用者への振動の影響について配慮を加えるよう明記され、具体的には歩道橋の低次の固有振動数が2 Hz前後(1.5 Hz～2.3 Hz)にならないよう指示されている。

1959年に日本最初の横断歩道橋が建設されてから、今日までのおよそ35年間における我が国の社会資本の充実は目を瞠るものがある。これにともない、この間およそ1万橋が架けられたいわゆる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た。代わって、歩行者保護のため歩道部の無い橋梁に平行して架けられる側道橋や、高速道路等によって分断された地域のコミュニケーションあるいは通学路等の確保のための歩行者専用的人道橋、あるいは公園、サイクリングロードに架設される景観のシンボリック要素をも加味した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、現行の基準を満足することが困難な場合が起き得る。このため設計者に強い負担を与えることも少なくない。また死荷重が概ね2.0 tf/m以上の大規模な歩道橋では、人間の歩調と共振した場合でも、十分な使用性を有するとの報告⁵⁾もあり、本来、横断歩道橋のために制定された現行の基準による照査では、十分でない場合も生じてきている。

海外においても、イギリスのBS 5400⁶⁾、カナダのOntario code⁷⁾等に代表されるような振動使用性照査基準が、各国で設けられるようになってきた。海外における照査手法は、照査の対象となる構造物の動的応答量を求め、解析結果と振動許容量を比較する、いわば限界状態設計法的な手法が主に採用されている。

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、問題となるのはその振動許容量、いわゆる振動限度である。使用性評価手法に関する研究は、前述のとおり数多く知られているが、その研究の大半は、動的応答量の求め方を主体とした評価方法に関して検討を行ったものであり、限度そのものに関して実験あるいは解析を試みた研究は意外と少ない。また、限度に関する研究の大半は、ある振動感覚（少し振動を感じる等）の閾値（反応が生起する確率が50%の値）⁸⁾を求めたものであり、それぞれの振

動感覚における閾値の関係や、刺激に対する反応率が50%以外の感覚量について解析を行った研究はほとんど知られていない。さらには、現行の限度の中には、限度と人間の振動感覚の関係が明確でないものもある⁹⁾。

一般に、歩道橋の振動使用性とは、検討の対象となる歩道橋の立地条件や利用者数、あるいは利用者層等を考慮して柔軟に検討されるべき性格のものであり、盲目的に限度あるいは固有振動数の範囲を守ればよいというものではないと思われる。このような柔軟な検討を可能にするためには、振動限度、つまり構造物の許容最大動的応答量と人間の振動感覚の関係を、明確かつ理解しやすい形で示す必要があるであろう。

以上の観点より、本章ではまず、1.2節で既往の代表的な研究、ならびに各国における現行の照査基準について検討を加え、その結果を踏まえて1.3節において本研究の目的を明確にする。また、1.4節では本研究の構成と概要について簡単に述べることにする。

1.2 既往の研究および現行の照査基準

一般に、歩道橋の振動使用性に関する研究は、大別して振動の人体への影響に関する研究と、橋梁の使用性評価に関する研究に分けられる¹⁰⁾。

まず前者に関しては、振動が人体に及ぼす生理的影響、心理的反応や人体の動的応答特性等を明確にするため、比較的古くから医学、理学、心理学、工学等の分野で研究が行われ、いくつかの数量化の試みがなされている。特に工学的分野においては、船舶や車両の乗り心地や振動機械が人体に与える影響を検討する等の目的のため、1940年頃からその研究成果が利用されている。また、これらの研究はその実験内容から、次の3種類に分類される¹¹⁾。

① 振動感覚実験

1930年代から1950年代後半にかけて、ReiherとMeister¹²⁾、Bekesy¹³⁾、Zeller¹⁴⁾、Dieckmann¹⁵⁾らによって快、不快等に関する一般的な人間の心理反応が測定された。これらの研究では、振動数とその振幅を人間に振動感覚を生じさせる刺激とし、以下に示す式によって振動感覚の数量化を行っている。

$$d \times f^n = \text{const} \quad \dots\dots\dots (1.1)$$

ここで、 d :振動変位振幅、 f :振動数、 n :実験等で求められる乗数 ($0 \leq n \leq 3$) である。

また、上記の結果からPal値¹⁴⁾、K値¹⁵⁾等の振動尺度が提唱され、ISO基準¹⁶⁾の提案時に参照されている。図-1.1にPal値およびK値を示す。なお、図中の縦軸は振動加速度レベル ($VAL = 20 \log_{10} a/a_{ref}$, a :振動加速度実効値(cm/sec^2), a_{ref} :識閾 1.0cm/sec^2) である。

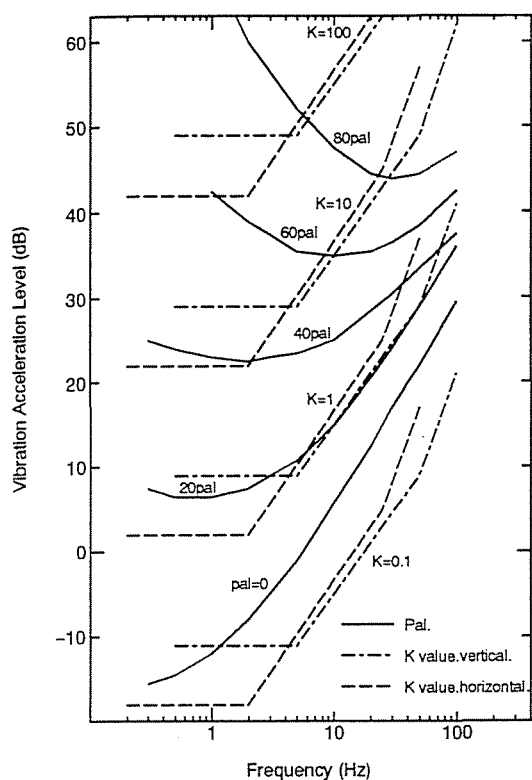
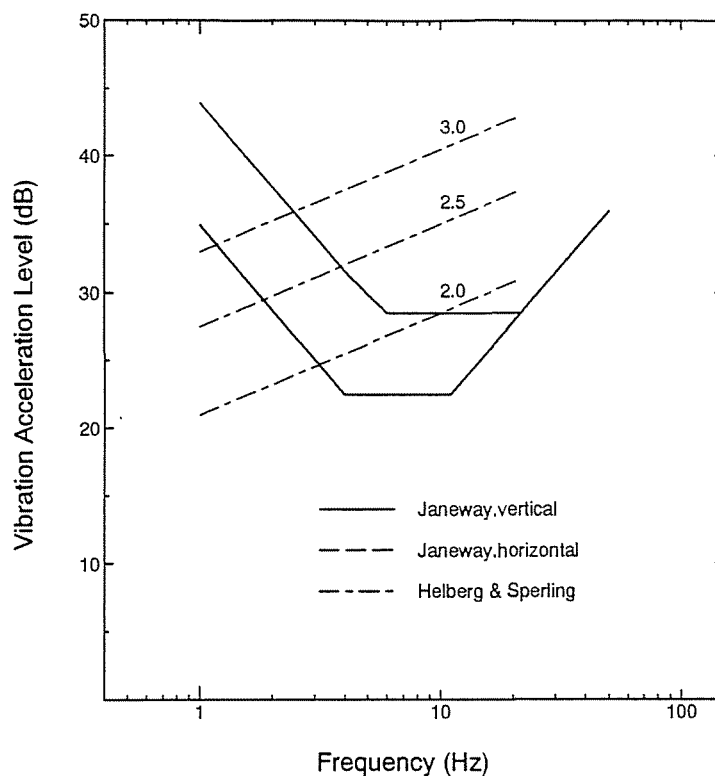


図-1.1 Pal値およびK値

図-1.2 W_z 値およびJanewayの乗り心地曲線

② 乗り心地実験

乗り心地実験に関しては自動車あるいは鉄道の発達に伴い、1930年代より研究が行われた。代表的なものとして、Jacklinら^{17,18)}、HelbergとSperling¹⁹⁾、Janeway²⁰⁾、Ojak²¹⁾等の研究がある。中でも、HelbergとSperlingの W_z 値は欧州鉄道車両およびISO基準の提案時に、変動する振動の評価法と垂直および水平振動の感覚差の問題に参考とされている。また、Janewayは従来行われた研究や公表された資料に基づいて解析を行い、自動車の乗り心地について検討を加えた。この乗り心地曲線は今日でも我が国や米国においてしばしば用いられている。図-1.2に W_z 値およびJanewayの乗り心地曲線を示す。

③ 許容限界実験

人体の振動に対する許容限界を求めようとする研究は比較的新しく、ほぼ1950年代以降である。主な研究としては、Goldman²²⁾、Volkov²³⁾、MagidとCoermann²⁴⁾の実験ないし調査が挙げられる。図-1.3にこれらの研究を示す。

特にGoldmanの研究では、限界値として‘振動を感知する（閾値）’、‘不快’、‘耐えられない’の3者を選び、従来の研究データを用いて分析した結果、振動数と加速度で表現した場合がもっとも変動が少ないとし、各限界値に対する平均値と標準偏差を明示した。また従来の研究では、人体の姿勢が不統一でしばしば問題が生じたが、この研究では、立位、座位および横臥位に対する平均値を用いているので各種の姿勢にも対応が可能であるとしている。

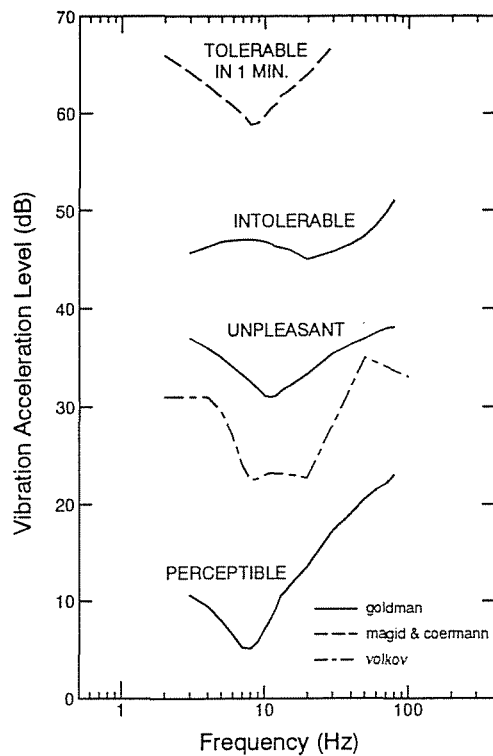


図-1.3 許容限界実験

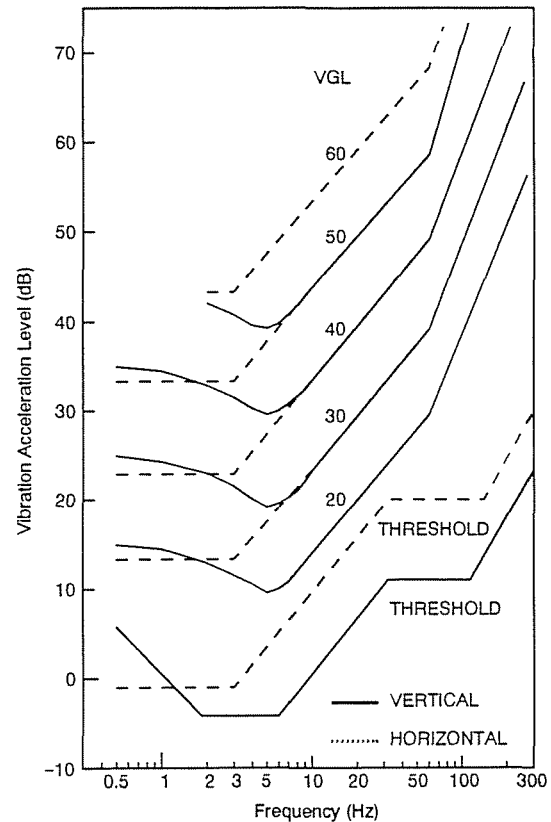


図-1.4 三輪らの等感度曲線

一方、我が国においても人体に対する振動の影響の研究が行われ、まず労働省労働衛生研究所の三輪・米川¹¹⁾によって、人間の一般的な振動に対する心理尺度が求められた。この研究は、水平および垂直方向の正弦振動、複合振動、ランダム振動に関して20Hzのときの正弦振動に対する閾値を基準とした、種々の刺激に対する閾値および等感度曲線を構成したものである。基本的な振動数の範囲は0.5Hz～300Hz、被験者は10名である。姿勢に関しては、緊張した立位および座位、横臥位、さらに手腕系と称する局部振動に関しても実験を実施した。図-1.4は姿勢、振動方向を統合した場合の正弦振動に対する等感度曲線である。この研究では、閾値、等感度曲線の両者とも座位、立位の姿勢の相違に関しては無視できるとし、振動方向については、振動数が7 Hz以上になれば両者は一致するとした。

これらの実験結果より、三輪らは、"振動の大きさのレベル" VGL(Vibration Greatness Level) および"振動の心理的な大きさ" VG(Vibration Greatness) を以下のように定義した。

$$VGL = 20 \log_{10}(a/a_0) \quad \dots\dots\dots (1.2)$$

$$\log_{10} VG = 0.030 VGL - 1.20 \quad (VG \leq 1) \quad \dots\dots\dots (1.3)$$

$$\log_{10} VG = 0.023 VGL - 0.92 \quad (VG \geq 1) \quad \dots\dots\dots (1.4)$$

ここで、式(1.2)の a は振動加速度の実効値(cm/sec^2)、 a_0 は基準となる振動加速度の実効値(1.0cm/sec^2)である。しかしながら三輪らの研究は、姿勢に関してはすべての実験において静止状態にあり、多くの場合、通行者は歩行あるいは走行中である歩道橋にこのまま用いるにはやや疑問があり、使用性評価に用いられることは比較的少ない。

小堀・梶川^{25,26)}は、橋梁の使用性判定に用いる目的で弛緩した立位ならびに歩行位について同様な実験を行った。これらの実験は、基準振動を振動数3Hz、振幅1mmとして、振動数1~10Hz、振幅0.1~5.0mmの範囲でマグニチュード推定法^{8,27)}に基づいた等感度曲線を求め、また、計量心理学における系列カテゴリー法^{8,27)}によって振動刺激に対する人間の心理的反応を調査した。この研究では、人間に振動感覚を生じさせる刺激を振動数とその振幅とし、振動の刺激として次の関係を与えた。

$$S = a\omega^m \quad \dots\dots\dots(1.5)$$

ここで、 a :振動振幅(mm) ω :円振動数(rad/sec) m :実験で得られる定数である。小堀・梶川の実験結果を、表-1.1、表-1.2および図-1.5、図-1.6に示す。

表-1.1 カテゴリーと振動刺激 (立位)

Category No.	Content of Category	Stimulus	Lower Limit
0	全く感じない (Not Perceptible)	—	—
1	少し感じた (Lightly Perceptible)	$a\omega$	0.26
2	明らかに感じた (Definitely Perceptible)	$a\omega$	0.57
3	不快である (Unpleasant)	$a\omega^{1.4}$	7.3
4	苦痛である (Pain)	$a\omega^{1.6}$	32

表-1.2 歩行時のカテゴリーと閾値

Category No.	Content of Category	Lower Limit	
		Peek Value	RMS Value
0	全く感じない (Not Perceptible)	—	—
1	少し感じた (Lightly Perceptible)	0.6	0.42
2	明らかに感じた (Definitely Perceptible)	1.2	0.85
3	少し歩きにくい (Lightly hard to walk)	2.4	1.7
4	大いに歩きにくい(Extremely hard to walk)	3.8	2.7

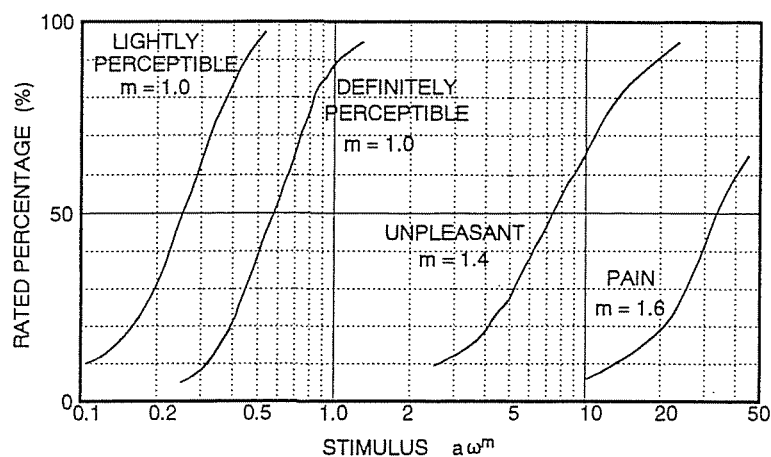


図-1.5 各カテゴリーの刺激量と評定率（立位）

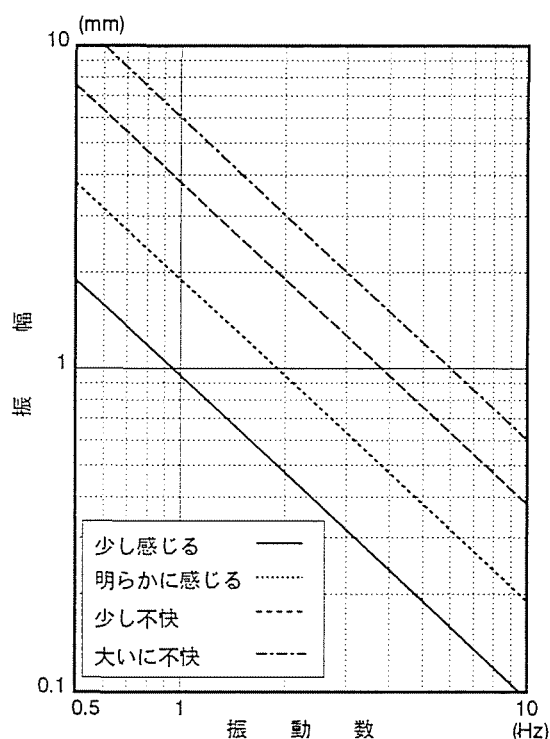


図-1.6 各カテゴリーの閾値（歩行位）

また、これらについて詳細に検討を加えた結果、歩行位において振動刺激が比較的小さい範囲（振動数で概ね20Hz程度以下）では、ある振動速度の振動はどのような振動数であっても、人間はそれを同一の振動感覚として知覚するとし、“振動のレベル”VGLと“振動の大きさ”VGを次のように定めた。

$$VGL = 20 \log_{10} (S/S_0) \quad \dots\dots\dots (1.6)$$

$$\log_{10} VG = 0.05 VGL - 2.0 \quad (VGL \leq 40) \quad \dots\dots\dots (1.7)$$

$$\log_{10} VG = 0.03 VGL - 1.2 \quad (VGL > 40) \quad \dots\dots\dots (1.8)$$

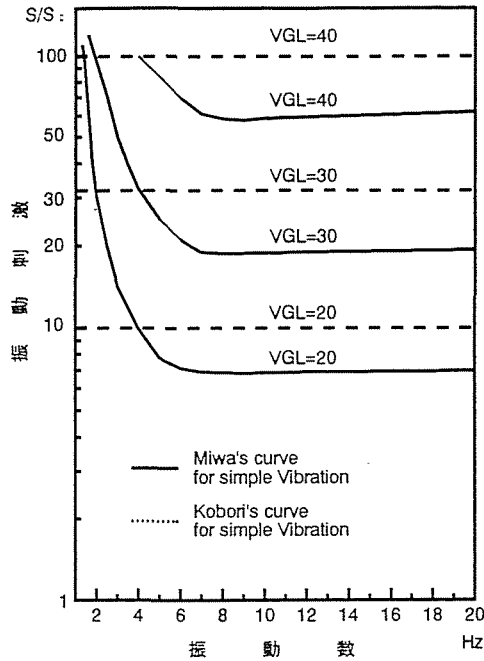


図-1.7 三輪ら、小堀らの等感度曲線

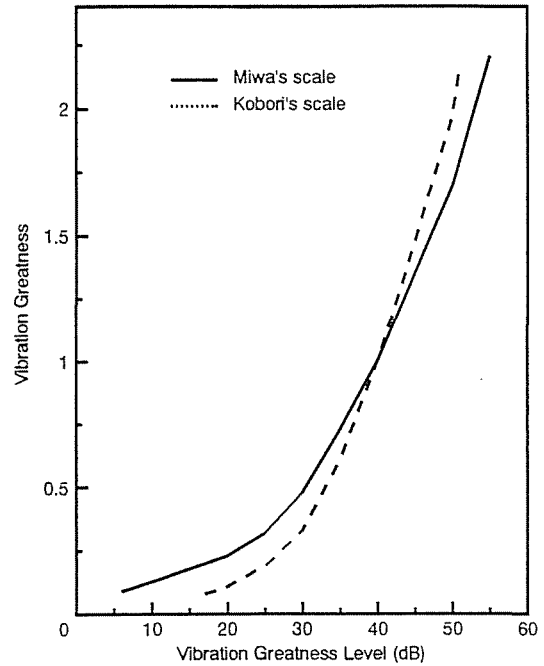


図-1.8 振動レベルの比較

ここで、式(1.6)の S は振動速度の実効値(cm/sec)、 S_0 は基準となる振動速度の実効値 (1.4×10^{-2} cm/sec)である。

三輪ら、小堀らの研究を比較すると²⁾、まず等感度曲線に関しては被験者に与える刺激の振動数が20Hz程度までの場合、小堀・梶川は、上記のように振動感覚は振動速度によってのみ支配されるとした。これに対し、三輪らは6～8Hzから20Hz程度までは小堀・梶川とほぼ同一であるとするが、それ以下では必ずしも一定振動速度が同じ振動感覚に対応しないとしている点である。橋梁の振動は一般に低い振動数領域で発生していることから、三輪らの方法は使用性判定にはやや用いにくい面を有するものと考えられる。図-1.7および図-1.8に両者の比較を示す。

次に、振動使用性に関する研究について言及すると、我が国においては1970年代前半から、1980年代にかけて比較的多くの研究がなされた。その主なものとして、まず松本ら^{28,29)}は、東京都内の歩道橋5橋の振動測定を実施して動的応答解析を行い、振動が大きくなる原因として人間の歩行振動数（平均1.99歩/sec、標準偏差0.178歩/sec）と歩道橋の固有振動数がほぼ一致した場合に共振によって生じるものとした。使用性評価には、加速度をパラメータとしたGoldmanの不快を感じずる値（0.1g）を用いて、振動加速度が0.1gを越える再現期間を求めた。加えて、歩道橋の振動使用性向上には動吸振器の取付が効果的であると、実際に歩道橋に動吸振器を設置して強制加振実験を行って、その効果が顕著であることを報告した。

牛尾ら^{30,31)}も、ほぼ同時期に大阪府内の歩道橋8橋について振動測定を行い、橋梁に対する歩行周期の影響や歩行人数と振動振幅の関係等に関して検討を加えた。その結果、人間の歩行状態と共振の心配のない歩道橋では、それほど振動が大きくなることを

確認し、またランダム歩行では、たとえ多人数で加振した場合でも振幅の増加は小さいことを報告した。さらに開断面を有する歩道橋の場合は共振時において振動が極めて大きくなるため、その固有振動数を2 Hz前後にしない必要があると述べている。なお、振動の評価基準としてはMeisterによるデータとISOの暴露基準を採用している。

次に西脇ら^{2,32)}は、東京都内の比較的単純（単純支持ならびに2径間連続形式）な歩道橋23橋において振動測定と通行者（約500名）へのアンケート調査を実施し、その結果から、歩行者の性別、職業、歩行目的等の因子と振動の感じやすさの関係について検討を行った。その結果、振動を感じやすい因子としては、‘女性’、‘主婦’等が挙げられ、歩行目的では‘買物’、‘散歩’の場合が鋭く、住宅地域と商工業地域においても振動感覚には有意な差が生じているとした。また、三輪の“振動の心理的な大きさ”と歩道橋の剛性に関するパラメータ(gEI/Wl^4)を用いて主桁の必要とされる剛性の範囲を示した。しかしながら、心理的な振動の大きさの採用すべき値、すなわち評価基準としての振動限度のとりべき値については、さらに検討が必要であるとしている。

また、星谷ら³³⁾は、振動に対する人間の心理反応を道路橋の設計条件として導入するために、単純桁橋を対象として車両の走行荷重列に定常ポアソン過程を用いてモデル化し、各種のパラメータに対して感度解析を実施した。その結果、振動感覚に影響をおよぼしやすいパラメータは、①橋梁の曲げ剛性、②走行車両の重量、③車両の走行速度、④車両の到着率、⑤橋梁の減衰定数の順であると述べている。なお、心理的な振動の評価基準としては、前述の小堀・梶川の‘少し歩きにくい’場合の閾値（振動速度の実効値で $V_{RMS}=1.7\text{cm/sec}$ ）を用いている。

1980年代になって、梶川³⁴⁾は、歩道橋の振動を考えた場合その構造が比較的単純であることから、固有振動数や固有モードは容易に求めることができるとし、動的応答量に関しても使用性評価の際には歩行者の歩調とあるモードの共振状態を考えるため、応答計算はいわゆるモード解析法で十分であるとした。そこで梶川は、単独の歩行者が共振歩行あるいは走行した場合の応答計算の解析的な式とその結果に基づく応答スペクトル図を示し、後述のBS5400に示されている簡易計算法との関連について考察を加えた。また、これを用いて多数の歩行者が橋上にいる場合の、群集載荷状態を対象にした確率的な照査方法の提案を試みた。以上を踏まえて、表-1.3に示すような歩道橋の架設地点の特性に応じた載荷状態で必要な照査を行えばよいとした。図-1.9にそのフローチャート

表-1.3 建設地点による荷重条件（●は照査の必要性を示す）

建設目的・地点	単独歩行	群集歩行	単独走行
公園内記念歩道橋	●	●	●
都市内交通路横断歩道橋	●	●	
都市内河川横断歩道橋	●		●
その他の歩道橋	●		

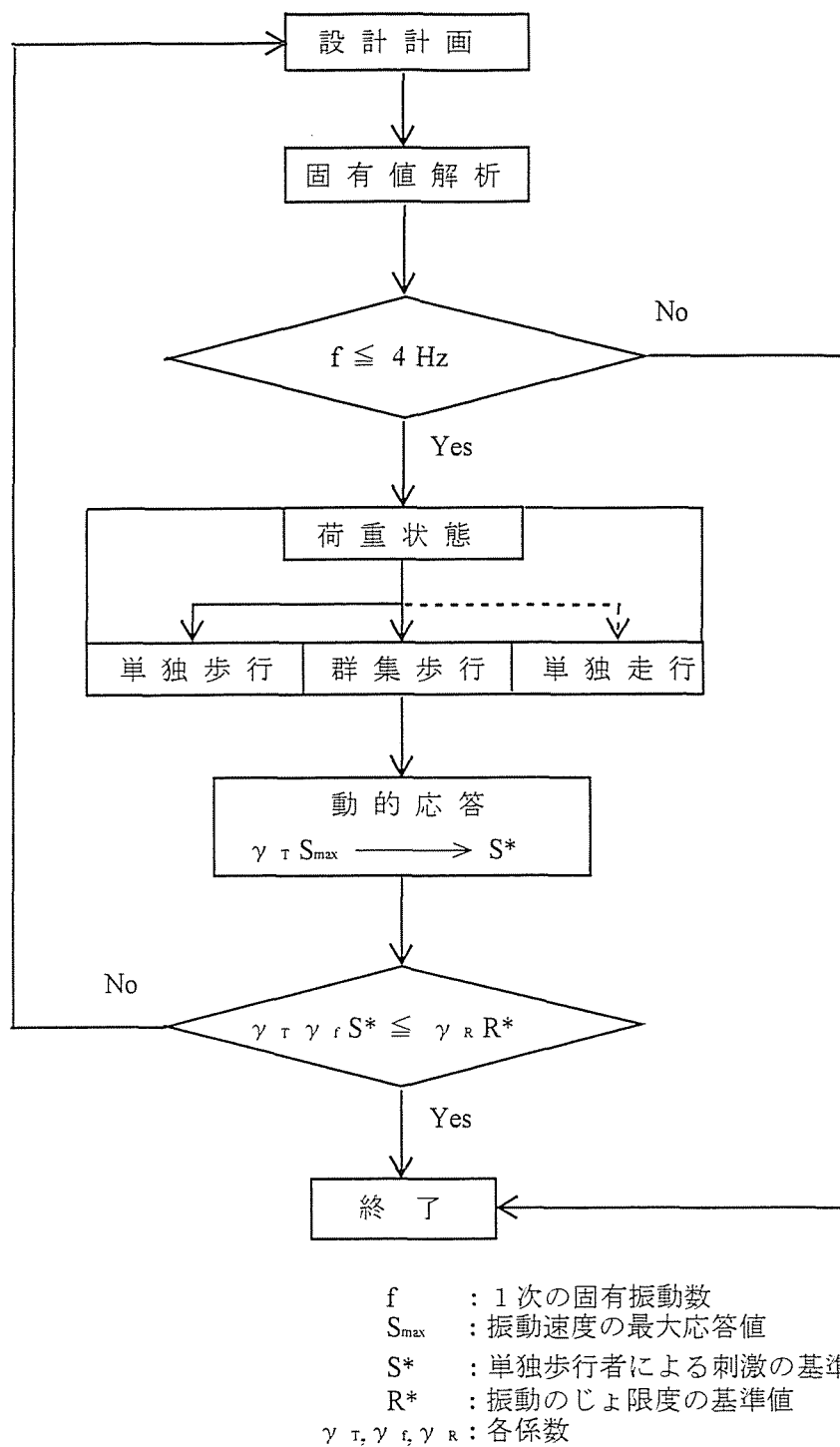


図-1.9 振動使用性照査のフローチャート（梶川による）

を示す。なお、解析に用いる歩行外力に関しては、図-1.10のような歩調、移動速度および衝撃係数の関係がグラフによって提示されている³⁵⁾。この手法は、現在我が国で用いられている立体横断施設技術基準・同解説による照査で不十分な場合に最もよく用いられている方法である。

ほぼ同時期にオーストラリアのWheeler³⁶⁾によって行われた研究は、人間の歩・走行時

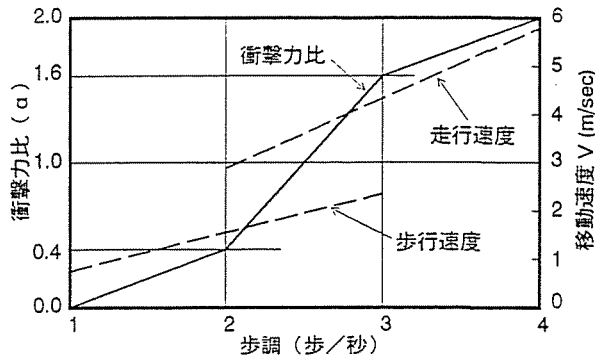
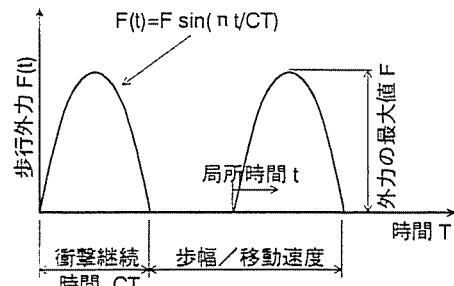
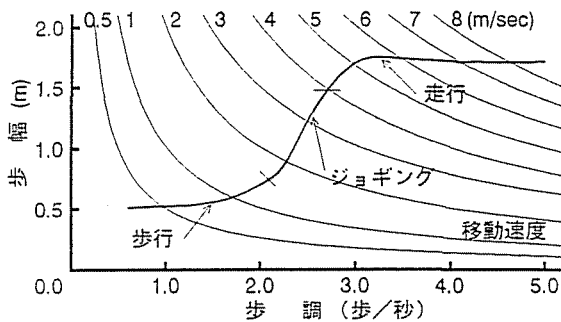


図-1.10 梶川の歩行外力

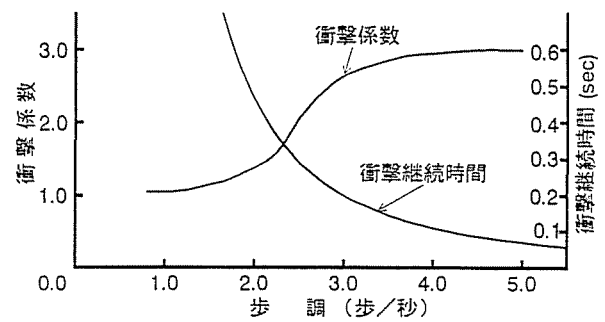


(a) 入力波形

図-1.11 Wheelerの歩行外力



(b) 歩行速度



(c) 衝撃係数および衝撃継続時間

図-1.11 Wheelerの歩行外力

の床面への作用力に関して詳細な検討を加えることにより、衝撃力、衝撃作用時間、作用間隔等を考慮した歩行外力と、これを用いた有限要素法による動的応答の計算手法が提案されている。図-1.11(a),(b),(c)にWheelerの歩行外力を示す。この研究では、オーストラリアのパースにある各種の形式の歩道橋22橋に対する実験結果と解析結果を、最大応答変位について比較検討し、それらは比較的良好に一致していることが示されている。この研究では、歩行外力の取り扱いが非常に繊細であることと、有限要素法を用いた解析手法を採用したために変位に対しては十分な精度を示しており、現在では最も汎用性を有した方法である。ただし、応答加速度あるいは応答速度に関しては言及されておらず、この解析手法で得られた加速度応答あるいは速度応答で直接使用性判定が可能であるかはやや疑問が残る。振動限度に関しては、星谷らと同様に、小堀・梶川の"少し歩きにくい"場合の閾値($V_{RMS}=1.7\text{cm/sec}$)が用いられている。

さらに1990年代では、田中・加藤ら^{5,37~42)}が比較的規模の大きい歩道橋の振動測定等を通じて歩道橋の振動使用性判定における問題点を検討し、歩道橋の試設計とその固有値および動的応答解析を行って、設計時における振動使用性照査法の提案を行っている。これらの研究では、まず従来"ある程度規模の大きい"という曖昧な表現であった揺れにくい歩道橋の具体的な大きさを検討し、その結果死荷重が 2.0tf/m 以上の歩道橋では人の歩調と共振した場合でも十分な使用性を持つことを確認した。また、共振時の最大応答変位を求める以下のような簡易計算式の提案を行った。

$$y = \frac{1}{M} \frac{2f_0}{\sqrt{(P^2 - \beta^2)^2 + (2Ph\beta)^2}} \dots\dots\dots(1.9)$$

ここで、 $M = W/g$ 、 $\beta = \omega - \pi v/l$ 、 $f_0 = W_0 \alpha_A$ 、

M ：橋梁の質量（ W ：全死荷重）、 g ：重力加速度、 ω ：歩調（rad/sec）、

v ：荷重の移動速度（ $70\omega/2\pi$ (cm/sec)）、 l ：支間長、 W_0 ：体重（60kgf）、

α_A ：外力振幅比(0.4)、 P ：固有円振動数（ $=\omega$ ）、 h ：減衰定数

さらに、Ontario codeとの比較検討を実施して合理的な歩道橋の振動使用性照査法を提案した。図-1.12は田中らの提案する照査法のフローチャートである^{43,44)}。なお、恕限度は小堀・梶川の"明らかに振動を感じる"閾値（ $V_{RMS}=0.85\text{cm/sec}$ ）を用いている。

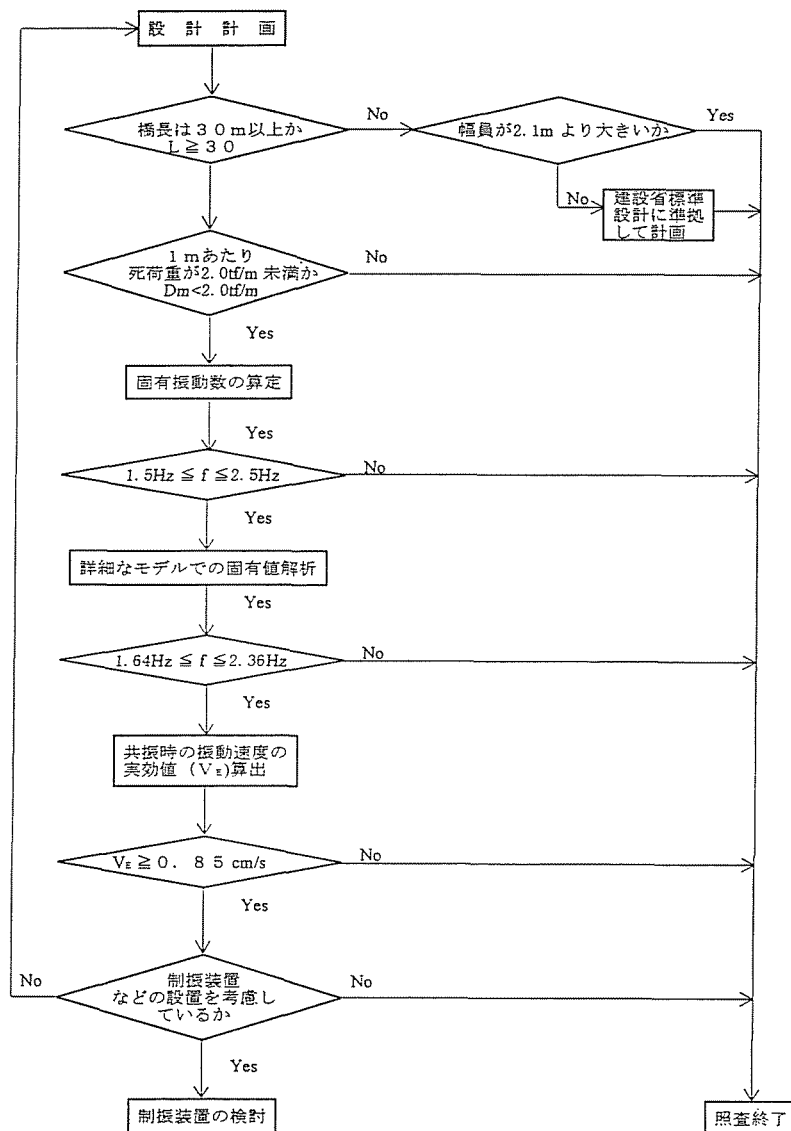


図-1.12 振動使用性照査のフローチャート（田中らによる）

以上のような研究結果を踏まえて、いくつかの振動使用性照査基準がコード化されている。ここでは、イギリスのBS 5400、カナダのOntario codeと我が国における立体横断施設技術基準・同解説について簡単に説明を加えることとする。

① BS5400、Ontario codeの照査基準

BS5400とOntario codeの両者は、基本的には全く同一の照査基準である。これらの基準は、照査の対象となる歩道橋の動的応答量を簡易計算法によって求め、解析結果と振動許容量を比較する、使用限界状態を考慮した設計法が採用されている。両者を比較すると、動的応答量の計算手法は同一で、Blanchardら⁴⁵⁾によって提案された方法が用いられており、振動許容量すなわち恕限度に関しては別個のものが採用されている。まず、動的応答量の求め方について言及すると、以下のような歩行外力を歩道橋に作用させ、その際の鉛直方向の最大応答加速度を求めることが指示されている。

$$\text{歩行外力 } F = 180 \sin(2\pi f)t \quad (\text{N}) \quad \cdots \cdots \cdots (1.10)$$

$$\text{移動速度 } V_f = 0.9f \quad (\text{m/s}) \quad \cdots \cdots \cdots (1.11)$$

ここで、 f は歩道橋の共振歩行振動数(Hz)である。ただし、単純桁橋ならびに対称な2、3径間連続桁橋については、次のような最大応答加速度簡易計算式が示されている。

$$\text{最大応答加速度 } a_{MAX} = 4\pi^2 f^2 y_s K \phi \quad (\text{m/sec}^2) \quad \cdots \cdots \cdots (1.12)$$

ここで、 f は歩道橋の固有振動数(Hz)、 y_s は歩行者の静的荷重(700N)による最大たわみ、 K は表-1.4に示されるような橋梁の構造形式に関する形状係数である。また ϕ は動的応答係数であり、支間長と減衰をパラメータとして図-1.13のように与えられている。なお、照査する歩道橋の減衰が不明の場合は、対数減衰率 δ として、鋼構造の場合は0.03(減衰定数 $h=0.5\%$)、合成構造の場合は0.04($h=0.6\%$)、コンクリート構造の場合は0.05($h=0.8\%$)を用いるよう規定されている。

次に、振動恕限度であるが、前述のとおり両者は別個のものを用いている。BS5400の恕限度は、Blanchardら⁴⁵⁾によって提案されたもので、従来イギリスで歩道橋照査時に参考にされてきたLeonardによる実験データと、Smithによる実験データを比較検討し、上限としてのSmithのデータと下限としてのLeonardのデータのほぼ中間を結んだ形となっている。この恕限度は振動数 f (Hz)に対して以下の式で表される。

$$\text{使用限界加速度応答値 } a = 0.5\sqrt{f} \quad (\text{m/sec}^2) \quad \cdots \cdots \cdots (1.13)$$

Ontario codeについては、BS 5400をはじめとして各種の振動感覚データや建築物の床

表-1.4 橋梁の構造形式に関する形状係数

側径間比 ℓ/L	2径間連続 (K 値)	3径間連続 (K 値)
1.0	0.70	0.60
0.8	0.92	0.82
0.6	0.96	0.92
0.4	0.96	0.92

注：側径間比の L と ℓ は下図参照。単純支持は $K=1.0$ とする。

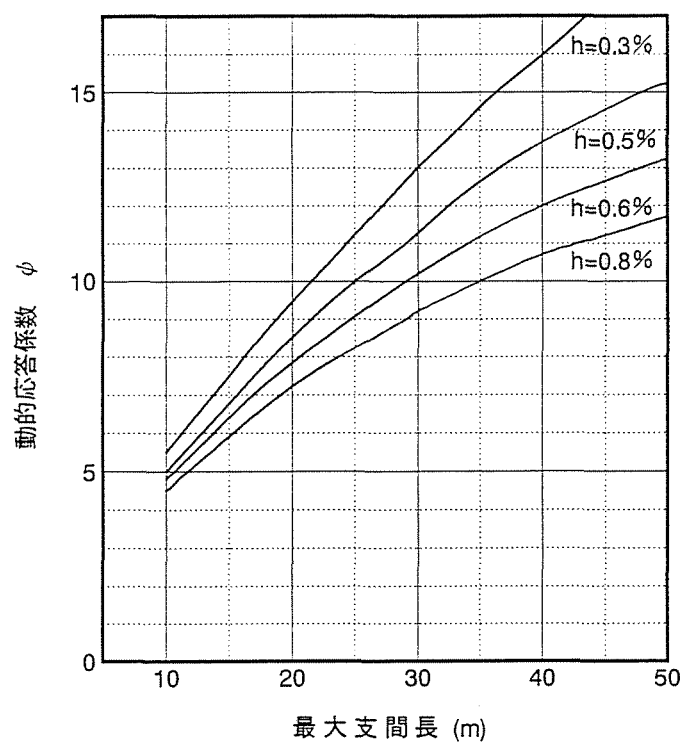
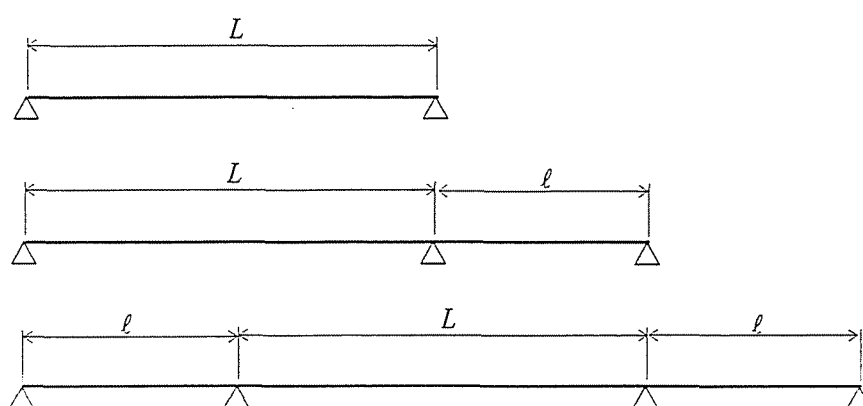


図-1.13 減衰定数に対する動的応答係数

振動に対する人の反応データ等も参考にして、最大加速度が1 Hzで 0.25m/sec^2 、10 Hzで 1.5m/sec^2 となるように両対数軸上で結んだものを許容限界として用いている。

しかしながら、これらの限度は振動と人間の心理反応との関係については言及されておらず、実際の設計に際しては、柔軟な運用が困難である可能性を有している。

② 立体横断施設技術基準・同解説における基準

前述のとおり我が国では、まず昭和42年に横断歩道橋設計指針が、さらに昭和54年には立体横断施設技術基準・同解説が制定され、後者は今日においてもその効力を發揮している。この基準において、利用者への振動の影響について配慮を加えるよう明記された。具体的には、たわみと振動に関して次のように規定されている。

(1) たわみ

活荷重による主桁の最大たわみは、主桁の支間長の $1/600$ を越えてはならない。ただし、利用者の影響について特に配慮を加えた場合には、支間長の $1/400$ までとしてよい。

(2) 振動

活荷重による主桁の振動は、利用者に不快感を与えないものでなければならない。

- ・ 歩行者の歩調はほぼ2 Hz。
- ・ 主構造系のたわみ振動の固有周期が、2 Hz前後（1.5 Hz～2.3 Hz）にならないようにすることが必要。

なお、たわみの条項の、利用者の影響について特に配慮を加えた場合とは、振動の規定に従った場合を意味する。

この基準において、特に(2)の振動がしばしば設計者に強い負担を与える結果となっている。その理由として、歩道橋の支間長が40 m以上になると、1 次の固有振動数が多い場合2 Hz前後となり、上記の規定を守ることが困難になることがあり得る。また、設計段階で2 Hz前後を避けたとしても、完成後の実測等では、微少な振幅範囲での支持条件の差違や高欄等の付属物の影響で解析結果とは一致しない場合が多く、現実には多くの問題を残している。

1. 3 本研究の目的

以上のように、人間の振動感覚ならびに歩道橋の振動使用性に関する研究は数多くあり、それらの結果を踏まえた使用限界状態を考慮した設計基準も規定されるようになってきた。また、我が国の基準のように、もともと比較的規模の小さい横断歩道橋を対象にした基準であるにも関わらず、社会資本の充実にともなって盛んに建設されつつある

かなり規模の大きい歩道橋にも依然として用いられている例もある。限界状態設計法を取り入れているBS 5400あるいはOntario codeでも、恕限度と人間の振動感覚の関係が明確ではなく、またWheeler等が用いている恕限度においても、ある振動感覚（少し歩きにくい等）の閾値（反応が生起する確率が50%の値）をそのまま用いており、歩道橋の動的応答量がどの程度の人間の心理反応を引き起こすかは明示されていない。人間の心理反応と橋梁の動的応答の関係について、特に歩道橋あるいは道路橋の振動使用性判定に用いる目的でなされた研究は、著者の知る限りではBlanchardらの研究と小堀・梶川の研究のみである。

前述のとおり、一般に歩道橋の振動使用性とは、検討の対象となる歩道橋の立地条件や利用者数、あるいは利用者層等を考慮して柔軟に検討されるべき性格のものであり、盲目的に恕限度あるいは固有振動数の範囲を守ればよいというものではないと思われる。このような柔軟な検討を可能にするためには、振動恕限度、つまり構造物の許容最大動的応答量と人間の振動感覚の関係を、明確かつ理解しやすい形で示す必要があるであろう。

次に、歩道橋の動的応答特性に関して言及すれば、今日のコンピュータの飛躍的な性能向上により、解析そのものは容易に行えるようになり、また測定機器やデータ処理技術の進歩によって実橋の動的特性の把握も比較的簡単に行えるようになってきた。

しかしながら、現状ではその解析値と実測値は必ずしも一致せず、設計時における歩道橋の動特性の正確な把握は不十分と言わざるを得ない。その理由としては、前にも述べたとおり、歩道橋は道路橋に比して設計荷重が小さく主桁剛性が低いため、実橋での支点条件（可動支承が実際には動かない）や高欄、舗装等の影響による剛性の差違、あるいは歩行外力の相違が主な原因となっているものと思われる。

以上の観点より、本研究では、まず人体に対する強制加振実験を行って人間の振動に対する心理反応に関する基礎データを収集し、過去の研究との比較検討を実施して実験の妥当性等を検証する^{46~49)}。また、これらのデータに対してファジィ推論を用いて刺激に対する反応率が50%のみならず、それ以外の例えば25%あるいは60%といった感覚量について解析を行い^{50,51)}、三輪・米川あるいは小堀・梶川と同様な手法を用いて振動感覚の数量化を実施して振動刺激と感覚量の関係を明確で理解しやすい形で提示することを試みる。なお本研究では、‘少し振動を感じる’あるいは‘少し不快感を感じる’等の人間の反応を振動感覚と称し、これらの振動感覚における25%、50%といった反応の生起する確率を感覚量または評定率と呼ぶこととする。加えてこれらの結果から歩道橋の振動使用限界状態を検討し、設計時に使用性を判定するための振動許容量、すなわち振動恕限度の提案を行うことを目的とする。

次に、歩道橋の動的応答特性を設計時においてある程度正確に把握するために、札幌市内の歩道橋11橋に対して実橋振動実験を行い⁵²⁾、それらに対して固有振動解析、時刻歴応答解析、また人間の歩行外力の同定等を実施して両者を比較検討し、設計時における解析手法について言及する。

さらに、以上の結果から、具体的な人間の振動感覚に基づいた歩道橋の振動使用限界状態を考慮した歩道橋の使用性評価手法を提案するものである⁵³⁾。

1. 4 本研究の構成と概要

以上のように本研究は、人間の振動感覚実験に基づき、振動感覚を数量化することによって歩道橋の設計時に用いる振動許容量、すなわち振動限度を明らかにし、また、歩道橋の振動測定ならびに固有振動解析、時刻歴応答解析を通じて動的応答量の求め方に関する検討を実施する。さらに、これらの結果から、歩道橋の使用限界状態を考慮した合理的な振動使用性照査法を提案するものである。

本研究は、主に人間の振動感覚に関する第2章から第4章までと、歩道橋の動的応答特性について述べた第5章から第7章に大別される。以下に各章の概要を紹介する。

まず第2章では、人体に対する強制加振実験について述べる。振動感覚実験は3回にわたって行われ、第1回および第2回は機械式振動台を用い、第3回は実橋を強制加振することにより実施した。また、第1回実験終了後に被験者に対して歩道橋の振動に関する意識調査を行って、実験結果を評価する際の一助とした。得られた実験結果は、過去の代表的な研究と比較することにより、その妥当性を検討するとともに、本研究における傾向等の分析と評価を行っている。

第3章では、第2章で得られた実験結果を解析するためにファジィ推論を導入し、従来行われていなかった閾値以外の、反応が生起する確率が25%、75%といった感覚量に対する解析を実施した。本章ではまずファジィ理論とその適用方法について述べ、次に上記の実験結果に対し解析を加えた。さらに感覚量が25%から75%に至る分布域等に関し、人間の刺激に対する反応について考察を行った。

第4章は、第2章、第3章の結果を踏まえて、三輪らや小堀らの方法と同様な手法を用いて振動感覚の数量化を試みたものである。数量化のパラメータとして、"振動の大きさのレベル" VGLおよび"振動の心理的な大きさ" VGを導入し、第3章で得られた振動感覚と感覚量および振動速度との明確な関連づけを行った。さらに、解析結果から歩道橋の振動限度に関して得られた知見について述べる。

次に、第5章において、歩道橋の動的応答特性に関する調査、検討を行うために、札幌市内の歩道橋11橋に対して減衰自由振動実験ならびに人間1名の歩行あるいは走行による強制加振実験を実施した。具体的には、人間の跳躍による加振から得られた減衰自由振動波形より、1次および2次の固有振動数を明らかにし、また、1.5~4.0Hzならびに共振振動数で人間1名が歩行することによって歩道橋を強制加振して、橋上に設置した5基の加速度計より応答波形データを得た。これらのデータに対し、高速フーリエ変換、Half-power-method等を用いることによって、歩行振動数ごとの橋梁の卓越振動数や減衰定数の解析を行った。さらに、これらの結果から、歩道橋の動的応答特性に関して

考察を加えるものである。

第6章は、実験を実施した歩道橋に関して固有振動解析を行い、設計時に固有振動数を求める際の曲げ剛性の評価法に検討を加えたものである。前述のとおり、歩道橋は主桁の剛性が比較的小さく、高欄、舗装等の影響が無視できない。そこで、設計時の固有振動数を求める際に用いる曲げ剛性を算定するために、桁剛性、主桁の応力余裕等に関するいくつかの新たなパラメータを導入し、従来よりも正確に固有振動数が得られる曲げ剛性の推定法を提案する。

第7章においては、以上の各章の結果に基づき、限界状態設計法に準じた新たな歩道橋の振動使用性照査手法を提案するために、まず歩道橋の設計に際して、従来よりも正確に動的応答量を求めるための解析手法に関する検討を行った。時刻歴応答解析については、ニューマーク β 法による直接数値積分法を用い、梶川の歩行外力、Wheelerの歩行外力および本研究で提案する歩行外力による解析結果の精度、動的応答性状等について、第5章における実験結果との比較検討を行った。また、遺伝的アルゴリズムを用いることにより、実験結果に基づいた逆解析を行って歩行外力を同定し、上記の各歩行外力と比較することによりその妥当性等に関して考察を加えた。さらに、各章で得られた知見を総合的に検討し、照査を必要とする固有振動数の範囲、動的応答量の求め方、具体的な振動限度および合理的な使用限界状態を考慮した歩道橋の振動使用性照査手順等に関して、新たな提案を試みるものである。

最後に、第8章において、本研究によって得られた新たな知見について要約し、また今後の課題についても考察を加えるものである。

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) 西脇威夫：歩道橋における振動感覚の数量化と設計への応用，土木学会論文報告集，第257号，pp.1～12, 1977.
- 3) 日本道路協会：立体横断施設設置要領（案）横断歩道橋設計指針解説，丸善，1967.
- 4) 日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説，丸善，1979.
- 5) 田中信治・加藤雅史：設計時における歩道橋の振動使用性照査法，土木学会論文集，No.471/I-24, pp.77～84, 1993.
- 6) BSI：Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 2. Specification for Loads, 7.1.5 Vibration Serviceability, BS 5400, 1978.
- 7) 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，pp.40～45, 1985.
- 8) 田中良久：心理学的測定法，東京大学出版会，1971.
- 9) 梶川康男・加藤雅史：歩道橋の振動と使用性設計，振動制御コロキウム PART.B 講

- 演論文集, pp.9～14, 1991.
- 10) 田中信治：歩道橋の振動特性と使用性設計手法に関する研究, 名古屋大学学位論文, 1994.
 - 11) 三輪俊輔・米川善晴：振動の評価法 1 ～ 3, 日本音響学会誌, 27巻 1号, pp.11～20, pp.21～32, pp.33～39, 1971.
 - 12) Reiher, H. and Meister, F. J. : The Effect of Vibration and People (in German), Forschung auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, Vol. 2, No. 11, pp.381, 1931.
 - 13) Von Békésy, G : Akust. Z, 4 pp.360, 1936.
 - 14) Zeller, W. : Auto Techn. Z. 51 pp.95, 1949.
 - 15) Dieckmann, D. : Study of Influence of Vibration on Man, Ergonomics 1, 1958.
 - 16) ISO 2631 : Guide for the Evaluation on Human Exposure to Whole-Body Vibration, 1974.
 - 17) Jaklin, H. M. and Liddell, G. J. : Eng. Bull. Purdue Univ. Vol.17, No.3, 1933.
 - 18) Jaklin, H. M. : J. Soc. Auto Eng. 39, pp.401, 1936.
 - 19) Helberg, W. and Sperling, E. : Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 96, Jahrg. No. 12, pp.177, 1941.
 - 20) Janeway, R. N. : Passenger Vibration Limits, SAE Journal, Vol. 63, Aug., pp.48-49, 1948.
 - 21) Ojak, W. : Intern. Ship. Str. Congr. 1967.
 - 22) Goldman, D.E. : A Review of Subjective Responses to Vibration Motion of the Human Body in the Frequency Range 1 to 70 Cycles per Second, Naval Medical Research Institute Report NM-004-001, 1948.
 - 23) Volkov, A.M : П р о ф е с с и о н а л ь н ы е З а ъ о л е в а н и я ,3,9, 1958.
 - 24) Magid, E. and Coermann, R. : The Reaction of the Human Body to Extreme Vibration, Document #D3-3511-1 and #D3-3512-1, The Boeing Company, 1960.
 - 25) 小堀為雄・梶川康男：道路橋の振動とその振動感覚, 土木学会論文報告集, 第222号, pp.15～23, 1974.
 - 26) 小堀為雄・梶川康男：橋梁振動の人間工学的評価法, 土木学会論文報告集, 第230号, pp.23～31, 1974.
 - 27) 中谷和夫：講座心理学 2 計量心理学, 東京大学出版会, 1969.
 - 28) 松本嘉司・佐藤秀一・西岡隆・塩尻弘雄：歩行者の特性を考慮した歩道橋の動的設計に関する研究, 土木学会論文集, 第205号, pp.63～70, 1972.
 - 29) 松崎恵一・西岡隆・松本嘉司：歩道橋に取り付けた吸振器の効果について, 土木学会論文集, 第261号, pp.129～131, 1977.
 - 30) 牛尾正之・南条正洋：歩道橋の振動に関する諸問題, 日立造船技報, 33巻 3号, pp.28～33, 1972
 - 31) 西村昭・佐々木茂範・牛尾正之：梅新歩道橋の振動実験, 橋梁と基礎, Vol.5, No.8, pp.16～20, 1971.

- 32) Nishiwaki, T. and Hoshiya, M. : Quantitative Analysis of Psychologigival Response Against Vibration in Bridge Design, Symposium of IABSE., Dresden, pp.143～148, 1975.
- 33) 星谷勝・中根健一：橋の振動による心理反応の理論解析，土木学会論文報告集，第246号，pp.1～8, 1976.
- 34) 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.
- 35) 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.36A, pp.685～695, 1990.
- 36) Wheeler, J. E. : Prediction and Control of Pedestrian-Induced Vibration in Footbridges, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.108, No. ST9, pp.2045～2065, 1982.
- 37) 田中信治・加藤雅史：歩道橋の振動測定と数値解析による検討，第2回橋梁振動に関するコロキウム論文報告集，pp.159～166, 1989.
- 38) 田中信治・加藤雅史：歩道橋の固有振動数の測定と解析による検討，構造工学論文集，Vol.36A, pp.671～678, 1990.
- 39) 田中信治・加藤雅史・鈴木森晶：河川歩道橋の設計と実測に基づく振動特性の検討，構造工学論文集，Vol.37A, pp.929～936, 1991.
- 40) 田中信治・加藤雅史・鈴木森晶：支間40mを超える歩道橋の実振動特性，構造工学論文集，Vol.38A, pp.773～780, 1992.
- 41) 加藤雅史・田中信治・鈴木森晶・高寺伸明：桁形式の歩道橋の減衰定数測定結果，土木学会第47回年次学術講演会講演概要集，第I部，pp.472～473, 1992.
- 42) 田中信治・加藤雅史：桁形式歩道橋の設計時振動使用性照査手法の提案，構造工学論文集，Vol.40A, pp.693～702, 1994.
- 43) 田中信治・加藤雅史：歩道橋設計時における振動使用性のチェック方法，橋梁と基礎，Vol.29, No.11, pp.29～33, 1995.
- 44) 田中信治：歩道橋の振動使用性，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART A, pp.55～60, 1995.
- 45) Blanchard, J., Davis, B. L. and Smith, J. W. : Design Criteria and Analysis for Dynamic Loading of Foot-bridges, Proc. of Symposium of Dynamic Behavior of Bridges, Supplementary Report 27, UK TRRL, pp.90～106, 1977.
- 46) 小幡卓司・林川俊郎・佐藤浩一：歩道橋の通行時における振動感覚について，構造工学論文集，Vol.40A, pp.685～692, 1994.
- 47) Obata, T., Hayashikawa, T. and Sato, K. : Experimental and Analytical Study of Human Vibration Sensibility on Pedestrian Bridges, Proceedings of the Fifth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, pp.1225～1230, 1995.
- 48) 小幡卓司・窪田公二・林川俊郎・佐藤浩一：歩道橋の使用限界状態に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.41A, pp.669～676, 1995.
- 49) 小幡卓司・林川俊郎・佐藤浩一：歩道橋の振動使用限界状態と設計への適用に関する

- る一考察，土木学会北海道支部論文報告集，第52号(A)，pp.380～385, 1996.
- 50) 小幡卓司・林川俊郎・桑島正樹：歩道橋の振動使用性に関する一考察，構造工学論文集，Vol. 39A, pp.793～799, 1993.
- 51) Obata, T., Hayashikawa, T. and Kuwajima, M. : Human Vibration Sensibility Analysis by Means of Fuzzy Reasoning, Proceedings of the Fourth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, pp.1037～1042, 1993.
- 52) 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.294～299, 1995.
- 53) 小幡卓司・林川俊郎・佐藤浩一：人間の振動感覚に基づいた歩道橋の使用限界状態に関する研究，土木学会論文集，No.537/I-35, pp.217～231, 1996.

第2章 人間の振動感覚実験

2. 1 概 説

本章では、人間の振動に対する心理反応を明らかにするために3回にわたって実施した、人体に対する強制加振実験について述べる。

まず、第1回実験は、人間の振動刺激に対する反応を比較的広い範囲で捉えることを目的として、振動数 0.58Hz～11.5Hz、振幅 0.5mm～5.0mm の範囲について、全 34 ケースの振動刺激を設定して実験を行った^{1)～3)}。実験回数は、ある 1 つの振動刺激について、15 名の被験者に対してランダムに複数回実験を反復し、約 50 個の測定データを得た。また、第1回実験終了後に、被験者に対して橋梁の振動に関する意識調査を実施し、実験結果の分析と評価に対する一助とした。

第2回目の振動感覚実験では、第1回目の実験結果を踏まえ歩道橋の使用性判定に用いることを考慮して、振動速度の実効値で $V_{RMS}=0.42\text{cm/sec} \sim 1.13\text{cm/sec}$ ($V_{MAX}=0.6\text{cm/sec} \sim 1.6\text{cm/sec}$) の範囲で、振幅および振動数の組み合わせ 27 ケースに対し、合計 702 回の実験を行った^{4),5)}。実験方法は基本的には第1回目と同様であるが、第1回実験終了後に行った歩道橋の振動に関する意識調査等を参考にして、カテゴリー選択肢や被験者等に関していくつかの改良を行っている。

さらに、第3回実験は上記の2回の実験結果を実橋において検証するため、実際に歩道橋を人力加振によって振動させ、橋上を歩行する被験者の振動感覚に関してアンケート調査を行うと同時に、その際の応答加速度を測定し、歩道橋の振動使用限界状態の評価についての基礎的データを得た^{6)～9)}。実験は、被験者 6 名に対して 7 ケースの加振振動数を設定し、各振動数における振動速度実効値を算出することによって、前2回の実験結果と比較検討を実施した。なお、カテゴリー選択肢は第2回実験と同様なものを用いている。

以上より本章では、2. 2 節において実験手法について述べ、2. 3～2. 5 で第1回～第3回の実験内容およびその結果について、過去の研究との比較等を交えながら本研究における実験の妥当性、あるいは得られたデータの特性等について分析、考察を加える。また2. 6 節においては本章で得られた知見をまとめるものである。

2. 2 実 験 方 法

第1、2回の人間の振動感覚実験は、図-2.1 に示すような歩道橋を想定した、両端にヒンジ支承を有する橋長 $L=12\text{m}$ の機械式鉛直振動台を製作し、所定の振幅および振動

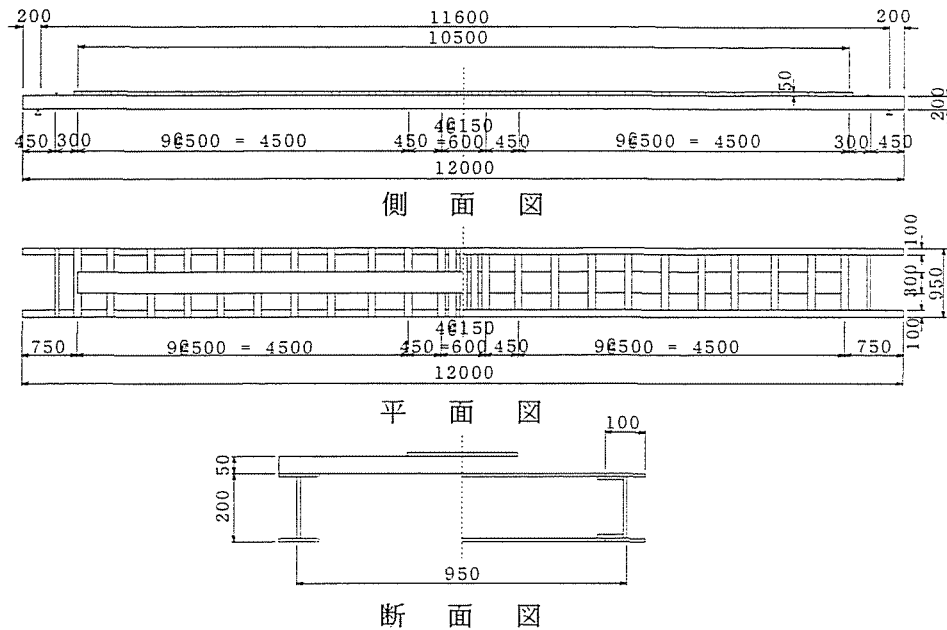


図-2.1 鉛直振動台一般図

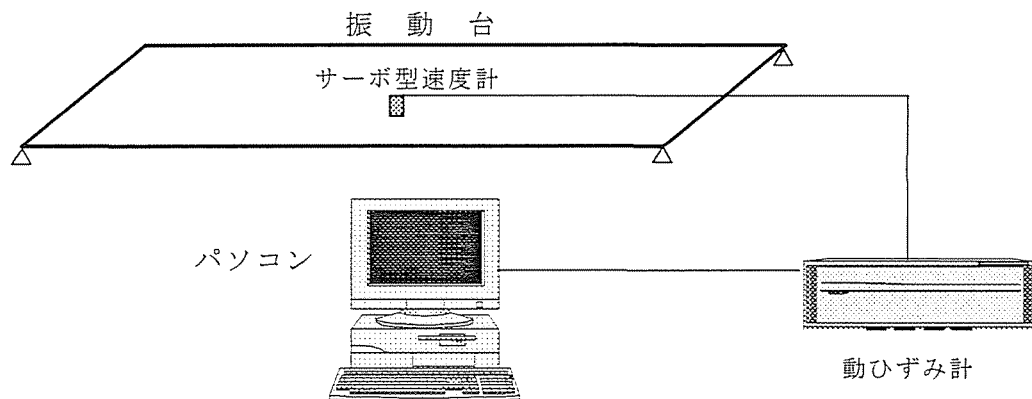


図-2.2 振動波形・振動数計測システム図

数で加振して振動台上を歩行する被験者に対し、振動感覚アンケート調査を実施することにより行った^{1~4, 6, 9)}。加振方法は、桁の支間中央部に接続したクランクをモーターにより駆動して正弦波を発生させ、所定の振幅、振動数を得ている。振幅制御はクランク軸の偏心量を変化させることにより、支間中央で 0.5mm、1.0mm、1.5mm、2.0mm、3.0mm、4.0mm、5.0mm の 7 ケースの振幅を発生することができる。振動数制御はベルトとプーリーを用いた変速機に加え、抵抗器による電圧調整を行うことにより、約 0.5Hz～約 12Hz まで無段階に制御することが可能である。振動波形およびその振動数については、図-2.2 に示すように、桁上にサーボ型速度計を設置し、動ひずみ計および A/D 変換ボードを介してパソコンにデジタルデータとして入力し、また同時に FFT 解析を実施して実験中常時監視することにより、人間の歩行による振動数への影響を極力排除するよう努めた。アンケート調査方法に関しては、計量心理学における系列カテゴリー法を採用した^{10, 11)}。系列カテゴリー法とは、被験者に対してあらかじめ用意された数段階に順序づけされた

カテゴリーの中から、ある刺激がどれに該当するかを評定させる手法である。

具体的な実験手法は、実際の歩道橋上を歩行する場合により等しい状況を設定するため、上記の振動台を屋外に設置し、所定の振幅および振動数の組み合わせでランダムに加振して被験者を1名ずつ歩行させ、その際の振動がどの程度であることをあらかじめ提示された振動感覚カテゴリーの中から選択し、記録用紙に記入することとした。歩行方法は基本的には被験者各自の通常のペースとし、その歩行周期が2 Hz 前後と大きく異なる場合には個別に指導を行うこととした。また、被験者に対しては実験前にミーティングを行い実験の目的、実験方法等について十分な説明を加えて趣旨の徹底を図った。さらに、被験者各人のカテゴリー判断について相互に影響を与えないよう、カテゴリー選択に関して被験者同士が相談等を行うことを禁止し、また、振動に関する情報はいっさい与えないこととした。加えて、事前に予備実験を行って、振動台の地上高(約1.0m)や歩み版の幅員(約30cm)等が被験者のカテゴリー判断に心理的影響を与えないことを確認し、合わせて実験そのものの安全性も十分であることを判定した。写真-2.1 に実験風景を、写真-2.2 に加振装置を示す。

次に、第3回目の実験は、前述のとおり実橋において振動感覚実験を行ったものである。実験は、人間1名の歩行により歩道橋を強制加振し^{5,7)}、その際に歩道橋上を歩行する被験者に対しアンケート調査を実施することにより実施した^{8,9)}。実験対象の歩道橋は、支間長29.3m 幅員1.5mの一般的な横断歩道橋である。体感実験に先立ち減衰自由振動を測定し、1次固有振動数2.44Hz、2次固有振動数8.55Hzを得た。アンケート調査に関しては第2回実験と同様な方法を用いている。加振方法は、1名の歩行者が所定の周期に設定された発振音に歩調を合わせて歩行し、歩道橋に強制外力を与えることにより行った。振動波形の測定については、歩道橋の支間を6分割して支点上を除いた5点に加速度ピックアップを設置して直接パソコンにデータを記録し、同時にFFT解析を実施して各ケースにおける卓越振動数を求めた。写真-2.3 に実験対象の歩道橋を、写真-2.4 に実験風景を示す。





写真-2.2 加振装置



写真-2.3 豊水歩道橋



写真-2.4 実験風景

2. 3 第1回実験（振動刺激と反応に関する実験）

2. 3. 1 実験概要

前述のとおり、第1回目の実験は、人間の振動刺激に対する反応を比較的広い範囲で捉えることを目的として、振動数 0.58Hz～11.5Hz、振幅 0.5mm～5.0mm の範囲について、全 34 ケースの振動刺激を設定して実験を実施した^{1)～3)}。表-2.1 に第1回実験で用いた振幅と振動数の組み合わせを示す。

被験者は当研究室に所属する職員および学生に依頼し、年齢は大半が 22～25 歳、30 代と 40 代がそれぞれ 1 名ずつであり、性別は全員が男性である。実験回数については、ある 1 つの振動刺激について、15 名の被験者に対してランダムに複数回行うことにより、各 51 回の測定を行った。総実験回数としてはおよそ 1700 回である。被験者には表-2.2 のような振動感覚カテゴリーを提示し、付加された振動刺激に対して最も近い感覚を記録することとした。被験者に対する刺激の暴露時間については、本実験手法では桁振動によって振動刺激を与えるため、他の研究に比して刺激の総量（積分値）は小さいが、その振動刺激は歩道橋に限らず人間が日常生活において受ける刺激に極めて近いいため、特に補正は行なっていない。

表-2.1 実験ケース（第1回実験）

振幅(mm)	振 動 数 (Hz)
0.5	0.78,1.17,1.95,3.52,6.45,11.5
1.0	0.78,1.17,1.95,3.52,6.25,11.3
1.5	0.78,1.37,2.50,4.49,7.81
2.0	0.58,1.17,1.95,3.91
3.0	0.78,1.37,2.34,4.29,7.62
4.0	0.58,0.98,3.32,5.86
5.0	0.78,1.56,2.73,4.88

表-2.2 振動感覚カテゴリー

No.	振動感覚のカテゴリー
①	振動を感じない
②	少し振動を感じる
③	明らかに振動を感じる
④	少し不快感を感じる
⑤	大いに不快感を感じる

2. 3. 2 実験結果ならびにその考察

実験結果は、各振動刺激に対して被験者がどのカテゴリーを選択したか表-2.3 のような度数分布を作成し、各カテゴリーにおける百分率を計算してその値を各刺激に対する評価値とした。一般に人間の振動感覚における刺激と感覚の関係は対数関係にあると言われている¹²⁾。したがって上記で得られた各カテゴリーの評価値を両対数グラフ上に展開し、比例配分によって、閾値である 50% の評価値を算出した。さらに 50% 値から最小 2 乗法を用いて、各カテゴリーにおける閾値の等値線を得た。それらの結果を図-2.3 に示す。また、図-2.4 は、本研究の” 明らかに振動を感じる ” および ” 少し不快である ” 場合の閾値と他の代表的な研究による閾値または忍限度の比較図である。

表-2.3 実験結果集計表

振 幅 振 動 数	0.5										1.0					1.5				
	0.78	1.17	1.95	3.52	6.45	11.5	0.78	1.17	1.95	3.52	6.25	11.3	0.78	1.37	2.50	4.49	7.81			
カテゴリ-1	46	49	37	5	1	0	48	32	5	0	0	0	49	30	1	0	1			
カテゴリ-2	5	2	14	38	18	0	3	19	31	1	0	0	2	19	3	1	0			
カテゴリ-3	0	0	0	8	28	12	0	0	15	31	12	0	0	2	2	32	4			
カテゴリ-4	0	0	0	0	4	24	0	0	0	17	26	5	0	0	0	14	29			
カテゴリ-5	0	0	0	0	0	15	0	0	0	2	13	46	0	0	0	4	17			
評定率 2	9.8	3.9	27.5	90.2	98.0	100.	5.9	37.3	90.2	100.	100.	100.	3.9	41.2	83.3	100.	98.0			
評定率 3	0.0	0.0	0.0	15.6	62.7	100.	0.0	0.0	29.4	98.0	100.	100.	0.0	3.9	33.0	98.0	98.0			
評定率 4	0.0	0.0	0.0	0.0	7.8	76.5	0.0	0.0	0.0	37.3	76.4	100.	0.0	0.0	0.0	35.3	90.2			
評定率 5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	29.4	0.0	0.0	0.0	3.9	25.5	90.2	0.0	0.0	0.0	7.8	33.3			
振 幅 振 動 数	2.0					3.0					4.0					5.0				
	0.58	1.17	1.95	3.91	0.78	1.37	2.34	4.29	7.62	0.58	0.98	1.32	5.86	0.78	1.56	2.73	4.88			
カテゴリ-1	41	19	2	0	26	3	0	0	0	27	9	0	0	9	0	0	0			
カテゴリ-2	10	26	22	1	22	18	2	0	0	14	26	0	0	28	4	1	0			
カテゴリ-3	0	6	21	16	1	18	28	4	0	0	16	7	0	13	32	8	0			
カテゴリ-4	0	0	6	24	2	3	15	23	1	0	0	31	5	0	13	24	4			
カテゴリ-5	0	0	0	10	0	1	6	24	50	0	0	13	46	1	2	18	47			
評定率 2	19.6	62.7	96.1	100.	49.0	94.1	100.	100.	100.	27.5	82.4	100.	100.	82.4	100.	100.	100.			
評定率 3	0.0	11.7	52.9	98.0	5.9	43.1	96.0	100.	100.	0.0	31.4	100.	100.	27.5	92.2	98.0	100.			
評定率 4	0.0	0.0	11.8	66.7	3.9	7.8	41.2	92.2	100.	0.0	0.0	86.3	100.	2.0	29.4	82.4	100.			
評定率 5	0.0	0.0	0.0	19.6	0.0	2.0	11.8	47.1	98.0	0.0	0.0	25.5	90.2	2.0	3.9	35.3	92.2			

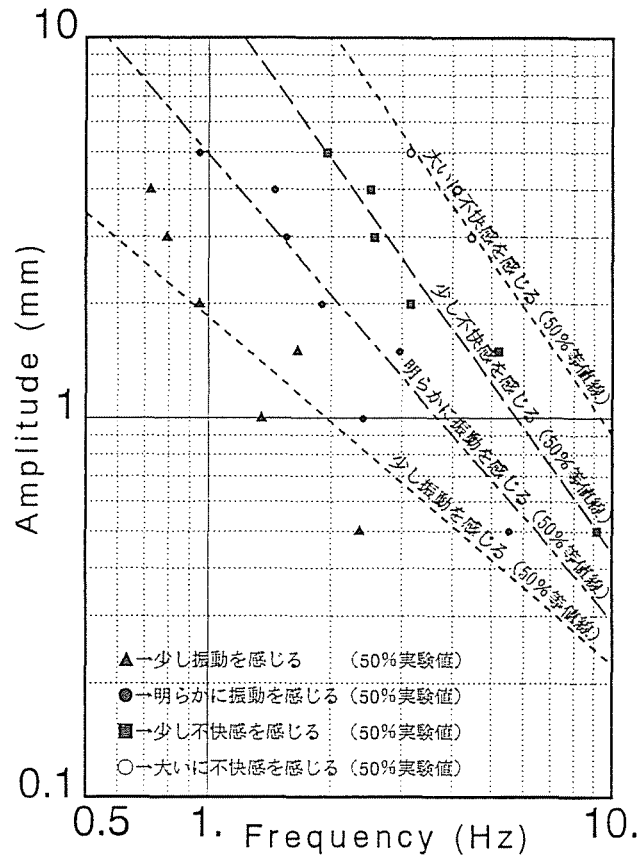


図-2.3 50% 等 値 線

小堀・梶川の研究^{12, 13)}によれば、振動の刺激 S として次の関係式を与えている。

$$S = a\omega^m \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

ここで、 a : 振動の変位振幅 (片振幅) ω : 円振動数

m : 実験で求められる定数

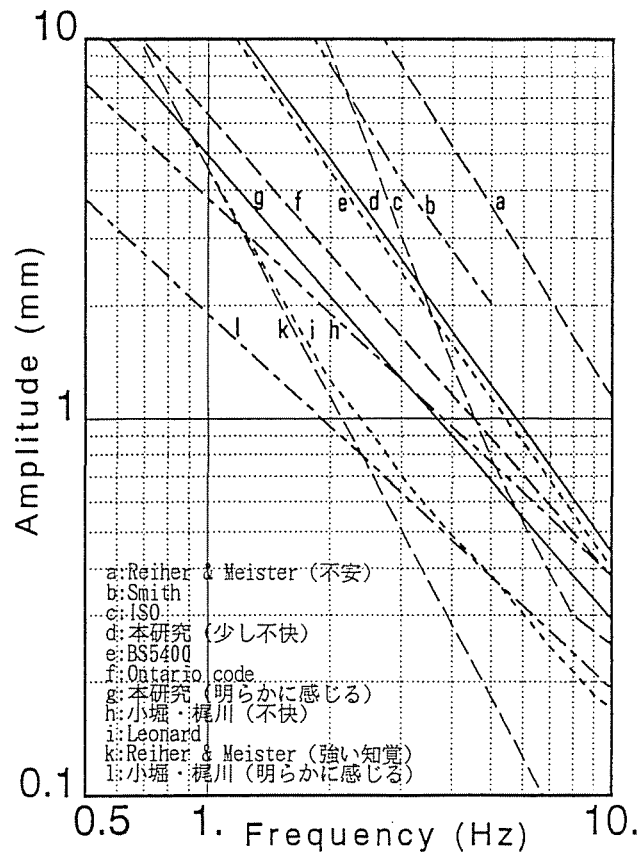


図-2.4 主な研究との比較

また、Fechner の法則から、感覚量 R と刺激量 S の関係は、

$$R = k \log_{10} S \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

ここで、 $k : k = C \log_e 10$ 、 C は定数

式 (2.1) を式 (2.2) に代入し、刺激閾 S_0 を単位に考えると、

$$R = k \log_{10} (a \omega^m / S_0) \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

さらに式 (2.3) を変形すると以下のような、振幅と振動数の関係式が得られる。

$$\log_{10} a = -m \log_{10} \omega + B \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

ここで、 $B : B = R/k + \log_{10} S_0$

したがって図-2.3 の等値線の勾配が式 (2.4) の係数 m によって与えられることがわかる。表-2.4 に本研究で得られた m および B の値と小堀・梶川の実験で得られた値を示す。

まず、表-2.4 に着目すると、本実験結果は”少し振動を感じる”場合をのぞき小堀・梶川の弛緩した立位の実験結果に近いことがわかる。加えて、一般的に振動刺激が増大

すると m が大きくなり等値線の勾配が急になると言われており¹²⁾、この傾向とも一致する。”少し振動を感じる”場合については、まず振動刺激が他のカテゴリーに比較して小さいため得られた結果のバラツキが大きく、測定点数も少ないこと、また、一般に刺激が小さい場合は被験者の振動に対する期待感（そろそろ

感じるのではないかという感情）が大きく、この期待感がしばしば振動感覚を支配する要因となること¹⁴⁾、さらに最小2乗法を用いているため、データのバラツキによって結果が大きく変化しやすいことなどが原因として考えられる。特に、最小2乗法に関しては、他のデータと比較して特異点となるとと思われるデータを除外して計算を行うと、 m は約 1.0 程度に収束することを確認した。

次に、図-2.4に着目すると、本研究で得られた閾値は、過去の研究^{12, 13, 15~18)}と比較して、振動刺激に対する反応が、若干鈍重な結果となっている。これは、桁振動によって被験者に振動刺激を与えるため、桁端部付近では刺激量が小さく、桁中央部付近でのみ所定の刺激量となることに加え、被験者のほぼ全員が男子大学生で体力的に優れており、さらに全員が橋梁工学を専攻しているため、橋梁振動に対して予備知識があることなどが原因として考えられる。しかしながら、今回の実験方法は、現実には歩行者が歩道橋通過時に受ける振動刺激に極めて近く、また、”少し不快である”場合の閾値が全体の中程度であることを考慮すると本研究の実験結果はほぼ妥当であると思われる。

表-2.4 係数比較表

	本 研 究		小堀・梶川	
	m	B	m (立位)	m (歩行位)
少し感じる	1.3478	1.4066	1.0	約 1.0
明らかに感じる	1.2306	1.6775	1.0	
少し不快である	1.4862	2.3160	1.4	
大いに不快である	1.5167	2.6832	1.6	

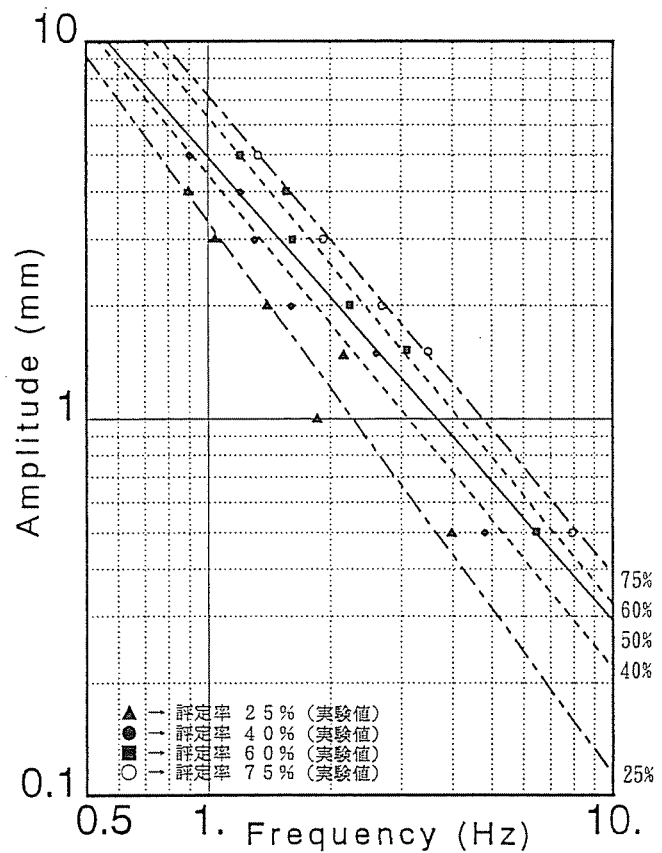


図-2.5 25%～75%の等値線（最小2乗法）

以上の結果を踏まえて、本研究では閾値以外の感覚量、すなわち反応が生起する確率が25%、40%、60%および75%となる評定値を50%値の場合と同様の手法を用いて求めることを試みた。しかしながら、各カテゴリーともデータのバラツキが大きく、最小2乗法を用いた場合、各等値線が交差する現象がしばしば発生し、理論的には不十分な結果しか得られないことが判明した。図-2.5は最小2乗法で唯一得られた、“明らかに振動を感じる”場合の25%~75%の等値線である。図-2.5から、各等値線は比較的狭い帯域に分布する傾向を持つことがわかる。

2. 3. 3 橋梁の振動に関する意識調査

第1回実験では被験者層に関して、その所属、年齢等にやや偏りが認められるため、実験結果の傾向を分析する際の検討材料を得る目的で実験終了後に被験者に対して橋梁の振動に関する意識調査を行った^{1,2)}。表-2.5に意識調査アンケート用紙を示す。また表-2.6は、その集計結果である。

表-2.6に着目すると、日常生活において大部分の者が橋の揺れを感じているが(15名中13名)、そのうちの多くは橋の揺れに対して「特に気にならないので揺れてもかまわない」(10名)と答え、「気持ちの良いものではないので揺れない方がよい」と答えた者は4名にとどまった。一般的には、橋梁の振動によって安全性が損なわれることに対する漠然とした不安感が、人間の心理反応に大きな影響を及ぼすものであると考えられる。前述のとおり、被験者は全員が橋梁工学を専攻しており、多少の振動によって橋梁自体の安全性が損なわれる可能性がほとんど無いことを十分に理解しているため、被験者において、橋が揺れることによって危険性や不安感等が生じる可能性がほとんど無いだろうことが容易に推定できる。このことは、本研究が全体にやや鈍い反応を示している根拠となる結果であろう。

カテゴリーの判断基準に関しては、‘少し感じる’場合が最も個人差が認められる。すなわち、比較的確信をもって揺れを認識した場合に答える人と、漠然と異常を感じたときに、‘少し感じる’と答えるグループにある程度明確に分類できると思われる。極端に言えば、‘ある程度確信を持って揺れを判断する場合は、振動を認識するという意味において明らかに感じていると判断することもできる。よって、実験結果に差異が生じやすいものと考えられる。また、‘少し歩きにくい’の評価基準については、ほとんど全員が不快感を伴わないと答え、‘大変歩きにくい’場合において、大部分が表現はまちまちではあるが不快感、不安感を生じると述べている。このことは、アンケート調査あるいは使用性評価の際に、十分な注意が必要である結果と思われる。

また、どのような揺れを不快と感じるかという質問には「船に乗っている時のように、大きな振幅でゆったり揺れるもの」を上げる声や、「脚に震えが来るような速い揺れの方が好ましくない」と答える者など、様々な意見があった。しかしながら、このような意識の違いは各刺激のカテゴリー判断には明確な違いとして現れず、刺激の弁別や不快かどうかの判断に関してはほぼ同等の評価基準を持っていると思われ、今回の実験結果

表-2.5 意識調査アンケート項目

- 問1：あなたは橋を渡っている時に、揺れているのを感じたことがありますか。
- 問2：そのような橋をどう思いますか。
1. 気持ちのよいものではないので、できるだけ揺れないほうがよい。
 2. 特に気にならないので、揺れてもかまわない。
- 問3：実験では、実際に橋を渡っていることをイメージして評価をしましたか。
1. Yes それはどんな橋ですか。
 2. No 橋をイメージしていたら評価は違っていたと思いますか。
違っていてもしたら、どのように違っていたと思いますか。
- 問4：それぞれの評価をどのような基準で行いましたか。
- ・少し感じる ・明らかに感じる ・少し歩きづらい ・大変歩きづらい
- 問5：明らかに感じたとき不快感はなかったのですか。
- 問6：「歩きづらい」という言葉をどのようにとらえましたか。
- 問7：不快というのは、どのような感じですか。
- 問8：あなたが渡っている時に揺れたらイヤだなと思う橋はどのような橋ですか。

表-2.6 意識調査集計結果

- 問1：橋の揺れを感じたことの有無 1. Yes 13名 2. No 2名
- 問2：そのような橋に対する見解
1. 揺れない方がよい 4名
 2. 揺れてもかまわない 10名 (無回答1名)
- 問3：橋をイメージして評価を行ったことの有無 1. Yes 11名 2. No 4名
- 問5：明らかに感じた際の、不快感の有無
1. 不快感あり 3名
 2. 不快感なし 10名
 3. 有る時と無い時がある 1名 (無回答1名)

は、被験者のカテゴリー判断基準の保持に関して十分信頼できるものであると判断できる。

これらの結果を次回の実験における、例えば振動感覚カテゴリー選択肢等に反映させて、より有効なデータを得ることを試みた。

2. 4 第2回実験（振動使用限界状態に関する実験）

2. 4. 1 実験概要

以上のように、第1回目の実験結果および橋梁振動に関する意識調査を参考にして、若干の改良を加えて2回目の実験を実施した。

実験手法は基本的には第1回と同様であるが、今回の実験では、歩道橋の使用限界状態について詳細な検討を加えるため、振動速度の実効値で $V_{RMS}=0.42\text{cm/sec}$ (最大値で $V_{MAX}=0.6\text{cm/sec}$)、 0.57cm/sec (0.8cm/sec)、 0.7cm/sec (1.0cm/sec)、 0.85cm/sec (1.2cm/sec)、 0.99cm/sec (1.4cm/sec)、 1.13cm/sec (1.6cm/sec) の比較的振動刺激の小さい6ケースについて、振動台上を歩行する被験者に対し振動感覚および歩道橋としての適、不適を判定するアンケート調査を実施した^{4,5)}。なお、本論文では特に断らない限り振動速度の値は実効値で表現することとする。振幅および振動数の組み合わせは表-2.7に示すような27

表-2.7 実験ケース（第2回実験）

V_{RMS} (V_{MAX})		0.42cm/sec (0.60)	0.57cm/sec (0.80)	0.71cm/sec (1.00)	0.85cm/sec (1.20)	0.99cm/sec (1.40)	1.13cm/sec (1.60)
振 幅	0.5mm	1.91Hz	2.55Hz	3.18Hz	3.82Hz	4.46Hz	5.09Hz
	1.0mm	0.95Hz	1.28Hz	1.59Hz	1.91Hz	2.23Hz	2.55Hz
	1.5mm	0.64Hz	0.85Hz	1.06Hz	1.27Hz	1.49Hz	1.70Hz
	2.0mm	—	0.64Hz	0.80Hz	0.96Hz	1.12Hz	1.27Hz
	3.0mm	—	—	0.53Hz	0.64Hz	0.74Hz	0.85Hz

表-2.8 カテゴリー選択肢

この橋を毎日渡るとき
○ 歩道橋として適当である。 —その理由として— ① 振動を感じない。 ② 多少振動を感じる程度である。 ③ 明らかに振動を感じるが、特に問題ない程度である。 ○ 歩道橋として不適当である。 —その理由として— ④ 不快感、不安感を感じないが、歩きづらい。 ⑤ 大きく振動を感じ、不快感、不安感を感じる。 ⑥ 歩道橋の振動としては、信じられないほど大きい。

ケースである。アンケート調査方法については前回同様、計量心理学における系列カテゴリ法を採用したが、今回は同時に歩道橋として適当であるかを判定し、その理由として振動感覚のカテゴリを選択する手法を用いている。表-2.8 に第2回実験で用いたカテゴリ選択肢を示す。

なお、前回の実験における橋梁の振動に関する意識調査から "歩きにくい" 場合と "不快感を感じる" 場合のカテゴリ判断基準に有意な差が生じる傾向が認められたため、第2回目は両者を厳密に区別し "不快感、不安感を感じないが歩きにくい" と "大きく振動を感じ、不快感、不安感を感じる" の2つのカテゴリを用意した。

また、被験者の振動刺激に対する慣れや、カテゴリ判断基準の変化等の影響を極力排除するため、ある振動刺激に対してそれぞれ1回のみ実験を実施することとし、よって実験回数は延べ26名に対し、全27ケースについてそれぞれ1回ずつ合計702回である。振動速度別の実験回数では、振動速度 0.42cm/sec の場合 78 回、0.57cm/sec の場合 104 回、0.71cm/sec 以上ではそれぞれ 130 回となる。また被験者については、前回実験において、橋梁振動についての予備知識が実験結果に影響を与える傾向が認められたため、本実験では土木工学についてほとんど予備知識を持たない北海道大学教養部、ならびに水産学部2年生に依頼した。年齢については全員が 20 歳前後であり、また性別は1名を除いて男性である。さらに、被験者に対する刺激の暴露時間については、前回同様特に補正は行わないこととした。実験は3回に分割して行われ、それぞれの被験者は1回目10名、2回目6名、3回目10名である。

2. 4. 2 実験結果ならびにその考察

実験結果は、被験者がそれぞれの振動刺激に対してどの振動感覚カテゴリを選択したか表-2.9 のような度数分布表を作成し、これに基づいて各振動速度におけるそれぞれの振動感覚に対する百分率を算出し、その値を振動感覚における感覚量とした。表-2.10 にその結果を示す。なお実験結果からは、カテゴリ⑤以上を選択したケースは比較的少なく、カテゴリ⑥については全実験ケースにおいてわずかに1回のみである。よって、カテゴリ⑤以上は、"歩道橋として不適当" な場合の特別なケースと考え、表-2.10 では4種類のカテゴリに整理して表現することとした。

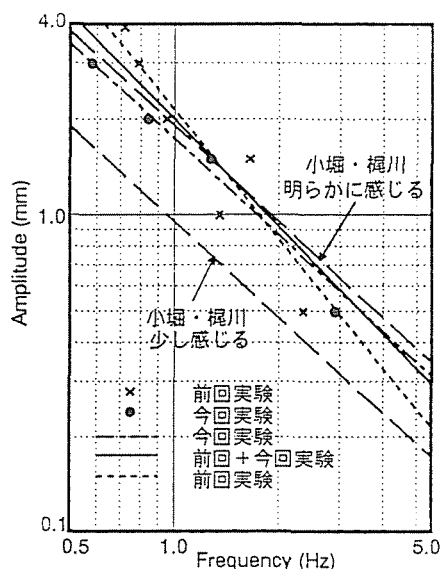
表-2.9 および表-2.10 に着目すると、振幅 1.0mm の場合が他の振幅に比較して高い反応を示していることがわかる。したがって、振幅 1.0mm の場合については別途考察を加え、閾値等の等値線の算出には除外して考えることとする。これらの結果から、"少し振動を感じる" および "明らかに振動を感じる" 場合の百分率を両対数グラフ上に展開し、比例配分によって 25%、40%、50%、60%、75% の感覚量を得た。また、これらの感覚量に対して最小2乗法を適用することにより、それぞれの等値線を算出した。なお、等値線の算出に関しては、参考のため前回の実験結果を加味した計算も合わせて行った。図-2.6 (a),(b) に "少し振動を感じる" および "明らかに振動を感じる" 場合の閾値の比較図を示す。

表-2.9 実験結果 (単位:人) カテゴリー

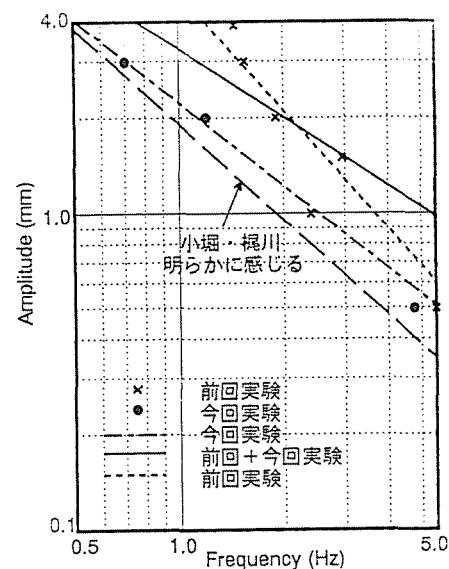
V_{RMS} (V_{MAX})	①		②		③		④		⑤		⑥	
V_{RMS} (V_{MAX})	0.42 cm/s (0.6)		0.57 cm/s (0.8)		0.71 cm/s (1.0)		0.85 cm/s (1.2)		0.99 cm/s (1.4)		1.13 cm/s (1.6)	
0.5 mm	17	0	17	1	10	0	8	2	7	4	2	4
	8	0	8	0	9	0	12	0	7	1	10	3
	1	0	0	0	7	0	4	0	7	0	7	0
	1.91 Hz		2.55 Hz		3.18 Hz		3.82 Hz		4.46 Hz		5.09 Hz	
1.0 mm	11	0	5	1	4	5	1	8	3	10	2	12
	11	0	11	1	11	1	5	2	1	7	0	10
	4	0	8	0	5	0	10	0	4	1	2	0
	0.95 Hz		1.28 Hz		1.59 Hz		1.91 Hz		2.23 Hz		2.55 Hz	
1.5 mm	20	0	18	0	16	1	13	1	12	1	12	5
	4	1	6	1	6	1	8	0	7	1	8	0
	1	0	1	0	2	0	4	0	5	0	1	0
	0.64 Hz		0.85 Hz		1.06 Hz		1.27 Hz		1.49 Hz		1.70 Hz	
2.0 mm	—	—	20	1	15	1	8	0	8	5	5	6
	—	—	4	0	6	0	13	1	9	0	3	3
	—	—	1	0	4	0	4	0	4	0	9	0
	0.48 Hz		0.64 Hz		0.80 Hz		0.96 Hz		1.12 Hz		1.27 Hz	
3.0 mm	—	—	—	—	17	1	8	3	2	4	2	8
	—	—	—	—	7	0	10	0	8	2	7	2
	—	—	—	—	1	0	5	0	10	0	7	0
	0.32 Hz		0.42 Hz		0.53 Hz		0.64 Hz		0.74 Hz		0.85 Hz	
小計	77	1	99	5	120	10	113	17	94	36	77	53
合計	78		104		130		130		130		130	

表-2.10 感覚量集計表 (単位: %)

V_{RMS} (cm/s) (V_{MAX})		0.42 (0.60)	0.57 (0.80)	0.71 (1.00)	0.85 (1.20)	0.99 (1.40)	1.13 (1.60)
全	少し感じる	38.5	42.3	52.3	70.8	75.4	82.3
	明らかに感じる	9.0	14.4	22.3	33.8	50.8	60.8
	不適当である	1.3	4.8	7.7	13.1	27.7	40.8
部	不快である	1.3	1.9	1.5	2.3	9.2	13.8
	少し感じる	28.8	29.5	44.2	64.4	72.1	79.8
	明らかに感じる	5.8	6.4	17.3	23.1	42.3	52.9
除	不適当である	1.9	3.8	3.8	6.7	17.3	29.8
	不快である	1.9	1.3	1.0	1.0	3.8	7.7
	少し感じる	57.7	80.8	84.6	96.2	88.5	92.3
の	明らかに感じる	15.4	38.5	42.3	76.9	84.6	92.3
	不適当である	0.0	7.7	23.1	38.5	69.2	84.6
	不快である	0.0	3.8	3.8	7.7	30.8	38.5



(a) 少し振動を感じる



(b) 明らかに振動を感じる

図-2.6 閾値比較図

表-2.11 係 数 比 較 表

	少 し 振 動 を 感 じ る			
	前 回 実 験	今 回 実 験	今 回 + 前 回	小 堀 , 梶 川 (歩 行 位)
25%	1.0948	—	1.0394	—
40%	1.8477	1.1092	1.2561	—
50%	1.3478 (0.9174)	1.0035	1.1182	1.0
60%	1.6632	1.0720	1.0098	—
75%	1.5299	0.8440	0.8917	—
	明 ら か に 振 動 を 感 じ る			
	前 回 実 験	今 回 実 験	今 回 + 前 回	小 堀 , 梶 川 (歩 行 位)
25%	1.4643	0.9010	0.8330	—
40%	1.4347	0.9106	0.7958	—
50%	1.2306	0.8669	0.7096	1.0
60%	1.5556	0.7899	0.8815	—
75%	1.2687	—	—	—

ここで前述の式(2.4)に着目すると、式(2.4)の係数 m は、等しい感覚を生じさせている刺激に振動数がどの程度関係するかを示す指標であり、感覚量等値線の傾きを示している。表-2.11に最小2乗法で得られた第2回実験における“少し振動を感じる”および“明らかに振動を感じる”場合の係数 m の比較表を示す。これらの結果より、以下のことがわかる。

まず“少し振動を感じる”場合については、図-2.6(a)より今回の実験結果は前回の実験結果の特異点を除いた場合²⁾によく一致することがわかる。したがって今回の実験結果は、“少し振動を感じる”場合に関しては前回の結果と比較してカテゴリー判断基準がほぼ等しいと推定できる。等値線の傾き m は、今回の実験のみの場合と今回に前回の結果を加えて計算を行った場合のいずれも、25%～75%の範囲ではほぼ1.0程度になることが確認された。これは、小堀・梶川の歩行位での実験結果¹³⁾と一致する結果である。また振動速度で考えると、“少し振動を感じる”閾値は0.778cm/sec ($V_{MAX}=1.1\text{cm/sec}$)となり、小堀・梶川の結果よりやや大きめの値となっている。具体的には、本実験の“少し振動を感じる”閾値は小堀・梶川の“明らかに振動を感じる”閾値(0.85cm/sec $V_{MAX}=1.2\text{cm/sec}$)にほぼ等しく、小堀・梶川の“少し振動を感じる”閾値(0.42cm/sec $V_{MAX}=0.6\text{cm/sec}$)は本研究においては、反応が生起する約25%の等値線に相当する。この理由としては、前回同様桁振動によって被験者に振動刺激を与えているため、桁通過時に与える刺激の総量が他の研究に比較してかなり小さいためと考えられる。“明らかに振動を感じる”場合に関しては、前回の実験と比較してかなり鋭敏な反応を示している。この原因の1つとして、今回の実験における刺激の最大値が他の研究と比較してかなり小さいことが上げられる。式(2.1)の指数 m を仮に $m=1.0$ として振動刺激の最大値を考えた場合、今回の実験では1.6、前回の実験では15.3、また小堀・梶川の研究¹³⁾では6.28程度である。一般に人間は記憶する動物であり、一度大きい刺激、あるいは長時間刺激を受け続けると、次第に慣れが生じて刺激に対する反応が鈍くなったり、カテゴリー判

断基準が変化する傾向があるため、刺激の最大値が小さい場合にはこのような反応の鈍化や、カテゴリー判断基準の変化が生じにくく、よって前回の実験よりも大きな反応を示していると思われる。また、第2回実験ではカテゴリー選択肢がただ単に振動感覚を答えるだけでなく、歩道橋として適当か不適当かを判断することを前提としていることも結果に影響を及ぼしているものと推定される。さらには 前にも述べたとおり、“明らかに振動を感じる”カテゴリーそのものがかなり曖昧（極端に言えば“少し振動を感じる”場合は、振動刺激を知覚しているので“明らかに振動を感じている”とも考えられる）で“少し振動を感じる”場合と“明らかに振動を感じる”場合の境界が判然としないため、被験者の経験、与える刺激の大小等の理由により結果が左右されやすいためと思われる。

次に、表-2.11 から、式(2.1) および式(2.4) の m について考察を加えると、本実験結果は $m=0.8\sim 1.1$ 程度となりほぼ小堀・梶川の実験結果に一致することがわかる。前回の実験結果を加えて計算を行った場合についても、“少し振動を感じる”場合で $m=0.9\sim 1.26$ 程度、“明らかに振動を感じる”場合で $m=0.71\sim 0.88$ 程度である。したがってこれらの結果は、小堀・梶川の研究と同様に人間に振動感覚を生じさせる刺激としては振動速度が妥当であることを示している。すなわち、振動速度、振動感覚とその感覚量ならびに歩道橋として適当かどうかの関係を示すことによって、恕限度としての具体的な振動速度値を提示することが可能であると考えられる。

また今回の実験結果において振幅が 1.0mm の場合は、他の振幅と比較して非常に大きな反応を示している。前述のとおり本研究では、実験は3回にわたって行ったが3回とも同様な傾向が認められた。この原因としては振動数が考えられる。すなわち振幅 1.0mm の実験 6 ケースについて、いわゆる 2Hz 前後の振動数に含まれる、あるいは近傍 (2.55Hz) のものが 4 ケースあり、特に 1.91Hz (0.85cm/sec) 以上の場合、歩道橋として不適当と答える人の割合が急激に増大する傾向を有している。表-2.10 を用いて比較すれば、振幅 1.0mm の場合 0.71cm/sec (1.59Hz) で不適当と答える人が 25% 以下なのに対し、0.85cm/sec (1.91Hz) の場合では約 40%、さらに 0.99cm/sec (2.23Hz) では約 70% の人が不適当と答えている。同様に、表-2.9 から他の振幅について 2Hz 付近の結果に着目すれば、振幅 0.5mm, 0.42cm/sec (1.91Hz) の場合でその反応は振幅 2.0mm, 0.57cm/sec (0.64Hz) ないしは振幅 3.0mm, 0.71cm/sec (0.53Hz) と比較してやや小さい程度であり、振幅 0.5mm, 0.57cm/sec (2.55Hz) についてはその感覚量は両者にほぼ匹敵し、比較的大きめの反応を示していることがわかる。また 1.13cm/sec の場合でも、振幅が 1.0mm 以外 (振動数 1.7Hz 以下および 5.09Hz) では歩道橋として不適と判断した人が最大でも 40% 程度であるのに対し、振幅 1.0mm の場合では 0.71cm/sec (1.91Hz) でほぼ匹敵する反応が現れる。以上から、現行の基準にもあるように依然として 2Hz 前後の振動数には注意が必要であり、また 1.5Hz $\sim$ 1.7Hz 程度よりも 2.0Hz $\sim$ 2.6Hz 程度のやや高めの振動数が、より悪影響を及ぼすだろうことが推定できる。

さらに、図-2.7 は歩道橋として不適当であると答えた人の割合である。図-2.7 から、

0.85cm/sec 付近を境界として不適当と答える割合が急激に増加することがわかる。

したがって、これらの結果から振動数で 2Hz 前後の場合では 0.7cm/sec 程度で約 25%、0.85cm/sec 程度で約 40% の人が歩道橋として不適当と答えること、0.85cm/sec 程度から不適当と答える人が急激に増加すること等を考慮すれば、歩道橋の振動限度としておよそ 0.7cm/sec ($V_{MAX}=1.0\text{cm/sec}$) 程度以下であれば、2Hz 前後の固有振動数を有する歩道橋においても、その使用性に問題が生じる可能性は極めて少ないと推測される。

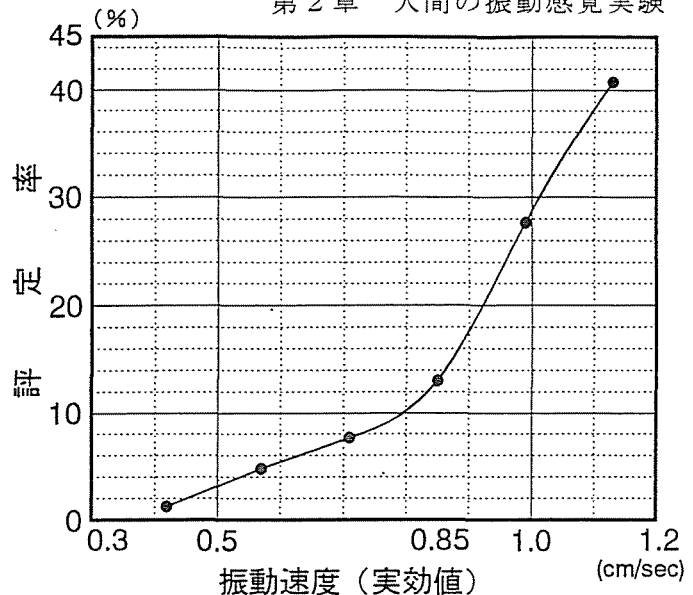


図-2.7 歩道橋として不適当と答える人の割合

2. 5 第3回実験（実橋における歩行者の振動感覚実験）

2. 5. 1 実験概要

第3回目の実験は、前述のとおり、人間1名の歩行により歩道橋を強制加振し、その際に歩道橋上を歩行する被験者に対してアンケート調査を実施した^{8,9)}。アンケート調査方法は第1、2回と同様に系列カテゴリー法を用いて、歩道橋として適当であるかを判定し、その理由として振動感覚のカテゴリーを選択する手法を採用した。カテゴリー選択肢は、表-2.8に示した第2回実験と同様のものを用いている。被験者については、当研究室に所属する学部4年生ならびに大学院生計6名に依頼した。年齢は22歳～24歳、性別は全員が男性である。

実験対象の歩道橋は、支間長 29.3m、幅員 1.5m、1次固有振動数 2.44Hz、2次固有振動数 8.55Hz の一般的な横断歩道橋である。強制加振に関しては、1名の歩行者が電子メトロノームを携帯して所定の周期に設定された発振音に歩調を合わせて歩行し、歩道橋に強制外力を与えることにより行った。

実験ケースは 1.5Hz～4.0Hz までの 0.5Hz 刻みの 6 ケースと、1次共振（2.44Hz）加振の合計 7 ケースである。表-2.12 に実験ケースを示す。

表-2.12 実験ケース（第3回実験）

ケースNo.	1	2	3	4	5	6	7
振動数	1.5Hz	2.0Hz	2.5Hz	3.0Hz	3.5Hz	4.0Hz	共振

表-2.13 実験結果集計表

V _{RMS} (Kine)	カテゴリー (単位：人)						加振 振動数 (Hz)	a _{MAX} (gal)	a _{RMS} (gal)	卓越 振動数 (Hz)
	適 当			不 適 当						
	①	②	③	④	⑤	⑥				
0.53	2	4	0	0	0	0	3.5	40.7	11.66	3.52
0.59	4	2	0	0	0	0	1.5	38.6	11.06	2.98
0.77	0	4	2	0	0	0	3.0	50.2	14.39	2.98
0.81	2	4	0	0	0	0	2.0	35.3	10.12	2.00
0.81	0	5	1	0	0	0	4.0	43.1	12.35	2.44
1.58	0	0	2	1	3	0	2.5	86.4	24.76	2.49
2.37	0	0	0	2	4	0	2.44 (共振)	124.4	35.65	2.39

振動波形の測定については、加速度ピックアップ（2 G）を歩道橋上の5点に設置し、動ひずみ計および A/D 変換ボードを介して、直接パソコンに応答加速度波形をデジタルデータとして記録した。用いたサンプリング周波数は 200Hz である。実験時においては、波形測定と同時に FFT 解析を実施して各ケースにおける卓越振動数の把握に努めた。

2. 5. 2 実験結果ならびにその考察

実験結果は、まず各実験ケースにおける加速度実効値や速度実効値等の振動刺激と、被験者がどのカテゴリーを選択したかの関係を明らかにするため、表-2.13 のような実験結果集計表を作成した。加速度実効値の求め方は梶川の方法¹⁵⁾に基づいた以下に示す式を用いて算出することとした。

$$a_{RMS} = a_{MAX} \times \gamma T \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

$$\gamma T = 4/\sqrt{2\pi^2} \quad \dots\dots\dots (2.6)$$

ここで、 a_{RMS} ：支間中央で得られた応答加速度実効値 (gal)

a_{MAX} ：支間中央で得られた応答加速度最大値 (gal)

また、速度実効値に関しては、上記で得られた加速度実効値に各加振ケースでの卓越振動数 f に 2π を乗じて割り戻す方法を用いている。

$$V_{RMS} = a_{RMS}/2\pi f \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

なお、ここでも特に断らない限り、振動速度は実効値で表現することとする。

表-2.13 から振動速度が $V_{RMS} = 0.8\text{cm/sec}$ 程度以下では、速度の増加に比して歩行者の反応はあまり増大せず、第2回実験の結果と同様な傾向を有していることがわかる。

次に、実験結果の度数分布に対して、各カテゴリーに重みを与えることにより数値化し、その傾向を把握することを試みた。重みに関しては、第1回実験ならびに小堀・梶

表-2.14 重 み

カテゴリーNo.	ケース 1	ケース 2
②	1.0	1.0
③	2.56	2.0
④	5.62	4.0
⑤	12.08	6.33

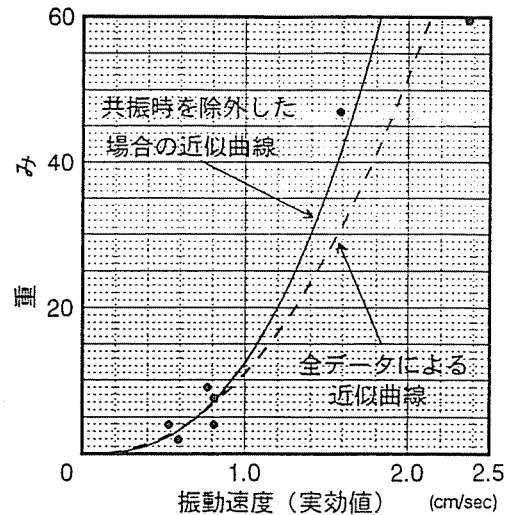


図-2.8 近似曲線（ケース1）

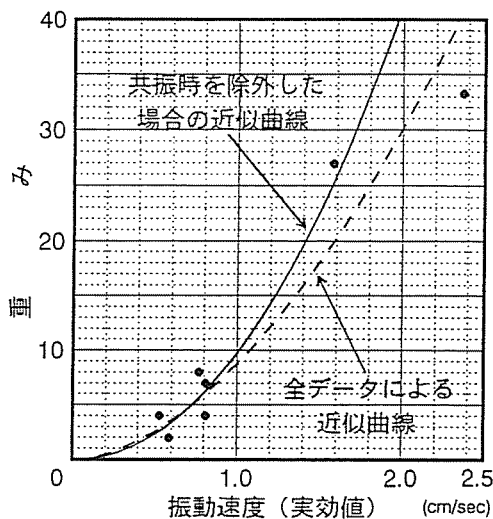


図-2.9 近似曲線（ケース2）

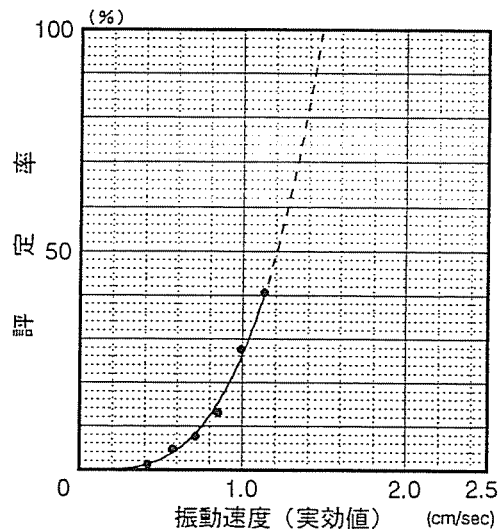


図-2.10 歩道橋の振動として
不適当と答える人の割合

川の研究¹³⁾の各カテゴリーにおける振動速度から、‘少し感じる’場合を1としたときのそれぞれの速度比を算出し、重みとして用いることとした。表-2.14に本研究で用いた重みを示す。表中のケース1は第1回実験に基づくもの、ケース2は小堀・梶川の研究によるものである。

これらの重みと各カテゴリーの度数を乗ずることによって、それぞれの実験ケースにおける結果を数値化し、最小2乗法を用いて近似曲線を求めた。図-2.8および図-2.9にこれらの結果を示す。一般に、人間の振動感覚は、刺激がある程度大きくなると、刺激の増分 ΔS に対して反応の増分 ΔR は次第に減少すると言われている。よって、図-2.8および図-2.9には共振時のデータを除外した場合の近似曲線も併記した。また比較のため、第2回実験による振動速度と歩道橋の振動として不適当と答えた人の割合を、最小2乗法で近似した結果を図-2.10に示す。

これらの結果を比較すると、今回の実験結果は、特に共振時のデータを除いた場合の

近似曲線において、図-2.10の結果と非常に近い傾向を有すると考えられる。表-2.13より、 $V_{RMS}=1.58\text{cm/sec}$ の場合において、歩道橋の振動として不適当と答える人の割合が約67%であることから、例えば $V_{RMS}=1.0\text{cm/sec}$ における上記の割合を推定すると、ケース1で約17%、ケース2でおよそ25%となり、図-2.10の実験結果とほぼ一致することがわかる。

したがって、これらの結果から実橋においても振動速度が $V_{RMS}=0.85\text{cm/sec}$ 付近から歩行者の反応が急激に増大するだろうことが容易に推定でき、歩道橋の振動使用限界値が $V_{RMS}=0.7\text{cm/sec}\sim 1.0\text{cm/sec}$ 程度の範囲にあることが考えられる。

2.6 本章のまとめ

以上のように、本章では人間の振動感覚に関する基礎的データを得るため、3回にわたる人体に対する強制加振実験を実施した。また、得られた結果と他の代表的な研究との比較を通じて、本実験の妥当性、振動感覚のパラメータ、振動限度等に関して検討を加えたものである。本章で得られた知見を以下にまとめる。

まず、第1回目の実験結果から得られた閾値は、過去の研究と比較して、振動刺激に対する反応が、若干鈍重な結果となっている。しかしながら、被験者への振動刺激の付加方法や被験者層の特性等を検討した結果、人間の振動感覚、あるいは歩道橋の振動使用性を検討する際の基礎的データとして、十分信頼できるものであると考えられる。その理由として、今回の実験方法は、現実には歩行者が歩道橋通過時に受ける振動刺激に極めて近いこと、実験結果は小堀・梶川の弛緩した立体の実験結果にほぼ一致すること、一般的に振動刺激が増大すると等値線の勾配が急になると言われており、この傾向とも一致すること、また、“少し不快である”場合の閾値が全体の中程度であること等が挙げられる。

また、実験結果から、閾値以外の感覚量、すなわち反応が生起する確率が25%、40%、60%および75%となる評定値を50%値の場合と同様に、最小2乗法を用いて求めることを試みた。しかしながら、最小2乗法を用いた場合、データのバラツキに起因する理論的には不十分な結果しか得られず、新たな解析手法を導入する必要が認められた。ただし、25%～75%に到る感覚量の等値線の傾向としては、各カテゴリーとも比較的狭い帯域に分布することが判明した。

実験終了後に実施した橋梁の振動に関する意識調査からは、第1回目実験が全体にやや鈍い反応を示している根拠となる結果が得られた。カテゴリー判断基準あるいは‘不快’の定義等に関しては、各人各様の意見が述べられたが、このような意識の違いは各刺激のカテゴリー判断には明確な違いとして表れず、刺激の弁別や不快かどうかの判断に関してはほぼ同等の評価基準を持っていると考えられる。したがって、第1回実験結果は被験者のカテゴリー判断基準の保持に関して十分信頼できるものであると判断でき

る。

次に、第2回目の実験に関しては、まず上記の意識調査の結果を踏まえて、例えば振動感覚カテゴリー選択肢等に種々の改良を施し、より有効なデータを得ることを試みた。得られたデータについては、第1回実験と同様に、25%～75%の感覚量に対して最小2乗法を適用することにより、それぞれの等値線を算出し、前回実験、他の研究等との比較検討を行った。

まず "少し振動を感じる" 場合については、今回の実験結果は前回の実験結果の特異点を除いた場合とほぼ同様な結果が得られた。式(2.4)の等値線の傾き m は、今回の実験のみの場合と今回に前回の結果を加えて計算を行った場合のいずれも、25%～75%の範囲でほぼ 1.0 程度になることが確認され、小堀・梶川の歩行位での実験結果と一致することが判明した。したがって、これらの結果は小堀・梶川の研究と同様に人間に振動感覚を生じさせる刺激としては振動速度が妥当であることを示している。すなわち、振動速度、振動感覚とその感覚量ならびに歩道橋として適当かどうかの関係を示すことによって、怒限度としての具体的な振動速度値を提示することが可能であると考えられる。

また、いわゆる 2Hz 前後の振動数については、歩道橋として不適当と答える人の割合が急激に増大する傾向を有しており、現行の基準にもあるように依然として 2Hz 前後の振動数には注意が必要であることがわかる。加えて、実験結果から 1.5Hz～1.7Hz 程度よりも 2.0Hz～2.6Hz 程度のやや高めの振動数が、より悪影響を及ぼすだろうことが推定できる。

さらに、歩道橋として不適当であると答えた人の割合に着目すれば、 $V_{RMS}=0.85\text{cm/sec}$ 付近を境界として不適当と答える割合が急激に増加することがわかる。したがって、これらの結果から振動数で 2Hz 前後の場合では 0.7cm/sec 程度で約 25%、0.85cm/sec 程度で約 40% の人が歩道橋として不適当と答えること、0.85cm/sec 程度から不適当と答える人が急激に増加すること等を考慮すれば、歩道橋の振動怒限度としておよそ 0.7cm/sec ($V_{MAX}=1.0\text{cm/sec}$) 程度以下であれば、2Hz 前後の固有振動数を有する歩道橋においても、その使用性に問題が生じる可能性は極めて少ないと推測される。

第3回目の実験は上記の結果を実橋で確認するために実施されたものである。実験結果から、振動速度が $V_{RMS}=0.8\text{cm/sec}$ 程度以下では、速度の増加に比して歩行者の反応はあまり増大せず、第2回実験の結果と同様な傾向を有していることがわかる。

また、実験の度数分布に対して、各カテゴリーに重みを与えることにより数値化して解析を行った結果、第3回実験は、特に共振時のデータを除いた場合の近似曲線において、第2回実験の歩道橋の振動として不適当と答える人の割合と非常に近い傾向を有することが判明した。

したがって、これらの結果から実橋においても振動速度が $V_{RMS}=0.85\text{cm/sec}$ 付近から歩行者の反応が急激に増大するだろうことが容易に推定でき、歩道橋の振動使用限界値が $V_{RMS}=0.7\text{cm/sec} \sim 1.0\text{cm/sec}$ 程度の範囲にあることが考えられる。

参考文献

- 1) 小幡卓司・林川俊郎・佐藤浩一：歩道橋の通行時における振動感覚について，構造工学論文集，Vol.40A, pp.685～692, 1994.
- 2) 小幡卓司・桑島正樹・林川俊郎・及川昭夫：人間の振動感覚に関する実験と解析について，土木学会北海道支部論文報告集，第49号，pp.309～312, 1993.
- 3) 小幡卓司・林川俊郎・佐藤浩一・及川昭夫：歩道橋の振動限度に関する実験と解析について，土木学会北海道支部論文報告集，第50号，pp.64～67, 1994.
- 4) 小幡卓司・窪田公二・林川俊郎・佐藤浩一：歩道橋の使用限界状態に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.41A, pp.669～676, 1995.
- 5) 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.
- 6) 小幡卓司・窪田公二・林川俊郎・佐藤浩一・及川昭夫：歩道橋の振動限度に関する実験的研究，土木学会北海道支部論文報告集，第51号(A)，pp.294～305, 1995.
- 7) 小幡卓司・窪田公二・林川俊郎・佐藤浩一・及川昭夫・伊藤公彦：歩道橋の動的応答特性に関する解析および実験について，土木学会第50回年次学術講演会講演概要集，第I部(B)，pp.1022～1023, 1995.
- 8) 小幡卓司・窪田公二・林川俊郎・佐藤浩一・及川昭夫：実歩道橋における歩行者の振動感覚について，土木学会第50回年次学術講演会講演概要集，第I部(B)，pp.1032～1033, 1995.
- 9) 小幡卓司・林川俊郎・佐藤浩一：人間の振動感覚に基づいた歩道橋の使用限界状態に関する研究，土木学会論文集，No.537/I-35, pp.217～231, 1996.
- 10) 田中良久：心理学的測定法，東京大学出版会，1971.
- 11) 中谷和夫：尺度構成法，講座心理学2，計量心理学第5章，東京大学出版会，1969.
- 12) 小堀為雄・梶川康男：道路橋の振動とその振動感覚，土木学会論文報告集，第222号，pp.15～23, 1974.
- 13) 小堀為雄・梶川康男：橋梁振動の人間工学的評価法，土木学会論文報告集，第230号，pp.23～31, 1974.
- 14) Chan, P. W. and Robertson, L. E. : Human Perception Thresholds of Horizontal Motion, Journal of the Structural Division ASCE, Vol.98, No.ST8, Proc. Paper 9142, pp.1681～1695, 1972.
- 15) 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.
- 16) 梶川康男・加藤雅史：歩道橋の振動と使用性設計，振動制御コロキウム論文集，PART B, pp.9～14, 1991.

- 17) 三輪俊輔・米川善晴：振動の評価法 1 ～ 3，日本音響学会誌，27 巻 1 号，pp.11～20, pp.21～32, pp.33～39, 1971.
- 18) 三輪俊輔：全身振動の評価法(ISO/TC108/DIS2631 を中心として)，日本音響学会誌，27 巻 4 号，pp.252～258, 1973.

第3章 ファジィ推論を用いた人間の体感振動解析

3. 1 概説

前述のように、設計段階における柔軟な歩道橋の振動使用性判定には、振動限度と人間の振動感覚あるいは感覚量の関係を、明確かつわかりやすい形で示す必要がある。そのためには閾値以外の感覚量、すなわち反応が生起する確率が25%、あるいは75%といった評定値の解析を行うことが重要な課題となる。

前章において、本研究では最小2乗法を用いてこれらの解析を試みた。しかしながら、最小2乗法によって上記の感覚量を求めようとした場合、各カテゴリーのデータのバラツキや各等値線が比較的狭い帯域に分布する傾向等の影響により、各等値線が交差する現象がしばしば発生した。よって理論的には不十分な結果しか得られないことが判明し、新たな解析手法を導入する必要が認められた。

近年、人間の振動感覚のようなランダム性以外の不確かさを含んだ問題を取り扱う手法として、ファジィ理論が注目されている。このファジィ理論では、このような命題に含まれるあいまいさを、グレード、帰属度あるいは適合度と呼ばれる数値を与えることによって、定量的に解析することが可能である。

したがって、本章ではファジィ理論の応用手段の一つであるファジィ推論を用いて、第2章における実験結果に基づいた各々の振動感覚についてのメンバーシップ関数と推論規則を作成し、振動刺激と人間の振動感覚および感覚量の関係を明らかにすることを試みる。具体的には、3.2節において、まずファジィ理論を概説し、ついで3.3節において、人間の刺激と感覚の関係について説明を加えることによってファジィ推論の適用方法に関して検討を行う。3.4節では、前章の第1回目および2回目の実験結果に対し実際に解析を実施する。また、得られた結果から振動刺激に対する人間の感覚ならびに感覚量の関係について言及し、合わせて歩道橋の振動使用限界状態に関する検討を試みるものである。

3. 2 ファジィ理論

3. 2. 1 ファジィ理論概説

自然界においては、本質的に境界が明確に規定できない現象がほとんどである。例えば天気予報で、「今日は風がやや強いでしょう。」と聞けば、一般にはそれを十分理解することができる。また、日常会話においても、多くの人が「だいたい～」とか「適当に～」等の表現をし、聴く方もそれを「適当に」理解する。しかしながら、デジタルコ

コンピュータに代表されるような機械においては上記のようなあいまいさは理解できず、その思考は一般に純理論的であり、完全に定量的な判断以外は不可能である。よって、このようなあいまいさあるいは不確かさを含む命題を定量化し、コンピュータで取り扱うことが可能であれば、非常に有用であると考えられる¹⁾。

ここでファジィ理論とは、ファジィネスと呼ばれる不確かさの1つの様相を取り扱う、数学的理論のことである。従来、数学の対象とされた不確かさは、確率のみであった。事象の生起のでたらめさを意味する、ランダムネスという言葉に代表されるように、確率的な不確かさは主に事象の生起に関わるものである^{2,3)}。つまり、確率論での不確かさとは、例えば「明日、雨が降る」ことの偶然性や「あの山を掘れば金が出る」という判断の蓋然性を取り扱う。一方、ファジィ理論における不確かさとは、「若者」とか「すごく大きい」等の言葉の意味や概念の定義のあいまいさのことであり、人間の思考に非常に密接、かつ日常的にありふれた事象に関して定量化を行うものである。

上記のようなファジィネスを取り扱うファジィ理論とは、ファジィ集合論、ファジィ論理、ファジィ測度論の総称である³⁾。ファジィ集合論では従来の数学における集合論を拡張し、前述のファジィネスを集合概念の応用によって表現する。ファジィ論理は、従来の多価論理の枠組みにファジィ集合論を導入したもので、制御、推論等に用いられる。また、ファジィ測度論は通常の加法的測度論を拡張したものであり、意志決定問題、評価や判断等の分野で応用されている。ここでは、ファジィ理論の概説としてファジィ集合、ファジィ関係ならびにファジィ推論について述べる。

3. 2. 2 ファジィ集合

ファジィ集合について説明を加える前に、数学で通常用いられている集合論の一部を紹介する。一般的に扱われている論理集合はファジィ集合と対比してクリスプ集合と呼ばれ、明確な境界によって客観的に定義される。一例として25度以上35度以下の気温の集合をAとすると、以下のように定義される。

$$A = \{x | 25 \leq x \leq 35, x \in R\} \quad R: \text{実数} \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

クリスプ集合は上記のように要素xに関する性質により記述が可能であるが、次のように0,1の2値をとる特性関数を用いることによって定義することもできる。

$$u(x) = \begin{cases} 1, & x \in R \\ 0, & x \notin R \end{cases} \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

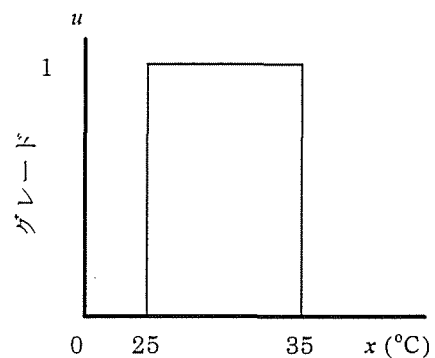


図-3.1 クリスプ集合

この特性関数は図-3.1 のように表される。また、クリスプ集合では以下に示すようないくつかの基本的性質が知られており、多くの分野で利用されている。

<性質>

台集合Xの三つのクリスプ集合A, B, Cを考えたとき、以下の性質が成り立つ。

① ベキ等律

$$\left. \begin{array}{l} A \cup A = A \\ A \cap A = A \end{array} \right\} \dots\dots\dots(3.3)$$

② 交換律

$$\left. \begin{array}{l} A \cup B = B \cup A \\ A \cap B = B \cap A \end{array} \right\} \dots\dots\dots(3.4)$$

③ 結合律

$$\left. \begin{array}{l} A \cup (B \cap C) = (A \cup B) \cap C \\ A \cap (B \cup C) = (A \cap B) \cup C \end{array} \right\} \dots\dots(3.5)$$

④ 分配律

$$\left. \begin{array}{l} A \cup (B \cap C) = (A \cup B) \cap (A \cup C) \\ A \cap (B \cup C) = (A \cap B) \cup (A \cap C) \end{array} \right\} \dots\dots(3.6)$$

⑤ 二重否定律

$$A = \overline{\overline{A}} \dots\dots\dots(3.7)$$

⑥ ド・モルガンの法則

$$\left. \begin{array}{l} \overline{A \cup B} = \overline{A} \cap \overline{B} \\ \overline{A \cap B} = \overline{A} \cup \overline{B} \end{array} \right\} \dots\dots\dots(3.8)$$

⑦ 排中律

$$A \cup \overline{A} = X \quad X: \text{全体集合} \dots\dots\dots(3.9)$$

⑧ 矛盾律

$$A \cap \overline{A} = \phi \quad \phi: \text{空集合} \dots\dots\dots(3.10)$$

クリスプ集合では集合の領域が明確に定まっていることが定義の基本となっているため、特に排中律、矛盾律が成り立つが、ファジィ集合においては一般に領域の境界が不明確なため、排中律および矛盾律は成立しない。

ファジィ集合では、クリスプ集合のようにその集合に属するかどうかを問題にするのではなく、「30 度程度の気温」のようなあいまいな表現に対して、どれだけ‘それらしい’かを判断する。その判断基準として、ファジィ集合ではメンバーシップ関数を用いし、要素に応じた‘それらしさ’の度数（適合度、帰属度またはグレードなどと呼ばれる）であいまいさを定量的に表現するものである。ファジィ集合は以下のように定義される。

<定義>

ある集合Xにおけるファジィ集合Aとは、

$$u_A: X \rightarrow [0, 1] \dots\dots\dots(3.11)$$

なるメンバーシップ関数 u_A によって特性づけられた集合である。

ここで、集合Xの要素 $x (x \in X)$ に対して、

$$y = u_A(x) \quad (0 \leq y \leq 1) \dots\dots\dots(3.12)$$

における y をグレード、帰属度、あるいは適合度と呼び、 x がファジィ集合 A に属する度合いを表している。また、 X はファジィ集合の台集合と呼ばれる。

ここで、ファジィ集合の一例として「30 度程度の気温」という場合のメンバーシップ関数を図-3.2 に示す。なお、図-3.2 は三角形型メンバーシップ関数を用いた場合である。このように、メンバーシップ関数はその台集合の範囲、使用目的または決定者の主観等により形状が変化することもあり得る。一般に、メンバーシップ関数はそのグレードが $[0,1]$ の値を採ればどのような形状のものでもかまわない。メンバーシップ関数は状況に応じて経験的に決められることが多く、汎用的な決定方法は確立されていない。

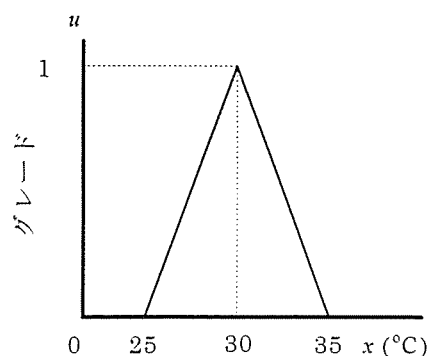


図-3.2 ファジィ集合

ファジィ集合がメンバーシップ関数 u_A によって定義されたとき、以下のように表現する。

- ① 離散表現（台集合 X が有限集合 $X = \{x_1, x_2, x_3, \dots, x_n\}$ の場合）

$$A = \sum_{i=1}^n u_A(x_i)/x_i \quad \dots\dots\dots (3.13)$$

$$= u_A(x_1)/x_1 + u_A(x_2)/x_2 + \dots\dots\dots + u_A(x_n)/x_n$$

ここで、 Σ ：複数の OR 結合(+)を一つにまとめた表記法。

＋：OR 結合

／：セパレータと呼び、右に台集合の要素、左にそのグレードを表記する。

u_A ：メンバーシップ関数

- ② 連続表現（台集合 X が無限集合の場合）

$$A = \int_X u_A(x)/x \quad \dots\dots\dots (3.14)$$

ここで、 $\int$ ：離散表現の Σ を連続表現に拡張したもので、積分とは関係ない。

図-3.3 に離散化三角形型ファジィ集合を、図-3.4 に連続化三角形型ファジィ集合を示す。

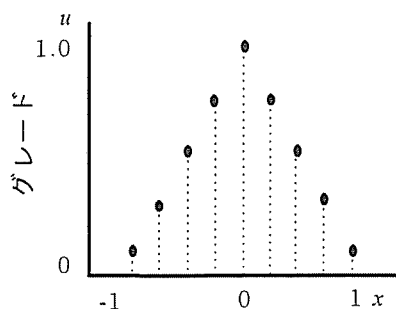


図-3.3 離散化三角形型ファジィ集合

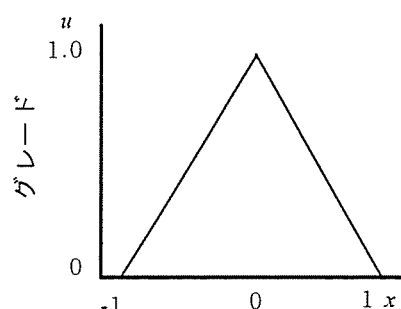


図-3.4 連続化三角形型ファジィ集合

次に、ファジィ集合の代表的な基本演算については、以下のようなものがある。

① ファジィ集合の相等

X における 2 つのファジィ集合 A, B が等しいとは、 $A = B$ と書き次のように定義される。

$$A = B \Leftrightarrow u_A(x) = u_B(x) \quad \forall x \in X \quad \cdots \cdots \cdots (3.15)$$

② ファジィ集合の包含関係

集合 A, B において、A が B に含まれる、または A は B の部分集合であるとは、 $A \subset B$ と書き次のように定義される。

$$A \subset B \Leftrightarrow u_A(x) < u_B(x) \quad \forall x \in X \quad \cdots \cdots (3.16)$$

ファジィ集合 A, B の包含関係を図-3.5 に示す。

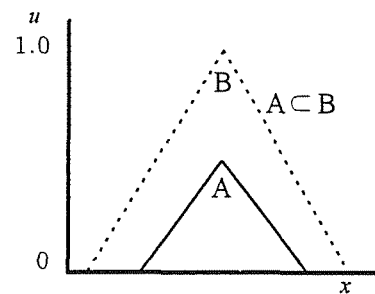


図-3.5 包含関係

③ ファジィ集合の補集合

ファジィ集合 A の補集合とは $\bar{A}$ と記し、以下のように定義される。

$$\bar{A} \Leftrightarrow u_{\bar{A}}(x) = 1 - u_A(x) \quad \forall x \in X \quad \cdots \cdots \cdots (3.17)$$

④ ファジィ集合の和集合

ファジィ集合 A, B の和集合または結びとは、 $A \cup B$ と記し、以下のように定義される。

$$A \cup B \Leftrightarrow u_{A \cup B}(x) = \max\{u_A(x), u_B(x)\} = u_A(x) \vee u_B(x) \quad \forall x \in X \quad \cdots \cdots (3.18)$$

ここで $\vee, \max$: $\max$ 演算子 ($u_A(x), u_B(x)$ の値のうち大きい方を取る演算子)

⑤ ファジィ集合の共通集合

ファジィ集合 A, B の共通集合または交わりとは、 $A \cap B$ と書き、次のように定義される。

$$A \cap B \Leftrightarrow u_{A \cap B}(x) = \min\{u_A(x), u_B(x)\} = u_A(x) \wedge u_B(x) \quad \forall x \in X \quad \cdots \cdots (3.19)$$

ここで $\wedge, \min$: $\min$ 演算子 ($u_A(x), u_B(x)$ の値のうち小さい方を取る演算子)

図-3.6(a),(b),(c)に、補集合、和集合、共通集合をそれぞれ示す。

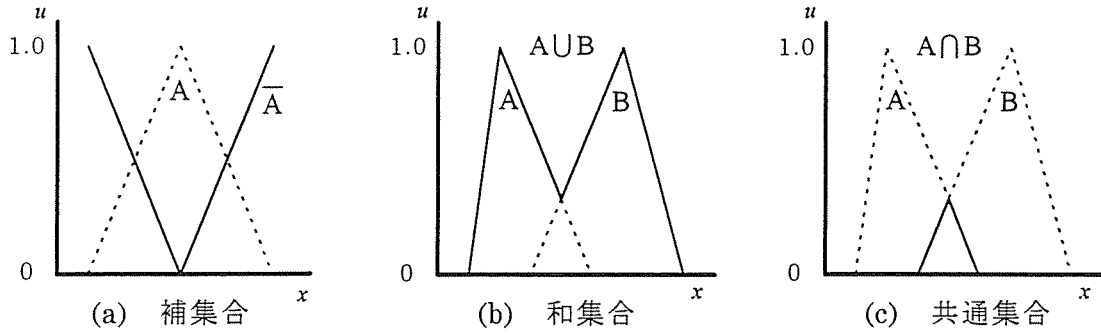


図-3.6 補集合、和集合、共通集合

3. 2. 3 ファジィ関係

ファジィ関係は、「 x は y よりずっと大きい」とか「 y と z はほぼ等しい」のような両者の関係にあいまいさが含まれる場合に用いられる手法である。

今、東京都内の三つの町の集合 $X = \{x_1, x_2, x_3\}$ と埼玉県内の三つの町 $Y = \{y_1, y_2, y_3\}$ について、両者が「近い」という関係を考えて時、ファジィ関係 R は例えば以下のように与えられる。

$$R = \begin{matrix} & y_1 & y_2 & y_3 \\ \begin{matrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 1.0 & 0.6 & 0.3 \\ 0.4 & 0.9 & 0.1 \\ 0.5 & 0.2 & 0.7 \end{bmatrix} & \dots\dots\dots \end{matrix} \quad (3.20)$$

式(3.20)において、 x_1 と y_2 は「近い」度合いが 0.6、 x_1 と y_1 は 1.0 であり、 x_1 は y_2 よりも y_1 の方がより近いことを表している。また、一般に上記のような表記をファジィマトリックスと呼ぶ。ファジィマトリックスは、通常の行列のように演算を行うことが可能である。すなわち、ファジィマトリックスに対して演算を実施することにより、複数のファジィ関係を合成することができる。ファジィマトリックスの合成は以下のように行われる。

$$R \circ S = \begin{bmatrix} a & b \\ c & d \end{bmatrix} \circ \begin{bmatrix} e & f \\ g & h \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} (a \wedge e) \vee (b \wedge g) & (a \wedge f) \vee (b \wedge h) \\ (c \wedge e) \vee (d \wedge g) & (c \wedge f) \vee (d \wedge h) \end{bmatrix} \quad \dots\dots\dots (3.21)$$

ここで、ファジィマトリックスの合成の例として、上記の東京都内、埼玉県内の各三つの町の関係に加え、福島県内の三つの町 $Z = \{z_1, z_2, z_3\}$ について、 Y との「近さ」を示すファジィ関係が以下のように与えられているとすると、東京都内の町 X と福島県内の町 Z のファジィ関係は以下ようになる。

$$S = \begin{matrix} & z_1 & z_2 & z_3 \\ \begin{matrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{matrix} & \begin{bmatrix} 1.0 & 0.1 & 0.5 \\ 0.7 & 0.9 & 0.2 \\ 0.1 & 0.8 & 0.8 \end{bmatrix} & \dots\dots\dots \end{matrix} \quad (3.22)$$

$$R \circ S = \begin{bmatrix} 1.0 & 0.6 & 0.3 \\ 0.4 & 0.9 & 0.1 \\ 0.5 & 0.2 & 0.7 \end{bmatrix} \circ \begin{bmatrix} 1.0 & 0.1 & 0.5 \\ 0.7 & 0.9 & 0.2 \\ 0.1 & 0.8 & 0.8 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.0 & 0.6 & 0.5 \\ 0.7 & 0.9 & 0.4 \\ 0.5 & 0.7 & 0.7 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (3.23)$$

このファジィ関係 $R \circ S$ は、X から Y を通って Z へ行く場合の X と Z が近いというファジィ関係を表している。図-3.7 にファジィ関係の合成のイメージを示す。

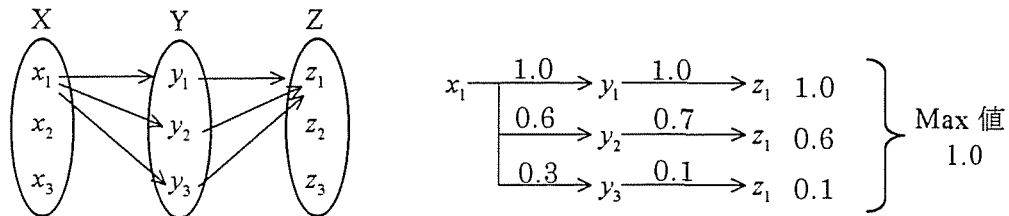


図-3.7 ファジィ関係

3. 2. 4 ファジィ推論

ファジィ理論を応用する手法の一つとして、ファジィ推論がある。ファジィ推論とは、IF-THEN 形式で表現された推論規則に基づいて、前件部（IF～の部分）の適合度を求め、それに応じた後件部（THEN～の部分）の適合度を得るものである。例えば、

$$\text{IF } x \text{ is } A \text{ THEN } y \text{ is } B \text{ (A, B はファジィ集合)} \dots\dots\dots (3.24)$$

なる規則が与えられているとき、 $x \text{ is } A'$ の入力に対して、式(3.24)で与えられる規則を用いて $y \text{ is } B'$ を推論する方法である。図-3.8 にファジィ推論の種類を示す。なお、本研究では直接法を採用して解析を行った。

一般に、ファジィ推論は推論の合成規則を用いて行われることが多い。前件部 1 変数、後件部 1 変数の以下の IF-THEN 規則について考察を加えると以下ようになる。

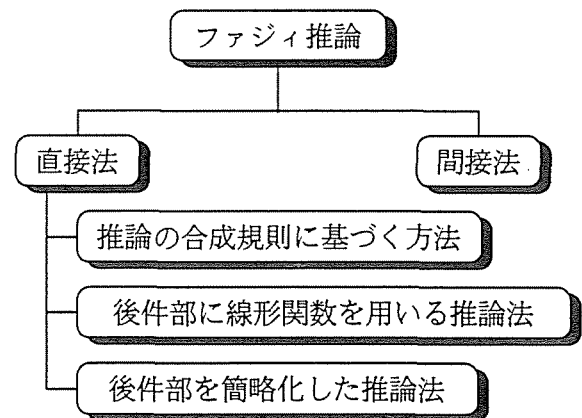


図-3.8 ファジィ推論の種類

$$\begin{aligned} &\text{規則 : IF } x \text{ is } A \text{ THEN } y \text{ is } B \\ &\text{入力 : } x \text{ is } A' \dots\dots\dots (3.25) \\ &\text{出力 : } y \text{ is } B' \end{aligned}$$

式(3.25)は、条件付きファジィ命題 ‘ IF $x \text{ is } A$ THEN $y \text{ is } B$ ’ に対して、‘ $x \text{ is } A'$ ’ が与えられたとき、

$$B' = A' \circ R \dots\dots\dots (3.26)$$

によって' y is B' 'を推論するものである。ここで、 R はファジィ関係であり、式(3.25)および式(3.26)の過程を推論の合成規則と呼ぶ。図-3.9はファジィ推論における推論プロセスである。また、式(3.25)で与えられる条件付き命題を一般に $A \rightarrow B$ と表記し、記号 $\rightarrow$ を含意と称する。

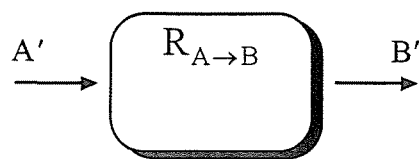


図-3.9 推論プロセス

次に、ファジィ関係 R の作成方法に関してはいくつかの方法が知られているが、本研究では最も代表的な Mamdani の方法を用いている。

$$\begin{aligned} \text{ファジィ関係 : } R = A \rightarrow B &= A \times B \quad (\text{連続表現}) \\ &= \int_{u \times v} u_A(u) \wedge u_B(v) / (u, v) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (3.27)$$

また、前件部が2変数からなるファジィ推論については、以下のようになる。

$$\begin{aligned} \text{規則 : IF } x \text{ is } A \text{ AND } y \text{ is } B \text{ THEN } z \text{ is } C \\ \text{入力 : } x \text{ is } A' \text{ AND } y \text{ is } B' \quad \dots\dots\dots (3.28) \\ \text{出力 : } z \text{ is } C' \end{aligned}$$

式(3.28)の規則では、前件部がANDで結合されているので、

$$x \text{ is } A \text{ AND } y \text{ is } B \Leftrightarrow (x, y) \text{ is } A \cap B \quad \dots\dots\dots (3.29)$$

と解釈すると、上記の規則は $A \cap B \rightarrow C$ と考えることができる。

ここで、

$$A \cap B = A \times B = \int_{u \times v} u_A(u) \wedge u_B(v) / (u, v) \quad \dots\dots\dots (3.30)$$

であるから、Mamdani によるファジィ関係は以下のようなになる。

$$\begin{aligned} \text{ファジィ関係 : } R = A \cap B \rightarrow C &= A \times B \times C \quad (\text{連続表現}) \\ &= \int_{u \times v \times w} u_A(u) \wedge u_B(v) \wedge u_C(w) / (u, v, w) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (3.31)$$

一般に、ファジィ推論は複数個の規則を用いて行われる。規則数を n 個とした場合、

$$\left. \begin{array}{l} A_1 \rightarrow B_1 \text{ else} \\ A_1 \rightarrow B_1 \text{ else} \\ \vdots \\ A_n \rightarrow B_n \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots (3.32)$$

なる n 個のファジィ関係が存在することになる。よって、実際に推論を行うためには n 個の個別のファジィ関係を、1つのファジィ関係に統合する必要がある。

$$R = R_1 \cup R_2 \cup \dots \cup R_n = \bigcup_i R_i \quad \dots\dots\dots (3.33)$$

前件部変数が2変数の場合には、 R は3項ファジィ関係となるので、推論結果は2段階の合成演算で求めることができる。式(3.33)で得られたファジィ関係 R から、推論結果のファジィ集合 C' は次の式を用いることによって得られる。

$$C' = (A' \text{ and } B') \circ R = A' \circ (B' \circ R) = B' \circ (A' \circ R) \quad \dots\dots\dots (3.34)$$

式(3.34)で得られる C' はファジィ集合であるので、これを定量的に取り扱うためにしばしば非ファジィ化が行われる。非ファジィ化の方法も各種の提案があるが、本研究では得られたファジィ集合 C' の重心を求めることによって確定値を求める方法を採用した。以下にその式を示す。

$$Z_0 = \int u_{C'}(z) \cdot z dz / \int u_{C'}(z) \quad \dots\dots\dots (3.35)$$

したがって、以上の手法をプログラム化することにより、振動感覚等のあいまいさを含む命題を解析的に求めることが可能となる。

3. 3 ファジィ推論の適用

3. 3. 1 刺激と感覚

ファジィ推論の適用について述べる前に、その基本となる人間の刺激と感覚の関係について説明を加える。

人間にある刺激が与えられたとき、その刺激は神経を伝わって脳に伝達され、感覚として認識される。しかしながら、刺激がある大きさに達していない場合、その刺激は脳への伝達経路中に吸収されてしまい感覚として現れない範囲が存在する⁴⁾。これは、一般の力学的モデルと最も大きく異なる点である。これを図示すると図-3.10(a),(b)のようになる。図-3.10(a)においては、ある

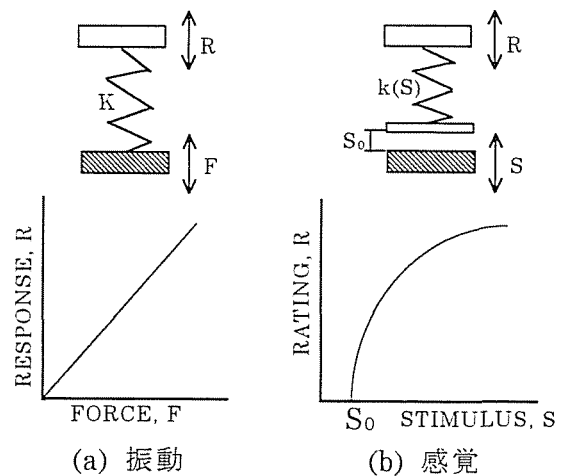


図-3.10 振動モデルと感覚モデル

図-3.10(a)においては、ある

刺激 S_0 以下では感覚反応がなく、 S_0 以上になって初めて感覚反応があることを示している。この感覚が生じ始める点を閾という³⁾。なお、計量心理学においては、閾値とは反応が生起する確率が 50% の値と定義されている。

一般に、刺激と感覚の関係は以下のような特性があるとされている⁴⁾。まず、刺激と感覚は一次的な関係ではなく、刺激 S とその増分 dS との比が一定であるという Weber の法則がある。

$$dS/S = C \quad (C \text{ は定数}) \dots\dots\dots (3.36)$$

ここで、 dS : 刺激 S に対する弁別閾 S : 刺激量

上式より、感覚的増分を dR とすると、 dR は dS/S が一定であるかぎり変化なく、 dS と dR が比例的に変化すると考えれば、以下の式が成り立つ。

$$dR = C \cdot dS/S \quad (C \text{ は定数}) \dots\dots\dots (3.37)$$

これを Fechner の基本公式という。この式を微分方程式と考えると、刺激に対する感覚量 R は式(3.37)を積分することにより求められる。

$$R = C \log_e S + A \dots\dots\dots (3.38)$$

ここで、 C, A : 定数

刺激閾では、 $R = 0$ であるから、刺激閾を S_0 とすれば、これを上式に代入して、

$$A = -C \log_e S_0 \dots\dots\dots (3.39)$$

が得られる。また、式(3.39)を式(3.38)に代入して整理すれば、

$$R = C \log_e (S/S_0) \dots\dots\dots (3.40)$$

となる。 S_0 を単位とし、自然対数を常用対数で表現すれば式(3.40)は以下のようなになる。

$$R = K \log_{10} S \dots\dots\dots (3.41)$$

ここで、 $K = C \log_e 10$

式(3.41)が Fechner の法則と呼ばれるものである。以上から、人間の感覚は刺激に対して対数関係にあると考えられる。

Fechner の法則は各種の改良が試みられているが、代表的なものとしては dS/S を一定

とせずに dS/S_n を一定として考え、導かれた n 乗法則がある。なかでも、Stevens によって提案された n 乗法則経験式がしばしば用いられている⁵⁾。以下にその式を示す。

$$R = KS^n \dots\dots\dots (3.42)$$

ここで、 K, n : 実験値から求められる定数

式(3.41)および式(3.42)を図示すると図-3.11 のようになる。図-3.11 より、両者の傾向は非常に類似していることがわかる。

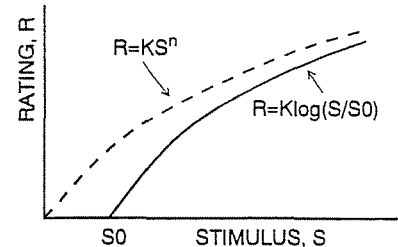


図-3.11 刺激と感覚の関係

一方、小堀・梶川は、人間の振動感覚を生じさせる刺激を「振動数とその振幅である」とし、式(3.42)から振動の刺激として次の関係を与えた^{4,6)}。

$$S = a\omega^m \dots\dots\dots (3.43)$$

ここで、 a : 振動の変位振幅 (片振幅) ω : 円振動数(rad/sec)
 m : 実験で求められる定数

式(3.43)を式(3.41)に代入し、刺激閾 S_0 を単位に考えると、以下の式が得られる。

$$R = K\log_{10}(a\omega^m/S_0) \dots\dots\dots (3.44)$$

以上のように、人間の刺激と感覚の関係は対数関係にあり、この種の過去の研究においても上記のような関係式が一般的に用いられている。したがって、本研究においても式(3.41)、(3.42)あるいは式(3.44)等を、振動感覚の基本式として用いることとする。

3. 3. 2 解析手法

前述のとおり、第2章で得られた実験結果に基づき、ある振動刺激に対してどの程度の感覚量であるかを数値で得る手段として、直接法によるファジィ推論を用いた解析を実施した。

ファジィ推論を行うためには、IF-THEN 形式で表現された推論規則群とそれに対応したメンバーシップ関数が必要である。本研究では振幅、振動数および振動感覚をパラメータとした前件部2変数、後件部1変数からなる次のような推論規則を用いている⁷⁾。

規則例：もし振幅が大きくて振動数が高ければ不快感を感じる

IF x is A and y is F THEN z is S

ここで、 A : 振幅のファジィ集合 F : 振動数のファジィ集合

S : 振動感覚のファジィ集合

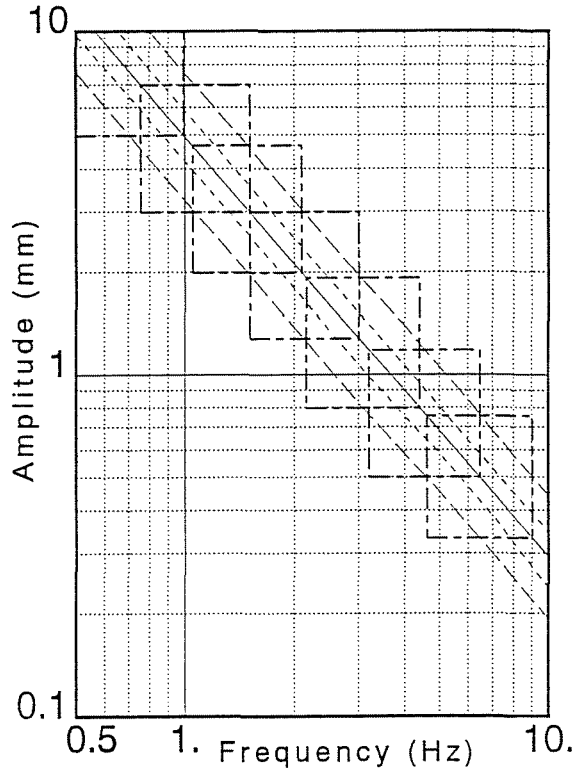


図-3.12 台集合の分割図

メンバーシップ関数については、一般的な三角形型メンバーシップ関数を採用し、前件部に関しては、人間の振動感覚における刺激と感覚の関係が対数関係である⁴⁾ことを考慮して、振幅および振動数の台集合に対数座標を用いることとした⁷⁾。実験結果から、感覚量が25～75%に至る分布域が、振動感覚カテゴリーに関わらずかなり狭いことが判明したため、台集合の範囲を各カテゴリーにおいて5～7程度に分割して解析を行った。図-3.12は第1回目実験における明らかに振動を感じる場合の台集合の分割図である。なお、本研究では、1回の計算による解析範囲が非常に限定されているため、ある程度少ない規則数でも解の線形性および一意性が確保されいると考え、推論規則は表-3.1に示すような25組の規則を採用し、また台集合の離散化数は17に設定した。これに応じて、メンバーシップ関数は前件部についてそれぞれ5個ずつ、後件部については9個のファジィラベルを作成し解析に用いた^{8,9)}。まず、第1回実験に対する解析は実験を行った4つの振動感覚カテゴリーに

表-3.1 規則表

	A1	A2	A3	A4	A5
F1	S1	S2	S3	S4	S5
F2	S2	S3	S4	S5	S6
F3	S3	S4	S5	S6	S7
F4	S4	S5	S6	S7	S8
F5	S5	S6	S7	S8	S9

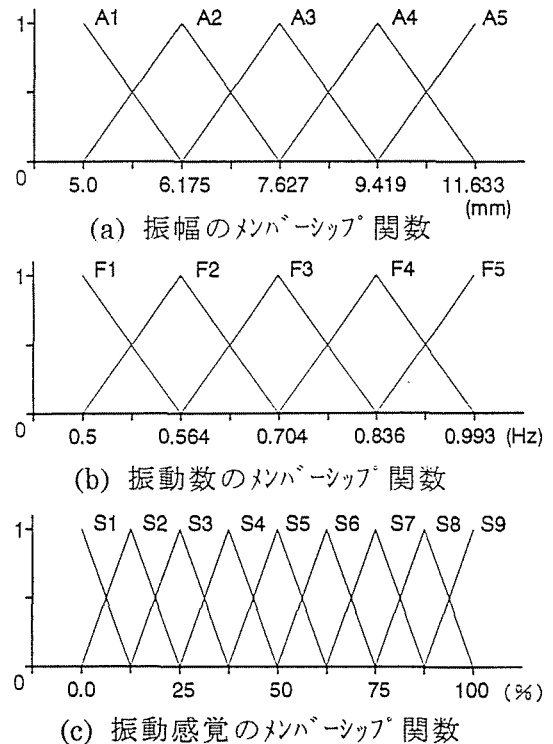


図-3.13 メンバーシップ関数（第1回実験）

表-3.2 各カテゴリーの台集合（第1回実験）

	少し振動を感じる		明らかに振動を感じる		少し不快を感じる		大いに不快を感じる	
	振 幅 (mm)	振動数(Hz)	振 幅 (mm)	振動数(Hz)	振 幅 (mm)	振動数(Hz)	振 幅 (mm)	振動数(Hz)
領域 1	2.0~5.452	0.5~1.052	5.0~11.323	0.5~0.993	4.812~11.70	1.1~2.0	5.61~16.051	1.5~3.0
2	1.3~3.464	0.7~1.448	3.0~7.0	0.755~1.504	2.634~7.029	1.55~3.0	3.63~10.376	2.0~4.0
3	0.8~2.142	1.0~2.076	2.0~4.668	1.05~2.091	1.718~4.812	2.0~4.0	2.0~5.610	3.0~5.92
4	0.487~1.298	1.45~3.0	1.283~3.0	1.504~3.0	1.0~2.701	2.95~5.756	1.267~3.559	4.05~8.0
5	0.331~0.842	2.0~4.0	0.8~1.933	2.15~4.402	0.613~1.718	4.0~8.0	0.7~1.961	6.0~11.83
6	0.191~0.487	3.0~6.0	0.5~1.185	3.2~6.45	0.440~1.215	5.05~10.0	—	—
7	0.111~0.282	4.5~9.0	0.332~0.758	4.6~9.0	—	—	—	—

について、それぞれ感覚量が 25%、40%、50%、60%、および 75%となる評定率について解析を行った。図-3.13 に第1回解析におけるメンバーシップ関数の一例を、表-3.2 に各カテゴリーにおける台集合の範囲を示す。

次に、第2回実験に対する解析については、基本的には第1回目と同様であるが、第2回目においては実際の実験値との解の整合性を考慮してメンバーシップ関数の調整を行った。図-3.14 に、第2回解析で用いたメンバーシップ関数の一例を、表-3.3 に台集合の範囲を示す。この調整によって、50%以上の感覚量については解が周期的に変化する傾向が現れたが、60%あるいは 75%といった解析値については1周期分の解に対する平均値を採用することとした。解析対象の振動感覚カテゴリーならびに感覚量に関しては、第2回実験は比較的小さい振動刺激で実施されたため、カテゴリーは少し振動を

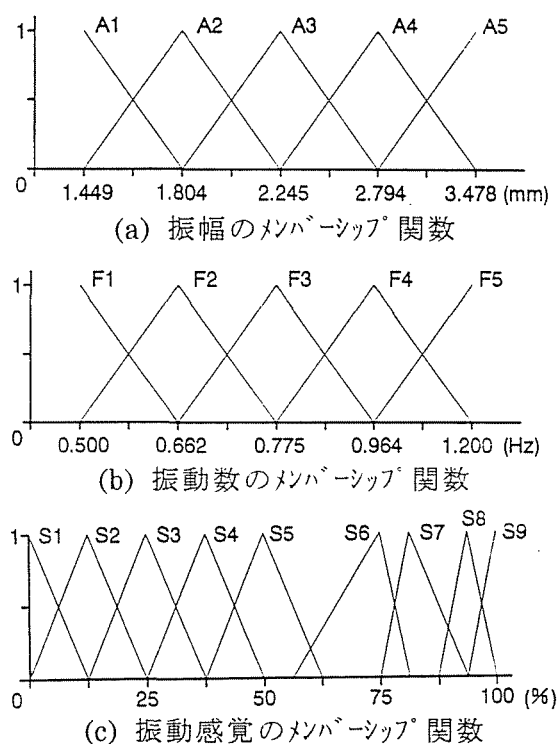


図-3.14 メンバーシップ関数（第2回実験）

表-3.3 各カテゴリーの台集合（第2回実験）

	少し振動を感じる		明らかに振動を感じる	
	振幅(mm)	振動数(Hz)	振幅(mm)	振動数(Hz)
領域1	1.449~3.478	0.50~1.20	2.839~4.997	0.50~0.88
2	0.870~2.121	0.82~2.00	1.785~3.123	0.80~1.40
3	0.512~1.242	1.40~3.40	1.136~2.082	1.20~2.20
4	0.316~0.783	2.22~5.50	0.735~1.281	1.95~3.40
5	—	—	0.454~0.833	3.00~5.50

感じる場合と明らかに振動を感じる場合について、感覚量は、前者に対して 25, 40, 50, 60, 75% の各等値線とし、後者については 25, 40, 50% とした。

3. 4 解析結果ならびにその考察

3. 4. 1 第1回実験に対する結果と考察

前述のとおり、第1回実験に対する解析では、各カテゴリーについて台集合の範囲を 5～7 程度に分割し、それぞれ感覚量が 25%、40%、50%、60%、および 75% となる評定率について解析を行った。図-3.15～3.18 に 25%～75% の等値線を、さらに表-3.4 には第2章に示した等値線の式(2.4)における、係数 m と B を示す。また、図-3.15～3.18 には比較のため、現在我が国でよく用いられている小堀・梶川の歩行位における恕限度⁹⁾も併記した。図-3.16 および図-3.17 には BS5400¹⁰⁾と Ontario code¹¹⁾の恕限度も示してある。

図-3.15～3.18 より評定率 50% の等値線は、各カテゴリーとも実験値とよく一致し、50% 以外の評定率についても、解析結果の等値線は、各実験値に対して、よい近似を与えていると思われる。したがって、本研究におけるメンバーシップ関数および台集合の設定は、ほぼ妥当であると考えられる。25%～75% に至る評定率の分布域は、各カテゴリーともあまり差は無く、比較的狭い範囲に集中していることが解析により確認された。各カテゴリーの分布域の重複はあまり大きくなく、特に”少し振動を感じる”カテゴリーと”明らかに振動を感じる”カテゴリーでは、両者の分布域はほとんど重なり合わず、75% 程度の人がわずかな揺れを認識している場合でも、明らかに揺れていると感じる人は、全体の 25% 程度にすぎないことが図-3.15 および図-3.16 から理解できる。このことは振動使用性問題における恕限度を考える上で非常に重要な要素であると思われる。なぜなら、現在用いられている恕限度の多くは、ある振動感覚についての閾値である評定率が 50% の等値線のみを考慮して決定されている。しかしながら、一般的に、振動感覚の各カテゴリーにおける閾値の等値線は、それぞれある程度の幅を有しており、閾値のみを考慮した場合、過小あるいは過大な恕限度を設定してしまう可能性が非常に高いと考えられる。本研究では、各カテゴリーの閾値間の評定率を非常に明確な形で、また解析的に得ることができるので、歩道橋利用者の振動に対する反応や設置場所ならびに利

表-3.4 係数表

	カテゴリー 1		カテゴリー 2		カテゴリー 3		カテゴリー 4	
	m	B	m	B	m	B	m	B
評定率 25%	1.3336	1.1814	1.2173	1.4767	1.4804	2.0859	1.5104	2.4488
40%	1.3331	1.3046	1.2238	1.5928	1.4732	2.2102	1.5141	2.5869
50%	1.3478	1.4066	1.2306	1.6775	1.4862	2.3160	1.5167	2.6832
60%	1.3524	1.4878	1.2307	1.7457	1.4797	2.3881	1.5206	2.7820
75%	1.3611	1.6329	1.2311	1.8577	1.4748	2.5146	1.5258	2.9231

*カテゴリー 1→少し振動を感じる。 カテゴリー 2→明らかに振動を感じる。

カテゴリー 3→少し不快感を感じる。 カテゴリー 4→大いに不快感を感じる。

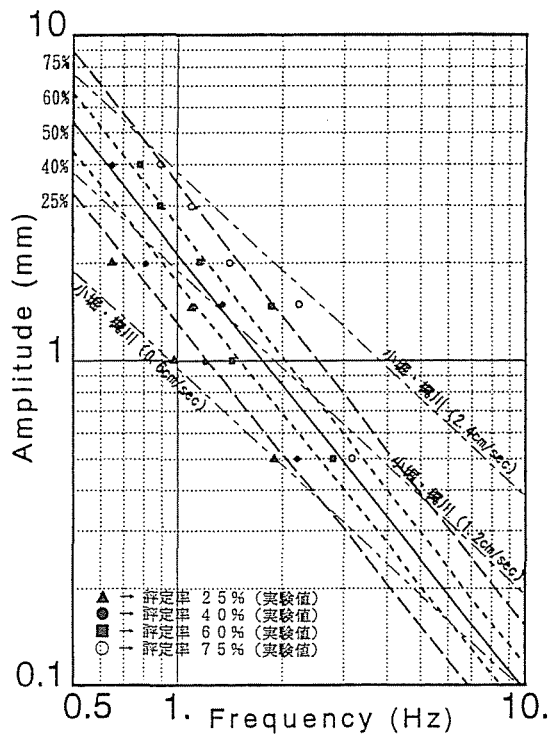


図-3.15 少し振動を感じる

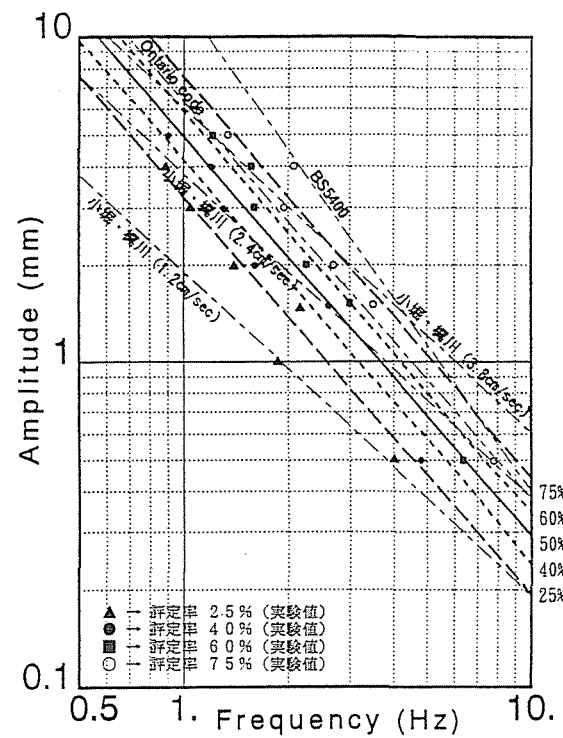


図-3.16 明らかに振動を感じる

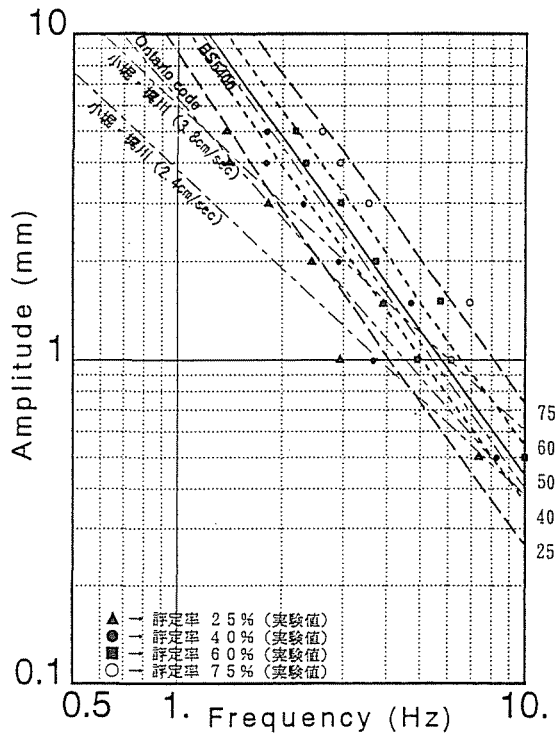


図-3.17 少し不快感を感じる

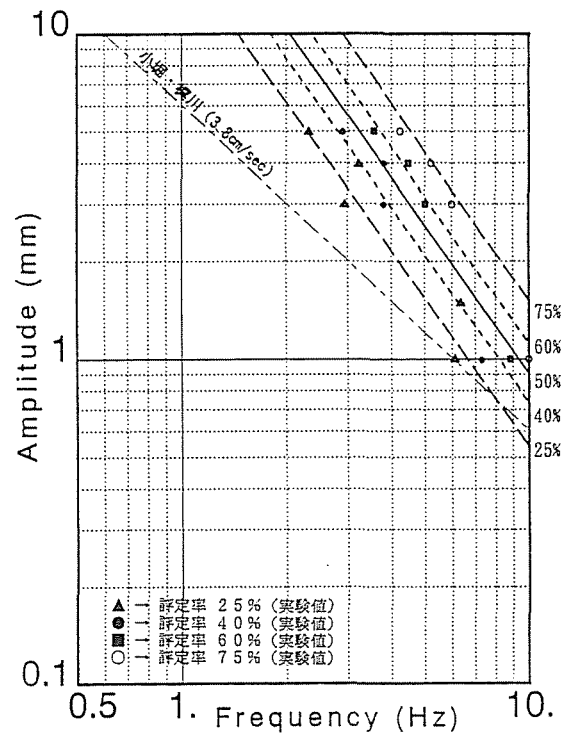


図-3.18 大いに不快感を感じる

用状況等を十分に考慮した恕限度を、極めて柔軟に設定することが可能である。また、検討対象の橋梁の動的応答量を求めることにより、容易に利用者の感覚量を把握できるため、設計者が独自の判断でその振動使用性を検討することもできると思われる。

図-3.15の少し振動を感じる場合の解析結果と小堀・梶川の恕限度を、振動使用性を検討する上で最も問題となる振動数が約1.5Hz～3Hz程度の範囲で比較すると、小堀・梶川の”少し感じる”恕限度（最大速度0.6cm/sec、実効速度0.42cm/sec）と”明らかに感じる”恕限度（最大速度1.2cm/sec、実効速度0.85cm/sec）は、本研究における”少し振動を感じる”場合の、前者は約25%、後者は約50%～60%に相当することがわかる。これらの結果から、振動速度が最大値で1.0cm/sec（実効値で0.71cm/sec）程度であれば、1.5Hzで約40%、3Hzで約50%の人が少し振動を感じる程度であり、振動使用性に関して問題が生じる可能性は少ないであろう。また、多少揺れを許容するような場合、振動速度の最大値で約1.4cm/sec（実効値で約1.0cm/sec）程度でも、利用者が揺れを知覚する場合は増加するが、その感覚が不快感、不安感などに至るケースはあまり無いと推定される。

3.4.2 第2回実験に対する結果と考察

第2回実験に対しては、上記のとおり”少し振動を感じる”場合についてそれぞれ25%、40%、50%、60%、75%とし、また”明らかに振動を感じる”場合は、25%、40%、50%について解析を行った。図-3.19に”少し振動を感じる”場合の解析結果を、図-3.20に”明らかに振動を感じる”場合の解析結果を示す。加えて図-3.19および図-3.20には最小2乗法によって得られた閾値と、小堀・梶川の恕限度を併記した。また表-3.5(a), (b), (c)は第2回実験における、最小2乗法ならびにファジィ推論で得られた振動速度と感覚量

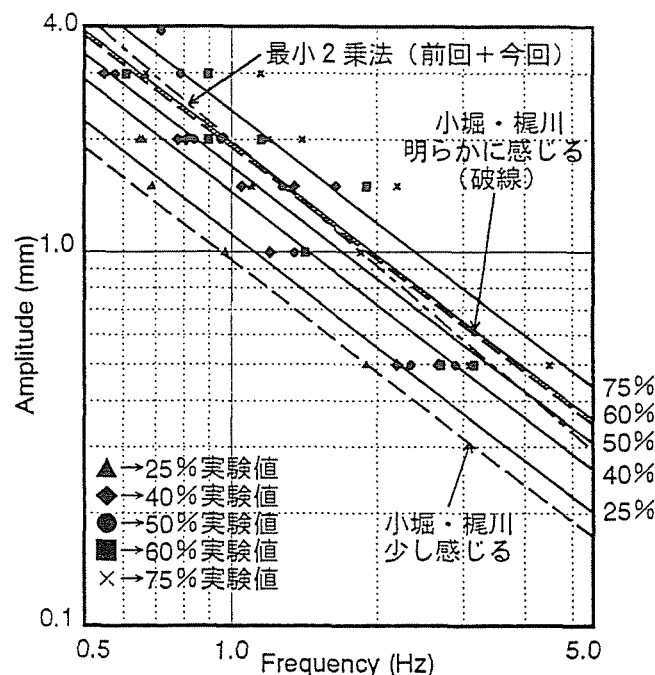


図-3.19 少し振動を感じる（第2回実験）

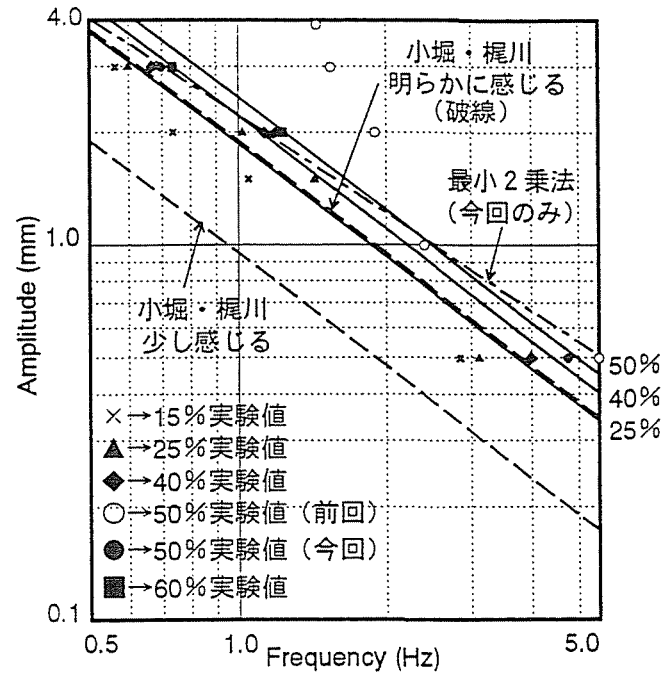


図-3.20 明らかに振動を感じる (第2回実験)

表-3.5 振動速度と感覚量

(a) 実験結果

振 動 速 度	少 し 振 動 を 感 じ る		明 ら か に 振 動 を 感 じ る	
$V_{RMS}(V_{MAX})$ cm/s	全結果	1mm除く	全結果	1mm除く
0.42 (0.60)	38.5%	28.8%	9.0%	5.8%
0.57 (0.80)	42.3%	29.5%	14.4%	6.4%
0.71 (1.00)	52.3%	44.2%	22.3%	17.3%
0.85 (1.20)	70.8%	64.4%	33.8%	23.1%
0.99 (1.40)	75.4%	72.1%	50.8%	42.3%
1.13 (1.60)	82.3%	79.8%	60.8%	52.9%

(b) 解析結果 (少し振動を感じる)

振 動 速 度 ファジィ推論	最 小 2 乗 法 (今回実験のみ)		最 小 2 乗 法 (今回+前回実験)		感 覚
$V_{RMS}(V_{MAX})$ cm/s	$V_{RMS}(V_{MAX})$ cm/s	m	$V_{RMS}(V_{MAX})$ cm/s	m	量
0.494 (0.699)	—	—	0.518 (0.733)	-1.0394	25%
0.643 (0.909)	0.672 (0.950)	-1.1092	0.589 (0.833)	-1.2561	40%
0.772 (1.092)	0.770 (1.089)	-1.0035	0.794 (1.123)	-1.1182	50%
0.876 (1.238)	0.735 (1.039)	-1.0722	0.986 (1.394)	-1.0098	60%
1.050 (1.485)	1.127 (1.594)	-0.8440	1.312 (1.855)	-0.8917	75%

(c) 解析結果 (明らかに振動を感じる)

振 動 速 度 ファジィ推論	最 小 2 乗 法 (今 回 実 験 の み)		感 覚 量
$V_{RMS}(V_{MAX})$ CM/S	$V_{RMS}(V_{MAX})$ CM/S	m	
0.832 (1.176)	0.946 (1.338)	-0.9010	25%
0.990 (1.400)	1.025 (1.450)	-0.9106	40%
1.110 (1.570)	1.129 (1.597)	-0.8669	50%

の関係である。なお最小2乗法における速度値は1.0Hz～5.0Hzの平均値を示してある。

これらの結果から、“少し振動を感じる”場合と“明らかに振動を感じる”場合のそれぞれのファジィ推論と最小2乗法から求めた実効速度の差に着目すると、今回と前回の実験結果を加えた場合における感覚量75%の結果に多少大きめの値がでているものの、他の結果ではその差は0.1cm/sec程度であり、解析値は実験結果と比較して良好な推定結果となっていると思われる。

3. 5 本章のまとめ

以上のように本章では第2章における実験結果に基づき、ファジィ推論を用いた解析を実施した。したがって、ここでは前章の実験結果と本章の解析結果を対比することにより、人間の振動感覚と歩道橋における振動許容量等の関係についての考察を試みる。検討に先立ち、本研究の実験および解析によって得られた知見を以下にまとめる。

- ① 各振動感覚カテゴリーにおける、25%～75%に至る感覚量の分布域は意外と狭く、閾値を境界として感覚量が急激に変化するため、それぞれの振動感覚における分布域の重複は比較的小さいことが明らかとなった。この傾向は振動刺激が低いほど顕著であると考えられる。
- ② 小堀・梶川の研究と同様に、人間に振動感覚を生じさせる刺激のパラメータとして振動速度が妥当であると思われる。
- ③ ある振動刺激に対して歩道橋の振動として不適当であるとする人の割合は、0.7 cm/sec ($V_{MAX}=1.0\text{cm/sec}$) 程度までは比較的緩やかな増加にとどまっているが、0.85 cm/sec ($V_{MAX}=1.2\text{cm/sec}$) 程度から急激に増大する傾向が認められる。
- ④ 振動数が2Hz前後の場合、以前から指摘されるとおり大きな反応を示す結果が得られたが、1.5Hz～1.7Hz程度ではその反応はそれほど増大せず、1.9Hz～2.6Hz程度のやや高めの振動数の方がより大きな反応を示す傾向が認められる。
- ⑤ ファジィ推論を用いた解析より、振動速度と感覚量の関係を示すことが可能となった。例えば、“少し振動を感じる”場合については、0.5cm/sec($V_{MAX}=0.7\text{cm/sec}$)でおよそ25%、0.64cm/sec(0.91cm/sec)で40%、0.77cm/sec(1.09cm/sec)で50%、0.876cm/sec(1.24cm/sec)で60%、1.05cm/sec(1.485cm/sec)で75%であり、“明らかに振動を感じる”場合では、0.83cm/sec(1.18 cm/sec)でおよそ25%、0.99cm/sec(1.40cm/sec)で40%、1.11 cm/sec(1.57cm/sec)で50%の感覚量である。

これらの結果に基づいて考察を加えることとする。まず、解析結果と実験結果を比較すると、両者は比較的良好に一致し、このような問題におけるファジィ推論の適用は有効であると思われる。

次に、①に着目すると、特に振動刺激が小さく感覚レベルも低い場合、その感覚量分布域はほとんど重複しないため、少し振動を感じる、あるいは明らかに振動を感じるといった感覚レベルで恕限度を決定する際には十分な注意が必要であることが判明した。

また、実験結果から②の特徴を踏まえて具体的な数値を挙げれば、0.71cm/sec で約 8%、0.85cm/sec で約 13%の人が歩道橋の振動として不適当と答えている。また、2Hz 前後（振幅 1mm の場合の実験結果）に着目すると 0.71cm/sec でおよそ 23%、0.85cm/sec で 39%の人が不適当と判定した。西脇の研究¹²⁾によると、振動刺激に対する反応の変化が生じる因子として、性別、年齢、職業等が上げられており、その中で“学生”、“青年”、“男性”等は比較的反応が鈍重となる因子となっている。前述のとおり、本研究の被験者はほぼ全員が 20 歳前後の男子学生であり、その反応は他の研究に比べやや鈍く、上記とほぼ一致する傾向となっている。したがって、反応が鋭いとされる“女性”ないしは“主婦”等を含めた不特定多数の利用者層について考慮すれば、振動刺激に対する反応は、今回の実験結果よりもさらに増大する可能性を有することが推定できる。

参考文献

- 1) 三矢直城・田中一男：C言語による実用ファジィブック，ラッセル社，1989.
- 2) 菅野道夫：ファジィ制御，日刊工業新聞社，1988.
- 3) 水本雅晴：ファジィ理論とその応用，サイエンス社，1988.
- 4) 小堀為雄・梶川康男：道路橋の振動とその振動感覚，土木学会論文報告集，第 222 号，pp.15～23, 1974.
- 5) 田中良久：心理学的測定法，東京大学出版会，1971.
- 6) 小堀為雄・梶川康男：橋梁振動の人間工学的評価法，土木学会論文報告集，第 230 号，pp.23～31, 1974.
- 7) 小幡卓司・林川俊郎・桑島正樹：歩道橋の振動使用性に関する一考察，構造工学論文集，Vol. 39A, pp.793～799, 1993.
- 8) 小幡卓司・林川俊郎・佐藤浩一：歩道橋の通行時における振動感覚について，構造工学論文集，Vol.40A, pp.685～692, 1994.
- 9) 小幡卓司・窪田公二・林川俊郎・佐藤浩一：歩道橋の使用限界状態に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.41A, pp.669～676, 1995.
- 10) BSI：Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 2. Specification for Loads, 7.1.5 Vibration Serviceability, BS 5400, 1978.
- 11) 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，pp.40～45,1985.
- 12) 西脇威夫：歩道橋における振動感覚の数量化と設計への応用，土木学会論文報告集，第 257 号，pp.1～12, 1977.

第4章 振動感覚の数量化と振動限度

4. 1 概説

前述のとおり、振動使用限界状態を考慮した歩道橋の使用性照査を実施する場合、問題となるのが振動限度と動的応答量の求め方である。

振動限度に関しては、従来より自動車等の乗り心地をはじめとして各種の検討が行われているが、歩道橋においては BS 5400¹⁾、Ontario code²⁾、Wheeler³⁾、あるいは小堀・梶川の提案する振動限度^{4,5)}等が、今日では比較的良好に用いられるようになってきた⁶⁾。

ここで上記の振動限度について考察を加えると、まず BS 5400 ならびに Ontario code においては、採用した限度と人間の振動感覚の関係については十分に言及されていないため、例えば許容量をわずかに超えた場合、それがどの程度人間の振動感覚に影響を及ぼすかは全く不明である。また、小堀・梶川あるいは Wheeler に関しては、その限度はある振動感覚の閾値をそのまま用いているため、BS 5400 等に比して振動感覚を推定することはある程度可能であるが、各振動感覚の閾値の等値線はそれぞれ幅を有しているため、閾値間の感覚量を正確に把握することは困難であると思われる。したがって、上記のような限度を用いて使用性の評価を行う場合、設計者はその限度を守らざるを得ないため、歩道橋の立地条件、利用者数や利用者層等を考慮した使用性の柔軟な検討を行うことは不可能であると考えられる。このような柔軟な照査を行うためには、限度と振動感覚、あるいは限度に用いた振動感覚における感覚量等の関係を明確に示す必要があるであろう。

以上を踏まえて、本研究では歩道橋の振動限度と人間の振動感覚に着目し、まず第2章において人体への強制加振実験を実施して、歩道橋通行時の人間の振動感覚を明らかにすることを試みた^{7~11)}。また第3章において、その解析手法にファジィ推論を導入し、人間の振動感覚と感覚量との関係を定量的に把握するための新たな手法の提案を行った。

本章では、第2章ならびに第3章の結果から、振動刺激と人間の感覚の数量化を行うことによりこれらの関係を明確に提示し、振動感覚に基づいた合理的な振動限度を提案することを目的とする。すなわち、4. 2節において、計量心理学による数量化の手法を用いて VGL 値あるいは VG 値と呼ばれる評価尺度を導入し^{4,12)}、この比例尺度あるいは振動速度で表現された刺激量と "少し振動を感じる" あるいは "明らかに振動を感じる" 等の関係を簡単な代数式で算出できる手法を提案する。また、4. 3節においてはこれらの結果や第2、第3章の実験結果ならびに現在提案されている限度等の比較検討を通じて、歩道橋における振動使用限界状態について考察を加え、歩道橋の設計時に用いる振動限度について新たな提案を試みるものである。

4. 2 振動感覚の数量化

4. 2. 1 評価尺度

計量心理学^{13,14)}と呼ばれる分野では、以前から人間と刺激の関係を数量化する試みが数多くなされている。特に音響関係においては、多数の研究が行われ、Phon や Sone 等の尺度は現在広く用いられている。

振動関係においては前述のとおり三輪・米川¹²⁾や小堀・梶川^{4,15)}によって数量化が行われているが、本研究においても、第2章の実験結果に基づいて振動刺激と感覚の数量化を試みる。

前述のように、計量心理学では、刺激と感覚の関係について以下の式を与えている。

$$R = kS^n \quad \dots\dots\dots(4.1)$$

ここで、 R ：感覚の相対的な大きさ（比例尺度値）

S ：振動刺激

n ：様相特性指数

k ：基準値等に関する定数

式(4.1)において両辺の対数を取り、識閾に関する項 S_0^n を含めて考えると、

$$\log_{10} R = n \log_{10} (S/S_0) - b \quad \dots\dots\dots(4.2)$$

ここで、 $b = -\log_{10} (kS_0^n)$ である。

式(4.2)を三輪ら、小堀らの用いた記号によって表現すると、まず R を"振動の大きさ"VGに、 n を $20N$ とし $20 \log_{10} (S/S_0)$ で表される量を振動の大きさのレベルVGLに置き換えれば、

$$\log_{10} VG = N(VGL - B) \quad \dots\dots\dots(4.3)$$

となる。ここで B は、VG値の基準をVGLのどこに置くかで決まる任意な定数である。

式(4.1)の R 、あるいは式(4.3)のVGは上記のとおり感覚の相対的な大きさである。よって本研究では、第2章においても用いた、表-4.1の重みを用いて実験結果の比例尺度値への変換を行った。これは、ある振動刺激に対して、各カテゴリーの重みとそれを選択した度数を乗じて合計し、その値を度数の合計で割り戻すことによって式(4.1)の R を得ることとした。振動刺激としては、実験結果から感覚量等値線の傾きがほぼ1.0になることから、振動速度を用いている。図-4.1にこれらの結果を示す。なお、図中の1点鎖線は第1回目の実験結果によるもの、実線は第2回目の実験によるもの、破線は両者

表-4.1 重 み

カテゴリー No.	係 数		V_{RMS} (cm/sec)	重 み
	m	B		
②	1.3478	1.4066	0.696	1.00
③	1.2306	1.6775	1.782	2.56
④	1.4862	2.3160	3.913	5.62
⑤	1.5167	2.6832	8.415	12.08

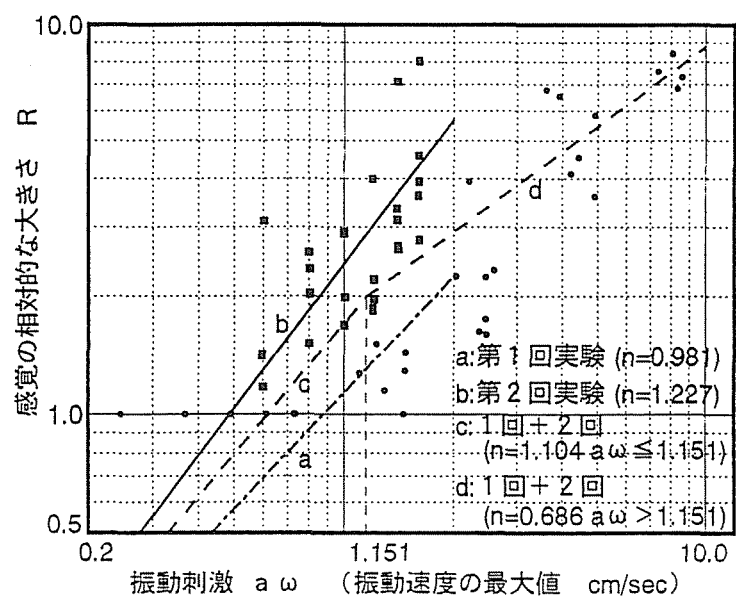


図-4.1 最小2乗法近似線

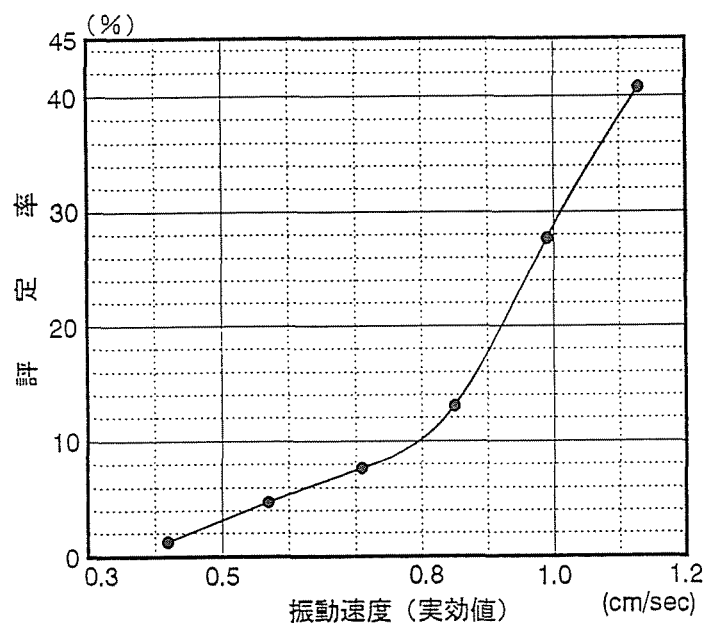


図-4.2 歩道橋として不適当と答える人の割合

の合計による最小2乗法を用いた推定線である。また、●は第1回の実験値、■は第2回の実験値である。図-4.1から、本研究の様相特性指数 n は次の値となる。

$$S = a\omega \leq 0.814 \text{ cm/sec} \text{ では } n = 1.104 \quad \dots\dots\dots(4.4a)$$

$$S = a\omega > 0.814 \text{ cm/sec} \text{ では } n = 0.686 \quad \dots\dots\dots(4.4b)$$

この結果は、小堀・梶川の研究とほぼ同様の傾向が認められ、また刺激がある値以上であれば三輪らの研究や音響心理学における Sone と比較的良好に一致する結果である。 $a\omega = 0.814 \text{ cm/sec}$ とは"少し振動を感じる"人が約 60% 程度の感覚量であり、図-4.2 の歩道橋として不適当と答える人の割合から、反応が急激に増加する変曲点と一致する興味深い結果が得られた。これは、人間の振動に対する判断基準が、刺激の小さい範囲では振動を認識できるか否かが中心であり、ある程度刺激が大きくなり揺れていることが認識できるようになると、その揺れ具合の大小が判定の中心材料に変化することを示していると思われる。一方、歩道橋の振動として許容できるか否かの問題に対しては、 $a\omega = 0.8 \text{ cm/sec}$ 程度から、不適当と答える人が急増することを考えると、歩きながら振動を認識できるかどうか判断の目安となっていると考えられる。したがって、この付近の振動量に歩道橋の使用限界状態が存在するものと推定できる。

ここで、本研究における"振動の大きさ"VG を求めてみる。VG 値は式(4.3)を用いることによって得られるが、そのためには"振動の大きさのレベル"VGL と定数 B を求める必要がある。本研究では、音響学における Sone 等や、三輪ら、小堀らの研究と同様に、図-4.1 の2本の近似線（破線）が交わる点で VGL が 40 dB となり、また VG が 1.0 となるように定める。したがって、振動の大きさのレベル VGL は、

$$\log_{10} VGL = 20 \log_{10} (S/S_0) \quad \dots\dots\dots(4.5)$$

$$\text{ここで、 } S_0 = 8.14 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$$

となる。また"振動の大きさ"VG は、式(4.4)の様相特性指数より、次のようになる。

$$\log_{10} VG = 0.055(VGL - 40) \quad VGL \leq 40 \quad \dots\dots\dots(4.6a)$$

$$\log_{10} VG = 0.034(VGL - 40) \quad VGL > 40 \quad \dots\dots\dots(4.6b)$$

表-4.2 に式(4.5)、式(4.6)に基づいた振動速度、VGL ならびに VG の関係を示す。

ここで、振動の大きさ VG について考察する。VG 値はある振動刺激を基準として、その時の反応を 1 とおき、他の振動刺激に対する反応の割合を求めるものである。VG 値は基準振動に対する、ある振動の大きさの比を表すことは可能であるが、その基準振動と使用性との関係、換言すれば各カテゴリーに対する感覚量や歩道橋の振動として適、あるいは不適等の関係が明確でない限り、VG 値のみを用いて歩道橋の振動使用性を検討することは困難であると考えられる。したがって、次に"振動の大きさのレベル"VGL、"振動の大きさ"VG と振動感覚ならびに感覚量の関係を求めることとする。

表-4.2 振動速度とパラメータの関係

V_{RMS} (cm/sec)	V_{MAX} (cm/sec)	VGL 値 (dB)	VG 値
0.0707	0.10	18.778	0.0672
0.1414	0.20	24.799	0.1446
0.2121	0.30	28.321	0.2263
0.2828	0.40	30.820	0.3110
0.3536	0.50	32.758	0.3980
0.4243	0.60	34.342	0.4868
0.4950	0.70	35.680	0.5772
0.5657	0.80	36.840	0.6690
0.6364	0.90	37.863	0.7620
0.7071	1.00	38.778	0.8561
0.7778	1.10	39.606	0.9512
0.8139	1.151	40.000	1.0000
0.8485	1.20	40.362	1.0288
0.9192	1.30	41.057	1.0863
0.9900	1.40	41.701	1.1425
1.0607	1.50	42.300	1.1973
1.1314	1.60	42.861	1.2510
1.2021	1.70	43.387	1.3037

4. 2. 2 振動感覚と評価尺度の関係

前述のとおり、ここでは幾つかの振動感覚と評価尺度の関係を明らかにすることを試みる。まず、歩道橋の振動として不適当と答える人の割合について考察を加える。図-4.3は前述の実橋における振動感覚実験において、重みづけを行い最小2乗法によってグラフ化したものである。一般に、人間の振動感覚は、刺激がある程度大きくなると刺激の増分 ΔS に対して、反応の増分 ΔR は次第に減少すると言われている。よって図-4.3には、共振時のデータを除外した場合の近似曲線も併記した。また図-4.4は、前出の図-4.2を最小2乗法で近似したものであり、およそ40%以上は近似線からの推定値である。両者を比較すれば、特に刺激の比較的小さい範囲（概ね $a\omega = 1.1\text{cm/sec}$ 程度）で非常に近い傾向を有することがわかる。したがって図-4.3の結果は、評定率50%程度までは実橋においても信頼性を持つものと思われ、使用性判定に用いるには十分有効であると推定できる。この近似線は以下の式で表される。

$$\log_{10} R = m \log_{10} S + B \quad \dots\dots\dots (4.7)$$

ここで、 $m = 3.545$ 、 $B = 1.428$

図-4.5、図-4.6にVG値およびVGL値と"歩道橋の振動として不適当"の関係をグラフ化したものを示す。VG値は、VG=1.0を境界として2本の直線で表されるので、図-4.5においても両者の関係は2本の直線で表されることになる。また図-4.6から、VGL値と"不適当"の関係は、片対数尺度上ではほぼ完全な直線関係となる。VGL値は振動速度 $a\omega$ を比例尺度上に展開したものであるから、この結果は明らかであろう。これらの結果から、前

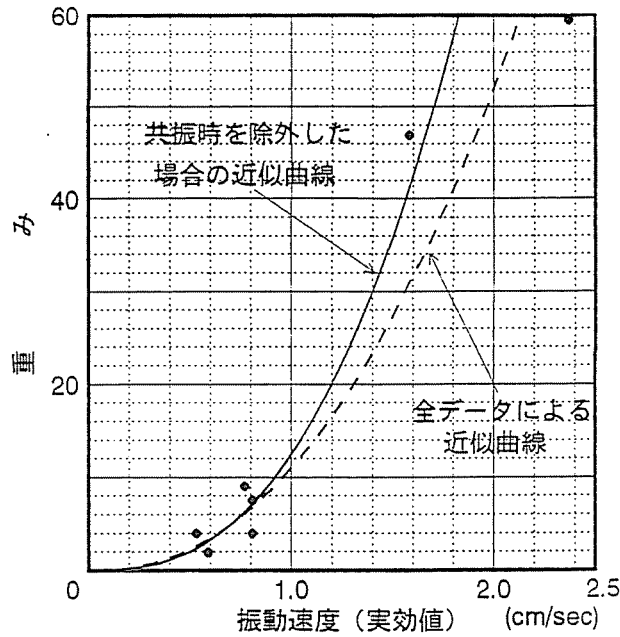


図-4.3 近似曲線

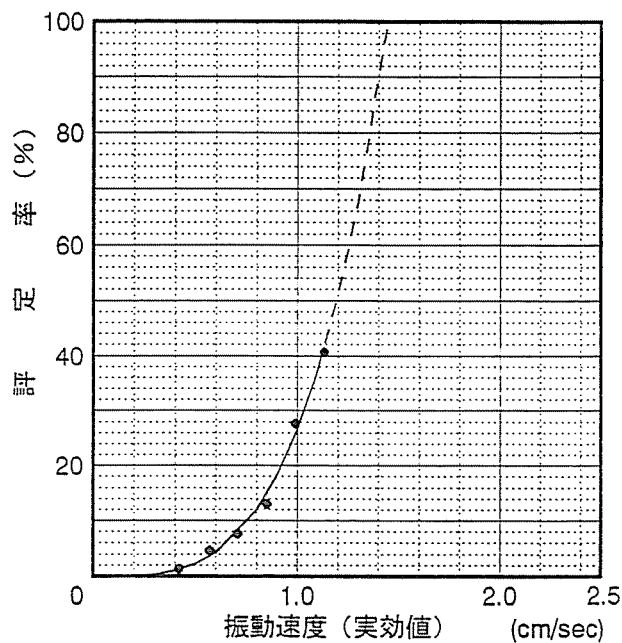


図-4.4 歩道橋として不適当と答える人の割合

述のように、歩道橋の振動として許容できるか否かを判定する基準となっているのは、歩行中に振動を認識するかどうかであると考えることが可能である。よって限度を考える場合には、VG 値を用いるよりも、直接 "不適当" と振動速度あるいは VGL 値との関係を用いた方が、設計者には理解しやすいであろう。したがって、図-4.6 を用いて、VGL 値と "不適当" の関係を求めると以下ようになる。

$$\log_{10} R_s = 0.1773 \text{VGL} - 5.98 \quad \dots\dots\dots (4.8)$$

ここで、 R_s は歩道橋の振動として不適当と答える人の割合であり、VGL は、 $\text{VGL} =$

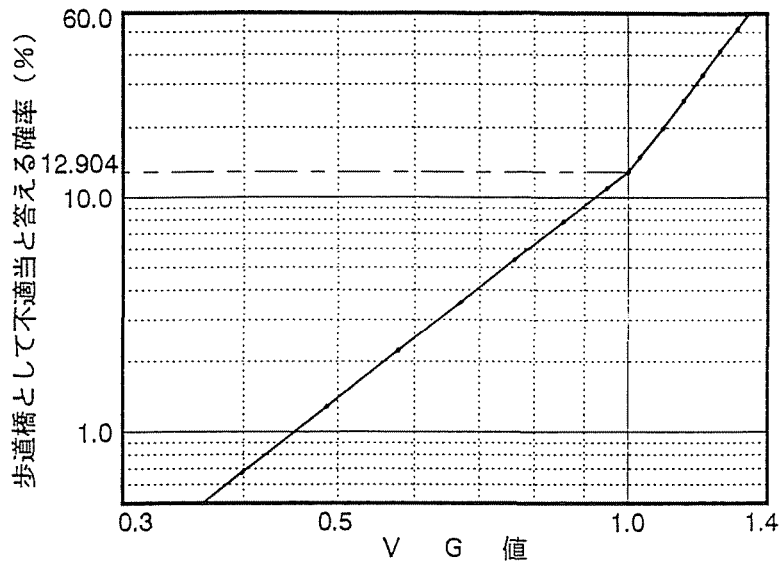


図-4.5 VG 値と“歩道橋として不適当”の関係

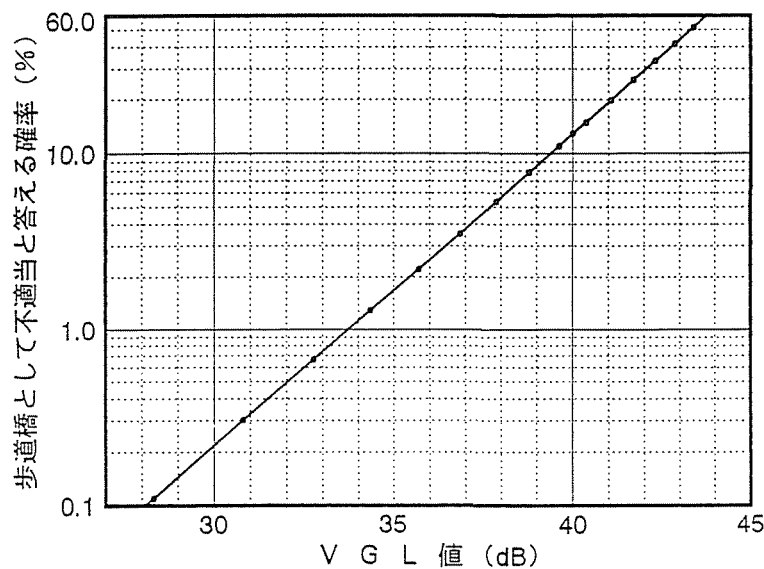


図-4.6 VGL 値と“歩道橋として不適当”の関係

$20\log_{10}(S/S_0)$ ($S_0 = 8.14 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$) で与えられる振動の大きさのレベルである。さらに、恕限度としての振動の大きさ VGS (Vibration Greatness of Serviceability Limit State) を考える。VGL=40dB で VGS=1.0 となるようにすると、

$$\log_{10} \text{VGS} = 0.1773(\text{VGL} - 40) \quad \dots\dots\dots(4.9)$$

となる。ただし、式(4.8)、(4.9)の信頼性としては、 R_s が 50% 程度までである。その理由として、前に述べたとおり、実験データが 50% 程度までであること、実橋における振動感覚実験においても刺激が大きくなると反応が鈍化する傾向があること等が挙げられる。しかしながら、歩道橋の振動として不適当と答える人が 50% にも上る歩道橋は、その使用性において実用的であるとは考えにくく、許容される最大値としては、不適当と答える人が 2~3 割程度だと思われる。したがって、式(4.8)あるいは式(4.9)を用いての使用性

の判定は十分可能であると考えられる。

次に振動感覚と振動刺激の関連づけを試みる。図-4.7 および図-4.8 は、著者らの従来の研究に基づいたそれぞれのカテゴリーにおける累積反応率である。図-4.7 の●と○、図-4.8 の○はそれぞれ第1回目と第2回目の実験値、■および◆はファジィ推論による解析値である。また実線は、10%以上における解析値に対する最小2乗法近似線であり、10%以下の破線は実験値または他の研究を参考にした推定線である。

図-4.7、4.8 からは10%以上において、実験値に対してほぼ妥当な近似を与えていると思われる。この累積反応率 R と振動速度の実効値 $a\omega(\text{cm/sec})$ の関係は以下の式で表される。

$$R = A_0 + A_1 \log_{10} a\omega \quad \dots\dots\dots(4.10)$$

ここで係数 A_0 および A_1 は

- | | | |
|---------------|---|--|
| 1) 少し振動を感じる | : | $\begin{cases} A_0 = 6.8464 \times 10^1 \\ A_1 = 1.3675 \times 10^2 \end{cases}$ |
| 2) 明らかに振動を感じる | : | $\begin{cases} A_0 = 4.0266 \times 10^1 \\ A_1 = 1.7653 \times 10^2 \end{cases}$ |

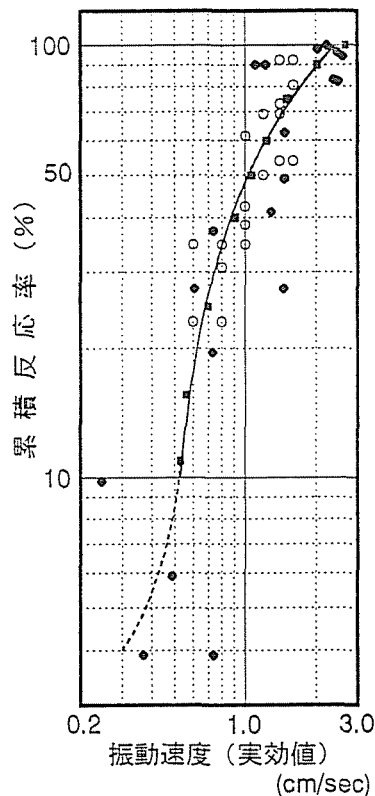


図-4.7 累積反応率
(少し振動を感じる)

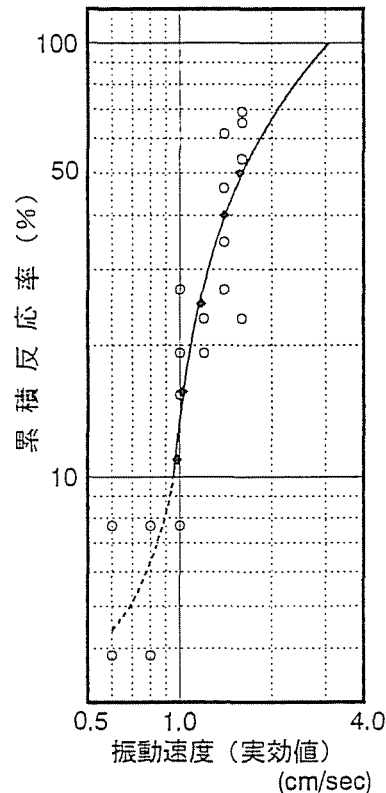


図-4.8 累積反応率
(明らかに振動を感じる)

表-4.3 主なパラメータの関係

V_{RMS} (cm/sec)	VGL 値 (dB)	不適当 (%)	少し感じる (%)	明らかに感 じる (%)
0.3734	33.24	0.82	10.00	—
0.4243	34.34	1.28	17.54	—
0.4950	35.68	2.21	26.70	—
0.5657	36.84	3.55	34.63	—
0.6364	37.86	5.39	41.62	—
0.6739	38.36	6.61	45.02	10.00
0.7071	38.78	7.84	47.88	13.70
0.7778	39.61	11.00	53.54	21.00
0.8139	40.00	12.90	56.23	24.48
0.8485	40.36	14.96	58.71	27.67
0.9192	41.06	19.87	63.46	33.81
0.9900	41.70	25.84	67.86	39.49
1.0607	42.30	33.00	71.96	44.78
1.1314	42.86	41.48	75.79	49.73
1.2021	43.39	51.43	79.39	54.38

さらに、VGL 値との関係は、 $VGL = 20\log_{10}(S/S_0)$ を式(4.10)に代入して整理すると

$$R = A_0 + A_1(VGL/20 + \log_{10} S_0) = X_0 + X_1 \times VGL \quad \cdots \cdots \cdots (4.11)$$

ここで係数 X_0 および X_1 は

$$\begin{aligned} 1) \text{ 少し振動を感じる} & : \begin{cases} X_0 = 2.1726 \times 10^2 \\ X_1 = 6.8372 \times 10^0 \end{cases} \\ 2) \text{ 明らかに振動を感じる} & : \begin{cases} X_0 = 3.2858 \times 10^2 \\ X_1 = 8.8265 \times 10^0 \end{cases} \end{aligned}$$

となる。以上のように振動速度や振動の大きさのレベル VGL 等と、人間の振動感覚との関係を簡単な計算で求めることが可能となった。したがって、使用性照査の対象となる歩道橋の動的応答量が求められれば、従来よりはるかに具体的な使用性の検討を行うことが可能であると思われる。表-4.3 にこれらの結果を示す。

4. 3 振動限度の検討

ここでは、上記で得られた表-4.3 の結果等を用いて振動限度の検討を試みる。前述のとおり、VGL 値の基準としては、 $a\omega = 0.814 \text{ cm/sec}$ とし、このとき VGL が 40 dB 、VG が 1.0 となるように決めてある。 $a\omega = 0.814 \text{ cm/sec}$ の意味は、この点で不適当と答える人が急増し、振動刺激に対する反応の増分は減少する、いわば変曲点に当たる値である。また、"歩道橋の振動として不適当"は、実験のカテゴリ選択方法から"少し歩きにくい"

表-4.4 各種振動限度比較表

	照 査 方 法	単 位	荷重状態	振動限度	振 動 感 覚
①	Leonard	cm/s ²	多数の歩行者	34	—
②	小堀・梶川・城戸	cm/s (RMS)	最頻歩調 1 人	0.42	少し振動を感じる閾値
③	BS 5400, Blanchard	cm/s ²	共振歩調 1 人	0.5f ^{0.5}	—
④	Wheeler	cm/s (MAX)	最頻共振歩調 1 人	2.40	少し歩きにくい閾値
⑤	松本ら	cm/s ²	1 人/秒/m	98	—
⑥	梶川・小堀	cm/s (RMS)	単独歩行状態	1.7	少し歩きにくい閾値
		cm/s (RMS)	群衆載荷状態	1.7	//
		cm/s (RMS)	単独走行状態	2.7	大いに歩きにくい閾値
⑦	田中・加藤	cm/s (RMS)	共振歩行 1 人	0.85	明らかに振動を感じる閾値
⑧	本研究	VGL (dB)	共振歩行 1 人	40	歩道橋として不適当と感じる 約13%値
		cm/s (RMS)		0.8	少し振動を感じる約60%値 明らかに振動を感じる約25%値
		VGL (dB)	共振歩行 1 人	42	歩道橋として不適当と感じる 約25%値
		cm/s (RMS)		1.0	少し振動を感じる約70%値 明らかに振動を感じる約40%値

場合とほぼ等価であると考えることができる。以上を踏まえて、限度について考察を行う。

まず表-4.3 の変曲点付近に着目すると $a\omega = 0.8 \text{ cm/sec}$ 付近で"不適当"あるいは"少し歩きにくい"と答える人が約 13%、 $a\omega = 0.85 \text{ cm/sec}$ 程度で約 15%であり、この程度であれば使用性に問題が生じる可能性はほとんどないと思われる。また、"不適当"と感じる人がどの程度まで許容できるかは異論のあるところと思われるが、一般的には概ね 25~30% までが限度であろう。例えば、"不適当"がおよそ 25% になる振動速度は、 $a\omega = 1.0 \text{ cm/sec}$ 程度である。ただし、 $a\omega = 1.0 \text{ cm/sec}$ はすでに変曲点を越えているため、仮に $a\omega$ が 0.1 cm/sec 大きくなっただけで 40% 付近まで"不適当"と答える人が増加する。よって、通行量があまり多くない場合や、多少振動を許容するような場合は、 $a\omega = 1.0 \text{ cm/sec}$ 程度でも使用性に問題が生じる可能性が少ないであろうが、通行量が多く、常時人が橋梁上に存在するような歩道橋では十分ではないと思われる。したがって十分な使用性を確保する必要があるような場合では、 $a\omega = 0.8 \text{ cm/sec}$ 程度以下が望ましいと考えられる。この場合では、大きな起振力が加わり、多少応答が大きくなっても、"不適当"と答える人はそれほど増大しないため、常時十分な使用性を確保できると推定される。

表-4.4 は、現在までに提案されている主な振動限度の一覧である^{5,16)}。この中で、②、④、⑥、⑦の限度は、すべて小堀・梶川の実験結果に基づいて決定されたものであり、特に④は⑥の基準値と全く同一のものである。また、①は Leonard 自身の実験結果から¹⁷⁾、⑤は Goldman の実験¹⁸⁾を参考にしてそれぞれ決められた限度である。

表-4.4 に着目すると、現在までに提案されている限度は、人間がその振動刺激を受

けた際にどのような心理反応が生じるのか明示されたものはなく、小堀・梶川の実験結果を参考にした限度において振動感覚カテゴリーとの関係が示されているのみである。この場合においても、例えば田中らの限度と梶川らの限度では、その数値として2倍もの差があり、これらの中間的な動的応答量が生じる歩道橋の評価を行うことは困難であると思われる。さらには、このような場合、都合のよい照査方法のみを利用して使用性の善し悪しを議論する危険性も指摘されている¹⁶⁾。

本研究においては表-4.3 に示したとおり、“歩道橋の振動として不適当とを感じる”、“少し振動を感じる”あるいは“明らかに振動を感じる”等の人間の心理反応が非常に理解しやすい形で簡単に計算できるため、仮に表-4.4 の値を超えた場合でも、具体的な人間の感覚量を求め、歩道橋の立地条件、利用者層等を含めて使用性を考慮することにより、従来の基準、照査手法等に比してきわめて柔軟な使用性の検討が可能であるものと考えられる。したがって、本手法を用いれば上記のような危険性も少なく、照査の対象となる歩道橋の形式、架設地点等の諸条件を加味した統一的な使用性検討ができ得るものと推定される。

4. 4 本章のまとめ

以上のように、計量心理学で用いられている手法を用いて人間の振動感覚の数量化を行い、第3章で得られた感覚量の解析結果との関連づけを実施することにより歩道橋の設計時に用いるための振動限度に関する検討を行ったものである。

前述のとおり、現在までに提案されている限度は、人間がその振動刺激を受けた際にどのような心理反応が生じるのか明示されたものは無く、小堀・梶川の実験結果を参考にした限度において振動感覚カテゴリーとの関係が示されているのみである。これら（例えば表-4.4 の⑥および⑦）においても、限度の数値として2倍もの差が生じているものもあり、これらの中間的な動的応答量が生じる歩道橋の評価を行うことは困難であろう。

本章では第2章および第3章の結果を踏まえて、振動速度あるいは“振動の大きさのレベル”VGL値で表現された振動量に対して、電卓程度で簡単に人間の振動感覚を算定できる簡易式を誘導した。したがって、本方法では動的応答量に対する人間の振動感覚やその感覚量、あるいは歩道橋の振動として不適当と答える人の割合を簡単に計算できるため、これらを用いれば、従来の基準に比して対象となる歩道橋の立地条件、利用者層等を考慮した極めて柔軟な使用性の検討が可能であるものと思われる。

具体的な振動限度としては、まず振動速度の実効値で $a\omega = 0.8\text{ cm/sec}$ 以下の場合、使用性に問題はほとんど生じないと考えられる。 $a\omega = 0.8\text{ cm/sec}$ の振動量とは、VGL値で40dB、歩道橋として不適当あるいは少し歩きにくいと感じる人が約13%、振動を少し感じる人がおよそ60%、明らかに振動を感じる人が約25%程度の値である。

また、立地条件等の理由で多少の振動を許容するような場合では、振動速度の実効値で $a\omega = 1.0 \text{ cm/sec}$ 程度、あるいは VGL 値で 42 dB 以下ならば、通常の使用に際しては十分な使用性が確保できるであろう。 $a\omega = 1.0 \text{ cm/sec}$ とは、歩道橋として不適当と答える人がおよそ 25%、少し振動を感じる人が約 70%、明らかに振動を感じる人は約 40% 程度となる振動量である。しかしながら、上記の限度は必ずしも守るべき値ではなく、あくまでも上限としての参考値とすべき性格のものである。その理由として、本手法は前にも述べたとおり、人間の感覚量を簡単に求めることができるため、実際の使用性検討に際しては、動的応答量から感覚量を算定し、歩道橋の諸条件を考慮して判定を行うことが使用性設計の本来の方法であると考えられるからである。

参考文献

- 1) BSI : Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 2. Specification for Loads, 7.1.5 Vibration Serviceability, BS 5400, 1978.
- 2) 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，pp.40～45, 1985.
- 3) Wheeler, J. E. : Prediction and Control of Pedestrian-Induced Vibration in Footbridges, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST9, pp.2045～2065, 1982.
- 4) 小堀為雄・梶川康男：橋梁振動の人間工学的評価法，土木学会論文報告集，第 230 号，pp.23～31, 1974.
- 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) 梶川康男・加藤雅史：歩道橋の振動と使用性設計，振動制御コロキウム PART.B 講演論文集，pp.9～14, 1991.
- 7) 小幡卓司・林川俊郎・佐藤浩一：歩道橋の通行時における振動感覚について，構造工学論文集，Vol.40A, pp.685～692, 1994.
- 8) 小幡卓司・窪田公二・林川俊郎・佐藤浩一：歩道橋の使用限界状態に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.41A, pp.669～676, 1995.
- 9) 小幡卓司・林川俊郎・佐藤浩一：歩道橋の振動使用限界状態と設計への適用に関する一考察，土木学会北海道支部論文報告集，第 52 号(A)，pp.380～385, 1996.
- 10) 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.294～299, 1995.
- 11) 小幡卓司・林川俊郎・佐藤浩一：人間の振動感覚に基づいた歩道橋の使用限界状態に関する研究，土木学会論文集，No.537/I-35, pp.217～231, 1996.

- 12) 三輪俊輔・米川善晴：振動の評価法 1～3，日本音響学会誌，27 巻 1 号，pp.11～20, pp.21～32, pp.32～39, 1971.
- 13) 田中良久：心理学的測定法，東京大学出版会，1971.
- 14) 田中良久編：講座心理学 2 計量心理学，東京大学出版会，1969.
- 15) 小堀為雄・梶川康男：道路橋の振動とその振動感覚，土木学会論文報告集，第 222 号，pp.15～23, 1974.
- 16) 田中信治：歩道橋の振動使用性，橋梁交通振動コロキウム論文集 PART A，pp.55～60, 1995.
- 17) Blanchard, J., Davis, B. L. and Smith, J. W. : Design Criteria and Analysis for Dynamic Loading of Foot-Bridges, Proc. of Symposium of Dynamic Behavior of Bridges, Supplementary Report 27, UK TRRL, pp.90～106, 1977.
- 18) Goldman, D.E. :A Review of Subjective Responses to Vibration Motion of the Human Body in the Frequency Range 1 to 70 Cycles per Second, Naval Medical Research Institute Report, NM-004-001, 1948.

第5章 歩道橋の実態調査による動的応答特性

5. 1 概説

一般に歩道橋の振動使用性照査は、基本的に対象となる歩道橋の低次の固有振動数を求めることが第一段階である¹⁾。すなわち、我が国の現行の基準である立体横断施設技術基準・同解説²⁾では避けるべき低次の固有振動数の範囲が規定され、BS 5400³⁾等の限界状態設計法による照査においても1次固有振動数と歩行者の共振状態を照査の対象とするためである。

橋梁の動的特性に関する研究、あるいは実験等は以前より盛んに行われ^{4,5)}、近年においては長大橋梁は勿論のこと、中小橋梁に関しても斜張橋のように構造が複雑な橋梁については振動実験が実施される傾向にある。また、コンピュータの飛躍的な性能の向上により、固有振動解析、動的応答値の計算等も比較的容易に行えるようになってきた。

しかしながら、今日の解析理論あるいは計算技術の発達をもってしても、設計段階での解析値と完成後の実測値が一致しないことがしばしばある^{6,7)}。その理由として、実験時における微小な振幅範囲での支点条件の差違、高欄等の橋梁付属物による曲げ剛性への影響、設計段階での減衰定数の正確な予測が困難であること等が考えられる¹⁾。特に減衰定数に関しては、多くの研究が行われているにもかかわらず^{8~13)}、橋梁形式に応じた定量的な減衰定数の評価は今なお困難である¹⁴⁾。

そこで本研究においても、共振歩行を含む様々な歩行外力が作用した場合の歩道橋の動的応答性状、1次および2次固有振動数ならびに減衰定数の測定を実施し、歩道橋における高欄等の曲げ剛性への影響、設計時に用いる歩行外力の評価あるいは使用性照査を必要とする固有振動数の範囲等を検討する際の基礎的データを得ることとした。

具体的には、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人間1名の歩行あるいは走行による強制加振実験を行った^{15~19)}。実験対象とした歩道橋は、札幌市建設局管理部編、「平成5年度横断歩道橋通行実態調査集計結果表」²⁰⁾を参考に、支間長の比較的長いものを予め選択し、現地調査を実施した後11橋を決定した。得られた実験結果から、各歩道橋の固有振動数、減衰定数、各加振振動数に対する最大動的応答加速度等の算出を行った。なお、固有振動数の把握にはFFT解析を、減衰定数の算定には直接振動波形から求める方法と、Half-power-methodの両者を用いている。これらの結果より、使用性を評価すべき固有振動数の範囲、照査を行う場合の荷重状態等の検討を実施した。

以上より本章においては、まず5. 2節において実験方法、実験対象の歩道橋およびデータ解析手法について述べ、5. 3節に自由振動実験結果と減衰定数等に関する考察を、また5. 4節において強制加振実験と、これらの結果から得られた知見をまとめるものである。

5. 2 自由振動実験ならびに強制加振実験

5. 2. 1 実験方法

前述のとおり、本研究では歩道橋の動的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 橋について減衰自由振動実験および強制加振実験を実施した。減衰自由振動実験に関しては、1 次および 2 次固有振動数を対象とすることとした。表-5.1 に実験を行った歩道橋の一覧を、写真-5.1～5.10 に各歩道橋の外観を示す。ここで、写真-5.10 の美園横断歩道橋については、3 橋で構成されているため、支間長のやや長い中央部と端部で各 1 橋ずつとした。なお、本研究においては、デッキプレートとコンクリートで構成される床版を、便宜上 RC 床版と呼ぶこととする。

測定方法は、歩道橋の支間を 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て動ひずみ計で増幅し、A/D 変換ボードを介してパソコンに直接データを入力することにより加速度応答値を得た。サンプリング周波数は 200Hz を用いている。図-5.1 に本研究で用いた振動測定システムの概略図を、表-5.2 に実験ケースを示す。

1 次および 2 次固有振動数の測定方法は、それぞれのモード形状を考慮して、前者は支間の 1/2 点、後者は 1/4 点で跳躍し、歩道橋を加振することにより実験を行った。また、強制加振実験に関しては、荷重となる歩行者が電子メトロノームを携帯し、ある周期の発振音に歩調を合わせるにより加振を行った。共振歩行については、1 次減衰自由振動実験の結果に応じて加振することとした。なお、1 次固有振動数が高く、歩行が不可能となるような場合には、その固有振動数の 1/2 で歩行あるいは走行して実験を実施した。ここで本研究においては、上記のような固有振動数の 1/2 に加振振動数を設定した場合を、“半共振”と称することとする。実験風景を写真-5.11 および写真-5.12 に示す。

表-5.1 横断歩道橋一覧表

No.	横断歩道橋 名 称	支間長 (m)	主桁断面形状 flg web		床版 形式	通行量 (人/day)
a	山の手小学校前	15.5	200×12	576×9	RC	543
b	宮の森小学校前	15.8	200×12	576×9	RC	—
c	月 寒	18.8	200×16	768×9	RC	255
d	北 3 条東 4 丁目	20.8	200×16	768×9	鋼	773
e	平 岡	21.9	200×16	768×9	RC	264
f	菊水西町	22.6	200×16	768×9	鋼	104
g	東 山	23.3	200×12 300×12	596×9	鋼	240
h	新 琴 似	23.6	200×16	968×9	RC	913
I	豊 水	29.3	250×16	768×9	鋼	73
j	美 園 ①	30.4	200×16	968×9	鋼	—
k	美 園 ②	31.8	200×16	968×9	鋼	—



写真-5.1 山の手小学校前歩道橋



写真-5.2 宮の森小学校前歩道橋



写真-5.3 月寒歩道橋



写真-5.4 北3条東4丁目歩道橋



写真-5.5 平岡歩道橋



写真-5.6 菊水西町歩道橋



写真-5.7 東山歩道橋



写真-5.8 新琴似歩道橋



写真-5.9 豊水歩道橋



写真-5.10 美園歩道橋



写真-5.11 実験風景（固有振動数測定）



写真-5.12 実験風景（強制加振実験）

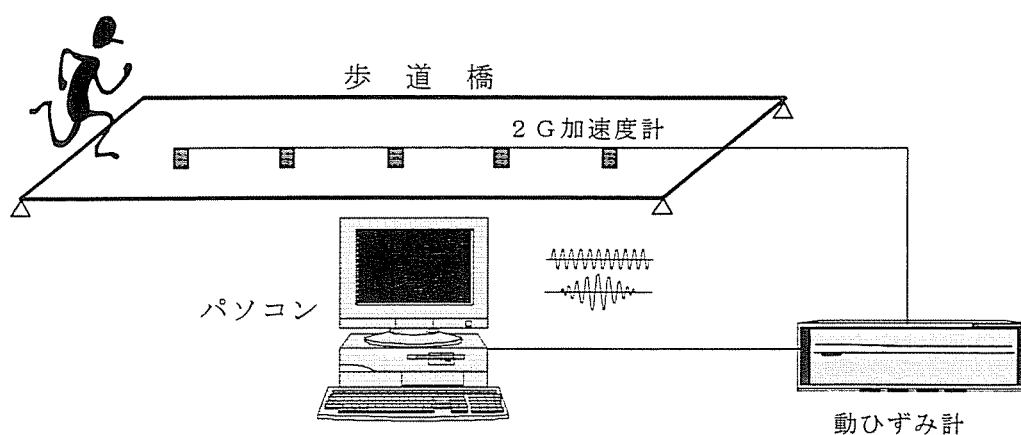


図-5.1 振動測定システム概略図

表-5.2 実験ケース

No.	1	2	3	4	5	6	7	8
実験	1次固有振動数	2次固有振動数	1.5Hz歩行	2.0Hz歩行	2.5Hz歩行	3.0Hz歩行	3.5Hz歩行	共振歩行

5. 2. 2 フーリエスペクトルと減衰定数の算定

通常、橋梁の振動においては比較的周期性の強い信号が観測される。観測されたデータの周期性の状況を振動数領域で表現する方法として、フーリエスペクトルが知られている。近年のコンピュータの発達に伴い、FFT法に代表されるような離散フーリエ変換によるスペクトル密度の計算が簡便に行えるようになってきた。本研究においても、FFTを用いて歩道橋の卓越振動数の解析を行った^{14,21~23)}。

一般に、ある周期 $T(T>0)$ で繰り返される周期関数 $f(t)$ が存在する場合、 $f(t)$ はフーリエ級数と呼ばれる三角関数の形に展開できる。

$$F(t) = \frac{a_0}{2} + \sum_{n=1}^{\infty} (a_n \cos n\omega t + b_n \sin n\omega t) \quad T = \frac{2\pi}{\omega} \quad \dots\dots\dots(5.1)$$

式(5.1)の a_n 、 b_n は

$$a_n = \frac{2}{T} \int_{-T/2}^{T/2} f(t) \cos n\omega t dt = \frac{1}{\pi} \int_{-\pi}^{\pi} \theta \cos n\theta d\theta \quad \dots\dots\dots(5.2)$$

$$b_n = \frac{2}{T} \int_{-T/2}^{T/2} f(t) \sin n\omega t dt = \frac{1}{\pi} \int_{-\pi}^{\pi} \theta \sin n\theta d\theta \quad \dots\dots\dots(5.3)$$

で与えられる。ここで $\theta = \omega t$ 、 $\omega = 2\pi f$ 、 $f = 1/T$ 、 ω は円振動数、 f は振動数である。式(5.2)、式(5.3)の a_n および b_n は $f(t)$ のフーリエ係数と呼ばれ、これらを求めることを $f(t)$

のフーリエ分析、調和解析等という。

前述のとおり、近年のコンピュータとデジタルシステムの発達により、橋梁の振動等の観測データも、直接パソコン等にデジタルデータとして記録されることが多い。このようなある周期を有する離散値関数の周期関数 $f(n)$ は離散フーリエ級数を用いて表される。

ここで、 $f(n)$ を $0 \leq n \leq N-1$ 以外で 0 である長さ N を有する有限区間の孤立波の離散値数列とする。 $f(n)$ は周期 N の離散値数列 $f_p(n)$ の一周分になっていると考えれば $f_p(n)$ は明らかに、

$$f_p(n) = \sum_{l=-\infty}^{\infty} f(n+ln) \quad \dots\dots\dots(5.4)$$

で表されるから、この $f_p(n)$ を用いて $f(n)$ は

$$f(n) = \begin{cases} f_p(n) & 0 \leq n \leq N-1 \\ 0 & \text{その他の } n \end{cases} \quad \dots\dots\dots(5.5)$$

と表される。すなわち有限区間の数列は周期関数 $f_p(n)$ の一周分によっても表される。ここで、簡単のため、

$$u_N(n) = \begin{cases} 1 & 0 \leq n \leq N-1 \\ 0 & \text{その他の } n \end{cases} \quad \dots\dots\dots(5.6)$$

なる記号を導入して式(5.5)の $f(n)$ をさらに

$$f(n) = f_p(n)u_N(n) \quad \dots\dots\dots(5.7)$$

と書くことにする。

一般に、周期数列 $f_p(n)$ とその離散値フーリエ級数の係数 $F_p(k)$ との間には、

$$F_p(k) = \sum_{n=0}^{N-1} f_p(n)e^{-j\frac{2\pi}{N}nk} \quad \dots\dots\dots(5.8)$$

$$f_p(n) = \frac{1}{N} \sum_{k=0}^{N-1} F_p(k)e^{j\frac{2\pi}{N}nk} \quad \dots\dots\dots(5.9)$$

なる関係がある。ここで j は虚数である。ただし、 $F_p(k)$ は周期 N の周期数列であるから、 $F(k)$ を $F_p(k)$ の一周期分とすると式(5.6)を用いて $F(k)$ は、

$$F(k) = F_p(k)u_N(k) \quad \dots\dots\dots(5.10)$$

と表すことができる。

式(5.8)、式(5.10)および式(5.7)と式(5.9)から、

$$F(k) = \sum_{n=0}^{N-1} f(n)e^{-j\frac{2\pi}{N}nk} \quad 0 \leq k \leq N-1 \quad \dots\dots\dots(5.11)$$

$$f(n) = \frac{1}{N} \sum_{k=0}^{N-1} F(k)e^{j\frac{2\pi}{N}nk} \quad 0 \leq k \leq N-1 \quad \dots\dots\dots(5.12)$$

が得られる。式(5.11)を $f(k)$ の離散フーリエ変換と呼び、式(5.12)を $F(k)$ の逆離散フーリエ変換と称する。離散フーリエ変換は有限個の数列で表される波形のフーリエ変換であり、その効率的な計算アルゴリズムとして高速フーリエ変換(FFT)が知られている。

次に、離散フーリエ変換で得られた $F(k)$ から、パワースペクトル密度は近似的に以下のように与えられる。

$$S_x(f_k) = \frac{1}{N\Delta t} |F(k)|^2 \quad (f_k \leq f_n) \quad \dots\dots\dots(5.13)$$

ここで、 Δt はサンプリングにおける時間刻み、また f_n は、 $f_n = 1/2\Delta t$ で与えられるナイキスト周波数であり、 Δt で刻まれたデータの分析可能な最高周波数を表している。

以上のようにして得られたパワースペクトル曲線に、1/2 法¹⁴⁾

(Half-power-method) を適用して減衰定数 h を求めることができる。これは、パワースペクトル曲線が共振曲線の2乗に比例することに基づいたものである。しかしながら、注意すべき点として1/2法で求めた減衰定数にはスペクトルの平滑化等による解析上の誤差が含まれており、一般に大きめの値が得られることが多い。図-5.2に示すように、減衰定数 h は以

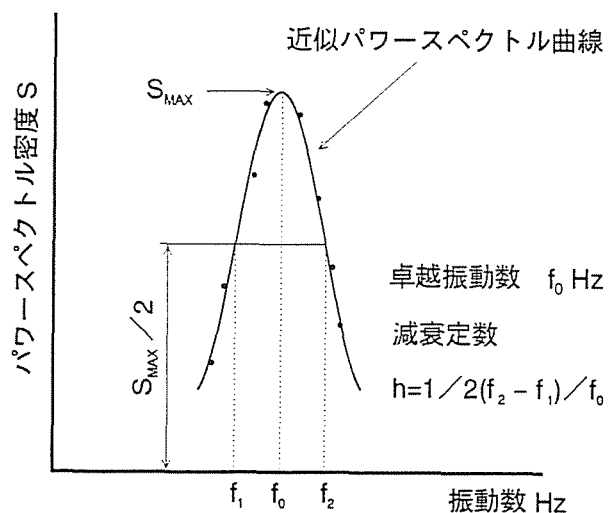


図-5.2 1/2 法 (Half-power-method)

下の式で求められる。

$$h = \frac{1}{2} \frac{(f_2 - f_1)}{f_0} \dots\dots\dots(5.14)$$

また、本研究では上記の 1/2 法に加え、減衰自由振動波形からも減衰定数の算定を試みた。以下にその式を示す。

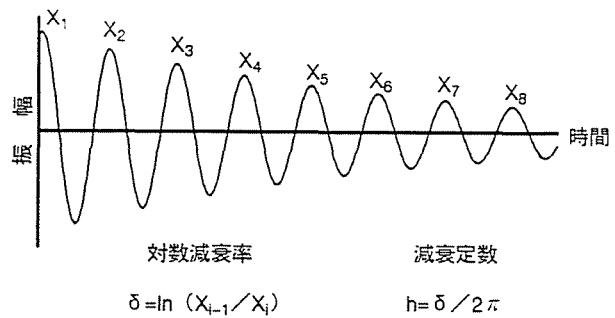


図-5.3 減衰自由振動波形

$$\delta = \ln \left(\frac{x_{i-1}}{x_i} \right) \dots\dots\dots(5.15)$$

ここで δ は対数減衰率である。なお、図-5.3 に減衰自由振動波形からの減衰定数の算定手法を示す。

5. 3 減衰自由振動実験結果

前述のとおり、本研究では札幌市内の標準的な横断歩道橋 11 橋について振動実験を実施した。表-5.3 に実験結果の一覧を、図-5.4(a),(b)に 1 次および 2 次減衰自由振動波形の一例を、図-5.5(a),(b)にフーリエスペクトルの一例を示す。

表-5.3 実験結果一覧表（減衰自由振動実験）

No.	横断歩道橋名称	固有振動数		減衰定数 (%)			備考
		1 次 (Hz)	2 次 (Hz)	1 次		2 次	
				波形	½法	½法	
a	山の手小学校前	5.52	16.50	1.438	1.574	1.683	RC床版
b	宮の森小学校前	5.42	15.33	1.643	1.461	0.900	RC床版
c	月 寒	5.42	16.70	1.327	1.234	1.319	RC床版
d	北 3 条 東 4 丁 目	4.05	13.53	1.332	1.297	0.648	鋼床版
e	平 岡	3.37	10.84	1.173	1.104	1.174	RC床版
f	菊水西町	4.05	13.04	1.237	1.005	0.538	鋼床版
g	東 山	2.83	9.57	1.176	1.340	0.896	鋼床版
h	新 琴 似	3.95	13.04	1.177	0.948	1.724	RC床版
I	豊 水	2.44	8.55	1.494	1.817	0.657	鋼床版
j	美 園 ①	2.93	10.35	1.258	1.121	0.676	鋼床版
k	美 園 ②	2.54	9.08	1.254	1.971	1.029	鋼床版

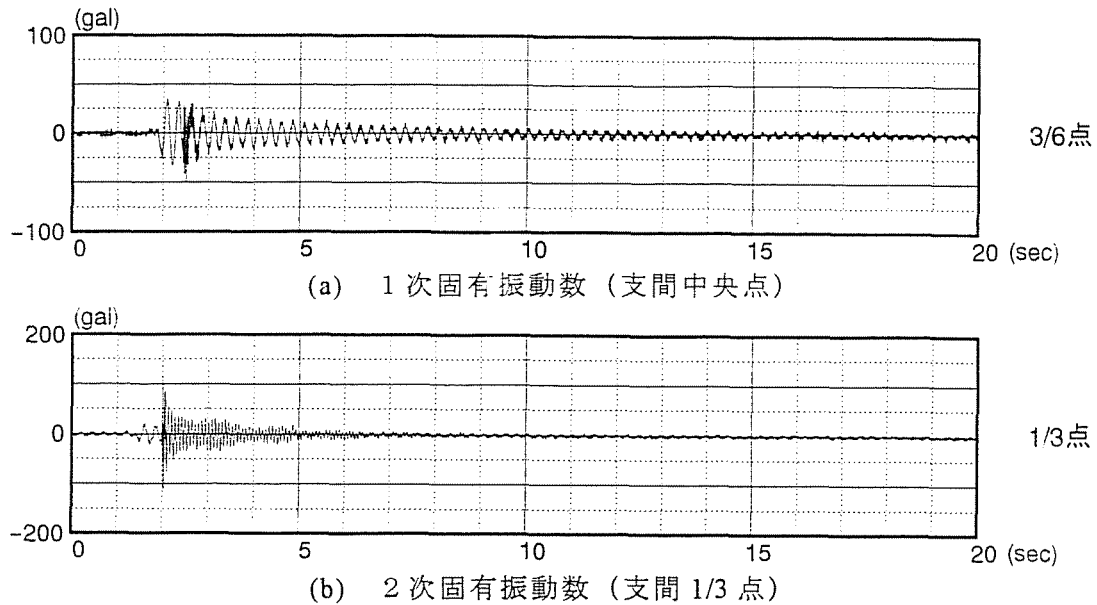


図-5.4 減衰自由振動波形（北3条東4丁目歩道橋）

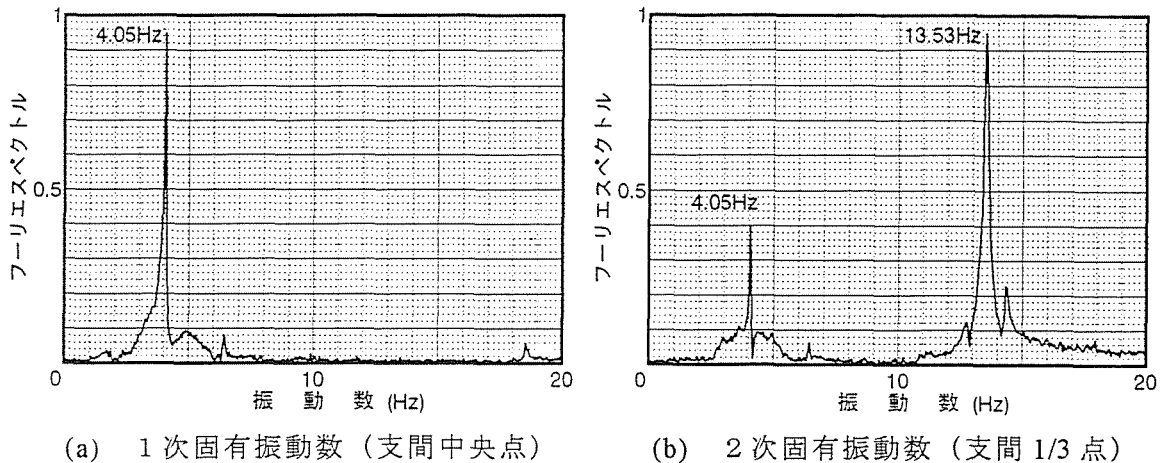


図-5.5 フーリエスペクトル（北3条東4丁目歩道橋）

表-5.3 に着目すると、現在我が国で用いられている立体横断施設技術基準・同解説²⁾における、さけるべき振動数の範囲である $1.5\text{Hz} \sim 2.3\text{Hz}$ に含まれる歩道橋は存在しなかった。しかしながら、人間の平均歩調のほぼ2倍に相当する 4Hz 前後の固有振動数を持つ歩道橋が3橋確認された。

実験対象の横断歩道橋はほぼ全部が建設省標準設計^{24,25)}等を参考とした設計がなされており、支間長が同程度であれば同じ主桁が用いられている。また一般に、歩道橋の構造は比較的単純であると言われていたにもかかわらず、同程度の支間長で同じ主桁を用いている歩道橋においてもその固有振動数にはかなりの差が現れた。たとえば表-5.3において、c橋～f橋はすべて同一の主桁が採用されているが、その固有振動数は1次で $3.37\text{Hz} \sim 5.42\text{Hz}$ 、2次で $10.84\text{Hz} \sim 16.70\text{Hz}$ であり、かなりのバラツキが認められる。特に平岡歩道橋と菊水西町歩道橋では、支間長が長い後者の方が高い固有振動数となっていることがわかる。以上より、歩道橋においては、主桁剛性が道路橋に比して小さいため、床

版形式や高欄、あるいは鋼床版の縦リブ形状等の影響を受けやすく、設計時における固有振動数の計算には十分な配慮が必要であると思われる。

減衰定数に関しては、1次については図-5.4(a)のように比較的容易に自由振動波形より求めることが可能であったが、2次の場合、図-5.4(b)に示すように実験で得られた波形から減衰定数を計算することは非常に困難であったため、表-5.3には2次に関して1/2法による結果のみ示してある。具体的な減衰定数は、1次においておよそ1.2%~1.6%程度、2次については約0.5%~1.7%程度の値が得られた。解析結果の妥当性に関しては、1次の場合に着目すれば、波形から得られた減衰定数と、1/2法の結果がほぼ一致していることから、その信頼性は十分であろう。これらの結果は、他の歩道橋に関する実験結果と比較するとやや大きめの値となっているが、一般の鋼道路橋に対してはかなり小さめの値と思われる。また減衰定数と支間長等のいくつかのパラメータについて、相関性についての検討を行ったが、本実験結果に関する限り、定量的な傾向は認められなかった。

また、フーリエスペクトルの結果に着目すると、支間中央で加振した場合には1次固有振動が非常に卓越する結果が得られたが、支間1/4点で加振した場合においても、ほとんどの歩道橋で2次固有振動よりも1次が卓越する現象が生じている。よって、吊形式等を除いた、一般的な歩道橋では、2次固有振動が発現する可能性は極めて少ないと考えられる。加えて、支間長と2次固有振動の卓越性に関しても、本実験結果においては減衰定数と同様に特別な相関は認められなかった。

5. 4 強制加振実験結果

表-5.4 実験結果一覧表（強制加振実験）

強制加振実験は、前に記したとおり荷重となる歩行者1名の歩行あるいは走行によって歩道橋を加振し、その際の加速度を記録することにより行った。実験ケースは1.5Hz~3.5Hzおよび1次共振振動数の6ケースである。表-5.4に支間中央における各歩道橋の最大加速度応答値を、図-5.6~5.11に北3条東4丁目歩道橋における各実験ケースの支間中央の応答波形を、また図-

No.	横断歩道橋名称	1次固有振動数(Hz)	実験結果	
			共振(gal)	半共振(gal)
a	山の手小学校前	5.52	—	51
b	宮の森小学校前	5.42	—	42
c	月 寒	5.42	—	95
d	北3条東4丁目	4.05	221	77
e	平 岡	3.37	318	—
f	菊水西町	4.05	260	44
g	東 山	2.83	274	—
h	新 琴 似	3.95	192	73
i	豊 水	2.44	205	—
j	美 園 ①	2.93	310	112
k	美 園 ②	2.54	121	—

5.12~5.17に支間中央点のフーリエスペクトルを示す。また図-5.18および図-5.19は同歩道橋の、非共振時における支間1/3点のフーリエスペクトルの一例である。

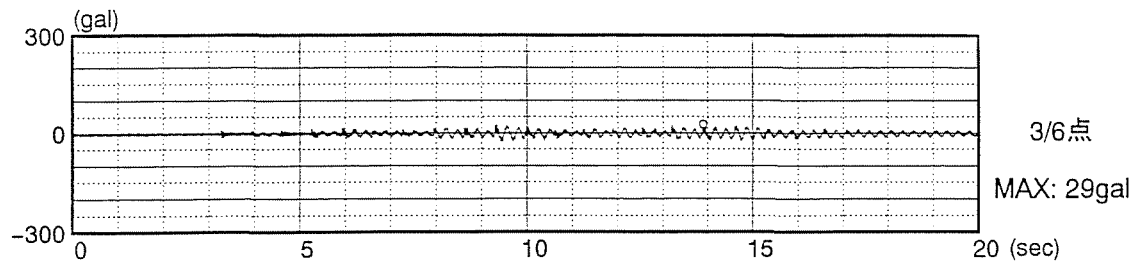


図-5.6 1.5Hz 加振時の振動波形

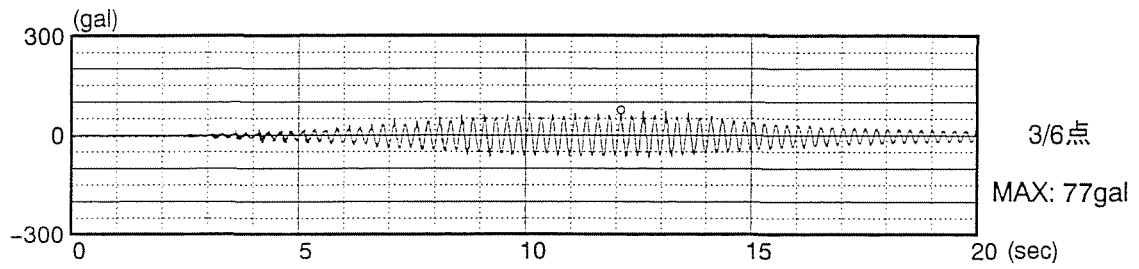


図-5.7 2.0Hz 加振時の振動波形

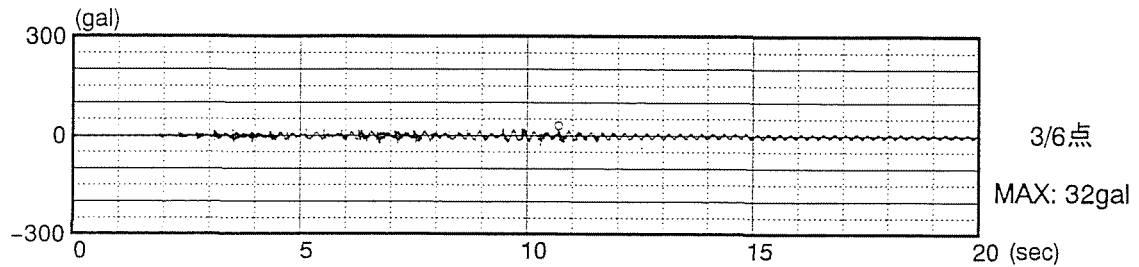


図-5.8 2.5Hz 加振時の振動波形

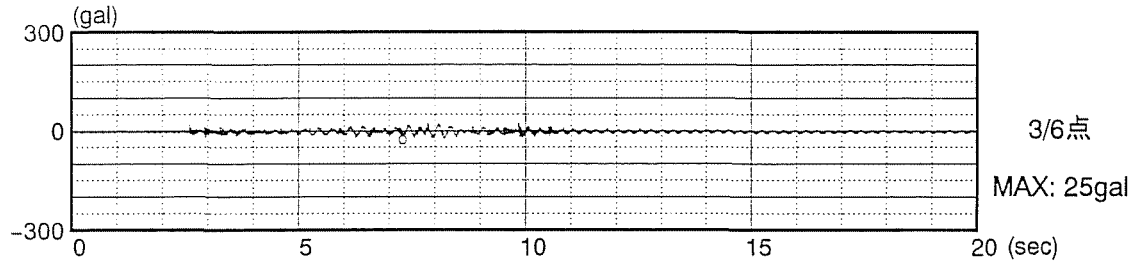


図-5.9 3.0Hz 加振時の振動波形

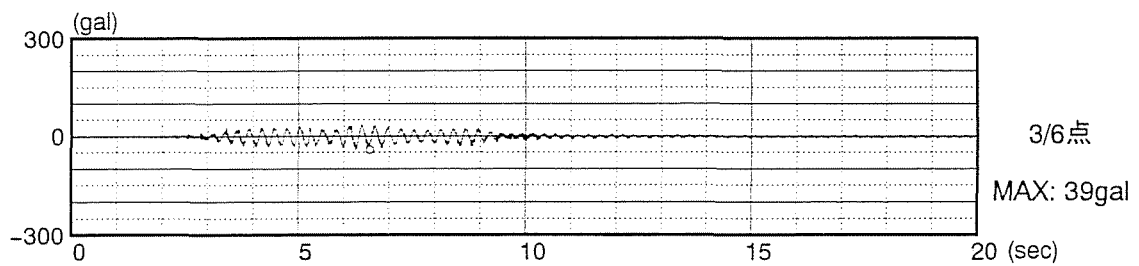


図-5.10 3.5Hz 加振時の振動波形

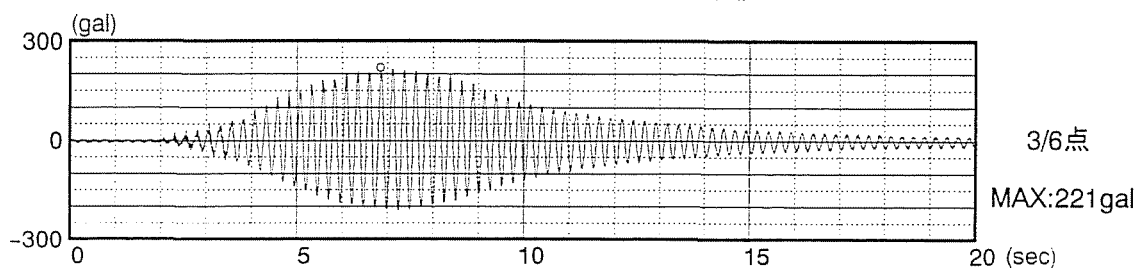


図-5.11 共振時の振動波形

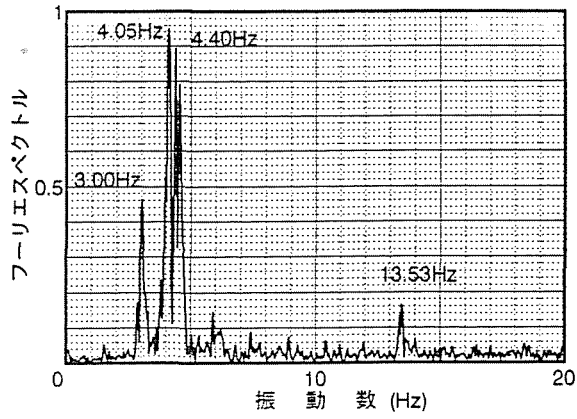


図-5.12 1.5Hz 加振時フーリエスペクトル

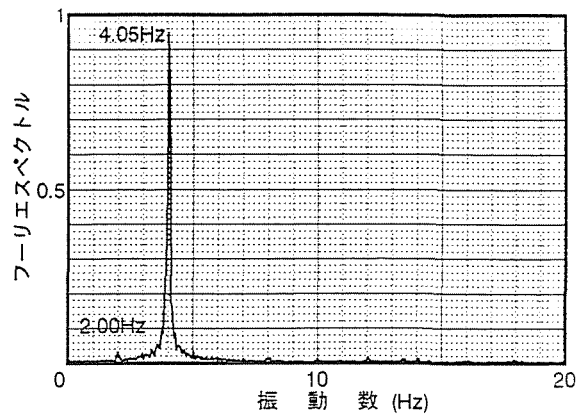


図-5.13 2.0Hz 加振時フーリエスペクトル

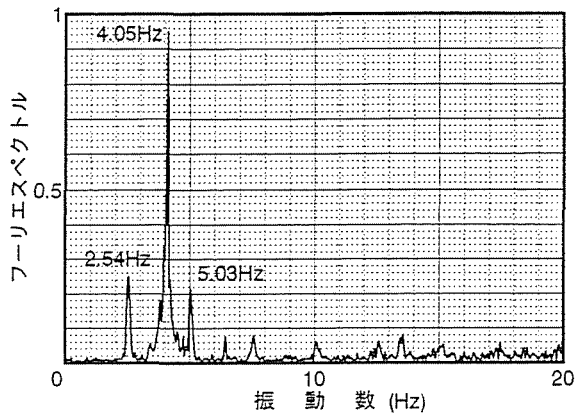


図-5.14 2.5Hz 加振時フーリエスペクトル

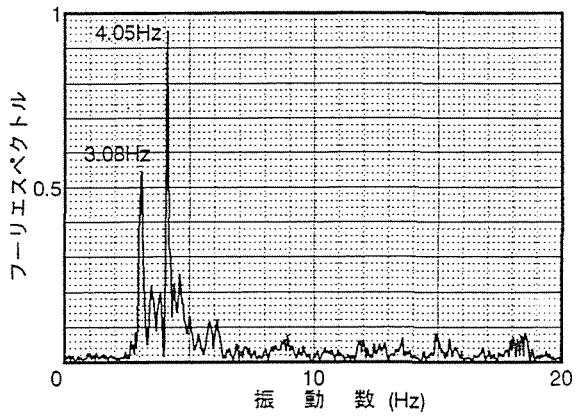


図-5.15 3.0Hz 加振時フーリエスペクトル

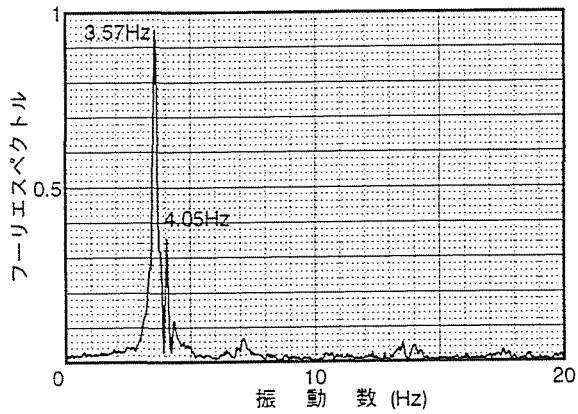


図-5.16 3.5Hz 加振時フーリエスペクトル

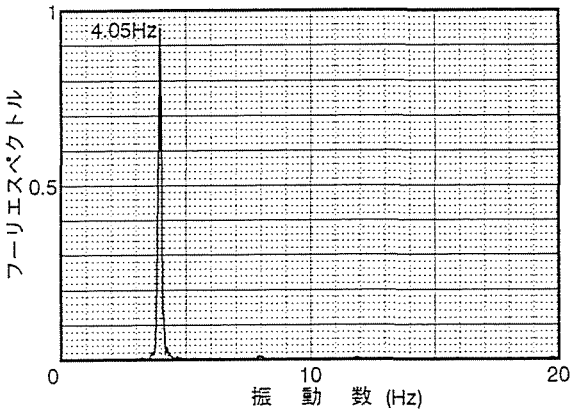


図-5.17 共振時フーリエスペクトル

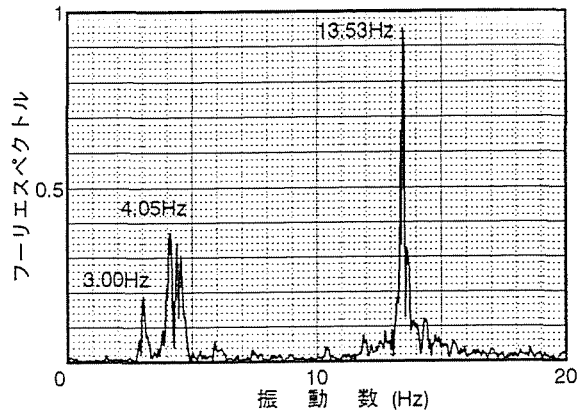


図-5.18 1.5Hz 加振時フーリエスペクトル(1/3 点)

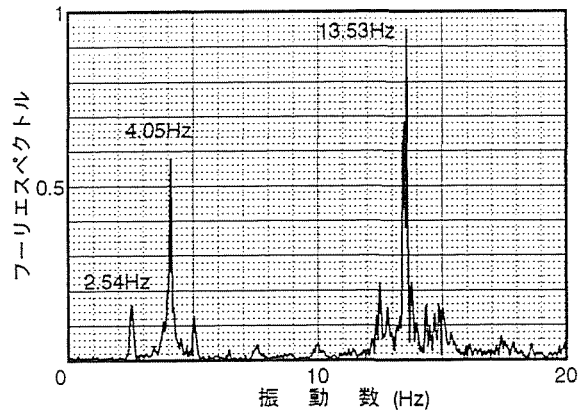


図-5.19 2.5Hz 加振時フーリエスペクトル(1/3 点)

これらの実験結果に着目すると、まず表-5.4 から、共振時においてかなり大きい応答が得られるのは当然と考えられるが、1次固有振動数の半分の振動数である、いわゆる半共振状態で加振した場合にも比較的大きい応答値が得られることが判明した。図-5.7の半共振時の波形と図-5.11の共振時波形を比較すると、半共振の場合も1次の共振状態となっており、実効値を考慮すれば歩行者に与える影響はかなり大きいと考えられ、使用性を検討する際には注意が必要であると考えられる。特に人間の平均歩調の半分である4Hz前後の固有振動数を有する歩道橋では、2Hz歩行の場合でも固有円振動数がある程度大きいために、応答加速度あるいは応答速度は変位に比して大きくなる傾向を有することが確認された。よって、従来考慮されていなかった4Hz前後の1次固有振動数を持つ歩道橋も、使用性検討の対象とすることが望ましいと考えられる。

また、共振および半共振時以外の場合では、30～50gal程度の応答加速度が得られたケースも存在するが、波形からはこのような例のほぼ全部が歩行時の衝撃や歩道橋下を走行する車両によるノイズ等であると考えられ、実効値を考慮すれば歩行者への影響は少ないと思われる。

次に、図-5.12～5.17 および図-5.18、図-5.19に着目すると、非共振時において2次固有振動が卓越するケースが比較的多いことが確認された。従来の振動使用性判定法では、2次固有振動に関してはほとんど考慮されない場合が多いため、仮に2次固有振動数が2Hzあるいは4Hz前後である場合には、使用性に関してある程度注意が必要であると推定される。

さらに実験時における加振者の各振動数における歩行性状について言及すると、1.5Hzでは非常にゆっくりとした歩き方で、2Hz程度で通常の歩行状態となり、3Hzではほぼジョギング状態となる。特に2.3Hz～2.7Hz程度の歩行、あるいは走行状態は、現実にはあり得ない状態であり、この範囲に固有振動数を有するような歩道橋では、人間の歩行振動数と共振するケースはきわめて稀であると考えられる。また、1.5Hzの場合では、共振状態となる可能性はある程度あり得ると推定されるが、非常にゆっくりとした歩き方であるため起振力そのものが小さく、したがって応答も比較的小さくなることが予想される。加えて文献 26)では、いくつかの制約条件を設定して歩道橋の最適設計を試み、その中で避けるべき固有振動数の下限値を1.6Hzにした場合でも、使用性に問題は生じないことが報告されている。

以上より、照査を必要とすべき振動数の範囲は、現行の基準よりやや狭くして1.6Hz～2.2Hz程度にしても十分であると思われる。ただし、運動公園内のジョギングコース等かけられるような歩道橋では3Hz程度の固有振動数は避けるべきであると思われる。また、通常の歩道橋の場合では、3Hz程度でも使用性に問題はあまり生じないであろう。その理由は、“人が走ったために揺れた”ことがはっきり認識できれば、人間の心理反応としては不快感、不安感等があまり増大しないと考えられるからである。加えて、前述のとおり4Hz付近の固有振動数も、いわゆる半共振状態になった場合に比較的大きな応答量となる可能性を有することから、避けることが望ましいと思われる。

次に実験結果から、使用性照査の際の荷重状態について考察する。上記のとおり、実験結果からは共振時以外でも多少大きい応答が生じる場合もあり得るが、これらは波形から衝撃等による応答であり、継続的な振動ではないため、共振時以外では歩行者に与える影響は比較的小さく、よって共振時のみを考慮すれば十分であると考えられる。また荷重となる歩行者の人数であるが、過去の研究において、多数の歩行者のランダム歩行より共振歩行1名の方が応答値が大きくなること、日本の社会では多数の歩行者が歩調を合わせて歩行するケースはきわめて稀であること、さらに振動が発生した原因が明確な場合には人間の心理反応においてあまり不快感等は生じないと推定されること等が挙げられるため、共振歩行1名での照査を行えば十分であると考えられる。

5. 5 本章のまとめ

以上のように、本章では実橋において振動実験を実施し、その結果から歩道橋の振動特性、ならびに使用性照査の際の固有振動数の範囲、荷重状態等について検討を行った。本章で得られた知見を要約すると以下ようになる。

まず、減衰自由振動実験からは、一般に、歩道橋の構造は比較的単純であると言われているにも関わらず、同程度の支間長で同じ主桁を用いている歩道橋においてもその固有振動数にはかなりの差があることが判明した。よって、設計時における固有振動数の計算には床版形式、高欄等の付属物の影響に対して十分な配慮が必要であると思われる。

減衰定数に関しては、1次においておよそ1.2%~1.6%程度、2次については約0.5%~1.7%程度の値が得られた。これらの結果は、他の歩道橋に関する実験結果と比較するとやや大きめの値となっているが、一般の鋼道路橋に対してはかなり小さめの値と考えられる。

次に、強制加振実験からは、共振時においてかなり大きい応答が得られるのは当然といえるが、1次固有振動数の半分の振動数である、いわゆる半共振状態で加振した場合にも比較的大きい応答値が得られることが判明した。この際の振動性状は1次の共振状態となっており、実効値を考慮すれば歩行者に与える影響はかなり大きいと考えられ、使用性を検討する際には注意が必要であると思われる。特に、従来考慮されていなかった4Hz前後の1次固有振動数を持つ歩道橋も、使用性検討の対象とすることが望ましいと考えられる。また、非共振時において2次固有振動が卓越するケースが比較的多いことが確認された。

これらの強制加振時における応答性状と、実験時における加振者の各振動数における歩行性状に関して検討を加えた結果、照査を必要とすべき振動数の範囲として、1.6Hz~2.2Hz および 4Hz、ジョギングコース等に設けられる歩道橋の場合には上記に加えて3Hzが適当であると考えられる。使用性照査の際の荷重状態に関しては、共振歩行1名での照査を行えば十分であると考えられる結果が得られた。

・さらに、照査の際の動的応答量の最大値については、前章で得られた結果を考慮して、使用性を重視する場合では振動速度の実効値で $a\omega = 0.8 \text{ cm/sec}$ 以下 ($a\omega_{MAX} = 1.13 \text{ cm/sec}$)、または $VGL \leq 40 \text{ dB}$ が望ましく、多少振動を許容する場合においては、同様に $a\omega = 1.0 \text{ cm/sec}$ 以下 ($a\omega_{MAX} = 1.41 \text{ cm/sec}$)、または $VGL \leq 42 \text{ dB}$ であれば十分であると思われる。

参考文献

- 1) 梶川康男・加藤雅史：歩道橋の振動と使用性設計，振動制御コロキウム PART.B 講演論文集，pp.9～14, 1991.
- 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) 橋本香一：鋼鉄道橋の応力および衝撃に関する研究，鉄道技術研究報告，第713号（施設編第309号），pp.2～5, 1970.
- 5) 田中信治：歩道橋の振動特性と使用性設計手法に関する研究，名古屋大学学位論文，1994.
- 6) 田中信治・加藤雅史：歩道橋の固有振動数の測定と解析による検討，構造工学論文集，Vol.36A, pp.671～678, 1990.
- 7) 田中信治・加藤雅史・鈴木森晶：河川歩道橋の設計と実測に基づく振動特性の検討，構造工学論文集，Vol.37A, pp.929～936, 1991.
- 8) 加藤雅史・島田静雄：橋梁実測振動特性の統計解析，土木学会論文報告集，No.311, pp.49～58, 1981.
- 9) 伊藤学・片山恒雄：橋梁構造の振動減衰，土木学会論文集，No.117, pp.12～22, 1965.
- 10) 小松定夫・中井博・事口寿男：曲線桁橋の自動車による動的応答と衝撃係数に関する研究，土木学会論文報告集，No.192, pp.55～68, 1971.
- 11) 川島一彦・運上茂樹・互田洋一：斜張橋の耐震性に関する研究（その1）振動実験から見た斜張橋の振動特性，土木研究所資料，第2388号，1986.
- 12) 山口宏樹・高野春夫・小笠原政文・下里哲弘・加藤真志・加藤久人：斜張橋振動減衰のエネルギー的評価法と鶴見つばさ橋への適用，土木学会論文集，No.543/I-36, pp.217～227, 1996.
- 13) 山口宏樹・高野春夫・小笠原政文・下里哲弘・加藤真志・岡田淳：鶴見つばさ橋の振動実験による動的特性の同定，土木学会論文集，No.543/I-36, pp.247～258, 1996.
- 14) 橋梁振動研究会：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，1993.
- 15) 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.294～299, 1995.

- 16) 小幡卓司・伊藤公彦・林川俊郎・佐藤浩一：歩道橋の固有振動解析における曲げ剛性の推定とその動的応答特性について，土木学会北海道支部論文報告集，第52号(A)，pp.386～391, 1996.
- 17) 小幡卓司・伊藤公彦・林川俊郎・佐藤浩一・及川昭夫：歩道橋の固有振動解析における曲げ剛性の推定法について，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART B, pp.215～220, 1995.
- 18) 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.
- 19) 小幡卓司・林川俊郎・佐藤浩一：人間の振動感覚に基づいた歩道橋の使用限界状態に関する研究，土木学会論文集，No.537/I-35, pp.217～231, 1996.
- 20) 札幌市建設局管理部：横断歩道橋通行実態調査集計結果表，1993.
- 21) 篠崎寿夫・富山薫順・若林敏雄：現代工学のための応用フーリエ解析，現代工学社，1983.
- 22) 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門，鹿島出版，1994.
- 23) 町田東一・小島紀男：FORTRAN 応用数値計算，東海大学出版会，1989.
- 24) 日本道路協会：建設省制定土木構造物標準設計Ⅴ（横断歩道橋），1967.
- 25) 全日本建設技術協会：建設省制定土木構造物標準設計，第5巻（立体横断施設），1985.
- 26) 杉本博之・梶川康男：長支間歩道橋の振動使用性設計基準に関する考察，構造工学論文集，Vol.34A, pp.739～749, 1988.

第6章 設計時における固有振動数の推定

6. 1 概説

前章でも述べたとおり、歩道橋の振動使用性照査の第一段階は、基本的に対象となる歩道橋の低次の固有振動数を求めることである¹⁾。一般に、橋梁の固有振動解析は近年のコンピュータの発達あるいは解析用ソフトウェアの充実等によって、計算そのものは比較的容易に行えるようになってきた。しかしながら、設計段階における固有振動数の解析値と完成後の実測値とでは、実際の剛性や微少な振幅範囲での支点条件の差違によって一致しない場合も比較的多い^{1~3)}。特に歩道橋においては、道路橋に比して設計荷重が小さく桁剛性が低いため、床版形式や高欄等の付属物の曲げ剛性への影響、あるいは信号機、化粧版等による橋の質量への影響を無視することができず、設計時において正確に固有振動数の算定を行うための曲げ剛性の推定方法等は確立されていないのが現状である。

一方、我が国の現行の基準⁴⁾においては、使用性照査は固有振動数のみをパラメータとして、避けるべき低次の固有振動数の範囲（1.5Hz～2.3Hz）が明示され、また海外における、BS 5400⁵⁾、Ontario code⁶⁾等の振動使用限界状態を考慮した照査法においても、1次固有振動数と歩行者の共振状態を主な照査の対象とすることが規定されている。すなわち、これらの基準は人間の歩行時の最頻歩調（2Hz 前後）との共振状態を完全に回避する、あるいは共振してもその動的応答量が振動限度を越えないようにすることを基本的な使用性設計の概念としていることがわかる。

以上より、設計段階における固有振動数の正確な算定手法を確立することは、歩道橋の振動使用性を検討する上で非常に重要な意味を持つことが容易に理解できる。

そこで本章では、まず前章の実験結果から各歩道橋の実剛性を算出し、高欄、床版等がどの程度その曲げ剛性に寄与するか検討を加え、実験結果ならびに解析結果に関して得られた実剛性と固有振動数で無次元化することにより、歩道橋における両者の定量的な関係を明確にすることを試みた^{7~9)}。また、得られた無次元化曲線に基づき、曲げ剛性、支間長あるいは自重等に関するいくつかのパラメータを導入し、それらのパラメータを用いて、設計段階においてある程度正確に低次の固有振動数の計算が可能となる、曲げ剛性の推定法に関する考察を行った。

具体的には、まず6. 2節において本研究で用いた固有振動解析手法に関して述べる。また6. 3節では、歩道橋のモデル化や各解析ケース等について詳述した後、解析結果と実験結果の比較、無次元化曲線とその評価ならびに歩道橋の曲げ剛性の推定に関して検討を加えるものである。

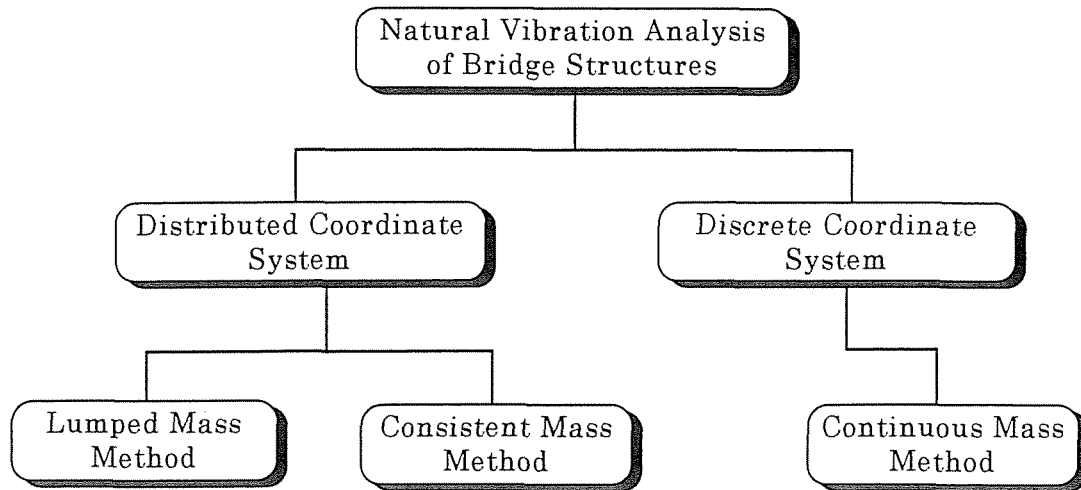


図-6.1 質量のモデル化による固有振動解析の分類

6. 2 固有振動解析

骨組構造物の固有値解析は、その構造物のモデル化の手法によって離散座標系による解と分布座標系による解に分類できる^{10~13)}。前者の離散座標系には、軸変形に1次式、曲げ変形には3次式の変位関数を用いて部材要素の質量を分配する整合質量法と、部材要素の片側半分の質量と質量モーメントを両節点に等しく置換する集中質量法があり、後者には、構造物の質量および剛性等の力学的特性を連続的な分布特性として扱う連続質量法がある。これらの関係を図-6.1に示す。構造物の振動解析における固有値問題では、離散座標系による解法が一般的となっており、本研究においても整合質量法によって解析を行った。

一般に、多自由度系の運動方程式は、以下のように表される^{14,15)}。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K}\mathbf{x} = \mathbf{f}(t) \quad \cdots \cdots \cdots (6.1)$$

ここで $\mathbf{M}$ 、 $\mathbf{C}$ および $\mathbf{K}$ は、それぞれ質量マトリックス、減衰マトリックスおよび剛性マトリックスであり、 $\mathbf{x}$ は変位ベクトル、また $\mathbf{f}(t)$ は外力に関する時間関数である。式(6.1)より、 $\mathbf{f}(t) = \mathbf{0}$ の状態、すなわち自由振動の状態において減衰項を無視すると、運動方程式は以下のようなになる。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{K}\mathbf{x} = \mathbf{0} \quad \cdots \cdots \cdots (6.2)$$

ここで、変位ベクトル $\mathbf{x}$ が固有円振動数 ω で調和振動をすると仮定すれば、式(6.2)の解は次式で与えられる。

$$\mathbf{x}(t) = (a \sin \omega t + b \cos \omega t) \mathbf{X} \quad \cdots \cdots \cdots (6.3)$$

ここで、 a および b は任意の定数であり、 $\mathbf{X}$ は振動モードを表す。式(6.3)を式(6.2)に代入して $\mathbf{X}$ について解き、これが有意な解を持つという条件から、次の振動数方程式を得ることができる。

$$\det|\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}| = 0 \quad \dots\dots\dots(6.4)$$

よって、式(6.4)を解くことにより構造物の固有振動解析が可能となる。

剛性マトリックス $\mathbf{K}$ に関しては、それぞれ一定断面を有する梁部材要素に対して、右手座標系に準じて x, y, z 軸の各軸を配置し、1 節点あたりの自由度は 7 自由度とした。したがって、部材剛性マトリックスは

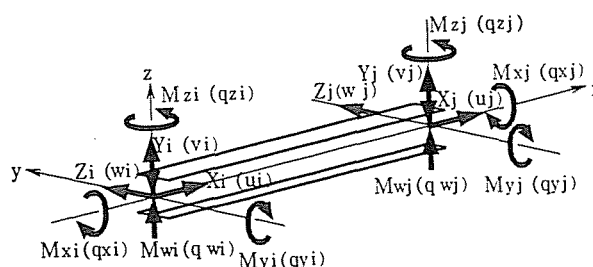


図-6.2 部材座標系、節点力、節点変位

14×14 となる。図-6.2 に部材梁要素の概要を示す。

ここで部材要素において、軸変形に関しては1次のベキ級数、曲げ変形には3次のベキ級数を変位関数として仮定し、両者の連成がないものとするれば仮想仕事の原理から、静的な剛性マトリックスを誘導することができる^{16~18)}。すなわち、(1) x 方向軸力、(2) y 軸方向せん断力および z 軸回りの曲げモーメント、(3) z 軸方向せん断力および y 軸回りの曲げモーメント、(4) x 軸回りのねじりモーメントおよびそりねじりモーメントの各々に対し個別に剛性方程式を求め、これらを重ね合わせることにより以下の部材剛性マトリックスを得る。

$$\left. \begin{array}{cccccccc} \frac{EA}{L} & & & & & & & -\frac{EA}{L} \\ & \frac{12EI_z}{L^3} & & & \frac{6EI_z}{L^2} & & & -\frac{12EI_z}{L^3} \\ & & \frac{12EI_y}{L^3} & & & & & -\frac{12EI_y}{L^3} \\ & & & \frac{12EC_w}{L^3} + \frac{6GJ}{5L} & & \frac{6EC_w}{L^2} + \frac{GJ}{10} & & -\frac{12EC_w}{L^3} - \frac{6GJ}{5L} \\ & & -\frac{6EI_y}{L^2} & & \frac{4EI_y}{L} & & & -\frac{6EI_y}{L^2} \\ & \frac{6EI_z}{L^2} & & & \frac{4EI_z}{L} & & & \frac{6EI_z}{L^2} \\ & & \frac{6EC_w}{L^2} + \frac{GJ}{10} & & \frac{4EC_w}{L} + \frac{2GJ}{15} & & & -\frac{6EC_w}{L^2} - \frac{GJ}{10} \\ & -\frac{EA}{L} & & & \frac{EA}{L} & & & \\ & & -\frac{12EI_z}{L^3} & & & & & \frac{12EI_z}{L^3} \\ & & & \frac{12EI_y}{L^3} & & & & -\frac{12EI_y}{L^3} \\ & & & & \frac{6EI_y}{L^2} & & & \frac{6EI_y}{L^2} \\ & & -\frac{12EC_w}{L^3} - \frac{6GJ}{5L} & & -\frac{6EC_w}{L^2} - \frac{GJ}{10} & & & \frac{12EC_w}{L^3} + \frac{6GJ}{5L} \\ & & -\frac{6EI_y}{L^2} & & \frac{2EI_y}{L} & & & -\frac{6EI_y}{L^2} \\ & \frac{6EI_z}{L^2} & & & \frac{2EI_z}{L} & & & \frac{6EI_z}{L^2} \\ & & \frac{6EC_w}{L^2} + \frac{GJ}{10} & & \frac{2EC_w}{L} + \frac{2GJ}{30} & & & -\frac{6EC_w}{L^2} - \frac{GJ}{10} \end{array} \right\} \dots \dots \dots (6.5)$$

ここで、 E : ヤング率、 A : 断面積、 L : 部材長、 GJ : 純ねじり定数
 I_z , I_y : z 軸, y 軸回りの断面 2 次モーメント、 C_w : そりねじり定数

次に、質量マトリックスについては、一般に最も簡単な方法として部材要素の質量を等分に両端節点に分配し、マトリックスの非対角要素を零とする集中質量マトリックスが挙げられる。しかしながら本研究では、構造物のモデル化、解析精度等を考慮して、剛性マトリックスの誘導の際と同一の変位関数を用いて部材要素の質量を両節点に配分する、整合質量マトリックスを採用することとした^{11,12)}。誘導過程は、剛性マトリックスと同様に、(1) 軸変形および曲げ変形に関する質量マトリックスと、(2) ねじり変形に関する質量マトリックスを別個に求め、両者を合成することにより、式(6.6)のような要素整合質量マトリックスが求められる。

.....(6.6)

ここで、 m : 単位長さあたりの質量、 I_0 : 極慣性モーメント

また、式(6.4)に基づく固有値解析を行う解法は数多く知られているが、本研究においてはハウスホルダー法を採用した¹⁹⁾。このハウスホルダー法は、演算が2段階に分かれるため、計算課程がやや複雑になる傾向を有するが、演算時間は比較的短く、その解はマトリックスの対称性や縮退等の条件に依存しないという特徴がある。

6. 3 解析結果および歩道橋の曲げ剛性の推定

6. 3. 1 解析ケースと数値計算モデル

解析対象の歩道橋は、前にも述べたとおり、前章において実験を実施した横断歩道橋である。実験結果から、床版形式や高欄等の付属物が固有振動数に大きく寄与していると考えられるため^{2,3,20,21)}、実験値に相当する実剛性の評価を行う際にこれらの影響を考慮した次のような5ケースの剛性評価を行って解析を試みた。

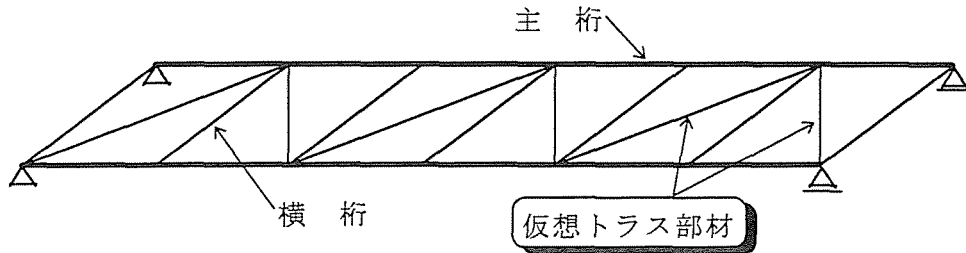


図-6.3 解析モデル

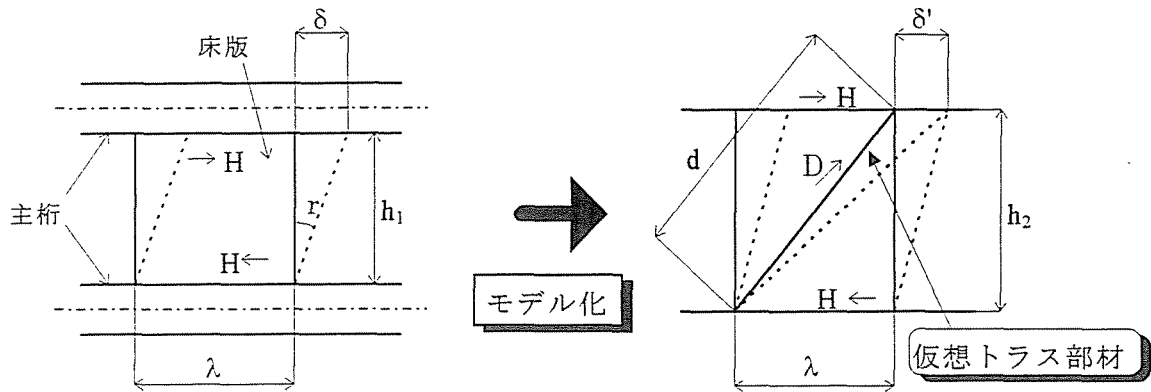


図-6.4 仮想トラス部材

- Case 1 主桁のみ
- Case 2 主桁+床版
- Case 3 主桁+床版+高欄の剛性 50%
- Case 4 主桁+高欄
- Case 5 主桁+床版+高欄

ここで、Case 3 における高欄の剛性 50%とは、高欄は通常パネルごとに離散的に接合されているため、その剛性が 100%歩道橋の曲げ剛性に寄与するとは考えにくく、よって高欄の断面性能として、その断面積が 50%有効に作用すると仮定して、主桁の曲げ剛性に加算したものである。

解析モデルに関しては、図-6.3 に示すような床版を仮想トラス部材とした 3 次元骨組構造モデルを採用した²²⁾。この仮想トラス部材とは、床版における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、仮にこれらを見捨てて計算を行えば、特に高次のモードにおいて実際の構造物では生じ得ない、主にねじりが卓越した特異なモードが算出される可能性を有する。したがって、解析における上記の影響を可能な限り排除するため、床版のせん断変形を考慮して、その変形量が等価となる断面積を有し、また重量は持たないトラス部材を配置することとした。具体的には図-6.4 に示すように、床版のせん断変形量が等しくなるようなトラス部材の等価断面積を決定する²³⁾。

一般に、床版のせん断変形を δ としたとき、 δ は以下のように与えられる。

$$\delta = r \times h_1 = \frac{\tau}{G} \times h_1 \quad \dots\dots\dots(6.7)$$

$$H = \tau \times t_w \times \lambda \quad \dots\dots\dots(6.8)$$

$$\delta = \frac{H \times h_1}{G \times t_w \times \lambda} \quad \dots\dots\dots(6.9)$$

ここで、 G はせん断弾性係数である。また、トラス部材のせん断変形量を δ' とすると、 δ' は以下の式で表される

$$D = H \times \frac{d}{\lambda} \quad \dots\dots\dots(6.10)$$

$$\delta' = \frac{D}{E \times A_g} \times \frac{d}{\lambda} \times d = \frac{H}{E \times A_g} \times \left(\frac{d}{\lambda}\right)^2 \times d \quad \dots\dots\dots(6.11)$$

ここで、 A_g はトラス部材の等価断面積、 E はヤング係数である。式(6.9)および式(6.11)より、 $\delta = \delta'$ の条件から等価断面積 A_g は次のようになる。

$$A_g = \frac{G \times t_w \times d^3}{E \times h_1 \times \lambda} \quad \dots\dots\dots(6.12)$$

6. 3. 2 解析結果とその考察

以上のようにして、各歩道橋のモデル化と断面性能の算定を行い、固有振動解析を実施した。図-6.5に解析結果の一例として新琴似歩道橋のモード図を、図-6.6～図-6.16ならびに表-6.1～表-6.11に各歩道橋の鉛直1次および2次モードに関する計算結果を示す。なお、第5章における実験結果等から、振動使用性に最も影響が大きい振動状態は、1次の共振状態であると考えられるため、本章においても主に1次モードに着目して考察を加えることとする。

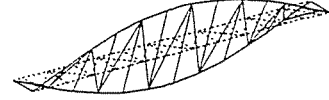
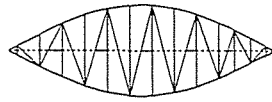
図-6.5より、鉛直、水平、ねじりの各振動モードは固有振動数の逆転現象や特異な振動モード等は発現しておらず、よって上記の歩道橋のモデル化に関してはほぼ妥当であると思われる。また、図-6.6～図-6.16の固有周期と曲げ剛性の関係曲線については、各歩道橋で得られた曲線から推定される、実験値に相当する曲げ剛性(EI)を用いて再度固有振動解析を行った結果、その誤差は表-6.12に示すように、最大でも0.5%程度である

第6章 設計時における固有振動数の推定

MODE= 1 TT= 3.043308E-1

WO= 2.064590E+1

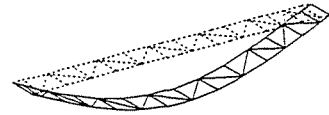
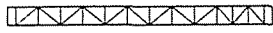
EM= 2.927650E-2



MODE= 2 TT= 2.940657E-1

WO= 2.136660E+1

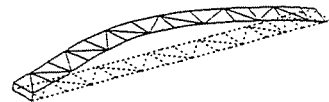
EM= 1.216260E+0



MODE= 3 TT= 1.066814E-1

WO= 5.889670E+1

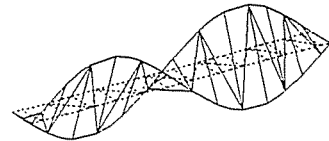
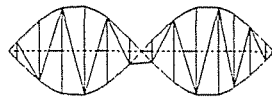
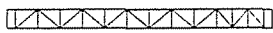
EM= 1.226780E+0



MODE= 4 TT= 7.897257E-2

WO= 7.956160E+1

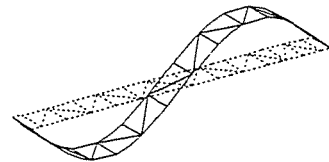
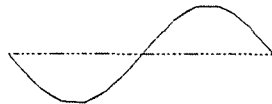
EM= 1.168070E-7



MODE= 5 TT= 7.357065E-2

WO= 8.540340E+1

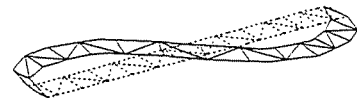
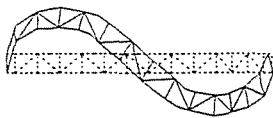
EM= 5.898310E-6



MODE= 6 TT= 4.692725E-2

WO= 1.338920E+2

EM= 3.489020E-3



MODE= 7 TT= 3.579570E-2

WO= 1.755290E+2

EM= 3.738890E-3

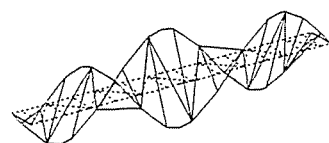
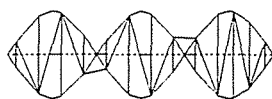


図-6.5 振動モード（新琴似歩道橋、Case 1 の解析結果）

表-6.1 解析結果（山の手歩道橋）

	鉛直 1 次振動		鉛直 2 次振動	
	T(sec)	比	T(sec)	比
実験値	0.18119	—	0.06058	—
Case 1	0.2741	1.5128	0.06857	1.1315
Case 2	0.2622	1.4469	0.06556	1.0822
Case 3	0.1457	0.8209	0.03714	0.6128
Case 4	0.1214	0.6699	0.03036	0.5009
Case 5	0.1178	0.6502	0.02947	0.4863

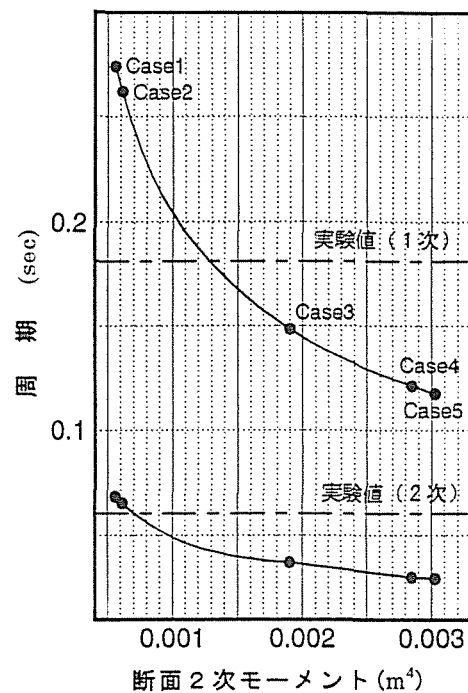


図-6.6 解析結果（山の手歩道橋）

表-6.2 解析結果（宮の森歩道橋）

	鉛直 1 次振動		鉛直 2 次振動	
	T(sec)	比	T(sec)	比
実験値	0.18446	—	0.06521	—
Case 1	0.24284	1.3162	0.06076	0.9319
Case 2	0.23734	1.2864	0.05939	0.9109
Case 3	0.14963	0.8110	0.03747	0.5746
Case 4	0.12140	0.6580	0.03039	0.4660
Case 5	0.12032	0.6521	0.03010	0.4616

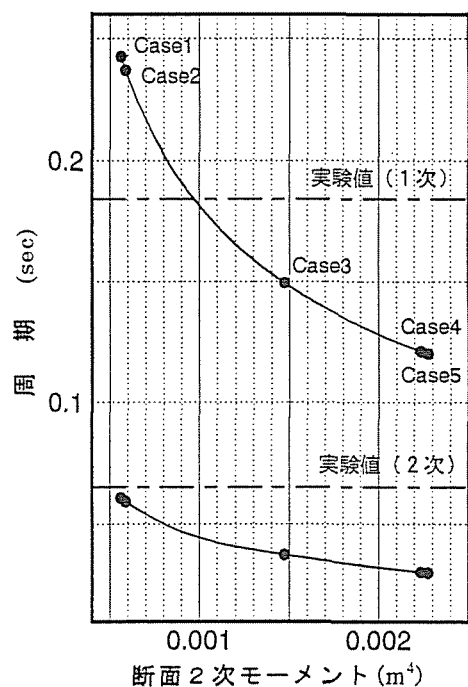


図-6.7 解析結果（宮の森歩道橋）

表-6.3 解析結果（月寒歩道橋）

	鉛直 1 次振動		鉛直 2 次振動	
	T(sec)	比	T(sec)	比
実験値	0.18446	—	0.05952	—
Case 1	0.25043	1.3573	0.06261	1.0523
Case 2	0.24636	1.3353	0.06160	1.0353
Case 3	0.19093	1.0348	0.04774	0.8024
Case 4	0.16949	0.9186	0.04238	0.7123
Case 5	0.16361	0.8868	0.04093	0.6878

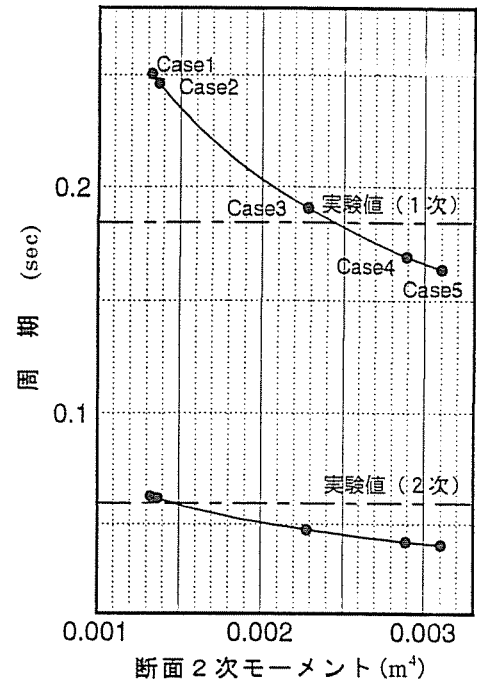


図-6.8 解析結果（月寒歩道橋）

表-6.4 解析結果（北3東4歩道橋）

	鉛直 1 次振動		鉛直 2 次振動	
	T(sec)	比	T(sec)	比
実験値	0.24669	—	0.07392	—
Case 1	0.25293	1.0253	0.06326	0.8560
Case 2	0.25250	1.0235	0.06315	0.8545
Case 3	0.19946	0.8085	0.04989	0.6751
Case 4	0.17362	0.7038	0.04343	0.5877
Case 5	0.17243	0.6990	0.04313	0.5837

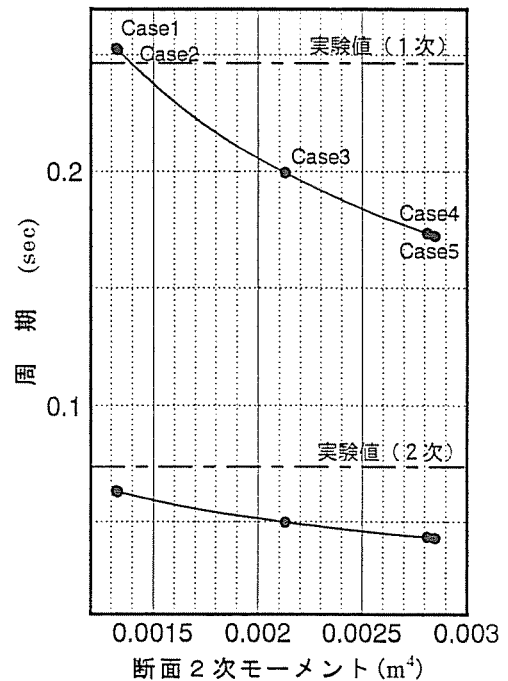


図-6.9 解析結果（北3東4歩道橋）

表-6.5 解析結果（平岡歩道橋）

	鉛直 1 次振動		鉛直 2 次振動	
	T(sec)	比	T(sec)	比
実験値	0.29674	—	0.09223	—
Case 1	0.37893	1.2772	0.09473	1.0275
Case 2	0.37321	1.2579	0.09330	1.0120
Case 3	0.28384	0.9567	0.07096	0.7696
Case 4	0.24839	0.8372	0.06210	0.6735
Case 5	0.24115	0.8128	0.06029	0.639

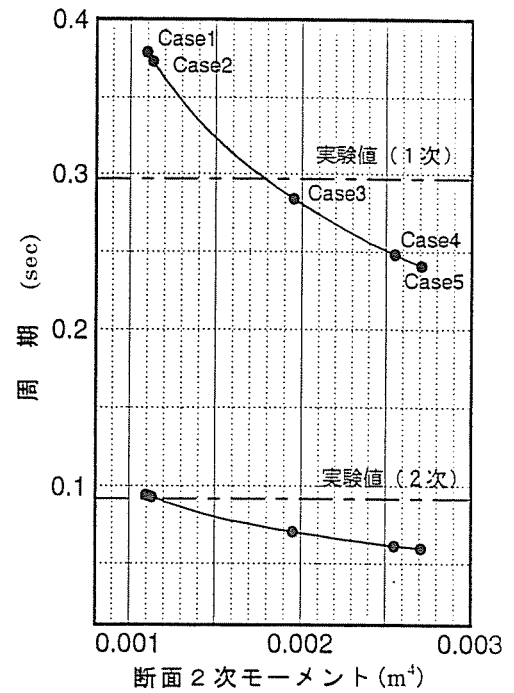


図-6.10 解析結果（平岡歩道橋）

表-6.6 解析結果（菊水西町歩道橋）

	鉛直 1 次振動		鉛直 2 次振動	
	T(sec)	比	T(sec)	比
実験値	0.24669	—	0.07669	—
Case 1	0.30485	1.2357	0.07623	0.9940
Case 2	0.29640	1.2015	0.07412	0.9665
Case 3	0.22472	0.9109	0.05620	0.7328
Case 4	0.19183	0.7776	0.04798	0.6256
Case 5	0.19169	0.7770	0.04794	0.6252

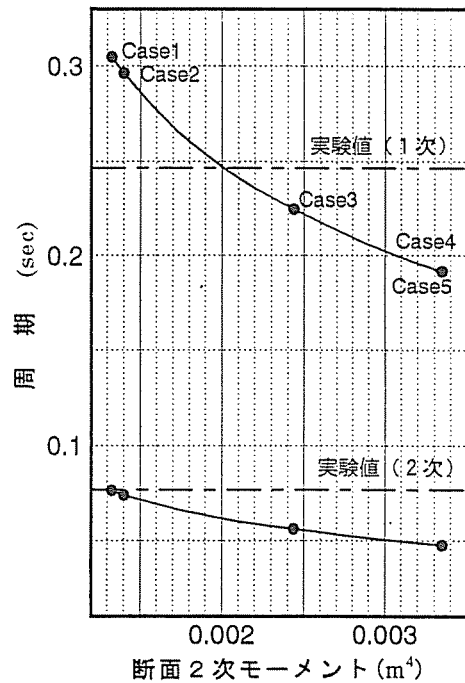


図-6.11 解析結果（菊水西町歩道橋）

表-6.7 解析結果（東山歩道橋）

	鉛直 1 次振動		鉛直 2 次振動	
	T(sec)	比	T(sec)	比
実験値	0.35302	—	0.10442	—
Case 1	0.41887	1.1866	0.10473	1.0031
Case 2	0.38981	1.1043	0.09746	0.9336
Case 3	0.26729	0.7572	0.06684	0.6102
Case 4	0.22067	0.6251	0.05519	0.5286
Case 5	0.22018	0.6237	0.05506	0.5274

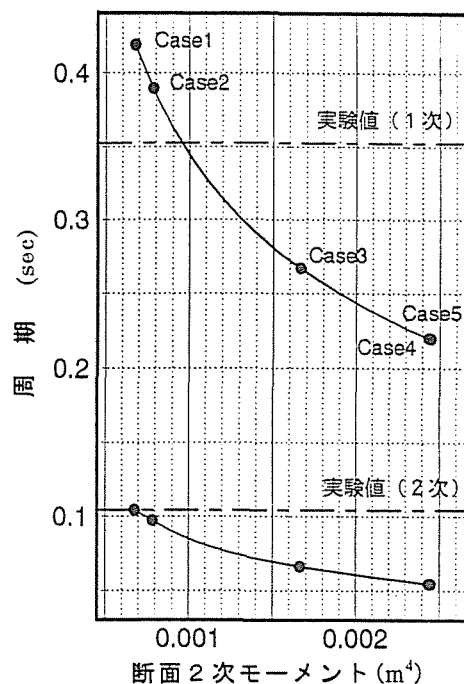


図-6.12 解析結果（東山歩道橋）

表-6.8 解析結果（新琴似歩道橋）

	鉛直 1 次振動		鉛直 2 次振動	
	T(sec)	比	T(sec)	比
実験値	0.25278	—	0.07697	—
Case 1	0.29407	1.1632	0.07357	0.9555
Case 2	0.28556	1.1296	0.07144	0.9278
Case 3	0.24626	0.9741	0.06161	0.8001
Case 4	0.23192	0.9174	0.05802	0.7536
Case 5	0.22180	0.8774	0.05549	0.7207

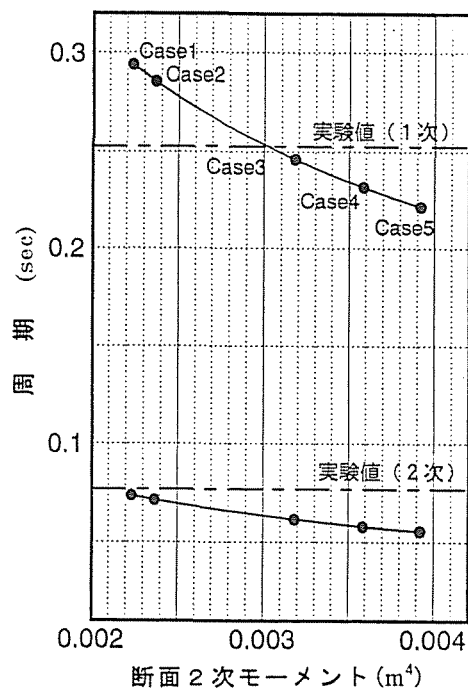


図-6.13 解析結果（新琴似歩道橋）

表-6.9 解析結果（豊水歩道橋）

	鉛直 1 次振動		鉛直 2 次振動	
	T(sec)	比	T(sec)	比
実験値	0.40950	—	0.11700	—
Case 1	0.45981	1.1229	0.11491	0.9821
Case 2	0.43078	1.0520	0.10765	0.9201
Case 3	0.34710	0.8476	0.08674	0.7414
Case 4	0.30553	0.7462	0.07636	0.6526
Case 5	0.30245	0.7386	0.07558	0.6460

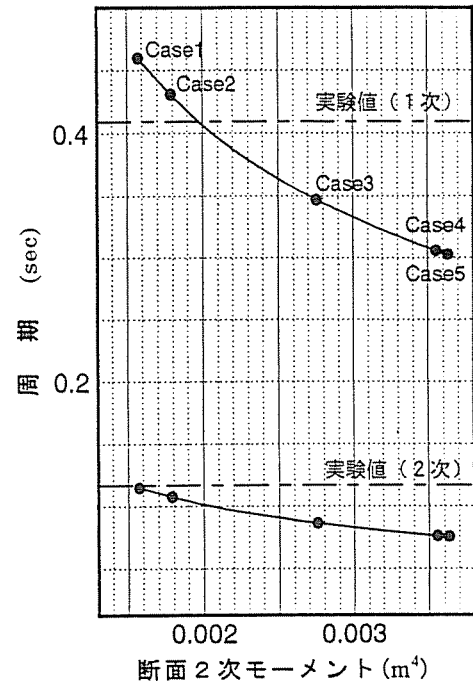


図-6.14 解析結果（豊水歩道橋）

表-6.10 解析結果（美園歩道橋①）

	鉛直 1 次振動		鉛直 2 次振動	
	T(sec)	比	T(sec)	比
実験値	0.34125	—	0.09658	—
Case 1	0.42642	1.2494	0.10689	1.1065
Case 2	0.36878	1.0805	0.09244	0.9570
Case 3	0.31753	0.9303	0.07960	0.8240
Case 4	0.29924	0.8768	0.07501	0.7765
Case 5	0.28588	0.8376	0.07166	0.7418

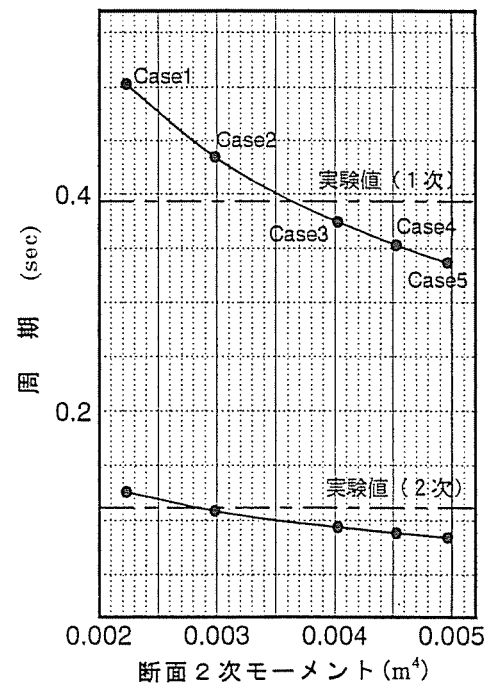


図-6.15 解析結果（美園歩道橋①）

表-6.11 解析結果（美園歩道橋②）

	鉛直 1 次振動		鉛直 2 次振動	
	T(sec)	比	T(sec)	比
実験値	0.39375	—	0.11189	—
Case 1	0.50305	1.2778	0.12607	1.1266
Case 2	0.43506	1.1051	0.10903	0.9743
Case 3	0.37459	0.9515	0.09387	0.8389
Case 4	0.35302	0.8967	0.08847	0.7906
Case 5	0.33726	0.8566	0.08458	0.7553

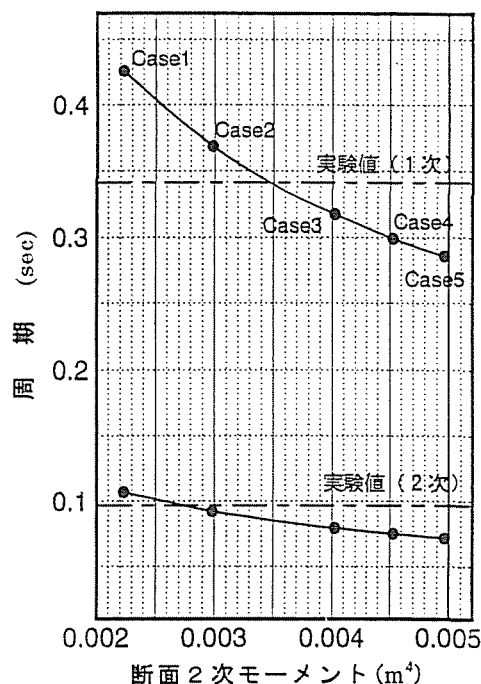


図-6.16 解析結果（美園歩道橋②）

表-6.12 剛性評価曲線を用いた解析結果

歩道橋 名称	実験値 T(sec)	換算断面 2 次 モーメント (m ⁴)	解析値 T(sec)	誤差 (%)
山の手小学校前	0.1812	1.150×10^{-3}	0.1811	0.03
宮の森小学校前	0.1845	1.400×10^{-3}	0.1847	0.12
月 寒	0.1845	2.9119×10^{-3}	0.1845	0.0
北 3 条 東 4 丁 目	0.2467	1.450×10^{-3}	0.2471	0.18
平 岡	0.2967	2.120×10^{-3}	0.2977	0.34
菊水西町	0.2467	1.980×10^{-3}	0.2481	0.57
東 山	0.3530	1.000×10^{-3}	0.3530	0.0
新 琴 似	0.2528	3.400×10^{-3}	0.2540	0.47
豊 水	0.4095	2.190×10^{-3}	0.4088	0.16
美 園 ①	0.3413	4.020×10^{-3}	0.3421	0.24
美 園 ②	0.3938	3.580×10^{-3}	0.3916	0.53

ことが判明した。したがって、各歩道橋における固有周期と曲げ剛性の関係曲線は、ほぼ信頼できるものと考えられる。

図-6.6～図-6.16 ならびに表-6.1～表-6.11 に着目すると、1 次固有周期に関しては多少のバラツキは有するものの、ほぼ全部の歩道橋において実験で得られた固有周期は解析を行った 5 ケースの中間的な値となっていることがわかる。実験対象の歩道橋は、その

すべてが標準的な中路式横断歩道橋であるため、床版位置が中立軸に近く、そのため床版はあまり曲げ剛性には寄与していない。その反面、主桁の上フランジに設置される高欄は、その中立軸との位置関係から非常に大きく影響を与えていると思われる。解析結果からも、床版を考慮した場合としない場合では固有周期にあまり差は生じないが、高欄を考慮した場合においてはその結果に大きな差が現れていることがわかる。これらの結果から、設計段階においてある程度正確に固有振動数の算定を行うためには、従来の設計基準等においては考慮されていない高欄の影響を、主桁の曲げ剛性に反映させるべきであろう。

本研究における Case 3、すなわち高欄の断面積が 50%有効として主桁の曲げ剛性を算定した場合、比較的实验値に近い結果が得られることから、設計時においてもこの程度の剛性を加味するのが望ましいと考えられる。

また、2次固有周期については、すべての歩道橋において1次よりもかなり小さい曲げ剛性で解析および実験が一致する結果となっている。この原因としては、まず解析モデルが考えられる。実験対象の歩道橋はすべて横断歩道橋であり、道路上に架設されるため、構造的な特徴として約 4.5m 程度の橋脚を有している。今回の解析では橋脚を除外し、上部工のみに着目して計算を行ったため誤差が大きくなったものと思われる。

また、2次の振動モードにおいては1次の場合に比して有効質量が小さく、仮に実験において1次モード測定時と同程度の起振力を与えても、得られる振動振幅は微小であり、そのために高欄等の付属物が、橋梁全体の曲げ剛性にあまり寄与しないことが考えられる。さらに、横断歩道橋においては設計荷重が小さいため、その支承は簡単なゴム支承あるいは線支承等が主に用いられている。よって、上記のような2次モードにおける微小な振幅範囲において、解析が実験時の支承の挙動を正確にシミュレートしているとは考えにくく、このことも主な原因の一つであると考えられる。

6. 3. 3 固有振動解析に用いる曲げ剛性の推定

以上のようにして求められた解析結果ならびに実験から、設計段階において固有振動数あるいは動的応答量を求める際の曲げ剛性の推定に関する検討を実施した。

まず、前述の解析で得られた5ケースの固有周期とその際の曲げ剛性を実験値で無次元化した結果、それらはほぼ一定の傾向を有することが判明した。その結果を図-6.17に示す。この無次元化曲線は以下の式で表される。

$$y = 0.05x^6 - 0.56x^5 + 2.46x^4 - 5.69x^3 + 7.49x^2 - 5.74x + 2.99 \cdots \cdots (6.13)$$

ここで、 y は周期比であり、実験による1次固有周期を1とした場合の、各ケースにおける1次固有周期との比である。また、 x は剛性比であり、解析を行った5ケースの剛性を、図-6.6～6.16の固有周期と曲げ剛性の評価曲線から得た、実験値に対する剛性で無次元化したものである。

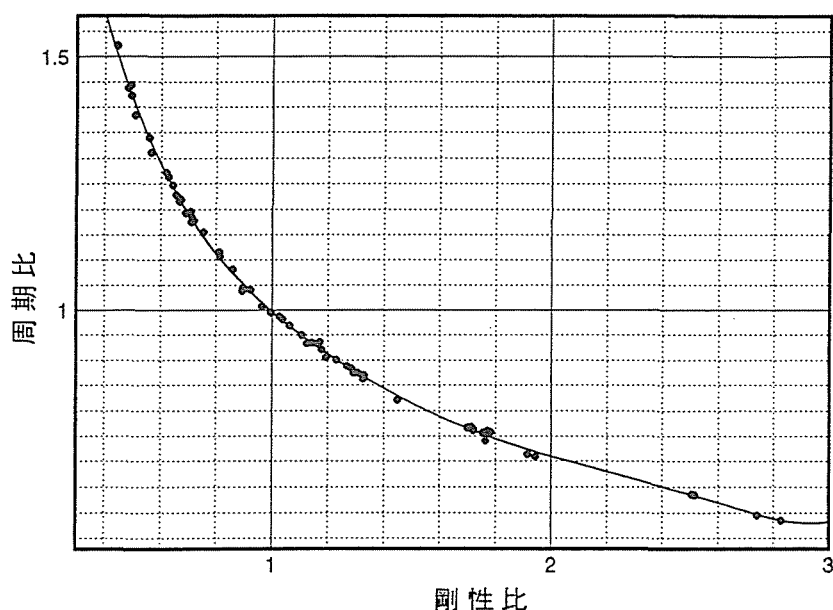


図-6.17 無次元化曲線

ここで実際に曲げ剛性の推定を行う場合を考えると、対象となる歩道橋の固有振動実験結果があれば、この無次元化曲線から実剛性の推定は十分可能であると思われる。しかしながら、実験結果がない場合、あるいは歩道橋の設計段階においては、図-6.17を用いることには無理がある。したがって本研究では、以下に示す固有振動数の理論式⁴⁾を参考にすることにより、曲げ剛性および単位体積重量、あるいは支間等に関する、次に示すようなパラメータを導入して検討を行うこととする。

$$f = \frac{n^2 \pi}{2I^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \dots\dots\dots (6.14)$$

ここで、 f : 固有振動数 (Hz)

 n : 振動モードの次数 l : 支間長 (m)

E : ヤング率 (ton/m²)

I : 断面 2 次モーメント (m^4)

m : 桁の単位長さあたりの質量 ($\text{t} \cdot \text{sec}^2/\text{m}^2$)

＜パラメータ＞

- ① 応力比：許容応力度（ 1400 kg/cm^2 ）に対する設計時における主桁の最大応力との比を計算することによって、各歩道橋における主桁の余裕度を算出した。
- ② 質量比：橋梁全体の質量に対する主桁の質量の比により、橋梁全体の構造に対

する主桁の影響度を評価した。

- ③ 支間長：支間長の平方根をパラメータに導入することにより、各歩道橋における支間長の影響を軽減した。

以上のパラメータから本研究では次に示す判定式を用いて剛性の推定を試みる。

$$p = \frac{T}{\sqrt{l}} \sqrt{\frac{H}{MH}} \dots\dots\dots(6.15)$$

ここで、 T ：固有周期(sec) l ：支間長(m)
 H ：応力比 MH ：質量比

各歩道橋に対し式(6.15)を適用することによって得られた結果を、図-6.18 に示す。なお、本章においてもデッキプレートとコンクリートで構成された床版を、便宜上 RC 床版と称することとする。図中の波線および一点鎖線は、床版の構造形式（RC床版、鋼床版）によって分類し、最小2乗法を適用した場合の剛性推定曲線を表している。これらは各床版形式によって以下のように分けられる。

$$\text{RC床版} : \log(p) = -2.6467 - 0.4983\log(x) \dots\dots\dots(6.16)$$

$$\text{鋼床版} : \log(p) = -2.2288 - 0.4933\log(x) \dots\dots\dots(6.17)$$

ここで、 p ：式(6.15)による剛性推定パラメータ、 x ：剛性比

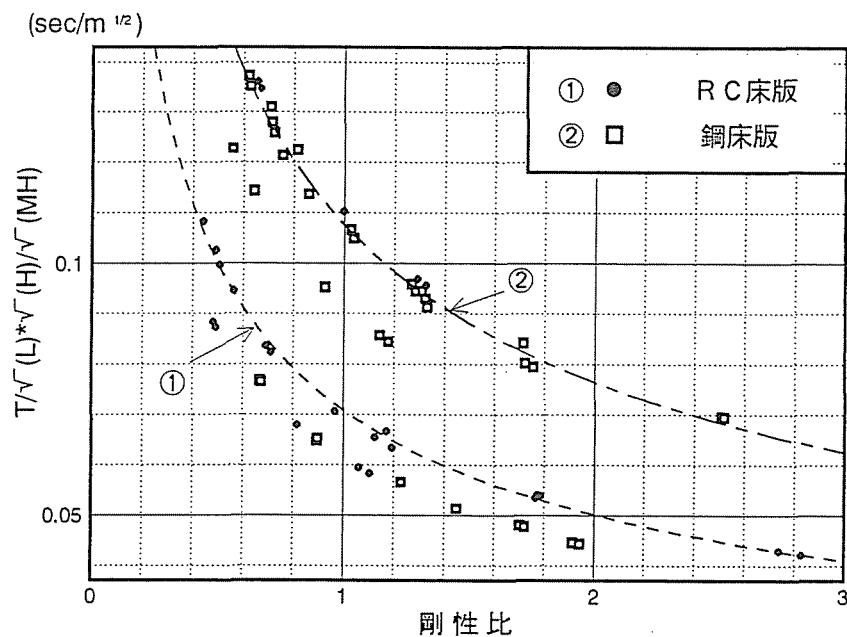


図-6.18 剛性推定曲線

表-6.13 剛性推定曲線を用いた解析結果

歩道橋 名称	支間長 (m)	実験値 T(sec)	解析値 T(sec)	誤差 (%)
山の手小学校前	15.5	0.181	0.178	1.7
宮の森小学校前	15.8	0.185	0.184	0.3
月 寒	18.8	0.184	0.212	15.4
北3条東4丁目	20.8	0.247	0.426	72.3
平 岡	21.9	0.297	0.191	36.0
菊水西町	22.6	0.247	0.424	71.3
東 山	23.3	0.353	0.347	1.8
新 琴 似	23.6	0.254	0.257	1.1
豊 水	29.3	0.409	0.419	2.5
美 園 ①	30.4	0.341	0.402	17.6
美 園 ②	31.8	0.394	0.393	0.3

これらの結果から、床版の構造形式（RC床版、鋼床版）によりある程度分類することが可能である。表-6.13 に本研究で実験を実施した歩道橋に対し、式(6.16)、式(6.17)を適用して固有振動解析を行った結果を示す。ここで、誤差の大きい歩道橋について考察を加えると、例えば表-6.13 におけるRC床版を有する月寒、平岡歩道橋では舗装部分にコンクリートが使用されており全体の重量が標準的な歩道橋と比べてかなり重くなっていることが挙げられる。また鋼床版を有する美園歩道橋は3橋の歩道橋によって構成されているため、振動実験を行った際にその振動が互いに連成することが主な原因であると考えられる。さらに北3条東4丁目歩道橋と菊水西町歩道橋は鋼床版を用いているが、縦リブとして角パイプを用いており、このため曲げ剛性は通常の鋼床版を用いた場合よりかなり増大していると考えられ、その結果誤差が大きくなっているものと推定される。

また、上記のようなやや特殊と思われる歩道橋を除いた、標準的な構造を有するものに関して実験値と比較すると、その誤差はRC床版では約1%程度、鋼床版では約2%程度という結果を得た。以上より、標準的な構造を有する歩道橋に対しては比較的正確に固有周期の算定が可能であり、これらの剛性推定曲線から設計時において実剛性の推定もでき得るものと思われる。

6. 4 本章のまとめ

以上のように、本章では前章で実験を実施した歩道橋に対して固有振動解析を行い、その結果に基づいて、歩道橋の設計段階における固有振動解析あるいは動的応答解析に用いるための、曲げ剛性の推定法に関して考察を加えたものである。

解析結果から、1次固有周期に関しては従来主桁の曲げ剛性に考慮されていない高欄

の影響がかなり大きく、したがって設計段階においてある程度正確に固有振動数を算定を行うためには、この考慮されていない高欄の影響を、主桁の曲げ剛性に反映させるべきであることが判明した。この場合、高欄の断面積が50%有効として主桁の曲げ剛性を算定した場合、比較的实验値に近い固有周期が得られることから、設計時においてもこの程度の剛性を加味するのが望ましいと考えられる。また、2次固有周期に関しては、すべての歩道橋において1次よりもかなり小さい曲げ剛性で解析および実験が一致する結果が得られた。この原因としては、実橋と解析モデルの相違、振動振幅が微小なため、高欄等の付属物が橋梁全体の曲げ剛性にあまり寄与しないこと、さらに、解析時と実験時の支承の挙動の差違等が主な原因であると考えられる。

次に、解析で得られた5ケースの固有周期とその際の曲げ剛性を実験値で無次元化した結果、それらはほぼ一定の傾向を有することが判明した。したがって、対象となる歩道橋の固有振動実験結果があれば、この無次元化曲線から実剛性の推定は十分可能であると思われる。

また、設計時における剛性の推定法に関しては、主桁の応力余裕や主桁の重量と全自重の比、あるいは支間等をパラメータとし、さらに床版の構造形式によって分類することによって、ある程度正確に固有周期が算定できる曲げ剛性が求められることが判明した。本研究で得られた剛性推定曲線を、実験を行った標準的な構造を持つ歩道橋に適用した場合、その誤差はRC床版では約1%程度、鋼床版では約2%程度という結果を得た。以上より、標準的な構造を有する歩道橋に対しては比較的正确に固有周期の算定が可能であり、これらの剛性推定曲線から設計時において実剛性の評価もでき得るものと思われる。しかしながら、これらの結果は横断歩道橋に関して得られたものであり、側道橋、人道橋あるいは遊歩道橋等の比較的大規模な歩道橋に対しての照査は十分ではなく、今後の課題であることを付記しておく。

参考文献

- 1) 梶川康男・加藤雅史：歩道橋の振動と使用性設計，振動制御コロキウム PART.B 講演論文集，pp.9～14, 1991.
- 2) 田中信治・加藤雅史：歩道橋の固有振動数の測定と解析による検討，構造工学論文集，Vol.36A, pp.671～678, 1990.
- 3) 田中信治・加藤雅史・鈴木森晶：河川歩道橋の設計と実測に基づく振動特性の検討，構造工学論文集，Vol.37A, pp.929～936, 1991.
- 4) 日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説，丸善，1979.
- 5) BSI：Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 2. Specification for Loads, 7.1.5 Vibration Serviceability, BS 5400, 1978.
- 6) 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，pp.40～45, 1985.
- 7) 小幡卓司・伊藤公彦・林川俊郎・佐藤浩一：歩道橋の固有振動解析における曲げ剛性の推定とその動的応答特性について，土木学会北海道支部論文報告集，第 52 号(A)，pp.386～391, 1996.
 - 8) 小幡卓司・伊藤公彦・林川俊郎・佐藤浩一・及川昭夫：歩道橋の固有振動解析における曲げ剛性の推定法について，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART B，pp.215～220, 1995.
 - 9) 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.
 - 10) Hayashikawa, T. : Dynamic Response Analysis of Multispan Bridge Structures by Means of Continuous Mass Method, 北海道大学学位論文，1983.
 - 11) Hayashikawa, T. and Watanabe, N. : Free Vibration Analysis of Continuous Beams, Journal of Engineering Mechanics, Proc. of ASCE, Vol.111, No.5, pp.639～652, 1985.
 - 12) Clough, R. W. and Penzien, J. : Dynamics of Structures, McGraw-Hill Book Co., 1975.
 - 13) Hayashikawa, T. and Watanabe, N. : Dynamic Behavior of Continuous Beams with Moving Loads, Journal of Engineering Mechanics Division,, Proc. of ASCE, Vol.107, No.7, pp.229～246, 1981.
 - 14) 清水信行：パソコンによる振動解析，共立出版，1989.
 - 15) 橋梁振動研究会：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，1993.
 - 16) 林川俊郎・角田與史雄・松井義孝：3次元連続高架橋の基本固有周期の算定について，構造工学論文集，Vol.38A, pp.743～753, 1992.
 - 17) Paz, M. : Structural Dynamics - Theory and Computation, Van Nostrand Reinhold Co., 1980.
 - 18) 林川俊郎・中野修・松山英治：単弦ローゼ橋の固有振動特性について，土木学会北海道支部論文報告集，第 48 号，pp.197～202, 1992.
 - 19) 磯田和男・大野豊：FORTRAN による数値計算ハンドブック，オーム社，1971.
 - 20) 田中信治・加藤雅史・鈴木森晶：支間 40m を超える歩道橋の実振動特性，構造工学論文集，Vol.38A, pp.773～780, 1992.
 - 21) 田中信治：歩道橋の振動特性と使用性設計手法に関する研究，名古屋大学学位論文，1994.
 - 22) Hayashikawa, T., Kakuta, Y., Kaneko, T., Matui, Y. and Sugawara, N.: Dynamic Response Analysis of Three-Dimensional Strutted Rigid-Frame Bridge with Horizontally Bent Angles, Proc. of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, Vol.8, pp.4839～4844, 1992.
 - 23) 松山英治：単元ローゼ橋の固有振動特性に関する研究，北海道大学修士論文，1992.

第7章 振動使用性の照査

7. 1 概 説

近年の我が国においては、社会資本の充実に伴い、従来の画一的な横断歩道橋に代わって、側道橋、人道橋あるいは遊歩道橋等と称される比較的大規模な歩道橋が数多く建設される傾向にある。しかしながら、上記のような歩道橋においては、もともと横断歩道橋を対象とした立体横断施設技術基準・同解説¹⁾による振動使用性照査手法では不十分である場合も多いことが指摘されている^{2,3)}。

このような場合、BS 5400⁴⁾、Ontario code⁵⁾、梶川の方法⁶⁾あるいはWheelerの方法⁷⁾等に代表されるような、限界状態設計法に対応した使用性照査手法が主に用いられるようになってきた。一般に使用限界状態を考慮した手法は、前章でも述べたとおり、まず対象となる歩道橋の低次の固有振動数を求めて照査が必要かどうかを判定することが第一段階である。照査が必要な場合は、対象となる振動モードと歩行者の共振状態、あるいは歩行者の最頻歩調における歩道橋の動的応答量を求め、その結果と人間の振動感覚を考慮した許容限界振動量、いわゆる振動限度を比較することにより具体的な使用性の検討が行われる。ここで動的応答量の求め方に関して言及すれば、梶川の研究⁶⁾やWheelerの研究⁷⁾あるいは田中らの研究⁸⁾をはじめとして多くの研究が行われているが、時刻歴応答解析における歩行外力や減衰定数等の取り扱いが意外と難しく、汎用的な計算方法が確立されていないのが現状である。

そこで本章では、まず第5章の実験によって得られた減衰定数と、第6章において算定された曲げ剛性を用いて、ニューマーク β 法を用いた直接数値積分法による時刻歴応答解析を行い^{9~11)}、また、最適化の1手法として近年着目されている遺伝的アルゴリズム^{12~15)}（以下GAと称する）を用いて実験結果に基づいた歩行外力の同定を実施して¹⁶⁾、歩道橋の設計時において、動的応答量を求める際に用いる歩行外力に関して検討を加える。さらに、本研究の第2章～第4章における人間の振動感覚に基づいた振動限度と、5章～本章において検討を行った、歩道橋の実態調査による動的応答特性と、その固有振動数および動的応答解析手法について、各章における結果をまとめ、合理的な歩道橋の振動使用性照査手法に関して新たな提案を試みるものである。

本章の構成は、まず7. 2節において時刻歴応答解析手法、本研究で用いた歩行外力ならびにGAを用いた歩行外力の同定について述べる。7. 3節は、7. 2節を通じて得られた解析結果と第5章における実験結果を比較することにより、歩道橋の設計段階における動的応答量の求め方に関して検討を加えるものである。また、7. 4節においては前述のとおり本研究における各章の結果をまとめ、第2章～第4章で考察を行った人間の振動感覚に基づいた歩道橋における振動限度と、第5章～本章において検討を

実施した歩道橋の動的応答特性、すなわち固有振動数および動的応答解析手法について、使用性照査を必要とする固有振動数範囲あるいは得られた動的応答量と振動限度の関係等に関する考察を行い、歩道橋の設計段階における人間の振動感覚を考慮した合理的な振動使用性照査手法について述べるものである。

7. 2 動的応答量の算定

7. 2. 1 動的応答解析

前述のとおり、本研究では強制加振実験により得られた結果との比較を行うため、時刻歴応答解析を実施した。多自由度系の運動方程式^{17,18)}は、

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K}\mathbf{x} = \mathbf{F}(t) \cdot \boldsymbol{\varphi}(t) \quad \cdots \cdots \cdots (7.1)$$

で表される。ここで、 $\mathbf{M}$ および $\mathbf{K}$ 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 $\mathbf{C}$ はレーレー減衰を用いている。また式(7.1)における $\boldsymbol{\varphi}(t)$ 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節点に分配するものである。なお、強制振動を解析するための一般的な応答解析法には、モード解析法と直接数値積分法が知られているが、本研究においてはニューマーク β 法^{9,19)}を用いた直接数値積分法を採用した。ニューマーク β 法は線形加速度法を1段階発展させたものであり、以下のような特徴を持つ。

- ① 減衰の小さな振動問題に適している。
- ② 非線形性の弱い問題では解の精度は良く、計算の安定性も高いが、非線形性が強くなると解が発散しやすい。

ここで式(7.1)における、ある時刻 $(t + \Delta t)$ の速度 $\dot{\mathbf{x}}$ および変位 $\mathbf{x}$ を時刻 (t) における加速度・速度・変位に基づき次のように仮定する。

$$\dot{\mathbf{x}}(t + \Delta t) = \dot{\mathbf{x}}(t) + \left[(1 - \gamma)\ddot{\mathbf{x}}(t) + \gamma\ddot{\mathbf{x}}(t + \Delta t) \right] \Delta t \quad \cdots \cdots \cdots (7.2)$$

$$\mathbf{x}(t + \Delta t) = \mathbf{x}(t) + \dot{\mathbf{x}}(t)\Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{\mathbf{x}}(t) + \beta\ddot{\mathbf{x}}(t + \Delta t) \right] \Delta t^2 \quad \cdots \cdots \cdots (7.3)$$

式(7.2)および式(7.3)において、 γ および β は積分の精度と安定性を制御するパラメータであり、 γ に関しては、通常 $\gamma = 1/2$ に固定して用いられることが多い。また β については、 $0 < \beta \leq 1/4$ の場合、数値解の精度は良いが、問題によっては解が発散し、 $1/4 < \beta \leq 1/2$

の範囲では解の精度は低下するものの、計算の安定性は向上する。特に $\beta=1/6$ とした際に、ニューマーク β 法は線形加速度法に一致する。さらに時間刻み Δt に関しては、精度よく固有円振動数 $\omega(\text{rad/sec})$ の応答を得る場合、 $\omega\Delta t \leq 0.5$ すなわち $\Delta t/T \leq 1/12.5$ （ここで、 T は固有周期）程度に設定すれば良いことが知られている。

ここで $\gamma=1/2$ とした場合、式(7.2)は以下ようになる。

$$\dot{\mathbf{x}}(t+\Delta t) = \dot{\mathbf{x}}(t) + \frac{1}{2}[\ddot{\mathbf{x}}(t) + \ddot{\mathbf{x}}(t+\Delta t)]\Delta t \quad \dots\dots\dots(7.4)$$

したがって、式(7.1)、式(7.3)、式(7.4)を用いることにより、ある時刻 $(t+\Delta t)$ における変位・速度・加速度を求めることが可能になる。式(7.3)を変形して、

$$\ddot{\mathbf{x}}(t+\Delta t) = \frac{1}{\beta\Delta t^2}[\mathbf{x}(t+\Delta t) - \mathbf{x}(t)] + \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{\mathbf{x}}(t) - \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\ddot{\mathbf{x}}(t) \quad \dots\dots\dots(7.5)$$

が得られる。これを式(7.4)に代入して、

$$\dot{\mathbf{x}}(t+\Delta t) = \frac{1}{2\beta\Delta t}[\mathbf{x}(t+\Delta t) - \mathbf{x}(t)] + \left(1 - \frac{1}{2\beta}\right)\dot{\mathbf{x}}(t) + \Delta t\left(1 - \frac{1}{4\beta}\right)\ddot{\mathbf{x}}(t) \quad \dots\dots\dots(7.6)$$

となる。式(7.5)、式(7.6)を式(7.1)の運動方程式に代入することにより、変位 $\mathbf{x}(t+\Delta t)$ に関する以下の連立方程式を得る。

$$\hat{\mathbf{K}}\mathbf{x}(t+\Delta t) = \mathbf{P}(t+\Delta t) \quad \dots\dots\dots(7.7)$$

ここで、

$$\hat{\mathbf{K}} = \mathbf{K} + \frac{1}{2\beta\Delta t}\mathbf{C} + \frac{1}{\beta\Delta t^2}\mathbf{M} \quad \dots\dots\dots(7.8)$$

$$\begin{aligned} \mathbf{P}(t+\Delta t) = & \mathbf{f}(t+\Delta t) + \mathbf{M}\left[\frac{1}{\beta\Delta t^2}\mathbf{x}(t) + \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{\mathbf{x}}(t) + \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\ddot{\mathbf{x}}(t)\right] \\ & - \mathbf{C}\left[\frac{1}{2\beta\Delta t}\mathbf{x}(t) + \left(\frac{1}{2\beta} - 1\right)\dot{\mathbf{x}}(t) + \frac{\Delta t}{2}\left(\frac{1}{2\beta} - 2\right)\ddot{\mathbf{x}}(t)\right] \end{aligned} \quad \dots\dots\dots(7.9)$$

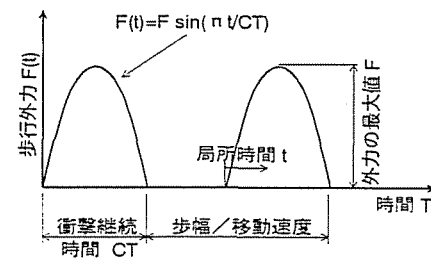
したがって、式(7.9)を解くことにより変位 $\mathbf{x}(t+\Delta t)$ を求めることができる。速度 $\dot{\mathbf{x}}(t+\Delta t)$ および加速度 $\ddot{\mathbf{x}}(t+\Delta t)$ に関しては、式(7.9)の結果を式(7.5)、式(7.6)に代入することにより得られる。本研究においては、時間刻み $\Delta t = 0.01\text{sec}$ （サンプリング周波数 100Hz）、係数 $\beta=1/4$ とし解析を行った。

7. 2. 2 歩行外力

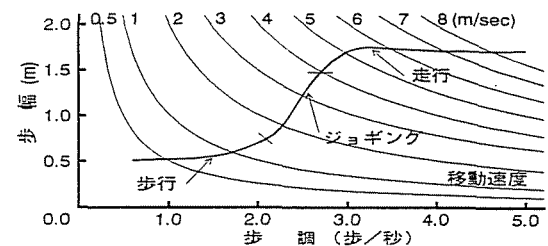
前述のとおり歩道橋の動的応答解析を行う場合、しばしば問題となるのが式(7.1)における歩行外力 $F(t)$ の求め方である。本研究においては以下の3種類の方法を用いて解析を行うこととした。

① Wheeler が提案する方法⁷⁾。(以下、Wheeler の方法と称す。)

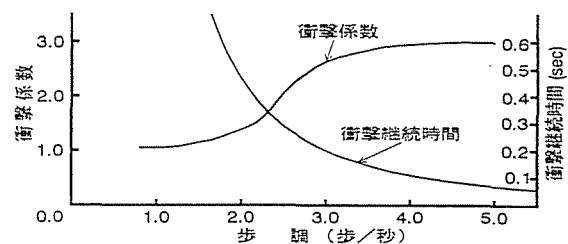
Wheeler の方法とは、人間の歩・走行時の床面への衝撃力、衝撃作用時間、移動速度等に関して詳細に検討を行った結果に基づき提案された方法で、有限要素法を用いた一般的な橋梁構造に対する計算手法が示されている。入力波形は図-7.1(a)に示すように半正弦波を用い、歩調および移動速度、あるいは衝撃係数や衝撃継続時間等の関係は図-7.1(b)、(c)のように与えられている。表-7.1 に本研究の強制加振実験（歩行振動数 1.5Hz～3.5Hz）に対する各パラメータを、また表-7.2 に各歩道橋における共振歩行時のパラメータを示す。文献 7)には、オーストラリアのパスにある 22 橋の歩道橋における実験結果と解析結果を変位で比較し、それらは比較的良く一致したことが述べられている。外力の扱い方のきめ細やかなことと有限要素法を用いた動的応答解析を用いることによって、現状では最も汎用性のある方法であると言える³⁾。その反面、外力がきめ細やかなために、その求め方がかなり煩雑となっており、通常の設計等において用いるにはやや複雑である傾向を有するものと考えられる。



(a) 入力波形



(b) 移動速度



(c) 衝撃係数と衝撃継続時間

図-7.1 Wheeler の歩行外力

表-7.1 Wheeler の歩行外力パラメータ

歩行振動数 $f(\text{Hz})$	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5
歩行速度 $v(\text{m/s})$	0.8	1.4	3.0	5.0	6.0
歩幅 $SL(\text{m})$	0.6	0.75	1.25	1.7	1.75
衝撃係数 α	1.2	1.4	2.2	2.7	2.8
衝撃作用時間 $CT(\text{s})$	0.8	0.5	0.3	0.2	0.15

表-7.2 Wheeler の共振時歩行外力パラメータ (*は半共振)

歩行振動数	f(Hz)	v(m/s)	SL(m)	α	CT(s)
山の手小学校前*	2.76	4.04	1.48	2.46	0.25
宮の森小学校前*	2.71	3.84	1.44	2.41	0.26
月 寒*	2.71	3.84	1.44	2.41	0.26
北3条東4丁目	4.05	6.50	1.70	3.00	0.10
平 岡	3.37	5.74	1.74	2.77	0.16
菊水西町	4.05	6.50	1.70	3.00	0.10
東 山	2.83	4.32	1.55	2.50	0.23
新 琴 似	3.95	6.41	1.71	2.96	0.11
豊 水	2.44	2.81	1.19	2.10	0.32
美 園 ①	2.93	4.72	1.64	2.63	0.21
美 園 ②	2.54	3.16	1.29	2.24	0.29

② 梶川が提案する方法^{6,20)}。(以下、梶川の方法と称す。)

梶川は、歩道橋の振動を考えた場合、その構造が比較的単純であることからその固有振動数や固有モードは比較的容易に求められるとし、歩道橋の使用性照査に際しての応答計算は、歩行者の歩調とあるモードの共振状態を考えるため、応答計算はいわゆるモード解析法で十分であるとした。そこで梶川は、極めて単純な形で応答計算が

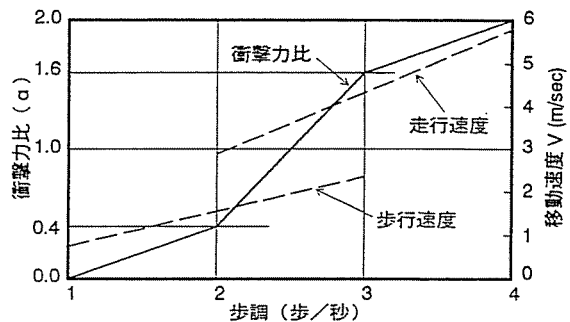


図-7.2 梶川の歩行外力

できるように、単独の歩行者を対象とした解析的な式とその結果に基づく応答スペクトル図を示し、BS 5400 に示されている簡易法との関連について考察を加えた。また、上記の単独の歩行者に対する応答結果を用いて、多数の歩行者が歩道橋上に存在する群集載荷状態を対象にした確率的な照査方法を提案した。さらに、歩道橋の建設される地域の特性によって、単独載荷状態、群集載荷状態または単独走行状態の必要な照査を実施すればよいとした。

歩行外力に関しては、人間の歩・走行時の衝撃を考慮して、外力振幅を $F_0 = \text{体重} \times \text{衝撃係数}$ 、歩調を周期とした余弦波を採用している。歩行外力は以下の式で表される。

$$F(t) = \alpha W \cos(2\pi f t) \quad \cdots \cdots \cdots (7.10)$$

ここで、 α は衝撃係数、 W は歩行外力の重量（歩行者の体重）、 f は歩行振動数である。これらのパラメータも、Wheeler と同様、図-7.2 によって与えられている¹⁶⁾。ただし、衝撃係数 α の取り扱いは Wheeler の方法とは若干異なり、人間の体重は歩道橋の重量に比して十分小さいと考え、その衝撃力に人間の体重を加味しないものとなっている。

表-7.3 梶川の歩行外力パラメータ

歩行振動数 $f(\text{Hz})$	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5
歩行速度 $v(\text{m/s})$	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
衝撃係数 α	0.2	0.4	1.0	1.6	1.8

表-7.4 梶川の共振時歩行外力パラメータ (*は半共振)

歩行振動数	$f(\text{Hz})$	$v(\text{m/s})$	α
山の手小学校前*	2.76	2.26	1.31
宮の森小学校前*	2.71	2.21	1.25
月 寒*	2.71	2.21	1.25
北3条東4丁目	4.05	3.55	2.02
平 岡	3.37	2.87	1.75
菊水西町	4.05	3.55	2.02
東 山	2.83	2.33	1.40
新 琴 似	3.95	3.45	1.98
豊 水	2.44	1.94	0.93
美 園 ①	2.93	2.43	1.57
美 園 ②	2.54	2.04	1.05

梶川の方法は、Wheelerの方法と比較して非常に簡単で取り扱いも容易であるが、この方法はもともとモード解析法のための歩行外力であるため、本研究のような直接数値積分法にそのまま用いることが可能であるかはやや疑問が残る。表-7.3ならびに表-7.4にそれぞれ強制加振実験ならびに共振時のパラメータを示す。

③ 梶川の方法における、入力余弦波の負の荷重部分（床版の下から上への荷重）を除外して、半余弦波として入力する方法^{9~11,21)}。（以下、本研究の方法と称す。）

本研究の方法は、上記の梶川の方法に若干の改良を加えたものである。人間の歩行を考えた場合、地面あるいは床面への力の伝達には地面あるいは床面の上から下へのみ行われることは容易に想像できる。そこで本研究では、図-7.3に示すように余弦波の下から上への負の荷重部分を除外した、いわゆる半余弦波を用いて計算を行なった。

また、衝撃力、歩行速度等のパラメータに関して検討を加えるため、梶川の方法に準じたものを基本形として、その結果と実験結果を比較することにより共振時の応答倍率等を考慮した解析ケースを4種類用意して検討を実施した^{10,21)}。表-7.5に解析ケースの概要を

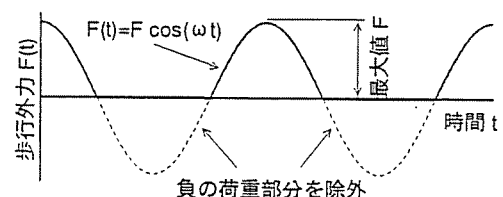


図-7.3 本研究における入力波形

表-7.5 動的応答解析ケース

case No.	概 要
case 1	半余弦波を用いる方法
case 2	case 1 の結果と実験値の比によって荷重倍率を設定
case 3	case 2 の共振時を除外した荷重倍率
case 4	case 3 に対して応答倍率を考慮して衝撃係数を設定

示す。なお衝撃力には歩行者自身の体重も加味するものとした。

ここで、表-7.5 の各解析ケースについて説明を加えると、まず、上記の梶川の荷重倍率をそのまま用い、入力波形のみ半余弦波を用いたものを case 1 として基本形とした。次節の前半部分における検討は、この case 1 と Wheeler および梶川の方法を比較したものである。次に case 2 は、case 1 による各振動数における解析結果と実験値との比の平均値によって荷重倍率の調整を行ったものである。表-7.6、表-7.7 および図-7.4 に荷重倍率パラメータと衝撃係数を示す。case 3 は、case 1 の共振歩行時の解析結果を除外して、case 2 と同様な方法で荷重倍率を求めたものである。表-7.8、表-7.9 および図-7.5 は、case 3 におけるパラメータである。最後に case 4 は、case 3 の解析結果から共振時における実験値との比と応答倍率曲線を参考にして、その差を低減させる方法である。表-7.10 に case 4 における荷重倍率パラメータを示す。

表-7.6 case 2 の歩行外力パラメータ

歩行振動数 f(Hz)	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5
実験値との比	0.045	0.191	0.445	0.588	0.555
荷重倍率	22.32	5.235	2.247	1.701	1.802
衝撃係数 α	4.464	2.094	2.247	2.721	3.243

表-7.7 case 2 の共振時歩行外力パラメータ (*は半共振)

歩行振動数	f(Hz)	α
山の手小学校前*	2.76	2.50
宮の森小学校前*	2.71	2.45
月 寒*	2.71	2.45
北3条東4丁目	4.05	3.80
平 岡	3.37	3.12
菊水西町	4.05	3.80
東 山	2.83	2.55
新 琴 似	3.95	3.73
豊 水	2.44	2.24
美 園 ①	2.93	2.65
美 園 ②	2.54	2.30

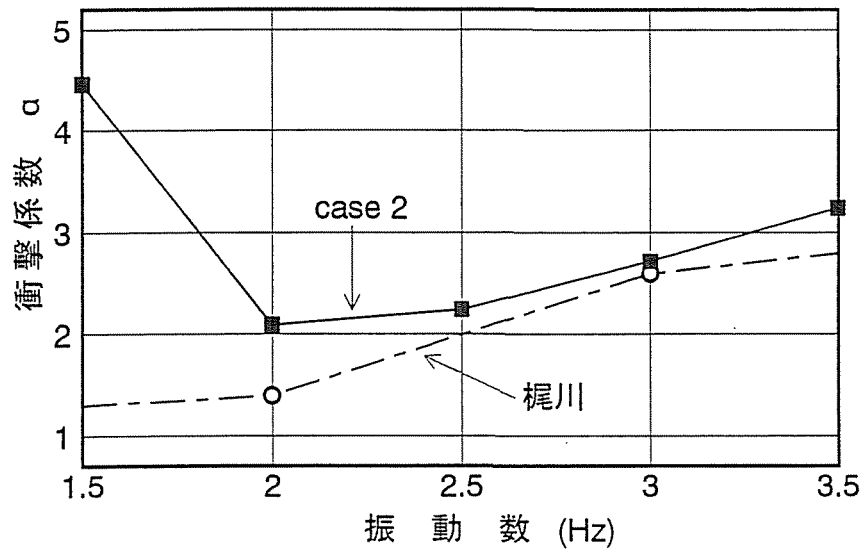


図-7.4 case 2 の衝撃係数

表-7.8 case 3 の歩行外力パラメータ

歩行振動数 f(Hz)	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5
実験値との比	0.041	0.114	0.362	0.521	0.516
荷重倍率	24.57	8.764	2.766	1.920	1.938
衝撃係数 α	4.914	3.506	2.766	3.072	3.488

表-7.9 case 3 の共振時歩行外力パラメータ (*は半共振)

歩行振動数	f(Hz)	α
山の手小学校前*	2.76	2.878
宮の森小学校前*	2.71	2.869
月 寒*	2.71	2.869
北3条東4丁目	4.05	3.972
平 岡	3.37	3.341
菊水西町	4.05	3.972
東 山	2.83	2.965
新 琴 似	3.95	3.862
豊 水	2.44	2.849
美 園 ①	2.93	2.847
美 園 ②	2.54	2.769

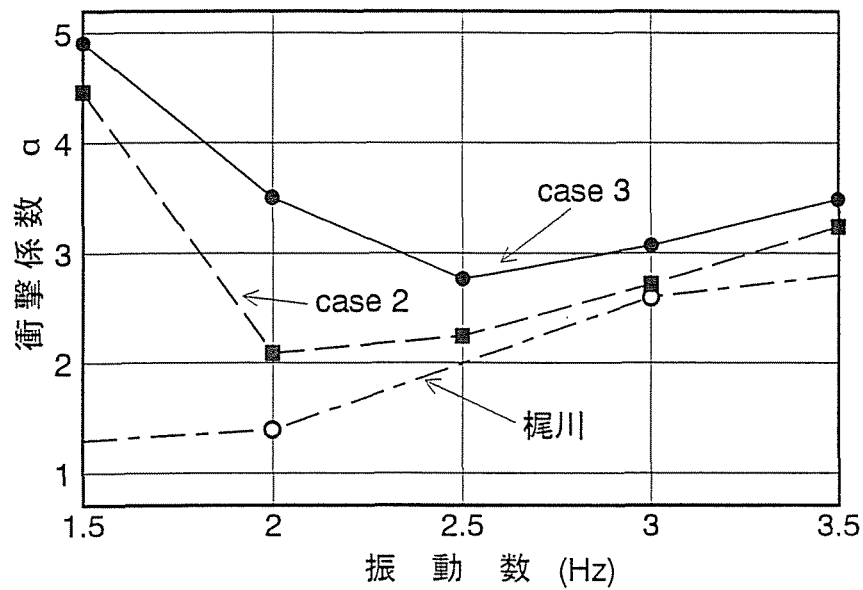


図-7.5 case 3 の衝撃係数

表-7.10 case 4 の歩行外力パラメータ（共振および共振付近）

		共振前	共振時	共振後
北 3 条 東 4 丁 目	α	3.488(3.5Hz)	3.972(4.05Hz)	—
	割り戻し係数	1.11	1.84	—
	α'	3.142	2.159	—
平 岡	α	3.072(3.0Hz)	3.341(3.37Hz)	3.488(3.5Hz)
	割り戻し係数	1.15	1.84	1.49
	α'	2.672	1.816	2.341
菊 水 西 町	α	3.488(3.5Hz)	3.972(4.05Hz)	—
	割り戻し係数	1.11	1.84	—
	α'	3.142	2.159	—
東 山	α	2.766(2.5Hz)	2.965(2.83Hz)	3.072(3.0Hz)
	割り戻し係数	1.13	1.84	1.36
	α'	2.447	1.467	2.259
新 琴 似	α	3.488(3.5Hz)	3.862(3.95Hz)	—
	割り戻し係数	1.14	1.84	—
	α'	3.059	2.450	—
豊 水	α	3.506(2.0Hz)	2.849(2.44Hz)	2.766(2.5Hz)
	割り戻し係数	1.08	1.84	1.66
	α'	3.246	1.548	1.666
美 園 ①	α	2.766(2.5Hz)	2.847(2.93Hz)	3.072(3.0Hz)
	割り戻し係数	1.10	1.84	1.13
	α'	2.514	1.547	1.840
美 園 ②	α	2.766(2.5Hz)	2.769(2.54Hz)	3.072(3.0Hz)
	割り戻し係数	1.74	1.84	1.13
	α'	1.589	1.505	2.719

7. 2. 3 遺伝的アルゴリズムを用いた歩行外力の同定

近年、学習、最適化の手法として遺伝的アルゴリズム (Genetic Algorithm) が注目されている。GAとは、ダーウィンの自然淘汰説を基本概念とし、繁殖、淘汰、交叉および突然変異のプロセスを簡単な数理モデルに置き換え、それを最適化の手法として用いるものである。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為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、このような問題に適用するには非常に適した手法であると考えられる。工学的分野への適用に際しては、用いられる個々の数値を如何にして遺伝子列と呼ばれる数列に対応させるか、また、どのような評価関数を設定して効率よく解を収束させるかが課題となる。

通常、基本的なGAの処理操作は以下のような手順で行われる^{12,13)}。

① 初期集団の生成

まず、第0世代としてある長さの染色体あるいは遺伝子列と称する数列を1個体として、ランダムに所定の個数生成する。ここで個体とは、一般には0または1で表現されるいくつかのビット列によって決定される数列が用いられる。この際の個体数や遺伝子列のビット数、あるいは個体のコーディング (遺伝子列と具体的な数値の関係) 手法は、汎用的な決定方法は確立されていないため注意が必要である。特に個体数とビット数は得られる解に大きな影響を与えることがしばしばある。

② 適応度の評価

初期集団が生成された後、個々の個体に対して設定された評価関数に応じて適応度の評価を行う。評価関数は、GAを適用する問題ごとに異なるのは当然である。個体の評価は、通常適応度が高いほど優れた個体であるとされ、次世代以降へ積極的にその遺伝子を伝えて行く操作が行われる。

③ 選択

選択は、後述の交叉を行わせる個体のペアリングを行う操作である。基本的には適応度の高い個体の遺伝子列を次世代により多く継承させるため、スケーリング等の操作を行って各個体の選択確率を決定する。選択においてはいくつかの方法が提案されているが、ここでは最も代表的な手法であり、本研究でも用いている適応度比例戦略に関して説明を加えることとする。

適応度比例戦略とは、ルーレット・モデルまたはモンテカルロ・モデルとも呼ばれ、各個体の適応度に比例した確率で子孫を残せる可能性を有するモデルである。

表-7.11 適応度と選択確率

個体	元の適応度 (f)	スケーリング後の適応度 (f^2)	選択確率
1	2.5	6.25	0.18
2	1.0	1.00	0.03
3	3.0	9.00	0.26
4	1.2	1.44	0.04
5	2.1	4.41	0.13
6	0.8	0.64	0.02
7	2.5	6.25	0.18
8	1.3	1.69	0.05
9	0.9	0.81	0.02
10	1.8	3.24	0.09

表-7.12 スケーリングモデル

スケーリングモデル	方 程 式
線形スケーリング	$f' = af + b$
シグマ切断	$f' = f - (\bar{f} - c \times \sigma)$
ベキ乗スケーリング	$f' = f^k$

n 個の個体を持つ集団中のある個体 i が、各々の選択で選ばれる確率 p は、次式で表される。

$$p_i = \frac{f_i}{\sum_{j=1}^n f_j} \dots\dots\dots(7.11)$$

ここで f は各個体の適応度である。表-7.11 に適応度比例戦略での適応度と選択確率の例を示す。ここでは、スケーリングとして $k=2$ のベキ乗スケーリングを採用した。スケーリングとは、各個体の適応度に対し何らかの関数を導入し、適応度の差を拡大または縮小させて選択確率に反映させる方法である。基本的な方法としては、① 線形スケーリング、② シグマ切断、③ ベキ乗スケーリング等がある。本来の適応度を f 、スケーリング後の適応度を f' とすると導入される関数の一般型は表-7.12 のようになる。なお、シグマ切断での $\bar{f}$ は平均値であり、 σ は標準偏差である。

上記のように選択確率が与えられた後、通常は0～1の区間で乱数を発生させ、その値に依ってどの個体とどの個体を交叉させるかを決定する。適応度が高く、選択確率の大きい個体ほど交叉する機会が増加するため、その結果として優れた遺伝子が集団中に拡大することとなる。

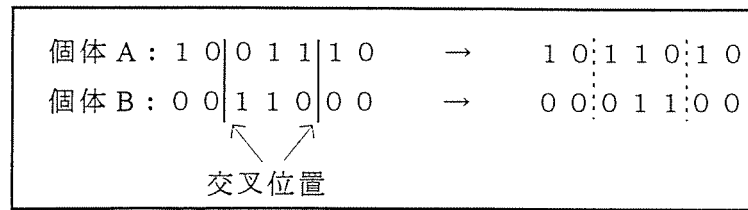


図-7.6 複数点交叉（2点交叉）

④ 交叉

交叉とは、上記の選択で選ばれた2組の個体の遺伝子列を、所定の位置で入れ替える操作である。交叉の手法には、単純交叉（1点交叉）、複数点交叉あるいは一様交叉等が知られているが、本研究では複数交叉の1手法である2点交叉を採用した。2点交叉とは、例えば交叉位置が2と5ならば、新たな個体の一つは個体Aの先頭から2番目まで、個体Bの3番目から5番目まで、個体Aの6番目から最後までによって遺伝子が作られる。同時に、その逆の組み合わせでもう一つの新たな個体の遺伝子が作成される。図-7.6に2点交叉の一例を示す。

⑤ 突然変異

突然変異は、遺伝子列の一部を比較的低い確率で変化させる操作である。一般にGAの問題点として、局所解に陥りやすい性質が知られている。その理由として、通常の遺伝的操作のみでは、初期集団の遺伝子列の組み合わせ以外の解空間を検索できないことが挙げられる。したがって、このようなGAそのものの欠点を補うために行われる操作が突然変異である。

突然変異は、通常は固定された確率で遺伝子列の一部をランダムに入れ替える手法が主に用いられるが、変異率を動的に変化させる、適応変異と称される方法もある。適応変異は、集団中の遺伝子列の多様性を常時確保し、可能な限り広い解空間を検索しようとする方法である。

以上のような②から⑤までの計算過程を、設定された収束条件を満たすまで繰り返すことにより問題の最適解が得られることとなる。

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、以下に示す関数を用いて適応度を評価した^{10,16)}。

$$\text{目的関数: } EL = \left| AE_{MAX}^2 - AC_{MAX}^2 \right| \dots\dots\dots (7.12)$$

ここで、 AE_{MAX} は支間中央点における最大応答加速度実験値(gal)であり、 AC_{MAX} は支間中央点における最大応答加速度解析値(gal)である。

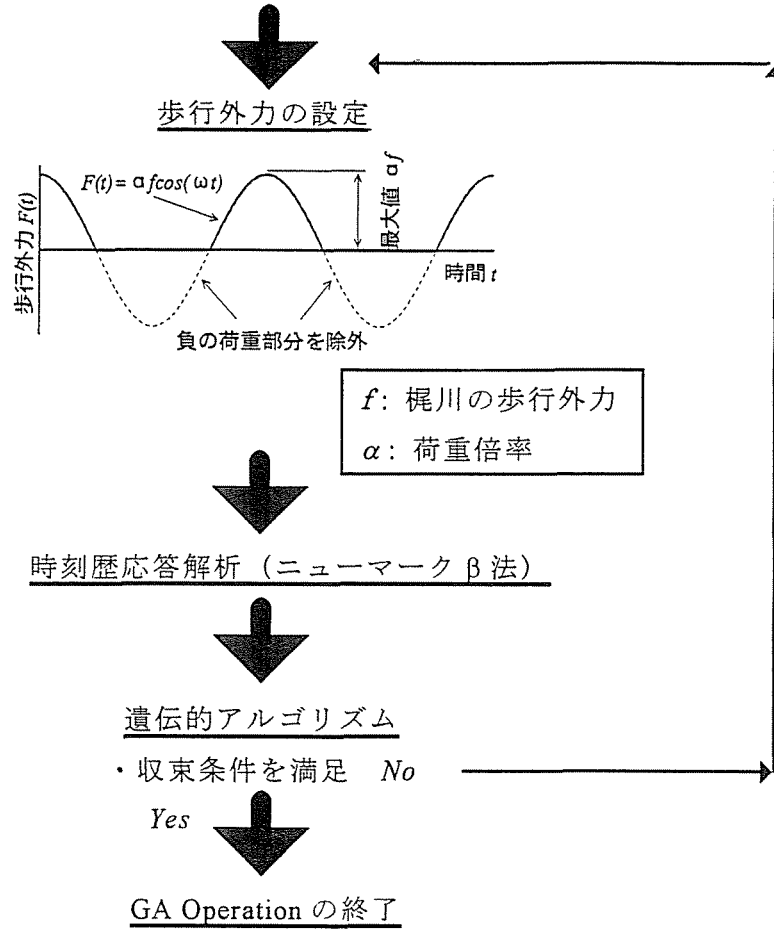
初期集団の生成（荷重倍率 α のコード化）例：1 0 1 0 0 0 1 1 $\alpha = 1.9102$ 

図-7.7 GA の適用手法

また収束条件は、式(7.12)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-7.7 に本研究における GA の適用方法を示す。

7. 3 解析結果とその検討

以上のように本研究においては、歩行外力に関して、梶川⁶⁾、Wheeler⁷⁾の方法ならびに case 1～case 4 の合計 6 ケースに関して解析を実施し、また、実験結果に基づいた、GA による歩行外力の同定を行った。本節では、まずはじめに Wheeler および梶川の方法と本研究における case 1 について実験値ならびに解析結果の比較を実施し、次に case 1～case 4 について考察を行い、さらに歩行外力の同定結果に関して検討を加えるものとする。

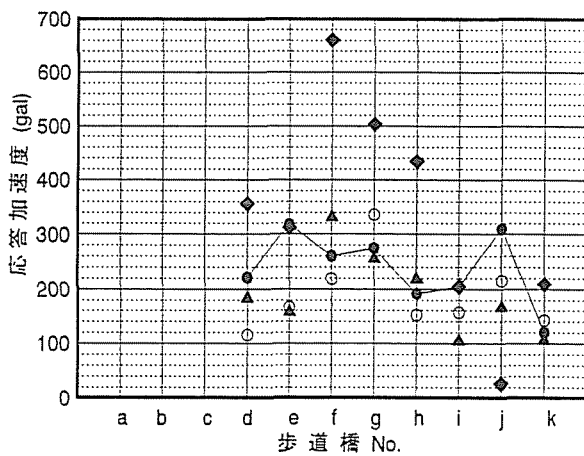
まず、表-7.13 は各歩道橋の共振時と半共振時における最大応答加速度であり、また図-7.8 は表-7.13 を共振時と半共振時に分割して図化したものである。また波形の一例とし

て、図-7.9～7.12に豊水歩道橋における Wheeler、梶川、本研究(case 1)および実験時の支間中央における応答加速度波形を示す。なお図-7.8中の○は Wheeler の方法による解析結果、◆は梶川の方法による解析結果、▲は本研究の方法によるもの、さらに、●および実線は実験結果である。

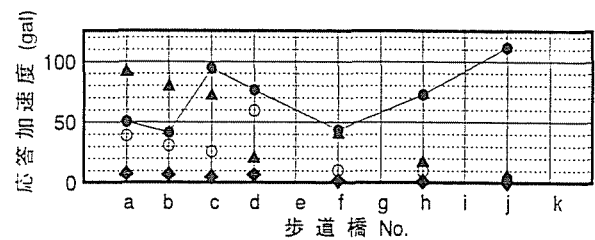
共振時に関して実験結果と解析結果を比較すると、解析結果は必ずしも実験結果と一致しているとはいえないが、Wheeler の方法と本研究の方法は比較的よく動的応答性状

表-7.13 解析結果一覧表

	歩道橋	実験		Wheeler		梶川		本研究(case 1)	
		共振	半共振	共振	半共振	共振	半共振	共振	半共振
a	山の手小学校前	—	51	—	39	—	8	—	92
b	宮の森小学校前	—	42	—	31	—	7	—	80
c	月 寒	—	95	—	26	—	5	—	72
d	北3条東4丁目	221	77	115	6	356	7	184	21
e	平 岡	318	—	166	—	312	—	158	—
f	菊水西町	260	44	219	11	660	2	332	40
g	東 山	274	—	336	—	503	—	256	—
h	新 琴 似	192	73	152	10	434	1	219	17
i	豊 水	205	—	158	—	205	—	105	—
j	美 園 ①	310	112	215	4	26	1	167	6
k	美 園 ②	121	—	143	—	209	—	107	—



(a) 共振時の解析結果



(b) 半共振時の解析結果

図-7.8 動的応答解析結果

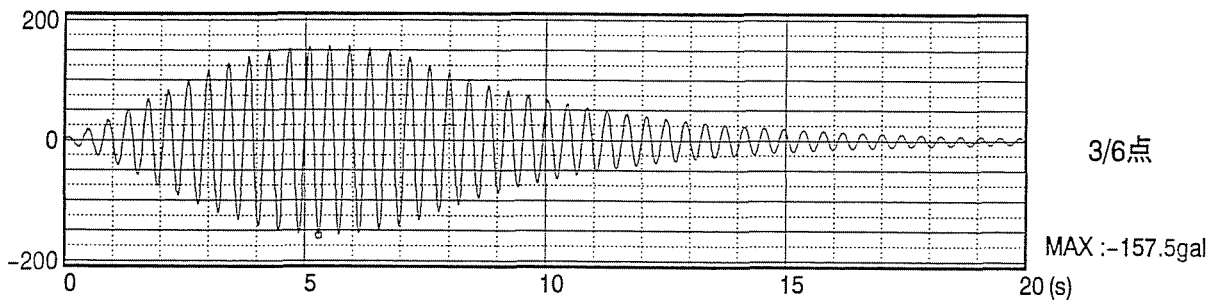


図-7.9 応答波形 (Wheeler の歩行外力 共振時 豊水歩道橋)

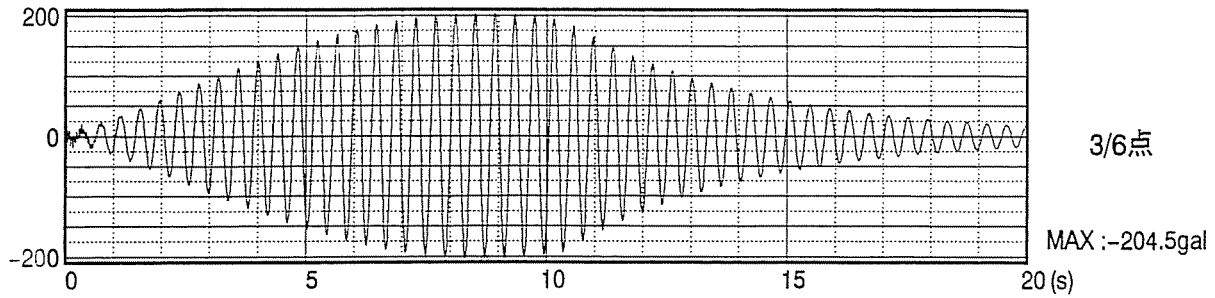


図-7.10 応答波形（梶川の歩行外力 共振時 豊水歩道橋）

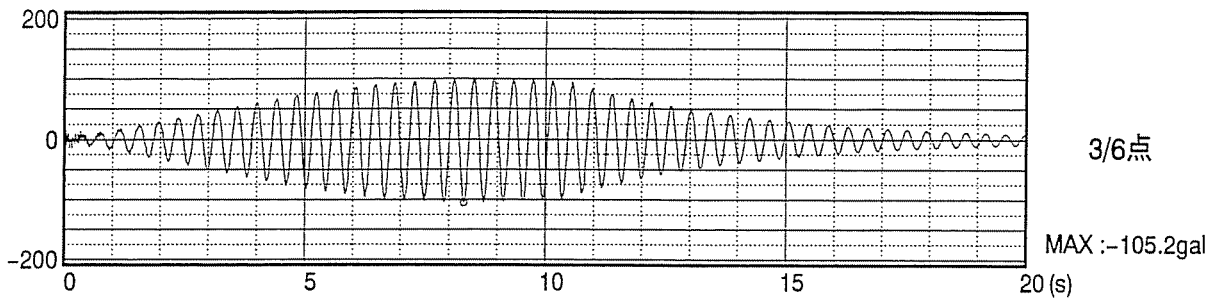


図-7.11 応答波形（本研究(case 1)の歩行外力 共振時 豊水歩道橋）

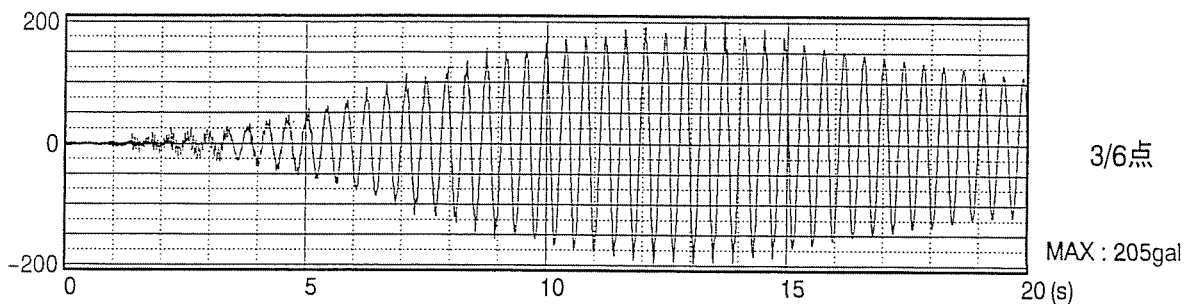


図-7.12 実験の応答波形（共振時 豊水歩道橋）

を表していると思われる。前述のとおり、文献 7)によれば Wheeler の方法は実験結果と比較的良く一致したことが報告されているが、これは歩道橋の動的応答変位に関して検討を加えたものであり、応答速度あるいは応答加速度に関しては言及されていない。特に加速度応答の場合、簡単に考えれば、変位に対して固有振動数 ω の2乗が乗ぜられるため、変位の誤差の比に対して、加速度応答値における見かけ上の数値の差が、かなり大きいものになる可能性を有するものと判断できる。梶川の方法においては支間長が長い場合には実験値に比較的良く一致するものの、支間長が短く、固有振動数が高い場合には、かなり大きめの結果が得られた。ただし梶川の方法はモード解析法のための歩行外力であることから、これをそのままニューマーク β 法に用いることはやや無理があり、また支間長が長い場合では比較的良好な解が得られることから、2Hz 前後の場合であれば梶川の方法もかなり良い結果が得られると推定される。その理由は、固有振動数が高い場合には入力衝撃係数が大きくなり、また余弦波をそのまま用いているために、床版の下から上への荷重が大きな影響を与えるが、低い固有振動数の範囲では、衝撃力も小さく、上記の影響があまり生じないと思われるからである。半正弦波を用いている Wheeler の方法、半余弦波の本研究の方法では上記のような傾向は現れず、多少のパラメータの見直しで比較的良好な結果が得られると推定される。

次に、いわゆる半共振の場合では、梶川の方法では入力した振動数が卓越した解析結果となり、実験のように1次の共振状態とならないことが判明した。よって、余弦波等をそのまま用いた場合には、半共振時の解析はほぼ不可能であると考えられる。Wheelerの方法ならびに本研究の方法では、解析結果は1次の共振状態となり、応答性状そのものは一致するが、応答の最大値等は必ずしも一致せず、今後課題を残す結果となっている。解の傾向としては、支間長が短く振動数が高い場合には解析値は比較的大きくなり、支間長が長い場合には解析結果はかなり小さくなっている。

したがって、半共振時の解析には共振時とは別のパラメータを設定する必要があると思われる。

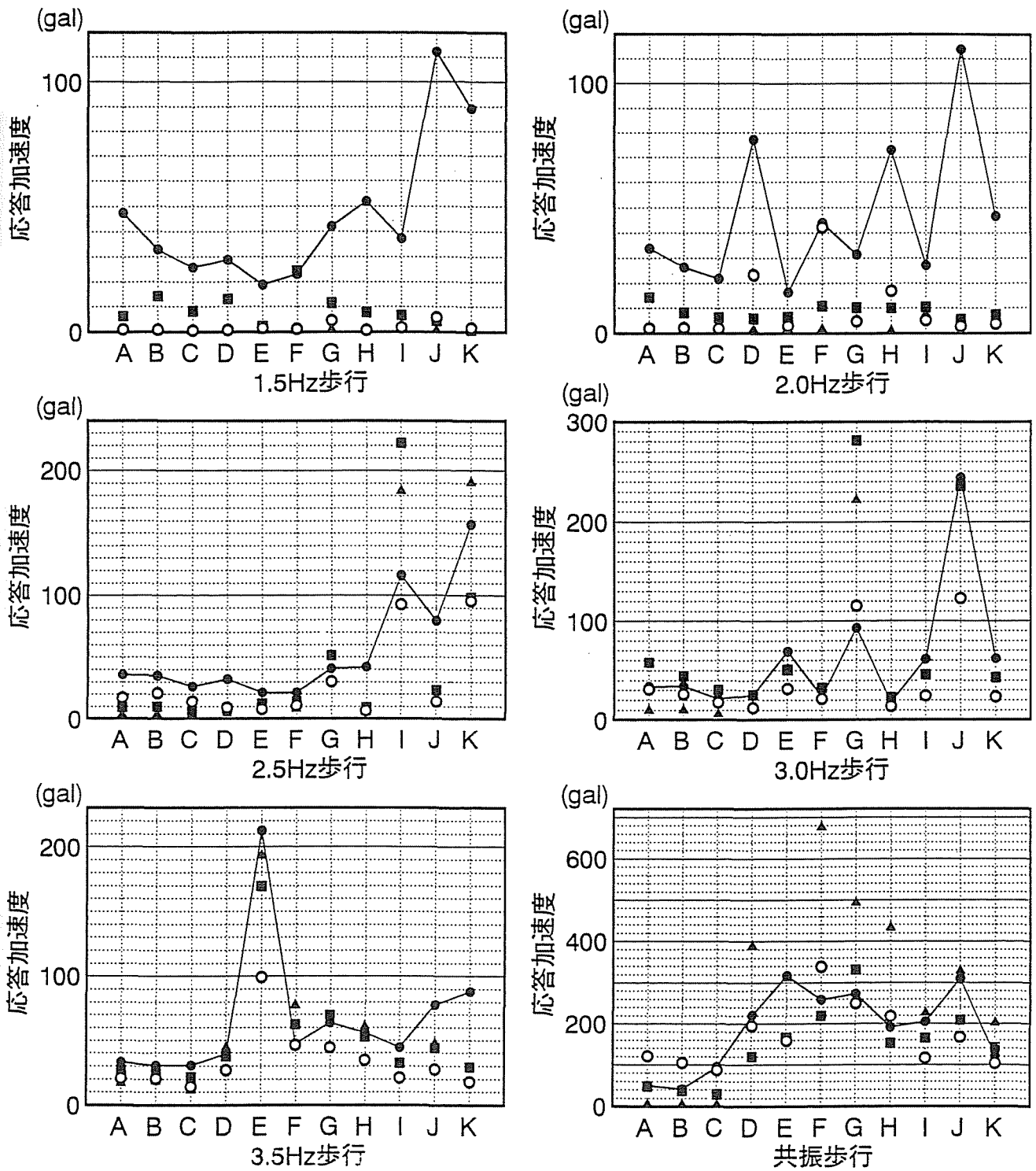
さらに、非共振時については、これらの3手法による解析結果は動的性状、応答最大値ともにほぼ全ての振動数において実験結果と一致していない。すなわち、実験において1次固有周期からある程度離れた歩行周期で载荷した場合、その応答の最大値はノイズあるいは衝撃応答の影響を強く受け、またフーリエスペクトルからは、基本的なピークは1次固有周期ではあるが、それ以外のいくつかのピークも生じる波形となっている。解析から得られる波形は、衝撃あるいはノイズが含まれないのは当然であるが、その卓越振動数も多くの場合、入力の歩行周期と一致する傾向が認められ、特に梶川の方法において顕著である。一般の使用性評価に際しては、1次モードとの共振に関して検討を行うため、応答倍率を考慮しておおむね1Hz程度以上1次固有振動数と離れば、非共振時に関して問題が生じることは無いと考えられるが、例えば対象となる歩道橋が1.8Hz～2.2Hz程度の範囲で2Hz以外の固有振動数を有するような場合、2Hzの歩行外力に対する検討は必要と思われる。しかしながら、上記の歩行外力ではこのような照査は難しく、さらに検討が必要であると考えられる。

以上の結果から、まず共振時に関しては解析結果はある程度対象となる歩道橋の動的応答性状を把握することができ使用性照査に用いることは可能であろうと思われる。ただし、上記のような方法を用いる限りでは1種類の方法では十分ではなく、現状では複数の方法で動的応答量を計算することが望ましいと思われる。また、半共振時に対しては現状では十分な結果を得ることは難しく、新たなパラメータを設定する必要があると考えられる。

そこで本研究では上記を考慮し、非共振時、共振時を問わず、ある程度正確に動的応答量を求められる歩行外力を設定するために、前にも述べたとおり4種類の解析ケースを設定して解析を行った。図-7.13～7.16に各ケースにおける解析結果を示す。

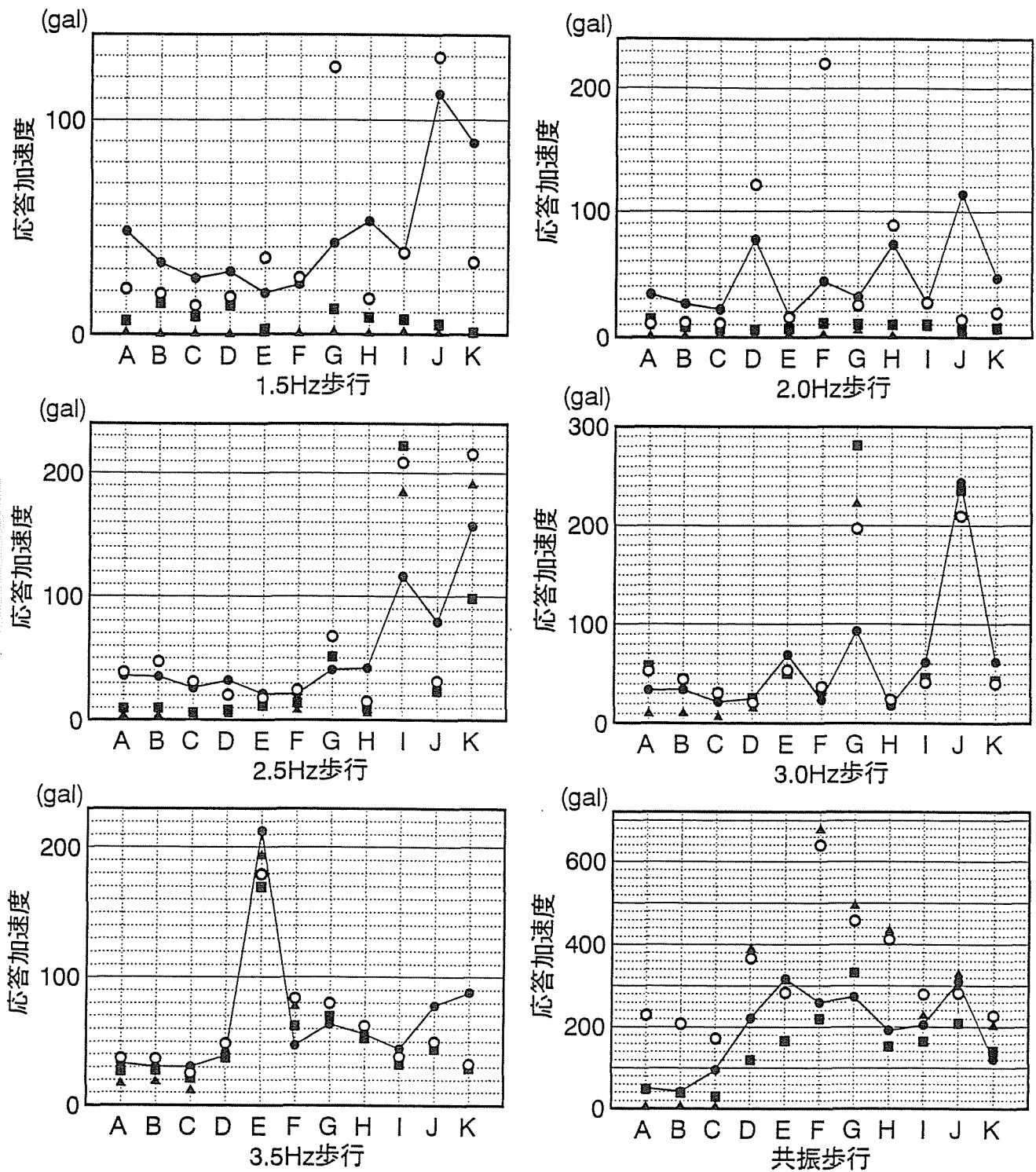
実験結果と解析結果を比較すると、case 4においては非共振時、共振時とも同一の歩行外力パラメータを用いているにも関わらず、その結果は比較的良く一致していると考えられる。一般に応答加速度は、実験時においてノイズあるいは歩行による衝撃等の影響を受けやすいが、case 4の解析結果においては対象となる歩道橋の応答性状を把握することも十分可能であると思われる。

なお、4ケースの基本となるcase 1においては、共振歩行時に関しては比較的良く一



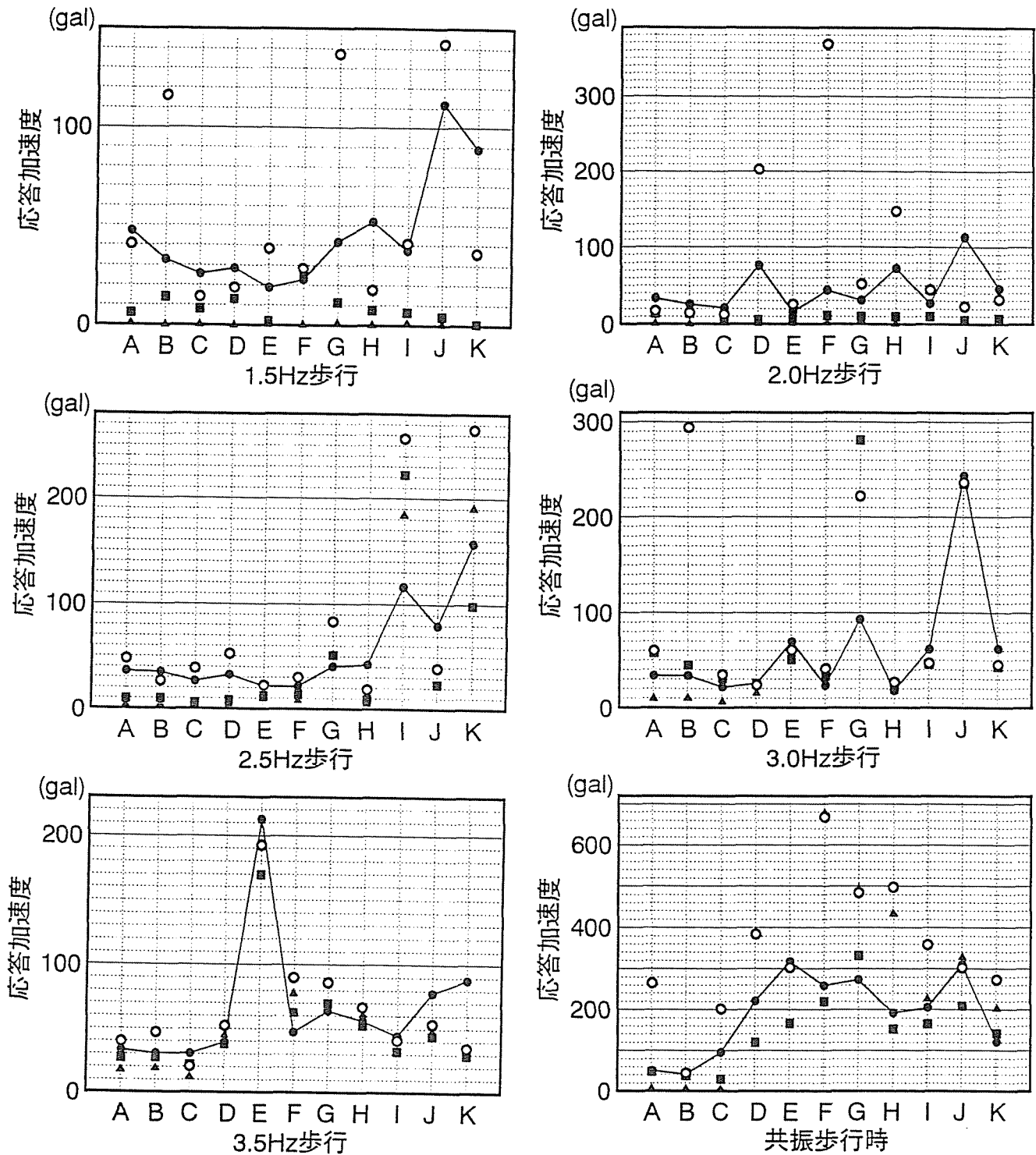
A:山の手小学校前 B:宮の森小学校前 C:月寒 D:北3条東4丁目
E:平岡 F:菊水西町 G:東山 H:新琴似 I:豊水 J:美園① K:美園②

図-7.13 解析結果 (case 1)



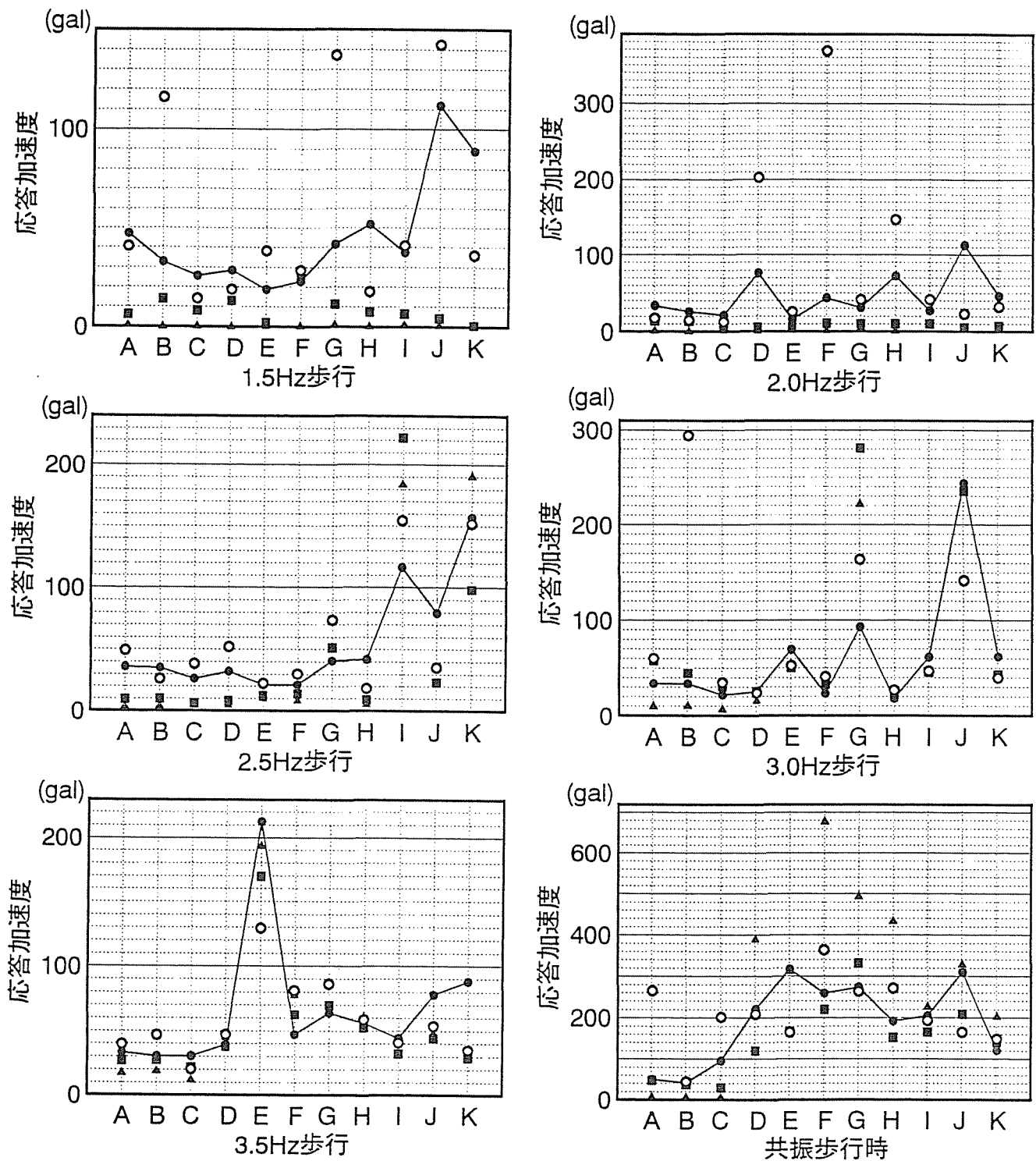
A:山の手小学校前 B:宮の森小学校前 C:月寒 D:北3条東4丁目
E:平岡 F:菊水西町 G:東山 H:新琴似 I:豊水 J:美園① K:美園②

図-7.14 解析結果 (case 2)



A:山の手小学校前 B:宮の森小学校前 C:月寒 D:北3条東4丁目
E:平岡 F:菊水西町 G:東山 H:新琴似 I:豊水 J:美園① K:美園②

図-7.15 解析結果 (case 3)



A:山の手小学校前 B:宮の森小学校前 C:月寒 D:北3条東4丁目
E:平岡 F:菊水西町 G:東山 H:新琴似 I:豊水 J:美園① K:美園②

図-7.16 解析結果 (case 4)

致するものの、非共振歩行時、特に低振動数の場合は解析値は実験値に比して非常に小さく、不十分な結果しか得られなかった。また、case 2 および case 3 に関しては、非共振歩行時における結果比較的良好一致しているが、case 1 とは逆に共振時においてその解析値はかなり大きめの値となっている。

以上の結果より、case 4 を用いれば設計時の使用性判定の際に、動的応答性状を確認する手法として用いることが可能であると思われる。

また、前述のように各歩道橋の共振時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（山の手小学校前、宮の森小学校前、月寒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-7.14 に示す。また、図-7.17 および図-7.18 は、それぞれ豊水歩道橋における共振時と 1.5Hz 歩行時の応答波形である。

表-7.14 解析結果

歩行振動数	衝撃係数	荷重倍率	実験応答値 (gal)	解析応答値 (gal)	誤差 (%)
山の手小学校前*	1.312	0.551	51.0	52.31	2.569
宮の森小学校前*	1.252	2.250	42.0	42.62	1.48
月 寒*	1.252	1.324	95.0	95.22	0.23
北 3 条東 4 丁目	2.020	1.254	221.0	221.77	0.35
平 岡	1.748	2.016	318.0	317.63	0.12
菊水西町	2.020	0.785	260.0	263.21	1.23
東 山	1.396	1.078	274.0	274.65	0.24
新 琴 似	1.980	0.879	192.0	194.18	1.14
豊 水	0.928	1.934	205.0	204.92	0.04
美 園 ①	1.383	0.867	121.0	121.41	0.34
美 園 ②	1.516	1.863	310.0	310.36	0.12

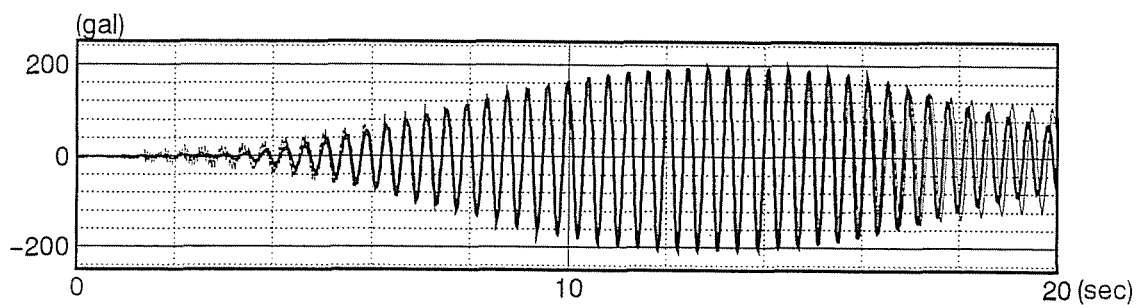


図-7.17 GA による同定結果（共振時 豊水歩道橋）

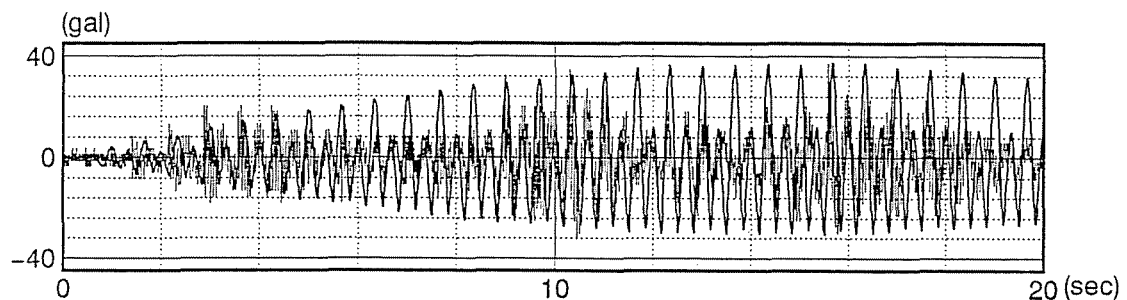


図-7.18 GA による同定結果（1.5Hz 歩行時 豊水歩道橋）

表-7.14 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-7.14 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、本研究の case 1 のように梶川の衝撃係数に半余弦波を適用した場合、共振時あるいは半共振時に関しては比較的よく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、例えば宮の森歩道橋と月寒歩道橋、または北 3 条東 4 丁目歩道橋と菊水西町歩道橋のように、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と思われるが、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。支間長の相違については、現行の歩行外力では人間の歩行振動数、すなわち、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、支間長が違ってい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ると思われる。また入力波形に関しては、今回用いた半余弦波は、その取り扱いは非常に簡便ではあるが、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小さくな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かなり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思われる。

次に、図-7.17 および図-7.18 より、解析結果の振動波形について言及すると、共振時に関して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 G A の適用は極めて有効な手法であることがわかる。一方、非共振時については、第 5 章に述べたとおり、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、実験値に対してカルマンフィルタあるいはバンドパスフィルタ等を適用し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。

以上より、これらの問題点を考慮した上でさらに多くの実験結果に対して同定を行え

ば、汎用的かつ正確に歩道橋の動的応答量を求めることが可能な歩行外力の設定が出来る」と推定される。

7. 4 歩道橋の振動使用性判定

7. 4. 1 照査の適用範囲とその方法

歩道橋の使用性判定法において、限界状態設計法に基づいて基準として明文化されているものは、BS 5400⁴⁾と Ontario code⁵⁾のみである。また、研究として振動使用性照査法に言及したものとしては、梶川の研究⁶⁾、田中らの研究^{2,8,22)}、Wheeler の研究⁷⁾がその主なものとして知られている。一方、我が国では立体横断施設技術基準・同解説¹⁾（以下、基準と称す）において、活荷重による主桁の振動は利用者に不快感を与えないものでなければならないと規定され、具体的には歩道橋の低次の固有振動数が 1.5Hz～2.3Hz にならないようにすることが指示されている。

近年、交通安全施設としての横断歩道橋の新設は非常に稀になった反面、人道橋、遊歩道橋等の大規模な歩道橋が比較的多く建設される傾向にあり、現行の基準を遵守することが困難な場合、梶川の方法等によって使用性の検討がなされている例がある²³⁾。しかしながら、我が国においては限界状態設計法に基づいた使用性照査を行う場合の、用いるべき振動限度あるいは動的応答量の求め方等が統一されておらず、このため設計者にとって都合のよい照査方法のみを用いて振動使用性を検討する危険性も指摘されている²⁾。そこで本節では、前述のように本研究で得られた結果に基づき、歩道橋の振動使用性判定の具体的な方法について検討を行うものである。

振動使用性判定の手順としては、従来の限界状態を考慮した基準等と同様に、まず固有振動数の計算を行って照査の必要性を判断する。ここで低次の固有振動数が照査を必要とする範囲に含まれた場合、次に共振時の最大動的応答量の計算を実施し、振動限度との比較を行って対象となる歩道橋の振動使用性を検討する。ここで、歩道橋の動的応答特性の把握、すなわち固有振動数と動的応答量の算定方法ならびに振動限度に関しては、7. 4. 2 および 7. 4. 3 の各小節で詳しく述べることとする。

本研究の照査手法が適用可能な歩道橋について考察を加えると、基本的には横断歩道橋、あるいは遊歩道橋等の種別を問わず、すべての種類の歩道橋に関して適用が可能であると考えられる。その理由として、第4章において提案した振動限度は人間の振動感覚に基づいたものであるため、振動刺激を受ける際の姿勢が通常の歩行状態にあるならば、すべての歩道橋に用いることが可能であると思われるからである。換言すれば、歩道橋の形式、規模を問わず、その低次の固有振動数が 2 Hz 前後になった場合は、人間の歩調と共振する可能性を有するため、何らかの形で使用性の評価が必要であると考えられる。歩道橋の形式等の差違は、その動的応答量の求め方や適用すべき固有振動解析の方法に影響を与えるが、人間の振動感覚とは本質的に異なる問題である。よって、上

述のとおり、照査手順そのものは、応答量の求め方等において変化はあるものの、一般的には歩道橋の形式を問わず適用することができる。

7. 4. 2 動的応答量

前述のとおり、振動使用性照査の第一段階は対象となる歩道橋の動的応答特性を把握することである。ここで動的応答特性とは、歩道橋の低次の固有振動数と歩行者との共振時における最大動的応答量を意味する。

まず照査を行う必要を有するか否かを判断するために、簡易的な方法あるいは比較的簡単な解析モデルを用いて低次の固有振動数の計算を実施する。例えば照査の対象となる歩道橋が一般的な単純桁形式の場合であれば、現行の基準¹⁾による式を用いても十分であると考えられる。ただし、計算に用いる曲げ剛性に関しては、第6章に示したように高欄の剛性を断面積で50%程度考慮すれば、従来より正確な固有振動数の算定が可能となるものと思われる。斜張橋、アーチ橋等のように複雑な橋梁形式を有する歩道橋や、曲線橋のように平面線形が複雑な場合には2次元あるいは3次元骨組モデルによる解析が必要となるが、このような歩道橋においては、今日においても設計段階で比較的詳細な固有振動解析を行い、完成後も振動実験を実施してその使用性を確認することが多い^{23,24)}。よって、仮に上記のようなモデルを用いて固有振動解析を行うことを規定したとしても、設計者に対して現状よりも大きな負担を与える可能性は少ないであろう。なお、この段階で主桁の断面変化等を忠実にデータとして入力する必要はなく、平均剛性による等断面モデルを用いて解析を行えば十分であると思われる。対象とする振動モードの次数に関しては、一般的には1次および2次の鉛直振動モードを考えれば十分である。ただし多径間連続桁の場合は、各径間を単純桁と見なしたときに単純桁の1次モードと2次モードの間に径間数に応じた複数のモードが生じるため、そのモードも対象とすべきであろう。さらに例えば吊床版橋のような吊り構造を有する歩道橋においては、1次あるいは2次モードの固有振動数が低く、上記の範囲以外になることが大半であるが、比較的高次のモードにおいて2Hz前後の固有振動数になるモードが存在することも多いため、このようなモードも照査の対象にすべきであると考えられる。

以上のようにして得られた固有振動数に基づき、さらに詳細な照査の必要性を検討する訳であるが、ここで以降の照査が必要な固有振動数の範囲としては、現行の基準に準じた1.5Hz～2.3Hz、第5章における半共振状態を考慮した3.5Hz～4.5Hzおよび、ジョギング等が頻繁に行われる場合には2.5Hz～3.5Hzとし、解析結果がこれらの振動数の範囲に入らなければ、使用性に問題が生ずる可能性はほとんどないと考えられ、ここで使用性の検討は終了する。なお、この段階においての振動数の範囲が比較的広い帯域を用いている理由として、ここでの解析手法が簡易的あるいは簡単なモデル化によって行われているためである。

また、固有振動数が上記の振動数の範囲内にある場合、詳細な曲げ剛性や質量等の評価を行い、あるいは複雑な構造であれば主桁の断面変化等も考慮した解析モデルを用い

て再度固有振動数の計算を実施する。横断歩道橋、またはそれに準じた単純な桁構造を有する歩道橋では、本研究の第6章で示した剛性推定曲線を用いれば、比較的簡便にある程度正確な曲げ剛性を求めることが可能であろう。しかしながら、斜張橋等のように構造が複雑な歩道橋においては、設計段階で実剛性を推定することは困難である。このような場合、例えば第6章における解析ケースのようにいくつかの剛性あるいは質量等を変化させて解析を行い、これらの変化に伴う固有振動数への影響を検討した上で曲げ剛性等の推定を行えばよいものと思われる。この段階における照査を必要とすべき固有振動数の範囲は、前回の解析よりも精度が向上しているため、前述のものよりやや狭くして、通常の歩道橋の場合は1.6Hz～2.2Hz、半共振状態を考慮した場合は3.8Hz～4.2Hz程度、ジョギング等が頻繁に行われる歩道橋に対しては2.7Hz～3.3Hz程度とする。これらの数値の根拠としては、第5章において詳しく述べたとおり、歩道橋の応答特性、人間の歩行性状等を検討した結果、決定したものである。ジョギング等と半共振状態に対しては、それぞれ問題になる振動数は3Hzと4Hzであるが、設計時における固有振動数解析の誤差を考慮してある程度の範囲を設定するものとする。

以上のように、詳細な固有振動数の計算を行っても、なおかつ上記の固有振動数の範囲に入ってしまう場合は、第3段階として共振時における動的応答量を求める。まず、この際の荷重状態であるが、第5章における考察から、共振歩行あるいは半共振歩行1名による解析を行えば十分であると思われる結果が得られた。その理由として、歩道橋の実態調査から、共振時以外の応答は実効値で考慮すれば歩行者に与える影響は極めて小さいこと、我が国では多数の歩行者が歩調を合わせて歩行するケースは稀であること等が挙げられる。

具体的な計算手法は、固有振動数の算定と同様に橋梁形式によってその求め方は異なるが、平面線形が複雑でない桁形式の単純桁ないしは2、3径間程度までの歩道橋であれば、田中・加藤が提案する方法、梶川の方法またはBS 5400、Ontario codeで用いられるような簡易計算法を用いてその最大動的応答量を求めても特に問題はないと考えられる。平面線形あるいは橋梁形式が複雑であれば、一般的な有限要素法による時刻歴応答解析手法を用いる以外に現状では有効な方法は存在しないと思われる。有限要素法による時刻歴応答解析には、モード解析法と直接数値積分法が知られている。このような解析を行う際に問題になるのが、本章で示した歩行外力と減衰定数である。

まず歩行外力については、直接数値積分法による解析を行う場合には、本章で示した例えばcase 4等の歩行外力が比較的有効であると考えられる。ただし、本研究の歩行外力を以てしても、すべての歩道橋において正確に動的応答量を求めることは不可能であるため、前にも述べたとおり、複数の歩行外力あるいは解析手法を用いて解析を行い、それらの結果を総合的に判断して歩道橋の動的応答性状を把握することが望ましいであろう。また、梶川の歩行外力を本研究において直接数値積分法に用いた結果から、その逆に本研究の歩行外力をモード解析法に適用しても、その結果は十分でないことが容易に推定され、注意が必要であると思われる。

次に減衰定数に関しても、多数の研究が行われているものの、設計時に正確な減衰定数を予測することは今なお困難である。したがって、本研究においても他の研究や基準等に準じて、鋼構造の場合 0.5%程度、コンクリート構造の場合には 0.8~1.0%程度^{4,22)}の値を用いることとする。これらの値は、第5章で得られた減衰定数と比較して 1/2 程度であるが、予測が困難であるために減衰定数を小さめに見積もり、使用性照査そのものの安全率を高めておく必要があるものと認められるためである。

7. 4. 3 振動限度

以上のようにして最大動的応答量が求めた後、照査の最終段階として振動限度との比較を行う。用いるパラメータとしては、第2章ならびに第3章の結果から、人間の振動感覚は、ある程度振動刺激の小さい範囲において感覚量等値線の傾きが対数軸上ではほぼ 1.0 になる、すなわち振動数に依存しない形で限度を表現できることから、小堀・梶川の研究²⁵⁾同様、振動速度が適していると思われる。実際の比較に際しては、まず振動速度の最大値を用いるか、あるいは実効値で比較を行うべきであるかと言った問題が生ずるが、設計段階における解析結果に関して検討を行う場合は、基本的にはどちらでもかまわないと思われる。なぜなら、使用性の検討においては照査の対象としてある特定の振動モードとの共振状態を考えるため、他のモードの影響をほとんど受けないこと、解析においては付近の自動車交通等によるノイズや衝撃の影響は全くなく、ほぼ単一の卓越振動数を有する振動波形が得られるためである。また、完成後の実測値との比較を行う場合について言及すると、一般に実験においては、本研究の歩道橋の実態調査でも明らかなように、上記のノイズ、衝撃あるいは対象とした固有振動数以外の振動モードの影響が比較的大きく、無視できないと考えられるため、実効値で比較を行うのが望ましいと思われる。仮に実測値において最大値で比較を行う場合には、バンドパスフィルタ等を用いてこれらの影響を除去する必要があるだろう。なお実効値の求め方に関しては、種々の方法が知られているが、その主なものとして梶川が提案する方法⁶⁾がある。すなわち、支間中央で求められた最大応答値に係数 $\gamma_T = 4/\sqrt{2}\pi^2$ を乗じる方法である。

次に、具体的な振動限度の数値であるが、ここで提案する振動速度実効値は一つの目安であることをあらかじめ述べておく。その理由としては、先に序論等において示したとおり、本来、歩道橋の振動使用性というものは、対象となる歩道橋の立地条件、利用者数や利用者層等を考慮して柔軟に検討されるべき性格のものであり、ただ単に制限値としての振動限度を守ればよいというものではないと考えられるためである。本研究の第4章における結果を考慮すると、電卓程度で動的応答量に対する人間の振動感覚やその感覚量、あるいは歩道橋の振動として不適当と答える人の割合を簡単に計算できるため、設計者、橋梁管理者等が独自の判断で上述のような柔軟な使用性評価を行うことが十分可能であると思われる。したがって、本研究における振動限度の数値そのものは、許容応力度に代表される各種の許容値とは性格を異にするものであることは明らかであると考えられる。

以上を踏まえて、第2章～第4章の結果を再度検討すると、例えば通学、通勤等のようにごく一般の生活道路の一部として用いられる歩道橋においては、 $a\omega_{RMS} \leq 1.0 \text{ cm/sec}$ 程度であれば、その使用性は十分確保できるものと判断できる。生活道路の一部としての歩道橋であれば、その使用頻度が比較的高い場合でも、同時に多数の人が存在する可能性は多くはなく、あるとしても出勤あるいは登校時のごく限られた時間帯のみである。よって、この場合は第4章における多少振動を許容する場合に該当し、かつ大半の歩道橋はこの範疇に含まれるであろう。また、ジョギング等が頻繁に行われる歩道橋においても、この程度の振動限度でよいものと考えられる。なぜなら、人間に振動感覚を生じさせる要因として、振動に対する期待感が大きな影響を及ぼすことが知られており²⁶⁾、“人が走ったために揺れた”ことがはっきり認識できれば、不安感、不快感等があまり増大しないであろうことが容易に推定できるからである。なお、 $a\omega_{RMS} = 1.0 \text{ cm/sec}$ とは、歩道橋の振動として不適当と答える人が約25%、少し振動を感じる人が約70%、明らかに振動を感じる人がおよそ40%となる振動刺激である。

次に、駅前等の不特定多数の人が常時橋梁上に存在する歩道橋においては、上記よりも限度をやや厳しくして、 $a\omega_{RMS} \leq 0.8 \text{ cm/sec}$ が望ましいと考えられる。この理由は、前にも述べたとおり振動刺激が $a\omega_{RMS} = 0.85 \text{ cm/sec}$ を越えた付近から、歩道橋の振動として不適当と判断する人が急激に増大する傾向があるため、数名の歩行者による共振の可能性等を考慮すると、仮に $a\omega_{RMS} = 1.0 \text{ cm/sec}$ 程度の限度とした場合、歩道橋利用者はかなり頻繁に不快感あるいは少し歩きにくいと感じるものと考えられる。したがって、利用頻度が非常に高く、多くの人が歩道橋上に存在する場合には、使用性を重視する必要があるものと判断される。 $a\omega_{RMS} = 0.8 \text{ cm/sec}$ の振動量とは、歩道橋の振動として不適当と答える人がおよそ13%、少し振動を感じる人が約60%、明らかに振動を感じる人が約25%となる値である。

加えて、利用者は少ないものの、その安全確保の目的で建設される側道橋等においては、 $a\omega_{RMS} \leq 1.2 \text{ cm/sec}$ 程度まで限度の制限を緩和しても、特に使用性に問題が生じることは少ないものと思われる。このような歩道橋においては、ほとんどの場合利用者が単独で歩行するため起振力も小さく、仮に共振して異常を感じても、停止あるいは歩調が変わることによってすぐに応答は小さくなるため、実際には継続して振動を感じることは稀であると考えられる。よって、上記のように限度に比較的大きい値を用いても、十分な使用性が確保できるものと推定される。 $a\omega_{RMS} = 1.2 \text{ cm/sec}$ の振動刺激とは、歩道橋の振動として不適当と答える人がおよそ50%、少し振動を感じる人が約77%、明らかに振動を感じる人が約50%となる振動量である。

ただし、前述のとおり上記の実効速度値はあくまでも目安であり、本来の振動使用性検討の性格から、第4章における、例えば歩道橋として不適当と答える人の割合等の数値から、個々の歩道橋の立地条件、利用者数等の諸条件を検討した上で使用性について判断することが、振動使用限界状態を考慮した歩道橋の使用性設計のあるべき姿であろう。図-7.19に本研究における、振動使用性評価のフローチャートを示す。

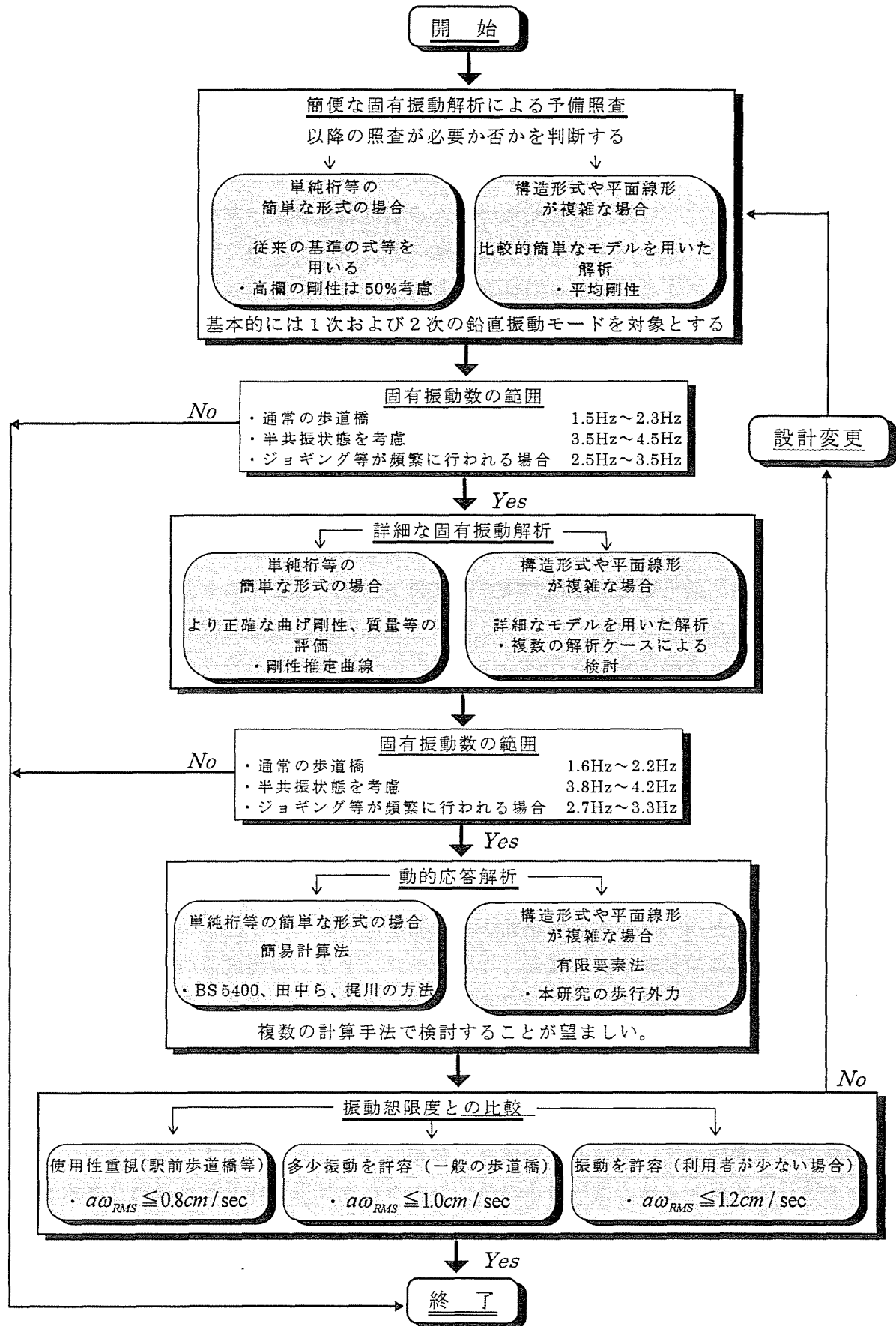


図-7.19 歩道橋の振動使用性判定法

7. 5 本章のまとめ

前述のとおり、本章では歩道橋の設計時において、従来よりも正確な動的応答量を求めるための解析手法を検討するために、第5章で強制加振実験を実施した歩道橋に対して時刻歴応答解析ならびにGAを用いて歩行外力の同定を行った。

また、本研究の第2章～第4章における人間の振動感覚に基づいた振動限度と、5章～本章において検討を行った、歩道橋の実態調査による動的応答特性、ならびに固有振動解析および動的応答解析手法について各章における結果をまとめ、合理的な歩道橋の振動使用性照査手法に関して新たな提案を試みたものである。以下に本章で得られた知見を示す。

時刻歴応答解析においては、本研究では合計6ケースの歩行外力を設定して解析を行い、まずWheelerおよび梶川の方法と本研究におけるcase 1について比較検討を実施し、その後、case 1～case 4について考察を加えたものである。

Wheeler、梶川、本研究のcase 1の3者の比較において、共振時に関しては解析結果は必ずしも実験結果と一致しているとは言えないが、Wheelerの方法と本研究の方法は比較的良好な動的応答性状を表すことが可能であることが判明した。梶川の方法においては支間長が長い場合には実験値に比較的良好く一致するものの、支間長が短く、固有振動数が高い場合には、かなり大きめの結果が得られた。これらの主な原因として、入力波形の相違が考えられる。したがって、Wheelerの方法および本研究の方法では、多少のパラメータの見直しで比較的良好な共振時の応答解析が可能になると推定される。ただし、2Hz前後の場合に限定すれば梶川の方法もかなり良い結果が得られるものと考えられる。次に、いわゆる半共振の場合では、梶川の方法では入力した振動数が卓越した解析結果となり、実験のように1次の共振状態とならないことが判明した。よって、余弦波等をそのまま用いた場合には、半共振時の解析はほぼ不可能であると考えられる。Wheelerの方法ならびに本研究の方法では、解析結果は1次の共振状態となり、応答性状そのものは一致するが、応答の最大値等は必ずしも一致せず、半共振時の解析には共振時とは別のパラメータを設定する必要があると思われる。さらに、非共振時については、これらの3手法による解析結果は動的性状、応答最大値ともにほぼ全ての振動数において実験結果と一致せず、現状ではこのような場合の解析による動的応答性状の把握は困難であることが判明した。

そこで本研究では上記を考慮し、非共振時、共振時を問わず、ある程度正確に動的応答量を求められる歩行外力を設定するために、前にも述べたとおり4種類の解析ケースを設定して解析を行った。解析結果より、case 4においては非共振時、共振時とも同一の歩行外力パラメータを用いているにも関わらず、その結果は比較的良好く一致していると考えられる。一般に応答加速度は、実験時においてノイズあるいは歩行による衝撃等の影響を受けやすいが、case 4の解析結果においては対象となる歩道橋の応答性状を把握することも十分可能であると思われる。

以上の結果から、まず共振時に関しては解析結果はある程度対象となる歩道橋の動的応答性状を把握することができ、使用性照査に用いることは可能であろう。特に本研究における case 4 においては、共振、非共振を問わず歩道橋の応答性状をある程度正確に把握できるため、設計時の使用性判定には比較的有効な手法となり得ると推定できる。ただし、現状では1種類の方法では十分ではなく、複数の方法で動的応答量を計算し、それらを比較することにより動的応答性状を判断することが望ましいと思われる。しかしながら、半共振時に対しては現状では十分な結果を得ることは難しく、新たなパラメータを設定する必要があるであろう。

次に、GAを用いた歩行外力の同定に関しては、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。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、歩行外力パラメータとして現行のように固有振動数のみではなく、歩道橋の支間長あるいは床版形式等を考慮すべきであると考えられる結果が得られた。加えて、非共振時については、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ため、このような解析を行うに際しては、あらかじめ実験値に対してカルマンフィルタあるいはバンドパスフィルタ等を適用してノイズを除去する必要が認められた。以上より、これらの問題点を考慮した上でさらに多くの実験結果に対して同定を行えば、汎用的かつ正確に歩道橋の動的応答量が求めることが可能な歩行外力の設定が可能であると推定される。

最後に、7.4節において、本研究で得られた知見をまとめ、歩道橋の使用限界状態を考慮した合理的な使用性判定手法について考察を行った。

具体的な歩道橋の振動使用性判定の手順は、まず歩道橋の静的な設計が完了したら、その剛性、質量等を用いて固有振動数の計算を実施する。固有振動数解析の結果、得られた解が1.6Hz~2.2Hz または 3.8Hz~4.2Hz、ジョギング等が頻繁に行われる歩道橋ではこれらに加えて2.7Hz~3.3Hz程度の固有振動数にならなければ、この時点で対象の歩道橋の使用性はほぼ問題がないと思われる。なお、固有振動数の範囲に関しては、第5章でも示したとおり、人間の歩行特性あるいは半共振状態等を考慮した結果、決定した値である。

もし、上記の振動数の範囲に入るような場合には、次に共振時の最大動的応答量の計算を実施する。前述のとおり、橋梁形式によってその求め方は異なるが、平面線形が複雑でない、桁形式の単純桁ないしは2、3径間程度までの歩道橋であれば、田中・加藤が提案する方法や、BS 5400、Ontario code で用いられるような簡易計算法を用いても十分であると思われる。平面線形あるいは橋梁形式が複雑であれば、有限要素法による時刻歴応答解析を用いるのが一般的であろう。直接数値積分法による解析を行う場合には、本章で示した歩行外力が比較的有効であると考えられる。ただし、現状では正確に動的応答量を求める方法は提案されていないので、前にも述べたとおり、複数の解析手法あるいは歩行外力を用いて解析を行い、それらの結果を検討することにより歩道橋の動的

応答性状を把握することが望ましいと思われる。

次に、最大動的応答量が求められれば、これと第4章で得られた恕限度との比較を行う。恕限度に関しては、例えば通学、通勤等のようにごく一般の生活道路の一部として用いられる歩道橋および、ジョギング等が頻繁に行われる歩道橋においては、 $a\omega_{RMS} \leq 1.0 \text{ cm/sec}$ 程度、駅前等の不特定多数の人が常時橋梁上に存在する歩道橋においては、恕限度をやや厳しくして $a\omega_{RMS} \leq 0.8 \text{ cm/sec}$ 程度、加えて、利用者は非常に少ないものの、その安全確保の目的で建設される側道橋等においては、 $a\omega_{RMS} \leq 1.2 \text{ cm/sec}$ 程度の恕限度を用いれば、特に使用性に問題が生じることは少ないものと考えられる。

ただし、これらの実効速度値はあくまでも目安であり、前述のとおり本来の振動使用性検討の性格から、第4章における、例えば歩道橋として不適当と答える人の割合等の数値から、個々の歩道橋の立地条件、利用者数等の諸条件を検討した上で使用性について判断することが、振動使用限界状態を考慮した歩道橋の使用性設計のあるべき姿であると思われる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説，丸善，1979.
- 2) 田中信治：歩道橋の振動使用性，橋梁交通振動に関するコロキウム論文集 PART A, pp.55～60, 1995.
- 3) 梶川康男・加藤雅史：歩道橋の振動と使用性設計，振動制御コロキウム PART.B 講演論文集，pp.9～14, 1991.
- 4) BSI：Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 2. Specification for Loads, 7.1.5 Vibration Serviceability, BS 5400, 1978.
- 5) 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，pp.40～45, 1985.
- 6) 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.
- 7) Wheeler, J. E.：Prediction and Control of Pedestrian-Induced Vibration in Footbridges, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST9, pp.2045～2065, 1982.
- 8) 田中信治・加藤雅史：設計時における歩道橋の振動使用性照査法，土木学会論文集，No.471/I-24, pp.77～84, 1993.
- 9) 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.294～299, 1995.
- 10) 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.
- 11) 小幡卓司・林川俊郎・佐藤浩一：人間の振動感覚に基づいた歩道橋の使用限界状態

- に関する研究，土木学会論文集，No.537/I-35, pp.217～231, 1996.
- 12) 北野宏明：遺伝的アルゴリズム，産業図書，1993.
 - 13) L.デービス：遺伝的アルゴリズムハンドブック，森北出版，1994.
 - 14) 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.
 - 15) 近田康夫・橘謙二・城戸隆良・小堀為雄：GA による既存橋梁の補修計画支援の試み，土木学会論文集，No.513/I-31, pp.151～159, 1994.
 - 16) 小幡卓司・伊藤公彦・林川俊郎・佐藤浩一：遺伝的アルゴリズムによる歩行外力の同定について，土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集，第 I 部(B)，pp.164～165, 1996.
 - 17) 清水信行：パソコンによる振動解析，共立出版，1989.
 - 18) 橋梁振動研究会：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，1993.
 - 19) 戸川隼人：有限要素法による振動解析，サイエンス社，1975.
 - 20) 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.36A, pp.685～695, 1990.
 - 21) 窪田公二：歩道橋の振動限度と動的応答解析について，北海道大学修士論文，1995.
 - 22) 田中信治：歩道橋の振動特性と使用性設計手法に関する研究，名古屋大学学位論文，1994.
 - 23) 米田昌弘・柳沢則文・町田文孝・鴨野一夫：S 字形曲線トラス歩道橋（あやとりはし）の振動とその使用性，構造工学論文集，Vol.39A, pp.801～810, 1993.
 - 24) 田所洋一・林川俊郎・佐々木利幸：側道橋の振動照査に関する一考察，土木学会第 43 回年次学術講演会概要集，第 I 部，pp.846～847, 1988.
 - 25) 小堀為雄・梶川康男：橋梁振動の人間工学的評価法，土木学会論文報告集，第 230 号，pp.23～31, 1974.
 - 26) Chen, P. W. and Robertson, L. E. : Human Perception Thresholds of Horizontal Motion, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 98, No. ST 8, Proc. Paper 9142, pp.1681～1695, 1972.

第8章 結 論

歩道橋の振動使用性は、およそ 20 年前に問題提起され、1980 年代初頭まで多くの研究者によって盛んに研究が行われた。当時の時代背景を考えるといわゆる高度成長期にあたり、多数の横断歩道橋が建設された時期であった。この時期に立体横断施設技術基準・同解説（以下、基準と称す）が制定され、設計者をしばしば戸惑わせる、避けるべき固有振動数の範囲の規定が今日でもその効力を発揮している。昭和 54 年に基準が制定されてから、平成 8 年まで 1 度もその内容が改定されていないのに対し、例えば道路橋示方書の鋼橋編は、昭和 55 年から 2 回の改訂を経て、平成 8 年 12 月に 3 度目の改訂版が出版されている。道路橋建設の頻度に比して歩道橋の数は非常に少なく、このような現象はある程度は致し方ないのかもしれないが、社会の進歩を考えれば 15 年以上昔の基準を以てして未だにその拘束を受けているとすれば、それはやはり異常と言わざるを得ない。

この間の歩道橋の変遷に目を向けてみると、交通戦争解消の担い手として期待された横断歩道橋は、上がって下りるといえば非人道的利用形態が災いして、今日ではその新設は極端に減少し、既設のものも次第に撤去される運命にさらされつつある。一方、社会資本の充実により、河川、公園内や高速道路のオーバースパス等で歩行者専用の橋梁が各所に見受けられるようになってきた。実際、著者の住む札幌市にも、アーチ上を人が歩行できる、併設されている道路橋よりも幅員の広い巨大な歩行者専用橋が、豊平川に架けられている。このように、どんなに大規模な橋梁でも歩行者専用である限り、換言すれば自動車両が通行しない限りは歩道橋であるので、現状では上記の基準を守らなくてはならない。しかしながら、大型トラックも走行可能であるような橋において、その分類が単に歩道橋であるという理由のみで必ず 2Hz 前後の固有振動数を避けなくてはならないことは、現実にはあまり意味がないように思われる。このような歩道橋がたとえ 2Hz の固有振動数を持っていたとしても、人間の歩行程度の起振力ではほとんど揺れないことは自明の理だからである。

一方、使用性以外の各種の設計手法は非常な進歩を遂げ、今日では従来の許容応力度設計法から、限界状態設計法に変わりつつある。使用性判定法の中にも限界状態設計に応じた基準が主に海外で制定されている。このような使用限界状態を考慮した歩道橋の設計を行うためには、人間の歩道橋通行時における振動感覚を明らかにする必要があると感じたのが、本研究を始める発端である。そこで本研究では、まず前半の第 2 章から第 4 章において、人間の振動感覚と歩道橋の使用限界状態ならびに、設計に際して用いるべき振動許容量、すなわち振動限度に関して考察を行った。次に第 5 章から第 7 章において、歩道橋の実態調査によって動的応答特性を把握し、その結果に基づいて固有振動数算定に用いる曲げ剛性の推定方法および動的応答量の求め方に関する検討を加え

た。その上で、限界状態設計法に準じた合理的な振動使用性照査手法に関する、新たな提案を試みたものである。ここでは、結論として本研究で得られた知見を、各章ごとに総括して記すこととする。

まず第1章においては、従来行われてきたこの種の既往の研究と現行の照査基準について検討を行うことによって、それらの問題点と使用性設計法のあるべき姿について考察を加えることにより、本研究の目的およびその必要性について言及した。また、同時に本研究の構成と概要について記述した。

第2章は、人間の振動感覚に関する基礎的データを得るため、3回にわたる人体に対する強制加振実験を実施し、得られた結果と他の代表的な研究との比較を通じて、本実験の妥当性、振動感覚のパラメータ、振動限度等に関して検討を加えたものである。

まず、第1回目の実験結果から得られた閾値は、過去の研究と比較して、振動刺激に対する反応が、若干鈍重な結果となっているが、被験者への振動刺激の付加方法や被験者層の特性等を検討した結果、人間の振動感覚、あるいは歩道橋の振動使用性を検討する際の基礎的データとして、十分信頼できるものであると考えられる。

また、実験結果から、反応が生起する確率が25%、40%、50%、60%および75%となる評定値を、最小2乗法を用いて求めることを試みた。しかしながら、最小2乗法を用いた場合、データのバラツキに起因する理論的には不十分な結果しか得られず、新たな解析手法を導入する必要が認められた。ただし、25%~75%に到る感覚量の等値線の傾向としては、各カテゴリーとも比較的狭い帯域に分布することが判明した。

次に、第2回目の実験においては、小堀・梶川の研究と同様に人間に振動感覚を生じさせる刺激としては振動速度が妥当であることを示す結果が得られた。すなわち、振動速度、振動感覚とその感覚量ならびに歩道橋として適当かどうかの関係を示すことによって、限度としての具体的な振動速度値を提示することが可能であると考えられる。

また、いわゆる2Hz前後の振動数については、歩道橋として不適当と答える人の割合が急激に増大する傾向を有しており、現行の基準にもあるように依然として2Hz前後の振動数には注意が必要であることがわかった。

さらに、歩道橋として不適当であると答えた人の割合に着目すれば、 $V_{RMS}=0.85\text{cm/sec}$ 付近を境界として不適当と答える割合が急激に増加することが判明した。

第3回目の実験は上記の結果を実橋で確認するために実施されたものである。実験結果から、振動速度が $V_{RMS}=0.8\text{cm/sec}$ 程度以下では、速度の増加に比して歩行者の反応はあまり増大せず、 $V_{RMS}=0.85\text{cm/sec}$ 程度以上で反応が指数関数的に増大し、第2回実験の結果と同様な傾向を有していることがわかった。

第3章では、人間の体感振動解析にファジィ推論を適用し第2章における実験結果の解析を試み、実験結果と解析結果の比較検討を行ったものである。その結果に基づき、人間の振動感覚と歩道橋における振動許容量等の関係についての考察を試みた。第2章と重複する部分もあるが、ここで本研究の実験および解析によって得られた知見を次にまとめる。

- ① 各振動感覚カテゴリーにおける、25%～75%に至る感覚量の分布域は意外と狭く、閾値を境界として感覚量が急激に変化するため、それぞれの振動感覚における分布域の重複は比較的小さいことが明らかとなった。この傾向は振動刺激が低いほど顕著であると考えられる。
- ② 小堀・梶川の研究と同様に、人間に振動感覚を生じさせる刺激のパラメータとして振動速度が妥当であると思われる。
- ③ ある振動刺激に対して歩道橋の振動として不適当であると考え人の割合は、 0.7cm/sec ($V_{\text{MAX}}=1.0\text{cm/sec}$) 程度までは比較的緩やかな増加にとどまっているが、 0.85cm/sec ($V_{\text{MAX}}=1.2\text{cm/sec}$) 程度から急激に増大する傾向が認められる。
- ④ 振動数が 2Hz 前後の場合、以前から指摘されるとおり大きな反応を示す結果が得られたが、 $1.5\text{Hz}\sim 1.7\text{Hz}$ 程度ではその反応はそれほど増大せず、 $1.9\text{Hz}\sim 2.6\text{Hz}$ 程度のやや高めの振動数の方がより大きな反応を示す傾向が認められる。
- ⑤ ファジィ推論を用いた解析より、振動速度と感覚量の関係を示すことが可能となった。

以上、得られた成果をまとめると、解析結果と実験結果の比較より、両者は比較的よく一致し、このような問題におけるファジィ推論の適用は有効であると思われる。

次に、振動刺激が小さく感覚レベルも低い場合、その感覚量分布域はほとんど重複しないため、少し振動を感じる、あるいは明らかに振動を感じるといった感覚レベルで恕限度を決定する際には十分な注意が必要であることが判明した。

また、実験結果から、振動速度の実効値で 0.85cm/sec 程度から不適と答える人が急激に増大することを考慮すると、その振動恕限度がこの付近にあることが推定できる。

次に第4章は、計量心理学で用いられている手法を用いて人間の振動感覚の数量化を行い、第3章で得られた感覚量の解析結果との関連づけを実施することにより歩道橋の設計時に用いるための振動恕限度に関する検討を行ったものである。

その結果、振動速度あるいは"振動の大きさのレベル" VGL値で表現された振動量に対して、電卓程度で簡単に人間の振動感覚を算定できる簡易式を誘導した。したがって、本方法を用いることにより、動的応答量に対する人間の振動感覚やその感覚量、あるいは歩道橋の振動として不適当と答える人の割合を簡単に計算できるため、従来の基準に比して対象となる歩道橋の立地条件、利用者層等を考慮した極めて柔軟な使用性の検討が可能であると考えられる。

具体的な振動恕限度としては、まず振動速度の実効値で $a\omega = 0.8\text{cm/sec}$ 以下の場合、使用性に問題はほとんど生じないと考えられる。 $a\omega = 0.8\text{cm/sec}$ の振動量とは、VGL値で 40dB 、歩道橋として不適当あるいは少し歩きにくいと感じる人が約 13%、振動を少し感じる人がおよそ 60%、明らかに振動を感じる人が約 25%程度の値である。

また、立地条件等の理由で多少の振動を許容するような場合では、振動速度の実効値で $a\omega = 1.0\text{cm/sec}$ 程度、あるいは VGL値で 42dB 以下ならば、通常の使用に際しては十分な

使用性が確保できるであろう。 $a\omega=1.0\text{cm/sec}$ とは、歩道橋として不適当と答える人がおよそ 25%、少し振動を感じる人が約 70%、明らかに振動を感じる人は約 40%程度となる振動量である。

第5章においては、歩道橋の動的応答特性を確認するために、実橋において振動実験を実施し、その結果から歩道橋の振動特性、ならびに使用性照査の際の固有振動数の範囲、荷重状態等について検討を行ったものである。第5章で得られた知見を要約すると以下ようになる。

まず、減衰自由振動実験からは、一般に、歩道橋の構造は比較的単純であると言われているにも関わらず、同程度の支間長で同じ主桁を用いている歩道橋においてもその固有振動数にはかなりの差があることが判明した。よって、設計時における固有振動数の計算には床版形式、高欄等の付属物の影響に対して十分な配慮が必要であると思われる。また、減衰定数に関しては、1次においておよそ 1.2%~1.6%程度、2次については約 0.5%~1.7%程度の値が得られた。

強制加振実験からは、1次固有振動数の半分の振動数で加振した場合にも比較的大きい応答値が得られることが判明した。この際の振動性状は1次の共振状態となっており、実効値を考慮すれば歩行者に与える影響はかなり大きいと考えられ、使用性を検討する際には注意が必要であると思われる。特に、従来考慮されていなかった4Hz前後の1次固有振動数を持つ歩道橋も、使用性検討の対象とすることが望ましいと思われる結果が得られた。非共振時には、2次固有振動が卓越するケースが比較的多いことが確認された。

これらの強制加振時における応答性状と、実験時における加振者の各振動数における歩行性状に関して検討を加えた結果、照査を必要とすべき振動数の範囲として、1.5Hz~2.2Hz および 4Hz、ジョギングコース等に設けられる歩道橋の場合には上記に加えて3Hzが適当であると考えられる。また、使用性照査の際の荷重状態に関しては、共振歩行1名での照査を行えば十分であると考えられる。

さらに、照査の際の動的応答量の最大値については、前章で得られた結果を考慮して、使用性を重視する場合では振動速度の実効値で $a\omega=0.8\text{cm/sec}$ 以下($a\omega_{MAX}=1.13\text{cm/sec}$)、または $VGL\leq 40\text{dB}$ が望ましく、多少振動を許容する場合においては、同様に $a\omega=1.0\text{cm/sec}$ 以下($a\omega_{MAX}=1.41\text{cm/sec}$)、または $VGL\leq 42\text{dB}$ であれば十分であると思われる結果が得られた。

第6章では、第5章で実験を実施した歩道橋に対して固有振動解析を行い、その結果に基づいて、歩道橋の設計段階における固有振動解析あるいは動的応答解析に用いるための、曲げ剛性の推定法に関して考察を加えたものである。

解析結果からは、従来主桁の曲げ剛性に考慮されていない高欄の影響がかなり大きいことがわかった。したがって、設計段階においてある程度正確に固有振動数の算定を行うためには、従来は考慮されていない高欄の影響を、主桁の曲げ剛性に反映させるべきであることが判明した。この場合、高欄の断面積が50%有効として主桁の曲げ剛性を算

定した場合、比較的实验値に近い固有周期が得られることから、設計時においてもこの程度の剛性を加味するのが望ましいと考えられる

また、設計時における剛性の推定法に関しては、主桁の応力余裕や主桁の重量と全自重の比、あるいは支間等をパラメータとし、さらに床版の構造形式によって分類することによって、ある程度正確に固有周期が算定できる曲げ剛性が求められることが判明した。本研究で得られた剛性推定曲線を、実験を行った標準的な構造を持つ歩道橋に適用した場合、その誤差はRC床版では約1%程度、鋼床版では約2%程度という結果を得た。以上より、標準的な構造を有する歩道橋に対しては比較的正确に固有周期の算定が可能であり、これらの剛性評価曲線から設計時において実剛性の推定もでき得るものと思われる。しかしながら、これらの結果は桁形式単純桁の横断歩道橋に関して得られたものであり、側道橋、人道橋あるいは遊歩道橋等の比較的大規模な歩道橋に対しての照査は十分ではなく、今後の課題であることを付記しておく。

第7章は、以上の各章の結果に基づき、限界状態設計法に準じた新たな歩道橋の振動使用性照査手法を提案することを試みた。そこで第7章では、7.2節および7.3節において、歩道橋の設計に際して、従来よりも正確に動的応答量を求めるための解析手法の検討を行い、第5章で強制加振実験を実施した歩道橋に対して、各種の歩行外力を用いた時刻歴応答解析、ならびに遺伝的アルゴリズムによる歩行外力の同定を行ったものである。また7.4節において、上記で述べた、限界状態設計法に基づいた歩道橋の振動使用性照査手法の新たな提案を行った。

まず時刻歴応答解析においては、本研究では合計6ケースの歩行外力を設定して解析を行い、使用性照査の際の動的応答量の求め方に関して検討を加えたものである。

その結果、共振時に関してはある程度対象となる歩道橋の動的応答性状を把握することができ、使用性照査に用いることは可能であると考えられる。特に本研究における手法の一つ（第7章におけるcase 4）は、共振、非共振を問わず歩道橋の応答性状をある程度正確に把握できるため、設計時の使用性判定には比較的有效な手法となり得ると推定できる。ただし、現状では、確実かつ正確に動的性状あるいは応答最大値を求めることが可能な方法は見出すことができず、したがって1種類の方法による解析では十分ではなく、複数の方法で動的応答量を計算し、それらを比較することにより総合的に動的応答性状を判断することが望ましいと思われる。また半共振時に対しては、現状では十分な結果を得ることは難しく、新たなパラメータを設定する必要があるであろう。

次に、GAを用いた歩行外力の同定に関しては、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。しかしながら、現行のように固有振動数のみを歩行外力パラメータとするのではなく、歩道橋の支間長あるいは床版形式等も考慮すべきであると考えられる結果が得られた。これらの問題点を考慮した上でさらに多くの実験結果に対して同定を行えば、汎用的かつ正確に歩道橋の動的応答量が求めることが可能な歩行外力の設定が可能であると推定される。

さらに7.4節において、本研究で得られた知見をまとめ、振動使用性の照査手法に関して考察を加えた。具体的な歩道橋の振動使用性判定の手順は、まず歩道橋の静的な設計が完了したら、固有振動数の計算を実施する。固有振動数解析の結果、最終的に得られた解が1.6Hz～2.2Hzまたは3.8Hz～4.2Hz、ジョギング等が頻繁に行われる歩道橋ではこれらに加えて2.7Hz～3.3Hz程度の固有振動数にならなければ、この時点で対象の歩道橋の使用性はほぼ問題がないと思われる。

もし、上記の振動数の範囲に入るような場合には、次に共振時の最大動的応答量の計算を実施する。直接数値積分法による解析を行う場合には、本研究で示した歩行外力が比較的有効であると考えられる。ただし、現状では正確に動的応答量を求める方法は提案されていないので、前にも述べたとおり、複数の解析手法あるいは歩行外力を用いて解析を行い、それらの結果を総合的に判断して歩道橋の動的応答性状を把握することが望ましいと思われる。

次に、最大動的応答量が求められれば、これと第4章で得られた恕限度との比較を行う。恕限度に関しては、例えば通学、通勤等のようにごく一般の生活道路の一部として用いられる歩道橋および、ジョギング等が頻繁に行われる歩道橋においては、 $a\omega_{RMS} \leq 1.0 \text{ cm/sec}$ 程度、駅前等の不特定多数の人が常時橋梁上に存在する歩道橋においては、恕限度をやや厳しくして $a\omega_{RMS} \leq 0.8 \text{ cm/sec}$ 程度、加えて、利用者は非常に少ないものの、その安全確保の目的で建設される側道橋等においては、 $a\omega_{RMS} \leq 1.2 \text{ cm/sec}$ 程度の恕限度を用いれば、特に使用性に問題が生じることは少ないものと考えられる。

以上の結果に基づいて、最後に歩道橋の振動使用性評価に関するフローチャートを図-7.19に示した。しかしながら、フローチャートに記載された制限値等は、あくまでも目安であり、個々の歩道橋の立地条件、利用者数等の諸条件を検討した上で使用性について判断することが、本来の振動使用限界状態を考慮した歩道橋の使用性設計のあるべき姿であると思われる。

最後に、本研究で残された問題点、今後の課題等について記す。

まず、人間の振動感覚については、実橋における振動感覚実験のデータが少なく、特に振動感覚の変曲点付近のデータが不足しているように思われる。これは、使用限界状態を検討する上で最も重要となる部分であり、この点が詳細に決定できればより精度の高い振動恕限度を定義することが可能であると思われる。今後は、実験方法も含めて再検討を行い、より多くのデータを収集して振動恕限度そのものの精度を向上する必要があると考えられる。

次に、固有振動解析法および時刻歴応答解析法に関してであるが、現状では機械的な手順にしたがって計算を行えば、正確な解析が可能であるような方法は提案されていない。その理由として、まず固有値解析では高欄等の付属物の影響が判然としないこと、解析と実際における境界条件の差異等の問題がある。また時刻歴応答解析においては、剛性や境界条件の問題も当然存在するが、減衰特性が判然としないことが最大の原因であると考えられる。解析において、減衰定数が変化すれば応答も当然変化する。また、

減衰定数は振幅依存性を持つという議論もあり、現在のところ設計時における有効な減衰定数の予測方法は確立されていない。減衰定数が不確定であれば、正確な歩行外力を入力しても、あるいは実験結果からの同定を行っても、その都度解析結果は異なった値となり、総合的には全く意味が無くなる可能性を有するものと思われる。

加えて、歩行外力そのものに関しても、本研究で提案を行った歩行外力は、解析結果から判断すると実験値に対してかなりよい結果を得ているが、入力波形に半余弦波を用いているため、実際の人間の歩行性状を考慮するとこれを物理的に正確に表現しているとは考えにくく、今後課題を残す結果となっている。この歩行外力は、設計者が実際の歩行と比較して考えた場合、容易に理解できるものを用いることが理想的であると考えられ、より使いやすい歩行外力の検討が必要であると思われる。

謝 辞

昭和 60 年 8 月、当時芝浦工業大学 4 年生であった私は、ある病院のベット上で手術後の痛みには堪えかねていた。これが、私が北海道大学に職を得ることになったきっかけである。同年 4 月頃から痛みだしていた足腰が、腰椎椎間板ヘルニアと診断され通院加療を続けていたが、次第に悪化し遂に手術を余儀なくされた。およそ 2 ヶ月の後、一応全快して退院したが、当時は景気が低迷していた時期でもあり、就職の当てもなく途方にくれたものである。その際に、私の将来を心配した父が、知人を介して、当時、北海道大学工学部土木工学科橋梁学講座教授であった渡辺昇先生にお会いして東洋技研コンサルタント様を紹介され、無事就職することができた。しかしながら、およそ 2 年の後、病が再発し、今度は 2 ヶ月の入院と 1 ヶ月以上にわたる自宅療養をもってしても完治することができず、退社已む無きに至った。その旨渡辺先生にご説明に伺ったところ、数日を経ずしてご連絡を頂き、それが助手への採用に関するお話であった。渡辺先生は平成 3 年 4 月を以て停年退官され、名誉教授となられたが、何処の誰ともわからぬ私を採用し、育て、今日のように学位論文をまとめる機会を与えて下さった方として、感謝の念に絶えない。

本研究は、私がコンサルタント時代に関わった、横断歩道橋の設計における振動使用性の判定に、疑問を抱いたことがその始まりである。大学に奉職後、機会があればぜひ研究を進めてみようと考え、約 6 年間の研究の後、その成果を本論文にまとめることができた。その間、多くの方々のご指導、ご鞭撻を賜ったことは言うまでもない。

まず、渡辺先生に代わり本分野（講座）の長になられた佐藤浩一教授に感謝申し上げる。佐藤先生には、多くの有益なご指導と共に、私が研究に最大限の時間を割けるようご配慮を頂き、常に暖かく見守って下さった。次に、本研究の全般にわたり直接のご指導を賜った、林川俊郎助教授には、本研究の発端からまとめに至るまで多大な時間と労力を頂戴し、大変有り難く感じている。林川先生のご協力が無ければ本論文の完成は困難であったと思われ、深くお礼申し上げる次第である。また、良き同僚である平沢秀之助手、ならびに及川昭夫技官の両氏にも深く感謝する。特に及川技官には、第 2 章および第 5 章の実験を行う際に非常なご協力を頂いた。加えて、金沢大学の梶川康男教授をはじめとする橋梁振動研究会の方々のご支援に対し、ここに記して深い謝意を表する次第である。中でも、中部復建株式会社の田中信治氏は、数々のご助言を賜ったばかりでなく、本論文の校正まで引き受けて頂き、心から感謝申し上げます。

なお、本研究は、本分野に所属した歴代の大学院生、学部 4 年生の多大な協力のもとに遂行されたものである。以下に本研究に関係した諸氏を記して、謝辞に代えさせて頂くこととする。桑島正樹君（現北海道開発局）と金子達哉君（現 J R 東日本）は、初めて本研究に関係した学生であった。両氏は、第 2 章、第 3 章に関しての研究に参加し、桑島君においては、修士 2 年間にわたり膨大な量の振動感覚実験データをまと

めて頂いた。窪田公二君（現新日本製鐵㈱）は、第4章と第7章の一部と第5章について研究を進めて頂いた。真夏の猛暑の中、彼と及川技官、私の3名で連日のように振動実験に出掛けたことが思い出される。下田和敏君（現新日本製鐵㈱）は、直接本研究には携わってはいないが、第7章で用いた遺伝的アルゴリズムのプログラムを完成させてくれた。また、伊藤公彦君（現フジタ㈱）および亀井与志君（現北海道大学大学院）は、後半の第5章から第7章に関して多大な協力を頂いた。中でも伊藤君は、学部4年生から修士2年までの合計3年間の長きにわたり、私の我が儘に大変よく付き合ってくれたことに、特にお礼申し上げる。この他にも、振動感覚実験等において被験者となって頂いた方々をはじめとして、ご協力を賜った当時の学生諸氏に対して感謝する。

最後に、結婚早々、黙々と本論文の図表を切り貼りしてくれた我が妻に、深謝の念を表し、ここに本論文の筆を置くこととする。

平成9年4月29日

小幡 卓司