

歩行者の平均歩調に着目した歩道橋の振動応答特性

Dynamic Response Characteristics of Pedestrian Bridges.
Emphasized on the Average Human Walking Motion

米田昌弘*

Masahiro YONEDA*

* 工博 近畿大学助教授 理工学部社会土木工学科 (〒577-8502 東大阪市小若江 3-4-1)

It seems to be very difficult that a pedestrian goes through the bridge at the perfectly same pace as the natural frequency of the bridge. Therefore, variable human walking paces generated by Monte Carlo method are selected for numerical computations. Numerical analyses were also carried out to study the effect of the average human walking motion on the dynamic response of pedestrian bridges. It was ascertained that the computed maximum velocity based on the average human walking motion was fairly in a good agreement with the value when the human walking pace was considered variable in the numerical computation.

Key Words : pedestrian bridge, dynamic response analysis, average human walking motion vibration serviceability

1. まえがき

歩道橋の振動使用性評価を目的とした動的応答解析はすでに多数実施されており、多種多様化した現在の歩道橋では、動的応答解析によって振動使用性を評価する手法も一般化しつつある^{1)・2)}。しかしながら、動的応答解析を実施した場合、解析で算出した値は一般に共振歩行実験で得られた測定値よりも大きくなることが知られている³⁾。これは、歩行者によって誘起される歩道橋の振動は共振現象であることから、被験者の歩調が歩道橋の固有振動数と少しでも相違すれば応答が大幅に低減してしまうためと考えられる。

このような点に着目し、著者は歩道橋の動的応答特性に及ぼす歩行者の歩調変化について実務設計上の観点から考察を加え、歩調を変化させた動的応答解析を実施すれば共振歩行試験結果に近い解析値が得られることを報告している^{4)・5)}。しかしながら、先の検討では2つあるいは3つの少ない歩調変化を考え、しかも、たとえば3つの歩調変化では、共振歩調の95%、共振歩調の97.5%、共振歩調のように、共振歩調が最も大きい歩調となるような組み合わせを採用していた。この歩調設定では、当然のことながら、共振歩調のみを考慮した解析結果と比べ、応答が小さく算出されることになる。

ところで、意図的に歩道橋を誘起させることを目的

とした共振歩行実験では、被験者はメトロノームやテープレコーダに録音した一定のリズムに合わせて共振歩行することから、実際には共振歩調を含む前後で歩調が微妙に変化すると考えるのが自然である。それゆえ、より厳密には共振歩調を含む前後での歩調変化を考慮した動的応答解析を実施するのが望ましいと言える。しかしながら、時々刻々に変化する歩調を精度良く計測するのはきわめて困難であり、また、たとえ計測できたとしても、多数の歩調変化を考慮した動的応答解析を実施することは実務設計者に多大な労力と煩雑さを要求することになる。したがって、歩道橋に進入してから渡り終えるまで、歩行者が共振歩調のみで移動する場合を想定した従来の動的応答解析も、実務設計上きわめて有用な手法である。

しかしながら、本章のはじめに述べたように、共振歩調に着目した動的応答解析を実施した場合、解析結果は測定値よりも大きくなる。また、一方で、上述したように、歩道橋に進入してから渡り終えるまで、変動することなく一定の歩調で歩行者が移動すると考えるのも不自然である。それゆえ、共振歩調のみを想定した従来の動的応答解析を実施する際にも、このような不自然さや矛盾点を解決しておく必要があるものと考えられる。

このような事情を踏まえ、著者は、先の論文^{4)・5)}を発表した後も、歩調変化を考慮した歩道橋の動的応

答解析について研究を継続してきた。その過程で、基本固有振動数が 2.000Hz の単純桁形式歩道橋上を、1.900 歩/秒と 2.000 歩/秒の歩調組み合わせで歩行する場合および 1.900 歩/秒と 2.100 歩/秒の歩調組み合わせで歩行する場合のそれぞれについて、動的応答解析を実施した。事前の予想では、共振歩調を含む 1.900 歩/秒と 2.000 歩/秒の歩調組み合わせの方がより大きな最大速度応答が得られるものと推察していた。しかしながら、動的応答解析を実施したところ、予想に反し、共振歩調を含まない 1.900 歩/秒と 2.100 歩/秒の歩調組み合わせの方がより大きな最大速度応答が算出され、しかもその値は 2.000 歩/秒の共振歩調で歩行した場合の最大値と概ね一致するという結果が得られた。この計算結果は、1 周期ごとに歩調を変化させて動的応答解析を実施しても算出される動的応答はそれぞれの歩調にはほとんど依存せず、平均歩調に強く影響される可能性があることを示唆するものである。また、実際、一様乱数と正規乱数を発生させて歩道橋を渡り終えるまでの必要歩数個だけの歩調変化を抽出した後、この歩調変化に対応する動的応答解析を実施したところ、最大速度応答は平均歩調を用いた解析結果と概ね一致する結果が得られた。すなわち、従来の歩調一定とした動的応答解析は歩行者が共振歩調で移動するのでなく、歩道橋に進入してから渡り終えるまでの平均歩調で移動する場合を想定したものと解釈すれば、今までの歩調を一定とした動的応答解析が抱えていた不自然さや矛盾点を解決できることになる。ただし、この結果は単純桁形式歩道橋に適用できるものであって、連続桁形式歩道橋では、全長でなく中央径間部分のみを歩行者が移動する場合に成立することも本文中で検討している。このように、本論文の研究成果は、歩道橋の設計に携わる実務技術者にとって示唆に富んだ知見を含むものと考えられ、ここに研究内容の詳細を報告する。

2. 動的応答解析の手法

歩行者による歩道橋の動的応答解析手法についてはすでに文献 4)などで紹介されているが、ここでは本論文に対する読者の理解が容易となるよう、改めて要点のみを以下に記述する。

(1) 歩行外力

歩行者の体重（質量）は歩道橋の質量に比べて非常に小さいことから、歩行者の体重で歩道橋が静的に変形する量は無視しても差し支えない。すなわち、歩行外力としては、歩行にともなう衝撃力（歩行衝撃力）のみを考えれば十分である。

わが国では、歩行衝撃力のモデル化として、正負の

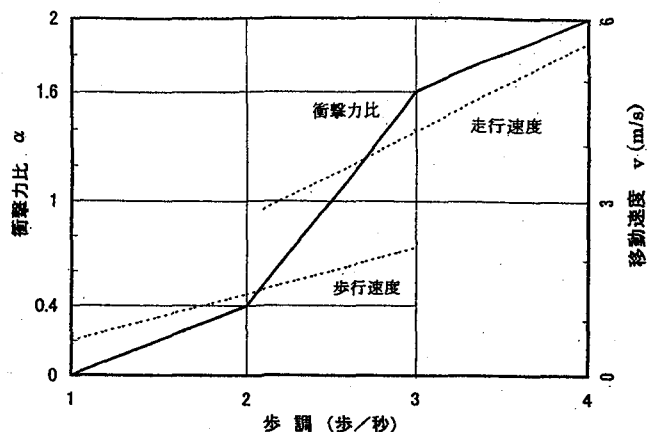


図-1 衝撃力比 α と移動速度 v

周期的な歩行外力を考慮する梶川の方法⁶⁾や小幡・林川ら⁷⁾が提唱する方法（余弦波における負の部分の荷重を除外する方法）が利用されている。採用する歩行外力が相違すれば解析結果も変化するが、本研究では、歩行衝撃力のモデル化として従来から最も一般に利用されている梶川の方法（正負の周期的な歩行外力を考慮する方法）⁶⁾を採用するものとした。すなわち、歩行外力の最大値 F_0 は歩行者の体重 W に衝撃力比と呼ばれる係数 α を乗ずれば算定できるものとし、歩行外力を

$$F(t) = F_0 \cos \omega t = \alpha W \cos \omega t \quad (1)$$

または、

$$F(t) = F_0 \sin \omega t = \alpha W \sin \omega t \quad (2)$$

で表現した。ここに、 ω は歩調に対応する円振動数で、歩調によって衝撃力比 α と歩行速度 v は図-1に示すように変化することが知られている⁶⁾。

(2) 数値積分法

歩行者の歩調が変化する場合には解析解が簡単に誘導できないことから、本研究では、以下に示すような数値積分法を適用して歩行者による動的応答を算出することとした。

モーダルアナリシスを適用すれば、歩道橋の各節点におけるたわみは次のように展開できる。

$$\{y\} = \sum_n \{\phi\}_n q_n = [\Phi] \{q\} \quad (3)$$

ここに、 $\{\phi\}_n$ は第 n 次の固有振動モードを表すベクトル、 $[\Phi]$ はモーダルマトリックス、 $\{q\}$ は一般化座標 q_n を成分とするベクトルである。ところで、 $[I]$ を単位マトリックスとし、モーダルマトリックス $[\Phi]$ を

$$[\Phi]^T [M] [\Phi] = [I] \quad (4)$$

となるように正規化しておけば、歩道橋の運動方程式

$$[M] \ddot{y} + [C] \dot{y} + [K] y = \{F\} \quad (5)$$

表-1 対象とした単純桁形式歩道橋の構造諸元

名 称	支間長 ℓ	重 量 w	断面 2 次モーメント I	固有振動数 f_1	対数減衰率 δ_1
BRIDGE-B	43.50 m	7.26kN/m (0.740 tf/m)	0.0209 m ⁴	2.000Hz	0.0188

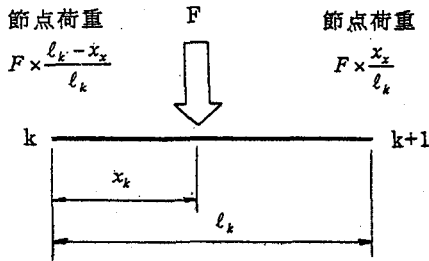


図-2 節点荷重への変換

は、次のように変形される。

$$\{\ddot{q}\} + 2[h][\omega]\{\dot{q}\} + [\omega^2]\{q\} = [\Phi]^T \{F\} \quad (6)$$

ここに、 $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ は、それぞれ歩道橋の質量、減衰、剛性を表すマトリックス、 $\{y\}$ は節点変位を表すベクトル、 $\{F\}$ は歩行外力ベクトルである。また、 $[h]$ 、 $[\omega]$ 、 $[\omega^2]$ は、 h_n と ω_n を第 n 次固有振動モードの構造減衰定数および固有円振動数とすると、それぞれ h_n 、 ω_n 、 ω_n^2 を対角要素とするマトリックスである。

ところで、マトリックス解析では、節点 k と節点 $k+1$ の途中に歩行者がいると、図-2に示すように節点荷重に変換しなければならない。それゆえ、

$$\varphi_k = \frac{\ell_k - x_k}{\ell_k} \quad (7)$$

$$\varphi_{k+1} = \frac{x_k}{\ell_k} \quad (8)$$

として、

$$\{\varphi(t)\} = \{0; 0; \dots; \varphi_k; \varphi_{k+1}; 0; \dots; 0\} \quad (9)$$

とすれば、歩行者外力ベクトル $\{F\}$ は、

$$\{F\} = \{F_0 \sin \omega_0 t\} \{\varphi(t)\} \quad (10)$$

となる。ただし、時間の経過とともに歩行者は移動するので $\{\varphi(t)\}$ は時間の関数となる。したがって、式(6)は以下のように表される。

$$\begin{aligned} & \{\ddot{q}\} + 2[h][\omega]\{\dot{q}\} + [\omega^2]\{q\} \\ & = [\Phi]^T \{F_0 \sin \omega_0 t\} \{\varphi(t)\} \end{aligned} \quad (11)$$

以上より、式(11)で与えられる方程式を、たとえば $q=0$ 、 $\dot{q}=0$ の初期条件（歩行者が進入する前に、歩道橋が静止している状態）で、Newmark の β 法などの手法を用いて数値積分すれば、歩行者による歩道橋の動的応答を求めることができる。

3. 単純桁形式歩道橋を対象とした検討

(1) 対象とした歩道橋

成人（高校生以上）が一般街路上を普通に歩く場合、歩調が 2 歩/秒で歩行速度が 1.4m/sec 程度であることが知られている。そこで、本研究では、重量、固有振動数、対数減衰率などの構造諸元が報告されている単純桁形式歩道橋の中から、ほぼ 2Hz の基本固有振動数を有する歩道橋を選択し、歩行者の歩調変化とその平均歩調に着目した歩道橋の振動応答特性について検討することとした。参考までに、本章で対象とした歩道橋の構造諸元を表-1に示す。ただし、表-1に示した固有振動数と対数減衰率は測定値であり、断面 2 次モーメントは、固有振動数の解析値が測定値と一致するように調整した値である。なお、文献 4) において本歩道橋を BRIDGE-B と記していたことから、本論文でも以下で BRIDGE-B と記すこととする。

(2) 一定歩調で歩行する場合

BRIDGE-B の歩道橋を対象として、まず、体重 686N (70kgf) の歩行者がそれぞれ 1.900 歩/秒、2.000 歩/秒、2.100 歩/秒の一定歩調で、歩道橋に進入してから渡り終えるまでの動的応答解析を実施した。ただし、動的応答解析にあたっては 2 次の固有振動数が約 8Hz と非常に高いことから 1 次振動モードのみを採用し、積分時間刻み Δt を $\Delta t = 0.001$ 秒とした。また、歩道橋は歩行者が進入するまで静止状態にあるものと仮定した。なお、対象とした歩道橋の基本固有振動モードは鉛直たわみ対称 1 次であることから、以下のすべての検討ケースでは、桁中央点における速度応答を算出するものとした。解析で得られた時刻歴の速度応答波形を比較して図-3に示す。なお、厳密に言えば、歩行者の歩行速度と衝撃力比は、歩調によって変化させる必要がある。しかしながら、本検討における歩調の差異は比較的小さいこと、および、同一の歩行速度と衝撃力比を採用すれば次節以降に示す歩

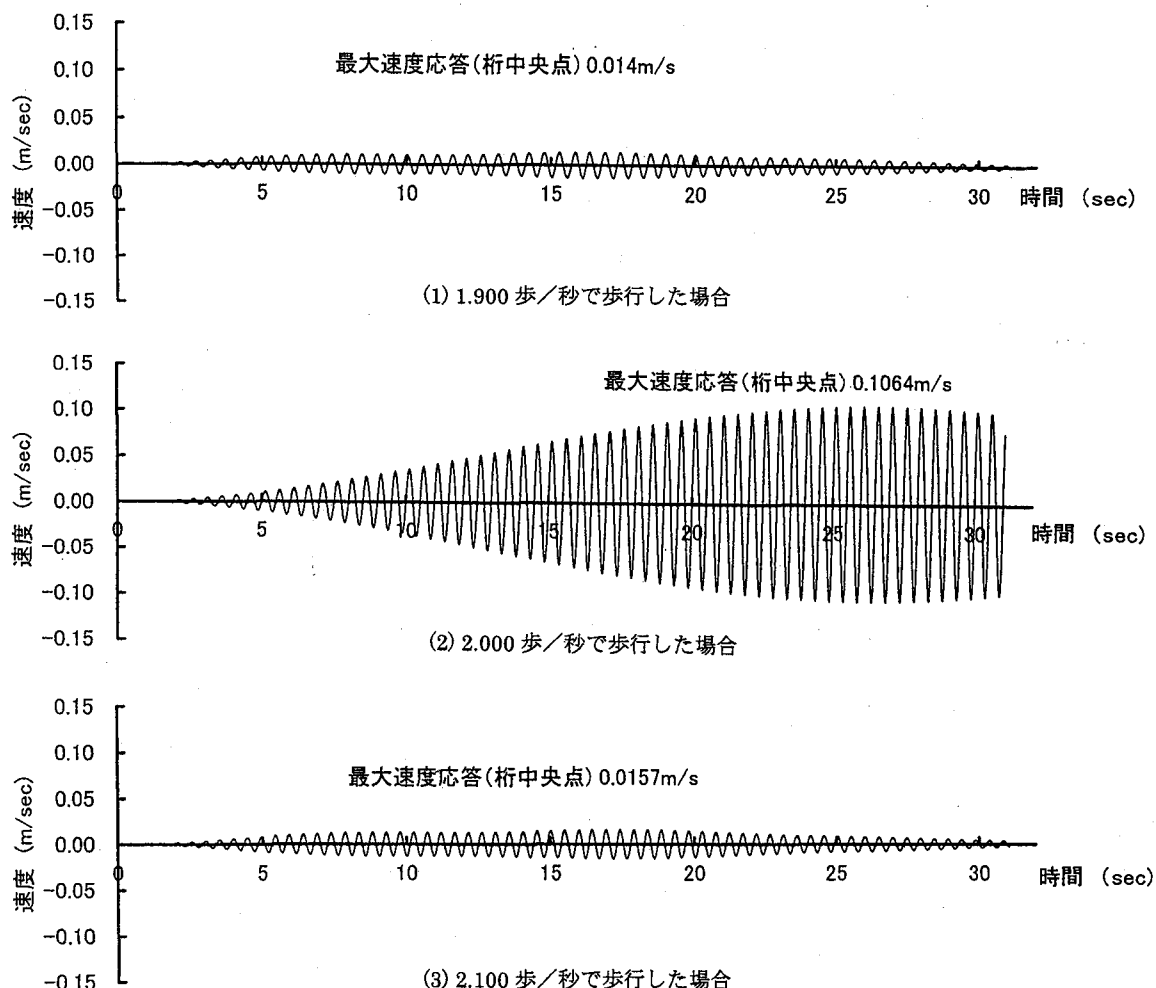


図-3 単純桁形式歩道橋 (BRIDGE-B) の時刻歴応答波形 (一定歩調で歩行した場合)

調変化と平均歩調の関係を把握しやすいことから、ここではすべての解析で 2 歩/秒で歩行する場合の歩行速度 v ($v=1.40\text{m/s}$) と衝撃力比 α ($\alpha=0.40$) を採用するものとした。

図-3 から、共振歩調である 2.000 歩/秒で歩行した場合の最大速度応答は 0.1064m/s であるのに対し、共振歩調から 5% だけ変化させた 1.900 歩/秒および 2.100 歩/秒での速度応答はそれぞれ 0.0140m/s 、 0.0157m/s となっており、共振歩行時と比べ 85% 程度も応答が低下していることがわかる。なお、今回の解析では、非共振歩行時における応答低下率が非常に大きくなっているが、これは対象とした歩道橋の構造対数減衰率 δ が $\delta=0.0188$ と小さいことに起因するものである。

(3) 歩調が変化する場合

次に、1 周期ごとに歩調が変化する場合を想定し、歩調変化をそれぞれ

① CASE-1920(2) : 1.900 歩/秒, 2.000 歩/秒

② CASE-1921(2) : 1.900 歩/秒, 2.100 歩/秒
 とした各ケースについて動的応答解析を実施した。ここに、CASE-の後に記した数値は小数点を省略した二つの歩調を、また、カッコ内の数値は歩調変化数を表している。

上述した各ケースについても歩調変化が非常に小さいことから、歩行速度 v と衝撃力比 α は共振歩調である 2 歩/秒に対応する値 ($v=1.40\text{m/s}$, $\alpha=0.4$) を採用するものとした。ところで、対象とした BRIDGE-B の固有振動数は 2.000Hz である。それゆえ、事前の予想では、CASE-1920(2) と CASE-1921(2) を比較した場合、共振歩調を含む CASE-1920(2) の方がより大きな最大速度応答が得られるものと推察された。しかしながら、図-4 に示した動的応答解析結果から、CASE-1920(2) の最大速度応答は 0.0321m/s であるのに対し、CASE-1921(2) の最大速度応答は 0.1006m/s にも達していることがわかる。

前節で示したように、2.000 歩/秒の共振歩調で歩行した場合の最大速度応答は 0.1064m/s であった。

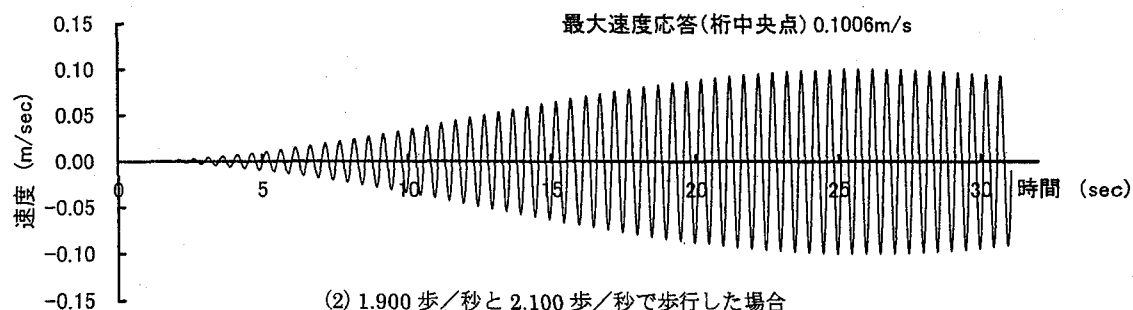
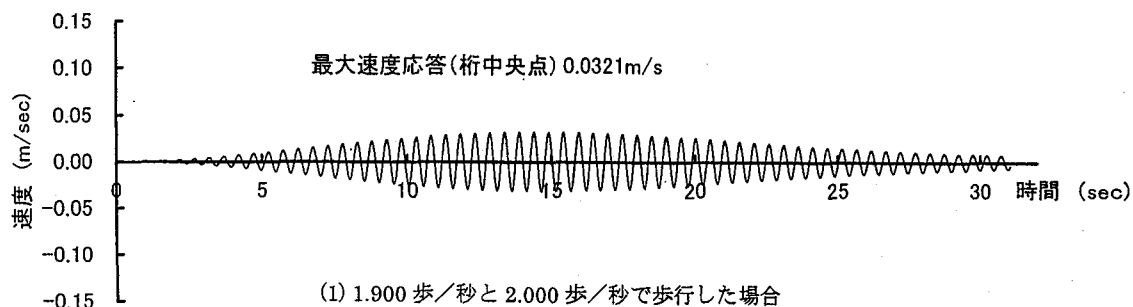


図-4 単純桁形式歩道橋 (BRIDGE-B) の時刻歴応答波形 (2つの歩調変化を考慮した場合)

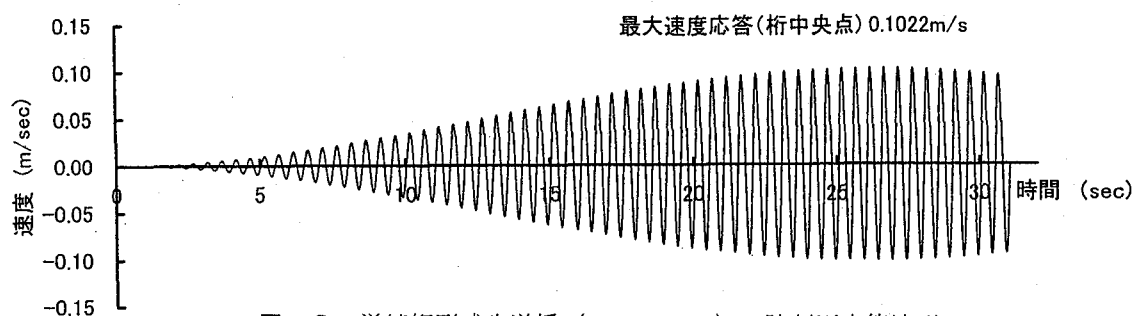


図-5 単純桁形式歩道橋 (BRIDGE-B) の時刻歴応答波形
(1.900 歩/秒から 2.100 歩/秒までの 9つの歩調変化を考慮した場合)

CASE-1921(2)の最大速度応答は 0.1006m/s であるが、この値は 2.000 歩/秒で歩行した場合の最大速度応答と概ね一致するものとなっている。すなわち、1 周期ごとに歩調を変化させた場合の動的応答はそれぞれの歩調にはほとんど依存せず、平均歩調に強く影響される可能性があると考えられる。また、実際、CASE-1920(2)の平均歩調である 1.950 歩/秒で歩行した場合の最大速度応答は 0.03374m/s であり、この値は CASE-1920(2)の最大速度応答である 0.03212m/s と概ね等しくなっている。さらに、歩調を 1.900 歩/秒から 2.100 歩/秒まで 0.025 歩/秒刻みで変化させた CASE-19~21(9)の動的応答解析結果を図-5 に示すが、この図からわかるように最大速度応答は 0.1022m/s となっており、共振歩調である 2.000 歩/秒のみで歩行した場合の最大速度応答値 (0.1064m/s) と比べ、4%程度しか低減していないこ

ともわかる。

(4) 解析結果に対する考察

前節で述べたように、CASE-1920(2)は歩行者の歩調変化が 1.900 歩/秒と 2.000 歩/秒であるにも係わらず、最大速度応答は一定の 1.950 歩/秒で歩行した場合とほぼ等しい結果が得られた。また、CASE-1921(2)では歩調変化が 1.900 歩/秒と 2.100 歩/秒であったにも係わらず、最大速度応答は一定の 2.000 歩/秒で歩行した場合とほぼ等しい結果が得られた。

そこで、この解析結果をより詳細に検討するため、CASE-1920(2)と CASE-1921(2)の歩行外力をそれぞれ FFT でスペクトル解析した。その結果をそれぞれ図-6、図-7 に示す。これらの結果より、CASE-1920(2)では 1.93Hz 付近に、また、CASE-1921(2)では 1.99Hz 付近に明確なピークが存在し、いずれも考

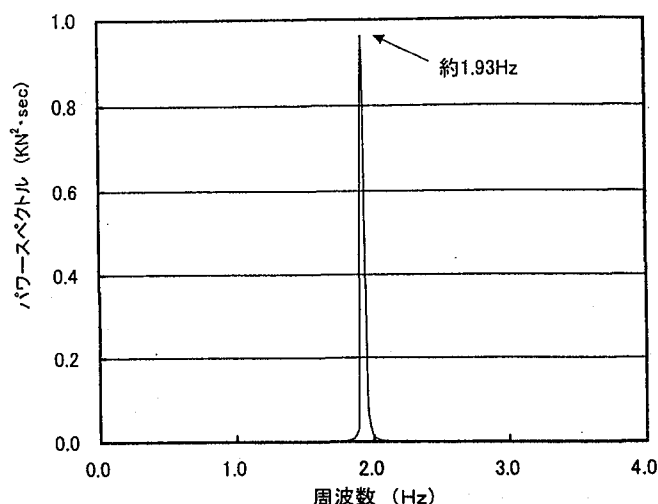


図-6 歩行外力のスペクトル解析結果
(1.900 歩/秒と 2.000 歩/秒で歩行した場合)

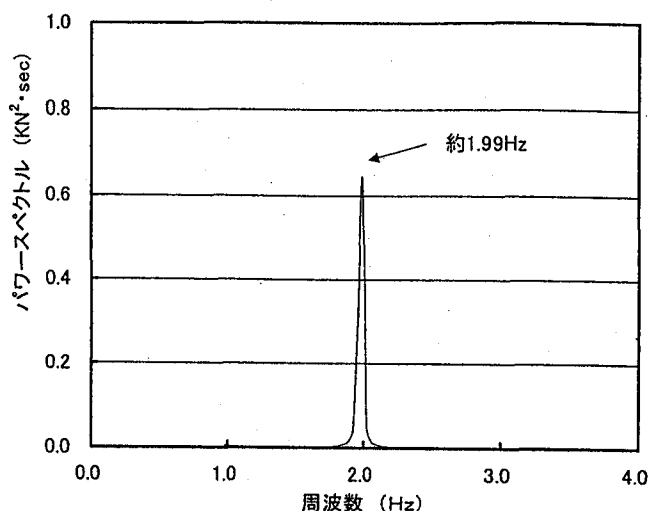


図-7 歩行外力のスペクトル解析結果
(1.900 歩/秒と 2.100 歩/秒で歩行した場合)

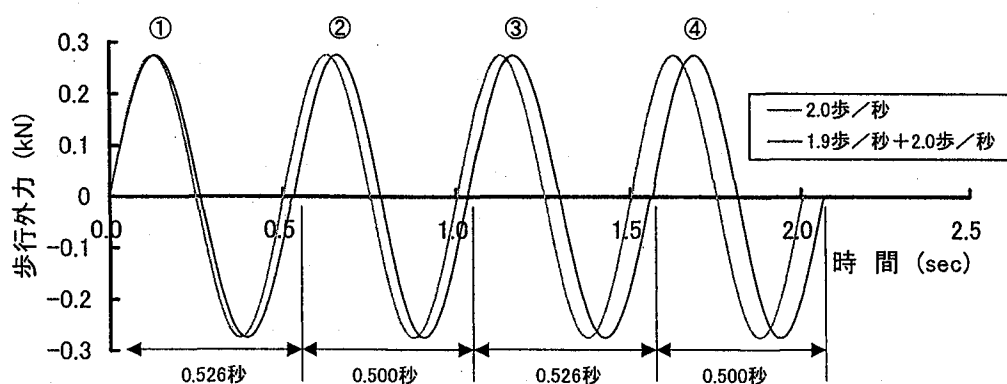


図-8 歩行外力波形 (1.900 歩/秒と 2.000 歩/秒の歩調変化および 2.000 歩/秒の一定歩調)

慮した歩調付近にはピークが存在していないことがわかる。

図-8 は、CASE-1920(2)について、歩行外力の時刻歴波形を示したものである。この図には、比較のため、2.000 歩/秒の一定歩調に対応する歩行外力も併記している。CASE-1920(2)の歩行外力は、図中に示したように、第 1 周期目が 0.526 秒 (1.900Hz)，第 2 周期目が 0.500 秒 (2.000Hz) で変化している。しかしながら、歩調の変化に起因して、歩行外力のピークが生じる時間は、2.000 歩/秒の一定歩調で歩行した場合と明らかに相違している。そこで、CASE-1920(2)の歩行外力が最大値を呈する時刻 (図中の①、②、③、④の時刻 $T①$ 、 $T②$ 、 $T③$ 、 $T④$) を計算すれば、

$$T① = (0.526 \text{ 秒}/4) = 0.132 \text{ 秒}$$

$$T② = 0.526 \text{ 秒} + (0.500 \text{ 秒}/4) = 0.651 \text{ 秒}$$

$$T③ = 0.526 \text{ 秒} + 0.500 \text{ 秒} + (0.526 \text{ 秒}/4) = 1.158 \text{ 秒}$$

$$T④ = 0.526 \text{ 秒} + 0.500 \text{ 秒} + 0.526 \text{ 秒} + (0.500 \text{ 秒}/4) = 1.677 \text{ 秒}$$

となる。したがって、

$$T② - T① = 0.519 \text{ 秒} \quad (1.927\text{Hz})$$

$$T③ - T② = 0.507 \text{ 秒} \quad (1.972\text{Hz})$$

$$T④ - T③ = 0.519 \text{ 秒} \quad (1.927\text{Hz})$$

となり、歩行外力は 1.927Hz と 1.972Hz (基準線を移動して考えれば、平均値の 1.950Hz) で変化することになる。それゆえ、CASE-1920(2) (1.900 歩/秒と 2.000 歩/秒で歩調が変化した場合) は 1.950 歩/秒の一定歩調で歩行した場合とほぼ等しい結果が、また、同様の理由から、CASE-1921(2) (1.900 歩/秒と 2.100 歩/秒で歩調が変化した場合) では 2.000 歩/秒の一定歩調で歩行した場合とほぼ等しい結果が得られたものと言える。

上述した考察結果より、歩調が変化した場合の動的応答特性は、平均歩調が最も重要なパラメーターであると考えられるが、当然のことながら、一方で、変化する歩調の並び (順番) によっても動的応答が変化すると予想される。実際、2.000 歩/秒で 31 回歩行した後に 1.900 歩/秒で 31 回歩行するとした場合、平均

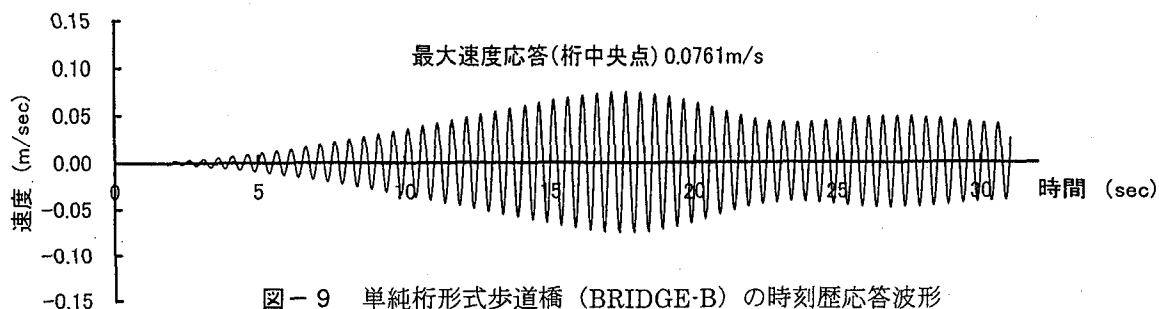


図-9 単純桁形式歩道橋 (BRIDGE-B) の時刻歴応答波形
(2.000 歩/秒で 31 回で歩行した後に、1.900 歩/秒で 31 回歩行する場合)

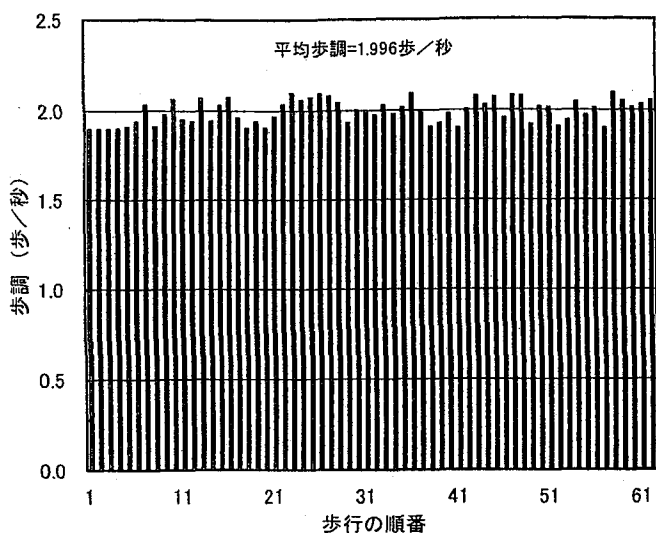


図-10 一様乱数にもとづく 62 個の歩調変化

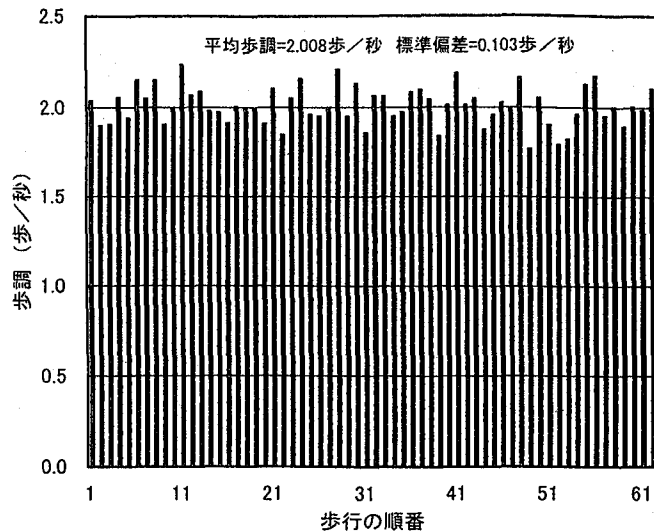


図-11 正規乱数にもとづく 62 個の歩調変化

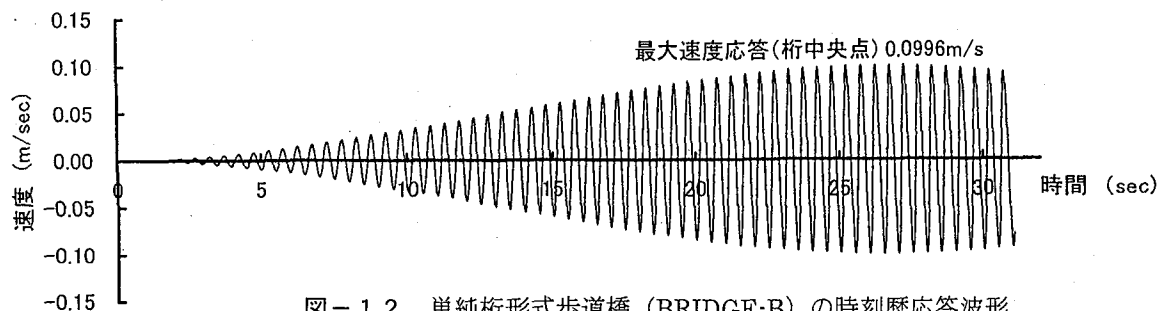


図-12 単純桁形式歩道橋 (BRIDGE-B) の時刻歴応答波形
(一様乱数にもとづく 62 個の歩調変化を考慮した場合)

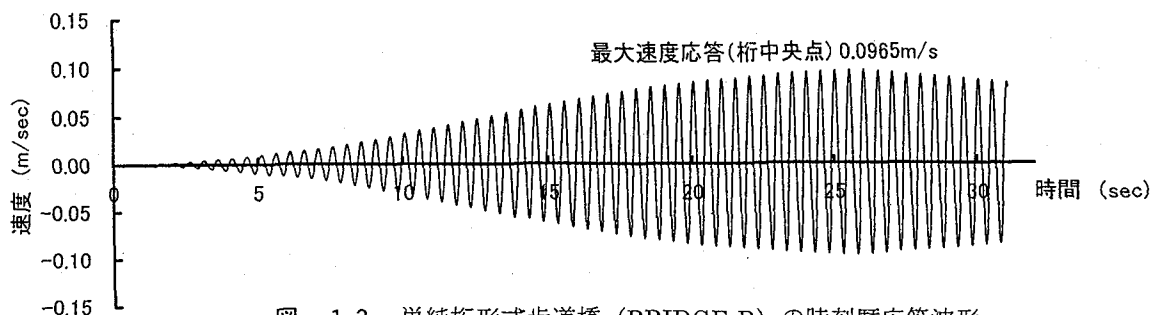


図-13 単純桁形式歩道橋 (BRIDGE-B) の時刻歴応答波形
(正規乱数にもとづく 62 個の歩調変化を考慮した場合)

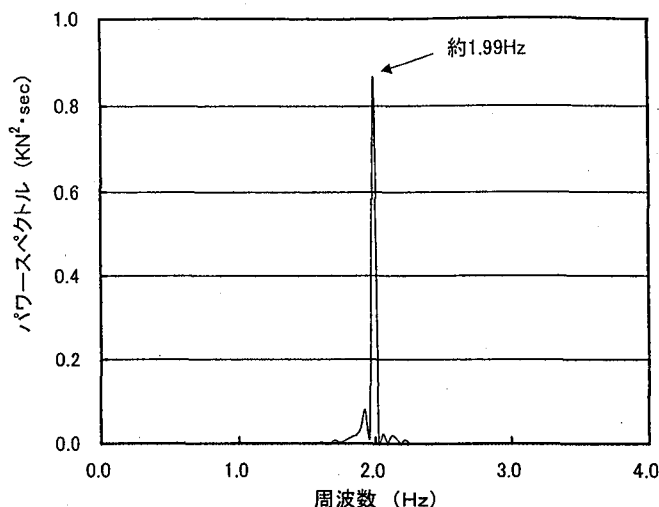


図-14 歩行外力のスペクトル解析結果
(一様乱数にもとづく62個の歩調で歩行した場合)

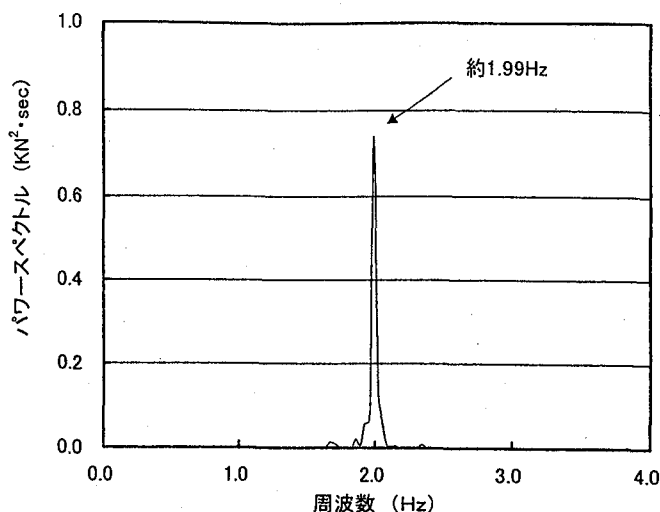


図-15 歩行外力のスペクトル解析結果
(正規乱数にもとづく62個の歩調で歩行した場合)

歩調は1.950Hzであるにも係わらず、図-9からわかるように、最大速度応答は0.07612m/sに達しており、1.950歩/秒の一定歩調で歩行した場合(0.03374m/s)と比べ約2倍もの結果が得られている。なお、ここで合計62個の歩調を設定したのは、2歩/秒で歩行する場合の歩行速度は $v=1.40\text{m/s}$ で、BRIDGE-Bの橋長は43.5mであることから、歩行者は、 $(43.5\text{m}/1.4\text{m/s}) \times 2\text{歩/秒} = 62\text{歩}$ で渡り終えるためである。

しかしながら、一方で、小数点以下3桁目まで完全に一致した2.000歩/秒の共振歩調を31回も繰り返すと仮定するのも不自然である。そこで、一つの試みとして、1.900歩/秒～2.100歩/秒の範囲で一様乱数を、また、平均歩調が2.000歩/秒で標準偏差 σ が $\sigma=0.10$ 歩/秒の条件で正規乱数を発生させて、それぞれ62個の歩調を抽出することとした。参考までに、それぞれの歩調変化を図-10、図-11に示す。

一様乱数と正規乱数を発生させて歩調を抽出した場合の動的応答解析結果を、それぞれ図-12、図-13に示す。これらの結果より、一様乱数を発生させた場合の最大速度応答は0.09961m/s、正規乱数を発生させた場合の最大速度応答は0.09648m/sとなっており、いずれも2.000歩/秒の一定歩調で歩行した場合の最大速度応答である0.1064m/sと概ね等しくなっていることがわかる。図-14、図-15は、一様乱数と正規乱数を発生させた場合の歩行外力をFFTでそれぞれスペクトル解析した結果であるが、本節の前半で述べた理由からいずれの場合も2歩/秒付近に明確なピークが認められている。

以上より、歩行者が歩行を開始してから渡り終えるまでの間に歩調が微妙に変化しても、最大速度応答は

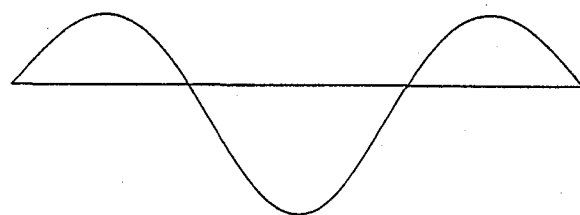


図-16 基本固有振動モード(3径間連続桁)

平均歩調で歩行した場合の結果と概ね等しい結果を与えたいと言える。それゆえ、歩道橋の共振歩行実験や歩行者による動的応答解析を実施する場合、きわめて特殊な場合を除き、平均歩調が最も重要な設計パラメータであると強く認識する必要がある。

4. 連続桁形式歩道橋を対象とした検討

前章で示したように、単純桁形式歩道橋では、歩行者が歩道橋に進入してから渡り終えるまでの間に歩調が若干変動しても、時刻歴波形や最大速度応答は平均歩調で歩行した場合の結果と概ね一致するという興味ある結果が得られた。すなわち、従来は設計にとって安全側の結果が得られるよう、歩行者が歩道橋に進入してから渡り終えるまで共振歩行するものとして歩調一定の解析を実施してきたが、3章の知見にもとづけば、歩道橋の動的応答特性は多少の歩調変動があっても歩行者が渡り終えるまでの平均歩調に着目して動的応答解析を実施すれば良いと解釈できる。

しかしながら、連続桁形式歩道橋などでは、基本振動モードが単純桁形式歩道橋と異なるため、歩調変化を考慮した場合と平均歩調を用いた動的応答解析結果

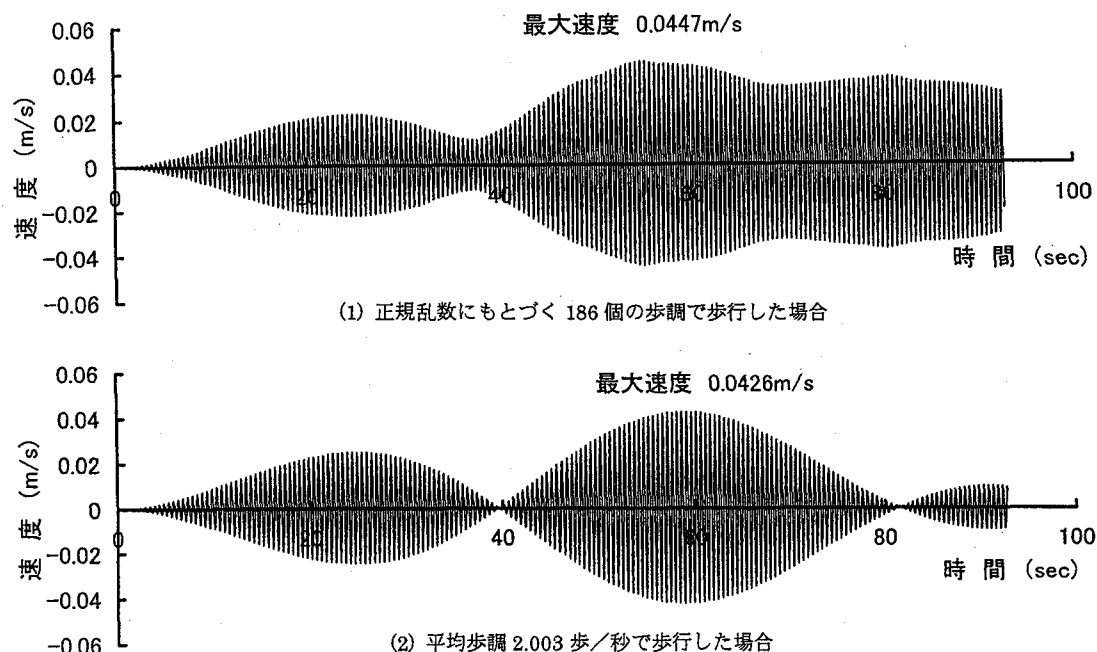


図-17 連続桁形式歩道橋の時刻歴応答波形（構造対数減衰率 $\delta_1 = 0.0188$ ）

に有意な差異が生じる場合があることも予想される。そこで、本章では、連続桁形式歩道橋に対する動的応答解析結果を提示し、振動使用性の検討に対する留意点について考察するものとした。

(1) 対象とした歩道橋

連続桁では支間長比を小さく設定すると支点部に負の死荷重反力が生じることから、通常の設計では支間長比を 0.5～1.0 の範囲に設定する場合が多い。それゆえ、本研究でも、支間長比 ℓ_s/ℓ_m が 0.8 の 3 径間連続桁形式歩道橋（中央支間長 ℓ_m は 50m、側支間長 ℓ_s は 40m）を検討の対象とした。対象とした連続桁形式歩道橋モデルの単位長さ当たりの重量は 9.81kN/m (1.0tonf/m) であり、ここでは基本固有振動数 f_1 が $f_1=2.000\text{Hz}$ となるように断面 2 次モーメントを調整した。なお、参考までに、対象橋梁の基本固有振動モードを図-16 に示すが、この振動モードは、単純桁を基準に考えた場合、鉛直たわみ対称 2 次モードに対応していると考えることができる。

(2) 186 個の歩調変化を考慮した解析結果

本橋の基本固有振動数は $f_1=2.000\text{Hz}$ である。そこで、ここでは、一つの試みとして平均歩調が 2.000 歩/秒で標準偏差が $\sigma=0.10$ 歩/秒の条件のもとで正規乱数を発生させて 186 個の歩調を抽出した。ここに、186 個の歩調は歩行者が 130m の全長を渡り終えるのに必要な歩数に対応する。抽出した歩調の平均値は 2.003 歩/秒であったことから、歩行者の歩調を一定の 2.003 歩/秒とした場合と正規乱数を発生させた場

合のそれぞれについて、歩道橋に進入してから渡り終えるまで（歩行距離は 40m+50m+40m=130m）の動的応答解析を実施した。ただし、2 次の固有振動数が 3Hz 付近に存在するものの基本固有振動数に対して 1.5 倍程度の大きさを有することから、ここでの動的応答解析にあたっては 1 次振動モードのみを採用し、積分時間刻み Δt を $\Delta t=0.001$ 秒とした。また、構造対数減衰率 δ_1 は、3 章の単純桁形式歩道橋と同じく $\delta_1=0.0188$ と仮定した。さらに、歩道橋は歩行者が進入するまで静止状態にあるものと仮定し、歩行者の歩行速度と衝撃力比は、図-1 からいずれの解析も 2 歩/秒に対応する歩行速度 v ($v=1.40\text{m/s}$) と衝撃力比 α ($\alpha=0.40$) を採用するものとした。

186 個の歩調変化を考慮した場合とその平均値を用いた場合の応答波形（中央径間中央点）を比較して図-17 に示す。この図からわかるように、正規乱数を発生させた場合の最大速度応答 (0.0447m/s) は、一定の 2.003 歩/秒で歩行した場合の結果 (0.0426m/s) と比べ概ね等しい結果が得られているが、両者の時刻歴波形には明確な差異が認められる。なお、両者の差異は、図-18 に示したように、構造対数減衰率を $\delta_1=0.05$ に設定すれば低減するが、35 秒や 75 秒付近の応答波形に着目すればわかるように依然として相違が認められるものとなっている。

3 章に示した単純桁形式歩道橋の動的応答解析結果では、正規乱数を発生させた場合と平均歩調を用いた場合の解析結果は、最大速度応答のみならず応答波形も非常に良く一致していた。それゆえ、次節では、連

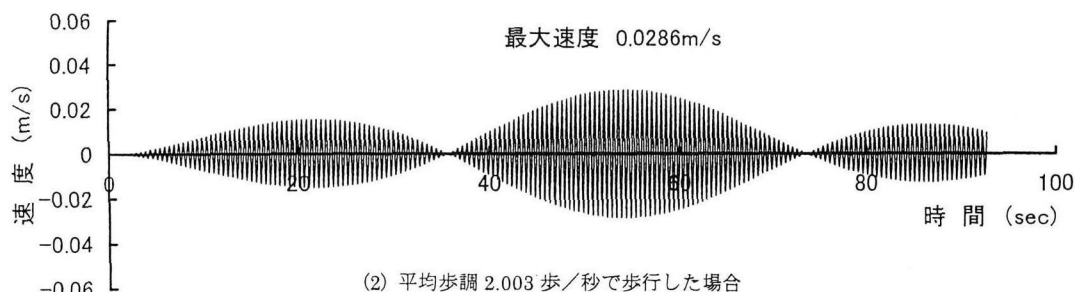
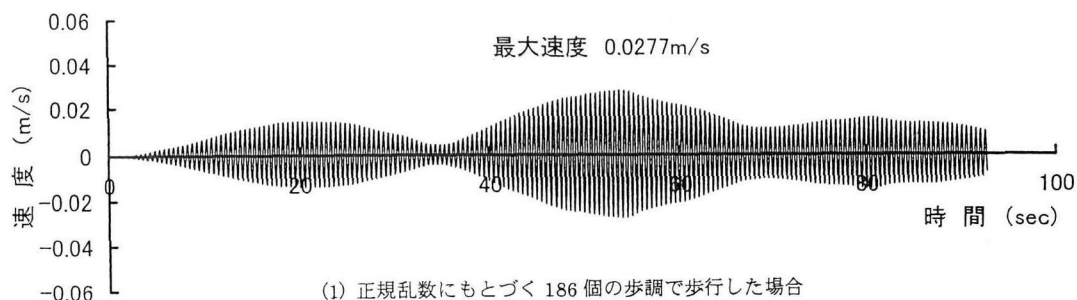


図-18 連続桁形式歩道橋の時刻歴応答波形（構造対数減衰率 $\delta_1 = 0.05$ ）

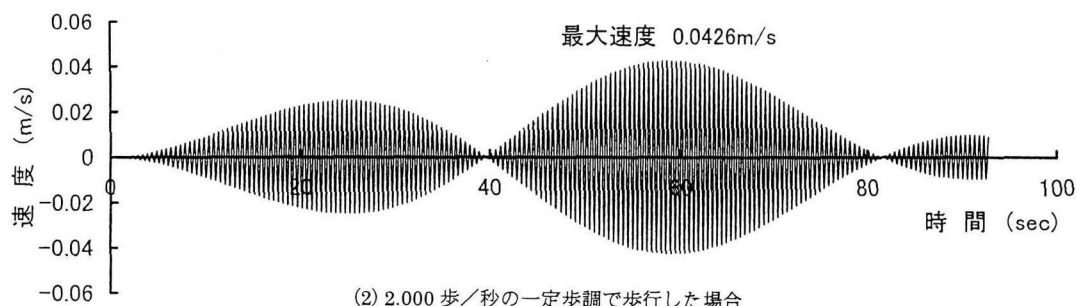
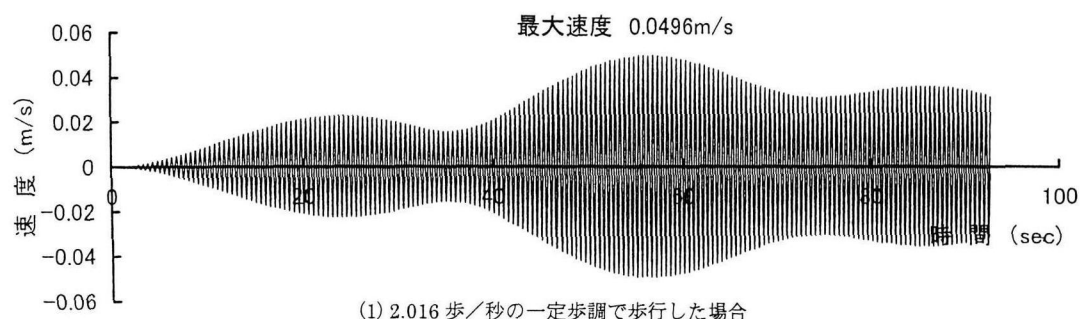


図-19 連続桁形式歩道橋の時刻歴応答波形（構造対数減衰率 $\delta_1 = 0.0188$ ）

連続桁形式歩道橋において応答波形に差異が生じた要因を考察する。

(3) 解析結果に対する考察

歩行者の歩調を 2.000 歩/秒とした場合に加え、本節では新たに 2.016 歩/秒（2.000 歩/秒に対する差異は+0.8%）とした場合も想定し、それぞれについて歩道橋に進入してから渡り終えるまで（歩行距離は 40m+50m+40m=130m）の動的応答解析を実施した。図-19 は中央径間中央点における両者の応答波形を

比較したものである。当然のことながら、2.000 歩/秒で共振歩行した場合の方が非共振歩行である 2.016 歩/秒よりも大きな応答が得られると考えられる。しかしながら、図-19 からわかるように、最大速度応答は、共振歩調である 2.000 歩/秒の場合が 0.0426m/s であるのに対し、2.016 歩/秒で歩行した場合には 0.0496m/s となっており、予想に反して共振歩調から+0.8%大きい歩調で歩行した場合の方が 16% 程度も大きくなっている。また、両者の時刻歴波形も前節の解析結果と同様に大きく異なったものとなって

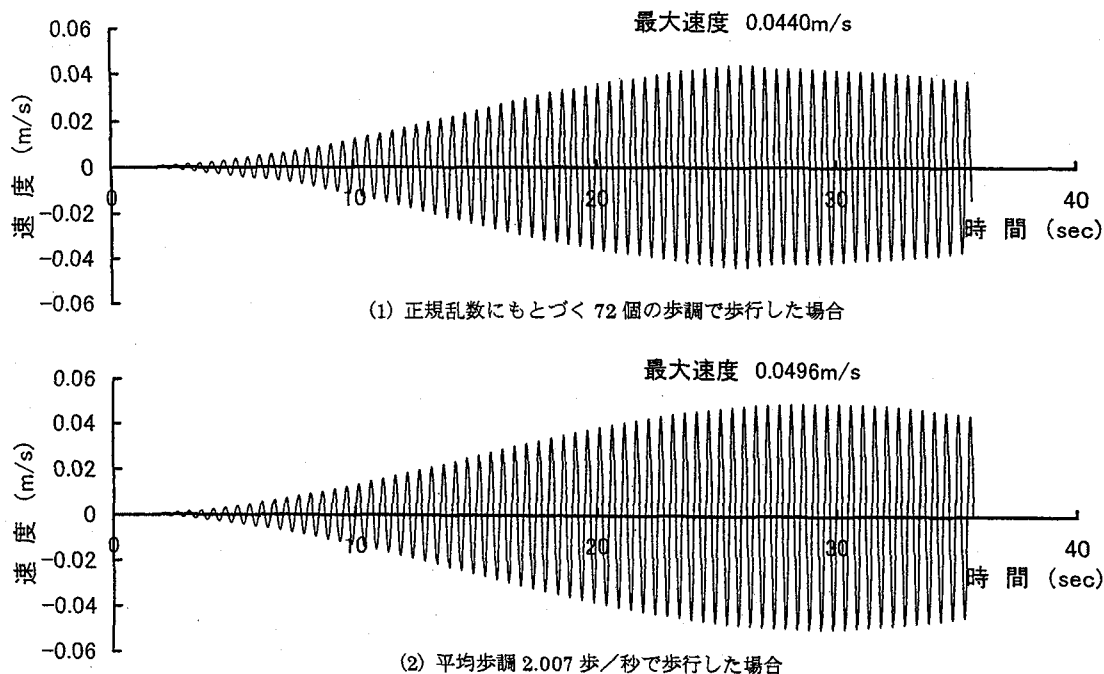


図-20 連続桁形式歩道橋の時刻歴応答波形

(中央径間の 50m 区間のみを歩行した場合；構造対数減衰率 $\delta_1 = 0.0188$)

いる。

上述の結果は、第 1 径間部（側径間部）の歩行中に誘起される振動応答に起因するものである。すなわち、支間長比が $\ell_s/\ell_m=0.8$ の 3 径間連続桁形式歩道橋では最大応答が中央径間の中央点で生じるが、構造対数減衰率がさほど大きくなければ、歩行者が第 1 径間部の歩行を終了しても比較的大きな振動応答が残留する。図-16 に示した振動モードからわかるように、第 1 径間部と第 2 径間部の応答には 180° の位相差があることから、歩行者が第 2 径間部（中央径間部）に進入した後も、歩行外力は、しばらくの間、第 1 径間部の歩行中に発生した振動応答の低減に費やされることになる。特に、共振歩調である 2.000 歩/秒で歩行した場合には、40 秒付近と 80 秒付近の波形からわかるように応答を完全に低減させている。これに対し、2.016 歩/秒で歩行した場合には共振歩調に近いものの応答を完全に低減させるには至らず、第 2 径間部（中央径間部）の途中から応答を増幅させるように歩行外力が作用することになる。その結果、共振歩調である 2.000 歩/秒と非共振歩調である 2.016 歩/秒の応答波形は結果として大きな差異が生じるようになったと考えられる。また、非共振歩調である 2.016 歩/秒の方がより大きな最大速度応答が算出されたのは、完全に低減されずに残留した応答成分があたかも初期振幅としてその後の応答振幅に加算されたためである。

この考察は、前節の正規乱数を発生させた場合の結果に対してもそのまま適用できる。すなわち、正規乱

数を発生させた場合の平均歩調は 2.003 歩/秒であったが、第 2 径間の歩行時には幾つもの歩調成分が存在するため、第 1 径間部の歩行中に発生した振動応答を効率良く低減できず、その結果、平均歩調である 2.003 歩/秒で歩行した場合の応答波形と顕著な差異が認められたものと言える。このことは、連続桁形式歩道橋のみならず、対象となる振動モードが単純桁の基本振動モードと異なる吊床版橋や斜張橋などの歩道橋形式においても、構造減衰がさほど大きくない場合には同様に生じ得る現象である。それゆえ、このような歩道橋形式に対して振動使用性を検討する際には、静的設計で用いられる影響線載荷の概念を導入し、たとえば、3 径間連続形式歩道橋では、中央径間部分のみを歩行者が移動すると仮定した動的応答解析を実施すれば良いと考えられる。以下、この仮定にもとづく動的応答解析結果を提示する。

まず、本連続桁橋の中央支間長は 50m であることから、平均歩調が 2.000 歩/秒で標準偏差が $\sigma=0.10$ 歩/秒の条件のもとで正規乱数を発生させて 72 個の歩調を抽出した。ここに、72 個の歩調は歩行者が 50m の中央径間部分を渡り終えるのに必要な歩数に対応する。抽出した歩調の平均値は 2.007 歩/秒であったことから、歩行者の歩調を一定の 2.007 歩/秒とした場合と正規乱数にもとづく歩調変化を考慮した場合のそれぞれについて、中央径間の 50m 区間のみを歩行させる動的応答解析を実施した。解析で得られた応答波形を比較して図-20 に示す。図-20 からわか

るように、中央径間部分のみを歩行させた場合、その区間で歩調が微妙に変化しても、最大速度応答を含めた時刻歴波形は、平均歩調の 2.007 歩/秒で歩行した場合の結果と概ね等しいものとなっている。しかも、それぞれの最大速度応答は、40m+50m+40m の全区間を歩行した解析結果よりも幾分大きく、設計にとって安全側の結果を与えていることも理解できよう。

5. まとめ

本論文は、歩行者の歩調変化とその平均歩調に着目し、歩行者によって誘起される歩道橋の動的応答について検討したものである。最も一般的な正弦波歩行外力を適用した場合に得られた主要な結果を、以下にまとめる。

(1) 基本固有振動数が 2.000Hz の単純桁形式歩道橋 (43.5m) を対象として、1 周期ごとの歩調変化を 1.900 歩/秒と 2.000 歩/秒、1.900 歩/秒と 2.100 歩/秒とした 2 ケースの動的応答解析を実施した。事前の予想では、共振歩調を含む 1.900 歩/秒と 2.000 歩/秒の歩調変化の方がより大きな最大速度応答が得られるものと推察されたが、実際には 1.900 歩/秒と 2.100 歩/秒の歩調変化の方が大きな最大速度応答が算出された。

(2) この原因を歩行外力の時刻歴波形を提示して考察した結果、歩調が変化した場合の動的応答特性は、個々の歩調よりも平均歩調に大きく支配されることを明らかにした。また、実際、単純桁形式歩道橋では、乱数を発生させて抽出した 62 個の歩調を用いた場合とその平均歩調を用いた動的応答解析は非常に良く一致した。

(3) 基本固有振動数が 2.000Hz の 3 径間連続桁形式歩道橋 (40m+50m+40m) を対象として、乱数を発生させて抽出した合計 186 個の歩調変化を考えた場合およびその平均歩調を考えた場合のそれぞれについて、歩行者が全長区間を歩行する動的応答解析を実施した。その結果、両者の最大速度応答は概ね一致したが、時刻歴応答波形には大きな差異が認められた。これは対象となる振動モードが単純桁の基本振動モードと異なることに起因するものである。

(4) 対象となる振動モードが単純桁の基本振動モードと異なる歩道橋形式では、静的設計で用いられる影響線載荷の概念を導入し、たとえば、3 径間連続形式歩道橋では、中央径間部分のみを歩行者が移動すると仮定した動的応答解析を実施すれば良い。実際、乱数を発生させて抽出した合計 72 個の歩調変化を考えた場合とその平均歩調を考えた場合の動的応答解析結果は、最大速度応答値のみならず時刻歴波形も概ね一致した。

しかも、それぞれの最大速度応答は、40m+50m+40m の全区間を歩行した解析結果よりも幾分大きく、設計にとって安全側の結果を与えるものであった。

従来の動的応答解析では、歩道橋に進入してから渡り終えるまで、歩行者は全く変動しない一定の共振歩調で移動するのを前提としていた。それゆえ、解析値は共振歩行実験で得られた測定値よりも大きく算出される傾向にあった。これに対し、本論文の知見にもとづけば、今後は歩行者が歩道橋に進入してから渡り終えるまでの平均歩調に着目した動的応答解析を実施すれば良いことになる。当然のことながら、その平均歩調が基本固有振動数と若干でも相違すれば、従来の共振歩調を前提とした解析結果よりも小さく算定される。このように、本文で提示した、歩行者の平均歩調に着目した歩道橋の動的応答特性は、歩道橋の振動使用性を検討する上できわめて有用な情報を与えていると思われる。本論文が、歩道橋の設計に携わる実務技術者にとって示唆に富んだ有益な技術資料になることを心から願う次第である。

参考文献

- 1) 梶川康男，中平進夫，薄井王尚：斜め吊材を有する自旋式吊橋形式歩道橋の振動とその使用性，構造工学論文集，Vol.40A，pp.703～712，1994 年 3 月。
- 2) 梶川康男，深田幸史，吉川裕晃：単径間 PC 吊床版歩道橋の振動特性，構造工学論文集，Vol.44A，pp.811～817，1999 年 3 月。
- 3) 鈴木森晶，加藤雅史：歩道橋の減衰特性と歩行時振動振幅の検討，構造工学論文集，Vol.39A，pp.811～818，1993 年 3 月。
- 4) 米田昌弘：単純桁歩道橋の共振歩行時における動的応答特性に関する 2，3 の考察，構造工学論文集，Vol.45A，pp.623～632，1999 年 3 月。
- 5) 米田昌弘：種々の歩行外力モデルを用いた単純桁歩道橋の動的応答解析と共振歩行試験結果に対する考察，構造工学論文集，Vol.46A，pp.439～448，2000 年 3 月。
- 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研究，土木学会論文集，第 325 号，pp.23～33，1982 年 9 月。
- 7) 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，第 537 号/I-35，pp.217～231，1996 年 4 月。

(2001 年 9 月 14 日受付)