

衝撃荷重載荷による矩形梁の動的応答倍率

D.A.F. OF RECTANGULAR BEAM UNDER IMPACT LOAD

菅田紀之* 岸 徳光**

By Noriyuki SUGATA and Norimitsu KISHI

The discussion in this paper is confined to the D.A.F. (Dynamic Amplification Factor) of rectangular RC beam under impact loading. The dynamic behavior of RC beam may be significantly affected by the loading time and the loading width. In this study, by varying these parameters with a constant impulse, D.A.F.s of the axial fiber stress at the center of beam are obtained by means of dynamic finite prism method. To consider the dynamic behavior of RC beam for the specified loading time and width, time historys of axial fiber stress and the principal stress diagrams are also obtained.

From numerical analyses, the characteristics of D.A.F. and dynamic behaviors of the axial fiber stress for each loading time and loading width are clarified.

1. はじめに

静的問題や地震時のような荷重載荷速度の遅い場合における構造物の挙動解析は、数値解析法の進歩や計算機の高速大容量化により詳細な検討が可能となり、研究成果が示方書等に取り入れられている。一方、近年問題になってきている落石等によって発生する衝撃荷重による挙動解析に関しては、波動の伝播現象や応力レベルによっては貫入、貫通等の局部破壊現象を含むため、十分な解明はいまだ行われていないようであり、現在盛んに研究が行われている。特に梁部材の衝撃問題に関する研究^{1)~4)}では、応力波の伝播現象の解明、実験結果と解析結果の比較検討が行われているが、特定の衝撃荷重に対する検討が主である。しかしながら、衝撃荷重が構造物に直接作用する場合には載荷時間が短く、かつ局所的な載荷状態となる。また、緩衝材が用いられている場合には載荷時間が長くなり、かつ載荷領域も広がる。このように衝撃荷重は条件によって載荷時間および載荷面積が異なってくる。そこで実務的に考えた場合には、種々の荷重継続時間および載荷面積に対する構造物の応答性状を把握することが肝要であるものと考えられる。

本論文では、単純支持RC矩形梁に衝撃荷重が載荷する場合の弾性応答問題を取り上げ、力積を一定としたときの荷重継続時間が部材の応答性状に及ぼす影響および荷重載荷幅が応答性状に及ぼす影響について数値計算により検討を行った。解析手法は弾性問題を仮定しているので種々考えられるが、本研究では解析モデルとして複鉄筋RC梁モデルを採用しているため、断面方向に離散化し軸方向に連続関数を用いる有限プリズム要素法を主として用い、古典梁理論、チモシェンコ梁理論による解析結果との比較検討も行っている。

* 工修 室蘭工業大学助手 工学部建設システム工学科 (〒050 室蘭市水元町27-1)

** 工博 室蘭工業大学助教授 工学部建設システム工学科 (〒050 室蘭市水元町27-1)

2. 解析理論

本論文では弾性解析をすることとし、動的解析にはモード法を用いて定式化を行う。なお、減衰項に関しては、モード法を適用するとき各モードに対する減衰定数を用いて考慮するものとする。図-1に示すような任意四辺形プリズム要素において、軸方向を z 軸とし、この軸と直角方向に x, y 軸をとり、 (x, y, z) 座標系に対する変位を (u, v, w) とする。さらに要素断面内に局所座標系として ξ, η 座標系を設定し、アイソパラメトリック要素を用いると、形状関数は次のようになる。

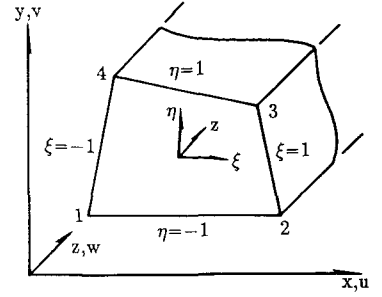


図-1 有限プリズム要素

$$\{N\}^T = \frac{1}{4} \begin{bmatrix} (1-\xi)(1-\eta) & (1+\xi)(1-\eta) \\ (1+\xi)(1+\eta) & (1-\xi)(1+\eta) \end{bmatrix} \quad (1)$$

式 (1) を用いると、要素内の座標 (x, y) および変位 (u, v, w) は、次のように示される。

$$\begin{Bmatrix} x \\ y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \{N\}^T & \{N\}^T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{x_i\} \\ \{y_i\} \end{Bmatrix}, \quad \begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \{N\}^T & \{N\}^T & \{N\}^T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_i\} \\ \{v_i\} \\ \{w_i\} \end{Bmatrix} \quad (2),(3)$$

ここで、 $i = 1 \sim 4$

上式 (1) ~ (3) を三次元弾性論にしたがって整理し、軸方向に関しては両端単純支持を仮定し有限 Fourier 変換を施して、像関数に関する運動方程式を求めると次のように表される。

$$[M]\{\bar{S}_m[\dot{\delta}]\} + [K]\{\bar{S}_m[\delta]\} = \{\bar{S}_m[F]\} \quad (4)$$

$[M]$, $[K]$ はそれぞれ要素の質量マトリックスおよび剛性マトリックス、 $\{\bar{S}_m[\delta]\}$, $\{\bar{S}_m[F]\}$ は節点の変位および断面力の像関数ベクトルであり次のように示される。

$$\{\bar{S}_m[\delta]\} = \begin{Bmatrix} \{S_m[u_i]\} \\ \{S_m[v_i]\} \\ \{C_m[w_i]\} \end{Bmatrix}, \quad \{\bar{S}_m[F]\} = \begin{Bmatrix} \{S_m[f_{xi}]\} \\ \{S_m[f_{yi}]\} \\ \{C_m[f_{zi}]\} \end{Bmatrix} \quad (5),(6)$$

上式中の $C_m[\]$, $S_m[\]$ は cosine 型および sine 型の Fourier 変換を意味するもので、スパン長を l とすると u および w は次のように示すことができる。

$$S_m[u] = \int_0^l u \sin \frac{m\pi}{l} z dz, \quad C_m[w] = \int_0^l w \cos \frac{m\pi}{l} z dz \quad (7),(8)$$

像関数に関する構造全体の運動方程式は、式 (4) を変位の適合条件と力のつり合条件のもとに整理すると次のような形で表すことができる。

$$[M_{st}]\{\bar{S}_m[\dot{\delta}_{st}]\} + [K_{st}]\{\bar{S}_m[\delta_{st}]\} = \{\bar{S}_m[F_{st}]\} \quad (9)$$

ここで、サフィックス st は構造全体を意味するものとする。

式 (9) の解はモード解析法を適用して求めるものとする。モードベクトルからなるマトリックス $[X]$ および基準座標ベクトル $\{\bar{S}_m[\phi]\}$ を導入すると、変位の像関数 $\{\bar{S}_m[\delta_{st}]\}$ は次式のように示すことができる。

$$\{\bar{S}_m[\delta_{st}]\} = [X]\{\bar{S}_m[\phi]\} \quad (10)$$

式 (10) を式 (9) に代入してモードの直交性を考慮し、さらに減衰項を導入して整理すると、第 r 次の固有振動に関する運動方程式は次のように示される。

$$\overline{S}_m[\ddot{\phi}_r] + 2h_r \omega_r \overline{S}_m[\dot{\phi}_r] + \omega_r^2 \overline{S}_m[\phi_r] = \frac{F_r}{M_r} \tag{11}$$

ただし、 ω_r および h_r は、それぞれ第 r 次の固有振動に対する固有角振動数と減衰定数であり、 F_r および M_r はそれぞれ

$$F_r = \{x_r\}^T \{\overline{S}_m[F_{st}]\} \quad , \quad M_r = \{x_r\}^T [M_{st}] \{x_r\} \tag{12),(13}$$

である。また、 $\{x_r\}$ は第 r 次のモードベクトルである。

式 (11) の解は、初期条件として静止条件を適用すれば、次のような Duhamel 積分として容易に求めることができる。

$$\overline{S}_m[\phi_r] = \frac{1}{M_r \omega_{dr}} \int_0^t F_r(\tau) e^{-\omega_r h_r(t-\tau)} \sin \omega_{dr}(t-\tau) \, d\tau \tag{14}$$

$$\text{ただし、} \omega_{dr} = \omega_r \sqrt{1-h_r^2}$$

上式より $\{\overline{S}_m[\phi]\}$ を求め、式 (10) に代入することにより $\{\overline{S}_m[\delta_{st}]\}$ を得ることができ、変位はこれを逆変換することにより求められる。式 (7) および (8) の逆変換は次のようになる。

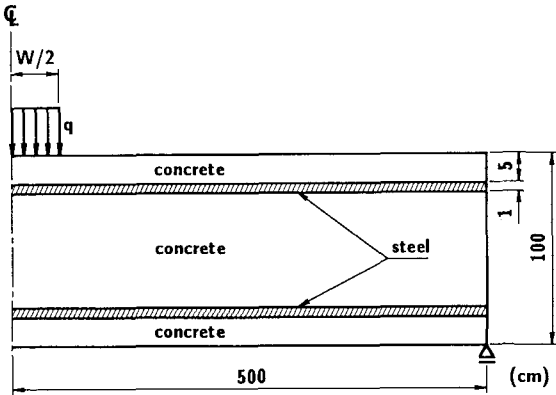
$$u = \frac{2}{l} \sum_{m=1}^{\infty} S_m[u] \sin \frac{m\pi}{l} z \quad , \quad w = \frac{2}{l} \sum_{m=1}^{\infty} C_m[w] \cos \frac{m\pi}{l} z \tag{15),(16}$$

3. 解析モデルおよび精度の検討

解析モデルは、図－2 に示すようなスパン10m、桁高1 m で単位幅 (1 cm) を有し鉄筋比 1 % の単純支持複鉄筋RC梁とした。材料物性値は表－1 に示すとおりである。鉄筋部要素については、波動論的な検討により板状にモデル化できることが明らかになっている⁵⁾ ので、ここでは桁高方向にのみ要素分割を行うこととし、合計60分割している。また、座標は図－1 の定義にしたがい梁の幅方向に x 軸、桁高方向に y 軸、スパン方向に z 軸をとることとする。

荷重は、スパン中央部に部分分布荷重として載荷するものと仮定し、時間方向分布は図－3 に示す荷重継続時間 $T=35$ msec の波形を基本波形とし、載荷時間を変える場合は、力積一定の条件のもとに図中の T1, T2, T3 の比を基本波形と同様に 2 : 3 : 2 としている。基本波形における荷重強度は $q = 10$ kgf/cm² としている。なお、解析には荷重継続時間 T として、応答倍率の分布傾向を確認しながら 0.2 msec から 56 msec までの 30 種類を採用した。

有限プリズム要素法における精度的な検討として、式 (15) および (16) の Fourier 級数の考慮する項数 m に関するものと、式 (11) の考慮する固有モードの個数 r に関するものがある。Fourier 級数の項数に関



図－2 解析モデル

表－1 材料定数

	弾性係数 (kgf/cm ²)	ポアソン比	密度 (g/cm ³)
コンクリート	3.0×10 ⁵	1/6	2.40
鉄筋	2.1×10 ⁶	0.3	7.85

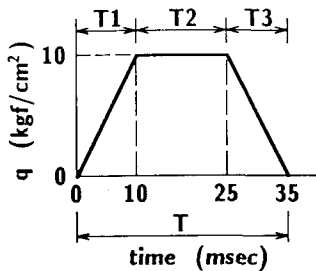


図-3 基本荷重($T = 35$ msec)

表-2 固有振動周期(msec)

m	r		
	1	2	3
1	56.58	5.42	0.89
3	7.10	1.81	0.79
5	3.03	1.10	0.67

しては文献 6) の結果を適用して 61 項に固定し、各項に対して考慮する固有モードの個数について検討を行った。荷重継続時間が短いほど応答値に与える高次モードの影響が大きいと考えられるため、入力荷重は図-3の基本波形と力積が等しくなるように、荷重継続時間を $T = 3.5$ msec、荷重強度を $q = 100$ kgf/cm²、荷重載荷幅を $W = 0.5$ m と

して検討を行った。なお、減衰定数は $h_r = 5\%$ としている。図-4は、スパン中央部における上下縁の曲げ応力 σ_{zu} 、 σ_{zl} 、スパンの 1/4 点の図心軸でのせん断応力 τ_{yz} および最も条件が厳しいものと考えられるスパン中央部荷重載荷点での鉛直応力 σ_y の収斂状況である。曲げ応力に関する収斂状況を見ると固有モードの個数が 20 個以上ではほぼ収斂しているようであり、せん断応力に関しても 10 個程度で収斂しているようである。しかしながら、鉛直応力に関しては固有モードの個数が 50 個の状態でも応答値の絶対値が増加傾向になっている。

以上より、衝撃荷重載荷時における荷重載荷点での鉛直応力以外は、固有モードを 20 個以上考慮すればほぼ収斂しているものと考えられ、時間の経過とともにその傾向もより改善されることが考えられる。そこで、本論文では Fourier 級数の各項に対して固有モードを 34 個考慮して解析を行うこととした。なお、表-2は本解析モデルの $m = 1, 3, 5$, $r = 1 \sim 3$ に対する低次の固有振動周期を示している。また、本解析では各モードに対して減衰定数を一定と仮定している。

4. 数値解析結果

4.1 荷重継続時間が曲げ応力に及ぼす影響

力積一定のもとで荷重継続時間と曲げ応力との関係を検討するために、図-3で示された荷重波形を基本波形として、荷重継続時間を種々変化させ応答解析を行った。各荷重の時間分布および荷重強度は $T_1 : T_2 : T_3$ が基本波形と等しく、かつ力積が一定となるようにして決定している。なお、荷重はスパン中央部に

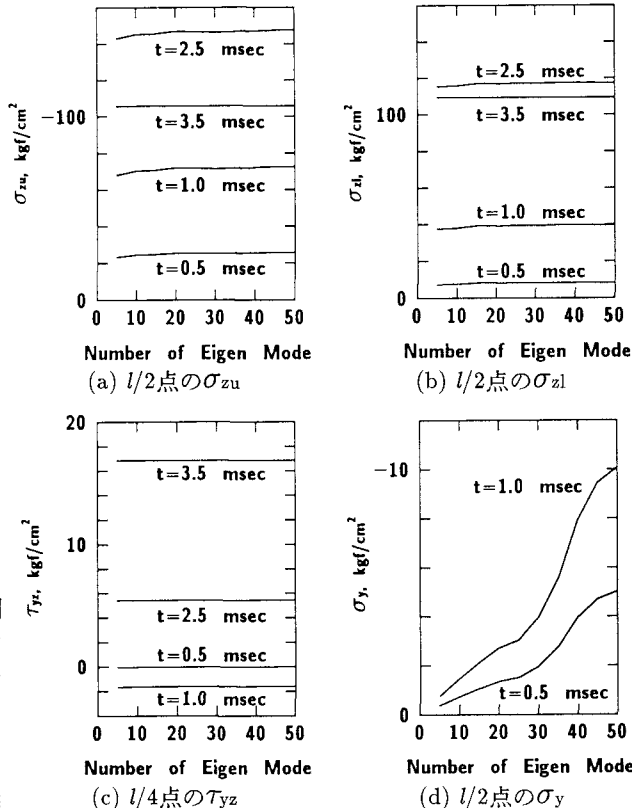


図-4 固有モードの個数と応力の収斂状況

載荷している。

図-5は、荷重載荷幅が $W = 0.5 \text{ m}$ で減衰定数が $h_r = 0, 5, 10 \%$ の場合のスパン中央部の下縁曲げ応力 σ_z の結果である。横軸は荷重継続時間と梁の最低次固有振動周期 ($T_0 = 56.6 \text{ msec}$) との比で示し、縦軸は基本波形の荷重強度 ($q = 10 \text{ kgf/cm}^2$) を静的に載荷した場合のスパン中央部の下縁曲げ応力 σ_{zst} との比 (動的応答倍率 σ_z/σ_{zst}) で示している。荷重継続時間比が $T/T_0 = 0.2$ 付近で極小極大が現れるが、継続時間が長いほど動的応答値は小さくなっていることがわかる。また、全範囲で減衰が小さいほど大きな応答を示し、継続時間が短いほど減衰の影響を大きく受けているようである。

図-6は、減衰定数 $h_r = 5 \%$ において荷重載荷幅 W を $0.5, 1, 2.5, 5, 7.5, 10 \text{ m}$ と変化させた場合のスパン中央部の下縁曲げ応力の動的応答倍率を示している。図中には等価断面を用いた古典梁理論および平均せん断係数

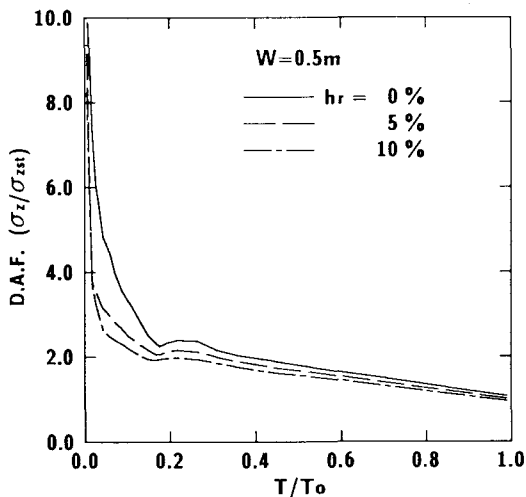


図-5 荷重継続時間 T と $l/2$ 点下縁部曲げ応力 σ_z の応答倍率の関係 ($W = 0.5 \text{ m}$)

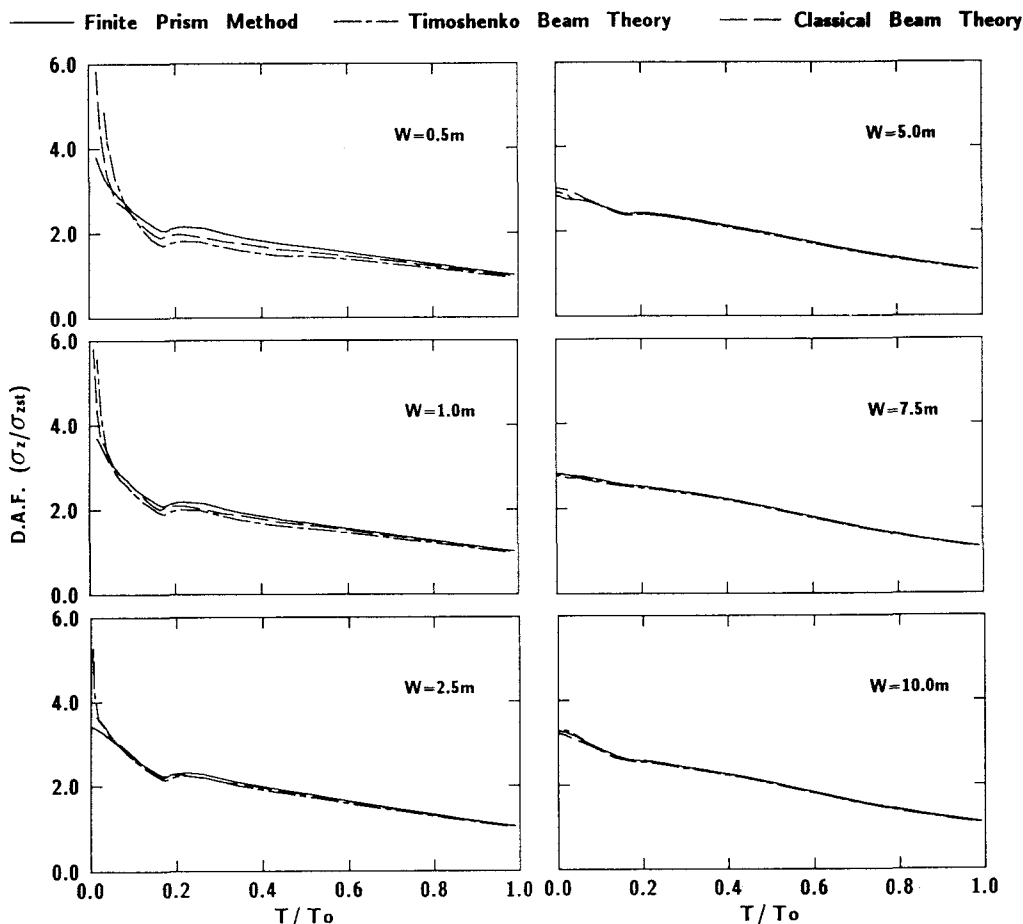


図-6 荷重継続時間 T と $l/2$ 点下縁部曲げ応力 σ_z の応答倍率の関係 ($h_r = 5 \%$)

を $\chi = 2/3$ と仮定したチモシェンコ梁理論による結果も示している。荷重載荷幅 W が 5 m 以上の場合、荷重継続時間が長くなるに従い応答値はほぼ直線的に減少しているが、載荷幅 W が 1 m 以下の場合、荷重継続時間比が 0.05 以下で応答値が急激に大きくなっているのがわかる。また、図-7 でも示すが荷重継続時間比が 0.1 以上の範囲で、荷重載荷幅が大きいくほど応答倍率が大きくなっている。計算手法による差は載荷幅が大きくなるに従い少なくなり、荷重載荷幅が 5 m 以上になるとほぼ等しくなっているのがわかる。応答値の大小関係は荷重継続時間が長い場合、チモシェンコ梁理論、古典梁理論、有限プリズム要素法の順で大きくなっているが、継続時間比が 0.1 程度以下になると逆転している。これは、荷重継続時間が非常に短い場合に、梁の桁高方向の波動伝播速度の影響が大きく現れていることを示している。すなわち、梁理論では桁高方向に波動が無限大の速度で伝播するため、下縁では上縁と同じ応力が発生し大きな応答を示す。一方、有限プリズム要素法の場合は桁高方向の伝播速度も評価できるため、載荷時間が非常に短い場合、下縁で十分な応答が発生する前に除荷状態となり、梁理論に比べ小さな応答値になるものと考えられる。

図-7 は、減衰定数 $h_r = 5\%$ における荷重載荷幅とスパン中央部の下縁曲げ応力の動的応答倍率との関係を示している。ここでは載荷時間の非常に短い場合から基準波形までの 4 種類の入力波に対する結果を示している。図より、載荷幅によらず荷重継続時間が短いほど応答倍率が大きくなっているのがわかる。荷重継続時間比が 0.0177 ($T = 1.0$ msec) の場合、荷重載荷幅が 5 m 以下で載荷幅の増大とともに応答倍率が線形に減少しているが、5 ~ 7.5 m ではほぼ一定値となり、7.5 m 以上で増加している。荷重継続時間比 0.106 ($T = 6.0$ msec)、0.3092 ($T = 17.5$ msec) および 0.6184 ($T = 35.0$ msec) では荷重載荷幅の拡大とともに緩やかに応答倍率が増大している。荷重継続時間比が 0.0177 ($T = 1.0$ msec) で荷重載荷幅が 5 m 以下の場合に、他と異なる傾向を示す原因としては、次節においても示すが、荷重の継続時間が短くかつ載荷幅が小さいために大きな振幅をもつ最低次固有振動が励起されず、荷重載荷初期の応答が荷重除荷後の低次振動の合成波よりも大きくなったためと考えられる。各荷重継続時間比での応答倍率は荷重継続時間比 0.106 ($T = 6.0$ msec) の場合 2.5 ~ 2.8、0.3092 ($T = 17.5$ msec) の場合 2.0 ~ 2.4、0.6184 ($T = 35.0$ msec) の場合 1.5 ~ 1.8 である。

4.2 スパン中央部の曲げ応力波形

図-8 は荷重継続時間比 T/T_0 が 0.0088 ($T = 0.5$ msec)、0.0265 ($T = 1.5$ msec)、0.1767 ($T = 10.0$ msec) の場合のスパン中央部下縁での曲げ応力波形を示している。なお減衰定数 h_r は 5% である。荷重継続時間比が 0.0088 ($T = 0.5$ msec) の場合、荷重載荷幅が 0.5 m および 1 m では入力エネルギーが小さいため、低次固有振動が十分励起される前に最大応答値が発生し、減衰自由振動状態に移行している。荷重載荷幅が 2.5 m および 5 m の場合は、その載荷幅が梁の第 3 次振動モードの節間 $l/3$ に近く第 3 次固有振動が励起しやすい状態になっているため、第 3 次固有振動が卓越する状態で第 1 次固有振動と連成している。その結果、最大応答値は第 1 次固有振動の四半周期近傍で第 3 次固有振動の正の状態が重ね合わされた時点で発生している。荷重載荷幅が 7.5 m 以上では、載荷幅が第 1 次振動モードの節間 l に近く第 1 次固有振動が励

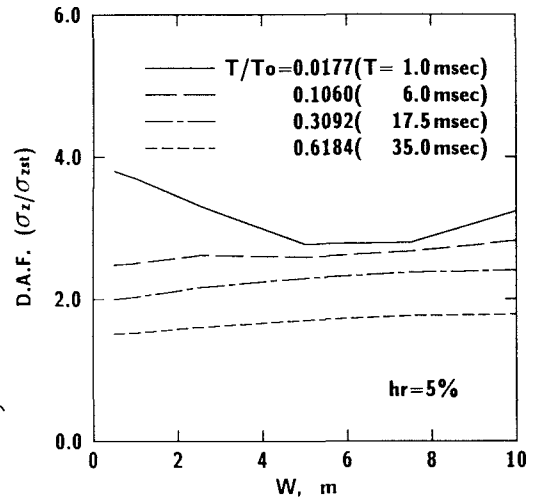


図-7 荷重載荷幅 W と $l/2$ 点下縁部曲げ応力 σ_z の応答倍率の関係 ($h_r = 5\%$)

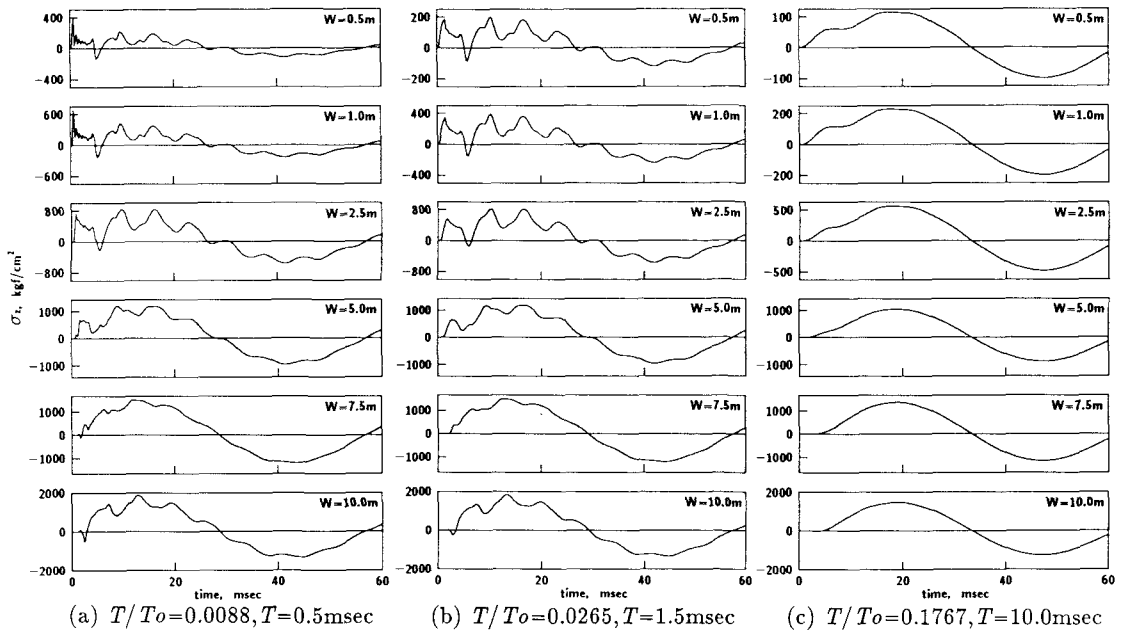


図-8 $l/2$ 点下縁部曲げ応力 σ_z の応答波形($h_r=5\%$)

起しやすい状態であるため、第1次固有振動が卓越する状態で第3次固有振動と連成している。したがって、最大応答値は第1次固有振動の四半周期近傍で発生している。また、載荷幅が大きくなるに従い波動の立ち上がりに遅れを生じている。荷重継続時間比が 0.0265 ($T = 1.5 \text{ msec}$) の場合、荷重載荷初期の高次の応答波形はなくなっているが、それ以後は荷重継続時間比 0.0088 ($T = 0.5 \text{ msec}$) のときとほぼ同様な波形を示している。荷重継続時間比が 0.1767 ($T = 10.0 \text{ msec}$) になると荷重継続時間が第1次固有振動周期の半周期により近づくため、荷重載荷初期より第1次固有振動が十分励起されるようになり、ほぼ第1次固有振動の四半周期時に最大応答値が発生している。また、他の荷重継続時間比の場合と同様に、荷重載荷幅が大きくなると波動の立ち上がりの遅れが確認できる。

4.3 各時間の下縁曲げ応力分布

前節で示された応答状態を確認するために、荷重載荷後の各時間経過時点における下縁曲げ応力 σ_z のスパン方向分布について検討を行う。ここでは荷重載荷初期の応答値が自由振動状態に移行後の応答値と同程度に大きい場合と、自由振動状態に移行後の応答値が最大を示すような場合の2つのケースについて下縁曲げ応力 σ_z の

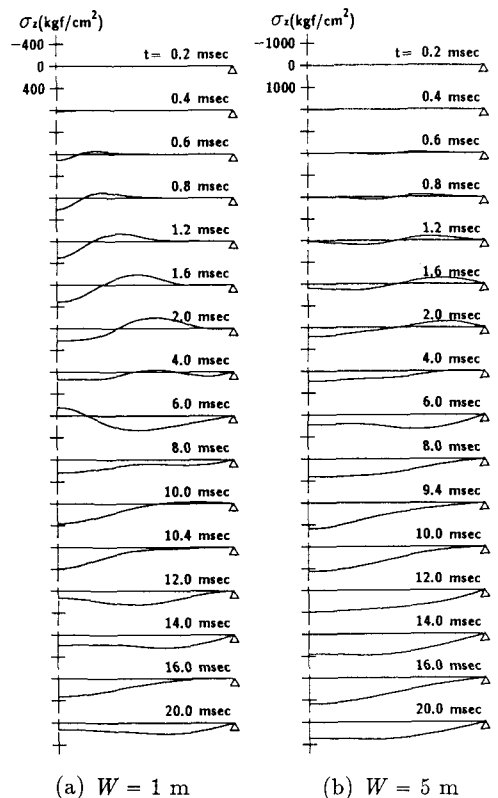


図-9 下縁曲げ応力 σ_z のスパン方向分布 ($T/T_o=0.0265, T=1.5\text{msec}, h_r=5\%$)

挙動を調べるために、図-8 (b) の解析ケース ($T/T_0 = 0.0265$, $T = 1.5$ msec, $h_r = 5\%$) の荷重載荷幅 $W = 1$ m と 5 m について解析を行った。図-9 (a) に荷重載荷幅 $W = 1$ m の場合、(b) に荷重載荷幅 $W = 5$ m の場合の解析結果を示す。図 (a) より、荷重載荷初期に載荷点部は比較的大きな正の応力となっているが、波頭近傍部では固定梁の固定端と同様の挙動を示し、負の応力となっている。その状態は時間の経過とともに支点に向かって伝播しており、 $t = 2.0$ msec まで確認できる。 $t = 1.6$ msec では $l/2$ 点部で正、 $l/4$ 点部で負の応力を示し、ほぼ3次の振動モードが卓越しているようである。また、 $l/2$ 点の応力は最大応答時 ($t = 10.4$ msec) の9割程度と比較的大きな値となっている。その後は低次モードの合成振動を示しているが、載荷幅が小さいため1次より3次振動モードが卓越しているようであり、応答値も荷重載荷時に比較してそれほど大きくないようである。一方、図 (b) の $W = 5$ m の場合には、荷重載荷初期において負の応力が発生しているものの、図 (a) ほど明確に波動の伝播の次数が示されていない。特に載荷点中央部では $t \leq 1.2$ msec でほぼ応力が0となっている。 $t \leq 2.0$ msec における応力分布は荷重載荷点部で正、非載荷点部で負の応力を示す振幅の小さなほぼ3次の振動モードになっているようである。その後、正の応力部が支点方向に拡大し、第1次振動モードが励起されているようである。成分的には第1次振動モードが第3次振動モードより卓越しており、最大応答は第1次固有振動の四半周期近傍で発生することがわかる。

以上より、荷重継続時間が短く載荷幅が小さい場合には、荷重載荷時に主にほぼ3次の振動モードが卓越し、 $l/2$ 点の応力が1次振動モードが励起された後の状態と大差のない応答値を示す。また、載荷幅が大きい場合には、荷重載荷時にほぼ3次の振動モードが発生するものの、その振幅は小さく、応力の最大応答は第1次固有振動の四半周期近傍で発生することが明らかとなった。

4.4 応力波の伝播性状

ここでは荷重載荷幅が大きくなったときに、スパン中央部の下縁曲げ応力波動の立ち上がりが徐々に遅れてくる現象を含め、入力荷重が梁全体に伝播し最終的に低次の固有振動状態に移行する現象を、主応力分布を用いて検討することとする。図-10 に荷重載荷幅 $W = 5$ m、荷重継続時間比 $T/T_0 = 0.0265$ ($T = 1.5$ msec)、減衰定数 $h_r = 5\%$ の場合についての波動伝播状況を示す。なお、主応力はコンクリート要素のみ表示している。衝撃荷重載荷後 $t = 0.3$ msec までの荷重載荷初期に荷重載荷部を圧縮応力が深さ方向に伝播している状態が示され、この圧縮応力状態は荷重が載荷されている $t = 1$ msec まで続いている。したがって、初期の載荷荷重が梁の深さ方向に軸応力の状態で伝播している間は、梁は曲げ作用を発揮することができないものと考えられる。また、軸方向の圧縮応力波動が下縁に到達後、下縁における自由辺の境界条件により下縁で引張応力波動が発生し上方へ伝播していく。それと同時に荷重載荷点の下縁部が下方への変位を開始する。その結果、下方変位部と無変位部の境界である荷重載荷点端部に変位曲率が発生して曲げ作用が励起され、中心部および支点部へ伝播されるものと考えられる。したがって、スパン中央部の下縁曲げ応力波動の立ち上がりは、前節に示されているように載荷幅が大きくなるほど遅くなるものと考えられる。上端の鉄筋周辺部のコンクリート部では軸方向圧縮応力が作用している状態が示され、この状態は $t = 1.0$ msec 経過時点まで確認できる。 $t = 0.5$ msec 以後、荷重載荷点端部よりスパン中央部方向に正の曲げが、支点部方向に負の曲げが伝播し、 $t = 1.5$ msec で梁全体に波動が伝播し、全体として第3次固有振動モードに近い状態に進展しているようである。曲げ変形の曲率の符号が変化する部分では曲げ応力成分が現れず純せん断応力状態になっている。その後、支点側の負の曲げが減少し $t = 3.5$ msec でほぼ0となり、中央部の正の曲げが支点部方向に伝播し梁全体が正の曲げ状態となり、 $t = 5.0$ msec では第1次固有振動モードが励起されている状態が確認できる。

以上より荷重継続時間比が $T/T_0 = 0.0265$ ($T = 1.5$ msec) 程度の短い部分分布荷重が載荷する場合の曲げ波動の生成過程を明らかにすることができた。

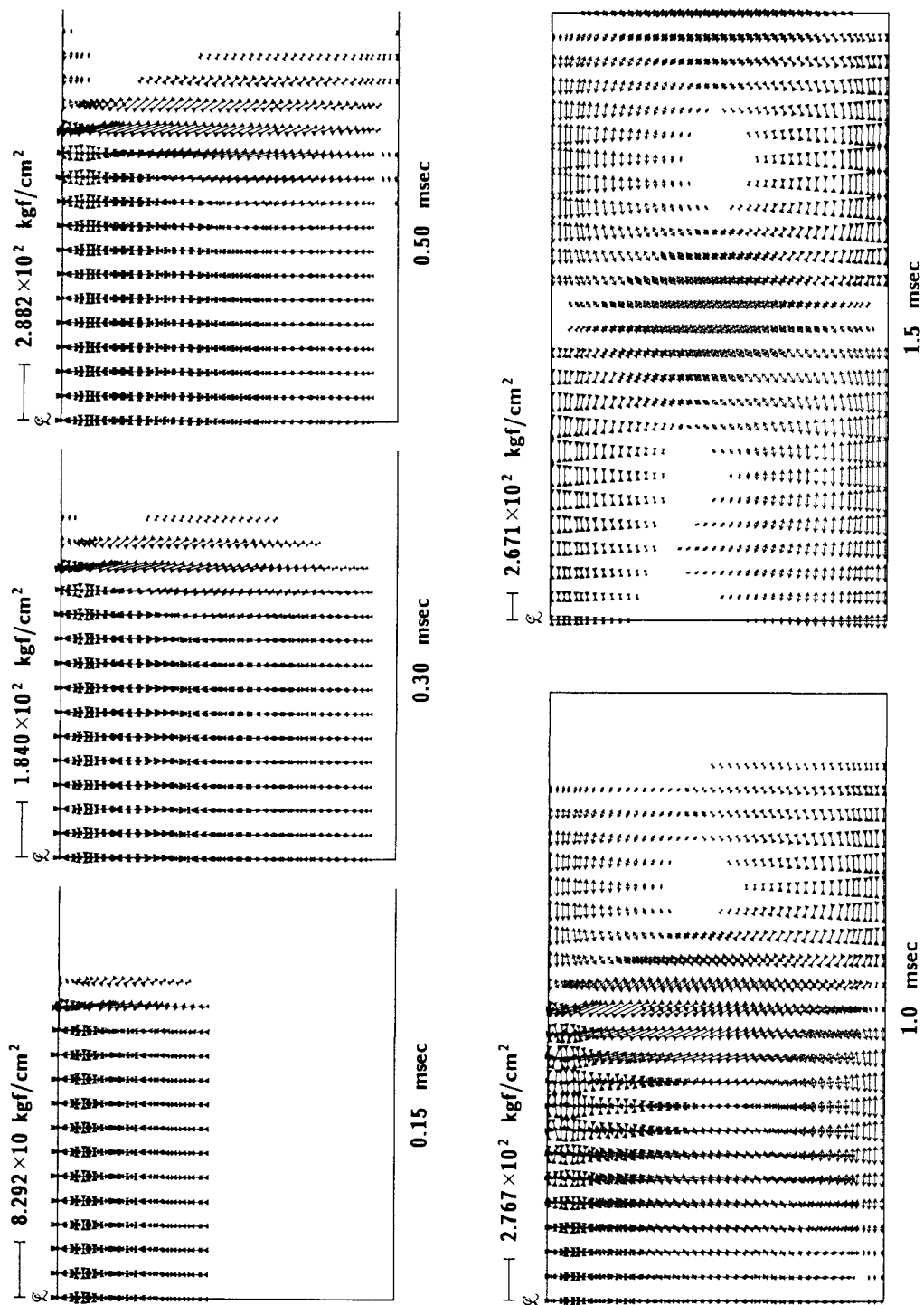
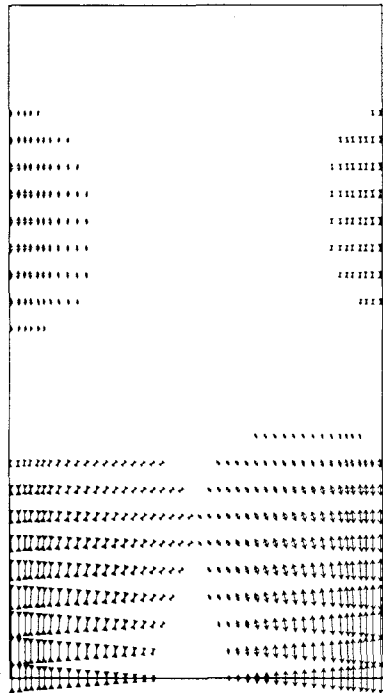


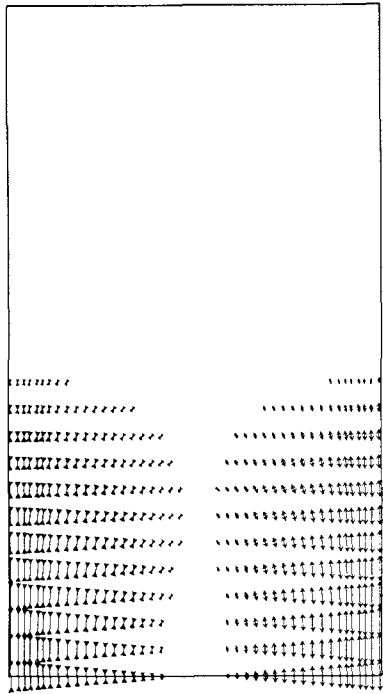
图-1 0 主应力图($T/T_0 = 0.0265$, $W = 5$ m, $h_r = 5$ %)

— 6.318 × 10² kgf/cm²



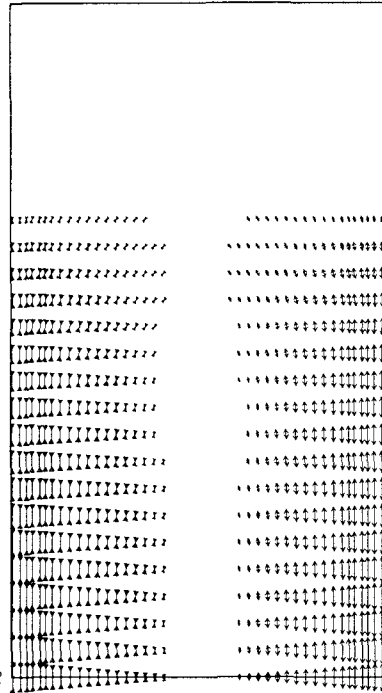
2.5 msec

— 5.969 × 10² kgf/cm²



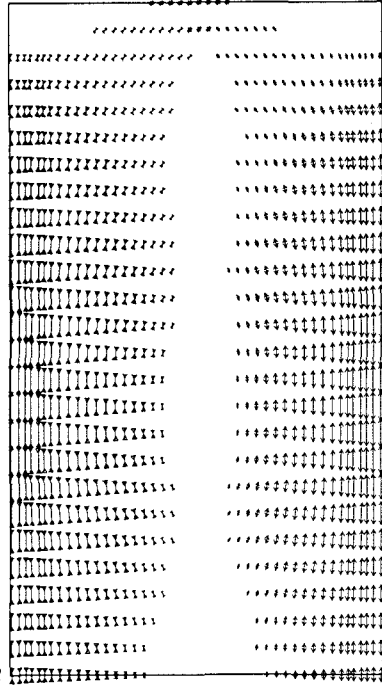
3.5 msec

— 4.809 × 10² kgf/cm²



4.0 msec

— 5.418 × 10² kgf/cm²



5.0 msec

— 1 0 主应力 $(T/T_0 = 0.0265, W = 5 \text{ m}, h_r = 5 \%)$

5. まとめ

本論文では、各種の衝撃荷重載荷に対する梁の弾性的な動的応答特性を明らかにすることを目的として、スパン 10 m、桁高 1 m の RC 矩形梁を取り上げ、載荷荷重の力積を一定とした場合のスパン中央部の下縁曲げ応力の動的応答倍率を、荷重継続時間および載荷幅を変数に取って整理した。各設定荷重継続時間、載荷幅に対するスパン中央部の下縁曲げ応力の時刻歴を求め、その応答特性も明らかにしている。また、荷重継続時間比 $T/T_0 = 0.0265$ ($T = 1.5$ msec)、荷重載荷幅 $W = 1$ m および 5 m の場合における各経過時間ごとの下縁曲げ応力分布を求め、載荷幅による波動の軸方向への伝播状態や最大応答に至る応答性状の違いについても検討を行った。さらに、荷重継続時間比 $T/T_0 = 0.0265$ 、載荷幅 $W = 5$ m の場合における各時刻の主応力分布を求め、荷重載荷初期から低次曲げ振動状態にいたる応力波動の挙動を明らかにすることができた。

本検討結果より、衝撃荷重が直接構造物に作用するような荷重強度が大きく載荷時間が短い場合や、緩衝材を用いて荷重強度が小さく載荷時間が長くなった場合などの梁部材の定性的な動特性が明らかになったものと考えられる。

参考文献

- 1) Takano, H., N. Kishi and S. G. Nomachi : On Dynamic Behavior of Beams with Rectangular Cross Section under Impact Load, Theoretical and Applied Mechanics, Vol.28, pp.369~378, 1980.
- 2) Takano, H., S. G. Nomachi and N. Kishi : On the Bending Impulse of Simple Supported Composite Beams, Theoretical and Applied Mechanics, Vol.29, pp.213~223, 1981.
- 3) 藤井 学・宮本文穂・森川英典：衝撃荷重を受ける鉄筋コンクリートはりの力学的挙動に関する基礎的研究、土木学会論文報告集、第360号／V-3、pp.51~60、1985.
- 4) 高橋芳彦・大野友則・太田俊昭・日野信一：衝撃荷重を受ける鉄筋コンクリートはりの弾塑性挙動に及ぼす材料のひずみ速度効果、構造工学論文集、Vol.37A、pp.1567~1580、1991.
- 5) 岸 徳光・松岡健一・能町純雄：有限プリズム要素法を用いた単鉄筋 RC 梁の位相速度分散曲線とモード分布、構造工学論文集、Vol.35A、pp.785~793、1989.
- 6) 岸 徳光・吉田紘一・松岡健一・能町純雄：層状弾性体にモデル化した覆工敷砂部の衝撃応答解析、構造工学論文集、Vol.34A、pp.817~826、1988.

(1992年9月21日受付)