

近接爆発を受ける RC 構造物の損傷および
リスク評価法に関する研究

防衛大学校理工学研究科後期課程

装備・基盤工学系専攻 防災工学教育研究分野

永田 真

平成 30 年 7 月

目 次

第 1 章 序論.....	1
1.1 研究の背景	1
1.2 爆発現象および爆発荷重の特性.....	3
1.2.1 爆発および爆風圧.....	3
1.2.2 爆風圧のスケール則	4
1.2.3 構造物に作用する爆発荷重	6
1.2.4 遠距離爆発と近接爆発による荷重評価	6
1.3 爆発荷重を受ける RC 部材の損傷評価	7
1.3.1 一質点系モデルによる全体破壊の簡易応答解析法	7
1.3.2 全体破壊に対する損傷レベルと損傷判定基準.....	8
1.3.3 爆発荷重により生じる局部破壊の特徴と損傷予測法.....	10
1.3.4 リスク評価法による RC 構造物の損傷評価	11
1.4 研究の目的と概要	11
1.5 本論文の構成	12
第 2 章 近接爆発による荷重分布特性に関する実験的検討.....	14
2.1 緒言	14
2.2 実験の概要	14
2.3 実験結果および爆発荷重の分布特性に関する考察.....	16
2.4 爆発荷重および荷重分布特性の定式化.....	20
2.4.1 入射角の影響を考慮した爆発荷重の定式化	20
2.4.2 荷重分布特性の定式化.....	26
2.5 結言	32
第 3 章 近接爆発荷重を受ける RC 梁の曲げ応答評価法に関する検討.....	33
3.1 緒言	33
3.2 実験の概要	33
3.2.1 実験方法および実験ケース	33
3.2.2 計測項目	36
3.2.3 近接爆発による荷重	37
3.2.4 RC 梁の破壊性状	40
3.3 近接爆発を受ける RC 梁の破壊メカニズム	44
3.3.1 軸方向鉄筋のひずみ	44
3.3.2 支点反力	45
3.4 荷重分布特性を考慮した曲げ応答評価法の提案.....	47

3.4.1	荷重分布特性を考慮した一質点系モデルによる曲げ応答評価	47
3.4.2	エネルギー法による応答評価	54
3.5	数値解析による破壊メカニズムの考察	58
3.5.1	詳細モデルによる検討	58
3.5.2	希薄波による爆発荷重の減衰効果	66
3.5.3	爆発荷重の時間的分布が RC 梁の破壊性状に与える影響	69
3.6	結言	73
第 4 章	爆発荷重を受ける RC 構造物のリスク評価概念の構築	74
4.1	緒言	74
4.2	爆発荷重に対するリスク評価法の概要	74
4.3	外力の統計的頻度の評価 - ハザード評価 -	75
4.3.1	全世界における爆破テロの年超過頻度と爆薬量の関係	75
4.3.2	対象構造物に対するハザードの評価	77
4.4	RC 構造物の損傷評価 - フラジリティ評価 -	80
4.4.1	構造物に作用する爆発荷重	80
4.4.2	対象構造物の条件設定	81
4.4.3	一質点系モデルによる爆発応答解析	83
4.4.4	RC 部材の損傷判定基準	85
4.4.5	PI 曲線による損傷評価法	87
4.4.6	各部材種別のフラジリティ評価	90
4.4.7	構造物全体のフラジリティ評価	91
4.5	外力に対する損失の評価 - ロス評価 -	93
4.5.1	建物損失の評価	93
4.5.2	人的損失の評価	94
4.5.3	構造物におけるロスの評価	96
4.6	リスク評価	96
4.7	結言	97
第 5 章	近接爆発荷重を受ける RC 構造物の損傷およびリスク評価法	98
5.1	緒言	98
5.2	近接爆発による荷重分布特性の考慮	98
5.2.1	RC 構造物に対する近接爆発による分布荷重の考え方	98
5.2.2	近接爆発による分布荷重が各部材のフラジリティ評価に与える影響	99
5.3	曲げおよびせん断破壊を考慮した RC 構造物の損傷評価法	101
5.3.1	曲げおよびせん断破壊を考慮した一質点系モデルの作成方法	101
5.3.2	曲げとせん断を考慮した PI 曲線の特徴	105

5.3.3	曲げとせん断を考慮した PI 曲線による損傷評価	105
5.3.4	せん断破壊の考慮が損傷評価へ与える影響	107
5.4	床スラブ部材による爆発荷重の低減効果	109
5.4.1	解析モデル	109
5.4.2	解析結果および考察	111
5.4.3	床スラブ部材による爆発荷重の低減効果を考慮したフラジリティ評価	114
5.5	実被害との比較による損傷評価法の妥当性検証	116
5.5.1	検証する構造物および爆発現象の概要	116
5.5.2	提案モデルによる解析方法	118
5.5.3	解析結果および考察	121
5.6	近接爆発を受ける RC 構造物のリスク評価	123
5.6.1	フラジリティおよびロス評価	123
5.6.2	リスク評価	125
5.7	結言	127
第 6 章	結論	128
6.1	主要な成果および結論	128
6.1.1	第 1 章「序論」	128
6.1.2	第 2 章「近接爆発による荷重分布特性に関する実験的検討」	128
6.1.3	第 3 章「近接爆発荷重を受ける RC 梁の曲げ応答評価法に関する検討」	128
6.1.4	第 4 章「爆発荷重を受ける RC 構造物のリスク評価概念の構築」	129
6.1.5	第 5 章「近接爆発荷重を受ける RC 構造物の損傷およびリスク評価法」	130
6.2	今後の課題	130
	謝辞	132
	参考文献	133
	研究に関連して発表した論文等	141

第1章 序論

1.1 研究の背景

近年、世界中で爆破テロ事件が頻発している。2002年10月バリ島、2005年7月ロンドン、2013年4月ボストン、2015年8月バンコク、2015年10月パリと多くの都市で発生している。爆破テロは、死傷者が発生することに加えて、標的となった施設の機能が停止・喪失されるために社会に与える影響が大きい。世界における爆破テロの発生件数は、米国国土安全保障省から委託されたメリーランド大学による研究プログラム(START: National Consortium for the Study of Terrorism and Responses to Terrorism)[1]により毎年集計されている。START[1]では、テロの発生件数、被害の人数などの統計値は情報源によりばらつきが大きく、これらの値を正確に示すものではないと付記しているが、図1.1に示すようにテロの発生件数は2004年頃から急激な増加傾向を示している。2014年では年間17000件程度発生しており、10年間で約17倍程度に増加している。また、攻撃種別で比較すると、全てのテロ事件のうち、いずれの年においても半数程度が爆破テロによるものであることがわかる。図1.2は、同じくSTART[1]から2000年以降の爆破テロによる死傷者数の推移を示したものである。図から、死者数および負傷者数ともに増加傾向にあり、2014年における死者数および負傷者数は約22000人および32000人となっている。爆破テロの発生件数は年々増加傾向にあり、多くの死傷者が発生してきたことがわかる。

我が国における大規模な爆破テロ事件は、数百人の死傷者が出た1974年の東アジア反日武装戦線による三菱重工ビル爆破事件以来発生していない。しかし、2015年のイスラム過激派組織「イラクとレバントのイスラム国」(ISIL)によるシリアにおける邦人殺害事件では、ISILによって配信された動画において、日本政府がテロの標的として名指しされ、その後もオンライン機関誌において我が国や邦人をテロの標的として繰り返し名指ししている[2]。欧州においては、ISILの影響力はインターネット上のプロパガンダによって世界各地に拡散し、その影響を受けた者らが自国内でのテロを引き起こす、いわゆるホームグロウン・テロリストによる脅威が深刻となっている[3]。我が国においても、インターネット上でISILへの支持を表明する者が国内に存在しているとされており[2]、ISILやアルカイダ等の関連組織の過激思想に影響を受けた者によるテロが、国内で発生する可能性も否定できない。また、爆破テロによる対象構造物については、国の重要施設や軍事施設などのハードターゲットだけではなく、イベント会場やレストラン等の不特定多数の人が出入りし警備が比較的手薄なソフトターゲットが選ばれる傾向にある。

このような背景から、爆破テロによる爆発荷重に対する合理的な耐爆構造設計法の確立は急務であると言える。爆発荷重に対する代表的な構造物の安全性評価法や耐爆構造設計法として、米国国防省では統一施設基準(UFC: Unified Facilities Criteria)であるUFC-3-340-02[4]を策定し、世界中で実用に供されている。また、米国土木学会(ASCE: American Society of Civil Engineers)では、爆発荷重を対象とした設計法や損傷判定基準等が提案されている[5]。EU 統

一設計技術標準 Eurocode では、自動車、脱線列車、船舶、ヘリコプター等の衝突荷重および内部爆発を偶発作用として、構造物の安全性照査に用いる荷重の評価法を提示している[6]。一方、我が国では、日本建築学会や土木学会において爆発荷重を対象とした研究委員会が設立され活動が行われており、日本建築学会では2015年に「建築物の耐衝撃設計の考え方」[7]が発刊された。土木学会では2017年に「爆発・衝撃作用を受ける土木構造物の安全性評価」[8]が発刊され、爆発荷重を受ける構造物の安全性評価手法が提示されている。

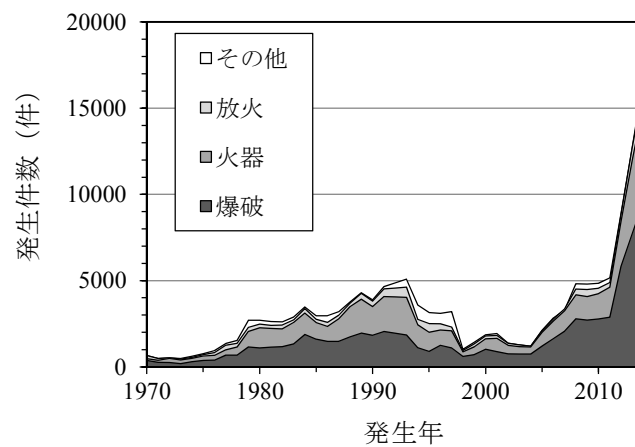


図 1.1 世界におけるテロの発生件数の推移

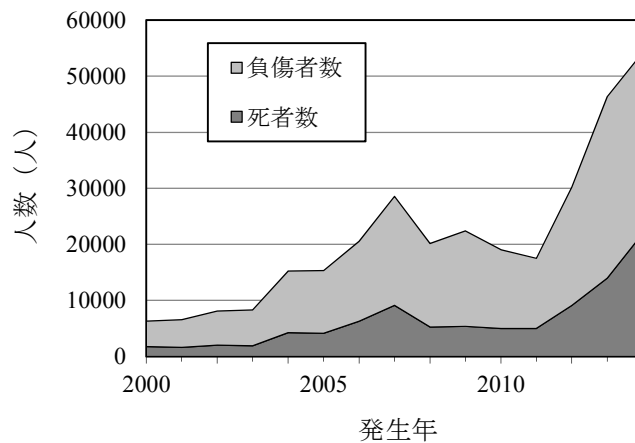


図 1.2 世界における爆破テロによる死傷者数の推移

1.2 爆発現象および爆発荷重の特性

1.2.1 爆発および爆風圧

爆発とは、急激な圧力の発生または解放によって、爆発音を伴ってガスが膨張する現象である[9]。爆発の区分としては物理的爆発と化学的爆発があり、化学的爆発のうち、爆発性物質中を超音速で反応が伝わる現象を爆轟といい、亜音速で反応が伝わる爆発的燃焼を爆燃という。爆轟現象では、生成される高圧縮状態のガスが膨張することにより大きなエネルギーを発生するとともに、その現象は短時間で起こるためにエネルギーの発生速度が極めて大きいという特徴を有している。爆薬の爆轟によって生成されるガスの温度や圧力は、爆薬の種類および密度等の条件によって異なるが、温度 $3000\sim 4000^{\circ}\text{C}$ 、圧力 $10\sim 30\text{GPa}$ 、伝播速度は 3000 m/s にも達することが知られている[8,10]。

亜音速で反応が伝わる爆燃では衝撃波は形成されないのに対して、爆薬が爆発すると、爆発によって生じた高圧・高温のガスは周囲の空気を圧縮して、超音速で外側に広がり衝撃波を形成する。このとき、爆薬の爆発現象によって生じた空気の変動状態を爆風という[11]。衝撃波は爆発点を中心として球面状に広がり、通過した空気層を圧縮し流動させる。衝撃波面では圧力が急激に上昇し、その後に大気圧より高圧の空気層と大気圧より低圧の空気層が続く一つの波形を形成する。この波の圧力および伝播速度は時間の経過とともに減衰し、音波となり消滅する。図 1.3 に、爆発点から離れたある位置における爆風圧の時刻歴を模式的に示す。爆風が到達した時点で瞬時に上昇して最大値に達した圧力は、その後急激に減少して大気圧以下になった後、大気圧に戻る特性を示している。この爆風圧を規定するための代表的なパラメータとしては、最大入射圧 P_i 、最大負圧 P_i^- 、正圧継続時間 t_0 、負圧継続時間 t_0^- および正圧領域における力積 i_i 等がある。最大入射圧に比較して最大負圧の大きさは小さいため、負圧領域については一般的に無視されることが多い[8]。爆風圧の時刻歴については、指数関数で近似した Friedlander の式[12]や Brode の式[12]がよく用いられている。また、耐爆設計においては、爆風圧の時刻歴を簡易な三角形パルスに変換する方法が一般的である[8]。

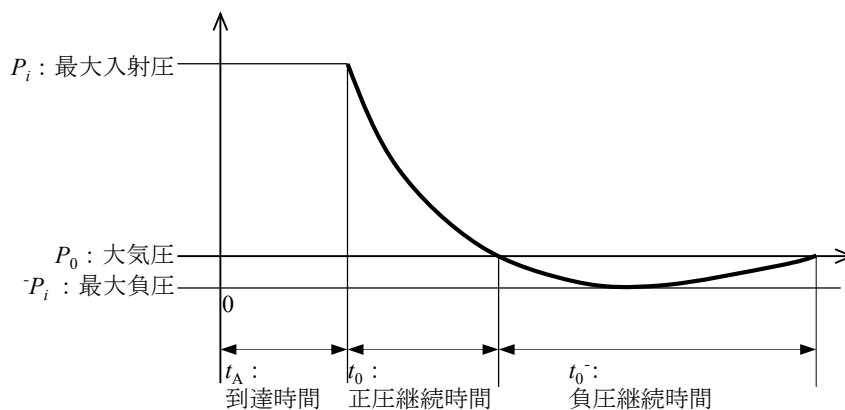


図 1.3 爆風圧時刻歴の模式図

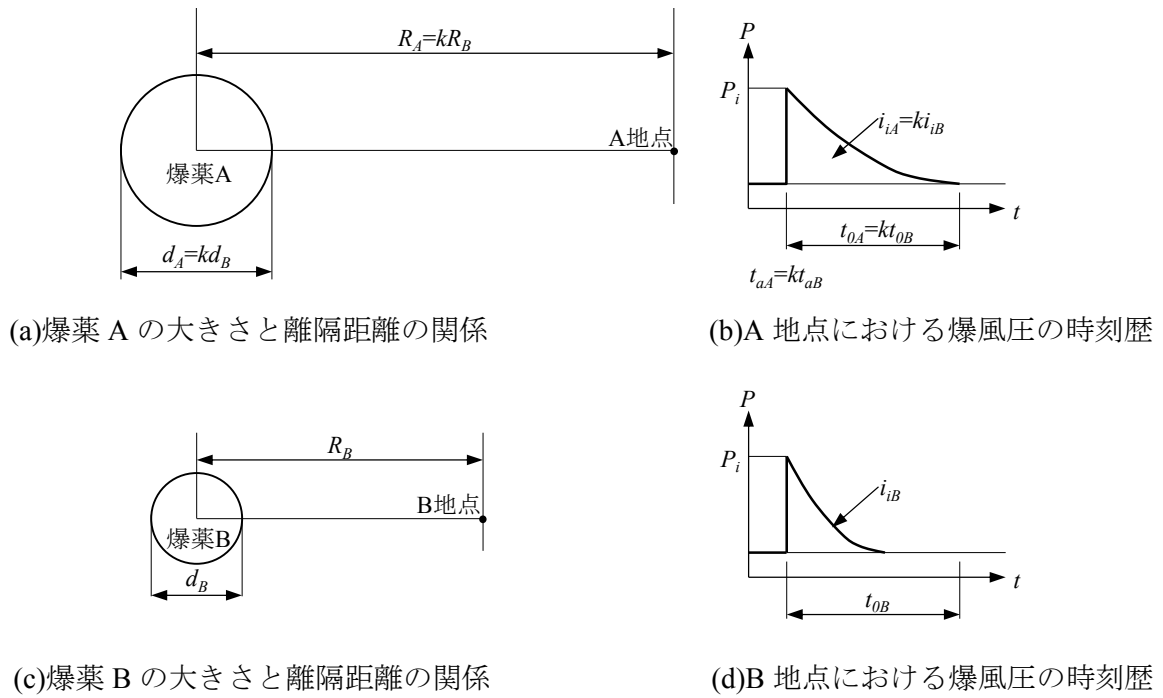


図 1.4 ホプキンソン・克蘭ツのスケール則

1.2.2 爆風圧のスケール則

小規模なスケールから大規模なスケールにおける爆発によって生じる爆風圧の特性を予測するために、爆風圧のスケール則は非常に重要である。一般的には、ホプキンソン・克蘭ツのスケール則[10,13-15]が広く用いられている。ホプキンソン・克蘭ツのスケール則では、図 1.4 に示すように、同一の種類の爆薬を用いて、爆薬の大きさおよび爆薬の中心からの距離が相似な二地点において観測される最大入射圧 P_i は等しく、正圧継続時間 t_0 および正圧領域における力積 i_i は相似比 k に等しくなる。ここで、二つの爆薬の質量を W_A , W_B , 直径を d_A , d_B とすると次式が成り立つ。

$$\frac{d_A}{d_B} = \left(\frac{W_A}{W_B} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (1.1)$$

また、二つの爆薬の中心から観測位置までの距離を R_A , R_B とすると、爆薬の直径に対して次の相似関係がある。

$$\frac{d_A}{d_B} = \frac{R_A}{R_B} = k \quad (1.2)$$

よって、式(1.1)および式(1.2)から次式が成り立つ。

$$\frac{R_A}{R_B} = \left(\frac{W_A}{W_B} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (1.3)$$

それぞれの距離 R_A および R_B において、観測される最大入射圧は等しいとすると、次式で与

えられる換算距離 Z を導くことができる.

$$Z = \frac{R}{W^{1/3}} \quad (1.4)$$

ホプキンソン・クランツのスケール則では, 例えば同一種類で相似形の爆薬 A および B に対して, それぞれの爆薬の質量が $W_A=1000$ kg および $W_B=1$ kg, 離隔距離が $R_A=10$ m および $R_B=1$ m の場合, 両者の換算距離は $Z=1$ m/kg^{1/3} と等しくなる. したがって, これらの位置で観測される最大入射圧は等しく, 爆薬 B に対する爆薬 A の正圧領域における力積は相似比 $k=10$ に等しくなる. 換算距離と爆風圧パラメータとの関係は, 図 1.5 に示すように UFC-3-340-02[4] において図化されている. ここで, 図 1.5(a)および図 1.5(b)は大気中における球形の TNT 爆薬の爆発および地表面における半球形の TNT 爆薬の爆発を対象にしている. また, カナダ規格協会(CSA: Canadian Standards Association)[16]では, 各パラメータと換算距離の関係について, 多項式による近似式を用いて示している.

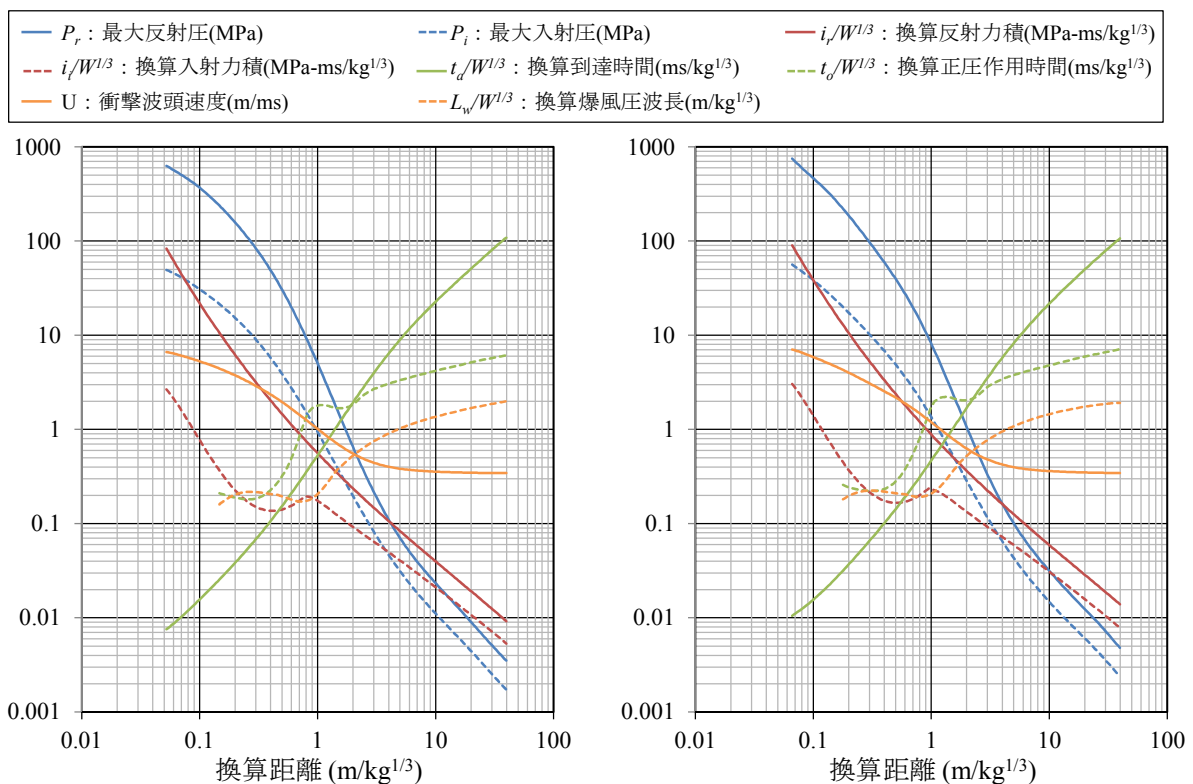


図 1.5 爆風圧パラメータと換算距離の関係[4]

1.2.3 構造物に作用する爆発荷重

大気中を伝播する爆風波が平面に到達すると瞬時に反射が生じ、反射によって構造部材に作用する圧力（反射圧）は入射圧を超える値まで上昇する．したがって、構造部材に作用する爆発荷重を評価するためには、爆風波による反射を考慮する必要がある．爆風波の反射に関しては、爆風波が進行方向に対して垂直に反射する通常反射、爆風波の作用方向と爆風波を受ける面のなす角、すなわち入射角を伴う反射およびマッハ反射の3つに分類することができる[12,17,18]．入射角が 0° の場合、反射圧の値は理論的に次式で求められる[10]．

$$P_r = 2P_i + (\gamma + 1)q_s \quad (1.5)$$

$$q_s = \frac{5P_i^2}{2(P_i + 7P_0)} \quad (1.6)$$

ここに、 P_r は反射圧、 P_i は入射圧、 P_0 は大気圧、 γ は比熱比、 q_s は動圧である．式(1.5)の第二項は、反射圧の中には入射圧の粒子速度に起因する動圧が加算されていることを示している．大気の比熱を $\gamma=1.4$ とすると、式(1.5)および式(1.6)から反射圧は次式のように整理できる．

$$P_r = 2P_i \left(\frac{7P_0 + 4P_i}{7P_0 + P_i} \right) \quad (1.7)$$

式(1.7)から、大気圧 P_0 に比較して入射圧 P_i が極めて小さい場合($P_i \ll P_0$)、反射圧の大きさは入射圧の2倍となり、大気圧 P_0 に比較して入射圧 P_i が極めて大きい場合($P_0 \ll P_i$)、反射圧の大きさは入射圧の8倍となる．以上から、大気を理想気体と仮定した場合、反射圧は入射圧の2～8倍と評価できることがわかる．しかし、入射圧が増加すると、電離や解離が発生し理想気体とみなすことができなくなるため[8]、実際には8倍以上の値を示すことが知られている．耐爆設計においては、反射圧は入射圧に反射係数 C_r を乗じることにより次式から求める．

$$P_r = C_r P_i \quad (1.8)$$

反射係数 C_r は、爆風の入射角度（入射角）や最大入射圧に依存することが知られている．入射角が反射圧や反射圧による力積（反射力積）に与える影響については、UFC-3-340-02[6]の中で示されているが、定式化までは至っていない．

1.2.4 遠距離爆発と近接爆発による荷重評価

爆薬から十分に離れた位置での爆発（遠距離爆発）に関する実験は、近年においても多数行われており[19-22]、部材に作用する圧力は図1.5に示すノモグラム[4]より比較的再現可能であることが示されている．また、遠距離爆発の条件下では、部材には等分布荷重が作用するものとして仮定されることが多い．

一方で、爆破テロのように構造物に近接した状態で爆発荷重が生じる場合（近接爆発）では、爆薬直下と部材端部で離隔距離の差が大きくなるため、遠距離爆発と異なり分布荷重を等分布と仮定することができない[23]．また、爆薬直下を除く位置では爆風圧の入射角が増加するため、入射角を伴う反射およびマッハ反射の影響を考慮する必要がある．入射角が反射

圧や反射力積に与える影響については、UFC-3-340-02[4]の中で示されているが定式化されていないため、近接爆発による分布荷重を迅速かつ簡便に評価することは容易ではない。

1.3 爆発荷重を受ける RC 部材の損傷評価

1.3.1 一質点系モデルによる全体破壊の簡易応答解析法

構造物に作用する反射圧～時間関係が与えられれば、構造解析結果に基づいて構造物の安全性を評価することができる。衝撃荷重を受ける構造物の動的応答は、構造物と衝撃荷重の特性に大きく依存する。構造物の応答計算の方法としては、有限要素法や有限差分法等の詳細な数値解析を行うことも可能であるが、簡略的に求める方法として、図 1.6 に示す衝撃荷重作用時の等価質量と等価剛性を適切に評価した一質点系モデルが提案されている [14,24-26]。

一質点系モデルを設定する際には、構造部材の種類（梁、版等）や境界条件（固定、単純支持等）および载荷状態（集中荷重、等分布荷重等）に応じて適切な等価質量 M_e （質量係数 K_M を部材の質量に乗じたもの）、等価荷重 F_e （荷重係数 K_L を最大荷重に乗じたもの）を設定する必要がある。これらの等価質量と等価荷重は、一質点系モデルの変位、速度、加速度応答が実際の構造部材（梁、版など）における着目点の応答と一致するように設定されたものであり、運動エネルギーおよび外部仕事の等価性から求めることができる。これらのパラメータの設定に基づいて以下の運動方程式を解けば、変位～時間関係が得られる。

$$K_{LM} M \left(\frac{d^2 y}{dt^2} \right) + R(y) = F(t) \quad (1.9)$$

ここに、 K_{LM} は荷重質量係数であり等価質量係数 K_M を等価荷重係数 K_L で除した値、 M は部材の質量、 $R(y)$ は変位 y における部材の抵抗力である。 $F(t)$ は時刻 t における荷重であり、反射圧～時間関係に作用面積を乗じて求められる。なお、爆風圧による構造部材の安全性評価においては最大応答変位を求めることが目的であることが多い。最大応答変位は、式(1.9)の運動方程式を解くことで求めることができる。また、設計上安全側の応答を得るため一般的に減衰は考慮しない。

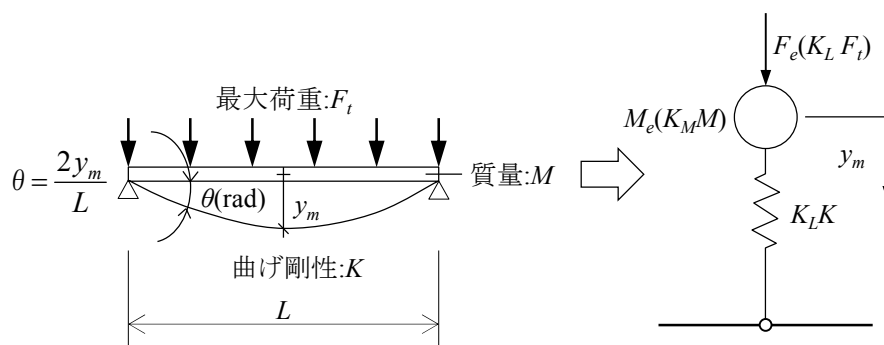


図 1.6 一質点系モデルの概要

爆発荷重を受ける鉄筋コンクリート(RC)部材の応答評価において、一質点系モデルを用いた解析法では、遠距離爆発を対象とした上で、RC 部材には主として曲げ破壊が生じると仮定したものが多く[14,24-26]。Oswald と Bazan[27]は、76 体の RC 版に対する爆発実験から得られた最大応答変位について、一質点系モデルによる解析結果と比較している。その結果、一質点系モデルによる解析値は実験結果に対して 61%~183%の値を示し、平均で 119%となることが報告されている。

一方で、近接爆発では爆発荷重の時間的および空間的分布が複雑になるため、一質点系モデルを用いた応答評価の適用は非常に難しいとされている[26]。Oswald と Bazan[27]は、爆風圧解析コードである ConWep[28]から圧力および力積の分布を算定した後に、これらを等価な等分布荷重に変換する方法を提案している。この方法は、数値解析を用いて近接爆発による分布荷重を評価するため、解析のプロセスが複雑になる欠点がある。また、Wang ら[29]は、爆薬直下と部材端部に作用する荷重を TM5-1300[30]から計算し、それらを直線で結ぶことで線形分布荷重を求め、さらに等分布荷重へと変換する方法を提案している。しかし、爆発荷重の特徴として、爆薬直下の部材位置から部材端部への距離が増加するにしたがい荷重が急激に低下するため、上記の方法で得られた分布荷重の値はかなり保守的になることが予想される。

爆発荷重のように荷重が大きく、荷重継続時間が短いような荷重条件の場合では、曲げ先行型で設計された RC 部材でもせん断破壊する可能性が指摘されている[31]。Ma ら[31]は、せん断破壊に対する一質点系モデルの作成方法を示している。日本建築学会[7]では、部材に曲げ変形あるいはせん断変形のみが生じる場合の抵抗力と変位の関係から、それぞれ曲げ剛性およびせん断剛性を求め、曲げ剛性とせん断剛性を直列結合することで等価剛性を求める方法を示している。また、部材端部に生じるせん断力によって大きなずれが生じて破壊に至る脆性的な破壊モードである直接せん断破壊が生じる場合もある。このような直接せん断破壊については、コンクリート版部材を対象に実験的研究が行われている[32]。Krauthammer ら[32-34]は、直接せん断破壊について実験的に検討した上で、直接せん断破壊に関する一質点系モデルの提案を行っている。Low ら[35]は、荷重および抵抗値に対してばらつきを与え、Krauthammer らの直接せん断破壊のモデルに対して信頼性解析を行っている。

爆発荷重を受ける RC 部材に対しては、曲げ破壊以外の破壊モードについても検討されているが、曲げ破壊を対象とした研究事例と比較して研究例は少ない。また、部材には荷重が均一に作用するように設定され、等分布荷重を仮定することが多い。

1.3.2 全体破壊に対する損傷レベルと損傷判定基準

爆発荷重を受ける一質点系モデルの最大応答変位が求まれば、全体破壊に対する部材の安全性や損傷レベルを判定することが可能となる。部材の損傷レベルは、図 1.6 に示す材端回転角 θ に基づいて評価されることが多い。表 1.1 に、損傷レベルと材端回転角の関係として、曲げ破壊する RC 梁を一例として示す。米国土木学会 ASCE[5]、アメリカ陸軍工兵隊 PDC-TR

06-08[36]およびカナダ規格協会 CSA[16]では損傷レベルを4段階に区分しており、主筋の配筋状況やせん断補強筋の有無によって各損傷区分における許容値を変化させている。日本建築学会[7]では、配筋状況による区分は設けず、損傷レベルを5段階に区分している。また、梁部材は損傷を生じても鉛直力を保持する必要があることから、各損傷区分における許容値は米国土木学会 ASCE 等における値よりも安全側の値を採用している。さらに、構造物全体の被害レベルと部材の損傷レベルの関係についても提案されている。

表 1.1 損傷レベルと材端回転角の関係（曲げ破壊する RC 梁の場合）

(a)米国土木学会 ASCE 等[5,16,36]による区分

	損傷レベル			
	Superficial	Moderate	Heavy	Hazardous
単鉄筋	～降伏耐力	～0.035 (rad)	～0.087 (rad)	～0.175 (rad)
複鉄筋・せん断補強筋無	～降伏耐力	～0.035 (rad)	～0.087 (rad)	～0.175 (rad)
複鉄筋・せん断補強筋有	～降伏耐力	～0.070 (rad)	～0.105 (rad)	～0.175 (rad)
状態	残留変形や目に見える損傷を生じない。	破壊する可能性は低いですが、修復可能な残留変形が生じる可能性がある。ただし、経済的または美的な観点から交換が好ましい可能性がある。	破壊する可能性は低いですが、顕著な残留変形が生じる可能性がある。	破壊に至り剥離片を生じる可能性がある。

(b)日本建築学会[7]による区分

	損傷レベル				
	無損傷	微損傷	小損傷	中損傷	大損傷
	～短期許容応力	～降伏耐力	～0.010 (rad)	～0.017 (rad)	～0.033 (rad)
状態	目に見える損傷を生じない。	残留変形・局所変形を生じない。構造物材に小さな傷やクラックが生じる。	小さな残留変形・局所変形を生じる。わずかな損傷を生じる。	中程度の残留変形・局所変形を生じる。部材の支持力を低下させるような破損を生じない。	大きな残留変形・局所変形を生じる。部材の支持力を喪失するような破損を生じない。

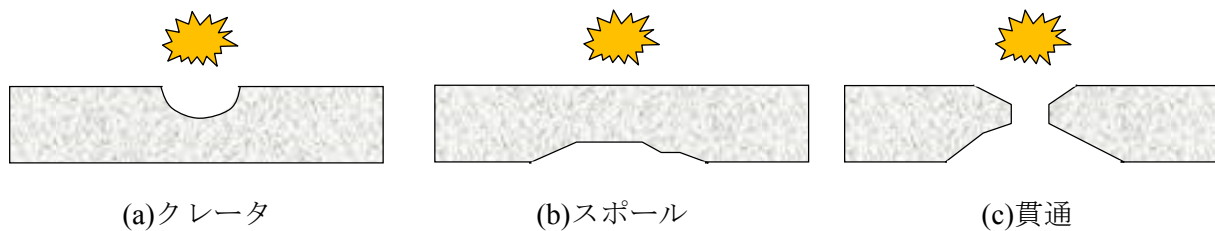


図1.7 爆発荷重によりRC部材に生じる局部破壊に関する模式図

1.3.3 爆発荷重により生じる局部破壊の特徴と損傷予測法

構造部材に爆発物が接触あるいは非常に近接した状態で爆発した場合、部材には応力波の伝播に起因する局部破壊が生じる。局部破壊は、図1.7に示すように、クレータ（表面破壊）、スポール（裏面剥離）および貫通の3種類に分類することができる[37,38]。RC部材に対する局部破壊については、プレーンコンクリート板またはRC版に対する実験的検討が多数行われている。

クレータは、爆発によって生じる部材爆発側表面に生じる皿状の欠損のことである。森下らは、爆発実験と数値解析によって、クレータ発生の主要因は、圧縮応力波がコンクリート内を伝播することにより塑性域が生じ、半球状に拡大したものであると説明している[39,40]。スポールは、爆発によって爆薬と反対側（裏面）のコンクリートが剥離・飛散する破壊を示す。スポールのメカニズムについては、竹田らは圧縮応力波が裏面の自由端で反射し、後続の圧縮波と重複した合成波（引張波）がコンクリートの引張強度を超える場合に生じる引張破壊であると説明している[41,42]。森下および田中らは数値解析を行うとともに、爆発実験におけるスポール破壊面に沿った内部ひび割れの観察および回収したコンクリート破片の形状に基づいて破壊メカニズムを説明している。すなわち、自由端反射による引張応力波によって生じたスポール破壊面が新たな自由表面となり、多重的にスポールが生じるとしている[37,38,43]。Krausらも同様の破壊メカニズムを提示している[44]。貫通については、以上で述べたクレータとスポールが繋がって生じた破壊を示す。このように、局部破壊は爆発点近傍における、主に板厚方向の応力波の入射および反射により生じているものと考えられている。

部材に生じる局部破壊性状については、爆発物の質量、爆発物と部材との距離、部材の断面寸法によって異なる。局部破壊の評価法は、既往の研究によりいくつか提案されており、局部破壊に対する構造部材の設計にあたっては、想定される事象に応じた爆薬量および離隔距離を定め、局部破壊を評価する実験式やノモグラムを用いて必要な部材厚を求める方法が多い。コンクリート版に生じる局部破壊の予測について、TM5-855-1[45]では、爆発を受ける無筋および鉄筋コンクリート版のクレータの直径と深さと、爆薬量と爆発位置から推定するノモグラムが示されている。また、McVay[46]は、スポール限界および貫通限界に対し、爆薬量と離隔距離および部材厚を入力して予測する方法を提案している。森下らはRC版に対する接触爆発実験を行い、クレータ限界およびスポール限界ならびに貫通限界に対する予測式を提案している[37-39]。一方、RC棒部材に対する局部破壊については、Liら[47-48]が数値解析

を行っており、柱の高さの増加および軸方向鉄筋とせん断補強筋の間隔が密になることでスポールが抑制されることを示している。しかし、RC棒部材に対する近接爆発実験はRC版と比較して少なく、局部破壊の発生条件や部材応答については不明な点が多い。

1.3.4 リスク評価法による RC 構造物の損傷評価

爆発事故や爆破テロ等による爆発荷重の発生確率は極めて低いが、一旦発生すると甚大な被害が生じて社会的な影響が大きくなる。このような爆発荷重による被害を可能な限り抑えるための対策を講じて、構造設計において絶対的な安全性を確保することはほぼ不可能である。したがって、対処すべき対策について取捨選択する必要がある。このような意思決定においてリスク評価法は極めて有用である。一般に、リスクとは「(望ましくない) 出来事が起こる可能性」と「結果(被害)の大きさ」の積で表現されている[49]。事象が起こる可能性を定量的に明示し、事象が発生した場合の被害損失の大きさを評価することで、構造物の危険度や被害程度を定量化することが可能となる。また、リスク評価を用いることで、リスクを低減させるための様々な対策費用と、対策を講じなかった際の損失に対する低減効果を比較するなど、費用対効果を検討することもできる。客観的な確率論を用いたリスク評価結果に基づいた意志決定は透明性や説明性が高いため、対策法を選別する意思決定の際に重要な手段となり得る。

この様なリスク評価法は、特に地震に対するリスク工学の分野で精力的に研究されてきた[50,51]。また、EU統一設計技術標準Eurocod[6]では、衝突荷重に対するリスク評価法の枠組みが示されている。我が国においては、日本建築学会や土木学会から衝撃作用を受ける構造物の性能設計に関するガイドラインが発刊されており[7,8,52]、今後はこれらに基づいたより具体的な設計例の蓄積や発展が望まれる。一方で、爆破テロや爆発災害に対してリスク評価を行う場合には、これらの事象が確率統計的な性質を有さない人為的あるいは偶発的な性質であるため、シナリオを設定するか過去の事例を統計的に検討する必要がある。爆発を受ける構造物のリスク評価法を検討した例として、福島らの研究[53]がある。しかし、この中では、爆発荷重を受ける構造物の損傷が過去の被害統計に基づいて評価されており、構造損傷の定量化についてはより合理的な手法を提案する必要がある。また、Stewartら[54-55]は、数値解析を用いて、荷重と抵抗側にばらつきを与えることで、RC柱やRC壁の信頼性解析を行っている。しかし、構造部材単位の研究が多くなされているのに対して、構造物全体の評価を行ったものは少ない。

1.4 研究の目的と概要

本研究では、世界的に増加している爆破テロなど、爆発荷重に対する構造物の設計法に関する基礎的な研究として、近接爆発を受ける RC 部材および構造物の損傷およびリスク評価法について検討したものである。まず、爆風圧の分布特性を調べるため、爆薬量と離隔距離を変化させた爆発実験を行う。ここでは、近接爆発による分布荷重について定式化を行い、

その妥当性について検討を行う。次に、RC 梁に対する近接爆発実験を行い、近接爆発荷重を受ける RC 梁の破壊メカニズムについて考察するとともに、近接爆発による分布荷重を考慮した一質点系モデルによる曲げ応答評価法について提案を行う。ここでは、数値解析を行い、実験の再現性を確認するとともに、提案モデルと実験の変位応答の差異について考察を行う。続いて、爆発荷重を受ける RC 構造物のリスク評価概念の構築を行う。ここでは、爆発荷重が生じる災害例として爆破テロを対象とし、部材には等分布荷重が作用して曲げ破壊のみが生じると仮定する。さらに、RC 構造物に対する損傷およびリスク評価法に対して、近接爆発荷重による分布荷重を考慮することでリスク評価法の高度化を図る。提案した損傷評価法については妥当性を検証するため、実被害との比較を行う。最後に、爆破テロに対する RC 構造物のリスク評価を行う。

1.5 本論文の構成

本論文は、全部で6章から構成されている。第2章および第3章では、近接爆発による爆発荷重の特徴および近接爆発荷重を受ける RC 梁の応答評価法について検討を行う。一方、第4章では、爆発荷重を受ける RC 構造物のリスク評価の概念について検討し、第5章では、第4章で提案した RC 構造物に対する損傷およびリスク評価法に第2章および第3章で検討した近接爆発荷重による特性を導入した。

第1章は序論であり、近年増加している爆発テロ事件や社会情勢に触れながら、近接爆発を受ける RC 構造物の損傷評価法を提案することの意義について述べた。また、爆発現象および爆発荷重の特性や爆発荷重を受ける RC 部材の損傷評価法に関する既往の研究について言及し、本研究の位置づけと目的について述べた。

第2章「近接爆発による荷重分布特性に関する実験的検討」では、近接爆発による爆風圧の荷重分布特性を調べるための爆発実験を行う。実験では爆薬量と離隔距離を変化させ、爆風圧を計測する。計測した爆風圧に基づいて、近接爆発による最大反射圧および反射力積の分布特性に関する評価法の提案を行う。第3章「近接爆発荷重を受ける RC 梁の曲げ応答評価法に関する検討」では、RC 梁に対する近接爆発実験を行い、RC 梁に作用する反射圧、RC 梁の最大応答変位と残留変位、軸方向下端鉄筋のひずみおよび支点反力を計測し、近接爆発を受ける RC 梁の破壊メカニズムに関する考察を行う。さらに、近接爆発による分布荷重を考慮した一質点系モデルによる曲げ応答評価法について提案を行い、その妥当性を検証する。最後に数値解析を行い、実験の再現性を確認するとともに、一質点系モデルと実験の変位応答の差異について考察を行う。

第4章「爆発荷重を受ける RC 構造物のリスク評価概念の構築」では、爆破テロによる爆発荷重を受ける RC 構造物のリスク評価概念の構築を行う。まず、爆発荷重が生じる災害例として爆破テロを対象とし、過去に発生した爆破テロの発生頻度と死者数に基づいてハザードカーブを作成する。次に、構造物を梁、柱および床スラブ部材に分割し、これらを一質点系モデルに置換して各部材の損傷評価を行う。そして、部材の損傷レベルに基づいて構造物

全体の被害レベルを評価する．最後に，構造物の被害レベルからロスカーブを求め，ハザードカーブと結合してリスクカーブを算定する．

第5章「近接爆発荷重を受ける RC 構造物の損傷およびリスク評価法」では，**第4章**で示した爆発荷重を受ける RC 構造物のリスク評価法に対して，以下の点を考慮して高度化を図る．まず，各部材に作用する荷重に関して，**第2章**および**第3章**で検討した近接爆発による荷重分布特性を考慮する．また，部材の破壊モードについては，曲げ破壊に加えて柱および梁部材についてはせん断破壊を，床スラブ部材については直接せん断破壊を考慮する．さらに，爆発位置から部材までの間にある床スラブ部材による爆風圧の低減効果について考慮する．提案した損傷評価法については妥当性を検証するため，実被害との比較検討を行う．最後に，RC 構造物のリスク評価を行う．

第6章は結論であり，本研究の成果および今後の課題について総括する．

第2章 近接爆発による荷重分布特性に関する実験的検討

2.1 緒言

本章では、近接爆発による爆発荷重の分布特性を調べるため、大型爆発ピット（爆発ピット）内において、コンポジション C-4 爆薬（C-4 爆薬）を用いた爆発実験を行う。実験では爆薬量と離隔距離を変化させ、爆風圧を計測する。計測した爆風圧に基づいて、近接爆発による最大反射圧および反射力積の分布特性に関する評価法の提案を行う。

2.2 実験の概要

図 2.1 に、実験を行った爆発ピットの概要を示す。爆発ピットは、コンクリートの壁厚が約 600 mm で、コンクリート壁の内側を 19 mm の鋼板で補強しており、トリニトロトルエン (TNT) 爆薬約 1 kg までの爆発実験が可能である。また、ケーブル設置用スリーブには計測に必要なケーブル類を通すことが可能である。

図 2.2 に、爆風圧計測実験の概要を示す。爆風圧の分布特性を計測するために、圧力センサを厚さ 12 mm、奥行き 120 mm、長さ 500 mm の鋼板上に 100 mm 間隔で計 5 箇所設置した。爆薬は、図 2.2 に示す左端の圧力センサ(P0)の真上に対して厚さ 0.7 mm の厚紙の上に設置した。すなわち、圧力センサにより爆薬直下(P0)および爆薬直下から 100 mm(P1), 200 mm(P2), 300 mm(P3)および 400 mm(P4)の位置に作用する反射圧を計測した。爆薬には成型が容易で比較的安全な C-4 爆薬を使用した。C-4 爆薬は、ヘキソゲンを約 91%、可塑剤等を約 9%含有する爆薬であり、可塑性・可とう性が高く、成型が容易であるという特徴を有する[1]。

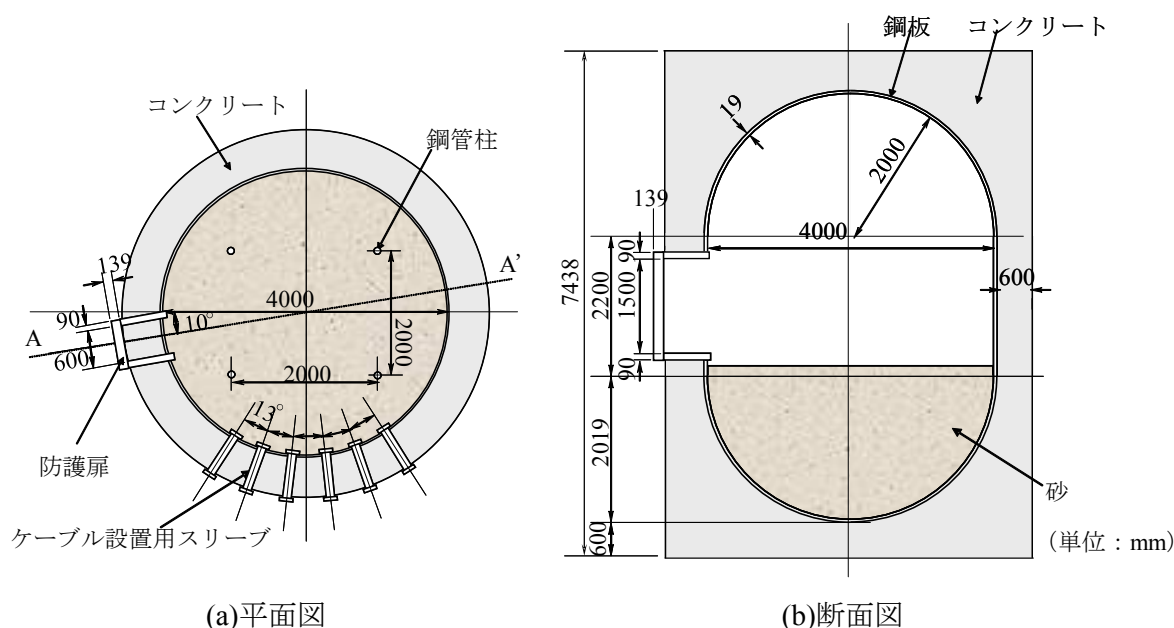


図 2.1 爆発ピットの概要

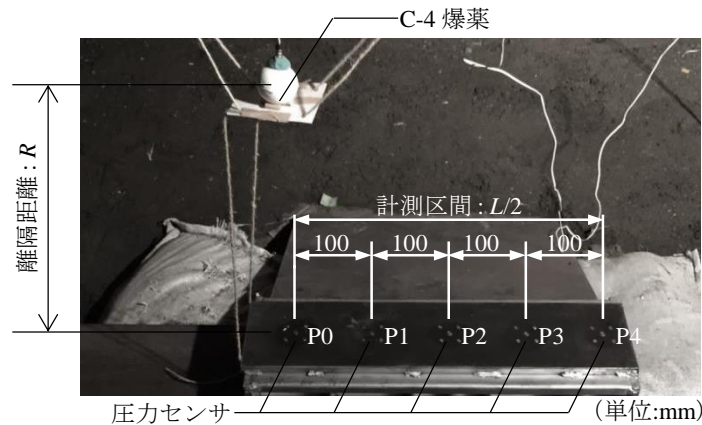


図 2.2 爆風圧計測実験の概要

表 2.1 実験ケース

番号	爆薬形状	C4爆薬量 w (g)	TNT換算質量 W (g)	離隔距離 R (mm)	換算距離 Z ($\text{kg/m}^{1/3}$)
1	球形	50	60	1200	3.0
2	球形	50	60	1200	3.0
3	円柱形	50	60	1200	3.0
4	円柱形	50	60	1200	3.0
5	球形	50	60	360	0.9
6	球形	50	60	360	0.9
7	円柱形	50	60	360	0.9
8	円柱形	50	60	360	0.9
9	球形	110	131	104	0.2
10	球形	110	131	104	0.2

表2.1に、実験ケースを示す。C-4爆薬量は50 gまたは110 gとし、いずれも充填密度は 1.4 g/cm^3 とした。C-4爆薬量50 gのケースについては、爆薬形状が圧力分布に与える影響について考察するため、直径が41 mmの球形および直径と高さが36 mmの円柱形の2種類とした。C-4爆薬量110 gのケースについては直径が53 mmの球形のみとした。また、爆薬の起爆には電気雷管を用いた。電気雷管は、C-4爆薬の上端から爆薬の中心まで挿入し起爆させた。爆薬量については、耐爆設計における外力評価を統一するため、TNT爆薬と等価な爆薬量へと換算して評価が行われている[2]。TNT爆薬との質量比はTNT換算等価係数と呼ばれ、ある爆薬が爆発したときのエネルギーや圧力等に基づいて算定される。また、TNT換算等価係数は爆風圧の大きさに依存し、最大入射圧および入射圧による力積（入射力積）によって異なることが知られている[3,4]。Swisdakら[3]は、C-4爆薬の爆発によって生じる最大入射圧を1 psi (6.9 kPa)から100 psi (690 kPa)の範囲で計測しており、C-4爆薬のTNT換算等価係数は、最大入射圧および入射力積について、それぞれ平均で1.37倍および1.19倍と報告している。爆発荷重のように構造部材の固有周期に対して荷重継続時間が極めて短い場合、部材の応答は最大圧力と比較して



図 2.3 圧力センサの外観

力積による影響の方が大きいため[5], C-4爆薬のTNT換算等価係数は1.19倍の値を採用した. すなわち, 本実験で用いたC-4爆薬50 gおよび110 g は, TNT換算質量でそれぞれ60 gおよび131 gとなる. 実験では, 遠距離で少量の爆薬が爆発するケースから, 近距離で多量の爆薬が爆発するケースに対して爆風圧の分布特性の変化を調べるため, 式(1.4)に示す換算距離が $3.0 \text{ m/kg}^{1/3}$, $0.9 \text{ m/kg}^{1/3}$ および $0.2 \text{ m/kg}^{1/3}$ となるように離隔距離を変化させた. なお, 式(1.4)の式中における離隔距離 $R(\text{m})$ は, 爆薬の中心から鋼板の上面までの距離を示す. また, W はTNT換算質量(kg)を示す. 実験は同一の換算距離および爆薬形状に対してそれぞれ2回ずつ実施した.

圧力センサは図 2.3 に示す米国 PCB 社製のものを使用し, サンプル間隔はいずれも 2.78 MHz とした. 圧力センサの計測容量は, 爆薬直下では端部側と比べて圧力が増大することが予想されるため, 実験 1 から実験 8 では, P0 に対して 690 MPa, P1~3 は 69 MPa, P4 は 6.9 MPa とした. また, 実験 9 および 10 における圧力センサの計測容量は, P0 および P1 に対して 690 MPa, P2~4 は 69 MPa とした.

2.3 実験結果および爆発荷重の分布特性に関する考察

図2.4に, 反射圧および反射力積~時間関係を示す. また, 図2.4(a), 図2.4(c)および図2.4(e)に示すケースでは爆薬形状が球形であり, 図2.4(b)および図2.4(d)に示すケースでは, 爆薬形状が円柱形である. 実験1, 3, 5および7においては, 爆薬直下から300 mmの位置に設置した圧力センサ(P3)が計測不良であり, 実験9については爆薬直下の圧力センサ(P0)が計測不良であった. このため, 時間軸の原点については, 実験1, 3, 5および7については爆薬直下(P0)の反射圧が立ち上がる時刻とし, 実験9については爆薬直下から100 mmの位置(P1)の反射圧が立ち上がる時刻とした. 図から, いずれのケースにおいても爆薬直下からの距離が離れるにしたがい最大反射圧および反射力積が減少する傾向が認められる. 反射圧については, 実験1および3では, いずれの位置においても同様の波形を示しているのに対して, 実験5, 7および9では爆薬直下へ近づくにしたがって反射圧が急激に減衰する傾向を示している. この傾向は, 換算距離が小さいほど顕著である. 離隔距離が最大反射圧や正圧継続時間へ及ぼす影響を確認するため, いずれも球形爆薬である図2.4(a) (実験1, C-4爆薬量50 g, 離隔距離1200 mm) および図2.4(c) (実験5, C-4爆薬量50 g, 離隔距離360 mm) を比較すると, 実験1におけるP0の最大反射圧は約0.2 MPaであるが, 実験5では約9 MPaと45倍になった. また, 正圧継続時間

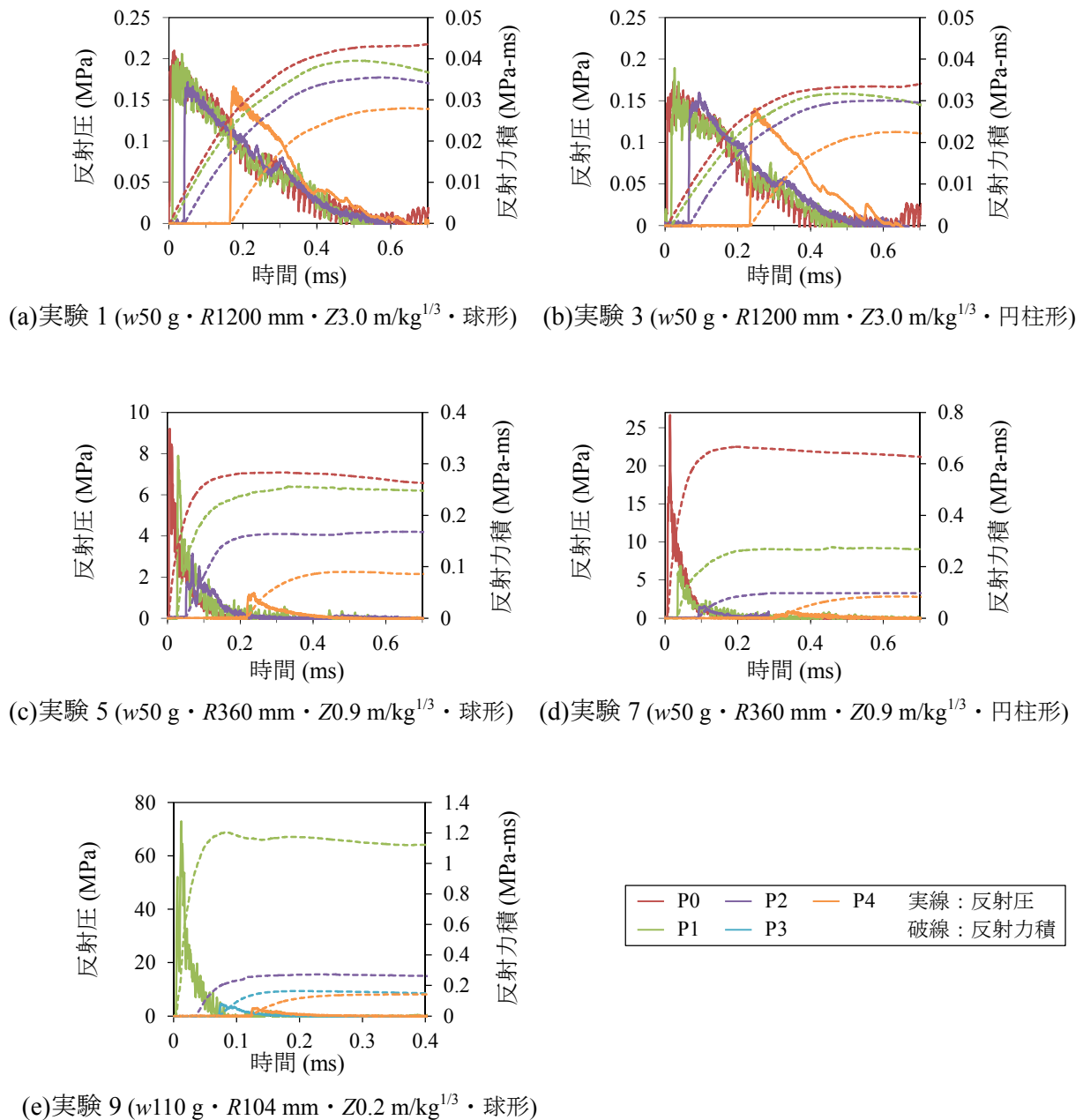


図 2.4 反射圧および反射力積～時間関係

を比較すると、実験1におけるP0では約0.6 msであるが、実験5では約0.2 msと0.33倍になった。すなわち、同じ爆薬量でも離隔距離が小さくなるにしたがい、最大反射圧が大きく正圧継続時間が短くなることがわかる。

図2.5に、実験1、実験3、実験5および実験7における各計測位置に対する反射圧の時間的分布を示す。図2.5(a)および(b)に示す換算距離 $3.0 \text{ m/kg}^{1/3}$ のケースでは、端部(P4)が最大反射圧を示す時刻において、爆薬直下(P0)では最大反射圧に対して約30～50%の反射圧が継続して生じている。一方で、図2.5(c)および(d)に示す換算距離 $0.9 \text{ m/kg}^{1/3}$ のケースでは、端部(P4)が最大反射圧を示す時刻には、爆薬直下(P0)に加えて爆薬直下から100 mmの位置(P1)においても反射

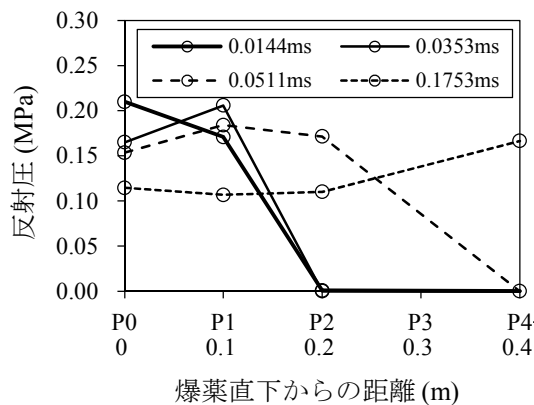
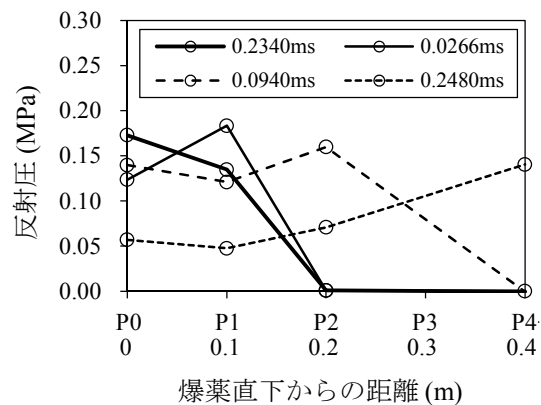
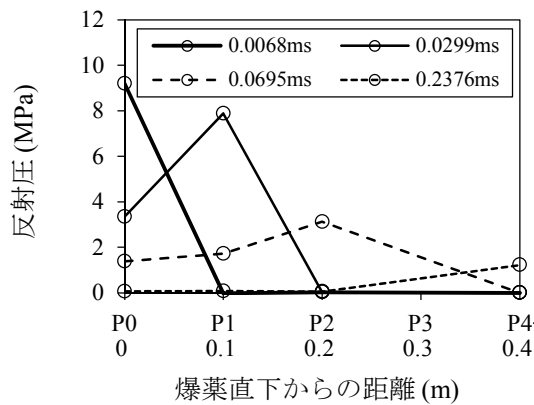
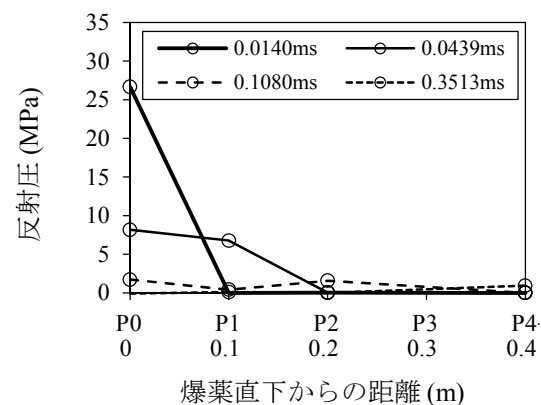

 (a)実験 1 ($Z=3.0 \text{ m/kg}^{1/3}$ ・球形爆薬)

 (b)実験 3 ($Z=3.0 \text{ m/kg}^{1/3}$ ・円柱形爆薬)

 (c)実験 5 ($Z=0.9 \text{ m/kg}^{1/3}$ ・球形爆薬)

 (d)実験 7 ($Z=0.9 \text{ m/kg}^{1/3}$ ・円柱形爆薬)

図 2.5 反射圧の時間的分布

圧がゼロになっている。このことから、図2.5(a)および(b)に示す換算距離が大きいケースでは、図2.5(c)および(d)に示す換算距離が小さいケースと比較して正圧継続時間が長く、時間的・空間的な減衰が緩やかであることがわかる。

図 2.6 および図 2.7 に、それぞれ全ケースにおける各計測位置の最大反射圧および反射力積の値を示す。図から、最大反射圧は圧力波形に生じた高周波成分の影響によって、2 回の実験での誤差がやや大きくなるが、反射力積は2 回の実験ともに良い一致を示している。また、図 2.6(a)および図 2.7(a) (換算距離 $3.0 \text{ m/kg}^{1/3}$) から、P0 に対する P4 の最大反射圧および反射力積の値はそれぞれ約 85%および約 65%であるのに対して、図 2.6(c)および図 2.7(c) (換算距離 $0.2 \text{ m/kg}^{1/3}$) では、P1 に対する P4 の最大反射圧および反射力積の値はそれぞれ約 2%および約 11%と非常に小さい値を示した。すなわち、換算距離が小さくなるにしたがい、中央部と端部の値の差が大きくなり、等分布荷重から中央部に荷重が集中する分布性状へと変化していることがわかる。爆薬形状の影響としては、球形爆薬では円柱形爆薬に対してばらつきが小さく、特に反射力積においては2 回の実験で良い一致を示している。また、換算距離 3.0

$\text{m/kg}^{1/3}$ のケースでは、円柱形爆薬は球形爆薬に対して、最大反射圧および反射力積が、それぞれ約 90% および 80~90% の値となった。一方で、換算距離 $0.9 \text{ m/kg}^{1/3}$ のケースでは、爆薬直下の位置(P0)において、円柱形爆薬は球形爆薬に対して最大反射圧および反射力積ともに約 3 倍の値を示している。また、爆薬直下からの距離が離れるにしたがい、爆薬形状による差は小さくなる傾向がある。Wu ら[6]は、本研究と同様に直径と高さが等しい円柱形爆薬と球形爆薬による最大反射圧と反射力積の差を実験的に検討している。実験にはコンポジション B 爆薬を用いており、爆薬量および換算距離がそれぞれ 950 g および $2 \text{ m/kg}^{1/3}$ の場合、円柱形爆薬による爆薬直下の最大反射圧および反射力積は、球形爆薬と比較してそれぞれ約 7.6 倍 および 2.6 倍の値を示すことを報告している。本研究における反射圧特性においても、Wu らと同様の傾向を示している。

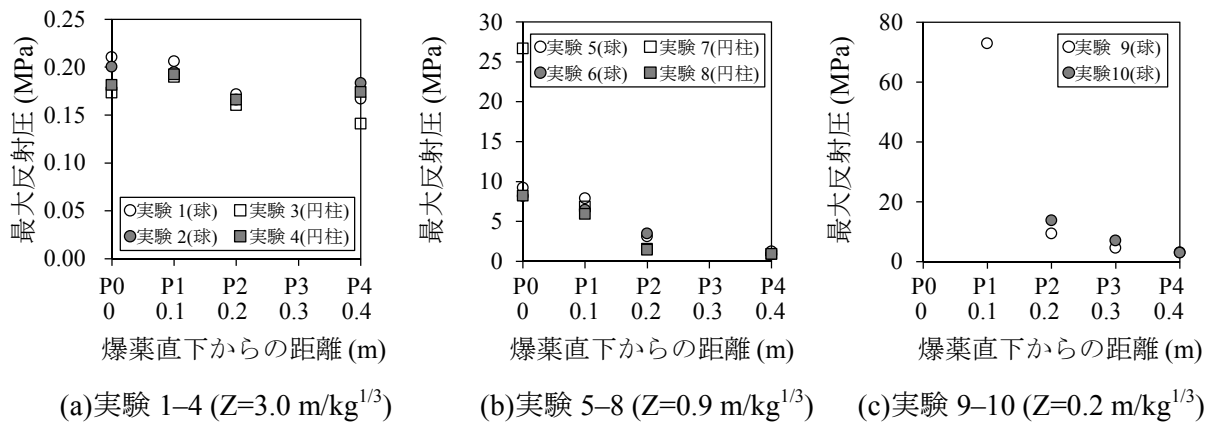


図 2.6 最大反射圧の空間的分布

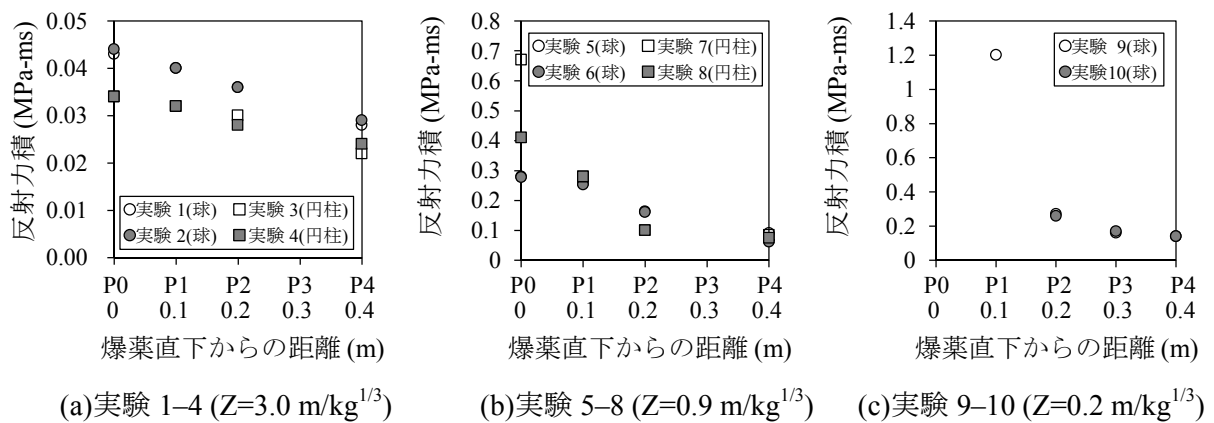


図 2.7 反射力積の空間的分布

2.4 爆発荷重および荷重分布特性の定式化

2.4.1 入射角の影響を考慮した爆発荷重の定式化

爆風圧の進行方向と爆風を受ける面とがなす角，すなわち入射角 θ によって部材に作用する反射圧や反射力積の値は変化する．反射圧や反射力積に対する入射角の影響については，米国国防省の統一施設基準であるUFC-3-340-02[2]で図化されているが定式化はなされていない．また，近接爆発では遠距離爆発に比べて入射角による影響が増大する．そこで，反射圧や反射力積に対する入射角の影響について近似式を作成する．

図2.8に，入射圧に対する反射圧の比，すなわち反射係数と入射角の関係を示す．図から，入射角が増加するにしたがい反射係数は減少する傾向を示し，反射係数は最大入射圧にも依存することがわかる．また，入射角が 40° 以上で反射係数が増加している区間があるが，これはマッハ反射[7-9]と呼ばれる現象で，先に進行している入射波に対して地面や部材から反射された反射波が重なることで圧力が増幅される現象を示している．ここでは，反射係数を入射角 $\alpha(\text{degree})$ および最大入射圧 $P_i(\text{MPa})$ の関数で表すため，以下の近似式を提案した．

$$C_{ra}(\alpha, P_i) = k(P_i) \cdot \{h_1(\alpha, P_i) + h_2(\alpha, P_i) + h_3(\alpha, P_i) + h_4(\alpha, P_i)\} + 1 \quad (2.1)$$

ここに， $C_{ra}(\alpha, P_i)$ は反射係数である．式(2.1)に対する $k(P_i)$ は，入射角が 0° における反射係数を求めるための関数であり，以下のとおり算出する．

$$k(P_i) = k_1(P_i) + k_2(P_i) + k_3(P_i) \quad (2.2a)$$

$$k_1(P_i) = 0.17 \cdot \{\log_{10}(P_i) + 3\}^{2.7} + 0.82 \quad (2.2b)$$

$$k_2(P_i) = 0.069 \cdot (P_i)^{-0.13} + 0.28 \cdot \left(1 - e^{-0.48 P_i^{1.6}}\right) \quad (2.2c)$$

$$k_3(P_i) = 0.38 \cdot e^{-0.0054 P_i^{3.1}} \cdot \left(1 - e^{-0.72 P_i^{2.4}}\right) \quad (2.2d)$$

式(2.1)に対する $h_1(\alpha, P_i)$ は，入射角が増加するにしたがい反射係数が減少する特性を表しており，以下のとおり算出する．

$$h_1(\alpha, P_i) = e^{a_1 \alpha^{a_2}} \quad (2.3a)$$

$$a_1 = 0.0000011 k(P_i)^{2.5} \quad (2.3b)$$

$$a_2 = 3.4 k(P_i)^{-0.20} \quad (2.3c)$$

式(2.1)に対する $h_2(\alpha, P_i)$ ， $h_3(\alpha, P_i)$ および $h_4(\alpha, P_i)$ は，マッハ反射により反射係数が増加する特性を表している．式(2.1)に対する $h_2(\alpha, P_i)$ に関しては，以下のとおり算出する．

$$h_2(\alpha, P_i) = b_1 e^{-0.003|\alpha - b_2|^{b_3}} \quad (2.4a)$$

$$b_1 = 0.7 k(P_i)^{-3.7} + 0.02 + 0.25 \left(1 - e^{-0.00008 k(P_i)^{4.6}}\right) \quad (2.4b)$$

$$b_2 = 34 k(P_i)^{-3.5} + 35 + 7.4 \left(1 - e^{-0.00018 k(P_i)^{4.6}}\right) \quad (2.4c)$$

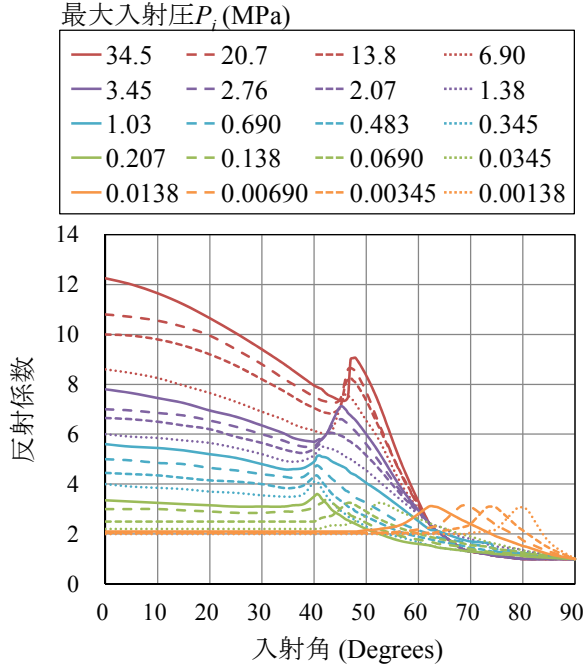


図 2.8 反射係数と入射角の関係[2]

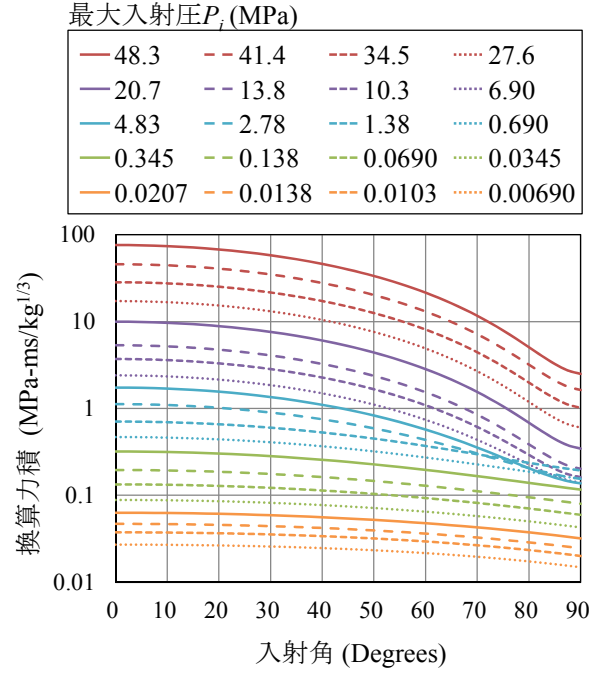


図 2.9 換算力積と入射角の関係[2]

$$b_3 = 8.3e^{-2.8|k(P_i)-2.4|^{2.2}} + 2.0 \quad (2.4d)$$

式(2.1)に対する $h_3(\alpha, P_i)$ に関しては、以下のとおり算出する。

$$h_3(\alpha, P_i) = c_1 e^{-0.03|\alpha - c_2|^{c_3}} \quad (2.5a)$$

$$c_1 = 1.3k(P_i)^{-2.0} + 0.05 + 0.14e^{-0.015|k(P_i)-7.5|^{1.1}} + 0.1 \cdot (1 - e^{-0.0001k(P_i)^{4.5}}) \quad (2.5b)$$

$$c_2 = 36k(P_i)^{-3.6} + 40 + 7.5(1 - e^{-0.00018k(P_i)^{4.7}}) + 3.3 \cdot e^{-60|k(P_i)-1.5|^{4.8}} \quad (2.5c)$$

$$c_3 = 3(1 - e^{-0.5k(P_i)^{1.8}}) + 0.8 \cdot e^{-0.12|k(P_i)-0.2|^8} \quad (2.5d)$$

式(2.1)に対する $h_4(\alpha, P_i)$ に関しては、以下のとおり算出する。

$$h_4(\alpha, P_i) = d_1 e^{-0.03|\alpha - d_2|^{d_3}} \quad (2.6a)$$

$$d_1 = 7k(P_i)^{-4.8}(1 - e^{-0.035k(P_i)^{7.5}}) + 0.018 + 0.75(1 - e^{-0.0005k(P_i)^{4.6}})e^{-0.005k(P_i)^3} + 0.16(1 - e^{-0.0001k(P_i)^{4.5}}) \quad (2.6b)$$

$$d_2 = 31k(P_i)^{-2.7} + 45 + 7.5(1 - e^{-0.00018k(P_i)^{4.6}}) + 4.6e^{-60|k(P_i)-1.5|^{4.9}} \quad (2.6c)$$

$$d_3 = 0.96k(P_i)^{-2.0} + 1.3 + 0.6(1 - e^{-0.00018k(P_i)^{4.6}}) \quad (2.6d)$$

図2.9に、反射力積 i_r をTNT換算質量 W で除した換算力積と入射角の関係を示す。図から、入射角が増加するにしたがい換算力積は減少する傾向を示し、換算力積は最大入射圧にも依存することがわかる。ここでは、換算力積を入射角 α (degree)および最大入射圧 P_i (MPa)の関数で表すため、以下の近似式を提案した。

$$i_{ra}/W^{1/3}(\alpha, P_i) = \{g_1(P_i) - g_2(P_i)\}e^{-0.00009\alpha^{4.1}}e^{-5 \times 10^{-16}\alpha^8} + g_2(P_i) \quad (2.7)$$

ここに、 $i_{ra}/W^{1/3}(\alpha, P_i)$ は換算力積(MPa-ms/kg^{1/3})である。式(2.7)に対する $g_1(P_i)$ および $g_2(P_i)$ は、入射角が0°および90°における換算力積を示し、 j_1 は換算力積と入射角の関係における勾配を表すための係数であり、いずれも最大入射圧 P_i の関数で表している。式(2.7)に対する $g_1(P_i)$ 、 $g_2(P_i)$ および j_1 は、以下のとおり算出する。

$$g_1(P_i) = e^{0.88|\ln(P_i)+5.5|^{0.82}+1.9 \times 10^{-8}|\ln(P_i)+5.5|^{8.42}-4.1} \quad (2.8a)$$

$$g_2(P_i) = e^{0.00035|\ln(P_i)+5.4|^{4.33}+2.2e^{-0.015(\ln(P_i)+1)^4}-4.5} \quad (2.8b)$$

$$j_1 = 0.46(1 - e^{-0.95P_i^{0.49}}) + 1.9 \quad (2.8c)$$

また、最大入射圧 P_i (kPa)と換算距離 Z (m/kg^{1/3})の関係式については、次式を用いた[10]。

$$P_i = e^{6.8590-2.2628 \ln(Z)-0.3596\{\ln(z)\}^2-0.0152\{\ln(z)\}^3} \quad (0.05 < Z \leq 1.55) \quad (2.9a)$$

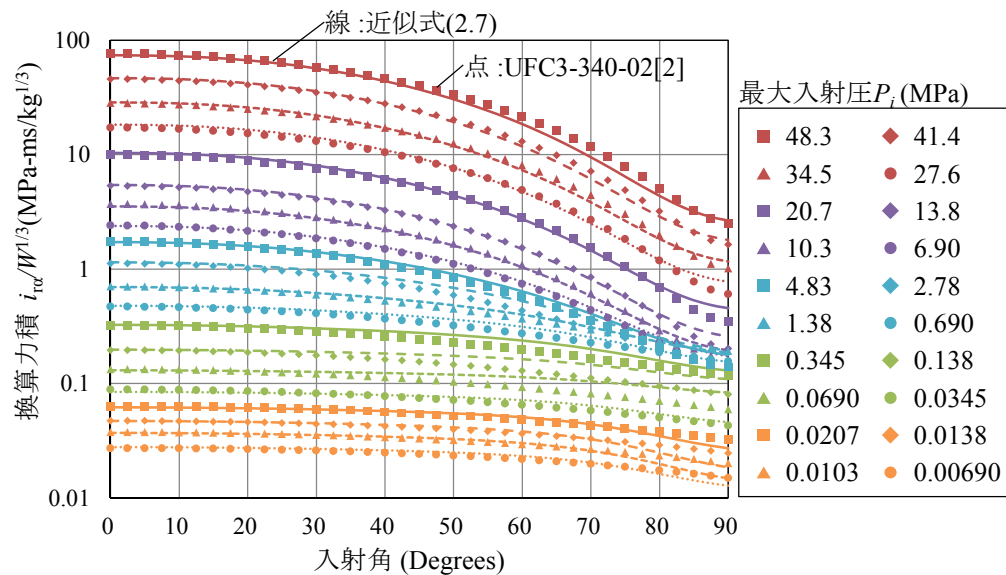
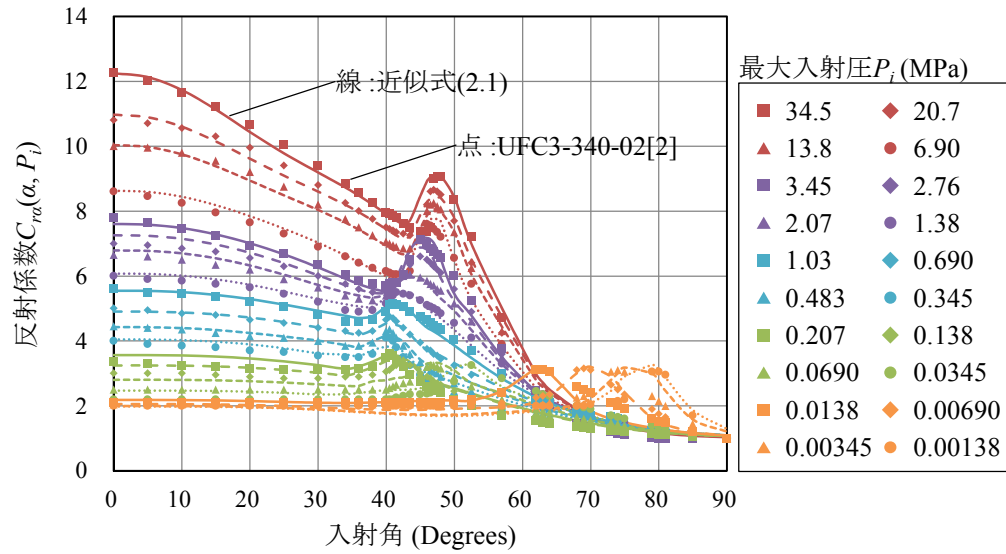
$$P_i = e^{7.1361-3.0950 \ln(Z)-0.6167\{\ln(z)\}^2-0.0713\{\ln(z)\}^3} \quad (1.55 < Z \leq 39.67) \quad (2.9b)$$

なお、最大入射圧が増加するにしたがい反射圧および換算力積が増加し、構造設計上重要になる。そのため、ここで提案した近似式の各係数については、最大入射圧が増加するにしたがい誤差が小さくなるように決定した。ただし、全ての入射角および最大入射圧の値において近似式を安全側に作成することはできなかったため、提案した近似式は危険側の数値を示す範囲もあるので注意が必要である。

図2.10および図2.11に、それぞれ反射係数と入射角の関係および換算力積と入射角の関係[2]に対する式(2.1)および式(2.7)による結果を比較して示す。いずれの図においても、UFC-3-340-02[2]から得られる値についても示している。図2.10から、入射角が40°以上で発生するマッハ反射による圧力の増幅効果についても、本近似式によってある程度再現できていることがわかる。また図2.11から、入射角が80°以上では、誤差が増加する傾向があるものの、換算力積と入射角の関係について概ね再現できていることがわかる。ここで、UFC-3-340-02[2]から得られた値に対する近似式の精度を調べるため、反射係数と換算力積に関する決定係数を次式から求めた。

$$\text{決定係数} = 1 - \frac{\sum_i (y_i - f_i)^2}{\sum_i (y_i - \bar{y})^2} \quad (2.10)$$

ここに、 y_i および f_i は、UFC-3-340-02[2]から得られた値および近似式による予測値、 \bar{y} はUFC-3-340-02から得られた値の平均値を示す。



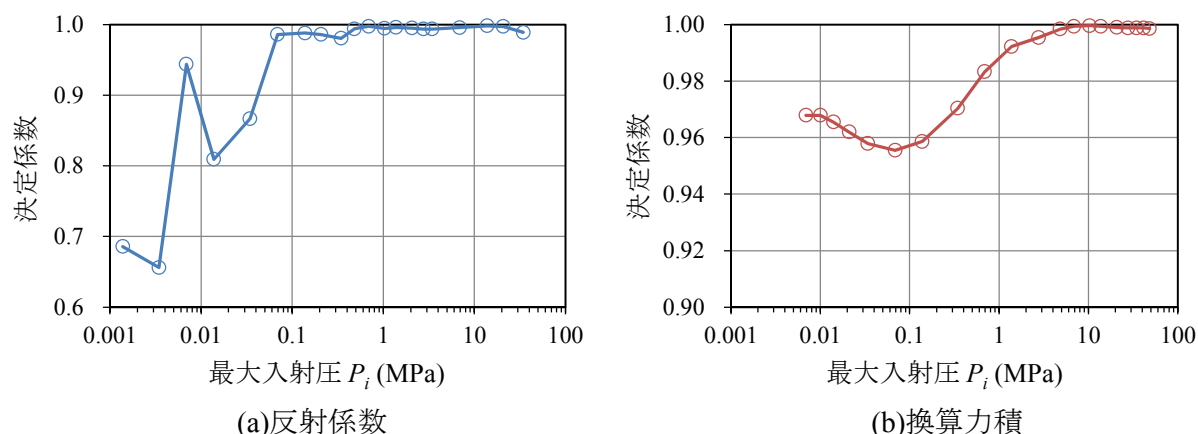


図 2.12 反射係数および換算力積と入射角の関係に関する決定係数と最大入射圧の関係

図2.12(a)に、反射係数と入射角の関係に関する決定係数と最大入射圧の関係を示す。また、図2.12(b)に換算力積と入射角の関係に関する決定係数と最大入射圧の関係を示す。図2.12(a)から、式(2.1)で示す反射係数の近似式では、最大入射圧が約0.00345 MPaの場合が最も低く決定係数は約0.656である。また図2.12(b)から、式(2.7)で示す換算力積の近似式では、最大入射圧が約0.069 MPaの場合が最も低く決定係数は約0.956である。このようにUFC-3-340-02との誤差があるものの、爆発荷重による応答評価で重要な換算力積と入射角の関係については、比較的良好な一致を示している。

図2.13および図2.14に、それぞれ図2.6および図2.7で示した最大反射圧および反射力積の計測結果に対して、式(2.1)および式(2.7)を用いた結果を重ねて示す。ここでは、入射角による影響を確認するため、入射角の影響を考慮しない結果についても重ねて示している。入射角の影響を考慮しない場合は、UFC-3-340-02[2]に示す最大反射圧または換算力積と換算距離との関係から算出した結果を示している。図から、換算距離が小さくなるにしたがい、入射角を考慮した場合と考慮しない場合の差が増加していることがわかる。図2.14(c)から、換算距離 $0.20 \text{ m/kg}^{1/3}$ で入射角を考慮しない場合においては、全体に作用する反射力積の総和は、入射角を考慮した場合と比較して約2倍大きくなることがわかる。このように離隔距離が短い近接爆発の場合では、爆発荷重に対する入射角の影響が大きいことがわかる。また、爆薬形状による差を確認すると、図2.14(b)から、球形爆薬に比べて円柱形爆薬では近似式の結果に対する誤差が大きいことがわかる。特に爆薬直下の位置(P0)では、近似式の値に対して反射力積が約1.5倍または3倍大きくなっている。この理由は、提案した近似式は球形のTNT爆薬を用いた実験結果から提案されたUFC-3-340-02[2]を基に作成しているためである。また、図2.13(a)および図2.14(a)から、換算距離 $3.0 \text{ m/kg}^{1/3}$ のケースでは、最大反射圧については近似式により概ね評価できているが、反射力積については約70%の値になっている。Hudson[11]およびBogosianら[12]は、部材の幅が狭い場合や正圧継続時間が長い場合は、圧力の減衰状態が伝わる希薄波[13]が部材端部から伝播することで、圧力波形に欠損が生じると指摘している。すなわち、この減衰効果は、最大反射圧よりも反射力積に影響することを報告している。換算距

離 $3.0 \text{ m/kg}^{1/3}$ の実験ケースでは、換算距離 $0.9 \text{ m/kg}^{1/3}$ のケースと比較して正圧継続時間が3倍程度長く、爆風圧の反射面も小さいため、鋼板の端部で生じた希薄波によって反射力積が減少したことも考えられる。

以上から、近接爆発では入射角による影響を受けて反射圧および反射力積の分布特性が変化することがわかった。また、式(2.1)および式(2.7)で提案した入射角を考慮した近似式によって、球形爆薬に対しては、最大反射圧および反射力積の分布特性をある程度良好に再現できることがわかった。

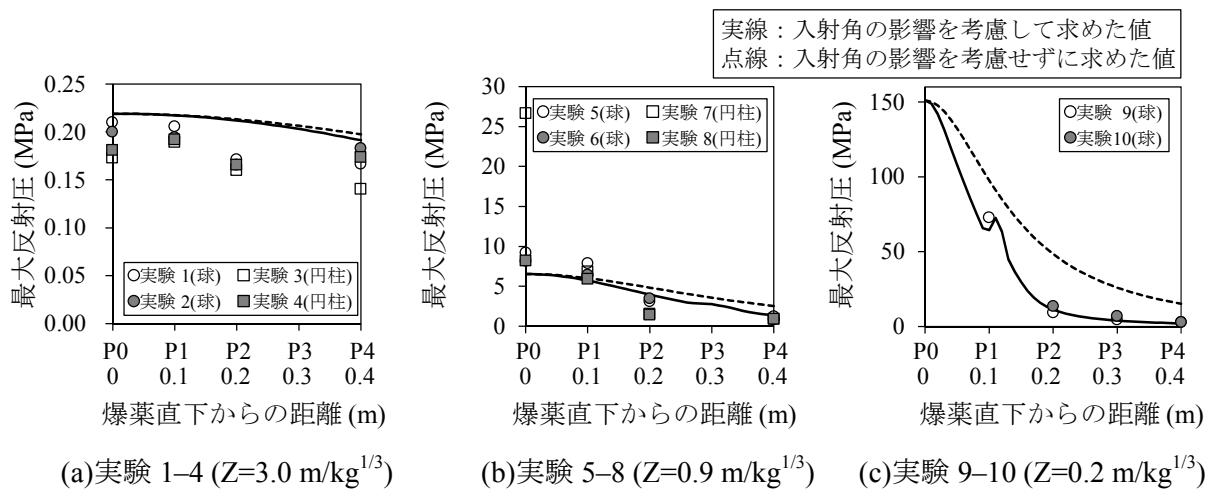


図 2.13 最大反射圧の空間分布に関する比較

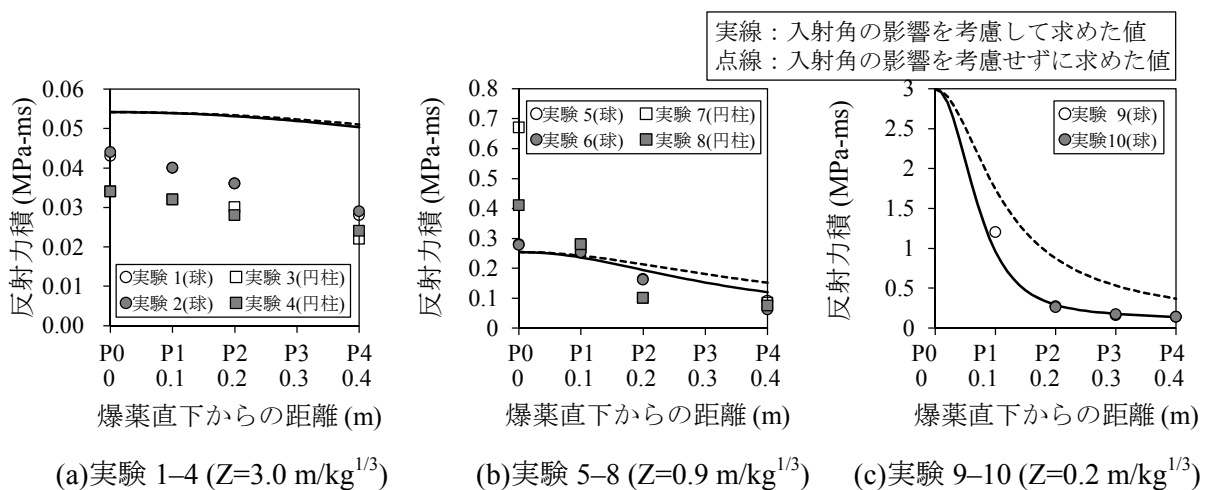


図 2.14 反射力積の空間分布に関する比較

2.4.2 荷重分布特性の定式化

2.4.1 項で求めた入射角の影響を考慮した爆発荷重に関する近似式を用いて、さらに簡易的に爆発荷重の分布特性に関する評価を行う。ここでは、爆薬直下からの距離 x (m) を変数とした指数関数を用いて提案する。なお、本研究では構造物に作用する爆発荷重を対象としているので、部材長 L を考慮して爆発荷重特性を評価することとした。部材長 L (m) については、例えば本実験の場合は P0 から P4 までの距離が 0.4 m であるので、爆薬が構造部材中心(P0)の真上に設定されることを仮定して $L=0.8$ m となる。爆薬直下からの距離 x (m) における最大反射圧 $P_r(x)$ (MPa) および反射力積 $i_r(x)$ (MPa-ms) は、部材長 L を考慮して次の関数形で求められるものと仮定する。

$$P_r(x) = P_{rm} e^{\frac{-2\alpha_p}{L}x} \quad (0 \leq x \leq \frac{L}{2}, \alpha_p > 0) \quad (2.11)$$

$$i_r(x) = i_{rm} e^{\frac{-2\alpha_i}{L}x} \quad (0 \leq x \leq \frac{L}{2}, \alpha_i > 0) \quad (2.12)$$

ここに、 α_p および α_i は圧力分布係数および力積分布係数を示す。 P_{rm} および i_{rm} については、爆薬直下の最大反射圧および反射力積であり、図 1.5(a) に示す換算距離との関係に対する以下の近似式[10]から算出する。

$$P_{rm} = e^{8.5403 - 2.6077 \ln(Z) - 0.5323 \{\ln(z)\}^2 - 0.0338 \{\ln(z)\}^3} \quad (0.06 < Z \leq 1.55) \quad (2.13a)$$

$$P_{rm} = e^{8.9435 - 4.2382 \ln(Z) + 1.0195 \{\ln(z)\}^2 - 0.1188 \{\ln(z)\}^3} \quad (1.55 < Z \leq 39.67) \quad (2.13b)$$

$$i_{rm} = W^{\frac{1}{3}} \cdot e^{6.3262 - 1.3067 \ln(Z) + 0.0963 \{\ln(z)\}^2 - 0.0120 \{\ln(z)\}^3} \quad (0.05 < Z \leq 39.67) \quad (2.14)$$

図 2.15 は、式(2.11)に示す $P_r(x)$ を P_{rm} で除することで無次元化し、圧力分布係数 α_p による圧力分布の推移を示したものである。図に示すように、圧力分布係数 α_p が増加するにしたがい、等分布荷重から中央部に圧力が集中する分布性状に変化する。

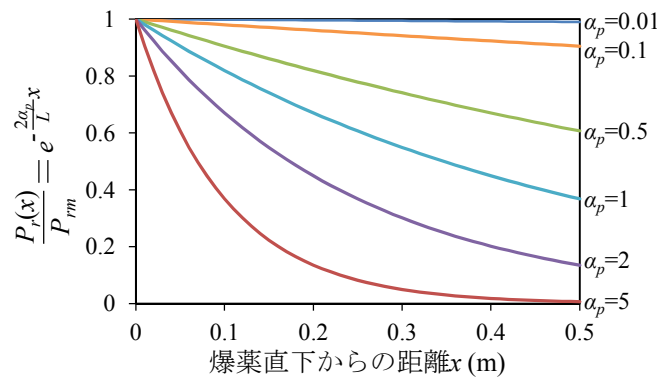
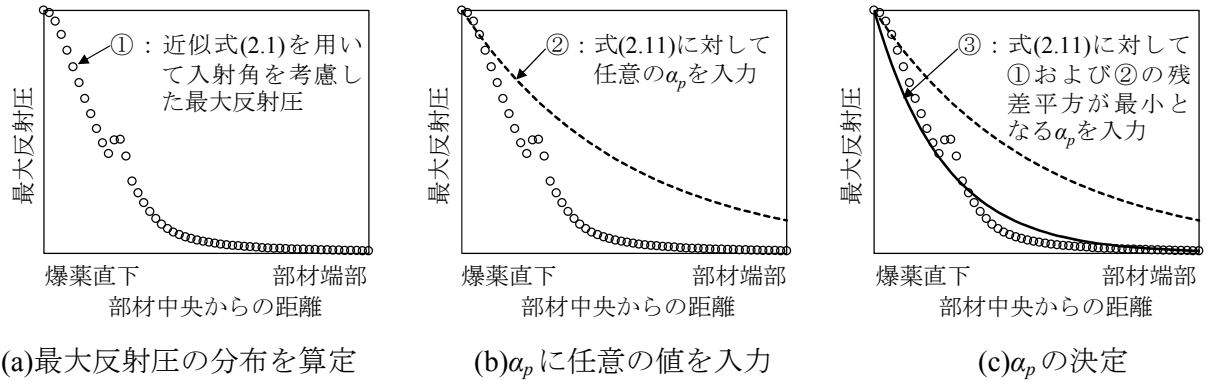


図 2.15 圧力分布係数 α_p による圧力分布の推移


 図 2.16 圧力分布係数 α_p を求めるプロセス

近接爆発では、遠距離爆発に比べて入射角による影響が大きくなるので、圧力分布係数 α_p を求めるに際して、爆薬直下を除く点では、換算距離に加えて入射角による影響を考慮する。すなわち、式(2.1)および図 2.8 に示す反射係数と入射角の関係を用いて入射角の影響を考慮した。図 2.16 に、圧力分布係数 α_p を求めるプロセスを示す。まず、反射係数と入射角の関係を用いて最大反射圧の分布を求める（図 2.16(a)）。次に、圧力分布係数 α_p について任意の値を入力した上で、式(2.11)を用いて最大反射圧の分布を求める（図 2.16(b)）。最後に、部材長に対して 100 等分した点に対して、式(2.11)から得られる値と入射角に関する近似式の残差平方の和が最小となるように圧力分布係数 α_p を調整して決定した（図 2.16(c)）。

入射角が圧力分布係数 α_p に与える影響を、離隔距離 R と対象とする部材長 L の比 R/L として整理すると、圧力分布係数 α_p と換算距離 Z の関係は図 2.17 に示すように表せる。ここでは、圧力分布係数 α_p を換算距離 Z および離隔距離 R と対象とする部材長 L の比 R/L の関数として以下の近似式を提案した。

$$\alpha_p\left(Z, \frac{R}{L}\right) = q_{11}\left(\frac{R}{L}\right) \cdot e^{q_{12}\left(\frac{R}{L}\right) X - 1.3 \left| q_{13}\left(\frac{R}{L}\right) \right|} e^{-0.005 X^9} + q_{21}\left(\frac{R}{L}\right) \cdot \left(1 - e^{-0.002 X^{q_{22}\left(\frac{R}{L}\right)}}\right) \quad (2.15)$$

ここに、式(2.15)に対する X , $q_{11}\left(\frac{R}{L}\right)$, $q_{12}\left(\frac{R}{L}\right)$, $q_{13}\left(\frac{R}{L}\right)$, $q_{21}\left(\frac{R}{L}\right)$ および $q_{22}\left(\frac{R}{L}\right)$ に関しては以下のとおり算定する。

$$X = \log_{10}(Z) - \log_{10}(0.06) = \log_{10}(Z) + 1.22 \quad (2.16a)$$

$$q_{11}\left(\frac{R}{L}\right) = 0.12\left(\frac{R}{L}\right)^{-1.5} + 4.6 \left\{ 1 - e^{-12\left(\frac{R}{L}\right)^{0.88}} \right\} e^{-3.1\left(\frac{R}{L}\right)^{0.75}} + 0.008 \left\{ 1 - e^{-10\left(\frac{R}{L}\right)^{0.2}} \right\} \quad (2.16b)$$

$$q_{12}\left(\frac{R}{L}\right) = 0.24 e^{-90\left(\frac{R}{L}\right)^{2.8}} \left\{ 1 - e^{-80\left(\frac{R}{L}\right)^{1.7}} \right\} + 0.5 \left\{ 1 - e^{-0.6\left(\frac{R}{L}\right)^3} \right\} - 0.4 \quad (2.16c)$$

$$q_{13}\left(\frac{R}{L}\right) = 1.2e^{-6.1\left(\frac{R}{L}\right)^{2.5}} + 0.4e^{-14\left(\frac{R}{L}-0.7\right)^2} + \left\{1 - e^{-0.09\left(\frac{R}{L}\right)^{200}}\right\} \quad (2.16d)$$

$$q_{21}\left(\frac{R}{L}\right) = 0.0624\left(\frac{R}{L}\right)^{-1.28} + 3.2\left\{1 - e^{-15.5\left(\frac{R}{L}\right)^{0.67}}\right\}e^{-53\left(\frac{R}{L}\right)^2} + 1.81\left\{1 - e^{-48\left(\frac{R}{L}\right)^{2.5}}\right\}e^{-3.01\left(\frac{R}{L}\right)^{0.86}} \quad (2.16e)$$

$$q_{22}\left(\frac{R}{L}\right) = 9.4e^{-100\left(\frac{R}{L}\right)^3} + 10.3\left\{1 - e^{-240\left(\frac{R}{L}\right)^4}\right\} + 2.1e^{-200\left(\frac{R}{L}-0.2\right)^2} \quad (2.16f)$$

また、圧力分布係数 α_p と同様のプロセスから得られる力積分布係数 α_i を換算距離 Z および離隔距離 R と対象とする部材長 L の比 R/L の関数として、以下の近似式を提案した。

$$\alpha_i\left(Z, \frac{R}{L}\right) = \left\{r_1\left(\frac{R}{L}\right) - r_2\left(\frac{R}{L}\right)\right\}e^{-0.77X^{0.75}\left(\frac{R}{L}\right)}e^{-0.001X} + r_2\left(\frac{R}{L}\right) \quad (2.17)$$

ここに、式(2.17)に対する $r_1\left(\frac{R}{L}\right)$, $r_2\left(\frac{R}{L}\right)$ および $r_3\left(\frac{R}{L}\right)$ に関しては以下のとおり算定する。

$$r_1\left(\frac{R}{L}\right) = 0.13\left(\frac{R}{L}\right)^{-1.47} + 3.6\left\{1 - e^{-10.7\left(\frac{R}{L}\right)^{0.74}}\right\}e^{-3.0\left(\frac{R}{L}\right)^{0.77}} \quad (2.18a)$$

$$\begin{aligned} r_2\left(\frac{R}{L}\right) &= 0.057\left(\frac{R}{L}\right)^{-1.2} + 1.3\left\{1 - e^{-10.4\left(\frac{R}{L}\right)^{0.86}}\right\}e^{-5.8\left(\frac{R}{L}\right)} + 0.25\left\{1 - e^{-11\left(\frac{R}{L}\right)^{0.78}}\right\}e^{-2.9\left(\frac{R}{L}\right)^{2.9}} \\ &+ 0.056\left\{1 - e^{-9.0\left(\frac{R}{L}\right)^{10}}\right\}e^{-0.4\left(\frac{R}{L}\right)^{2.6}} \end{aligned} \quad (2.18b)$$

$$r_3\left(\frac{R}{L}\right) = 0.39\ln\left(\frac{R}{L}\right) + 2.9 \quad (2.18c)$$

なお、換算距離が減少するにしたがい部材に作用する荷重も増加し、構造設計上重要になる。そのため、ここで提案した近似式における各係数については、換算距離 $1 \text{ m/kg}^{1/3}$ 以下となる範囲において誤差が相対的に小さくなるように決定した。ただし、全ての換算距離 Z および離隔距離 R と対象とする部材長 L の比 R/L の値において近似式を安全側に作成することはできなかったため、提案した近似式は危険側の数値を示す範囲もあるので注意が必要である。

図 2.17 に、以上のプロセスから得られた圧力分布係数 α_p と換算距離 Z および離隔距離 R と対象とする部材長 L の比 R/L の関係を計算値と比較して示す。また、図 2.18 に、同様のプロセスから得られた力積分布係数 α_i の関係と計算値を比較して示す。両図から、圧力分布係数 α_p および力積分布係数 α_i に関する関係ともに、近似式によって概ね再現できていることが

わかる．図 2.17 から，最大反射圧の分布は R/L の影響が大きく， R/L が小さい（部材長 L に対して離隔距離 R が小さい）ほど，圧力分布係数 α_p が大きくなり，より集中的な圧力分布を示す．一方，図 2.18 から，反射力積については換算距離 Z が小さいほど力積分布係数 α_i が大きくなり，やや集中的な力積分布を示す傾向がある．

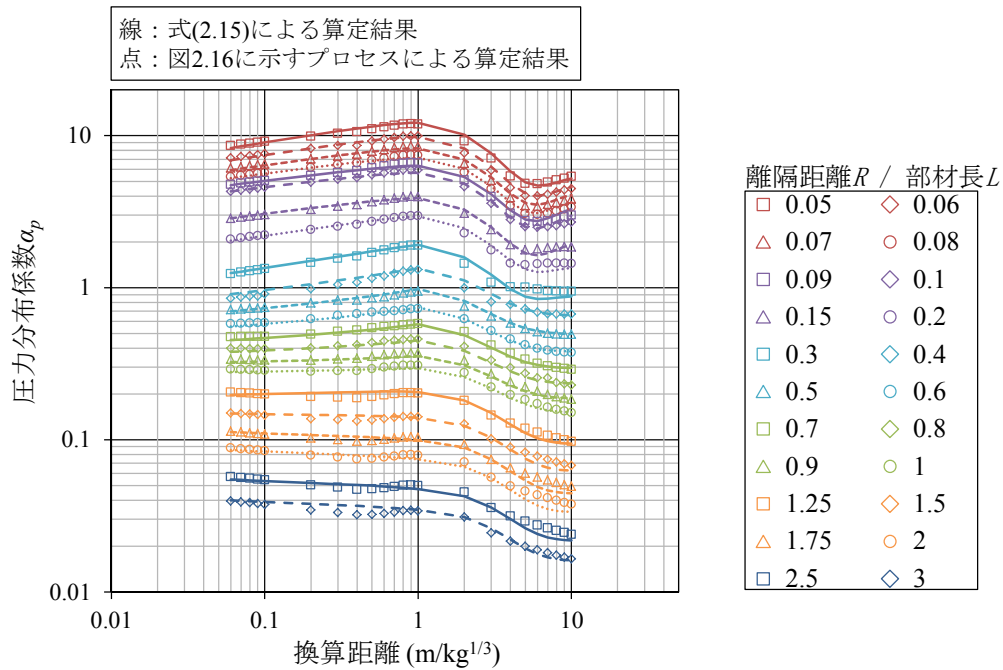


図 2.17 圧力分布係数 α_p と換算距離 Z の関係

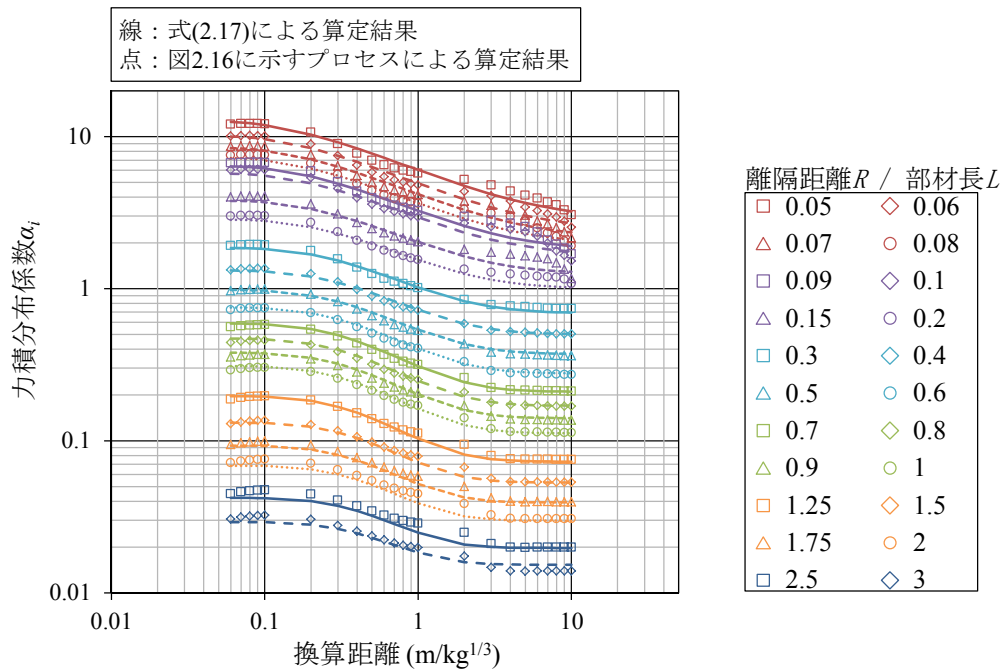


図 2.18 力積分布係数 α_i と換算距離 Z の関係

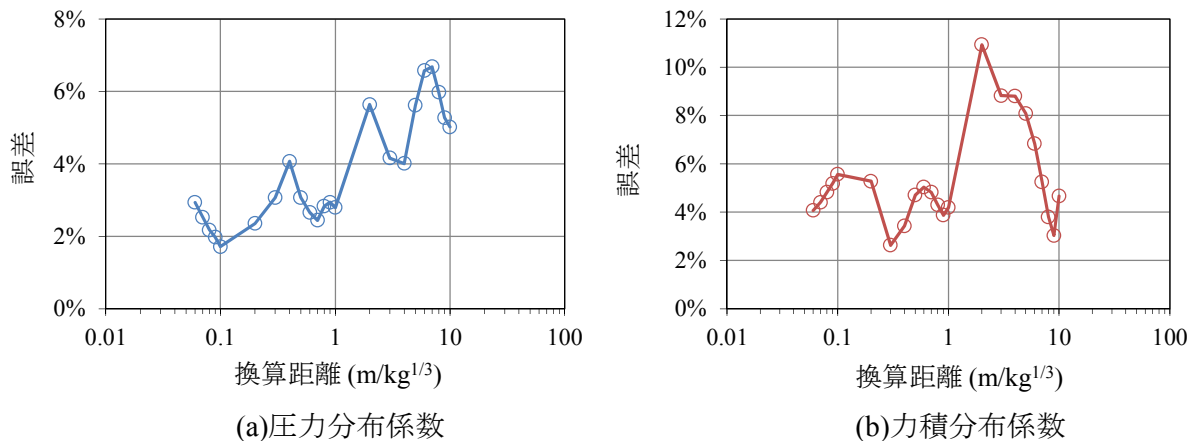
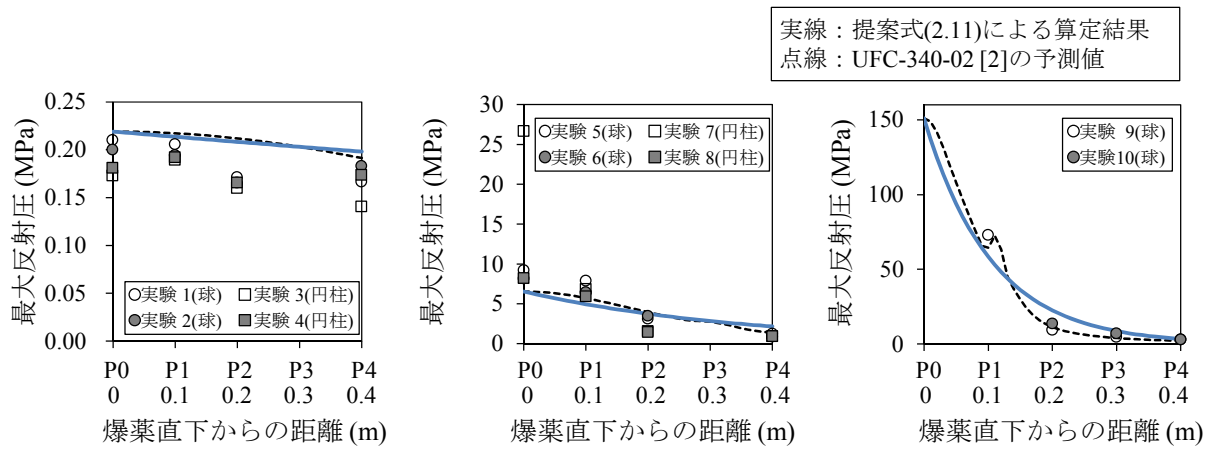


図 2.19 圧力または力積分布係数と換算力積の関係に関する誤差と換算距離の関係

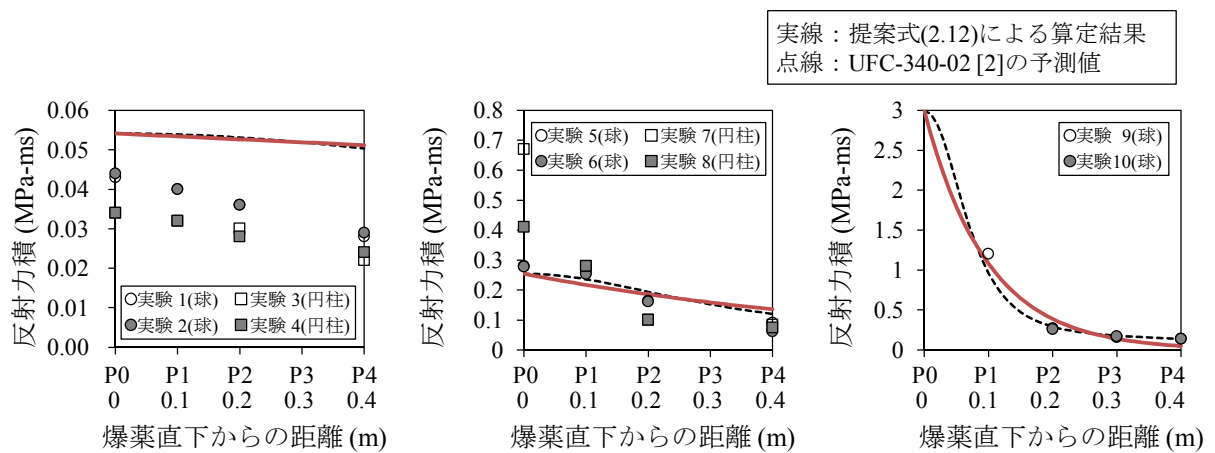
ここで、近似式の誤差を確認するため、図2.16に示すプロセスから得られた値に対する近似式の誤差の絶対値を求め、換算距離ごとに平均値を算定した。図2.19(a)に、圧力分布係数と換算距離の関係に関する誤差と換算距離の関係を示す。また、図2.19(b)に力積分布係数と換算距離の関係に関する誤差と換算距離の関係を示す。図2.19(a)から、式(2.15)で示す圧力分布係数を求める近似式では、換算距離7 $\text{m/kg}^{1/3}$ の場合が最も誤差が大きく約6.7%である。また図2.19(b)から、式(2.17)で示す力積分布係数を求める近似式では、換算距離2 $\text{m/kg}^{1/3}$ の場合が最も誤差が大きく約10.9%である。このように図2.16に示すプロセスから得られた値との誤差があるものの、換算距離1 $\text{m/kg}^{1/3}$ 以下の範囲においては約2～5%の誤差となり、比較的良い一致を示している。このように式(2.15)および式(2.17)を用いることで、離隔距離 R とTNT換算質量 W の関係である換算距離 Z と対象とする部材長 L に応じて、最大反射圧および反射力積の分布係数を算定し、荷重の分布特性を定量的に評価することが可能となる。

図 2.20 および図 2.21 に、それぞれ図 2.6 および図 2.7 で示した実験結果に対して、式(2.11)および式(2.12)から得られた結果を重ねて示す。圧力分布係数 α_p および力積分布係数 α_i に関しては、式(2.15)および式(2.17)から求めた。図から、式(2.1)および式(2.7)から得られるUFC-3-340-02[2]の予測値に対して、換算距離 0.2 $\text{m/kg}^{1/3}$ のケースで爆薬直下から 0.1～0.2 m あたりで約 50%の誤差が生じているものの、近似式では実験で生じた最大反射圧および反射力積の分布を概ね評価することができた。



(a)実験 1-4 ($Z=3.0 \text{ m/kg}^{1/3}$) (b)実験 5-8 ($Z=0.9 \text{ m/kg}^{1/3}$) (c)実験 9-10 ($Z=0.2 \text{ m/kg}^{1/3}$)

図 2.20 最大反射圧の空間分布に関する比較



(a)実験 1-4 ($Z=3.0 \text{ m/kg}^{1/3}$) (b)実験 5-8 ($Z=0.9 \text{ m/kg}^{1/3}$) (c)実験 9-10 ($Z=0.2 \text{ m/kg}^{1/3}$)

図 2.21 反射力積の空間分布に関する比較

2.5 結言

本章では、近接爆発による爆風圧の荷重分布特性を調べるため、爆発ピット内において、C-4 爆薬を用いた爆発実験を行った。実験では爆薬量と離隔距離を変化させ、爆風圧を計測した。計測した爆風圧に基づいて、近接爆発による最大反射圧および反射力積の分布特性に関する評価法の提案を行った。本章において得られた主要な知見は、以下に要約される。

- (1) 同一の爆薬量において、換算距離 $3.0 \text{ m/kg}^{1/3}$ のケースでは正圧継続時間が長く、時間的・空間的な減衰が緩やかであった。一方で、換算距離 $0.2 \text{ m/kg}^{1/3}$ のケースでは中央部と端部の値の差が大きくなり、等分布荷重から中央部に荷重が集中する分布性状へと変化することがわかった。
- (2) 換算距離 $0.9 \text{ m/kg}^{1/3}$ および $0.2 \text{ m/kg}^{1/3}$ のケースでは、換算距離 $3.0 \text{ m/kg}^{1/3}$ のケースに対して入射角による影響が大きく、入射角による影響を受けて最大反射圧および反射力積の空間的分布が変化することがわかった。
- (3) 反射係数および換算力積と入射角の関係について、米国国防省における統一施設基準 UFC-3-340-02 による実験結果と比較的良好一致を示す近似式を提案した。
- (4) 離隔距離 R と TNT 換算質量 W の関係である換算距離 Z と対象とする部材長 L から求める圧力分布係数 α_p および力積分布係数 α_i を用いることで、近接爆発による最大反射圧および反射力積の分布特性を近似的に評価する式を提案した。提案式を用いることで、最大反射圧および反射力積の分布特性をある程度再現することが可能となった。

第3章 近接爆発荷重を受ける RC 梁の曲げ応答評価法に関する検討

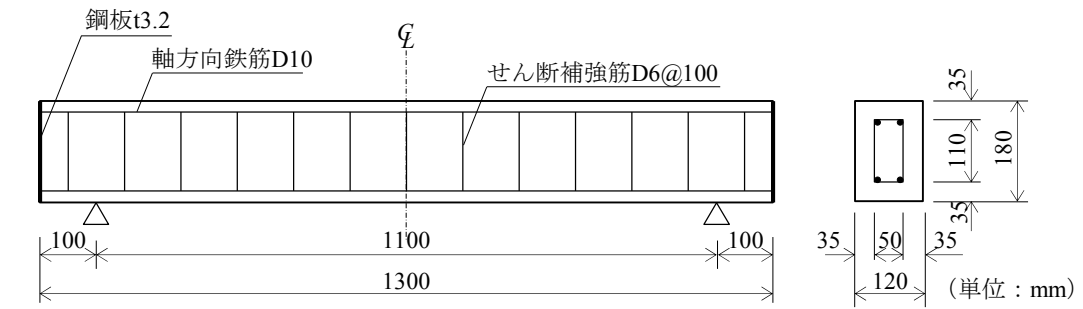
3.1 緒言

本章では、近接爆発を受ける RC 梁の破壊メカニズムについて考察するとともに、近接爆発による分布荷重を考慮した曲げ応答評価法の提案を行う。実験では、C-4 爆薬を用いて RC 梁に対する近接爆発実験を行い、RC 梁に作用する反射圧、RC 梁の最大応答変位と残留変位、軸方向下端鉄筋のひずみおよび支点反力を計測し、近接爆発を受ける RC 梁の破壊メカニズムに関する考察を行う。さらに、近接爆発による分布荷重を考慮した一質点系モデルによる曲げ応答評価法について提案を行い、その妥当性を検証する。最後に数値解析を行い、実験の再現性を確認するとともに、一質点系モデルと実験の変位応答の差異について考察を行う。

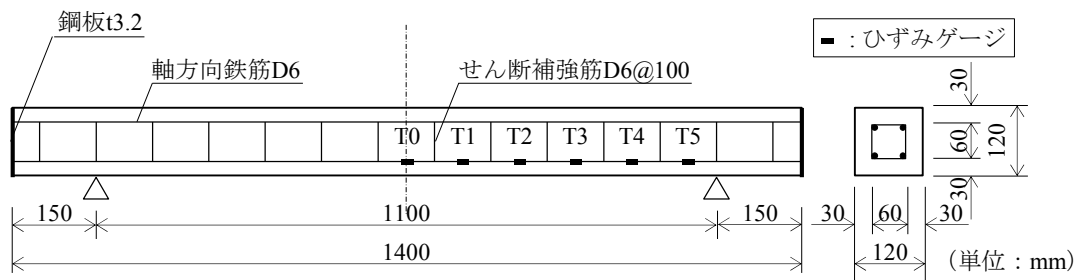
3.2 実験の概要

3.2.1 実験方法および実験ケース

近接爆発を受ける RC 梁の破壊特性について実験的に検討する。図 3.1 に、本実験で用いた RC 梁の形状寸法および配筋状況を示す。RC 梁の種類は、幅および支点距離が等しく、高さおよび配筋状況を変化させた 2 種類とした。梁 A については、幅 120 mm、高さ 180 mm、支点距離を 1100 mm とした。軸方向鉄筋およびせん断補強筋にはそれぞれ D10 および D6 の異形鉄筋を用いた。梁 B については、幅および高さを 120 mm、支点距離を 1100 mm とした。軸方向鉄筋およびせん断補強筋には D6 の異形鉄筋を用いた。いずれの梁も軸方向鉄筋の定着を確保するため、梁端部において厚さ 3.2 mm の鋼板と溶接した。表 3.1 に、RC 梁の静的設計値を示す。表中の静的曲げ耐力およびせん断耐力は、表 3.2 および表 3.3 に示す鉄筋およびコンクリートの力学特性を用いて、土木学会コンクリート標準示方書[1]に基づいて算出した。せん断余裕度が 1.0 以上であることから、いずれの RC 梁も静的載荷時には曲げ破壊する特性を有している。



(a)梁 A



(b)梁 B

図 3.1 RC 梁の形状寸法および配筋状況

表 3.1 RC 梁の静的設計値

種類	引張鉄筋比 p_t	せん断スパン比 a/d	静的曲げ耐力 P_{usc} (kN)	静的せん断耐力 V_{usc} (kN)	せん断余裕度 (V_{usc}/P_{usc})
梁A	0.0082	3.79	22.1	82.8	3.75
梁B	0.0059	6.11	7.1	16.8	2.37

表 3.2 鉄筋の力学特性

種類	配筋位置	鉄筋種別	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)	ヤング係数 (kN/mm ²)	ポアソン比		
梁A	軸方向鉄筋	D10	388	522	27	200	0.3		
	せん断補強筋	D6	332	512	26				
梁B	軸方向鉄筋	D6	323	514	28			200	0.3
	せん断補強筋								

表 3.3 コンクリートの力学特性

種類	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	ポアソン比
梁A	27.0	33.0	0.2
梁B	35.6	38.9	

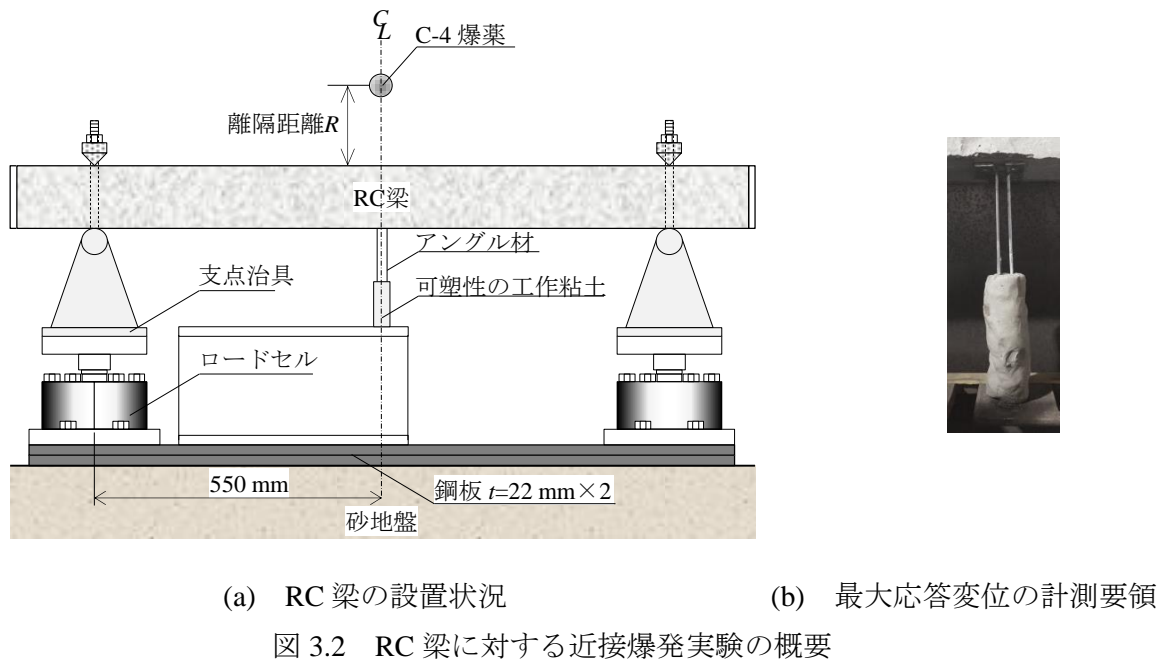


図 3.2 に、RC 梁に対する近接爆発実験の概要を示す。支点治具は砂地盤の上に板厚 22 mm の鋼板 2 枚を介して設置した。実験では、梁の跳ね返りを防止するため、支点部に鋼製の治具を用いて梁の上下を固定した。支点は梁の回転を許容し、ピン支持に近い構造とした。支点治具直下には支点反力を測定するため、ひずみゲージ式のロードセルを設置した。爆薬には C-4 爆薬を用いて RC 梁中央の上部に設置し、離隔距離が所定の高さとなるように設定した。

表 3.4 に、実験ケースを示す。実験ケースの名称は、梁 A および梁 B に対して行った実験に対しては RC-A および RC-B と示している。RC-A および RC-B とともに、爆薬の充填密度については、第 2 章で示した実験と同様に 1.4 g/cm^3 に統一した。RC-A のケースでは、C-4 爆薬量を 375 g で一定とし、換算距離が $0.30 \text{ m/kg}^{1/3}$ 、 $0.20 \text{ m/kg}^{1/3}$ および $0.10 \text{ m/kg}^{1/3}$ となるように離隔距離を変化させた。いずれの換算距離においても、爆薬の形状は直径が 80 mm の球形または直径および高さが 70 mm で等しい円柱形に成型した。実験は換算距離 $0.20 \text{ m/kg}^{1/3}$ のケースのみ 2 回ずつ、他のケースは 1 回ずつ実施し、合計 8 回実施した。ここでは、爆薬形状による分布荷重の差異が RC 梁の破壊性状に与える影響について考察することを主要な目的とした。一方、RC-B のケースでは、爆薬量は 110 g、160 g および 250 g の 3 種類とし、それぞれの爆薬量において換算距離が $0.15 \text{ m/kg}^{1/3}$ 、 $0.18 \text{ m/kg}^{1/3}$ および $0.20 \text{ m/kg}^{1/3}$ となるように離隔距離を変化させた。爆薬形状は全て球形とし、直径は 53 mm(110 g)、60mm(160g)、70mm(250 g)とした。実験は各ケース 2 回ずつ、合計 18 回実施した。ここでは、同一の換算距離において、爆薬量の差異が RC 梁の破壊性状に与える影響について考察することを主要な目的とした。爆薬の起爆には、第 2 章で行った実験と同様に電気雷管を用いた。電気雷管は、C-4 爆薬の上端から爆薬の中心まで挿入し起爆させた。

表 3.4 実験ケース

(a)RC-A

実験ケース	爆薬形状	C-4爆薬量 w (g)	TNT換算質量 W (g)	離隔距離 R (mm)	換算距離 Z ($\text{m/kg}^{1/3}$)	実験回数
RC-A1	球形	375	446	231	0.30	1
RC-A2	円柱形					1
RC-A3	球形			154	0.20	2
RC-A4	円柱形					2
RC-A5	球形			77	0.10	1
RC-A6	円柱形					1

(b)RC-B

実験ケース	爆薬形状	C-4爆薬量 w (g)	TNT換算質量 W (g)	離隔距離 R (mm)	換算距離 Z ($\text{m/kg}^{1/3}$)	実験回数
RC-B1	球形	110	131	104	0.20	2
RC-B2				90.5	0.18	2
RC-B3				78	0.15	2
RC-B4	球形	160	190	118	0.20	2
RC-B5				103	0.18	2
RC-B6				88	0.15	2
RC-B7	球形	250	298	136	0.20	2
RC-B8				119	0.18	2
RC-B9				102	0.15	2

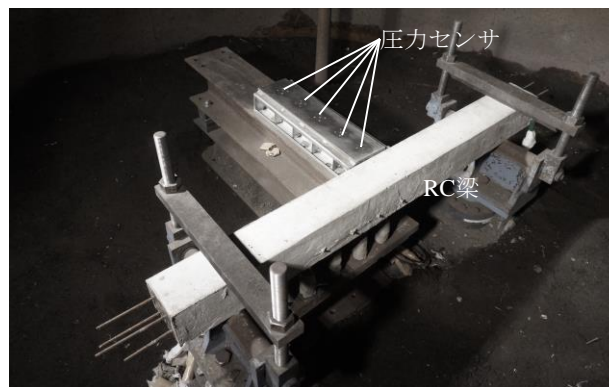


図 3.3 圧力センサの設置状況

3.2.2 計測項目

RC 梁に作用する爆発荷重を計測するため、図 3.3 に示すように RC 梁の直交方向に梁上縁と同じ高さに圧力センサを配置し、RC 梁中央から 100 mm 間隔の位置に作用する反射圧を計測した。圧力センサの計測容量は、爆薬直下から 100 mm の位置、200mm～400 mm の位置、

500 mm の位置に対して、それぞれ、690 MPa、69 MPa、6.9 MPa である。サンプリング間隔は、いずれも 2.78 MHz とした。梁 B に対しては、図 3.1(b)に示す鉄筋の位置にゲージ長 5 mm のひずみゲージを貼付し、軸方向下端鉄筋のひずみを計測した。また、左右の支点治具直下に、定格容量 500 kN のロードセルを設置し、支点反力を計測した。ひずみおよび支点反力のサンプリング間隔は 250 kHz とし、実験後に高周波成分を除去するためにデータ 10 区間 (0.04 ms 間) の移動平均法によるフィルタ処理を行った。

梁 B に対しては、梁中央部の最大応答変位を計測するため、梁中央付近の下側 2 箇所にステンレスのアングル材を接着剤で固定し、アングル材の下部に可塑性の工作用粘土を設置した (図 3.2(b))。RC 梁の変形にしたがってアングル材は粘土に貫入するため、最大応答変位は粘土に対するアングル材の埋め込み深さとし、アングル材 1 本あたり 3 点計測した平均値を採用した。また、実験後には、梁中央の残留変位を計測した。残留変位については、両支点部における下端鉄筋を結んだ位置を基準として、RC 梁中央の位置における下縁までの長さを計測した。

3.2.3 近接爆発による荷重

図 3.4 および図 3.5 に、RC-A のケースにおける各計測位置の最大反射圧および反射力積の値を示す。RC 梁の中心部については、3.5 節で述べる数値解析による結果を示している。いずれの図中にも式(2.11)および式(2.12)から得られた近似式を重ねて示している。ここで、圧力分布係数 α_p は、球形爆薬に対しては TNT 換算質量 W 、離隔距離 R および部材長 L の関係から式(2.15)を用いて求めることができる。一方、直径および高さが等しい円柱形爆薬については、球形爆薬と異なり入射圧または反射圧と換算距離の関係が提案されていないため、3.5 節において詳述する数値解析を行い次のように算定した。まず、数値解析から梁中央部の最大反射圧を求め、梁中央部の値と実験結果を台形積分して求めた最大反射圧の総和と、式(2.11)を積分した値が等しくなるよう圧力分布係数 α_p を決定した。また、同様の方法で力積分係数 α_i を決定した。図 3.4 および図 3.5 から、数値解析による結果は実験式である式(2.13)および式(2.14)から求まる梁中央部の値に対して、図 3.4(c)に示すケース RC-A6 において最大反射圧が約 60% 大きな値を示している点を除くと、他のケースでは最大反射圧および反射力積の誤差は約 10~20% となった。そのため、数値解析では爆発荷重をある程度再現できていると考えられる。図から、いずれも梁中央からの距離が離れるにしたがい、最大反射圧および反射力積が減少する不均一な分布特性を示している。また、円柱形爆薬は球形爆薬と比べて、RC 梁中央の位置における最大反射圧が最大で約 5.5 倍、力積では約 3.0 倍の値を示している。すなわち、近接爆発では、同一の爆薬量および換算距離においても爆薬形状によって分布荷重が異なることがわかる。式(2.11)および式(2.12)から得られた近似式との比較を行うと、球形爆薬においては、近似式を用いて最大反射圧および反射力積の分布を比較的良好な精度で再現できているのに対して、円柱形爆薬においては換算距離が小さくなるにしたがい、特に P1 に示す爆薬直下から 100 mm の位置において近似式との差異が大きいことがわかる。

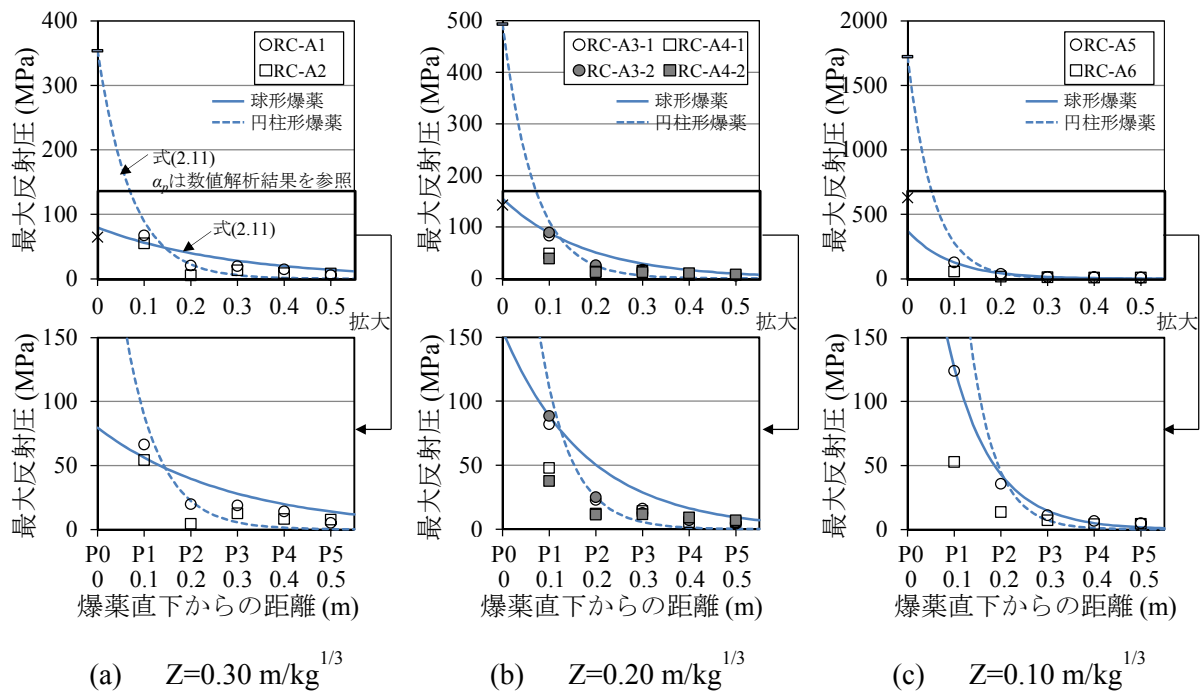


図 3.4 最大反射圧の分布 (ケース RC-A)

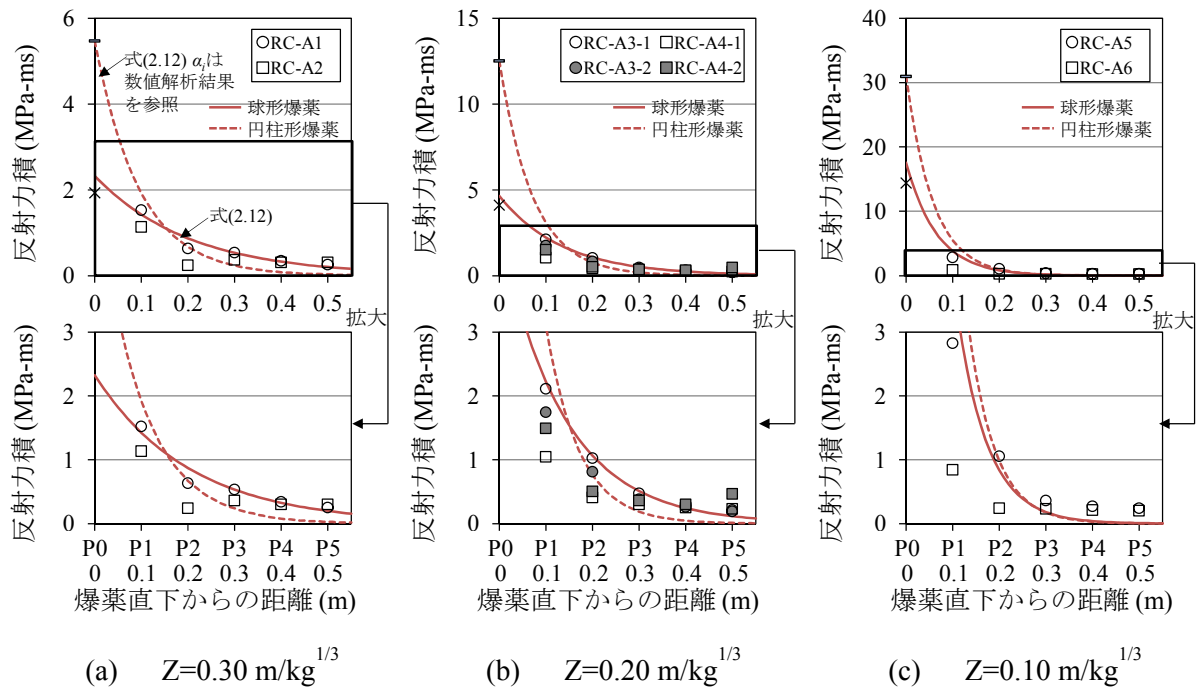


図 3.5 反射力積の分布 (ケース RC-A)

これは、円柱形爆薬では爆薬直下の圧力が高く、圧力または力積分布係数を求める際に爆薬直下と爆薬直下から 100 mm の位置における最大反射圧または反射力積の値を直線近似したことが原因と考えられる。円柱形爆薬を用いた近接爆発に対する荷重評価については、さらに検討を行う必要がある。

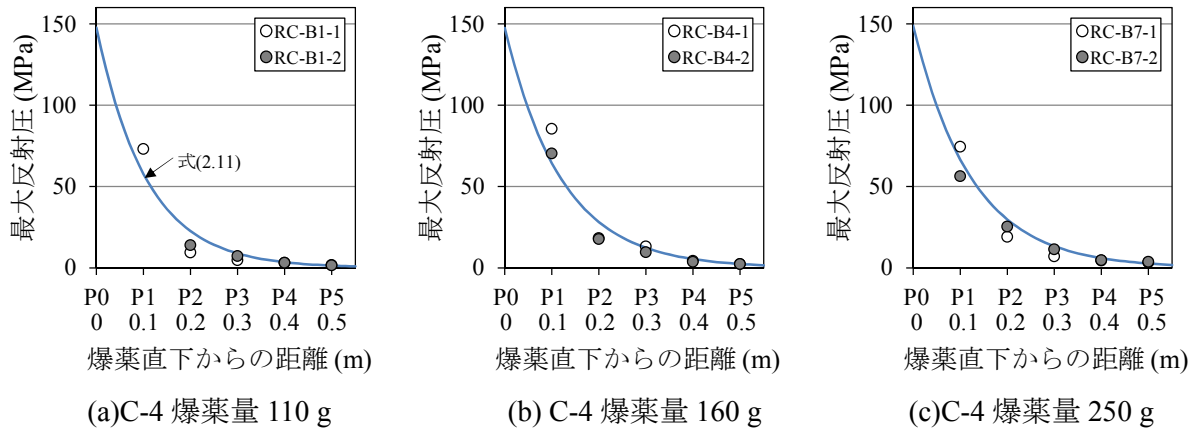
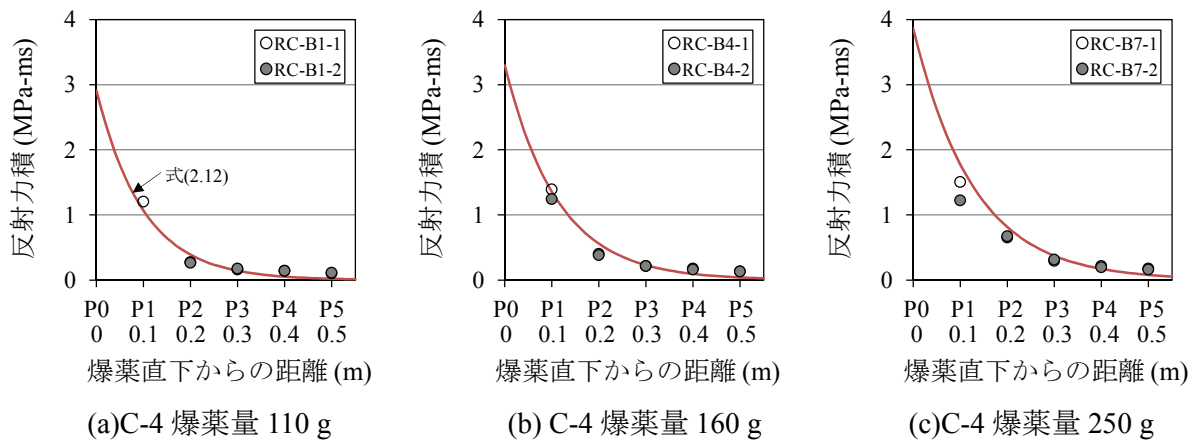

 図 3.6 最大反射圧の分布 (ケース RC-B $Z=0.20 \text{ m/kg}^{1/3}$)

 図 3.7 反射力積の分布 (ケース RC-B $Z=0.20 \text{ m/kg}^{1/3}$)

図 3.6 および図 3.7 に、RC-B のケースにおける実験結果の一例として、換算距離 $0.20 \text{ m/kg}^{1/3}$ のケースにおける最大反射圧および反射力積の分布を示す。図中には図 3.4 および図 3.5 と同様に、式(2.11)および式(2.12)から得られた近似式も重ねて示している。第 2 章における爆風圧計測実験の結果と同様に、換算距離が小さくなるにしたがい特に爆薬直下 (RC 梁中央) の最大反射圧および反射力積が大きく増加する傾向が認められ、近似式と実験結果は良い一致を示している。また、同一の換算距離でも爆薬量が異なることで、梁中央部の最大反射圧は等しくなるのに対して反射力積が異なることがわかる。

表 3.5 に、各実験ケースにおける最大荷重および全力積の推定値を示す。球形爆薬の各ケースについては、式(2.15)および式(2.17)から求まる圧力分布係数 α_p および力積分布係数 α_i を併せて示す。ここで、分布荷重を考慮した最大荷重および全力積は、式(2.11)および式(2.12)から得られる値を RC 梁上面において積分することで算出した。また、比較のため等分布荷重を仮定した値についても示している。表から、近接爆発を受ける RC 梁では等分布荷重を仮定した場合、分布荷重を考慮したモデルに対して最大荷重が約 2.3 倍から 12.5 倍、全力積は約 3.0 倍から 11.6 倍過大に評価している。また、表 3.5(a)から、分布荷重を考慮した最大荷

表 3.5 最大荷重および全力積の推定値

(a) ケース RC-A

実験 ケース	C-4 爆薬量 w (g)	爆薬 形状	換算距離 Z ($\text{m/kg}^{1/3}$)	最大荷重 (kN)		等分布荷重/ 分布荷重	α_p	全力積 (kN-ms)		等分布荷重/ 分布荷重	α_i
				等分布 荷重	分布 荷重			等分布 荷重	分布 荷重		
RC-A1	375	球形	0.30	10500	4550	2.3	1.91	315	105	3.0	2.70
RC-A2	375	円柱形	0.30	46700	5290	8.8	7.60	722	139	5.2	4.76
RC-A3	375	球形	0.20	20500	6070	3.4	3.09	615	140	4.4	4.05
RC-A4	375	円柱形	0.20	65100	6700	9.7	8.22	1650	185	8.9	7.69
RC-A5	375	球形	0.10	49000	7410	6.6	5.93	2170	218	10.0	8.38
RC-A6	375	円柱形	0.10	227000	18200	12.5	10.03	4090	352	11.6	9.49

(b) ケース RC-B

実験 ケース	C-4 爆薬量 w (g)	爆薬 形状	換算距離 Z ($\text{m/kg}^{1/3}$)	最大荷重 (kN)		等分布荷重/ 分布荷重	α_p	全力積 (kN-ms)		等分布荷重/ 分布荷重	α_i
				等分布 荷重	分布 荷重			等分布 荷重	分布 荷重		
RC-B1	110	球形	0.20	19900	4060	4.9	4.52	400	59.0	6.8	6.03
RC-B2	110	球形	0.18	24400	4350	5.6	5.12	505	63.2	8.0	7.00
RC-B3	110	球形	0.15	30000	4600	6.5	5.86	657	67.3	9.8	8.26
RC-B4	160	球形	0.20	19900	4570	4.4	4.03	449	77.2	5.8	5.29
RC-B5	160	球形	0.18	24400	4930	4.9	4.56	568	83.2	6.8	6.10
RC-B6	160	球形	0.15	30000	5200	5.8	5.25	750	90.3	8.3	7.22
RC-B7	250	球形	0.20	19900	5240	3.8	3.51	528	106	5.0	4.58
RC-B8	250	球形	0.18	24400	5650	4.3	4.00	664	115	5.8	5.25
RC-B9	250	球形	0.15	30000	6000	5.0	4.60	873	126	6.9	6.16

重および全力積は、同一の換算距離では球形爆薬よりも円柱形爆薬の方が最大でそれぞれ約 2.4 倍および 1.6 倍大きな値を示している。さらに、表 3.5(b)から、同一の爆薬量では換算距離が減少するにしたがい、分布荷重を考慮した最大荷重および全力積は、最大でそれぞれ約 15%および 19%増加した。また、同一の換算距離では爆薬量が増加するにしたがい、分布荷重を考慮した最大荷重および全力積は、最大でそれぞれ約 30%および 88%増加することがわかる。すなわち、RC-B に対する実験条件では、換算距離よりも爆薬量が最大荷重および全力積に大きく影響することを示している。

3.2.4 RC 梁の破壊性状

図 3.8 および図 3.9 に、それぞれ RC-A および RC-B のケースにおける爆発実験後の RC 梁の破壊性状、最大応答変位および残留変位を示す。図 3.8 から、RC-A のケースでは、梁中央

部における斜め方向のひび割れが生じる特徴がある。また、RC-A1 および RC-A3-2 を除くケースでは、上側から下方向に向かうひび割れが左右のほぼ同位置に生じていた。同一の換算距離では、球形爆薬に比べて円柱形爆薬を用いた方が RC 梁の残留変位が大きいことが認められる。換算距離 $0.20 \text{ m/kg}^{1/3}$ のケースでは、円柱形爆薬によるケースにのみ梁中央部にスポールが確認された。以上から、爆薬形状が異なることで破壊性状が変化し、円柱形爆薬は球形爆薬に比べて RC 梁に生じる残留変位が増加することがわかる。なお、図 3.9 に示す最大応答変位については、梁中心下部に生じた曲げひび割れまたは RC 梁の破壊によってアングル材が剥離したため、一部のケースにおいて計測不良であった。破壊性状については、いずれの実験ケースにおいても、梁中央部における斜め方向のひび割れと中央下部の曲げひび割れが確認された。また、中央から端部に向かうにしたがい上側から下方向に向かうひび割れが左右のほぼ同位置に生じていた。換算距離 $0.15 \text{ m/kg}^{1/3}$ のケース (RC-B3-1, RC-B3-2, RC-B6-1, RC-B6-2, RC-B9-1, RC-B9-2) および C-4 爆薬量 250 g で換算距離 $0.18 \text{ m/kg}^{1/3}$ のケース (RC-B8-1) においては、梁中央部にスポールが生じていた。図 3.10 に、最大応答変位および残留変位と全力積の関係を示す。図から、最大応答変位および残留変位は全力積の増加と対応して増大していることがわかる。


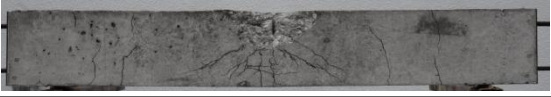
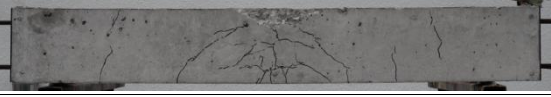
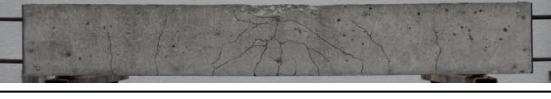
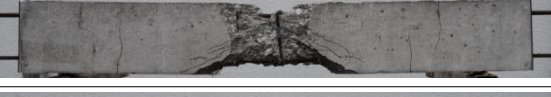
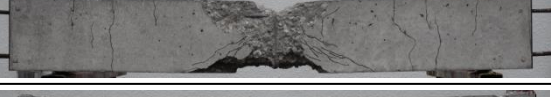
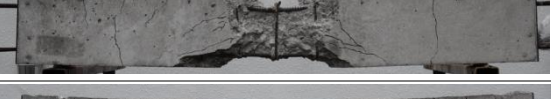

実験 ケース	爆薬形状	C-4 爆薬量 w (g)	換算距離 Z ($\text{m/kg}^{1/3}$)	破壊性状	残留変位 (mm)
				0.5, 0.4, 0.3, 0.2, 0.1, 0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5m	
RC-A1	球形	375	0.30		1.0
RC-A2	円柱形				6.0
RC-A3-1	球形		0.20		4.0
RC-A3-2	球形				3.0
RC-A4-1	円柱形				8.0
RC-A4-2	円柱形				9.5
RC-A5	球形		0.10		12.0
RC-A6	円柱形				36.0

図 3.8 破壊性状および残留変位 (ケース RC-A)

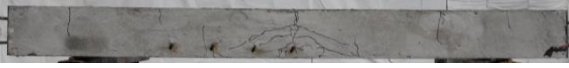



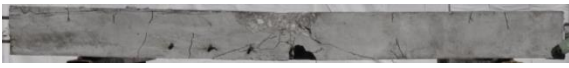


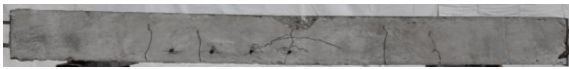


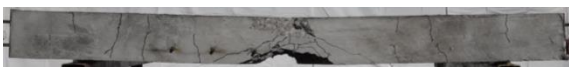
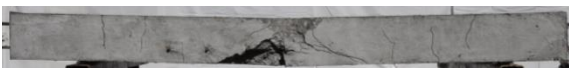






実験 ケース	C-4 爆薬量 w (g)	換算距離 Z ($\text{m/kg}^{1/3}$)	破壊性状	最大応答 変位 (mm)	残留変位 (mm)
			0.5, 0.4, 0.3, 0.2, 0.1, 0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5m		
RC-B1-1	110	0.20		計測不良	3.0
RC-B1-2				7.5	3.5
RC-B2-1		0.18		7.5	3.0
RC-B2-2				7.0	4.0
RC-B3-1		0.15		9.0	6.0
RC-B3-2				計測不良	6.0
RC-B4-1	160	0.20		10.0	7.0
RC-B4-2				9.5	6.0
RC-B5-1		0.18		13.5	10.0
RC-B5-2				計測不良	11.0
RC-B6-1		0.15		計測不良	13.5
RC-B6-2				16.0	13.0
RC-B7-1	250	0.20		14.0	10.0
RC-B7-2				計測不良	9.5
RC-B8-1		0.18		計測不良	18.0
RC-B8-2				20	15.0
RC-B9-1		0.15		計測不良	20.0
RC-B9-2				計測不良	25.5

図 3.9 破壊性状と最大応答変位および残留変位 (ケース RC-B)

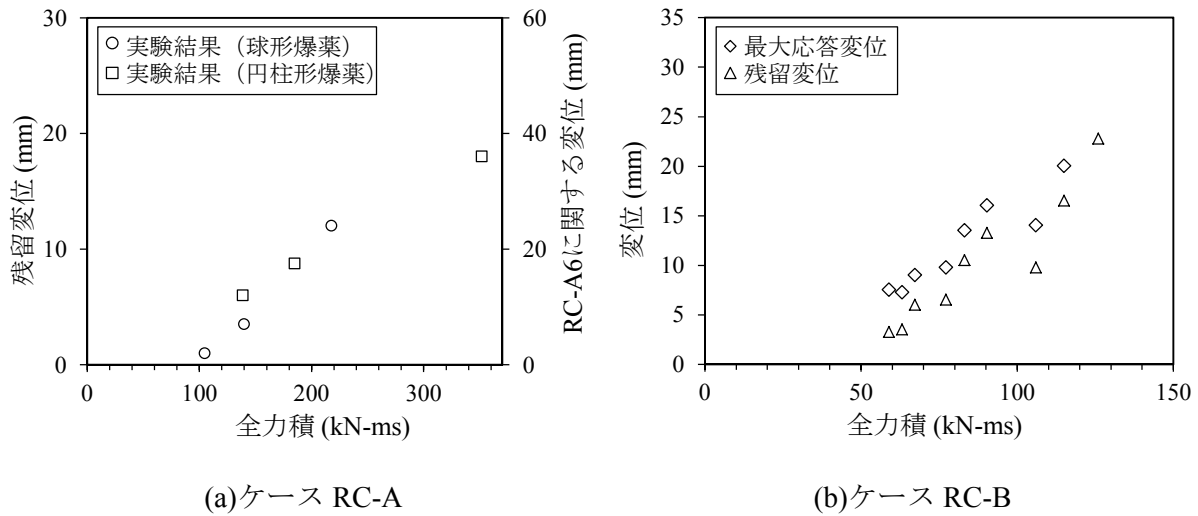


図 3.10 最大応答変位および残留変位と全力積の関係

爆発荷重によって RC 版に生じるスポールの予測については、いくつかの研究[2-5]がなされており、損傷予測式が提案されている。一方で、RC 棒部材については研究事例が非常に少ないのが現状である。RC 棒部材に対するスポールの予測については、Li ら[6,7]が数値解析を行い、部材高さの増加および軸方向鉄筋とせん断補強筋の間隔が密になることでスポールが抑制されることを示している。Li らによる RC 棒部材に対する局部破壊の予測式は、次式で表される。

$$y_s = 2.09 \times D^{-0.446} \times W^{0.609}$$

$$(200 \text{ mm} \leq D < 400 \text{ mm}, 0.5 \text{ kg} \leq W < 15 \text{ kg}) \quad (3.1)$$

ここに、 y_s はスポール限界の離隔距離(m)であり、 D は梁の高さ(mm)である。

式(3.1)におけるスポールの程度は、梁の高さの 1/3 までの破壊と定義されており、本実験で生じたスポールと対応している。ここで、式(3.1)はせん断補強筋の影響が考慮されておらず、梁の高さおよび TNT 換算質量についても本実験は適用範囲外である。また、爆薬形状は球形爆薬を対象としたものであるが、円柱形爆薬も含めて実験結果とスポールの予測値がどの程度整合するかを検討した。図 3.11 に、Li らが提案している局部破壊予測式と実験結果との比較を示す。図から、図 3.11(a)および図 3.11(c)に示す球形爆薬に対する実験結果と式(3.1)による予測は比較的良く一致しているのに対して、円柱形爆薬では危険側に予測することがわかる。このように、球形爆薬に対しては式(3.1)によって予測できると考えられるが、本予測式は数値解析を基にしたもので本実験の適用範囲外であるため、今後より多くの実験や数値解析を行い、RC 梁に対するスポール予測式を確立する必要がある。

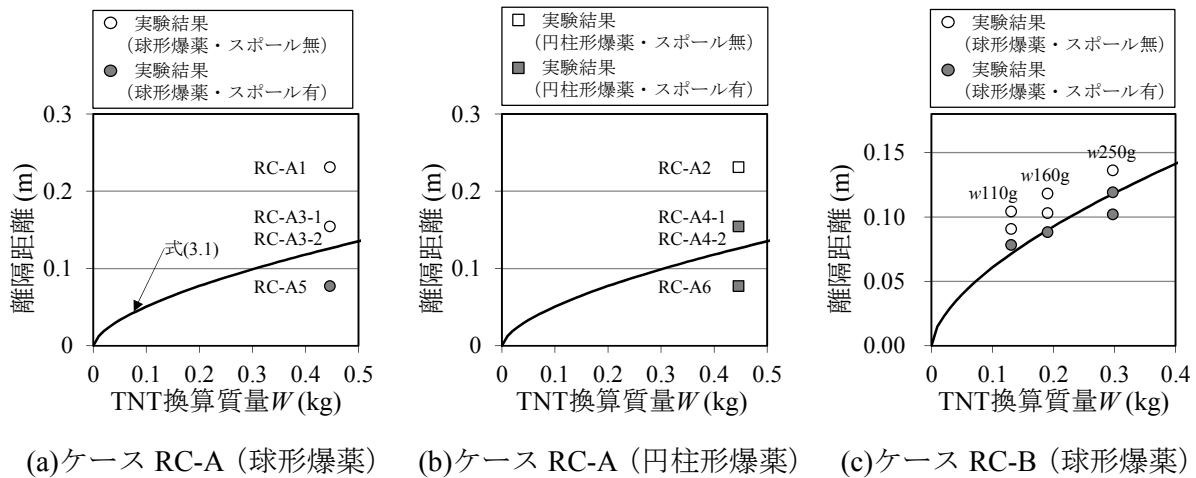


図 3.11 局部破壊予測式と実験結果の比較

3.3 近接爆発を受ける RC 梁の破壊メカニズム

3.3.1 軸方向鉄筋のひずみ

図 3.12 に、RC-B のケースにおいて梁中央から 0.1 m 離れた軸方向下端鉄筋のひずみ(T1)～時間関係を示す。ひずみは、各ケースで 2 回実施した実験結果の平均値を示している。図から、爆薬量が増加し換算距離が減少するにしたがい、最大ひずみは約 2500 μ から 17000 μ へ、振動周期は約 17 ms から 35 ms に増加していることがわかる。最大ひずみが増加した理由は、爆薬量が増加し換算距離が減少するにしたがい、表 3.5(b)および図 3.9 で示した全力積および最大応答変位が増加したためである。また、振動周期が増加しているのは、RC 梁に損傷が生じ曲げ剛性が低下したことが原因と考えられる。

爆発直後の荷重とひずみの応答について考察を行うため、図 3.13(a)および図 3.13(b)に、実験 RC-B4-1 のケースにおける反射圧およびひずみ～時間関係を示す。爆発と同時に、ひずみは起爆の影響とみられる大きな高周波の振幅を示し、約 0.08 ms において梁中央のひずみ(T0)が引張側の値を示している。一方で、梁中央から 0.5 m の位置(P5)においては、約 0.2 ms～0.4 ms にかけて反射圧が生じ、梁中央から 0.3 m～0.5 m の位置におけるひずみ (T3～T5) は圧縮側の値を示し、0.4 ms 以降から引張側に転じている。図 3.13(c)は、爆発直後のひずみ分布の推移を示したものである。図から、時刻 0.2 ms から 0.4 ms にかけて、梁中央から 0.3 m～0.5 m におけるひずみが圧縮側の値を示しており、他のケースも同様の傾向を示していた。これは、爆発による衝撃荷重が作用することで、Cotsovos ら[8]が指摘したようにみかけの支点位置が梁中央に移動し、初期の応答段階では高次の変形モードが生じたためと考えられる。すなわち、梁の端部付近において、初期の応答段階では負の曲げモーメントが生じ、これが図 3.9 で示した梁端部近傍の上側から下方向に向かうひび割れを形成したものと考えられる。その後、ひずみ T3～T5 が引張側に転じ始める時刻約 0.4 ms から、RC 梁は全体変形へ移行したと考えられる。

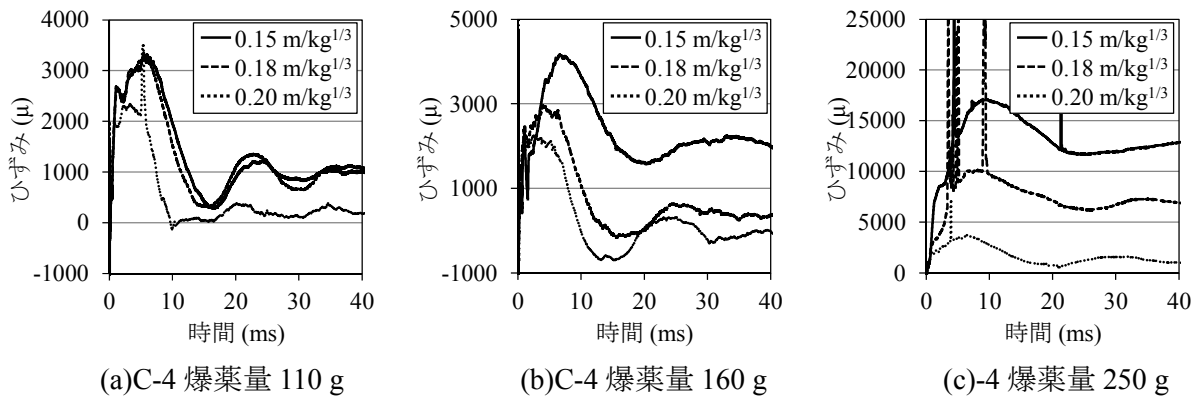
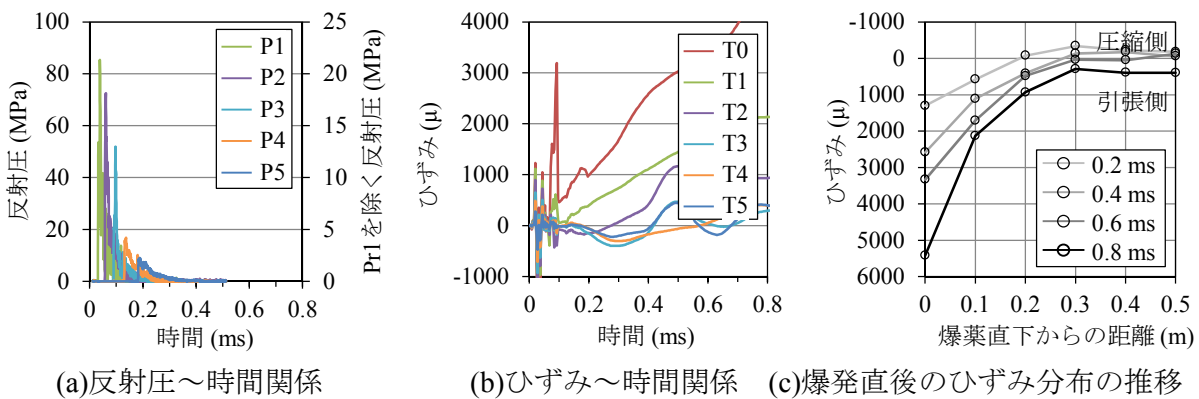


図 3.12 軸方向下端鉄筋ひずみ(T1)～時間関係 (ケース RC-B)


 図 3.13 ケース RC-B4-1 (C-4 爆薬量 160 g $Z=0.20 \text{ m/kg}^{1/3}$) の反射圧，軸方向鉄筋のひずみ～時間関係と爆発直後のひずみ分布の推移

3.3.2 支点反力

図 3.14 および図 3.15 に，それぞれ RC-A および RC-B のケースの一例として，C-4 爆薬量 160 g のケースにおける支点反力～時間関係を示す．図から，支点反力は爆発後瞬間的に最大値まで立ち上がった後急激に減少し，増減を繰り返しながら継続時間が RC-A および RC-B においてそれぞれ約 20～30 ms および約 15～20 ms の主要な波形を形成している．また，図 3.14 から，同一の換算距離においては，円柱形爆薬の方が球形爆薬と比較して支点反力は大きな値を示す傾向がある．

ここで，支点反力の応答時間は RC 梁の塑性変形量の影響を受けると考えられる．すなわち，荷重や RC 梁の変形量が増加するにしたがい，支点反力を時間積分した支点反力の力積も増加すると考えられる．そこで，図 3.16 および図 3.17 に，それぞれケース RC-A およびケース RC-B における支点反力の力積を算定し考察を行った．なお，同一の実験条件において 2 回ずつ実施しているケースについては，平均値を示している．図 3.8 に示したように，RC-A のケースではいずれの爆薬形状においても換算距離が小さくなるにしたがい残留変位が増加するのに対して，支点反力の力積は図 3.16 に示すように換算距離 $0.30 \text{ m/kg}^{1/3}$ のケースにおいて最小値を示すが，換算距離 $0.20 \text{ m/kg}^{1/3}$ および $0.10 \text{ m/kg}^{1/3}$ のケースでは差がほとんど生じな

かった。RC-B のケースでは、図 3.17(a)に示すように、C-4 爆薬量 110 g のケースでは、換算距離が小さくなるにしたがい支点反力の力積も増加している。一方で、図 3.17(b)および図 3.17(c)に示す、C-4 爆薬量 160 g および 250 g のケースでは、換算距離 $0.15 \text{ m/kg}^{1/3}$ のケースよりも作用する全力積が小さい $0.18 \text{ m/kg}^{1/3}$ のケースの方が、支点反力の力積が増加している。この理由は、図 3.8 および図 3.9 に示すように、RC-A では円柱形爆薬における換算距離 $0.20 \text{ m/kg}^{1/3}$ のケースおよび換算距離 $0.10 \text{ m/kg}^{1/3}$ のケースにおいて、また、RC-B では爆薬量 160 g および 250 g で換算距離 $0.15 \text{ m/kg}^{1/3}$ のケースにおいて、RC 梁中央部にスポールによる断面欠損が生じ、RC 梁に作用する荷重が減少したためと考えられる。

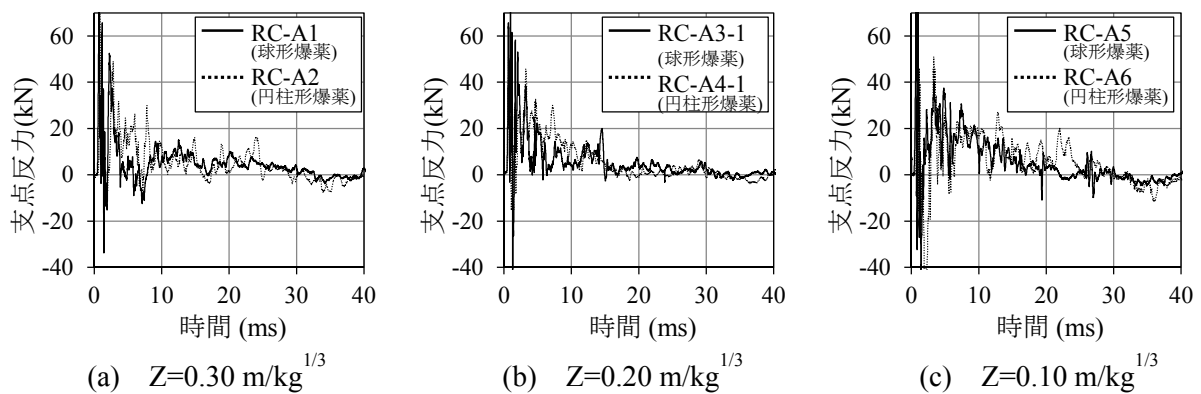


図 3.14 支点反力～時間関係（ケース RC-A）

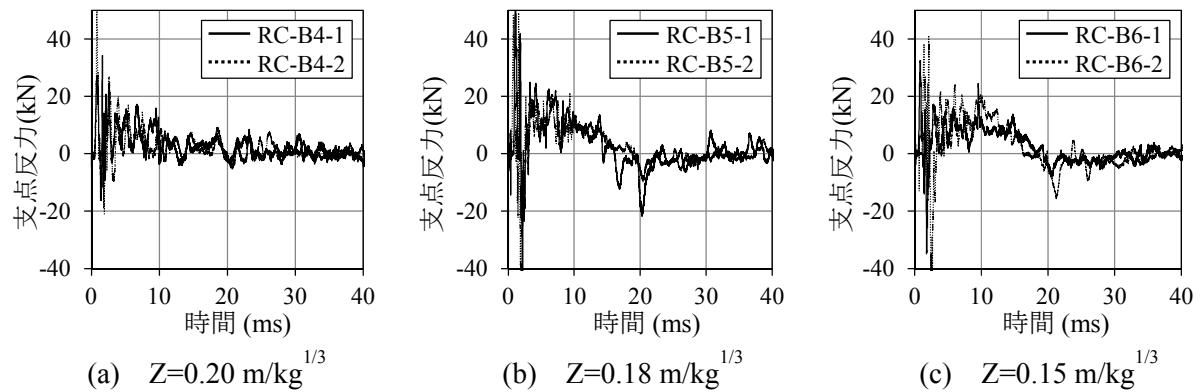


図 3.15 支点反力～時間関係（ケース RC-B C-4 爆薬量 160 g）

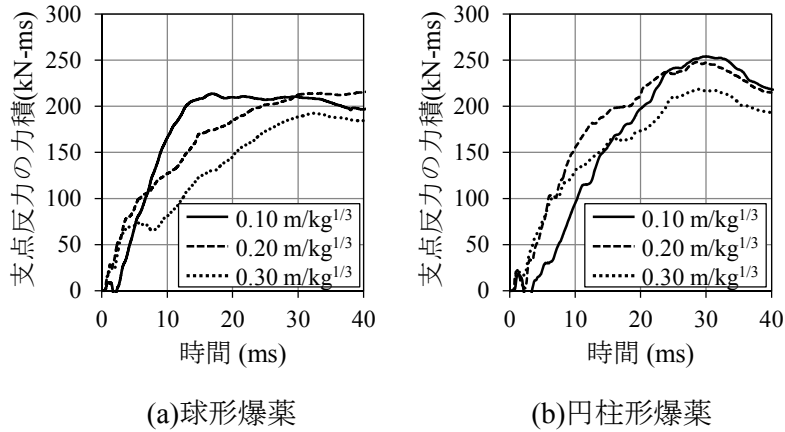


図 3.16 支点反力の力積～時間関係（ケース RC-A）

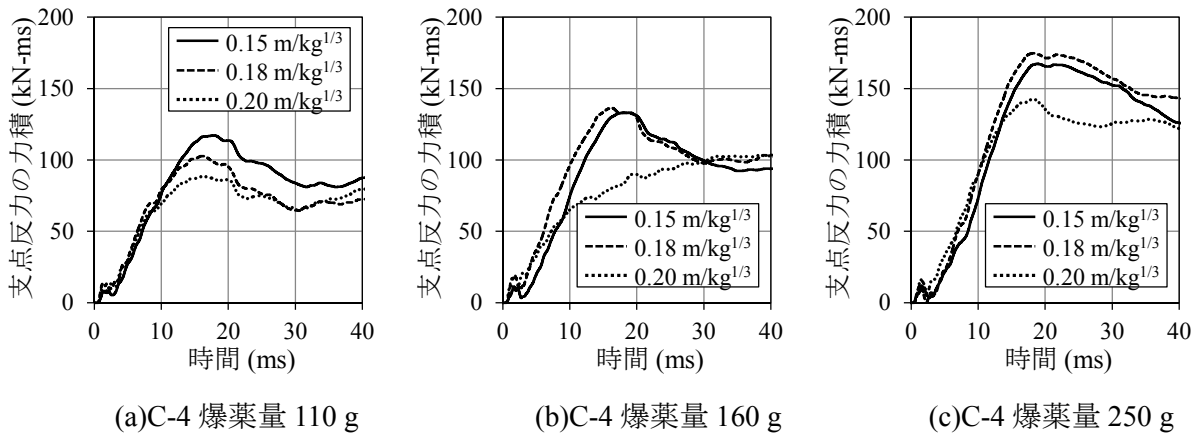


図 3.17 支点反力の力積～時間関係（ケース RC-B）

3.4 荷重分布特性を考慮した曲げ応答評価法の提案

3.4.1 荷重分布特性を考慮した一質点系モデルによる曲げ応答評価

図 3.18 に示すように、近接爆発による分布荷重を考慮した一質点系モデルの提案を行う。近接爆発荷重を受ける RC 部材に対する一質点系モデルの適用については、Hao ら[9,10]が指摘する局部破壊やせん断破壊の影響や、Cotsovos ら[8]が指摘するみかけの支点位置が中央に移動するような変形による影響が考えられるが、ここでは基礎的な研究として、RC 梁の破壊モードについては曲げ変形を仮定した。RC 梁の応答評価に用いる荷重～時間関係については、図 3.19 に示す三角形パルス[5,11]を用いて、近接爆発による分布荷重と三角形パルスにおいて最大荷重と全力積が等値となるようにモデル化した。RC 梁の抵抗関数は、図 3.20 に示すようにバイリニア型とした。式(1.9)で表される一質点系モデルの運動方程式において、 M は RC 梁の支点間における質量、 y は RC 梁中央部の変位、 K_{LM} は荷重質量係数であり、次式から求められる。

$$K_{LM} = \frac{K_M}{K_L} \quad (3.2)$$

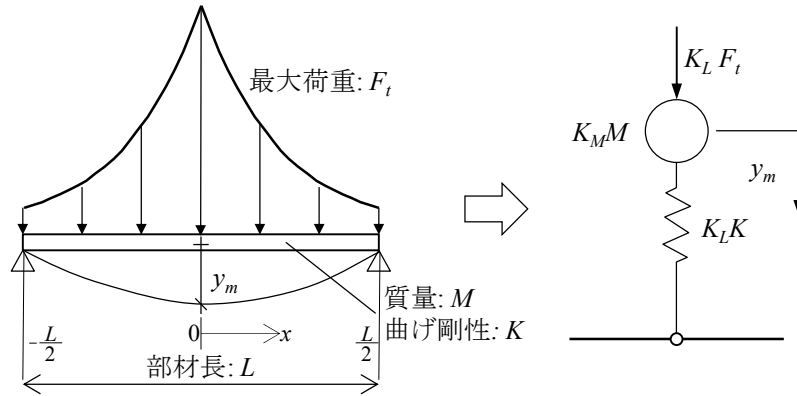


図 3.18 近接爆発による分布荷重を考慮した一質点系モデルの概要

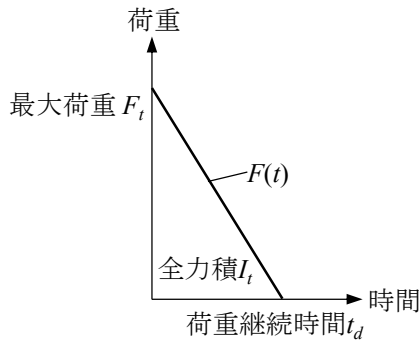


図 3.19 荷重～時間関係

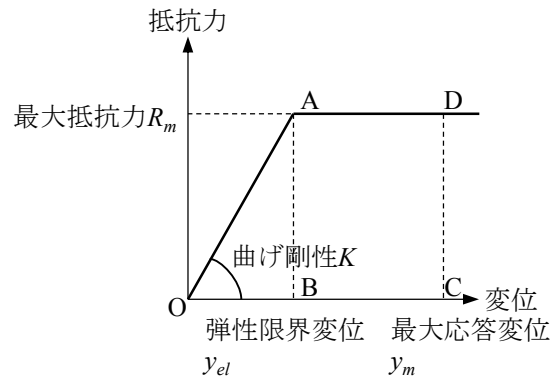


図 3.20 抵抗関数

ここに、 K_M は RC 梁の分布質量を等価な集中質量に変換するための等価質量係数、 K_L は RC 梁に作用する全荷重を等価な集中荷重に変換するための等価荷重係数である。等価質量係数 K_M および等価荷重係数 K_L は、それぞれ実部材に対する運動エネルギーおよび外部仕事の等価性を考慮して求めることができる。また、構造部材の種類、支持条件および荷重の形態等により異なり、代表的な条件に対する各係数については提案されている[5,12]。以下に、近接爆発による分布荷重の特性を考慮した各係数の提案を行う。

RC 梁面外方向の分布荷重は一定とすると、全荷重 F_t は、中心からある距離 x 離れた点における最大荷重を梁上面において面積分して求めることができる。全荷重 F_t は、圧力分布係数 α_p を用いて次式で表される。

$$F_t = B \int_{-\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} P_r(x) dx = B \int_{-\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} P_{rm} e^{\frac{-2\alpha_p}{L}x} dx = \frac{P_{rm}BL}{\alpha_p} (1 - e^{-\alpha_p}) \quad (3.3)$$

ここに、 B は RC 梁の幅である。

また、たわみ曲線 $y(x)$ については、圧力分布係数 α_p を用いて次式で求められる。

$$y(x) = \frac{P_{rm}L}{48EI\alpha_p} \left\{ 4x^3 - 6L \left(1 + \frac{e^{-\alpha_p}}{\alpha_p} \right) x^2 + \frac{3L^3}{\alpha_p^3} e^{-\frac{2\alpha_p}{L}x} \right\} + \frac{P_{rm}L^3}{8EI\alpha_p^3} x + \frac{P_{rm}L^4}{96EI} \cdot \frac{2\alpha_p^3 + 3e^{-\alpha_p}\alpha_p^2 - 6\alpha_p - 6e^{-\alpha_p}}{\alpha_p^4}$$

(ただし, $0 \leq x \leq L/2$) (3.4)

ここに, E はコンクリートのヤング係数, I は断面二次モーメント, L は RC 梁の長さである。なお, たわみ曲線は簡便のため弾性応答を仮定しているが, 梁中央部において塑性ヒンジが生じた後のたわみ曲線は異なる。よって, ここでは後に求める荷重質量係数 K_{LM} は一定としているが, 塑性ヒンジ形成後は, 荷重質量係数 K_{LM} も変化することに留意する必要がある。

たわみの最大値 y_m は, RC 梁中央($x=0$)で生じるので, 次式で求められる。

$$y_m = y(0) = \frac{P_{rm}L^4}{96EI} \cdot \frac{2\alpha_p^3 + 3e^{-\alpha_p}\alpha_p^2 - 6\alpha_p - 6e^{-\alpha_p} + 6}{\alpha_p^4} \quad (3.5)$$

よって, たわみ曲線を最大たわみで除することで無次元化した形状関数 $\varphi(x)$ については, 次式で表される。

$$\varphi(x) = \frac{y(x)}{y_m}$$

$$= \frac{\alpha_p^3}{2\alpha_p^3 + 3e^{-\alpha_p}\alpha_p^2 - 6\alpha_p - 6e^{-\alpha_p} + 6} \cdot \left\{ \frac{8}{L^3}x^3 - \frac{12}{L^2} \left(1 + \frac{e^{-\alpha_p}}{\alpha_p} \right) x^2 + \frac{12}{L\alpha_p^2}x + \frac{6}{\alpha_p^3} e^{-\frac{2\alpha_p}{L}x} - \frac{6}{\alpha_p^3} e^{-\alpha_p} - \frac{6}{\alpha_p^2} + \frac{3}{\alpha_p} e^{-\alpha_p} + 2 \right\}$$

(3.6)

等価質量係数 K_M は, 実部材と一質点系モデルにおける運動エネルギーの等価性から, 次式のように求められる。

$$\frac{1}{2} K_M M \left(\frac{dy_m}{dt} \right)^2 = \frac{1}{2} \rho A \int_{-\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} \left(\frac{dy(x)}{dt} \right)^2 dx$$

$$K_M = \frac{2 \int_0^{\frac{L}{2}} \varphi^2(x) dx}{L} \quad (3.7)$$

ここに, ρ および A は RC 梁の密度および断面積である。

また, 等価荷重係数 K_L については, 実部材と一質点系モデルにおける外部仕事の等価性から, 次式のように求められる。

$$K_L F_t y_m = 2B \int_0^{\frac{L}{2}} P(x) y(x) dx$$

$$K_L = \frac{2B \int_0^{\frac{L}{2}} P(x) \varphi(x) dx}{F_t} \quad (3.8)$$

上式を解くことで、等価質量係数 K_M 、等価荷重係数 K_L および荷重質量係数 K_{LM} は、次式のように求められる。

$$K_M = \frac{2C_a}{\alpha_p C_b^2} \quad (3.9)$$

$$K_L = \frac{C_c}{(1 - e^{-\alpha_p})C_b} \quad (3.10)$$

$$K_{LM} = \frac{K_M}{K_L} = \frac{2(1 - e^{-\alpha_p})}{\alpha_p} \cdot \frac{C_a}{C_b C_c} \quad (3.11)$$

$$C_a = \frac{34}{35}\alpha_p^7 + \frac{61}{20}e^{-\alpha_p}\alpha_p^6 + \frac{12(e^{-2\alpha_p} - 2)}{5}\alpha_p^5 - 15e^{-\alpha_p}\alpha_p^4 + 6(-2e^{-2\alpha_p} + 3)\alpha_p^3 + 54e^{-\alpha_p}\alpha_p^2 + 18(3e^{-2\alpha_p} - 4)\alpha_p + 63e^{-2\alpha_p} - 144e^{-\alpha_p} + 81 \quad (3.11a)$$

$$C_b = 2\alpha_p^3 + 3e^{-\alpha_p}\alpha_p^2 - 6\alpha_p - 6e^{-\alpha_p} + 6 \quad (3.11b)$$

$$C_c = 2\alpha_p^3 + 6e^{-\alpha_p}\alpha_p^2 + 6(e^{-2\alpha_p} - 2)\alpha_p + 9e^{-2\alpha_p} - 24e^{-\alpha_p} + 15 \quad (3.11c)$$

図 3.21 に、等価質量係数 K_M 、等価荷重係数 K_L および荷重質量係数 K_{LM} と圧力分布係数 α_p の関係を示す。図中に、等分布荷重と集中荷重に対する荷重質量係数の値[5]も重ねて示している。図から、圧力分布係数 α_p の変化によって、それぞれの係数における等分布荷重または集中荷重の値に収束している様子がわかる。また、いずれの図においても、圧力分布係数 α_p が 0.04 および 30 の場合に、それぞれ等分布荷重および集中荷重とほぼ同一の値を示している。図 2.17 から、 $R/L = 3$ の場合、いずれの換算距離においても圧力分布係数 α_p は 0.04 以下となることがわかる。すなわち、対象部材の長さに対して離隔距離が 3 倍程度離れている場合、荷重を適切に評価することができれば荷重質量係数 K_{LM} は等分布荷重の値を用いても応答結果に大きな差異は生じないと考えられる。一方、近接爆発を対象とした本実験においては、 R/L の値が 0.07～0.21 となり、表 3.5 に示すように圧力分布係数 α_p は 1.91～10.03 の値を示す。この場合、図 3.21 から、等分布荷重よりも集中荷重に近い荷重質量係数 K_{LM} を示すため、等分布荷重を仮定すると荷重質量係数 K_{LM} の誤差が大きくなり、実験結果と解析結果の差異が増加すると考えられる。

次に、図 3.20 に示すようなバイリニア型の抵抗力特性を有する一質点系モデルにおいて、最大抵抗力 R_m および曲げ剛性 K に対して、近接爆発による分布荷重を考慮する方法を示す。まず、部材中央からの距離 $x(x \geq 0)$ における曲げモーメント $M(x)$ は、次式で求められる。

$$M(x) = \frac{P_{rm}L}{2\alpha_p} \left(-x - \frac{L}{2\alpha_p} e^{-\frac{2\alpha_p}{L}x} + \frac{L}{2\alpha_p} e^{\alpha_p} - \frac{L}{2} \right) \quad (3.12)$$

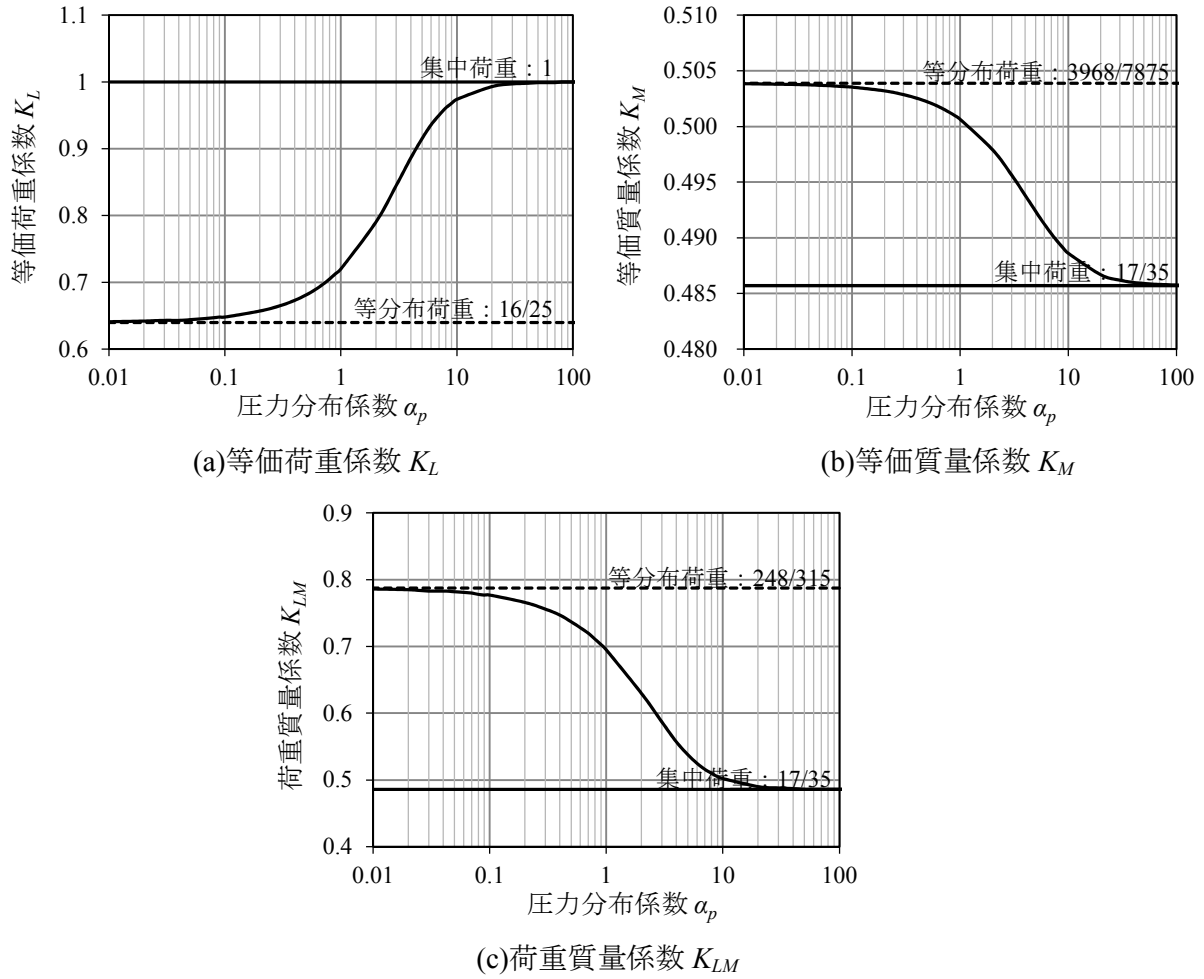


図 3.21 等価荷重係数，等価質量係数および荷重質量係数と圧力分布係数の関係

最大曲げモーメント M_{\max} は部材中央で生じるため，次式で求められる．

$$M_{\max} = M(0) = \frac{P_{rm}L}{2\alpha_p} \left(-\frac{L}{2\alpha_p} + \frac{L}{2\alpha_p} e^{\alpha_p} - \frac{L}{2} \right) \quad (3.13)$$

式(3.3)および式(3.13)から，全荷重 F_t と最大曲げモーメント M_{\max} の関係は次式で求められる．

$$F_t \frac{4}{L} \cdot \frac{(1-e^{-\alpha_p})\alpha_p}{\alpha_p + e^{-\alpha_p} - 1} M_{\max} \quad (3.14)$$

以上から，最大抵抗力 R_m は，最大曲げモーメント M_{\max} が降伏モーメント M_p に達するときの全荷重と等しいので，次式から求められる．

$$R_m = \frac{4}{L} \cdot \frac{(1-e^{-\alpha_p})\alpha_p}{\alpha_p + e^{-\alpha_p} - 1} M_p \quad (3.15)$$

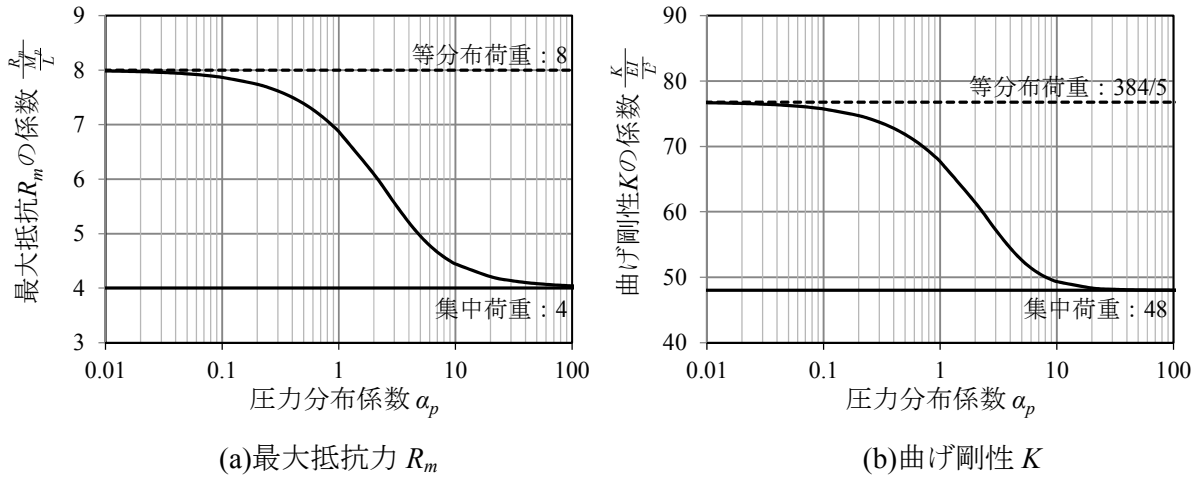


図 3.22 最大抵抗力および曲げ剛性と圧力分布係数の関係

降伏モーメント M_p については、次式から算出した[11].

$$M_p = \rho_s B d^2 f_{dy} \cdot \left(1 - \frac{\rho_s f_{dy}}{1.7 f'_{dc}} \right) \quad (3.16)$$

ここに、 ρ_s は引張鉄筋比、 d は RC 梁の有効高さ、 f_{dy} および f'_{dc} はそれぞれ鉄筋の動的降伏強度およびコンクリートの動的圧縮強度を示す。ひずみ速度については、10/s で一定とした。鉄筋およびコンクリートの動的増加倍率については、それぞれ崎野ら[13]と藤掛ら[14]による実験的研究から、それぞれ 1.4 および 1.7 を採用した。

次に、曲げ剛性 K は全荷重 F_t が静的に作用した場合の部材中央の最大たわみ y_m から、式(3.3)および式(3.5)を用いて次のように求められる。

$$K = \frac{F_t}{y_m} = \frac{96 E I_i}{L^3} \cdot \frac{(1 - e^{-\alpha_p}) \alpha_p^3}{(2 \alpha_p^3 + 3 e^{-\alpha_p} \alpha_p^2 - 6 \alpha_p - 6 e^{-\alpha_p} + 6)} \quad (3.17)$$

ここに、 I_i はコンクリートの引張強度を無視した断面二次モーメントを示す。

図 3.22 に、最大抵抗力 R_m および曲げ剛性 K と圧力分布係数 α_p の関係を示す。図中には、単純支持された梁部材に等分布荷重または集中荷重が作用した際の値も示している。図から、圧力分布係数 α_p が増加するにしたがい、等分布荷重から集中荷重の値に収束している様子がわかる。また、近接爆発を対象とした本実験においては、表 3.5 に示すように圧力分布係数 α_p は 1.91～10.03 の値を示すため、荷重質量係数 K_{LM} と同様に最大抵抗力 R_m および曲げ剛性 K においても等分布荷重よりも集中荷重に近い値を示すことがわかる。

図 3.23 および図 3.24 に、実験から得られた最大応答変位あるいは残留変位と一質点系モデルから得られた変位～時間関係の一例を比較して示す。図 3.23 では RC-A のケースにおいて球形爆薬を用いた実験結果を比較対象とし、図 3.24 では RC-B のケースにおいて換算距離が $0.18 \text{ m/kg}^{1/3}$ のケースを比較対象とした。実験回数が 2 回の場合は、最大応答変位および残留

変位の実験結果は平均値を示している。図から、一質点系モデルによる解析結果は最大応答変位および残留変位を概ね再現できているものの、いずれのケースにおいても実験結果に対して過大に評価している。RC 梁の最大応答変位について、RC-B では一質点系モデルによる解析結果は実験結果に対して、C-4 爆薬量が 110 g(RC-B2), 160 g(RC-B5)および 250 g(RC-B8)のケースについて、それぞれ約 34%, 10%および 28%過大に評価する結果となった。減衰を考慮していない一質点系モデルにおける残留変位を振幅の中心とすると、RC-A のケースでは、換算距離 $0.10 \text{ m/kg}^{1/3}$ のケース(RC-A5)において最大で 36%の誤差が生じた。RC-B のケースでは、換算距離 $0.10 \text{ m/kg}^{1/3}$ のケース(RC-B2)において最大で 50%の誤差が生じた。このような誤差が生じた原因としては、実験では梁中央部において局所的な変形が生じ変位量が減少したのに対して、一質点系モデルでは曲げ破壊のみを仮定している点が影響していると考えられる。RC-A5 のケースでは、図 3.8 に示すように梁中央部にスポールが生じているが、本提案モデルではこのような局部破壊の影響について考慮していない点も誤差の原因として挙げられる。

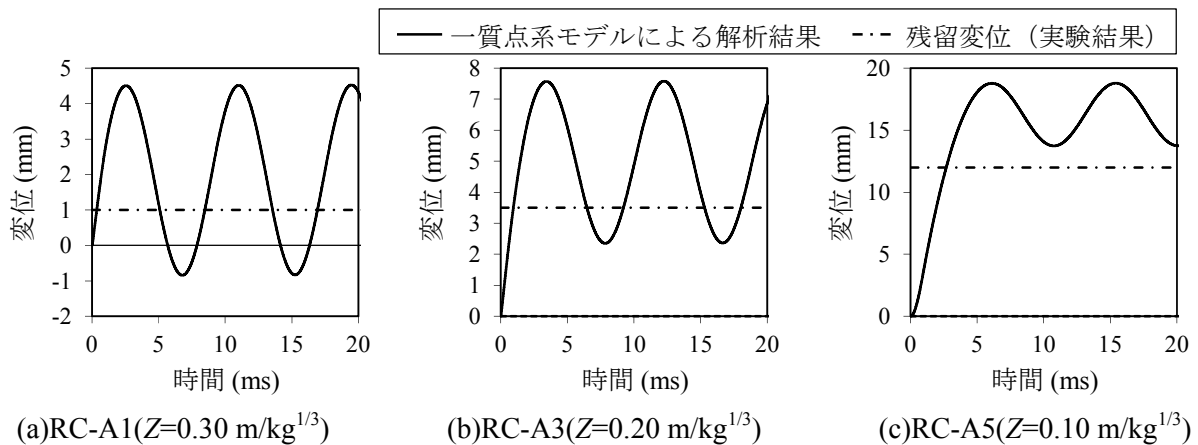
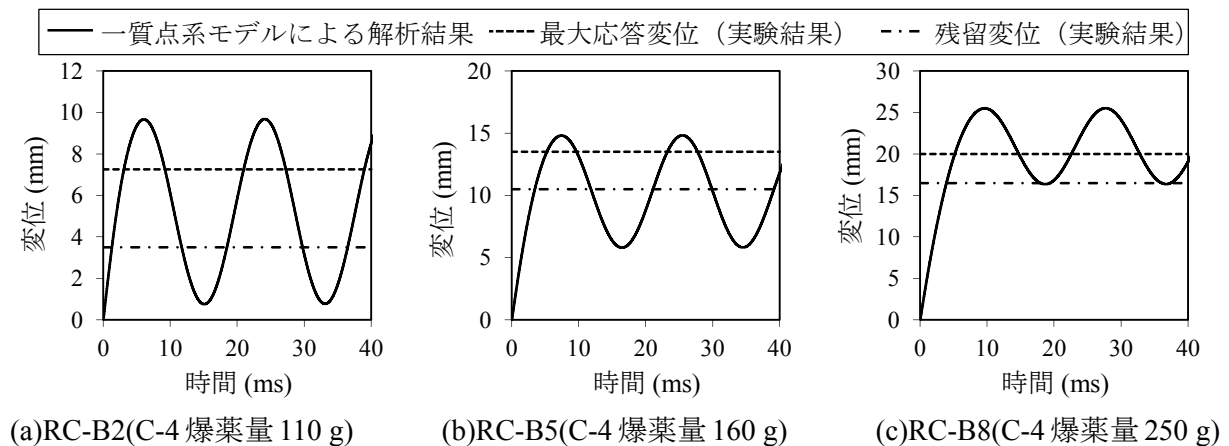


図 3.23 変位～時間関係（ケース RC-A（球形爆薬））


 図 3.24 変位～時間関係（ケース RC-B ($Z=0.18 \text{ m/kg}^{1/3}$)）

3.4.2 エネルギー法による応答評価

3.4.1 項で述べた一質点系モデルによる応答評価法では、式(1.9)に示す運動方程式を直接積分を用いて解くことにより変位応答を求めた。一方、本実験で用いた RC 梁の固有周期 T は RC-A および RC-B において約 10 ms および約 20 ms であるのに対して、図 3.13(a)に示したように近接爆発による正圧継続時間は約 0.5 ms と極めて短い。衝撃荷重の荷重継続時間 t_d が部材の固有周期 T に比べて極めて短い場合 ($t_d/T < 0.064$)、運動方程式を解くことなくエネルギーの釣り合いから算定することができることが知られている[15]。そこで、エネルギーの釣り合いから変位応答の予測を行った。まず、RC 梁に瞬間的に作用する全力積 I_t によって質点には初速度が生じる。この初速度 v_0 は、全力積 I_t と質点の運動量保存則に基づいて次式のように求められる。

$$v_0 = \frac{K_L I_t}{K_M M} \quad (3.18)$$

また、運動エネルギー K_E は次式から得られる。

$$K_E = \frac{(K_L I_t)^2}{2K_M M} \quad (3.19)$$

次に、弾塑性応答時における一質点系モデルのひずみエネルギー S_E は、図 3.20 で示す台形 OADC の面積となり、次式から求められる。

$$S_E = \frac{2y_m - y_{el}}{2} K_L R_m \quad (3.20)$$

ここに、 y_{el} は RC 梁および一質点系モデルの弾性限界変位である。

以上から得られる運動エネルギー K_E とひずみエネルギー S_E の保存則から、最大応答変位 y_m および残留変位 y_{re} は次式のように求められる。

$$y_m = \frac{I_t^2}{2K_{LM}MR_m} + \frac{R_m}{2K} \quad (3.21)$$

$$y_{re} = y_m - y_{el} = y_m - \frac{R_m}{K} = \frac{I_t^2}{2K_{LM}MR_m} - \frac{R_m}{2K} \quad (3.22)$$

図 3.25 に、近接爆発による分布荷重を考慮して最大応答変位 y_m および残留変位 y_{re} を算定するためのフローを示す。まず、TNT 換算質量 W 、離隔距離 R 、部材長 L および部材質量 M を設定し換算距離 Z を算定する。次に、式(2.15)および式(2.17)を用いて圧力分布係数 α_p および力積分布係数 α_i を算定する。さらに、力積分布係数 α_i から全力積 I_t を算定し、圧力分布係数 α_p を用いることで、式(3.11)、式(3.15)および式(3.17)から、分布荷重を考慮した荷重質量係数 K_{LM} 、最大抵抗力 R_m および曲げ剛性 K を算定する。最後に、以上から得られた値を式(3.21)および式(3.22)に代入することで、最大応答変位 y_m および残留変位 y_{re} が算定される。

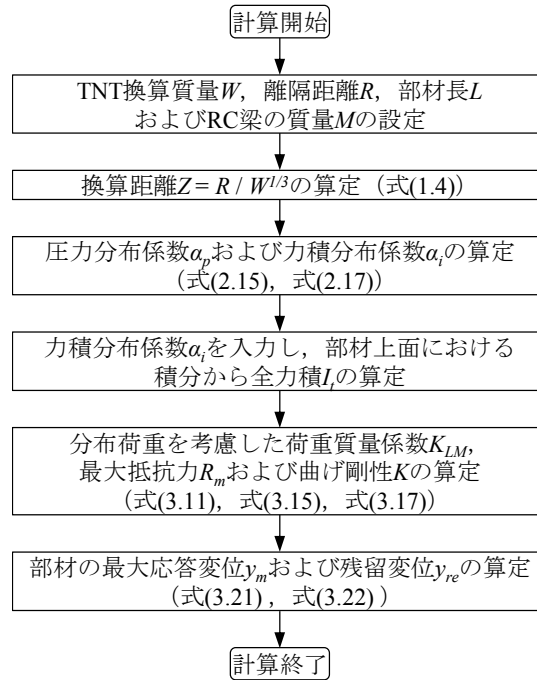


図 3.25 近接爆発による分布荷重を考慮した最大応答変位および残留変位の算定フロー

図 3.26 に、表 3.6 に示す入力値および式(3.21)と式(3.22)を用いて求めた最大応答変位、残留変位と全力積の関係を実験結果と比較して示す。また表 3.7 に、等分布荷重を仮定して算出した結果との比較を示す。いずれも、2 回実施した実験結果に対しては平均値を示している。ここで、等分布荷重を仮定した荷重質量係数 K_{LMu} 、最大抵抗力 R_{mu} および曲げ剛性 K_u は次式から求められる[5]。

$$K_{LMu} = 0.78 \quad (3.23)$$

$$R_{mu} = \frac{8M_p}{L} \quad (3.24)$$

$$K_u = \frac{384EI_i}{5L^3} \quad (3.25)$$

なお、式(3.23)、式(3.24)および式(3.25)は、それぞれ式(3.11)、式(3.15)および式(3.17)において圧力分布係数 a_p を限りなくゼロに近づけて得られる値と等値となる。

表 3.7 から、RC-A のケースにおいて等分布荷重を仮定して算出した残留変位は、実験結果に対して平均で約 33 倍となり、RC-B のケースでは最大応答変位および残留変位において、実験結果に対してそれぞれ平均で約 25 倍および 38 倍となり、非常に過大な評価を与えることがわかる。この理由は表 3.6 に示すように、等分布荷重を仮定したモデルの荷重質量係数 K_{LMu} 、最大抵抗力 R_{mu} および曲げ剛性 K_u は分布荷重を考慮したモデルに対して、例えば RC-A ではそれぞれ約 1.4 倍、2.0 倍および 1.4 倍と過大に評価されるが、全力積については約 3.0 倍から 11.6 倍と構造物パラメータよりも数倍大きく評価されるためである。

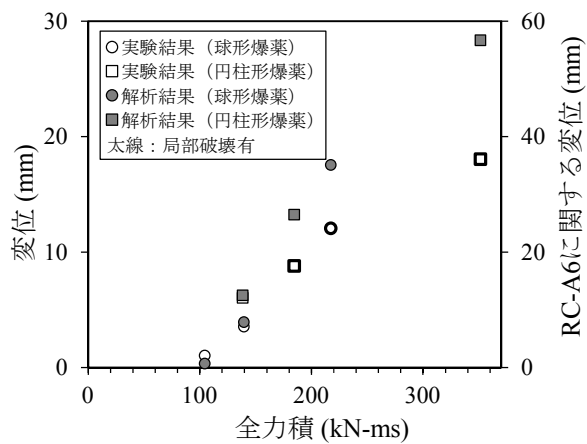
表 3.6 応答評価に用いた入力値

(a)ケース RC-A

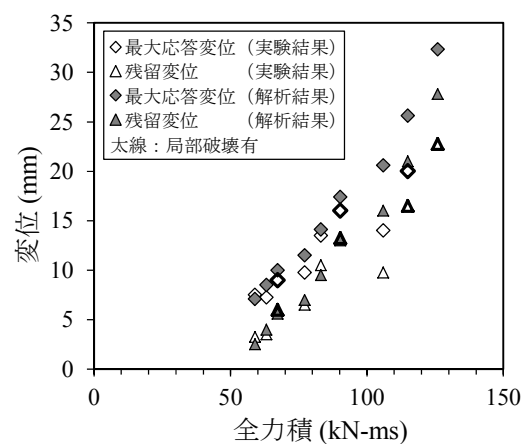
実験 ケース (爆薬形状)	質量 M (kg)	等分布荷重				分布荷重			
		全力積 I_t (kN-ms)	荷重質量 係数 K_{LMu}	最大抵抗力 R_{mu} (kN)	曲げ剛性 K_u (kN/m)	全力積 I (kN-ms)	荷重質量 係数 K_{LM}	最大抵抗力 R_m (kN)	曲げ剛性 K (kN/m)
RC-A1 (球形)	58.2	315	0.78	79.7	23000	105	0.64	49.7	18600
RC-A2 (円柱形)		722				139	0.51	37.2	15100
RC-A3 (球形)		615				140	0.58	44.6	17100
RC-A4 (円柱形)		1650				185	0.51	36.8	15000
RC-A5 (球形)		2170				218	0.53	38.8	15400
RC-A6 (円柱形)		4090				352	0.50	35.9	14800

(b)ケース RC-B

実験 ケース	質量 M (kg)	等分布荷重				分布荷重			
		全力積 I_t (kN-ms)	荷重質量 係数 K_{LMu}	最大抵抗力 R_{mu} (kN)	曲げ剛性 K_u (kN/m)	全力積 I (kN-ms)	荷重質量 係数 K_{LM}	最大抵抗力 R_m (kN)	曲げ剛性 K (kN/m)
RC-B1	38.8	400	0.78	18.4	4180	59.0	0.55	11.6	2580
RC-B2		505				63.2	0.54	11.3	2540
RC-B3		657				67.3	0.53	11.1	2490
RC-B4		449				77.2	0.56	11.9	2630
RC-B5		568				83.2	0.55	11.6	2580
RC-B6		750				90.3	0.53	11.3	2530
RC-B7		528				106	0.57	12.3	2690
RC-B8		664				115	0.56	12.0	2630
RC-B9		873				126	0.55	11.6	2580



(a)ケース RC-A



(b)ケース RC-B

図 3.26 変位応答と全力積の関係

表 3.7 最大応答変位と残留変位に関する実験結果との比較

(a) ケース RC-A

実験ケース	残留変位 y_{re} (mm)		
	実験結果	等分布荷重	分布荷重
RC-A1	1.0	10.3	0.3
RC-A2	6.0	68.6	6.2
RC-A3	3.5	48.8	3.9
RC-A4	8.8	374.0	13.2
RC-A5	12.0	647.6	17.5
RC-A6	36.0	2309.1	56.6

(b) ケース RC-B

実験ケース	最大応答変位 y_m (mm)			残留変位 y_{re} (mm)		
	実験結果	等分布荷重	分布荷重	実験結果	等分布荷重	分布荷重
RC-B1	7.5	142.0	7.1	3.3	137.6	2.5
RC-B2	7.3	229.4	8.5	3.5	225.0	4.0
RC-B3	9.0	388.1	10.0	6.0	383.7	5.6
RC-B4	9.8	181.3	11.5	6.5	176.9	7.0
RC-B5	13.5	289.9	14.1	10.5	285.5	9.5
RC-B6	16.0	505.2	17.4	13.3	500.8	13.0
RC-B7	14.0	250.0	20.6	9.8	245.6	16.0
RC-B8	20.0	395.7	25.6	16.5	391.3	21.0
RC-B9	計測不良	683.5	32.3	22.8	679.1	27.8

一方、図 3.26 および表 3.7 から、分布荷重を考慮した場合、いずれのケースにおいても解析結果は実験結果をやや過大に評価しているが、近接爆発による分布荷重を考慮することで、実験結果を比較的良い精度で再現可能であることを示している。ただし、図 3.26 に示すように RC 梁中央部に局部破壊が生じるケースにおいては誤差が大きくなる傾向がある。なお、その他に誤差の原因としては、減衰や抵抗関数における鉄筋のひずみ硬化を考慮していないことが考えられる。また、初期の応答段階では局所的な変形が生じているのに対して、提案方法では静的な曲げ変形を仮定していることも影響している。さらに、実際の爆発荷重では希薄波によって梁幅方向端部において作用する反射力積が減少していることも影響していると考えられる。

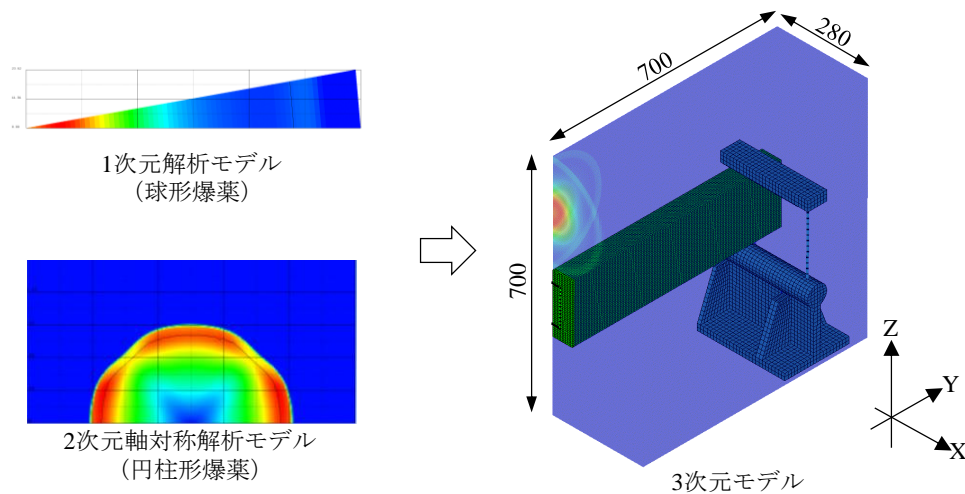


図 3.27 球形爆薬および円柱形爆薬による爆轟現象の再現方法

3.5 数値解析による破壊メカニズムの考察

3次元有限差分法(FDM:Finite Difference Method)による衝撃解析コード ANSYS AUTODYN(ver.15.0)を用いて、RC梁の破壊性状の再現性を確認するとともに、分布荷重を考慮した一質点系モデルと実験の変位応答の差異について考察を行う。

3.5.1 詳細モデルによる検討

(1)解析モデル

鉄筋のひずみ硬化特性や、コンクリートのひずみ硬化・軟化特性および高ひずみ速度下における強度増加を考慮した解析モデルを用いて数値解析を行う。本項の数値解析では、梁 A に対して球形爆薬および円柱形爆薬を用いた実験ケースで、C-4 爆薬量および換算距離が 375 g および $0.20 \text{ m/kg}^{1/3}$ の RC-A3 および RC-A4 を対象とした。

爆轟現象を再現するためには、爆薬の領域内に十分な要素を作成する必要がある。しかし、本解析では全解析領域に対して C-4 爆薬が小さい。そこで、まず図 3.27 に示すように、爆薬近傍での爆轟現象を球形爆薬および円柱形爆薬についてそれぞれ要素寸法が 0.5 mm の 1次元モデルおよび 2次元軸対称モデルで計算し、計算結果を RC 梁を含む 3次元モデルへ初期条件として設定して計算を行った。1次元モデルおよび 2次元軸対称モデルの長さは、爆薬中心から RC 梁上面までの距離とした。また、RC 梁を含む 3次元モデルのオイラー座標空間は、X 軸方向は梁中央から梁幅方向端部の位置($X=60 \text{ mm}$)まで、Y 軸方向は梁中央から支点の位置($Y=550 \text{ mm}$)まで、Z 軸方向については梁上面から 300 mm までの間を 2 mm とした。計算負荷軽減のため、それ以外の領域については、XYZ の各軸からの距離が増加するように要素寸法が粗になるように設定し、理想気体を配置した。理想気体の状態方程式は、次式で表される。

$$p = \rho(\gamma - 1)e \quad (3.26)$$

表 3.8 JWL 状態方程式の解析定数

密度 (g/mm ³)	A_1 (MPa)	A_2 (MPa)	R_1 (-)	R_2 (-)	ω (-)	爆轟速度(m/s)
1.4×10^{-3}	6.40×10^5	1.43×10^4	5.49	1.42	0.33	7.10×10^3

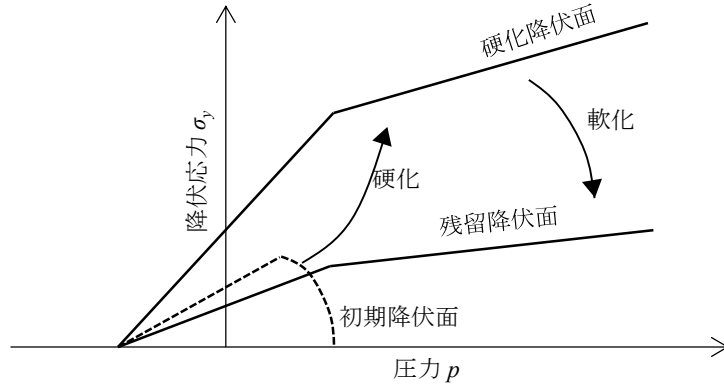


図 3.28 非線形降伏関数[17]

ここに、 p は気圧、 ρ は密度、 γ は比熱比で $\gamma=1.4$ 、 e は比内部エネルギーである。空気の初期値については、初期気圧を 101.3 kPa(1 atm)、初期密度を 1.225 kg/m^3 とした。なお、オイラー座標空間の境界条件には、爆風圧が透過できる流出条件を設定した。

爆轟圧力については、Jones-Wilkins-Lee (JWL)の状態方程式を用いた。JWL 状態方程式は、次式で表される。

$$P = A_1 \left(1 - \frac{\omega\eta}{R_1}\right) e^{-\frac{R_1}{\eta}} + A_2 \left(1 - \frac{\omega\eta}{R_2}\right) e^{-\frac{R_2}{\eta}} + \omega\eta\rho_0 e \quad (3.27)$$

ここに、 P は爆轟圧力、 A_1 、 B_2 、 R_1 、 R_2 および ω は定数、 e は単位質量あたりのエネルギー、 $\eta=\rho/\rho_0$ 、 ρ は密度で ρ_0 は初期密度である。実験で用いた充填密度が 1.4 g/cm^3 の C-4 爆薬に対する JWL 式の解析定数は、爆燃・爆発解析コード KHT2003[16]を用いて計算を行い、表 3.8 に示す値を用いた。

RC 梁はラグランジュ座標系でモデル化し、56160 個(5 mm×5 mm×5 mm)の 6 面体ソリッド要素で構成し、ラグランジュとオイラー要素の境界には相互作用面を設定した。また、コンクリートの構成則には、ひずみ硬化と軟化およびひずみ速度依存性を考慮するため、非線形動的コンクリート構成則の CAPROUS モデル[17]を使用した。CAPROUS モデルでは、式(3.28)に示す森下らの圧力～体積変化率関係[18]を用いて圧力を求め、図 3.28 に示す降伏関数を用いる。

$$\rho = f'_c (a\mu + b\mu^2 + c\mu^3) \quad (3.28)$$

ここに、 f_c はコンクリートの一軸圧縮強度、 μ は体積変化率、 a , b , c は定数で、 $a=3.72 \times 10^2$, $b=-1.47 \times 10^4$, $c=2.48 \times 10^5$ である．この降伏関数はHanとChenの非一様硬化モデル[19]を用いて降伏面を非一様的に硬化させ、圧力に依存する形でひずみ硬化や軟化を考慮している．

ひずみ速度効果については、山口らの強度増加率[20]を用いて次式により求める．

$$\gamma_t = 0.8267 + 0.02987 \log_{10} \dot{\epsilon}_{oct} + 0.04379 (\log_{10} \dot{\epsilon}_{oct})^2 \quad (3.29a)$$

$$\gamma_c = 1.021 - 0.05076 \log_{10} \dot{\epsilon}_{oct} + 0.02583 (\log_{10} \dot{\epsilon}_{oct})^2 \quad (3.29b)$$

ここに、 γ_t , γ_c はそれぞれ引張および圧縮のひずみ速度増加係数、 $\dot{\epsilon}_{oct}$ は八面体せん断ひずみ速度を示す．

コンクリートの引張破壊については、要素の膨張圧が設定した圧力に達した場合に破壊と判定する負圧破壊基準を用いた．破壊基準値である膨張圧 p_{spall} は、ひずみ速度依存性を考慮して次式から算定される[17]．

$$p_{spall} = -\frac{2}{3} \cdot \frac{f'_{dc} f'_{dt}}{f'_{dc} - f'_{dt}} \quad (3.30)$$

ここに、 f'_{dc} および f'_{dt} は、それぞれひずみ速度効果を考慮したコンクリートの動的圧縮および動的引張強度を示す．また、破壊後の圧力軟化については、破壊エネルギーと要素代表寸法から次式のように求まる勾配 K_{soft} を用いて圧力を軟化させた[17]．

$$K_{soft} = -\frac{L_0 p_{spall}^2}{2G_f} \quad (3.31)$$

ここに、 L_0 は要素代表寸法、 G_f は破壊エネルギーを示す．

また、コンクリートモデルには、要素の過大な変形によって計算が中断されることを防ぐ目的で、爆発や衝撃の問題で用いられている[21-23]数値エロージョンを適用した．数値エロージョンは、相当ひずみ ϵ_{eff} が瞬間的に基準値に達した時点で要素を除去する方法であり、ここで値は推奨されている下限値[24]の 0.5 を設定した．相当ひずみ ϵ_{eff} は次式で表される．

$$\epsilon_{eff} = \frac{2}{3} \left[(\epsilon_1^2 + \epsilon_2^2 + \epsilon_3^2) + 5(\epsilon_1 \epsilon_2 + \epsilon_2 \epsilon_3 + \epsilon_3 \epsilon_1) - 3(\epsilon_{12}^2 + \epsilon_{23}^2 + \epsilon_{31}^2) \right]^{1/2} \quad (3.32)$$

ここに、 ϵ_1 , ϵ_2 および ϵ_3 は主ひずみ、 ϵ_{12} , ϵ_{23} および ϵ_{31} は主せん断ひずみを示す．

CAPROUS モデルは、一軸圧縮強度に基づいて解析定数を既往の実験式から求めるものであり[17]、コンクリートの材料モデルの解析定数は表 3.9 に示す値を用いた．

軸方向鉄筋およびせん断補強筋の鉄筋モデルははり要素で構成し、要素寸法はコンクリートと同じ 5 mm とした．なお、コンクリートとの節点は完全付着を仮定した．鉄筋の材料モデルには、ひずみ硬化、ひずみ速度依存性および温度依存性を考慮することができる Johnson-Cook モデル[25]を用いた．このモデルは鋼材などの延性材料に用いられる構成式で、降伏応力が相当塑性ひずみ、ひずみ速度、温度の関数として与えられる．本数値解析では、温度依存性を考慮しない次式を用いた．

$$\sigma_p = (\sigma_0 + B_j (\varepsilon_{eff}^p)^N) (1 + C \ln \frac{\dot{\varepsilon}_p}{\dot{\varepsilon}_0}) \quad (3.33)$$

ここに、 σ_p は降伏応力、 σ_0 は初期降伏応力、 B_j および N はひずみ硬化定数、 ε_{eff}^p は相当塑性ひずみ、 C はひずみ速度定数、 $\dot{\varepsilon}_p$ は動的載荷時のひずみ速度(/s)、 $\dot{\varepsilon}_0$ は参照ひずみ速度であり0.01 (/s)とした。表3.10に、鉄筋モデルの解析定数を示す。

ひずみ硬化に関する定数の B_j および N は、実験で用いたD10およびF6の異形鉄筋に対して、表3.2に示した材料試験結果（ミルシート）を基に決定した。図3.29に、各鉄筋の真応力～真ひずみ関係を示す。図から、各鉄筋は降伏応力に達した後に、真ひずみ値で約25000 μ にかけて応力が増加するひずみ硬化の特徴を示している。また、ひずみ速度依存性に関するひずみ定数 C は、崎野ら[13]による実験的検討を基に決定した。図3.30に、崎野らが報告した鋼材に対する降伏応力のひずみ速度依存性に対して、Johnson-Cookモデルの値を重ねて示す。また図3.31に、D10の異形鉄筋における各ひずみ速度をパラメータとした真応力～真ひずみ関係を示す。図3.30および図3.31から、本材料モデルにおいても高ひずみ速度領域において降伏応力は増加し、ひずみ速度10 /sにおいて動的強度倍率は約1.4倍となっている。ひずみ速度 10^3 /s以降においては、崎野らが示すひずみ速度依存性に関する近似曲線に対して誤差が大きくなるものの、ひずみ速度 10^2 /sまでの速度帯においてはひずみ速度依存性をある程度再現している。

支点治具および跳ね返し防止治具は、ラグランジュ要素でモデル化し要素寸法は10 mmとした。また、支点治具と跳ね返し防止治具を連結する鋼棒は要素寸法10 mmの梁要素でモデル化した。支点治具とコンクリート要素との相互作用計算を行うため、初期条件ではコンクリート要素と約0.18 mm離れた状態で計算を開始している。なお、支点治具の回転については数値解析において考慮していない。

表 3.9 コンクリートモデルの解析定数

密度 (g/cm ³)	圧縮強度 (N/mm ²)	ポアソン比 (-)	ヤング係数 (N/mm ²)	数値 エロージョン
2.3	27	0.20	33000	相当ひずみの 瞬間値 0.50

表 3.10 鉄筋モデルの解析定数

鉄筋 種別	密度 (g/cm ³)	せん断 弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン比 (-)	ヤング係数 (N/mm ²)	Johnson-Cook構成則のパラメータ			
					σ_0 (MPa)	B_j (MPa)	N	C
D6	7.85×10^{-3}	7.88×10^4	0.30	2.0×10^5	332	645	0.49	0.062
D10					388	663	0.61	

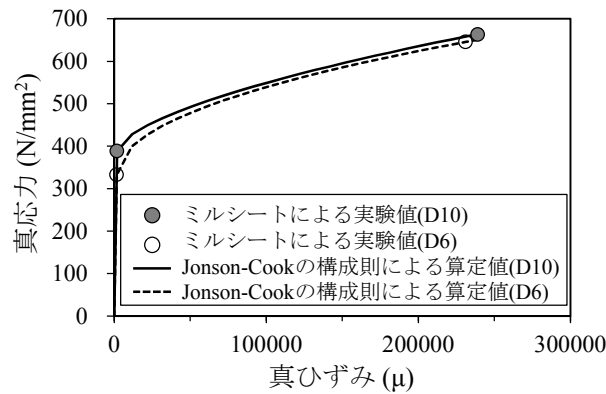


図 3.29 鉄筋の真応力～真ひずみ関係

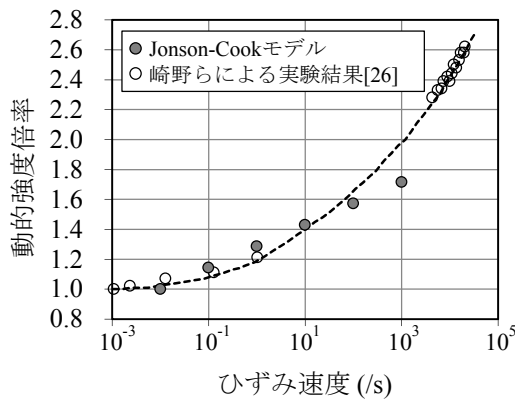


図3.30 動的強度倍率～ひずみ速度関係

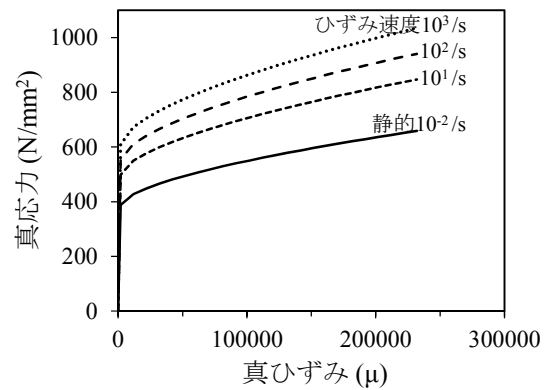


図3.31 真応力～真ひずみ関係(D10异形鉄筋)

(2)解析結果および考察

図 3.32 および図 3.33 に、数値解析で得られた反射圧および反射力積～時間関係を実験結果と比較して示す．梁中央の反射圧および反射力積は他の値と比較して極めて大きいため、縦軸を分けて表示している．球形爆薬に対する爆薬直下(P0)すなわち梁中央部の反射圧および反射力積に関しては、既往の実験式である式(2.13)および式(2.14)から算定した結果も重ねて示している．時間軸の原点は、数値解析において爆薬が起爆した時刻とした．図 3.32(a)および図 3.33(a)から、1 次元モデルによって球形爆薬の爆轟現象を再現したモデルでは、梁中央の最大反射圧および反射力積は約 170 MPa および 4.1 MPa-ms であり、梁中央から 100 mm の位置の値に対して約 2 倍の値を示している．梁中央の反射力積は、式(2.14)から算定した結果に対して 10%程小さな値を示していた．これは、RC 梁を含むオイラー座標空間の要素分割による影響と考えられる．なお、梁中央を除く位置では、実験結果おける反射圧および反射力積～時間関係をある程度再現した．一方、図 3.32(b)および図 3.33(b)から、2 次元軸対称モデルによって円柱形爆薬の爆轟現象を再現したモデルでは、梁中央の最大反射圧および反射力積は約 540 MPa および 12 MPa-ms であり、梁中央から 100 mm の位置の値に対して約 10 倍の値を示している．なお、球形爆薬とは異なり、円柱形爆薬に対する最大反射圧および反射力積

の予測式がないため比較検討は行っていない。図 3.33(b)から、梁中央および梁中央からの位置 500 mm を除くと、数値解析における反射力積は実験結果に対して 30~45%程大きな値を示している。球形爆薬と円柱形爆薬による荷重を比較すると、円柱形爆薬では梁中央に作用する最大反射圧および反射力積は、球形爆薬と比較していずれも約 3 倍程度大きな値を示すのに対して、梁中央を除く位置では最大反射圧および反射力積ともに減少している。

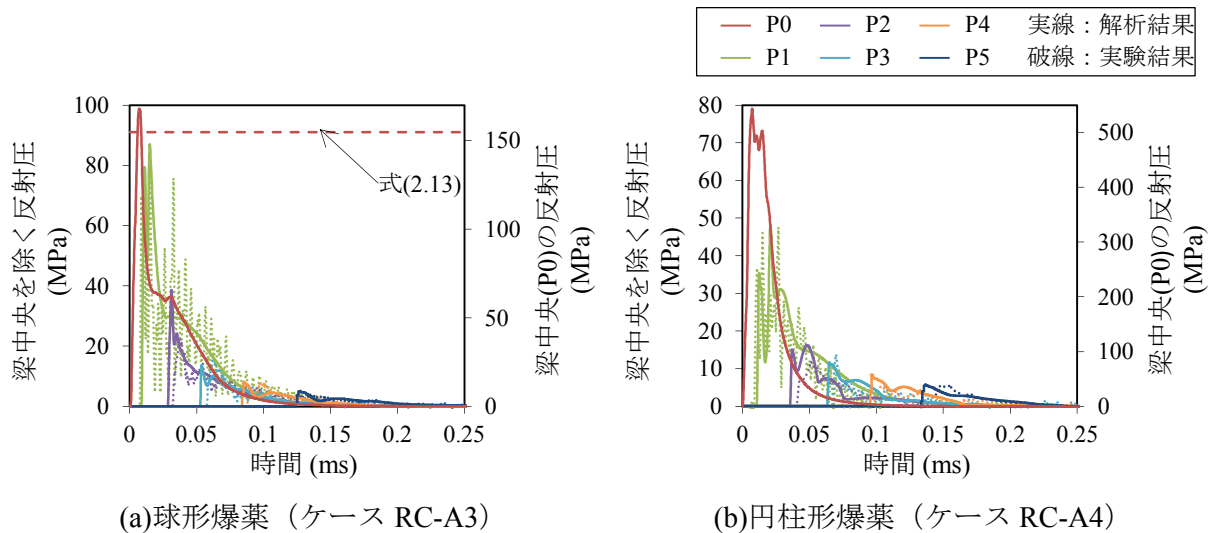


図 3.32 反射圧～時間関係の比較（C-4 爆薬量 375g 換算距離 0.20 m/kg^{1/3}）

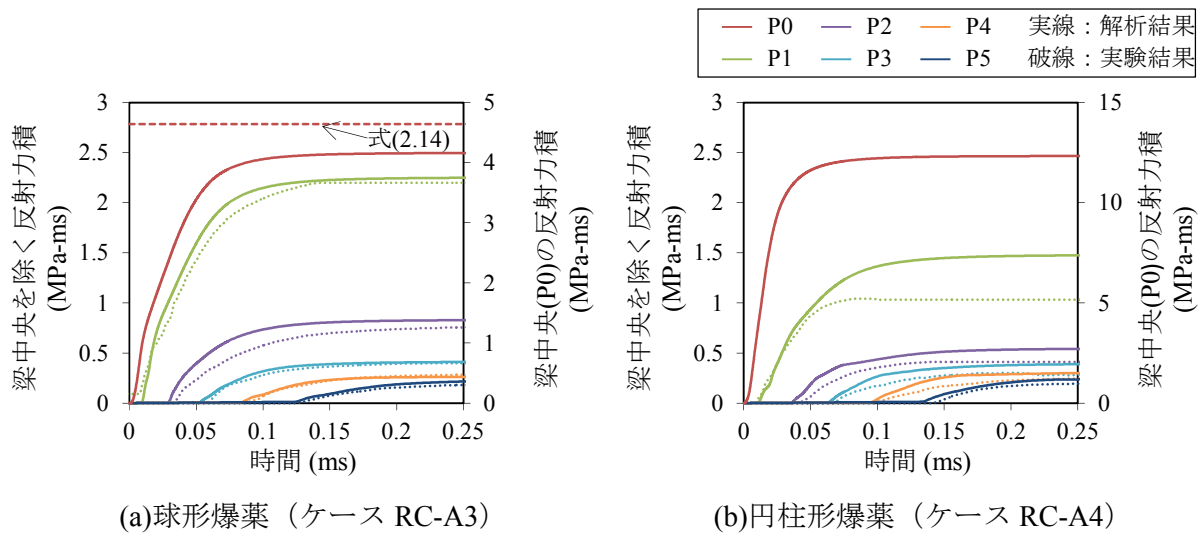


図 3.33 反射力積～時間関係の比較（C-4 爆薬量 375g 換算距離 0.20 m/kg^{1/3}）

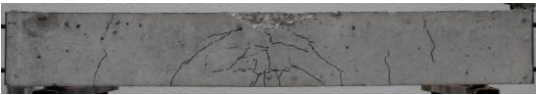
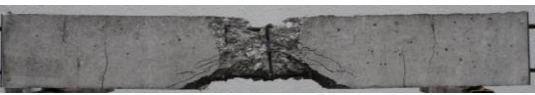
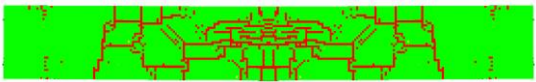
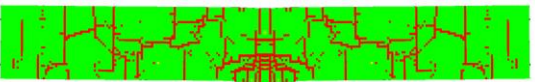
破壊性状 ($w=375\text{ g}$ $Z=0.20\text{ m/kg}^{1/3}$)		
	RC-A3-1 (球形爆薬)	RC-A4-1 (円柱形爆薬)
実験結果		
解析 (20ms)		

図 3.34 破壊性状の比較 (C-4 爆薬量 375g 換算距離 $0.20\text{ m/kg}^{1/3}$)

図 3.34 に、数値解析と実験による破壊性状を比較して示す。図から、球形爆薬に対する数値解析では、実験で生じた梁中央部における斜め方向のひび割れや、軸方向端部側に縦方向に生じるひび割れについて、実験結果とほぼ等しい位置に再現している。一方、円柱形爆薬に対する数値解析では、実験結果における梁中央上部のクレータや梁側面および下側のスポールを再現することができなかった。数値解析における破壊性状は、梁中央上部から斜め方向に向かうせん断ひび割れが生じる結果となった。

図 3.35 に、同ケースにおける軸方向鉄筋が配置された断面における圧力と破壊性状の推移を示す。球形爆薬を用いたケース RC-A3 では、時刻 0.1 ms において入射された圧縮波が裏面で反射し、軸方向下端鉄筋付近で負圧が生じている様子がわかる。この応答は、同時刻における軸方向下端鉄筋に沿ったひび割れに対応している。時刻 0.15 ms では、ひび割れは梁中央上部側においても発生し、中心から軸方向側に向かって進展している。また、時刻 0.15 ms から 0.20 ms にかけては、梁中央から約 0.3 から 0.4 m の位置において裏面側には正圧が生じている。一方で、上面側には負圧が生じており、負圧の発生に対応して上側から下側に向かうひび割れが形成されている。梁中央部における軸方向に沿ったひび割れおよび梁中央から約 0.3 m の位置における縦方向のひび割れは斜め下方向に進展し、最終的には裏面側に到達している。円柱形爆薬を用いたケース RC-A4 では、高い圧縮の圧力が入射されることにより、時刻 0.1 ms において発生している負圧の発生領域も増加している。時刻 0.4 ms において、梁中央から 0.2 m の位置にかけてほぼ全ての領域に破壊が生じている。また、時刻 0.15 ms から 0.20 ms にかけて、梁中央から 0.2 m の梁上面側に生じた負圧に対応するように、上側から下側に向かうひび割れが形成された。その後、梁上面側に生じたひび割れは斜め下方向に進展し、最終的には裏面側に到達してせん断ひび割れを形成した。

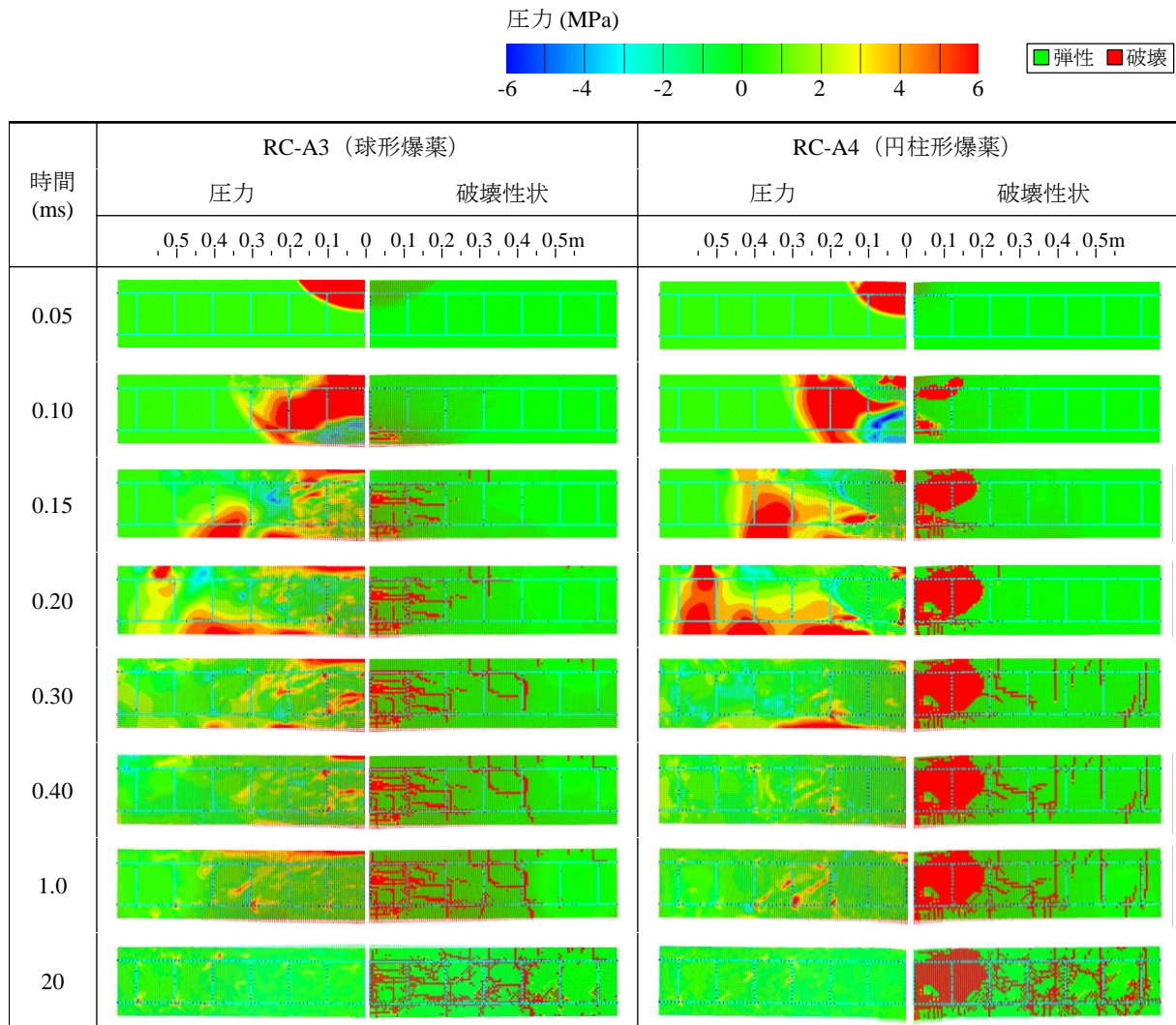


図 3.35 圧力および破壊性状の変化 (C-4 爆薬量 375g 換算距離 0.20 m/kg^{1/3})

図 3.36(a)に、球形爆薬を用いたケースにおける、数値解析および一質点系モデルによる変位～時間関係を比較して示す。図から、数値解析の結果は、実験での残留変位に対してやや小さい値を示している。この理由は、数値解析において梁中央部に作用した反射力積が減少していることが影響していると考えられる。一質点系モデルと数値解析における変位応答の差異は、梁中央に生じた多数のひび割れにより曲げ剛性が低下したことや、一質点系モデルにおいて減衰効果を考慮していないことが原因と考えられる。また、数値解析では一質点系モデルに対して、最大応答変位が約 5%低下する結果となった。これは、梁中央部に作用する反射力積が小さいことや、希薄波によって荷重が減衰していることも影響していると考えられる。以上から、一質点系モデルにおいては、応答初期における高次の変形モードは考慮していないが、その後全体的な曲げ変形を示す場合においては、荷重分布特性を考慮してモデル化することにより RC 梁の変位応答をある程度再現できたものと考えられる。

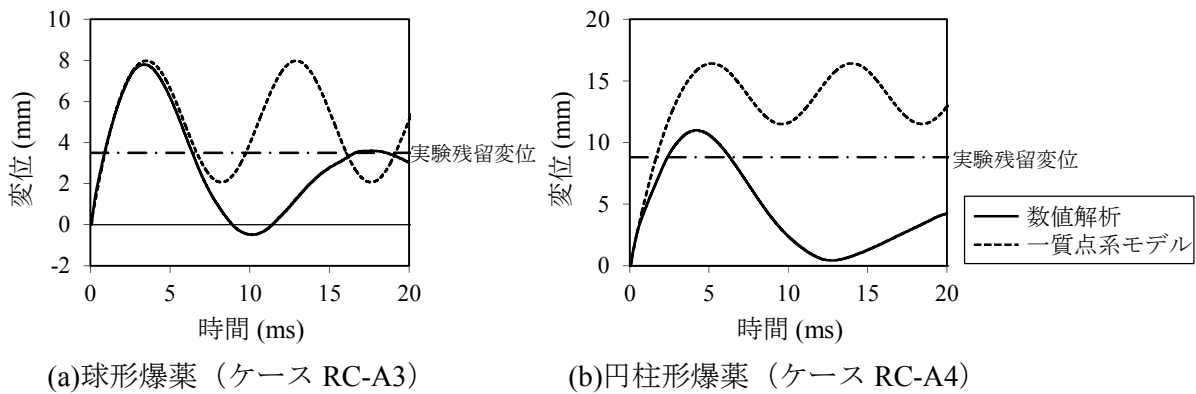
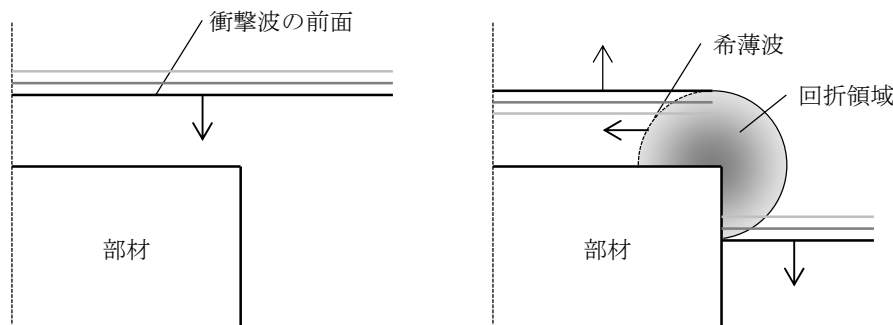

 図 3.36 変位～時間関係の比較 (C-4 爆薬量 375g 換算距離 0.20 m/kg^{1/3})


図 3.37 希薄波の発生に関する模式図

図 3.36(b)に、円柱形爆薬を用いたケースに対して、数値解析および一質点系モデルによる変位～時間関係を比較して示す。図から、数値解析では一質点系モデルに対して、図 3.33(b)に示すように作用する反射力積が全体的に増加しているにもかかわらず、最大応答変位が約 30%低下していることがわかる。これは、一質点系モデルでは曲げ変形を仮定しているのに対して、数値解析では図 3.35 に示すように、梁中央部の局部破壊やせん断ひび割れの形成など破壊モードが実験と異なっていることが原因と考えられる。このように、分布荷重を考慮した一質点系モデルは曲げ変形を仮定したものであるため、破壊モードが異なる場合には実験結果に対する差異が増加するので注意が必要である。

3.5.2 希薄波による爆発荷重の減衰効果

分布荷重の算定において、第 2 章では米国の耐爆設計マニュアルである UFC-3-340-02[5]を基に近似式を提案している。ここで、UFC-3-340-02 で示されている実験結果はほぼ無限である平面地盤上で実験を行ったものである。しかし、本実験対象のような有限な幅の RC 梁においては爆発荷重が減衰されることが知られている。Hudson[26]および Bogosian ら[27]は、幅が狭い部材に作用する場合や正圧継続時間が長い場合、図 3.37 に示すように部材端部から希薄波が生じて伝播することで部材に作用する反射圧を減衰させること、およびこの効果は最大反射圧よりも反射力積に大きく影響することを指摘している。この点に着目し、簡易モデルによる数値解析を用いて、希薄波による爆発荷重の減衰効果について考察を行う。

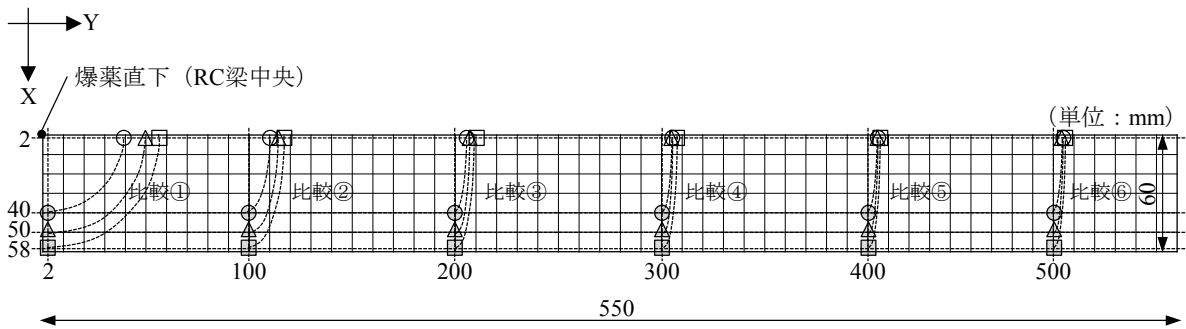


図 3.38 RC 梁上面における圧力出力点

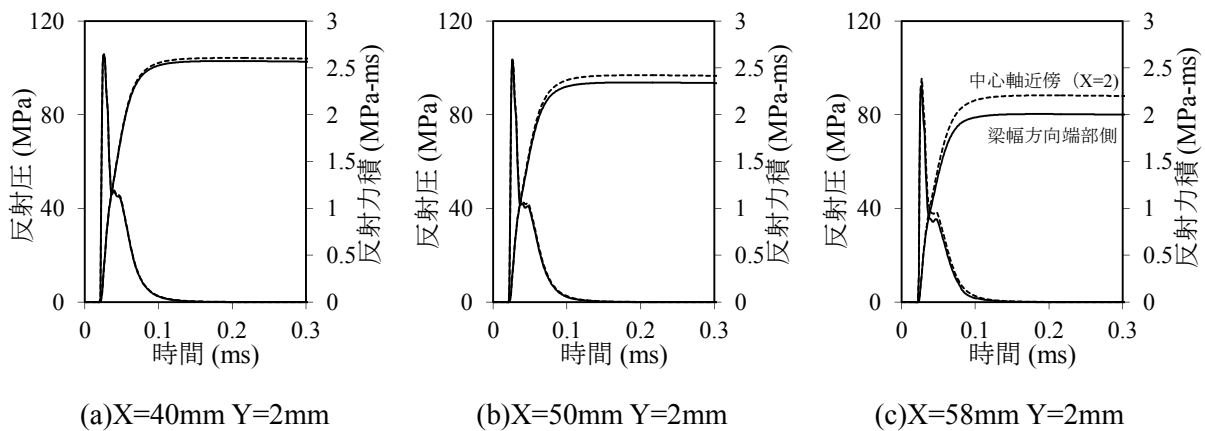


図 3.39 端部と中央における反射圧および反射力積～時間関係の比較 (ケース RC-B4)

(1)解析モデル

解析対象は、梁Bに対する実験ケースでC-4爆薬量および換算距離が160 gおよび $0.20 \text{ m/kg}^{1/3}$ であるRC-B4とした。3.5.1項と同様に、球形の爆薬近傍で生じる爆轟現象を1次元モデルで計算し、この計算結果をRC梁を含む3次元モデルへ初期条件として設定した。3次元モデルでは、C-4爆薬、RC梁および支点治具の対称性を考慮して1/4をモデル化した。なお、要素寸法が4 mmで要素数が2143750個のオイラー座標空間を設定した。空気は理想気体でモデル化し、爆轟圧力はJWLの状態方程式を用いて表3.8に示す解析定数を入力した。

希薄波による爆発荷重の減衰効果を検討するため、図 3.38 に示すように、RC 梁上面におけるオイラー座標空間上に圧力出力点を設置した。出力点の位置は、梁の奥行き方向に対して、中心軸から 40 mm , 50 mm, 58 mm の軸上における X 軸から 2 mm～500 mm までの各点（塗りつぶした図形）と、中心軸から 2 mm の軸上にある爆薬直下から同距離となる各点（塗りつぶし無しの図形）とした。爆薬直下からの距離が同距離となる梁幅方向と軸方向の各点の反射圧および反射力積を比較することで、希薄波による減衰効果を確認した。

(2)解析結果および考察

図 3.39 に、比較した圧力波形の一部を示す。図から、圧力波形における時刻 0.05 ms あた

りて波形に乱れが生じ、中心軸近傍と比較して梁幅方向端部側の反射力積が減少している。また、X 座標の値、すなわち中心から梁幅方向の距離が増加するにしたがって、中心側と端部側の反射力積の差が増加していることがわかる。図 3.40 に、中心側近傍(X=2)に対する中心から同距離の位置における点の反射力積の比と X 軸からの距離との関係を示す。図 3.40 中の比較①～⑥は、図 3.38 中に示した番号と対応している。図から、比較①～⑥のいずれにおいても X=40 mm から X=58 mm の位置へと移行するにしたがい、中心側近傍 (X=2) に対する反射力積の比は減少していることがわかる。反射力積の低減割合の荷重平均を比較すると、X=40 mm, 50 mm および 58 mm の位置において、それぞれ梁幅方向端部側では中心側近傍 (X=2) に対して反射力積が 3%, 6% および 17% 低減される結果となった。X=40 mm 未満の位置では希薄波による低減がゼロと仮定すると、表 3.5 から、本ケースにおいて希薄波による影響を考慮しない場合の全力積が 83.2 kN-ms であるのに対して、影響を考慮した場合の全力積は 79.5 kN-ms となり、約 5% 低減されることがわかる。図 3.41 に、希薄波による低減効果を考慮し、入力する全力積を 83.2 kN-ms から 79.5 kN-ms に低減させた場合の一質点系モデルによる応答解析の結果を示す。図から、希薄波による影響で、変位応答は約 10% 低減されることがわかる。

以上から、提案した一質点系モデルに用いる荷重は希薄波による減衰効果を考慮していないため、入力する全力積は、実際に作用する値よりも約 5% 過大に算定されることがわかった。ただし、変位応答は実験結果に対して大きくなるため、安全側に評価されることになる。

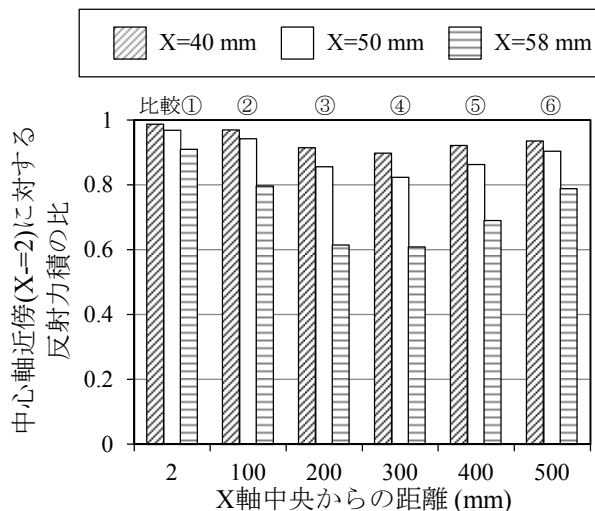


図 3.40 中心軸近傍(X=2)に対する端部側の反射力積の比 (ケース RC-B4)

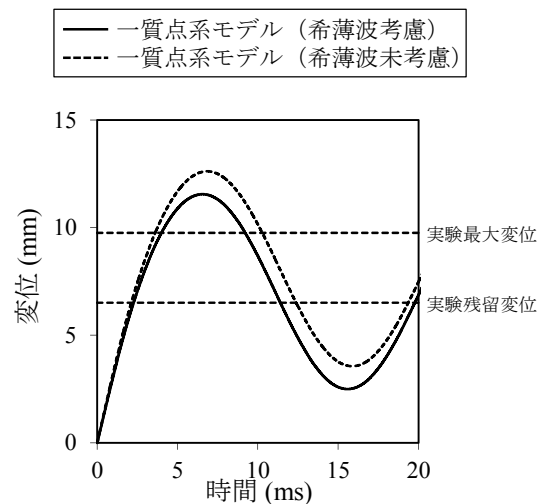


図 3.41 変位～時間関係 (ケース RC-B4)

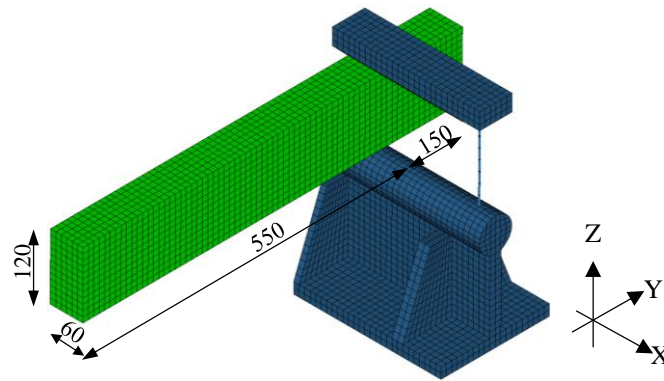


図 3.42 3次元モデルの概要

3.5.3 爆発荷重の時間的分布が RC 梁の破壊性状に与える影響

実験では、爆発荷重が梁中央から端部側にかけて時間差を伴いながら作用するのに対し、一質点系モデルでは時間的分布特性については考慮していない。この点に着目し、簡易モデルによる数値解析を用いて、爆発荷重の時間的分布が RC 梁の破壊性状に与える影響について考察を行う。

(1) 解析モデル

ここでは、RC 梁上面に荷重の時刻歴を与えることで爆発現象を模擬し、爆風圧の時間的分布が RC 梁の破壊性状に与える影響を検討した。図 3.42 に、解析モデルの概要を示す。解析モデルは、爆薬および RC 梁の対称性を考慮して 1/4 をモデル化した。RC 梁は図 3.1 に示す梁 B をラグランジュ座標系でモデル化し、5040 個(10mm×10mm×10mm)の 6 面体ソリッド要素で構成した。コンクリートの構成則には Drucker-Prager の降伏条件を用いた。コンクリートの引張破壊については、3.5.1 項と同様に要素の膨張圧 p_{spall} が設定した圧力に達した場合に破壊と判定する負圧破壊基準を用いた[17]。ひずみ速度は一質点系モデルにおける解析と同様に 10 /s で一定とし、動的圧縮強度倍率および動的引張強度倍率はそれぞれ藤掛ら[14]および Ross ら[28]の実験的検討から 1.7 および 4.1 とした。また、コンクリートの引張強度 f_t は静的圧縮強度 f_c の 1/10 である 3.56 N/mm² とした。以上から、コンクリートの動的圧縮強度 f_{dc} および動的引張強度 f_{dt} は式(3.30)から、それぞれ 60.5 N/mm² および 14.6 N/mm² となり、破壊基準値の膨張圧 p_{spall} は 12.8 MPa とした。

また、コンクリートモデルには数値エロージョンを適用し、3.5.1 項と同様に相当ひずみ ϵ_{eff} が 0.5 に達した際に要素を除去した。鉄筋についてははり要素でモデル化し、コンクリート要素の寸法と同じ長さとした。コンクリートとの節点については完全付着を仮定した。鉄筋の構成則には Von-Mises の降伏条件を用いた。鉄筋の動的降伏応力は、崎野らの実験的検討[13]を参照して、降伏応力 323 N/mm² に動的強度倍率 1.4 を乗じて 452 N/mm² とした。表 3.11 および表 3.12 に、それぞれコンクリートおよび鉄筋モデルの解析定数を示す。

表 3.11 コンクリートモデルの解析定数

密度 (g/cm ³)	圧縮強度 (N/mm ²)	ポアソン比 (-)	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断弾性係数 (N/mm ²)	数値 エロージョン
2.3	60.5 (35.6×1.7)	0.20	38900	1.62×10^4	相当ひずみの 瞬間値 0.50

表 3.12 鉄筋モデルの解析定数

密度 (g/cm ³)	降伏応力 (N/mm ²)	ポアソン比 (-)	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断弾性係数 (N/mm ²)
7.85	452 (323×1.4)	0.30	2.05×10^5	7.88×10^4

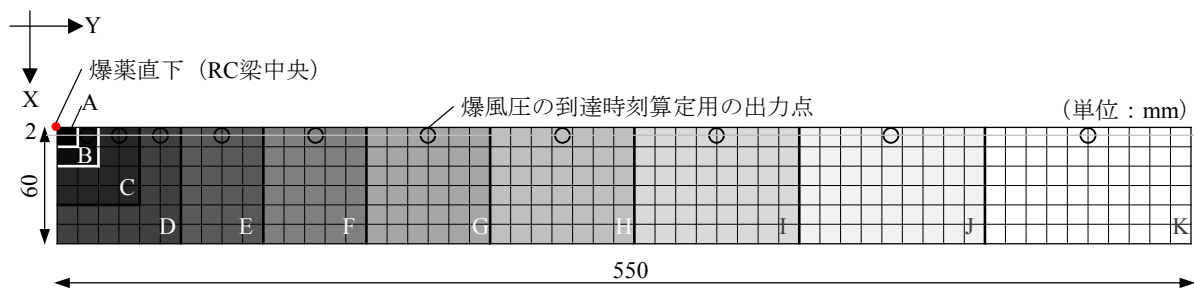


図 3.43 荷重～時間関係の設定領域

(2)爆発荷重の設定方法

図3.43は、梁上面に対して荷重～時間関係を設定する領域の分割を示したものである。図に示すように、梁上面をA～Kの11領域に分割した。この際、梁中央部では単位領域を小さくし、Y軸方向の端部に向かうにしたがい大きくなるように分割した。各要素に作用する最大反射圧および反射力積は式(2.11)および式(2.12)から算定し、A～Kの領域単位で平均化した荷重～時間関係を設定した。解析対象は3.5.2項と同様に、梁Bに対する実験ケースでC-4爆薬量および換算距離がそれぞれ160 gおよび0.20 m/kg^{1/3}であるRC-B4とした。

図3.44(a)および図3.44(b)に、領域A～Kに作用させる荷重～時間関係を示す。図3.44(a)に示すFDM-Aでは、全ての領域において同時刻に荷重～時間関係が作用するのに対し、図3.44(b)に示すFDM-Bでは、荷重～時間関係に時間差を設けて与えた。すなわち、FDM-Bでは図3.43に示すように爆薬直下からの距離が最大となる領域Kに向かうにしたがい、爆発荷重が遅れて作用する。なお、いずれのモデルにおいても作用させた荷重および力積の総和は、表3.5に示す分布荷重を考慮した一質点系モデルによる最大荷重および全力積と等しくなる。なお、FDM-Bの各領域への爆風圧の到達時刻については、爆薬近傍での爆轟現象を1次元モデルで計算し、得られた圧力～時間関係を図3.27に示す3次元モデルへ作用させた。この際、図3.43に示したオイラー座標空間上の位置に出力点を配置し、各計測点の位置において反射圧が立ち上がった瞬間の時刻を爆風圧の到達時刻とした。出力点の位置はX=2 mmの位置におけるY軸と平行な軸上とし、この軸とA～Kの各領域の境界が交わる点の中間とした。

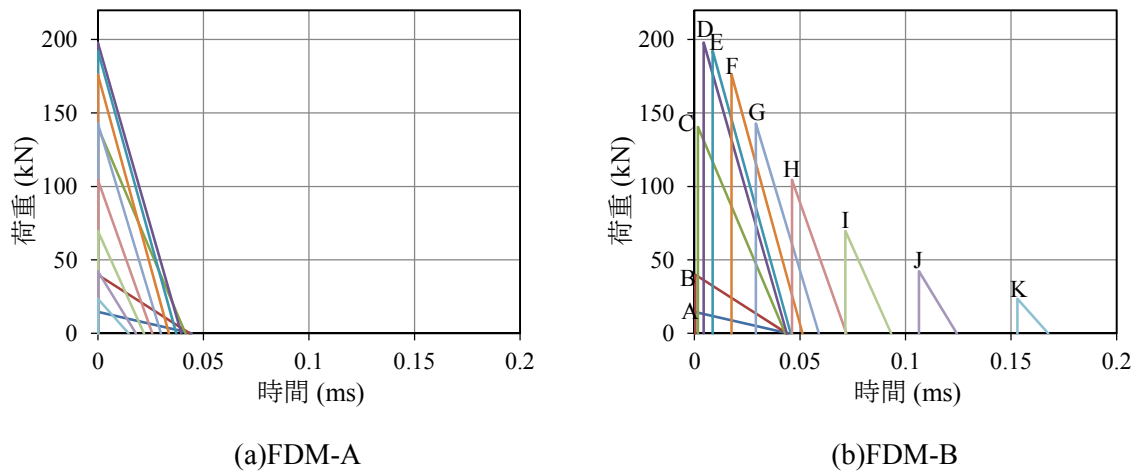


図 3.44 各領域に作用させる荷重～時間関係（ケース RC-B4）

(3)解析結果および考察

図3.45に、軸方向鉄筋が配置された断面における圧力と破壊性状の推移を示す。図には、RC梁の変形速度をベクトル表示させている。図から、同時刻に荷重～時間関係を作用させたFDM-Aでは、時刻0.01 msに梁上面の広範囲において高い圧縮の圧力が入射された後、梁裏面の自由端反射により、時刻0.04～0.05 msにおいて梁中央部に負圧が生じている。そして、負圧の発生位置に対応するようにひび割れが梁中央部に集中して生じ、梁中央部が局所的に変形していることがわかる。時刻3.0 msには、図3.9に示す実験結果では確認できなかったスポールが生じている。一方、各領域に対して時間差を与えて荷重～時間関係を設定したFDM-Bでは、FDM-Aと比較して、時刻0.01 msに高い圧縮圧力の入射範囲が狭まり、時刻0.04～0.05 msにおいては、梁中央部の負圧も減少している。時刻0.5 msには梁の軸方向端部側においても負圧が生じており、実験で確認された縦方向のひび割れが生じている。またFDM-Aと比較して全体的に変形が生じていることがわかる。以上の解析結果から、爆風圧の時間的分布がRC梁の破壊性状に影響を与えることがわかる。

図 3.46 に、FDM-A および FDM-B で得られた RC 梁中央部の変位～時間関係を示す。図中には、実験結果および分布荷重を考慮した一質点系モデルによる解析結果も比較して示している。FDM モデルにおける変位応答は、軸方向下端鉄筋の梁中央の位置における変位応答を示している。図から、最大応答変位に関しては、一質点系モデル、FDM-B、FDM-A、実験結果の順に大きな値を示した。各領域に対して同時刻に荷重～時間関係を作用させた FDM-A の最大応答変位は実験結果とほぼ等しいが、図 3.45 に示すように破壊性状が実験と大きく異なっている。この理由は、FDM-A では中央部が局部的に破壊されることにより、全体的な変形を伴う FDM-B よりも最大応答変位が低減したと考えられる。各領域に対して荷重～時間関係に時間差を設けて与えた FDM-B では、図 3.45 に示すように全体的な変形を示している。この変形モードは曲げ変形を仮定した一質点系モデルと同様の変形モードであるため、一質点系モデルに対する最大応答変位の誤差は 5%程度であった。ただし、実験結果に対しては、

最大応答変位および残留変位ともに大きな値を示している。

以上から、荷重の作用開始時刻に時間差を与えたFDM-Bでは、梁内部の負圧とひび割れが梁全体に分散され、応答が全体変形に近づくことで、一質点系モデルに近い変位応答を示したものと考えられる。一方で、荷重を同時刻に作用させたFDM-Aでは、梁中央部が局所的に破壊されることで、変形量が減少したと考えられる。

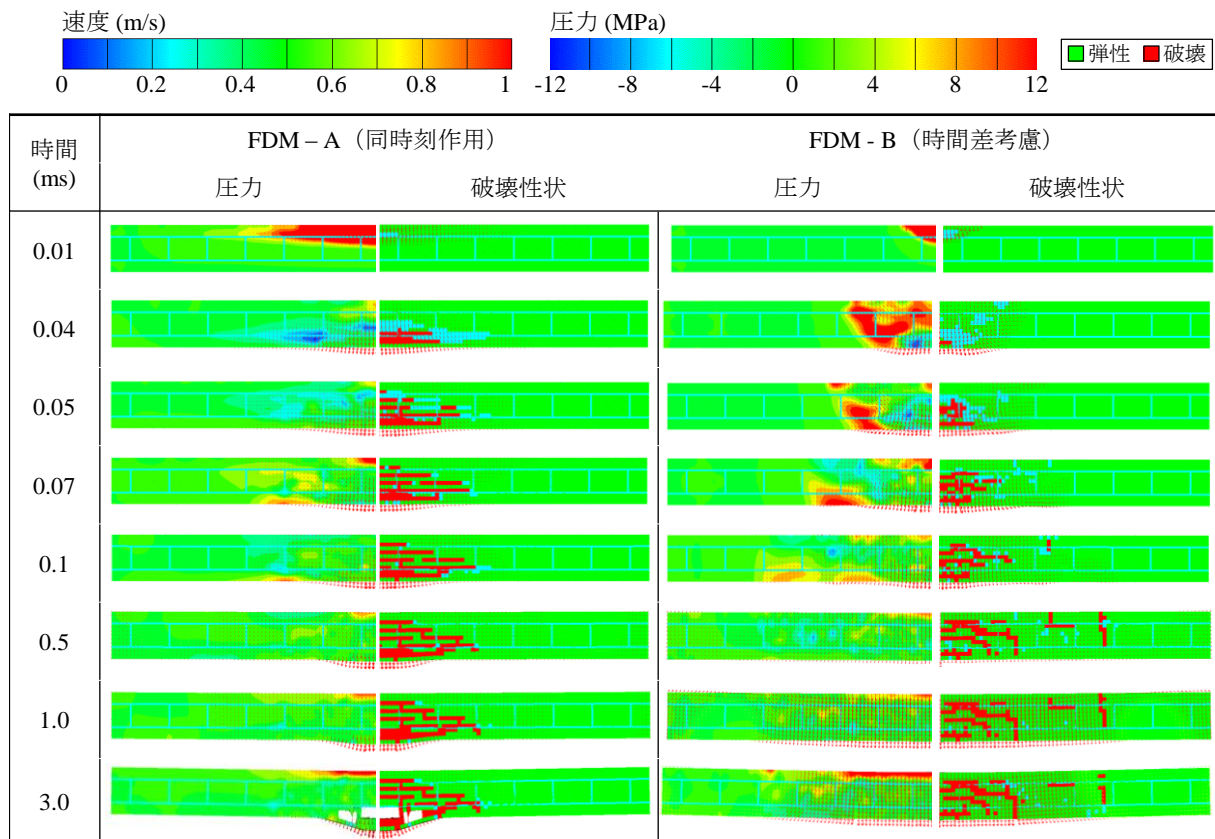


図 3.45 圧力および破壊性状の変化（ケース RC-B4）

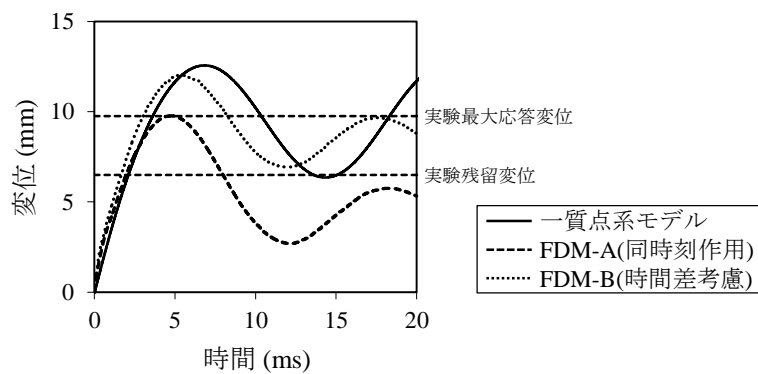


図 3.46 変位～時間関係の比較

3.6 結言

本章では、近接爆発を受ける RC 梁の破壊メカニズムについて考察するとともに、近接爆発による分布荷重を考慮した曲げ応答評価法の提案を行った。実験では、C-4 爆薬を用いて RC 梁に対する近接爆発実験を行い、RC 梁に作用する反射圧、RC 梁の最大応答変位と残留変位、軸方向下端鉄筋のひずみおよび支点反力を計測し、近接爆発を受ける RC 梁の破壊メカニズムに関する考察を行った。さらに、近接爆発による分布荷重を考慮した一質点系モデルによる曲げ応答評価法について提案を行い、その妥当性を検証した。最後に数値解析を行い、実験の再現性を確認するとともに、一質点系モデルと実験の変位応答の差異について考察を行った。本章において得られた主要な知見は、以下に要約される。

- (1) 2 種類の RC 梁に対して、爆薬形状、C-4 爆薬量および離隔距離を変化させた近接爆発実験を行った。RC 梁の最大応答変位および残留変位は、提案式から求めた最大荷重および全力積の増加と対応するように増加した。
- (2) 実験で得られた軸方向下端鉄筋のひずみから、初期の応答段階において RC 梁の端部側では負の曲げモーメントが生じたと考えられ、端部側の上側から下方向に向かうひび割れが形成された。
- (3) 近接爆発による分布荷重を考慮した一質点系モデルおよびエネルギー法による曲げ応答評価法の提案を行った。提案したモデルによる応答解析法は、実験結果をやや過大に評価するが、近接爆発荷重を受ける RC 梁の変位応答をある程度再現した。
- (4) 数値解析における比較から、提案した一質点系モデルは応答初期における高次の変形モードを考慮していないが、その後に全体的な曲げ変形を示す場合においては、RC 梁の変位応答をある程度再現可能であることがわかった。一方、破壊モードが異なる場合や局部破壊が生じる場合には実験結果との差異が大きくなることがわかった。
- (5) 数値解析から、梁中心軸から梁幅方向の距離が増加するにしたがって、希薄波の影響によって作用する反射力積が減少していることがわかった。一方、提案した一質点系モデルに用いる荷重は希薄波による減衰効果を考慮していないため、入力する全力積は、実際に作用する値よりも過大に算定されることがわかった。その結果、変位応答は実験結果に対してやや大きくなることがわかった。
- (6) 数値解析から、爆風圧の時間的分布が RC 梁の破壊性状に影響を与えることがわかった。RC 梁上面の全領域に対して荷重を同時刻に作用させたモデルでは、梁中央部が局所的に破壊され局所的な変形を示すため梁中央部の変位が減少した。一方で、爆発荷重を模擬的に再現して RC 梁上面に作用させる荷重～時間関係に時間差を設けて与えたモデルでは、梁内部の負圧とひび割れが梁全体に分散されるため、RC 梁は全体変形が支配的な挙動を示した。

第4章 爆発荷重を受ける RC 構造物のリスク評価概念の構築

4.1 緒言

本章では、爆破テロによる爆発荷重を受ける RC 構造物のリスク評価概念の構築を行う。まず、爆発荷重が生じる災害例として爆破テロを対象とし、過去に発生した爆破テロの発生頻度と死者数に基づいてハザードカーブを作成する。次に、構造物を梁、柱および床スラブ部材に分割し、これらを一質点系モデルに置換してそれぞれの部材の損傷評価を行う。そして、部材の損傷レベルに基づいて構造物全体の被害レベルを評価する。最後に、構造物の被害レベルからロスカーブを求め、ハザードカーブと結合してリスクカーブを算定する。なお、ここで示すハザードカーブやロスカーブの作成にあたり、設定した人的損失額については一例を示したものであり、今後も詳細な検討が必要である。

4.2 爆発荷重に対するリスク評価法の概要

構造物の危険度を定量化する手法として、リスク評価法がある[1-3]。リスク評価のプロセスは図 4.1 に示すように、外力の統計的頻度の評価（ハザード評価）、構造物の脆弱性評価（フレンジリティ評価）、構造物のフレンジリティを基にして得られる人的および構造物の損失評価（ロス評価）およびこれらをまとめた外力の頻度と損失関係の評価（リスク評価）となる。リスクの基本式は次式で表される。

$$R(w) = H(w) \times L(w) \quad (4.1)$$

ここに、 w は爆薬の質量であり以降では TNT 換算質量を表す。 $R(w)$ はリスクを表し、爆薬量 w の爆発によって構造物が受ける損失の期待値を表す。 $H(w)$ はハザードであり、爆薬量 w の爆発が発生する頻度を表す。 $L(w)$ はロス（損失）を表し、爆薬量 w の爆発によって構造物や人命が受ける損失の程度を表す。

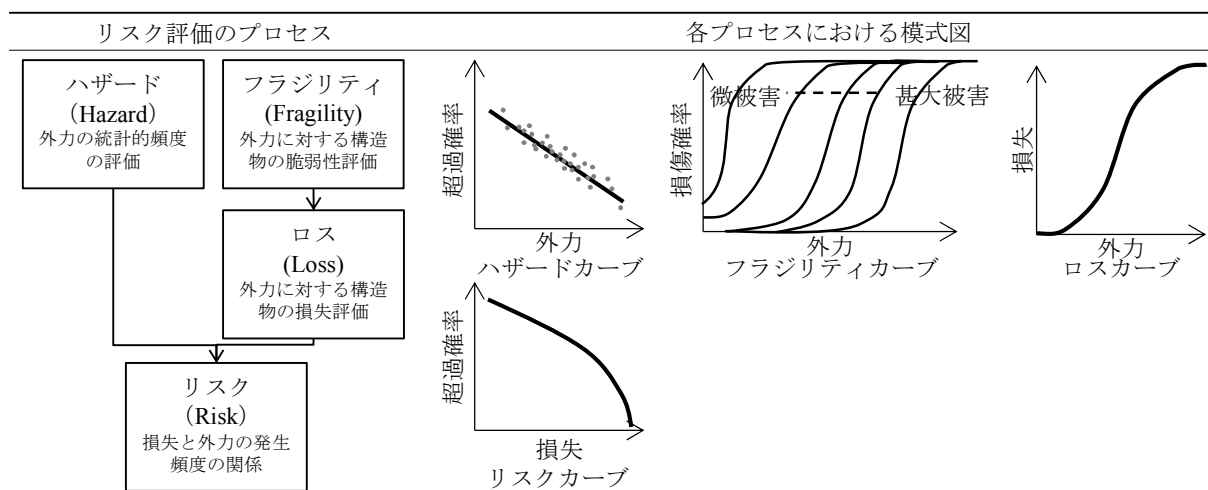


図 4.1 リスク評価のプロセス

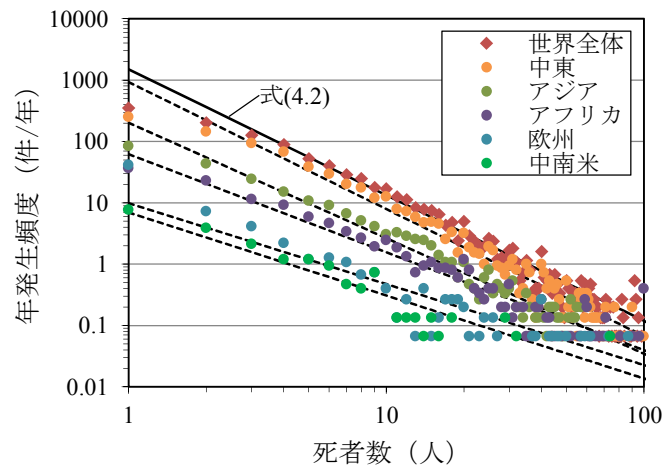


図 4.2 全世界における爆破テロの年発生頻度と死者数の関係

本章では，爆破テロ等の爆発荷重を受ける RC 構造物のリスク評価概念の構築を行う．提案手法では，まず，爆発荷重が生じる災害例として爆破テロを対象とし，過去に発生した爆破テロの発生頻度と死者数に基づいて，爆破テロに関する超過確率と爆薬量 w の関係であるハザード $H(w)$ を求める．次に，構造物を梁，柱および床スラブ部材に分割し，これらを一質点系モデルに置換して応答解析を行うことで，爆破テロによる構造物の各被害レベルにおける条件付損傷確率と爆薬量 w との関係である脆弱性を求める．さらに，各被害レベルにおける損失額を設定することで，損失額と爆薬量 w の関係であるロス $L(w)$ の評価を行う．最後に，式(4.1)から爆破テロの超過確率と損失額の関係であるリスク $R(w)$ を求める．具体的なハザード，脆弱性，ロスおよびリスクの評価法の考え方について次節以降に示す．

4.3 外力の統計的頻度の評価 - ハザード評価 -

4.3.1 全世界における爆破テロの年超過頻度と爆薬量の関係

爆発荷重に関する過去の統計データに基づいて，爆破テロの発生頻度と死者数の関係を求める．メリーランド大学による研究プログラム START[4]では，爆破テロに関する統計データを収集し公開している．ここでは，まず START のデータベースを用いて，2000 年から 2014 年の間に発生した爆破テロに関して死者数別に発生件数を整理する．次に，死者数別の発生件数を 2001 年から 2014 年までの年数（15 年）で割ることで，1 年間における死者数の発生件数（年発生頻度）を得た．図 4.2 に，世界における地域ごとの年発生頻度と死者数の関係を示す．ここでは，外務省による世界の地域分類[5]を基に，世界を 7 地域に分類した上で，サンプル数が少ない北米および大洋州地域は考察から除いている．図中の実線および破線は，世界および各地域における年発生頻度と死者数の関係を指数関数で近似したものである．いずれの地域においても，死者数が増加するにしたがいばらつきが大きくなるものの，爆破テロの年発生頻度と死者数の関係は，指数関数によってある程度近似できる統計的性質を有していることがわかる．全世界における爆破テロの年発生頻度 $f_w(n)$ （件/年）と死者数 n （人）

の関係は、次式で近似した。

$$f_w(n) = 1530n^{-2.13} \quad (4.2)$$

次に、リスク評価を行うため、1 年間に於いてある死者数を超える爆破テロが発生する頻度（年超過頻度）を求める。年発生頻度は、死者数 n となる爆破テロが 1 年間に発生する頻度であるのに対して、年超過頻度は、1 年間に少なくとも 1 回ある死者数 n を超える爆破テロが発生する頻度を示す。年超過頻度と死者数の関係は、ばらつきのあるデータから求めることになる。図 4.3 に、年超過頻度と死者数の関係を示す。図 4.2 と同様に全世界を 7 地域に分類し、北米および大洋州地域を除いた地域に対して指数関数で近似した結果を併せて示している。図から、いずれの地域においても死者数が多くなるにしたがい近似式による誤差が増加する傾向が認められる。また、爆破テロの発生件数が少ない地域ほどばらつきが大きくなることわかる。そのため、式(4.3)に示す全世界における年超過頻度と死者数の関係から得られた値は、統計値よりも安全側の値を示すように係数を設定した。全世界における爆破テロの年超過頻度 $f_{we}(n)$ （件/年）と死者数 n （人）の関係は次式で近似した。

$$f_{we}(n) = 1770n^{-1.12} \quad (4.3)$$

次に、死者数を TNT 換算質量へと変換するため、清野ら[6]による過去のテロ統計から得られた爆薬量 $w(\text{kg})$ と死者数 n （人）に関する次の関係式を用いる。

$$w = 5.55n \quad (4.4)$$

ここで、式(4.2)から式(4.4)に示す死者数 n （人）は構造物内にいる人員に限定したものではないため、構造物および周辺状況によりばらつきがあると考えられるが、そのまま用いることとした。式(4.3)および式(4.4)から、ある爆薬量 $w(\text{kg})$ による爆破テロの年超過頻度 $f_{we}(w)$ （件/年）は次式で近似できる。

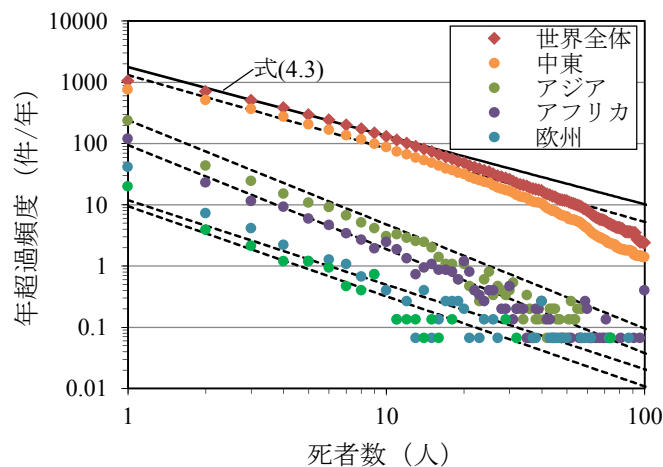


図 4.3 全世界における爆破テロの年超過頻度と死者数の関係

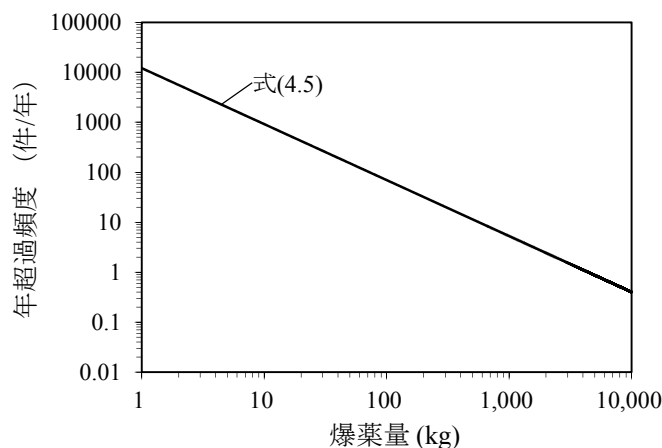


図 4.4 全世界における爆破テロの年超過頻度と爆薬量の関係

$$f_{we}(w) = 12100w^{-1.12} \quad (4.5)$$

図 4.4 に、全世界における爆破テロの年超過頻度と爆薬量の関係を示す。

4.3.2 対象構造物に対するハザードの評価

4.3.1 節では中東等の危険地域を含む世界全体での爆破テロに関するハザードカーブを求めたが、ここでは一例として、リスク評価を行う対象構造物におけるハザードカーブを求める。福島ら[7]は、年発生頻度と爆薬量の関係におけるグラフの勾配は、全世界と対象構造物において等しいと仮定している。4.3.1 節で述べたように、ハザードカーブの勾配は発生件数が少なくなる地域ほど緩やかになる傾向があるが、図 4.4 に示した全世界における年超過頻度と爆薬量の関係における勾配は、リスク評価を行う対象構造物においても等しいと仮定する。ここで、対象構造物に対して「スーツケース爆弾程度である爆薬量 20 kg 以上[8]の爆破テロが少なくとも 100 年に 1 度は起きる（年超過頻度は 0.01 件/年）」と設定すると、対象構造物における相対頻度 λ は以下のように求まる。

$$\lambda = \frac{0.01}{f_{we}(20)} \approx 2.37 \times 10^{-5} \quad (4.6)$$

よって、対象構造物においてある爆薬量 $w(\text{kg})$ による爆破テロの年超過頻度 $f_{te}(w)$ (件/年) は次式で求められる。

$$f_{te}(w) = \lambda f_{we}(w) = 0.29w^{-1.12} \quad (4.7)$$

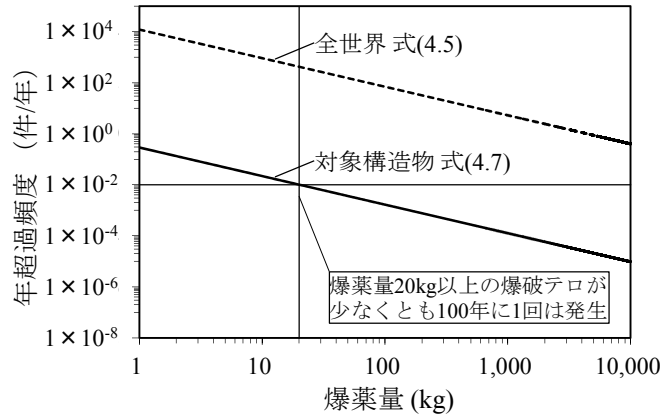


図 4.5 対象構造物における爆破テロの年超過頻度と爆薬量の関係

図 4.5 に、対象構造物における爆破テロの年超過頻度と爆薬量の関係を示す。

次に、リスク評価を行うために年超過頻度（件/年）を、ポアソン過程を用いることで無次元量である年超過確率へ変換する。ポアソン過程は、ランダムに発生する現象に対してモデル化するもので、地震工学の分野においてよく用いられている[3]。具体的には、以下の仮定を満たす場合、事象の発生はポアソン過程としてモデル化することができる[9]。

- ①事象はいかなる時刻または空間のいかなる場所でもランダムに発生し得る。
- ②与えられた時間間隔または空間の広がりでの事象の発生は、それと重複しない他の任意の時間間隔または空間の広がりに対して独立である。
- ③微小時間間隔または空間の広がり Δt における事象の確率は Δt に比例し、 Δt の間に事象が 2 回以上発生する確率は無視できる。

このとき、時間間隔または空間の広がり t あたりにおける事象の発生回数 X は、以下のよう求められる。

$$P(X = x) = \frac{\lambda_p^x}{x!} e^{-\lambda_p} \quad x = 0, 1, 2, \dots \quad (4.8)$$

ここに、 $\lambda_p = \mu t$ 、 μ は単位時間間隔あるいは空間の広がりあたりの平均発生回数である。ここでの検討では、単位時間間隔および単位空間はそれぞれ 1 年間および対象構造物となる。なお、爆破テロは地震のような自然現象ではなく、人為的に発生するためポアソン過程では適切にモデル化できない可能性もあるので注意が必要である。

また、期間中に少なくとも 1 回は発生する確率は、0 回発生したとき ($\mu = 0$) 以外の確率と考えて、次式のように求められる。

$$P(X \geq 1) = 1 - P(X = 0) = 1 - e^{-\lambda_p} \quad (4.9)$$

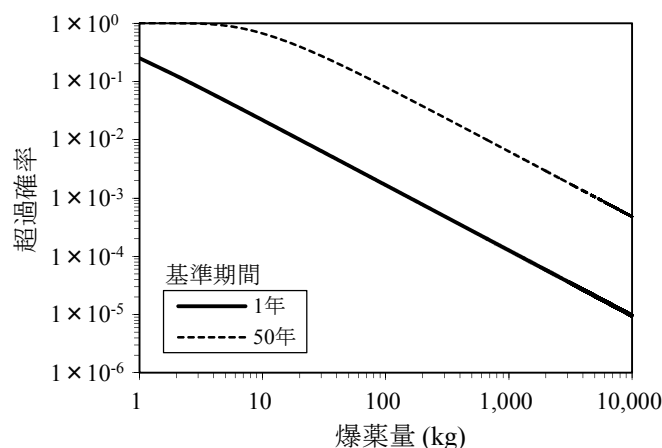


図 4.6 対象構造物における爆破テロの超過確率と爆薬量の関係

ここで，対象構造物（単位空間）における平均発生回数 λ_p は，1 年間（単位時間間隔）に爆薬量 $w(\text{kg})$ 以上の爆破テロが少なくとも 1 回は発生する頻度 $f_{ie}(w)$ （件/年）と等しい．よって，対象構造物において爆薬量 $w(\text{kg})$ 以上の爆破テロが 1 年間に少なくとも 1 回は発生する確率（年超過確率） $P(w)$ は，式(4.7)および式(4.9)を用いて次式のように求められる．

$$P(w) = 1 - e^{-f_{ie}(w)} \quad (4.10)$$

式(4.10)では，ある爆薬量 $w(\text{kg})$ を超える爆破テロが 1 年間に 1 回以上発生する超過確率を示したが，リスク評価の対象とする期間（基準期間）が N 年間における超過確率 $P_N(w)$ は，次式から求められる．

$$P_N(w) = 1 - [1 - P(w)]^N \quad (4.11)$$

図 4.6 に，対象構造物における爆破テロの超過確率と爆薬量の関係を示す．ここで，基準期間については，後述するリスク評価において用いるため 1 年とした結果と，事務所用途の RC 構造物に関する法定上の耐用年数[10]である 50 年とした結果を比較して示す．図から，基準期間が増加するにしたがい，超過確率も増加しているのがわかる．

さらに，基準期間が N 年間における確率密度関数 $p(w)$ は，式(4.11)を用いて次式で求められる．

$$p_N(w) = \frac{dP_N(w)}{dw} \quad (4.12)$$

図 4.7 に，基準期間を 50 年とした場合の対象構造物における爆破テロの確率密度と爆薬量の関係を示す．式(4.11)は w について連続的な関数であるが，ここでは 1 kg ごとに差分して離散的に求めている．

以上のように，爆破テロに関する統計データを用いて，リスク評価を行う対象構造物における爆破テロの発生確率と爆薬量の関係を示すハザードカーブの作成を行った．

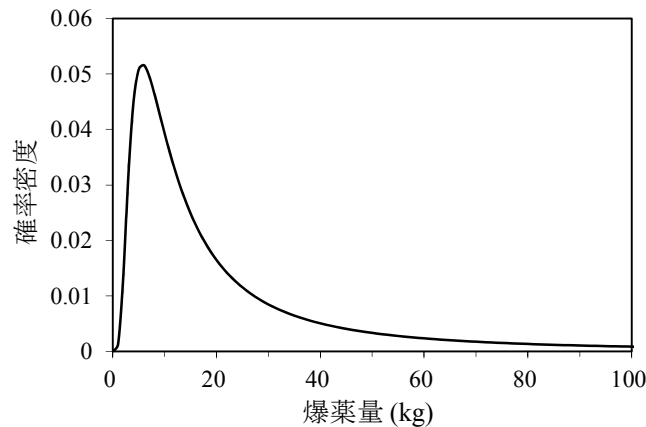


図 4.7 対象構造物における爆破テロの確率密度関数（基準期間 50 年）

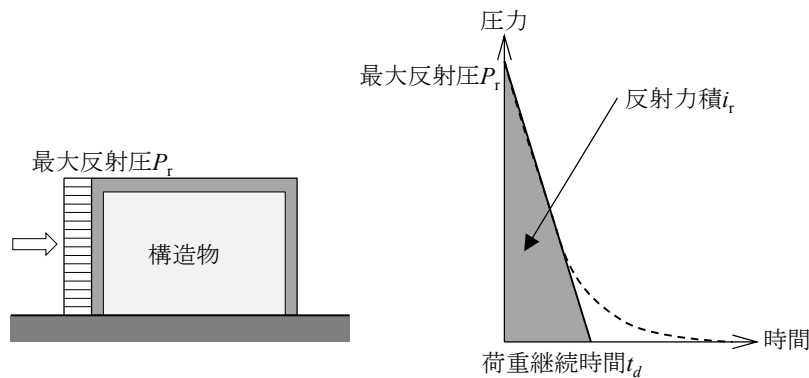


図 4.8 三角形パルスによる圧力～時間関係の近似

4.4 RC 構造物の損傷評価 - フラジリティ評価 -

フラジリティの評価では，設定した爆薬量の範囲で RC 構造物の損傷確率を求める．以下に，設定した爆薬量に対する構造部材の解析法や RC 構造物の損傷評価法について説明する．

4.4.1 構造物に作用する爆発荷重

本研究では，爆薬量として $1.0\text{kg} \sim 10000\text{kg}$ を設定する．爆発によって構造物に作用する荷重を求めるため，まず爆薬量 w および構造物との離隔距離 R から式(1.4)を用いて換算距離 Z を算定する．次に，構造物に作用する最大反射圧および反射力積について，換算距離 Z との関係から式(2.13)および式(2.14)に示す近似式を用いて算定する．反射圧～時間関係は，図 4.8 に示すように，式(2.13)および式(2.14)から算定される最大反射圧および反射力積が等値となるように三角形パルスに置換する．また，一質点系モデルで用いる最大荷重は，最大反射圧 P_r と爆風を受ける部材面の表面積の積から求める．なお，RC 構造物内に進行する爆風波は，柱や床スラブ等の部材により反射され圧力が増幅する場合があるが，ここでは部材の反射による圧力の増幅効果については考慮していない．構造物内の各部材に作用する荷重を詳細に検討するには，部材の反射による圧力の増幅効果についても考慮する必要がある．

4.4.2 対象構造物の条件設定

表 4.1 に示すように、対象構造物は幅、奥行きが 35m、高さが 12m の RC 造 3 階建である。また、この構造物は柱、梁、床スラブおよび窓ガラスから構成され壁については考慮していない。柱、梁、床スラブおよび窓ガラスの部材数はそれぞれ 108、180、150 および 60 と設定した。RC 構造物を構成する RC 部材の寸法および強度等は、一般的な RC 構造物を参照して表 4.1 のように設定した。表 4.2 および表 4.3 に、柱、梁および床スラブ部材の諸元を示す。爆発位置は、表 4.1 に示すように 1 階部分の高さ 1m の位置に固定し、爆薬量 $w(1.0 \sim 10000 \text{ kg})$ の爆発が発生した際の各部材の応答解析を行う。なお、本研究では、爆薬量は $1.0\text{kg} \sim 10000\text{kg}$ の範囲で 37 個の爆薬量を設定し、全ての部材に対して計算をする。すなわち、構造物のフラジリティ評価に際し、合計 $18426((108+180+150+60) \times 37)$ 回の計算を行った。なお、爆発位置から個々の部材に入射される爆風圧はある角度をもっており、第 2 章で述べたように反射圧に影響を与えることがわかっているが、本章では基礎的段階としてそれぞれの部材は爆風圧を前面から垂直に受けるものとし、入射角による影響は第 5 章で考察することとした。

表 4.1 対象構造物の条件設定

俯瞰図				
	柱	梁	床スラブ	窓ガラス
平面図				
部材総数 N	$N_C = 36 \times 3$ <u>=108</u>	$N_B = 60 \times 3$ <u>=180</u>	$N_S = 50 \times 3$ <u>=150</u>	$N_G = 20 \times 3$ <u>=60</u>

表 4.2 柱および梁部材の諸元

部材	柱	梁
部材姿図		
部材寸法(m)	$B0.7 \times D0.7 \times H4.0$	$B0.4 \times D0.8 \times L6.3$
積載荷重		1.8 kN/m^2
軸力	500 kN	
主鉄筋	12-D25	引張 : 5-D25 圧縮 : 5-D25
主鉄筋降伏強度	345 N/mm^2	345 N/mm^2
せん断補強筋	D13@200 ($p_w 0.18 \%$)	D13@200 ($p_w 0.32 \%$)
せん断補強筋降伏強度	295 N/mm^2	295 N/mm^2
コンクリート圧縮強度 f'_c	24 N/mm^2	
コンクリート引張強度 f_t	2.4 N/mm^2	

表 4.3 床スラブ部材の諸元

部材	床スラブ
部材姿図	
部材寸法(m)	$a3.15 \times b6.6 \times D0.18$
積載荷重	2.9 kN/m^2
主鉄筋	上端筋 : D10-@200 下端筋 : D10-@200
鉄筋降伏強度 f_y	295 N/mm^2
鉄筋引張強度 f_s	440 N/mm^2
コンクリート圧縮強度 f'_c	24 N/mm^2

4.4.3 一質点系モデルによる爆発応答解析

爆発荷重を受ける RC 部材の応答評価を行うため、各部材に対する一質点系モデルを作成する。ここで、柱および梁部材については両端固定とし、床スラブ部材については周辺固定の二方向スラブとした。ここでは爆破テロに対する RC 構造物のリスク評価法の概念を示すため、部材の破壊モードは曲げ破壊のみを対象とし、せん断破壊については第5章で考察する。

(1) 柱および梁部材の抵抗関数

両端を固定端とした柱および梁部材に対して等分布荷重が作用する場合の曲げ剛性 K_B は、次式から求められる[12].

$$K_B = \frac{384EI}{L^3} \quad (4.13)$$

曲げ破壊における抵抗関数は、曲げひび割れの発生点と降伏点を折れ点とするトリリニア型と仮定する。ひび割れ発生点の抵抗力 R_c および変位 y_c は、曲げ剛性 K_B を用いて次式から算定する[12].

$$y_c = R_c / K_B \quad (4.14)$$

$$R_c = 12M_c / L \quad (4.15)$$

ここに、 M_c は引張縁がコンクリートの動的引張強度 f_{dt} に達するときの曲げモーメントであり、動的引張強度 f_{dt} は動的圧縮強度 f'_{dc} の 1/10 とした。ひずみ速度は、10/s で一定と仮定し、鉄筋およびコンクリートの動的増加倍率については、それぞれ崎野ら[13]と藤掛ら[14]による実験的研究から 1.4 および 1.7 を採用した。

また、曲げひび割れによる剛性低下を考慮した降伏点剛性低下率 α_y を次式から算定する[12].

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043a/D + 0.33\eta_0) \cdot (d/D)^2 \quad (a/D=2 \sim 5) \quad (4.16a)$$

$$\alpha_y = (-0.0836 + 0.159a/D + 0.169\eta_0) \cdot (d/D)^2 \quad (a/D=1 \sim 2) \quad (4.16b)$$

ここに n はヤング係数比、 p_t は引張鉄筋比、 a/D はシアスパン比、 η_0 は軸力比、 d は有効高さ、 D は部材高さである。さらに、曲げ破壊に対する最大抵抗力 R_{By} を次式から算出する。

$$R_{By} = 12M_{By} / L \quad (4.17)$$

ここに、 M_{By} は曲げ降伏時のモーメントであり、軸力による影響を考慮することができる「鉄筋コンクリート構造計算規準」[15]の略算式を用いて次式から算出する。

$$M_{By} = \{g_1q + 0.5\eta_0(1-\eta_0)\} f'_{dc} BD^2 \quad (4.18)$$

$$Q = p_t f_{dy} / f'_{dc} \quad (4.19)$$

$$\eta_0 = N / (BD f'_{dc}) \quad (4.20)$$

ここに、 g_1 は引張圧縮鉄筋間距離/D、 F_{dy} は鉄筋の動的降伏強度、 N は部材に作用する軸力を示す。

最大抵抗時の変位 y_{By} は、曲げ降伏時の剛性 $\alpha_y K_B$ を最大抵抗力 R_{By} で除することにより次式のように求める。

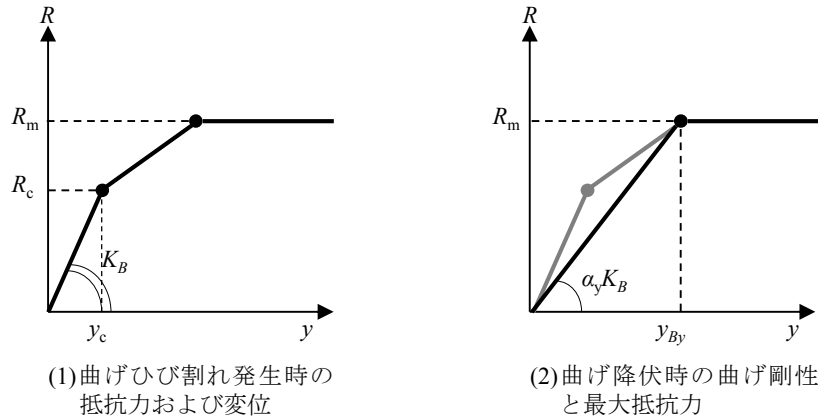


図 4.9 柱および梁部材における曲げ破壊の抵抗関数の作成プロセス

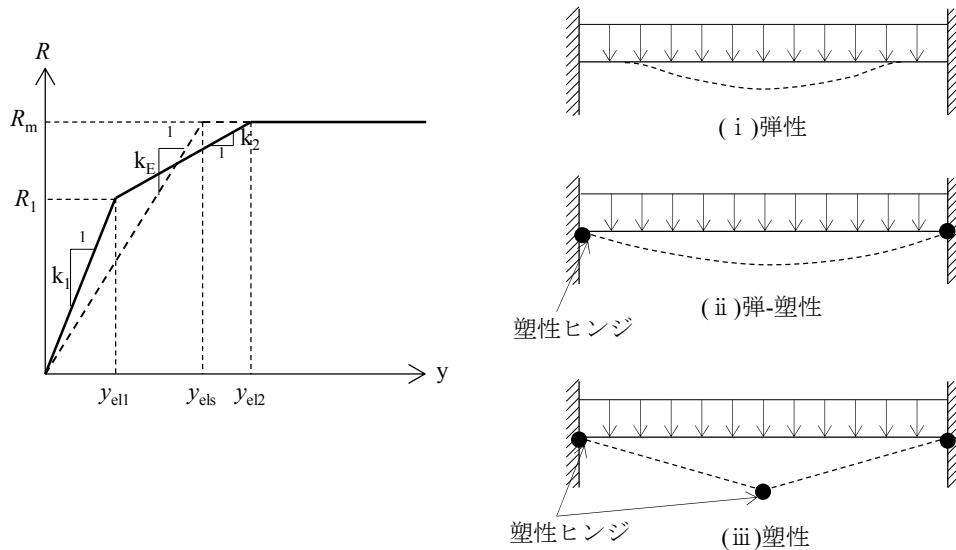


図 4.10 床スラブ部材における抵抗関数および応答図

$$y_{By} = R_{By} / \alpha_y K_B \quad (4.21)$$

曲げ破壊に関する抵抗関数の作成プロセスを図 4.9 に示す。

(2) 床スラブ部材の抵抗関数

床スラブ部材については、周辺固定の二方向スラブでモデル化する。図 4.10 に示すように、抵抗関数はスラブ端部と中央部における塑性ヒンジを考慮したトリリニア型としてモデル化されることが多い[16]。単位幅あたりの終局曲げ強度 M_p は、式(3.16)から算出し、式中の ρ_s は単位幅あたりの引張鉄筋比とする。対象構造物では、長辺の長さ b に対する短辺の長さ a の比を約 0.5 で設定している。簡便のため、終局曲げ強度が、四周および中心軸で等しいと仮定すると、図 4.10 に示す抵抗力 R_1 および R_m は次式から求められる[16]。

$$R_1 = 30.2 M_p \quad (4.22)$$

表 4.4 各部材の最大抵抗, 弾性限界変位および固有周期

部材	最大抵抗力	剛性	弾性限界変位
柱	2,200 kN	135 300 kN/m	16.3 mm
梁	1,900 kN	56 600 kN/m	33.6 mm
床スラブ	1,850kN	100 000 kN/m	18.0 mm

$$R_m = 42bM_p / a \quad (4.23)$$

また, 抵抗関数における各曲げ剛性は次式から算出する.

$$K_{sl1} = 806EI_a / a^2 \quad (4.24)$$

$$K_{sl2} = 201EI_a / a^2 \quad (4.25)$$

ここに, I_a は有効断面二次モーメントであり, ひび割れが発生した場所と発生しない場所(全断面有効)での剛性の平均値を用いて次式で求められる[17,18].

$$I_a = Bd^3 / 2(5.5\rho_s + 0.083) \quad (4.26)$$

終局曲げ強度時の変位 y_{el2} までのトリリニアな抵抗関数で囲まれた面積と, 図 4.10 の実線で示す同位置までの面積が等しくなるように, 抵抗関数をバイリニア型に変換する. 弾性限界変位 y_{els} および曲げ剛性 K_{sl} は次のように求められる.

$$y_{els} = y_{el1} + (1 - R_1 / R_m) \cdot y_{el2} = R_1 / K_{sl1} + (1 - R_1 / R_m) \cdot (y_{el1} + (R_m - R_1) / K_{sl2}) \quad (4.27)$$

表 4.4 に, 以上から求められた各部材種別の最大抵抗, 弾性限界変位および固有周期の値を示す.

$$K_{sl} = \frac{R_m}{y_{els}} \quad (4.28)$$

4.4.4 RC 部材の損傷判定基準

一質点系モデルによる応答解析から部材の最大応答変位を求め, 各部材の材端回転角から損傷判定を行う. 材端回転角については, 次式のとおり求める.

$$\theta = \frac{2y_m}{L} \quad (4.29)$$

ここに, θ は材端回転角(rad), y_m は部材の最大応答変位(m), L は部材の長さ(m)を示す.

材端回転角による損傷判定基準について, ここでは表 4.5 に示す日本建築学会による損傷区分[12]を基に, 材端回転角 θ から各部材種別の損傷レベルを「無損傷」もしくは「小損傷」, 「中損傷」, 「大損傷」, 「甚大損傷」に分類した. 窓ガラスは, 損傷レベルと材端回転角 θ の関係が示されていないため, 既往の研究[18,19]を基に, 最大反射圧 P_r から損傷度判定を行う. 日本建築学会の報告[12]によると, 窓ガラスは「小損傷」で既に割れが生じており, 「中損傷」以降は破片の飛散距離が変化するのであるため, 「小損傷」についてのみ損傷度判定を行っ

た．爆発位置に対して側面および背面側にある窓ガラスについては，爆発位置からの直線距離を基に反射圧を算定し損傷判定を行った．

表 4.5 RC 構造部材の損傷レベルと応答値の関係

(a)柱および梁部材

	部材の損傷レベル			
	小損傷($i'=1$)	中損傷($i'=2$)	大損傷($i'=3$)	甚大損傷($i'=4$)
材端回転角 $\theta(\text{rad})$	降伏耐力 ~ 0.010	$0.010 \sim 0.017$	$0.017 \sim 0.033$	$0.033 \sim$
備考	1.かぶりコンクリートに顕著なひびわれ. 2.コアコンクリートにはひび割れなし.	1.かぶりコンクリートの剥離. 2.コアコンクリートに小さなひび割れ.	1.コアコンクリートに顕著なひび割れ. 2.主筋の座屈	(記述無し)

(b)床スラブ部材

	部材の損傷レベル			
	小損傷($i'=1$)	中損傷($i'=2$)	大損傷($i'=3$)	甚大損傷($i'=4$)
材端回転角 $\theta(\text{rad})$	降伏耐力 ~ 0.010	$0.010 \sim 0.033$	$0.033 \sim 0.067$	$0.067 \sim$
備考	ひび割れが伸展し，鉄筋がわずかに降伏.	ひび割れが顕著になり，コンクリートの剥離が生じるようになる.	コンクリートの剥離が顕著になり鉄筋の座屈が生じる.	(記述無し)

(c)窓ガラス

	部材の損傷レベル			
	小損傷($i'=1$)	中損傷($i'=2$)	大損傷($i'=3$)	甚大損傷($i'=4$)
備考	ガラスに割れが生じる．フレームには変形が生じ再使用不可.	ガラスは破損し飛散．但し，飛散距離・範囲は限定的.	ガラスは破損し飛散．飛散距離・速度が大きいが予測可能な範囲内.	ガラスは破損し，飛散範囲は広範で，予測不可能.
応答限界値	最大反射圧 $7\text{kPa} \sim$			

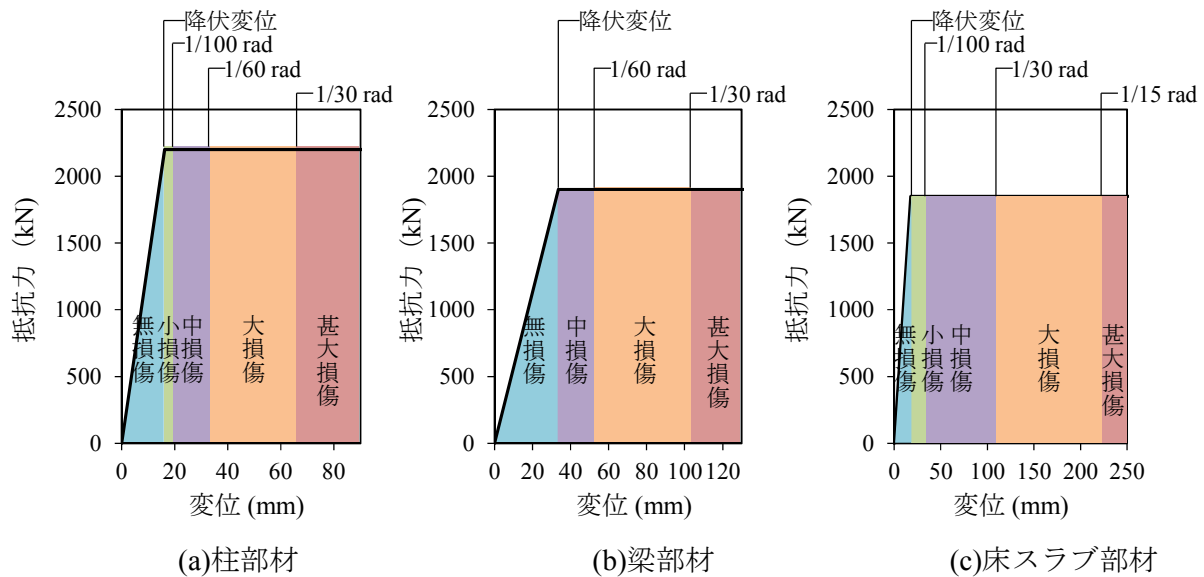


図 4.11 各部材種別における曲げ破壊に対する抵抗関数と損傷レベルの関係

図 4.11 に、各部材種別における曲げ破壊に対する抵抗関数と損傷レベルの関係を示す。ここでは、表 4.4 に示す最大抵抗値および曲げ剛性と、表 4.5 に示す損傷レベルと応答値の関係から求めた。図から、梁部材については「小損傷」の区分がなく、「無損傷」から「中損傷」へ損傷レベルが変化している。この理由は、梁部材では降伏変位 33.6 mm に対する材端回転角は 0.011 rad であり、これは表 4.5(a)に示す「中損傷」レベルの材端回転角の下限值である材端回転角 1/100 rad を越えているためである。

4.4.5 PI 曲線による損傷評価法

フレンジリティ評価を行うためには、RC 構造物を構成する全部材に対して、爆薬量を 1.0 kg から 10000 kg まで変化させて動的応答解析を行う必要があるため、計算量が膨大になる。そこで、後述するように各損傷判定基準に対応した圧力～力積の関係曲線(PI 曲線: Pressure – Impulse curve)を事前に作成する。各部材に作用する荷重条件から直接的に損傷判定が可能となる損傷判定法について示す。

PI 曲線とは、部材に同一の損傷レベル（例えば、部材の損傷レベルが「小損傷」に対応する最大応答変位）を与える圧力 P と力積 I をプロットした点の集合である[20]。PI 曲線を用いることにより、図 4.12 に示すように PI 曲線を境界として損傷領域と無損傷領域に分けることができる。PI 曲線に基づいて、部材の固有周期に対する荷重継続時間の比が小さい衝撃载荷から、この比が大きくなる動的载荷や準静的载荷まで、任意の圧力と力積の組み合わせに対する構造部材の損傷を簡易に評価することが可能となる。以下に、PI 曲線の作成方法について示す。

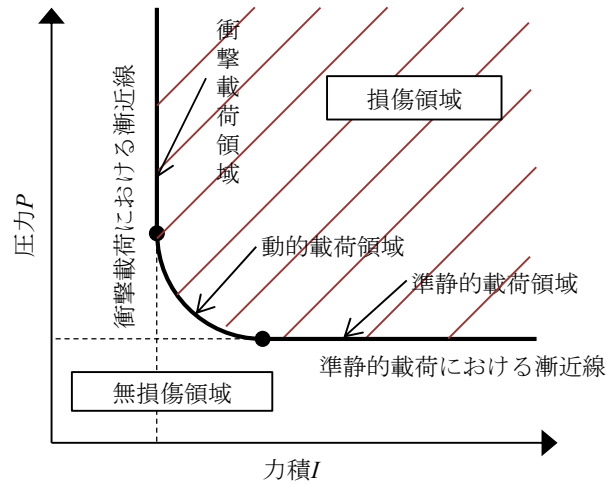


図 4.12 PI 曲線のイメージ

- ①各部材種別に対して一質点系モデルを作成し，式(1.9)に示す運動方程式を立てる．
- ②損傷レベルを設定し，その損傷に対応する変位（損傷限界変位）を表 4.5 および式(4.29)から算出する．例えば，柱部材の曲げ変形において「大損傷」が生じる際には材端回転角 θ は 0.017 rad 以上となるので，対応する損傷限界変位 y_1 は以下のように求められる．

$$y_1 = 0.017L/2 = 0.017 \times 4.0/2 = 0.034 \text{ (m)}$$

- ③荷重継続時間をある値 t_{d1} に固定する．
- ④式(1.9)中の $F(t)$ を変化させて変位応答を求める．この際，最大応答変位が損傷限界変位 y_1 と等しくなる荷重 F_1 について，図 4.13 に示すように二分法を用いて求める．
- ⑤荷重継続時間 t_{d1} と荷重 F_1 を用いて，最大反射圧 P_{r1} と反射力積 i_{r1} に変換する．

$$P_{r1} = \frac{F_1}{S} \quad (4.30)$$

$$i_{r1} = \frac{P_{r1} t_{d1}}{2} \quad (4.31)$$

ここに， S は荷重を受ける部材面の面積を示す．

- ⑥手順③から⑤を荷重継続時間 t_{d1} の値を変化して繰り返す．⑤で算出された最大反射圧と反射力積の組み合わせを同一平面にプロットしていくことで，図 4.14 に示すように PI 曲線を得ることができる．

なお，表 4.6 に示す日本建築学会で示された载荷速度による分類[12]に基づき，固有周期 T に対する荷重継続時間 t_d の比 t_d/T が $0.01 \leq t_d/T \leq 10$ の範囲において繰り返し計算を行った．

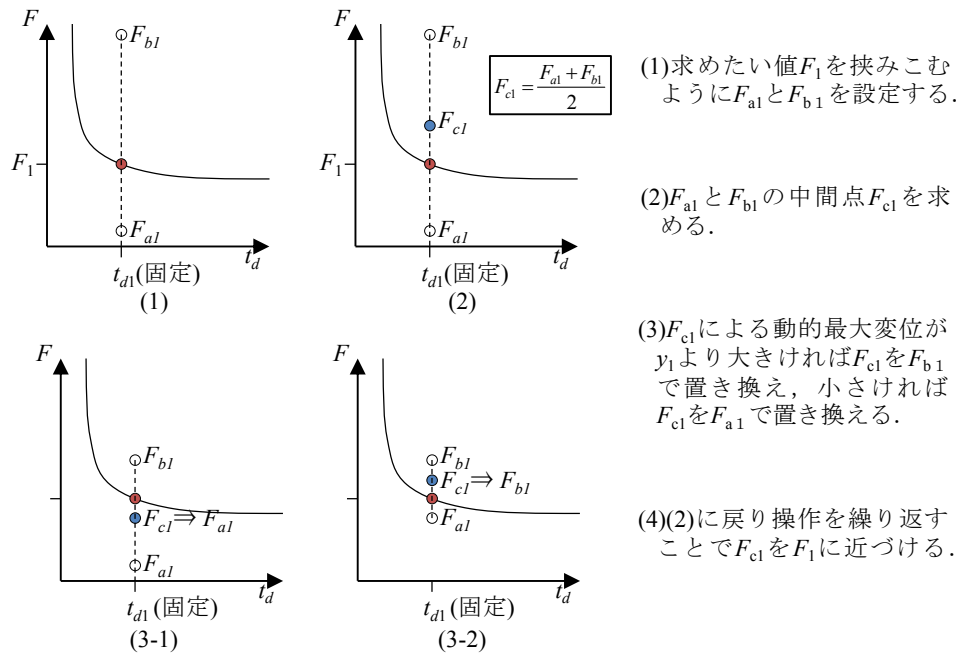


図 4.13 二分法を用いた損傷限界変位に対応する荷重の算出方法

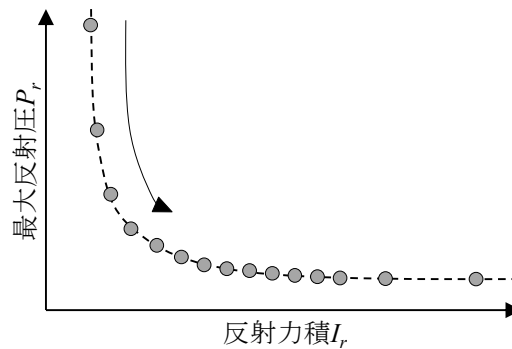


図 4.14 PI 曲線作成のプロセス

表 4.6 载荷速度による分類[12]

分類	定義	区分
衝撃载荷領域	衝撃荷重の作用時間が部材の固有周期に比べて極めて短い場合	$t_d/T < 0.064$
動的载荷領域	衝撃荷重の作用時間と部材の固有周期が比較的近い場合	$0.064 \leq t_d/T \leq 6.4$
準静的载荷領域	衝撃荷重の作用時間が部材の固有周期に比べて極めて長い場合	$6.4 < t_d/T$

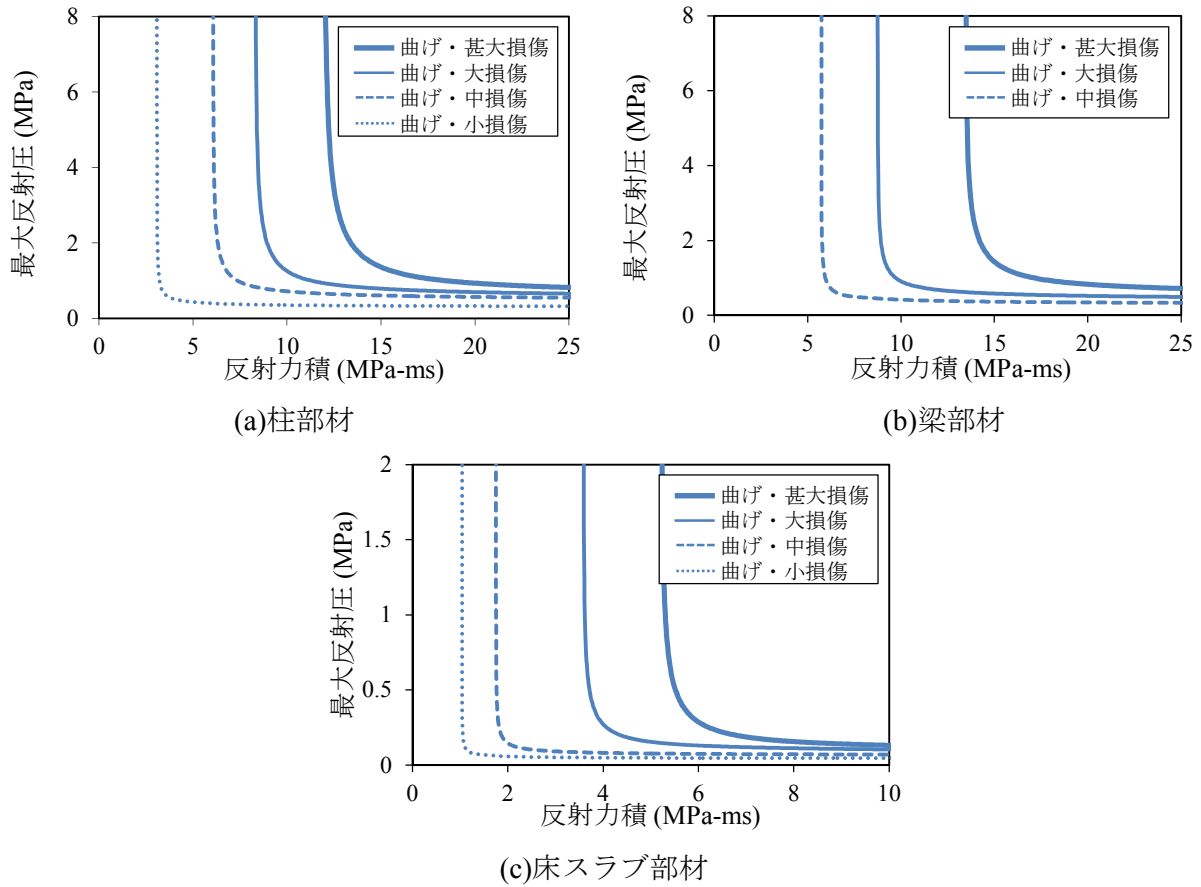


図 4.15 各部材種別の PI 曲線

図 4.15 に、各部材種別の PI 曲線を示す。ここでは、図 4.11 に示す曲げの損傷区分に応じて複数の PI 曲線が描かれている。例えば、図中の「曲げ・中損傷」とは、曲げによる変形で「中損傷」が生じるケースを示している。いずれの部材においても、損傷レベルが増加するにしたがって、PI 曲線は右上側に移動しており、当該損傷レベルを与える最大反射圧および反射力積が増大していることを示している。

4.4.6 各部材種別のフラジリティ評価

爆薬量 w の爆発荷重に対する各部材種別の損傷確率 $f_{is}(w)$ は、次式のように算定した。

$$f_{i's}(w) = \frac{N_{i'sw}}{N_s} \quad (4.32)$$

ここに、 i' は損傷レベル ($i'=1$: 小損傷, $i'=2$: 中損傷, $i'=3$: 大損傷, $i'=4$: 甚大損傷) を表す変数, s は部材種別 (柱, 梁, 床スラブおよび窓ガラス) を表す変数, $f_{is}(w)$ は爆薬量 w の爆破が生じた際に損傷レベル i' 以上となる部材種別 s の損傷確率である。また, N_{isw} は損傷レベル i' 以上となる部材の個数, N_s は部材種別 s の総数を表す。例えば、梁 (総部材数 180) において、ある爆薬量 w の爆発が生じた際に「小損傷」 ($i'=1$) 以上となる点が構造物全体で 60 箇所あった場合には、小損傷以上となる損傷確率は $f_{1梁}(w) = 60/180 = 0.33$ と求められる。

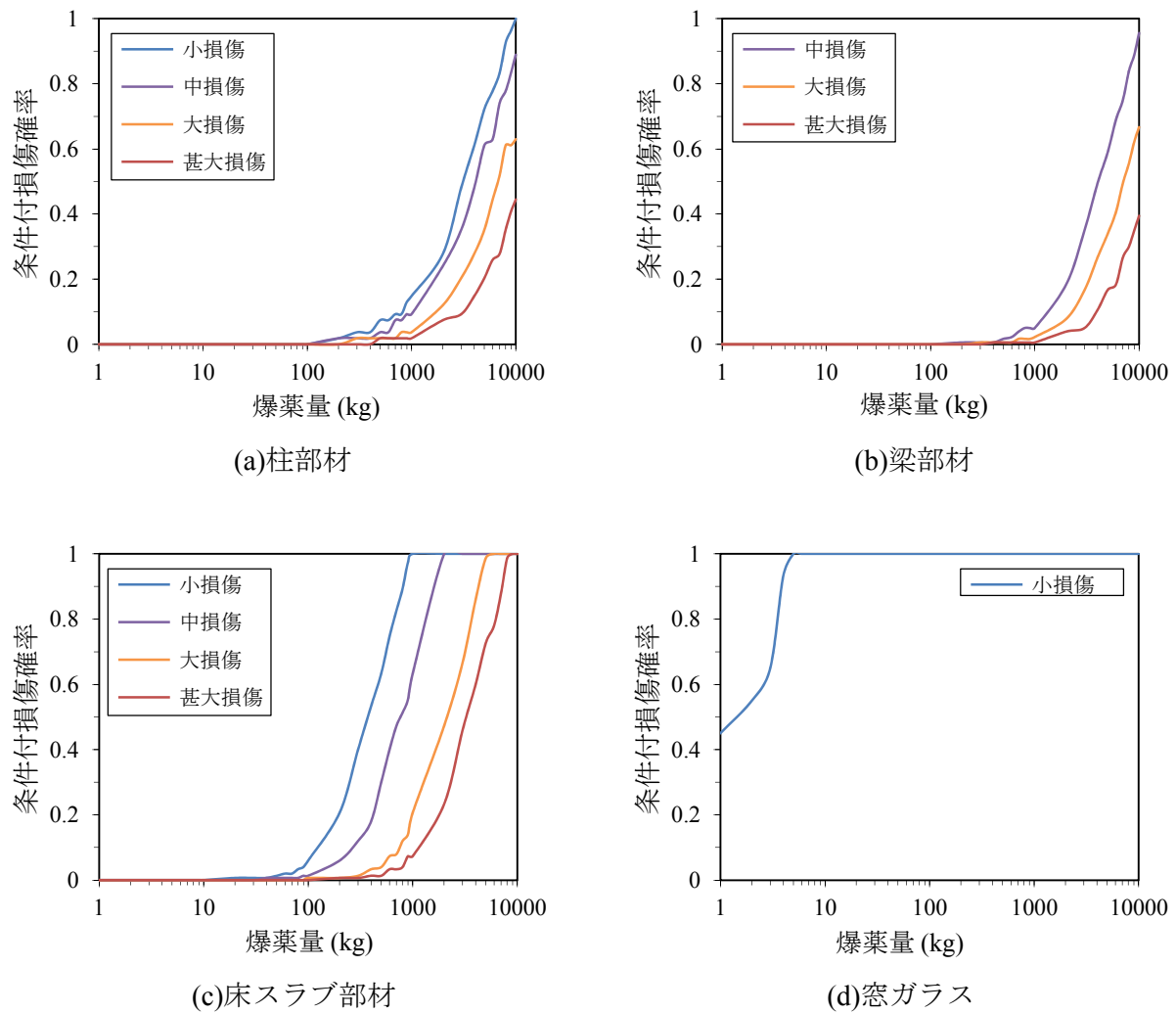


図 4.16 各部材種別のフラジリティカーブ

上記の計算を爆薬量 1.0kg～10000kg に対して繰り返すことで、図 4.16 に示す各部材種別のフラジリティカーブが得られる。

4.4.7 構造物全体のフラジリティ評価

各部材種別の損傷レベルから構造物全体の被害レベルを判定するために、表 4.7 に示す各部材種別の損傷レベルと構造物全体の被害レベルの関係[12]を用いた。ここで、部材種別によって、構造物の被害レベル i に対応する損傷レベル i' は異なっている。例えば、構造物全体で中被害となるときに対応する損傷レベルは、柱および梁部材では「中損傷」となるが、床スラブ部材では「大損傷」となる。また、「微被害」については、窓ガラスの損傷レベルのみと関係付けられている。 i を構造物全体の被害レベルを表す変数 ($i=1$: 微被害, $i=2$: 軽被害, $i=3$: 小被害, $i=4$: 中被害, $i=5$: 大被害, $i=6$: 甚大被害) として、ある爆薬量 w の爆破テロによって、構造物全体の被害レベルが i 以上となる損傷確率 $F_i(w)$ は次式のように求められる。

$$F_i(w) = \frac{\sum g_s \cdot N_{i'sw}}{\sum g_s \cdot N_s} \quad (4.33)$$

ここに、 g_s は各部材の重要度係数であり、柱部材、梁部材および床スラブ部材についてそれぞれ、3、2および1とした。重要度係数を設定した理由は、柱梁構造物では、柱部材、梁部材および床スラブ部材の順に構造的に重要であり、各部材の重み付けを行うためである。

構造物全体のフラジリティカーブは、各被害レベルに対して式(4.33)から求めることができる。得られた結果を図4.17に示す。

表4.7 構造物全体の被害レベルと部材の損傷レベルの関係 [12]

	構造物全体の被害レベル					
	微被害 <i>i</i> =1	軽被害 <i>i</i> =2	小被害 <i>i</i> =3	中被害 <i>i</i> =4	大被害 <i>i</i> =5	甚大被害 <i>i</i> =6
① 柱および 梁部材			小損傷	中損傷	大損傷	甚大損傷
② 床スラブ部材		小損傷	中損傷	大損傷	甚大損傷	
③ 窓ガラス	小損傷	中損傷	大損傷	甚大損傷		

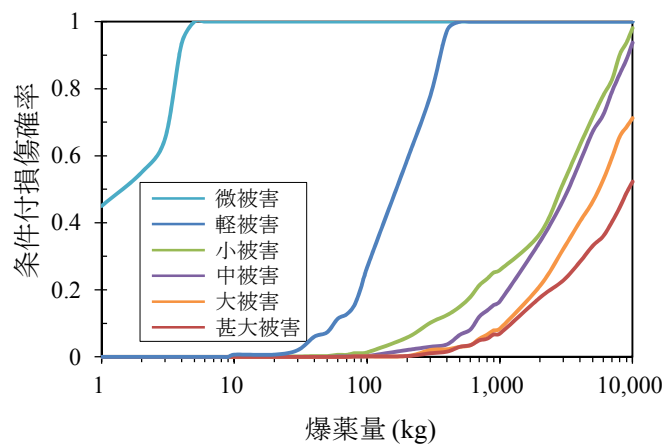


図4.17 構造物全体のフラジリティカーブ

表 4.8 対象構造物の建物価格等

設定項目		設定値	備 考
建築面積		1,225m ²	35m×35m
延床面積		3,675m ²	建築面積×3階
調達価格		3,000,000千円	約82万円/m ²
内訳	①柱および梁部材	1,200,000 千円	調達価格×0.4
	②床スラブ部材	900,000千円	調達価格×0.3
	③窓ガラス	300,000千円	調達価格×0.1
	④設備類	600,000 千円	調達価格×0.2
構造物内人数		300人	12.3 m ² /人

4.5 外力に対する損失の評価 - ロス評価 -

ロス評価では、ある爆薬量 w によって構造物が被る被害レベル i ごとに、建物損失 C_{Bi} および人的損失 C_{Hi} を算定し、合計損失 C_i を求める。そして、被害レベルの割合を重みとした加重和を求めることで、当該爆薬量に対する損失を求める。すなわち、ある爆薬量 w の爆破テロにおけるロス $L(w)$ は次式で与えられる。

$$L(w) = \sum_{i=1}^5 C_i (F_i(w) - F_{i+1}(w)) + C_6 F_6(w) \quad (4.34)$$

$$C_i = C_{Bi} + C_{Hi} \quad (4.35)$$

また、構造物の最大損失は、構造物全体が甚大被害 ($i=6$) を受けるときの建物損失と人的損失の合計であるので、次式で求められる。

$$\text{最大損失} = C_6 = C_{B6} + C_{H6} \quad (4.36)$$

爆薬量 w に対し、対象構造物と人命が被る損失を算定する。ここで、損失を求めるにあたり、対象構造物の建物価格等を一例として、表 4.8 のように設定した。調達価格においては土地の取得価格は含んでおらず、平米単価 82 万円とし延床面積を乗じて設定した。また、調達価格は、柱および梁部材、床スラブ部材、窓ガラスおよび設備類に分類し、各分類における内訳を設定した。構造物内人数は、一般的な事務所ビルの一人当たりの床面積 12.3 m²[21] を参照して設定した。

4.5.1 建物損失の評価

表 4.5、表 4.7 および表 4.8 を基に、被害レベル i と建物損失 C_{Bi} の関係を表 4.9 のように設定した。柱および梁部材の損失額については、小被害のときに、軽微な補修費として調達価格の 20% とし、これ以上の被害レベルに関しては徐々に増大させて甚大被害のときに 100% となるように設定した。床スラブ部材については、柱および梁部材よりも損傷が大きくなるため、調達価格の割合を柱および梁部材の 2 倍とした。窓ガラスについては、さらに強度が下がるため、損傷割合は床スラブ部材の 2 倍とした。設備類の損傷割合については、床スラ

表 4.9 被害レベルと建物損失の関係

	損失（上段：額（千円），下段：割合）					
	微被害 $i=1$	軽被害 $i=2$	小被害 $i=3$	中被害 $i=4$	大被害 $i=5$	甚大被害 $i=6$
① 柱および梁部材	0	0	240,000 (0.2)	360,000 (0.3)	600,000 (0.5)	1,200,000 (1.0)
② 床スラブ部材	0	180,000 (0.2)	360,000 (0.4)	540,000 (0.6)	900,000 (1.0)	900,000 (1.0)
③ 窓ガラス	60,000 (0.2)	120,000 (0.4)	240,000 (0.8)	300,000 (1.0)	300,000 (1.0)	300,000 (1.0)
④ 設備類	60,000 (0.1)	180,000 (0.3)	360,000 (0.6)	480,000 (0.8)	600,000 (1.0)	600,000 (1.0)
建物損失額 C_{Bi}	120,000	480,000	1,200,000	1,680,000	2,400,000	3,000,000
再調達価格 に対する 割合 C_{bi}	0.04	0.16	0.40	0.56	0.80	1.00

ブ部材部材の中に埋設されたものと窓ガラスのように露出したものがあると考え、床スラブ部材と窓ガラスの被害割合の平均値を採用した。

4.5.2 人的損失の評価

爆発荷重による人的損損失の評価の一例を示す。人的損失は、負傷レベルに応じて損失額を設定した。人的被害は、対象構造物の瓦礫等による二次災害を対象としており、爆風自体による人体への影響については考慮していない。負傷レベルは、軽傷、重傷および死亡の3段階とした。軽傷および重傷の場合は、通院や入院により業務を遂行できない間、その業務に対して他の人員を補填する必要がある。その際の補填費用として、日平均給与に負傷レベルごとの平均入院日数および平均通院日数の1/2を乗じて求めた。死亡の場合、死亡者がそれまでに蓄積した知識・経験を失うとともに、新たに人員補填する際の研修費用が発生すると考えられる。蓄積した知識・経験の損失については年平均給与と平均経験年数の積から求めた。研修費用については、研修期間を1年と見積もり、年平均給与を上乗せした。ここで、平均給与および平均経験年数は民間給与実態統計調査[22]を参考にした。また、負傷レベルごとの平均通院日数および平均入院日数は、爆発災害の負傷者に関する統計資料がないため、地震における負傷者に関する既往研究[23]を基に表4.10に示すとおり設定した。なお、軽傷、重傷の定義は以下のとおりとした。

軽傷：負傷し、1箇月(30日)未満の治療を要する場合(人)

重傷：負傷し、1箇月(30日)以上の治療を要する場合(人)

以上から、各負傷レベルの一人当たりの人的損失額について、表4.11のように設定した。

構造物の被害レベル i と人的損失 C_{Hi} の関係を表4.12のように設定した。ここでは、まず構造物の被害に対し何らかの人的被害が発生すると考え、表4.9の再調達価格に対する割合 C_{bi} と同数の人的被害発生率を設定した。各負傷レベルの割り当てについては、重傷者は軽被

害以上で発生すると考え、各被害レベルに対して構造物内人数の5%（軽被害）、10%（小被害）、20%（中被害）、40%（大被害）、60%（甚大被害）を割り当てた。死亡者は甚大被害において構造物内人数の20%とし、被害レベルが減少するにしたがい半減するように設定した。軽傷者は、全被害者から重傷者と死亡者を差し引くことで求めた。

表 4.10 人的損失の評価を行うための設定

項目	損失
平均給与	350千円/月
平均経験年数	12年
平均通院日数	
軽傷	8.8日
重傷	55.6日
平均入院日数	
軽傷	13.5日
重傷	68.4日

表 4.11 一人当たりの人的損失額

負傷レベル	1人当たりの 損失額（千円）	算定法
軽 傷	210	日平均給与×（平均通院日数/2+平均入院日数）
重 傷	1,100	同上
死 亡	54,600	年平均給与×（平均経験年数+1）

表 4.12 被害レベルと人的損失の関係

	損失（上段：額（千円），下段：割合）					
	微被害 <i>i</i> =1	軽被害 <i>i</i> =2	小被害 <i>i</i> =3	中被害 <i>i</i> =4	大被害 <i>i</i> =5	甚大被害 <i>i</i> =6
人的被害 発生率	0.04	0.16	0.40	0.56	0.80	1.00
軽 傷	2,520 (0.04)	6,930 (0.11)	17,640 (0.28)	19,530 (0.31)	18,900 (0.30)	12,600 (0.20)
重 傷	0	16,500 (0.05)	33,000 (0.10)	66,000 (0.20)	132,000 (0.40)	198,000 (0.60)
死 亡	0	0	327,600 (0.02)	819,000 (0.05)	1,638,000 (0.10)	3,276,000 (0.20)
人的損失額 C_{Hi}	2,520	23,430	378,240	904,530	1,788,900	3,486,600

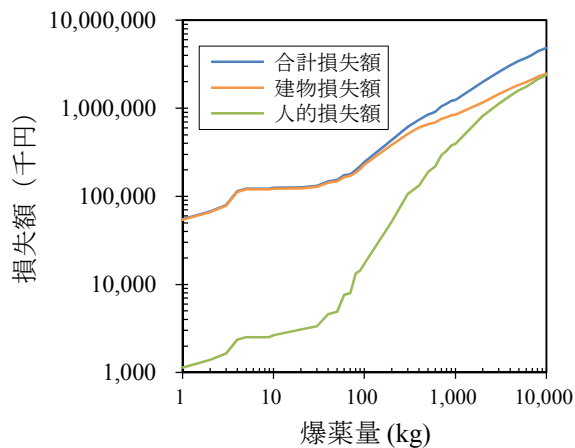


図 4.18 対象構造物のロスカーブ

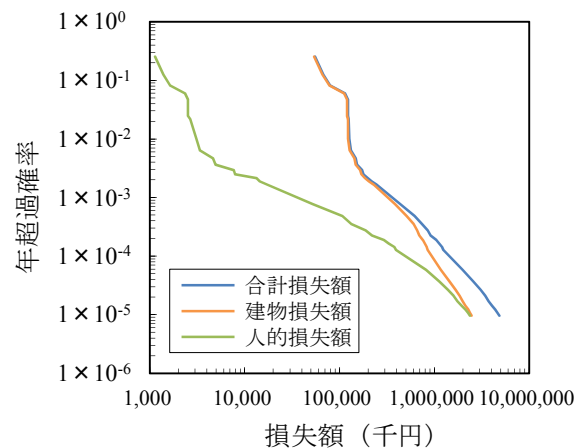


図 4.19 対象構造物のリスクカーブ

4.5.3 構造物におけるロスの評価

表 4.9 および表 4.12 に基づいて被害レベル i における建物損失 C_{Bi} と人的損失 C_{Hi} が求まるので、式(4.34)および式(4.35)を用いて爆薬量 w の爆破テロによるロス $L(w)$ を求めることができる。図 4.18 に、対象構造物におけるロスカーブを示す。図から、爆薬量が約 4 kg までの間は、爆薬量が増加するにしたがい損失額も徐々に増加していくが、爆薬量が約 4~30 kg の間では損失額があまり変化しないことがわかる。これは、図 4.17 の脆弱性カーブをみると、この間では既に微被害の損傷確率がほぼ 100%になっているのに対して、柱および梁部材や床スラブ部材の条件付損傷確率が非常に小さいためである。爆薬量が約 30 kg 以降は、図 4.16 における微被害を除いた被害レベルの条件付損傷確率が増加するため、図 4.17 の損失額も増加する。

以上のように、爆破テロによる構造物の被害レベルと損失の関係を設定することにより、経済的な指標を用いて損失を評価することができる。

4.6 リスク評価

これまでに算出したハザード、脆弱性およびロスカーブを用いて、リスクカーブを作成する。リスクカーブは、年超過確率と損失額の関係を示したものであり、図 4.6 に示す基準期間 1 年における超過確率と爆薬量の関係と、図 4.18 に示すロスカーブから爆薬量を媒介変数として得ることができる。図 4.19 に、対象構造物における爆破テロに関するリスクカーブを示す。図から、損失額が増加するにしたがい年超過確率が低下し、大きな損失が生じる爆破テロほど発生確率が低いことがわかる。リスクカーブを用いると、例えば年超過確率が 1% および 0.1% の場合の建物損失額はそれぞれ約 1.3 億円および 3.2 億円と算定されるように、発生確率の異なる爆破テロに関するリスクを損失額によって評価することが可能となる。

4.7 結言

本章では、爆破テロによる爆発荷重を受ける RC 建造物のリスク評価概念を構築した。本章において得られた主要な知見は、以下に要約される。

- (1) 爆破テロの発生頻度と死者数の関係に基づいて、超過確率と爆薬量の関係であるハザードカーブを作成した。
- (2) 建造物を柱、梁および床スラブ部材ごとに一質点系モデルに置換し、材端回転角から損傷評価を行う手法を用いて、部材の損傷レベルに基づいて建造物全体の被害レベルを評価する手法を提案した。被害レベルごとの損傷確率と爆薬量の関係である建造物全体のフラジリティカーブを作成した。
- (3) 建造物の被害レベルと損失の関係を設定することにより、建物および人的損失額と爆薬量の関係であるロスカーブを求めた。ロスカーブを用いて経済的な指標を用いて損失を評価することができた。
- (4) 以上から算出したハザード、フラジリティおよびロスカーブを用いて、リスクの定量的な評価を行った。リスクカーブを用いて発生確率の異なる爆破テロに関するリスクを損失額によって評価することが可能となった。

本章では、部材には等分布荷重が作用するものと仮定し、部材の破壊モードは曲げ破壊に限定している。また、床スラブ部材による爆風圧の減衰効果を考慮していない。しかし実際は、第2章および第3章で検討したように爆発位置に近い部材に対しては等分布荷重を仮定すると変位応答を過大に評価する。さらに、爆発荷重によっては、部材はせん断破壊し、爆発位置から部材までの間に床スラブ部材がある場合には爆風圧は減衰される。これらの課題については、第5章において検討を行う。なお、ここで示したハザードカーブの作成法やロスカーブ作成にあたり設定した人的損失額については、一例を示したものであり今後も詳細な検討が必要である。

第5章 近接爆発荷重を受ける RC 建造物の損傷およびリスク評価法

5.1 緒言

本章では、第4章で示した爆発荷重を受ける RC 建造物のリスク評価法に対して、以下の点を考慮して高度化を図る。まず、各部材に作用する荷重に関して、第2章および第3章で検討した近接爆発による荷重分布特性を考慮する。また、部材の破壊モードについては、曲げ破壊に加えて柱および梁部材についてはせん断破壊を、床スラブ部材については直接せん断破壊を考慮する。さらに、爆発位置から部材までの間にある床スラブ部材による爆風圧の低減効果について考慮する。提案した損傷評価法については妥当性を検証するため、実被害との比較検討を行う。最後に、RC 建造物のリスク評価を行う。

5.2 近接爆発による荷重分布特性の考慮

5.2.1 RC 建造物に対する近接爆発による分布荷重の考え方

第4章で提案した RC 建造物の損傷評価法では、近接爆発による分布荷重を考慮していなかった。そこで、第2章で求めた近接爆発による荷重分布特性を RC 建造物の損傷評価に反映させる。図5.1に、各部材種別に対する分布荷重算定方法を示す。柱部材については、1階から3階までの柱を一つの部材と仮定し、爆発位置の高さ（地表面から1 m）を部材中心として、第2章で検討した式(2.11)および式(2.12)を用いて、各階の柱に作用する最大反射圧および反射力積の分布を算定する。梁部材については、図中に示す X 軸あるいは Y 軸方向の一連の梁を一つの部材と仮定し、X 軸あるいは Y 軸方向の梁に対して、それぞれ X 座標あるいは Y 座標がゼロの位置を部材中心として、各梁に作用する分布荷重を算定する。床スラブ部材については、梁部材と同様の方法で分布荷重を算定する。例えば、図5.1(b)に示す梁部材において、ある区間（ $x_1 \leq x \leq x_2$ ）に作用する単位奥行きあたりの力積 I_{12} は、分布荷重を考慮した反射力積の算定式(2.12)を用いて、次式のように求められる。

$$I_{12} = \frac{1}{x_2 - x_1} \int_{x_1}^{x_2} i_r(x) dx = \frac{i_{rm} L}{2(x_2 - x_1) \alpha_i} \left(e^{-\frac{2\alpha_i}{L} x_1} - e^{-\frac{2\alpha_i}{L} x_2} \right) \quad (5.1)$$

ここに、部材長 L については、柱部材では爆発位置が地表面からの高さ 1 m であること、および各階の柱高 4 m を考慮して、部材長 L は $((4-1)+4 \times 2) \times 2$ （対称性）= 22 m とした。梁部材の部材長については、X 軸方向は 35 m、Y 軸方向は 70 m、また、床スラブ部材については 35 m とした。力積分布係数 α_i については、式(2.17)を用いて求めた。

なお、実際の爆風圧は部材に対してある角度で作用するが、ここでは部材正面から作用するものとし、奥行き方向についても荷重は一定としている。また、各階の柱部材に対する梁または床スラブ部材との接合部や、梁および床スラブ部材に対する柱および梁部材との接合部については考慮せずに荷重を算定した。

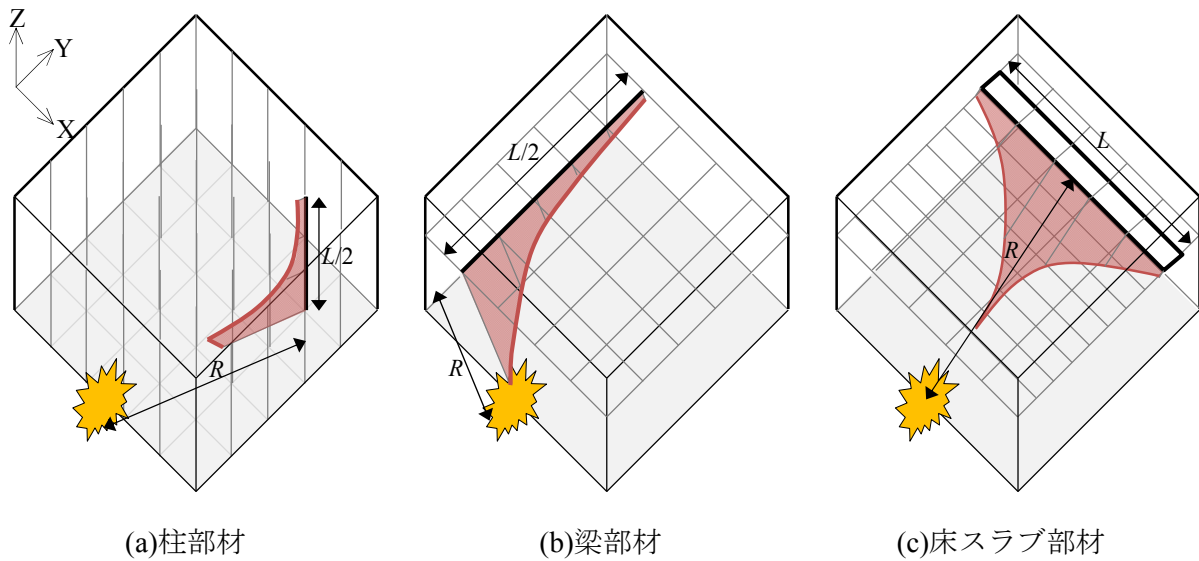


図 5.1 各部材種別への分布荷重の算定方法

5.2.2 近接爆発による分布荷重が各部材のフラジリティ評価に与える影響

図 5.2 に、近接爆発による分布荷重が各部材種別のフラジリティカーブに与える影響を示す．ここでは、図 4.15 で示した等分布荷重および曲げ破壊のみを考慮した結果と比較して示している．図から、いずれの部材および損傷レベルにおいても分布荷重を考慮することで、条件付損傷確率が 20%程度低下する結果となった．なお、第 4 章で示した方法では、各部材に作用する爆発荷重は爆発位置から各部材の中心までの換算距離を基に算定するのに対して、近接爆発による分布荷重を考慮する際には入射角による影響を考慮している．第 2 章の図 2.8 および図 2.9 で示したように、マッハ反射が生じる条件を除くと入射角が増加するにしたがい、最大反射圧および反射力積は減少する傾向がある．すなわち、分布荷重を考慮することで図 5.3 の模式図に示すように、部材中心からの距離が増加するにしたがい荷重が低下するため、いずれのフラジリティカーブにおいても条件付損傷確率が低下したものと考えられる．

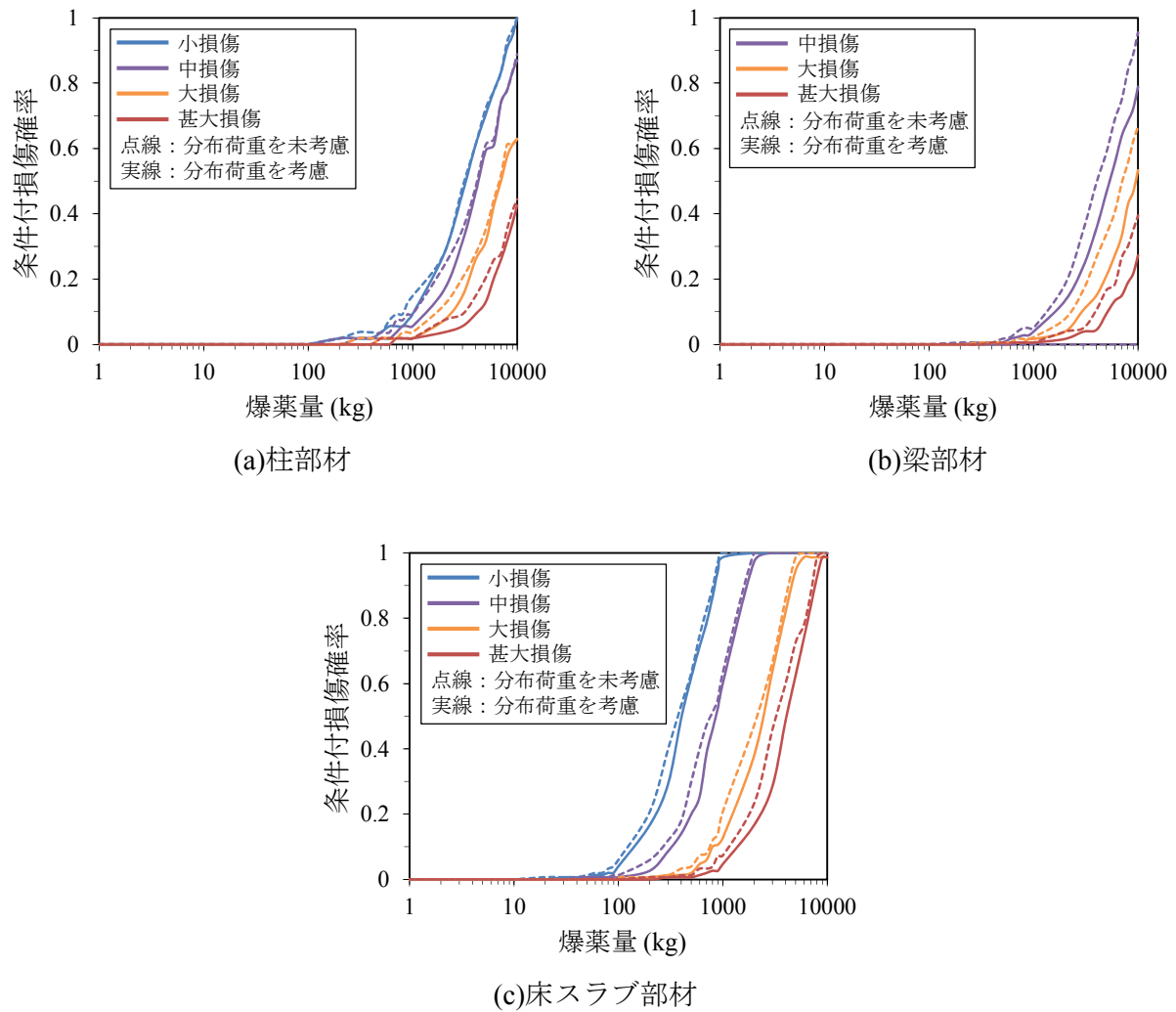


図 5.2 各部材種別のフラジリティカーブ

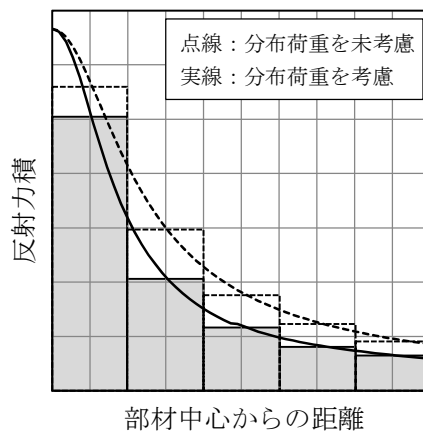


図 5.3 分布荷重の考慮が部材に作用する荷重へ与える影響の模式図

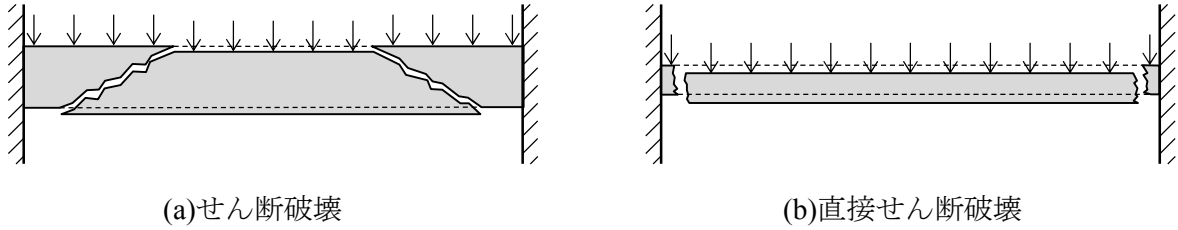


図 5.4 せん断破壊および直接せん断破壊の模式図

5.3 曲げおよびせん断破壊を考慮した RC 構造物の損傷評価法

5.3.1 曲げおよびせん断破壊を考慮した一質点系モデルの作成方法

第4章では、柱、梁および床スラブ部材はいずれも一質点系モデルに置換したが、全ての部材において破壊モードは曲げ破壊のみを対象としていた。しかし、柱および梁部材については、図 5.4(a)に示すようなせん断破壊を考慮する必要がある[1]。また、版部材においても、Krauthammer ら[2-3]や Xu[4]らが指摘している直接せん断破壊を考慮する必要がある。なお、直接せん断破壊は、図 5.4(b)に示すように部材に生じるせん断力によって大きなずれが生じて破壊に至る脆性的な破壊モードである。

本節では、柱および梁部材のせん断破壊および床スラブ部材の直接せん断破壊を考慮した一質点系モデルおよび PI 曲線を用いた損傷評価法について述べる。

(1)柱・梁部材のせん断破壊に関する抵抗関数

第4章で検討した曲げ変形に関する一質点系モデルに対して、せん断破壊を考慮した一質点系モデルの作成を行う。はじめに、両端を固定端とした柱および梁部材に対して等分布荷重が作用する場合の剛性を算定する。剛性については、部材に曲げ変形およびせん断変形がそれぞれ生じる場合の抵抗力と変位の関係から曲げ剛性 K_B およびせん断剛性 K_S を求め、曲げ剛性とせん断剛性を直列結合することで等価剛性 K_e を得る[1]。なお、ここでは曲げとせん断破壊の相互作用については考慮せず、変形量はそれぞれ独立して算出されるものとした。各剛性は次式で表される[1]。

$$K_S = \frac{8GA_s}{L} \quad (5.2)$$

$$K_e = \frac{1}{1/K_B + 1/K_S} \quad (5.3)$$

$$G = \frac{E_c}{2(1+\nu)} \quad (5.4)$$

ここに、 E_c はコンクリートのヤング係数で、 I は部材の断面二次モーメント、 L は部材の長さ、 G はせん断弾性係数、 A_s は断面積であり次式で表される。

$$G = \frac{E_c}{2(1+\nu)} \quad (5.4)$$

$$A_s = Bj \quad (5.5)$$

ここに、 ν はポアソン比、 B は部材幅、 j は応力中心間距離を表す。

せん断破壊に対する最大抵抗 R_{su} は、実験式である以下の荒川 mean 式[1,5]を用いて算出した。

$$R_{su} = 2Bj \left(\frac{0.068 p_t^{0.23} (f'_{dc} + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{dy}} \right) \quad (5.6)$$

ここに、 $M/(Qd)$ はせん断スパン比で $M/(Qd) < 1$ の場合は 1、 $M/(Qd) > 3$ の場合は 3 である。 p_w はせん断補強筋比、 σ_{dy} はせん断補強筋の動的降伏強度、 p_t は引張鉄筋比を表す。

曲げの損傷区分は、材端回転角 θ と部材の損傷レベルの関係を用いて、最大応答変位と損傷レベルの関係に変換し、「無損傷」から「甚大損傷」までの 5 種類に分類した。一方、せん断破壊の場合は、破壊点を越えた後の靱性は期待できないため、変位応答が次式に示す破壊点変位を越えた場合は破壊（甚大損傷）と仮定した。

$$y_{su} = R_{su} / K_e \quad (5.7)$$

損傷評価に用いる柱および梁部材の諸元は第 4 章と同一（表 4.2）とした。また、せん断破壊の場合は、部材全体が一体となってせん断方向に変位を生じるため、荷重質量係数 K_{LM} は $K_{LM} = 1.0$ とした。図 5.5 および図 5.6 に、それぞれ表 4.2 に示した柱および梁部材の抵抗関数を示す。図から、対象構造物における柱および梁部材は、静的載荷時においては、曲げ降伏が先行することがわかる。

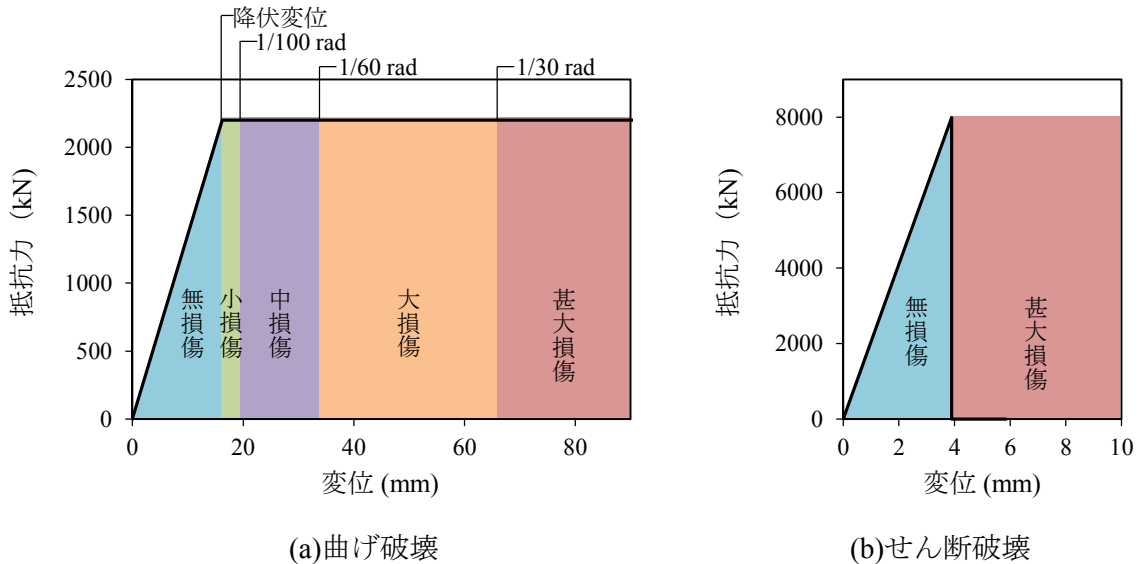


図 5.5 柱部材の抵抗関数

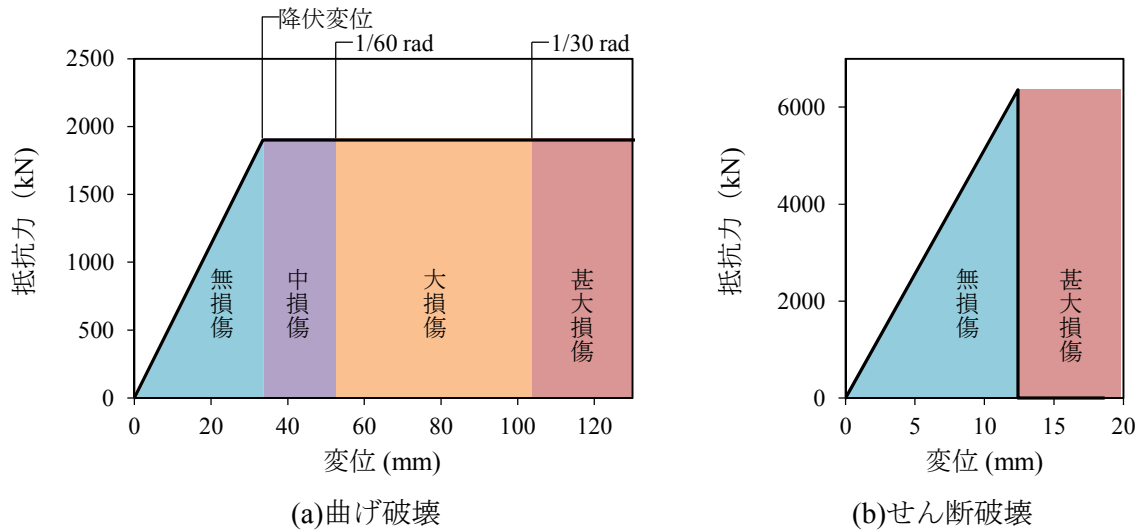


図 5.6 梁部材の抵抗関数

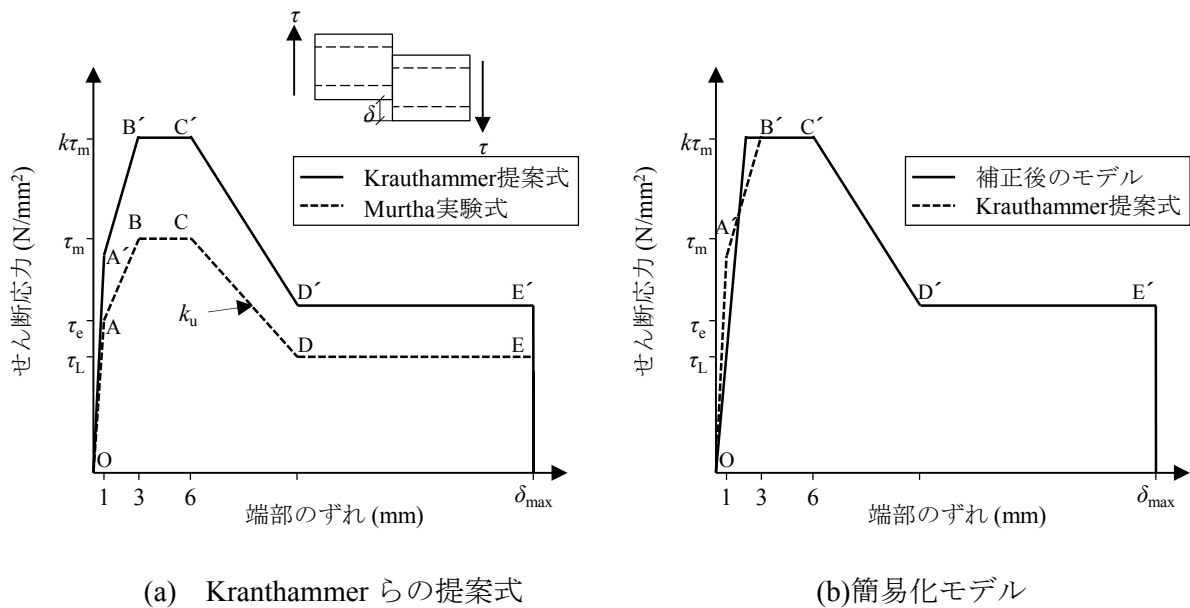


図 5.7 直接せん断破壊に関する抵抗関数のモデル

(2) 床スラブ部材の直接せん断破壊に関する抵抗関数

床スラブ部材については周辺固定の二方向スラブであり、第4章で検討した曲げ変形に関する一質点系モデルに加えて、直接せん断破壊を考慮する。ここで、直接せん断破壊に関する抵抗関数については、図 5.7(a)に示すせん断応力と端部のずれの関係を表した Krauthammer の提案式[2]を用いた。なお、Krauthammer の提案式は、静的な試験を基に Murtha ら[6]が提案した実験式に対して、他の爆発実験の結果に適合するようにせん断応力に補正係数 ($k=1.4$) を乗じている。各点のせん断応力および端部のずれについては、次式で表される。

$$\tau_e = 1.14 + 0.157f'_c \leq \tau_m/2 \quad (5.8)$$

$$\tau_m = 0.664\sqrt{f'_c} + 0.8p_{vt}f_y \leq 0.35f'_c \quad (5.9)$$

$$K_u = 0.543 + 0.03f'_c \quad (5.10)$$

$$\delta_{\max} = 0.212c(e^x - 1) \quad (5.11)$$

$$\text{ただし, } x = \frac{5.18}{\sqrt{f'_c}/d_b}, \quad c = 2.0 \quad \tau_L = \frac{0.85A_{sb}f_s}{A_c} \quad (5.12)$$

ここに、 p_{vt} はせん断面に対する鉄筋面積の割合、 f_y は鉄筋の静的降伏強度(N/mm²)、 d_b は鉄筋径(mm)、 A_{sb} は下端側の鉄筋の面積(mm²)、 f_s は下端鉄筋の静的引張強度(N/mm²)、 A_c はせん断面の面積(mm²)を示す。

抵抗力 R_s については、上記で説明したせん断応力 τ に補正係数 k と断面積を乗じて次式で求められる。

$$R_s(\tau) = 2k\tau A(a+b) \quad (5.13)$$

ここに、 A は床スラブ部材の厚さ、 a は短辺の長さ、 b は長辺の長さを示す。

ここでは、図 5.5(a)中の OA' から A'B' 間は、図 5.5(b)に示すように面積が等しいバイリニア型になるよう補正を行った。また、直接せん断破壊の場合、部材全体が一体となってせん断方向に変位を生じるため、せん断破壊と同様に荷重質量係数 K_{LM} は $K_{LM}=1.0$ とした。損傷リスク評価に用いる床スラブ部材における諸元については、第 4 章と同一（表 4.3）とした。図 5.8 に、上記の要領で得られた床スラブ部材の抵抗関数を示す。ここで直接せん断破壊の損傷レベルについては以下のように定義した。まず、鉄筋が降伏するまでの間を「無損傷」とする。鉄筋降伏後は残留変形が生じるが、式(5.11)で求まる破断点までは下端鉄筋による靱性が期待できる。そこで、応答値が式(5.9)で求まるせん断応力 τ_m に到達後から破断点までの間を「大損傷」、破断点に到達後を「甚大損傷」と定義した。

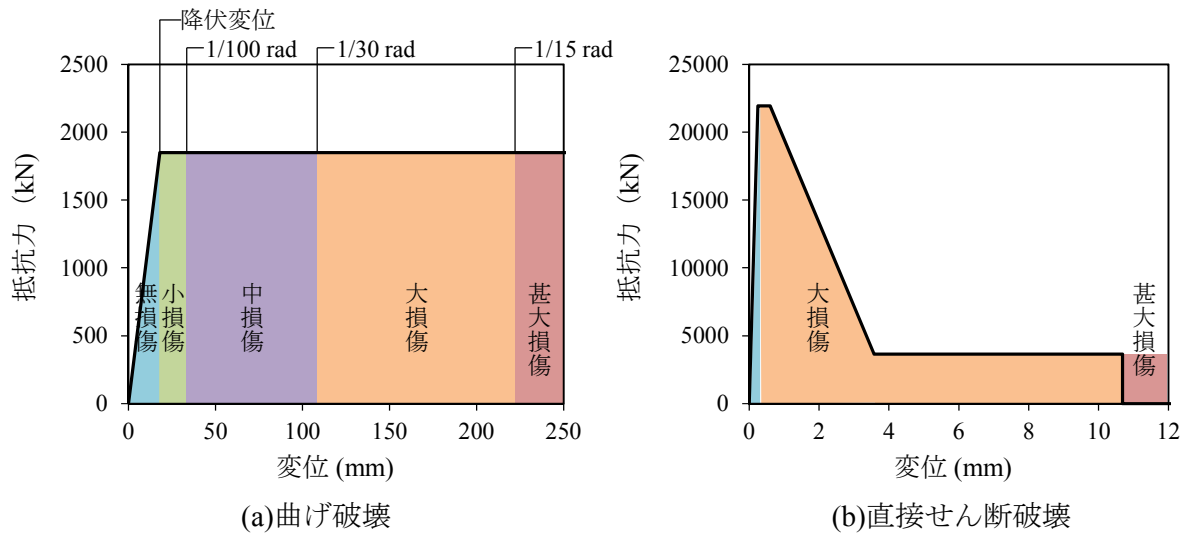


図 5.8 床スラブ部材の抵抗関数

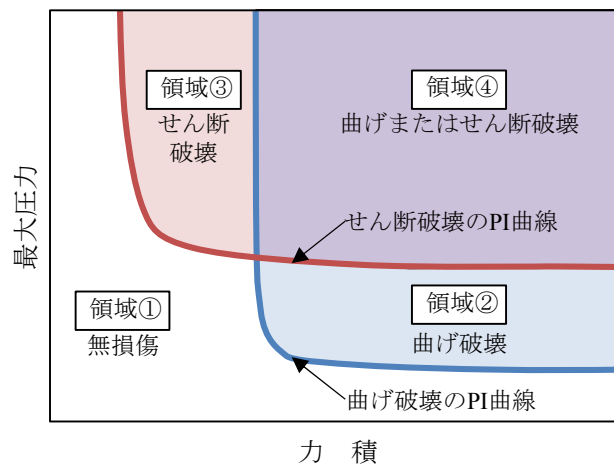


図 5.9 曲げとせん断破壊に関する PI 曲線の重ね合わせによる損傷判定

5.3.2 曲げとせん断を考慮した PI 曲線の特徴

本章では、いずれの部材も曲げとせん断破壊あるいは直接せん断破壊の 2 種類の破壊モードを対象としている。2 種類の異なる破壊モードの損傷判定にあたっては、第 4 章で検討した PI 曲線を用いる。図 5.9 に、一例として PI 曲線を用いた曲げとせん断破壊の損傷判定方法を示す。損傷判定は、曲げとせん断破壊それぞれの PI 曲線を同一平面上に重ね合わせ、曲線の右上の領域に最大圧力と力積がプロットされる場合に、損傷が生じると判定される。ただし、曲げとせん断に対する PI 曲線は図に示すように重複するため、破壊モードは以下のように判定した。例えば図中の領域③は、せん断破壊の PI 曲線が曲げ破壊より左側に位置している。すなわち、この領域に入るような荷重条件においては、せん断破壊が生じることを示している。また、領域②については曲げ破壊の PI 曲線がせん断破壊より下側に位置しているため、曲げ破壊が生じる。領域④については、曲げ破壊およびせん断破壊の領域が重複しており、Xu ら[4]や Ma ら[7]は、曲げおよびせん断破壊が生じると報告している。また、領域④では、領域②の曲げ破壊が生じる荷重条件と比較して、爆発による最大圧力が高くなるため、十分な曲げ変形能力を発揮できない場合もある。また、部材には大きな慣性力が生じる場合には、せん断破壊が生じるメカニズムも考えられる。ただし、領域④のような荷重条件における検証は不十分であるため、ここでは曲げ破壊またはせん断破壊が生じるものと判定した。

5.3.3 曲げとせん断を考慮した PI 曲線による損傷評価

第 4 章で述べた PI 曲線の作成法に基づく、表 4.2 および表 4.3 の各部材種別に対して、図 5.10 に示す各部材の PI 曲線を得ることができる。ここでは、曲げとせん断の損傷レベルに応じて複数の PI 曲線が描かれている。例えば、図中の「曲げ・中損傷」とは、曲げによる変形で「中損傷」が生じるケースを示している。

図 5.10(a)から、柱部材については最大反射圧が約 2 MPa 以上でかつ反射力積が約 5 MPa-ms 以上の領域において、「せん断・甚大損傷」の PI 曲線は「曲げ・中損傷」～「曲げ・甚大損傷」

傷」より左側に位置していることがわかる．すなわち，この領域に入るような荷重条件ではせん断破壊によって「甚大損傷」が生じることを示している．同様にして，図 5.10(b)から梁部材については，最大反射圧が約 1.5 MPa 以上でかつ反射力積が約 7 MPa-ms 以上となる荷重条件では，せん断破壊によって「甚大損傷」が生じることを示している．図 5.10(c)から床スラブ部材についても，最大反射圧が約 1 MPa 以上でかつ反射力積が約 3 MPa-ms 以上となる荷重条件では，直接せん断破壊によって「甚大損傷」が生じることを示している．以上から，いずれの部材の PI 曲線においても，せん断破壊あるいは直接せん断破壊の PI 曲線は曲げ破壊の PI 曲線よりも左上側に位置していることがわかる．つまり，同一の反射力積で比べた場合，せん断破壊は最大反射圧が大きく荷重継続時間が短い荷重条件の場合に生じやすいことを示している．

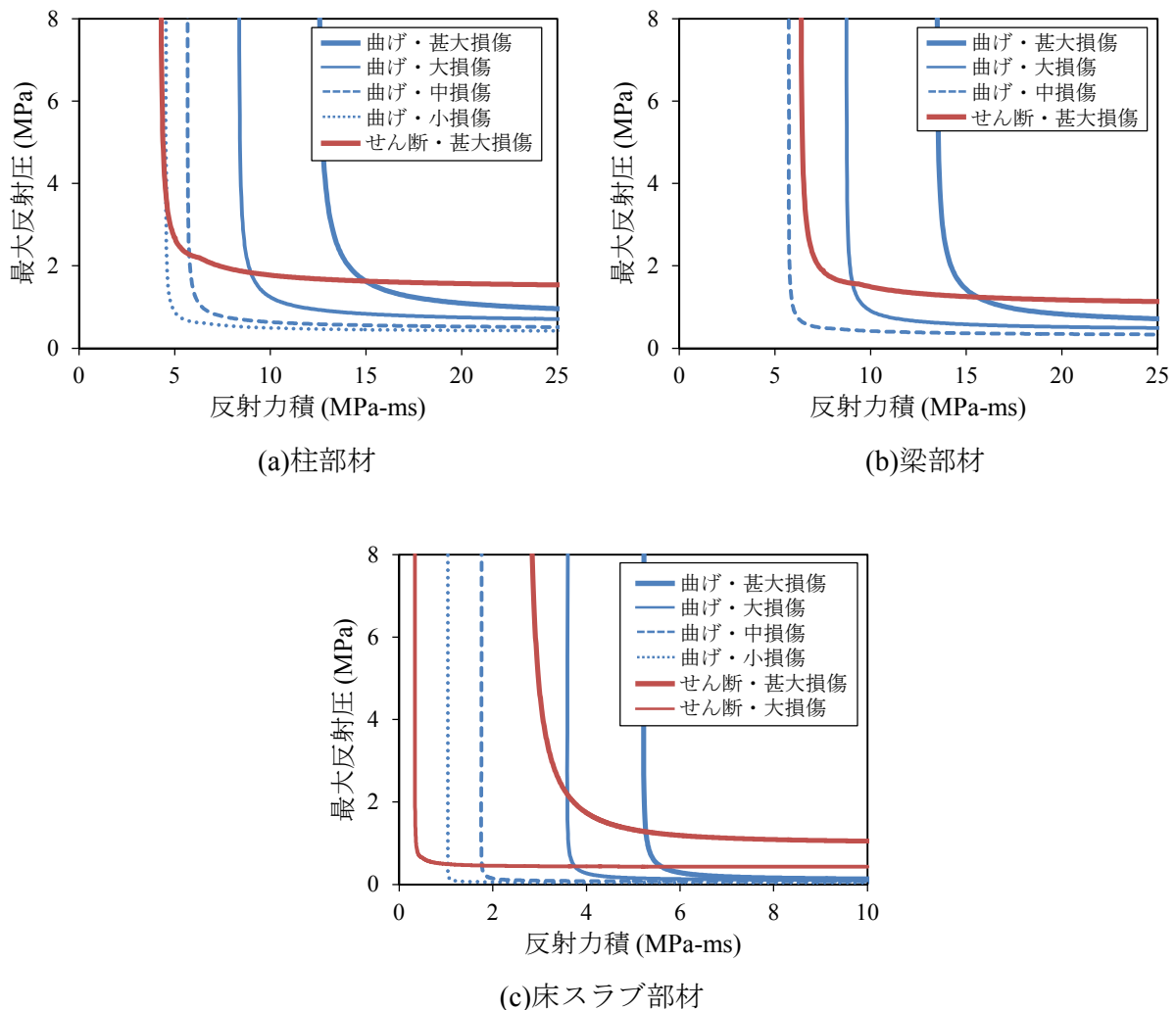


図 5.10 各部材種別の PI 曲線

5.3.4 セン断破壊の考慮が損傷評価へ与える影響

せん断破壊を考慮したことが、フラジリティ評価に与える影響について検討する。図 5.11 は、対象構造物の 1 階部分で爆薬量 600 kg が爆発するケースを対象として、各柱に対する最大反射圧と反射力積の値を、柱部材の PI 曲線の中に示したものである。なお、図中の「C18」などの番号は、図 5.12(a)に示す柱番号を示している。図 5.11 および図 5.12(a)から、爆発位置近傍の 4 本の柱部材については、曲げ破壊のみを考慮する場合は「曲げ・大損傷」以下であったが、せん断破壊を考慮すると、図 5.12(b)に示すように曲げ破壊ではなくせん断破壊によって「甚大損傷」が発生していることがわかる。

図 5.13 に、曲げとせん断破壊を考慮したフラジリティカーブを示す。ここでは、図 4.15 で示した等分布荷重および曲げ破壊のみを考慮した結果と比較して示している。図から、中被害～甚大被害の一部区間においては、曲げとせん断破壊を考慮したケースの損傷確率が最大で 20%程増加している。損傷確率が増加した理由は、図 5.10 で示した各部材の PI 曲線に示すように、せん断破壊を考慮した影響と考えられる。ここで、中被害～大被害までの損傷確率の増加は、床スラブ部材において曲げ破壊のみを考慮した場合は「中損傷」以下であったケースが、直接せん断破壊によって「大損傷」あるいは「甚大損傷」が生じたことに起因している。また、甚大被害の損傷確率の増加は、曲げ破壊のみを考慮した場合は「大損傷」以下であったケースにおいて、柱および梁部材のせん断破壊や床スラブ部材の直接せん断破壊によって「甚大損傷」が生じたためである。

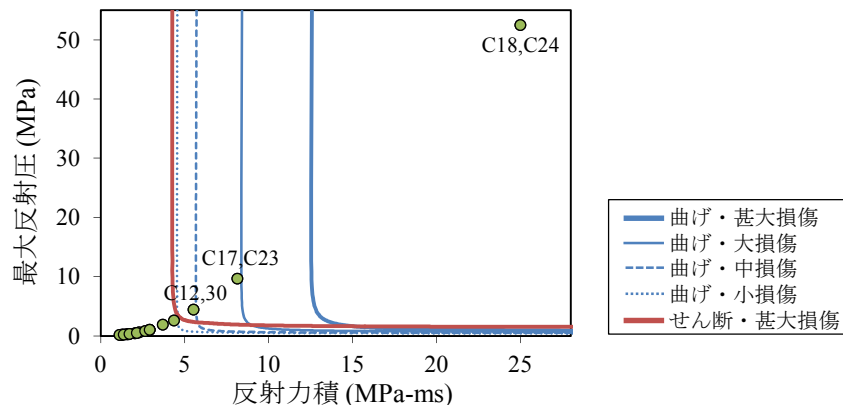
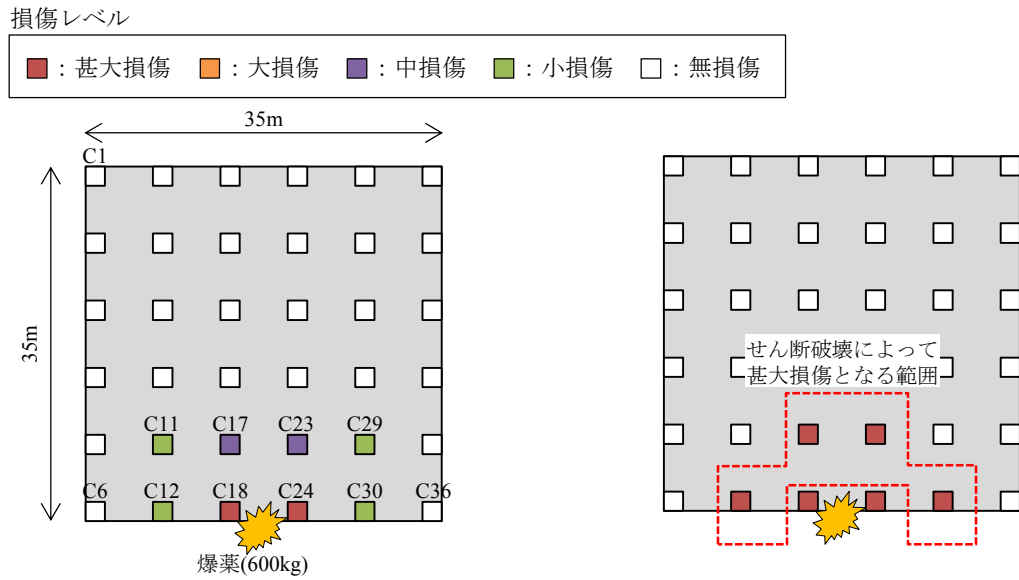


図 5.11 爆薬量 600kg の爆発が生じた際の 1 階柱部材における損傷判定



(a) 曲げ破壊のみを考慮した結果 (b) 曲げ破壊に加えてせん断破壊を考慮した結果
図 5.12 爆薬 600kg の爆発が生じた際のせん断破壊が 1 階柱の損傷状況に与える影響

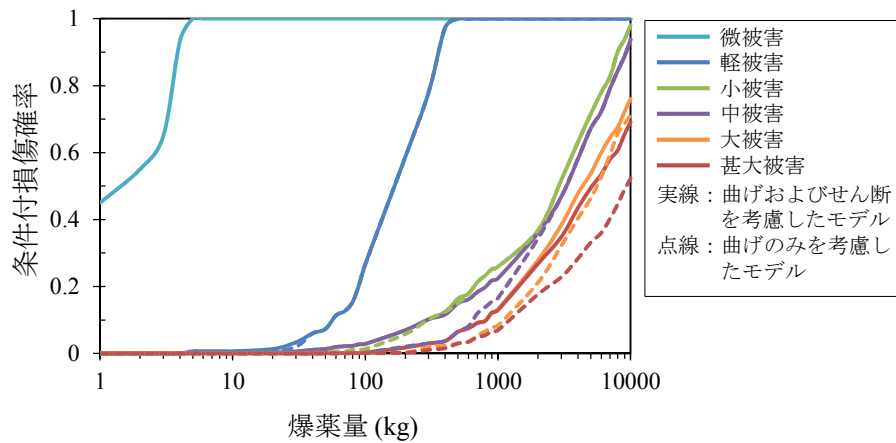


図 5.13 せん断破壊の考慮が fragility カーブに与える影響

5.4 床スラブ部材による爆発荷重の低減効果

ここまでの爆発荷重の評価では、床スラブ部材による爆風圧の低減効果について考慮していないため、例えば3階床スラブ部材には2階床スラブ部材を透過して爆風圧が作用するものとしていた。ここでは、床スラブ部材による爆風圧の低減効果について、3次元有限差分法(FDM: Finite Difference Method)である衝撃解析コード ANSYS AUTODYN(ver.15.0)を用いて検討を行い、フラジリティ評価の高度化を図る。

5.4.1 解析モデル

図 5.14 に、解析モデルを示す。空気と TNT 爆薬はオイラー要素で、床スラブ部材はラグランジュ要素でモデル化し、ラグランジュとオイラー要素の境界には相互作用面を設定した。解析モデルは TNT 爆薬および床スラブ部材の対称性を考慮して 1/4 をモデル化した。

爆轟現象を再現するためには爆薬の領域内を十分に小さく分割する必要があるが、本解析では全解析領域に対して TNT 爆薬の領域が非常に小さい。そのため、爆薬近傍での爆轟現象を 1 次元モデルで計算し、計算結果を床スラブ部材を含む 3 次元モデルの初期条件として設定した。空気については理想気体とし、初期気圧を 101.3 kPa(1 atm)、初期密度を 1.225 kg/m^3 とした。爆轟圧力のモデル化については式(3.27)に示す JWL の状態方程式を用いた。表 5.1 に、TNT 爆薬に対する解析定数[8]を示す。

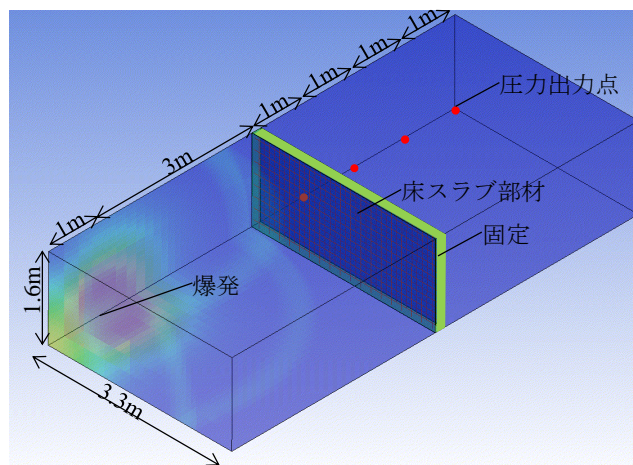


図 5.14 数値解析モデル

表 5.1 JWL 状態方程式の入力値

密度 (g/mm^3)	A_1 (MPa)	A_2 (MPa)	R_1 (-)	R_2 (-)	ω (-)
1.63×10^{-3}	3.712×10^5	3.231×10^3	4.15	0.95	0.30

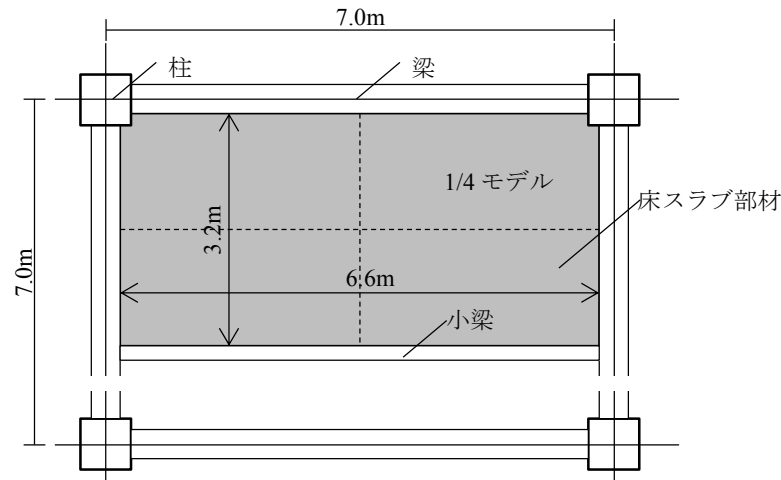


図 5.15 床スラブ部材の詳細図

表 5.2 コンクリートの材料定数

密度 (g/mm^3)	圧縮強度 (N/mm^2)	ポアソン比 (-)	ヤング係数 (N/mm^2)	せん断弾性係数 (N/mm^2)	エロージョン
2.3×10^{-3}	24	0.20	23000	9.58×10^3	Geometric strain 0.50

表 5.3 鉄筋の材料定数

密度 (g/mm^3)	降伏応力 (N/mm^2)	ポアソン比 (-)	ヤング係数 (N/mm^2)	せん断弾性係数 (N/mm^2)
7.85×10^{-3}	295	0.30	2.05×10^5	7.88×10^4

床スラブ部材を含む3次元モデルのオイラー座標空間の寸法は幅3.6 m、奥行き8 m、高さ1.6 mとし、要素数は56102個とした。計算負荷を減らすため、要素寸法は中心から外側に向かうにしたがい粗になるように設定した。対象構造物は柱梁構造として壁を考慮していないため、爆風圧の一部は柱によって反射されるものの、大部分は外部に流出すると考えられる。そこで、境界面については爆風圧が透過できるように流出条件を設定した。床スラブ部材は図5.15に示すように、対象構造物を参照にして梁と小梁で囲われた範囲をモデル化した。すなわち、床スラブモデルの寸法は幅3.3 m、高さ1.6 mおよび厚さ0.18 mとし、118800個（20 mm×20 mm×20 mm）の6面体要素で離散化した。境界条件については、周辺部を固定条件とした。コンクリートモデルの構成則には、Drucker-Pragerの降伏基準を用いた。また、数値エロージョンを適用し、相当ひずみが0.5となる場合に要素を除去した。鉄筋についてははり要素でモデル化し、コンクリート要素の寸法と同一の長さとした。コンクリートとの節点は完全付着を仮定した。鉄筋の構成則にはVon-Misesの降伏条件を用いた。なお、ひずみ速度依存性については、ここでは簡便のため考慮していない。表5.2および表5.3に、それぞれコンクリートおよび鉄筋の材料定数を示す。

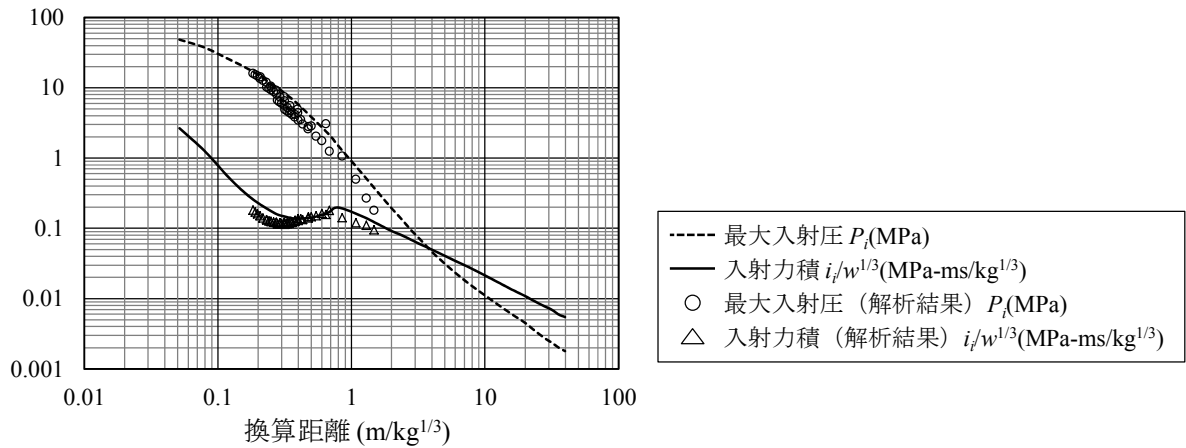


図 5.16 床スラブ部材が無い場合の解析結果と UFC-3-340-02[9]との比較

5.4.2 解析結果および考察

本研究では、階高 4 m の構造物に対して、構造物からの距離がゼロで、地表から 1 m の高さで空中爆発が生じると仮定しているため、床スラブ部材から爆薬の中心までの最短距離は 3 m となる。そこで、床スラブモデルの中心高さから 3m 離れた位置で TNT 爆薬を爆発させた。また、床スラブ部材後方の 1 m, 2 m, 3 m および 4 m の地点（爆発位置からは 4 m, 5 m, 6 m および 7 m）において、床スラブ部材の有無による最大入射圧と入射圧による力積（入射力積）の低減割合を調べた。爆薬量は、100 kg～10000 kg まで変化させた。図 5.16 に、床スラブ部材が無い状態における各計測点での最大入射圧および入射力積の計測結果と、UFC-3-340-02[9]に示された図を比較して示す。図から、UFC-3-340-02 の結果に対し、最大入射圧および入射力積については、それぞれ換算距離が増加および減少するにしたがい誤差が大きくなる傾向があるが、最大入射圧および入射力積と換算距離の関係をある程度再現できている。

図 5.17 に、床スラブ部材の影響を考慮しない場合の入射圧～時間関係を示す。爆薬量は 1000 kg, 5000 kg および 10000 kg のケースを示している。図から、床スラブ部材後方のいずれの地点においても、爆薬量が増加するにしたがい最大入射圧が増加し、正圧継続時間が増加していることがわかる。図 5.18 に、爆薬量が 1000 kg, 5000 kg および 10000 kg における起爆後 20 ms 時点での床スラブ部材の破壊性状を示す。また図 5.19 に、床スラブ部材の影響を考慮した場合の入射圧～時間関係を示す。図 5.18 および図 5.19 から、爆薬量 1000 kg の場合は、床スラブ部材にひび割れが生じているものの、床スラブ部材から後面 1 m の入射圧は 23 kPa 程度しか上昇していない。一方、爆薬量 5000 kg および 10000 kg のケースをみると、爆薬量が増加するにしたがい床スラブ部材の破壊程度が大きくなり、入射圧が増加している。ここで、床スラブ部材による爆発荷重の低減効果を定量化するため、床スラブ部材の有無による最大入射圧の比 R_p と入射力積の比 R_i を次式で定義した。

$$R_p = P_{\text{with slab}} / P_{\text{no slab}} \quad (5.14)$$

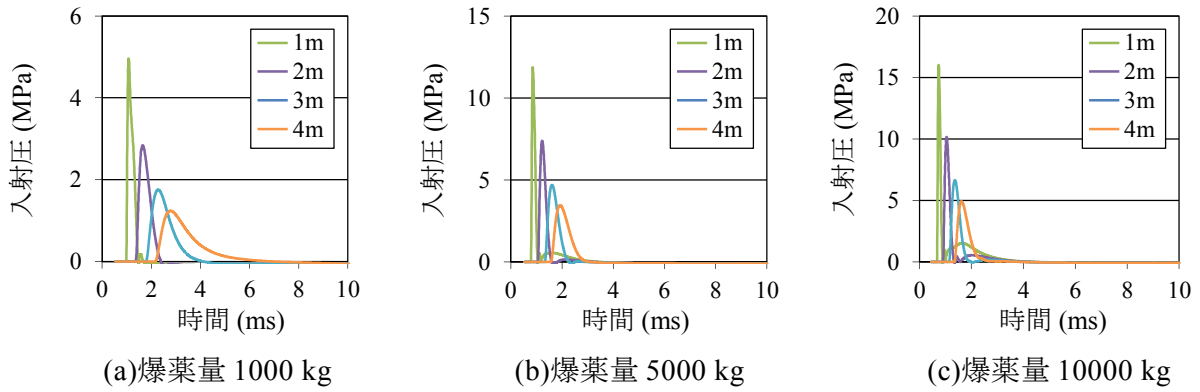


図 5.17 入射圧～時間関係（床スラブ部材無）

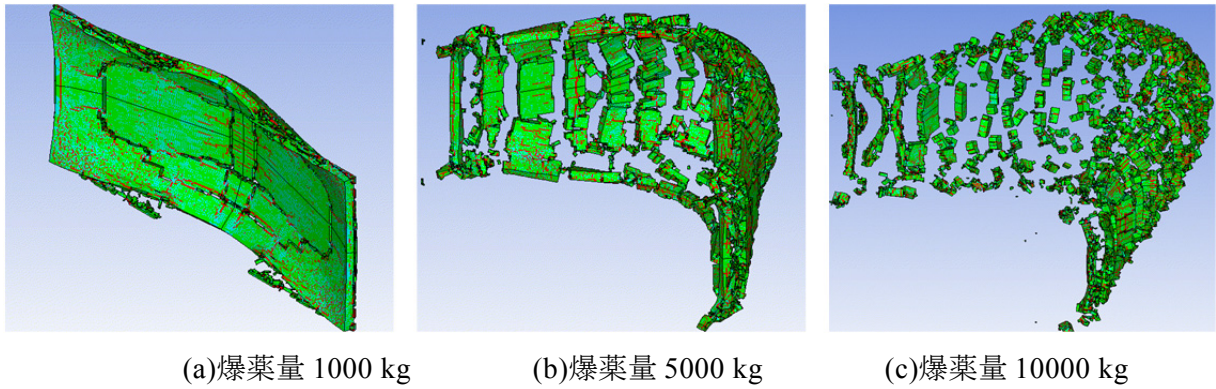


図 5.18 破壊性状(時刻 20 ms)

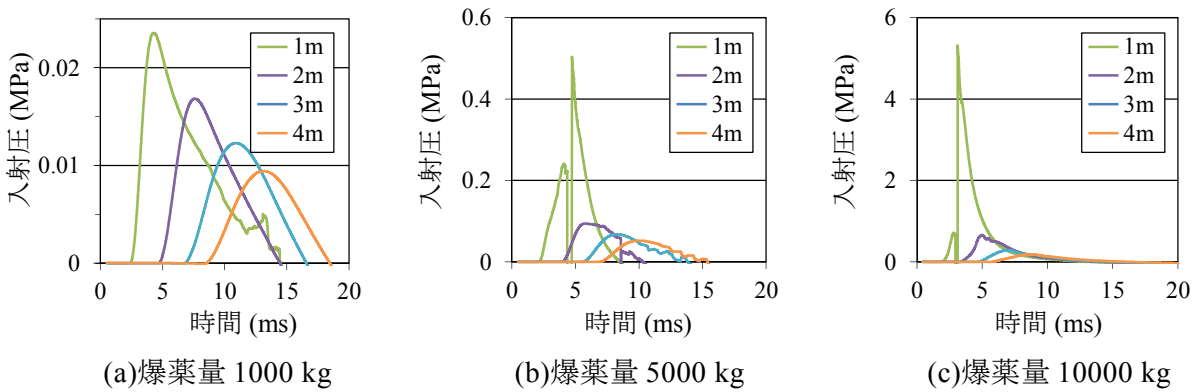


図 5.19 入射圧～時間関係（床スラブ材有）

$$R_i = I_{\text{with slab}} / I_{\text{no slab}} \quad (5.15)$$

ここに、 $P_{\text{no slab}}(I_{\text{with slab}})$ は床スラブ部材の影響を考慮した場合の最大反射圧（反射力積）、 $P_{\text{no slab}}(I_{\text{no slab}})$ は床スラブ部材の影響を考慮しない場合の最大反射圧（反射力積）を示す。最大反射圧および反射力積は、数値解析から得られた最大入射圧から図 5.16 を用いて換算距離を算出し、式(2.13)および式(2.14)を用いて算出した。また、爆風波の入射角による影響は無視し、入射角を 0 度と仮定した。

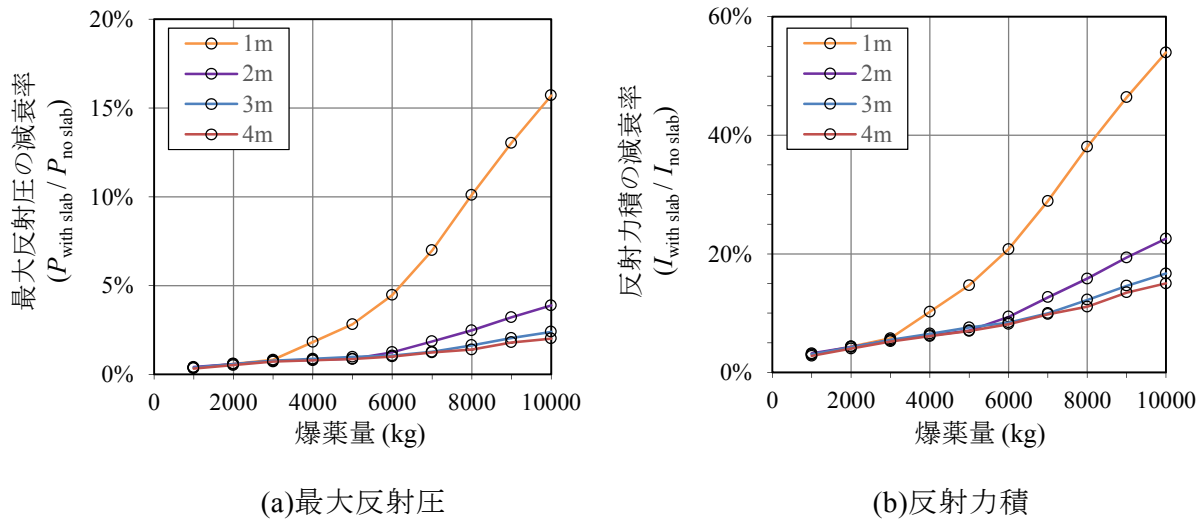


図 5.20 最大反射圧および反射力積に関する減衰率と爆薬量の関係

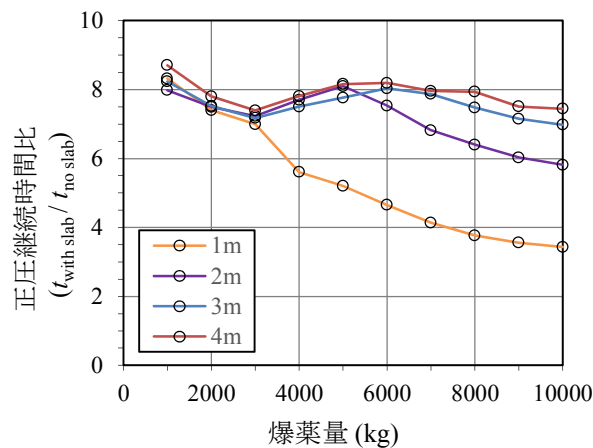


図 5.21 正圧継続時間に関する減衰率と爆薬量の関係

図 5.20(a)および 5.20(b)に、それぞれ各計測位置における床スラブ部材の有無による最大反射圧および反射力積の比と爆薬量の関係を示す。いずれにおいても、爆薬量が増加し、床スラブ部材からの距離が近くなるにしたがい減衰率が増加し、床スラブ部材による爆風圧の低減効果が減少していることがわかる。また、正圧継続時間について比較を行うため、爆風圧を三角形パルスに変換し、床スラブ部材の有無による正圧継続時間の比 R_t を次式で定義した。

$$R_t = R_i / R_p \quad (5.16)$$

図 5.21 に、床スラブ部材の有無による正圧継続時間比と爆薬量の関係を示す。正圧継続時間については、いずれも床スラブ部材が有る場合の方が無い場合よりも増加していることがわかる。この理由は、床スラブ部材の破壊によって爆風の進行速度が低減されたため、床スラブ部材の影響を考慮した場合の正圧継続時間が増加したと考えられる。

表 5.4 床スラブ部材が最大反射圧および正圧継続時間に与える影響

爆薬量 (kg)	柱部材				梁および床スラブ部材			
	2F		3F		2F		3F	
	最大 反射圧	正圧 継続時間	最大 反射圧	正圧 継続時間	最大 反射圧	正圧 継続時間	最大 反射圧	正圧 継続時間
～1000	0	0	0	0	0	0	0	0
1000	0.40%	798%	0	0	0.32%	871%	0	0
2000	0.58%	750%	0	0	0.51%	780%	0	0
3000	0.75%	723%	0	0	0.71%	739%	0	0
4000	0.81%	770%	0	0	0.78%	781%	0	0
5000	0.87%	810%	0.034%	4713%	0.86%	816%	0.017%	6076%
6000	1.24%	753%	0.048%	4383%	1.00%	819%	0.020%	6101%
7000	1.86%	682%	0.072%	3967%	1.23%	796%	0.025%	5928%
8000	2.47%	640%	0.096%	3725%	1.40%	794%	0.028%	5910%
9000	3.21%	603%	0.125%	3508%	1.79%	751%	0.036%	5593%
10000	3.88%	582%	0.150%	3386%	2.01%	745%	0.041%	5546%

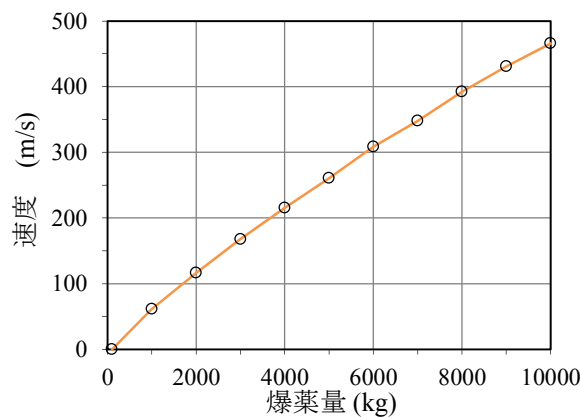


図 5.22 コンクリート破壊片の速度と爆薬量の関係

5.4.3 床スラブ部材による爆発荷重の低減効果を考慮した fragility 評価

床スラブ部材による爆風圧の低減効果を fragility 評価に反映させる．ここでは，5.4.2 項の解析結果から爆薬量 1000 kg 未満の場合は，爆風圧は床スラブ部材を透過しないものと仮定する．爆薬量 1000 kg 以上の場合，2 階の部材について，図 5.20 および図 5.21 で求めた最大反射圧と正圧継続時間の比を各部材に作用する荷重に乗じる．柱部材の中心高さから直下の床スラブ部材からまでの距離は約 2 m，梁および床スラブ部材については 4 m となるため，それぞれ図 5.14 に示す床スラブ部材後方 2 m および 4 m の位置の比率を採用した．表 5.4 に，床スラブ部材が最大反射圧および正圧継続時間に与える影響を示す．表 5.4 において，3 階の部材に対する爆風圧の低減効果は，爆薬量 4000 kg のケースまでは 0 とした．この理由は，爆薬量 4000 kg の場合では，2 階床スラブ部材が無いと仮定した場合に 3 階床スラブ部材に作用する反射力積は約 34 MPa-ms であり，これは爆薬量 1000 kg の爆発によって 2 階床スラブ部材に爆風圧の透過が生じる際の反射力積である 35 MPa-ms 以下となるためである．爆薬量 5000 kg 以上の場合，2 階の各部材種別に対する低減効果が最も厳しい爆薬量 10000 kg における低減比を乗じた．なお図 5.22 に，床スラブ部材の中央部の破壊片の移動速度を示

す。図から、爆薬量が増加するにしたがい破壊片の移動速度が増加し、爆薬量が 2000 kg 以上になると数百 m/s の速度で飛散することがわかる。耐爆設計においては、このような破壊片の高速衝突についても考慮する必要があるが、本研究の検討からは除いている。

図 5.23 に、床スラブ部材による低減効果を考慮した各部材種別のフラジリティカーブを示す。ここでは、図 4.15 で示した等分布荷重および曲げ破壊のみを考慮した結果と比較して示している。図から、いずれの部材種別および爆薬量においても損傷確率が大きく低減され、床スラブ部材による低減効果を考慮しない場合と比較して、損傷確率が最大で約 15%に低減される結果となった。また、床スラブ部材の「小損傷」については、床スラブ部材による影響を考慮した場合、爆薬量が 900 kg から 3000 kg にかけて損傷確率が変化していない。これは、床スラブ部材による爆風圧の低減効果により、2 階以上の床スラブ部材の損傷確率が増加していないためである。

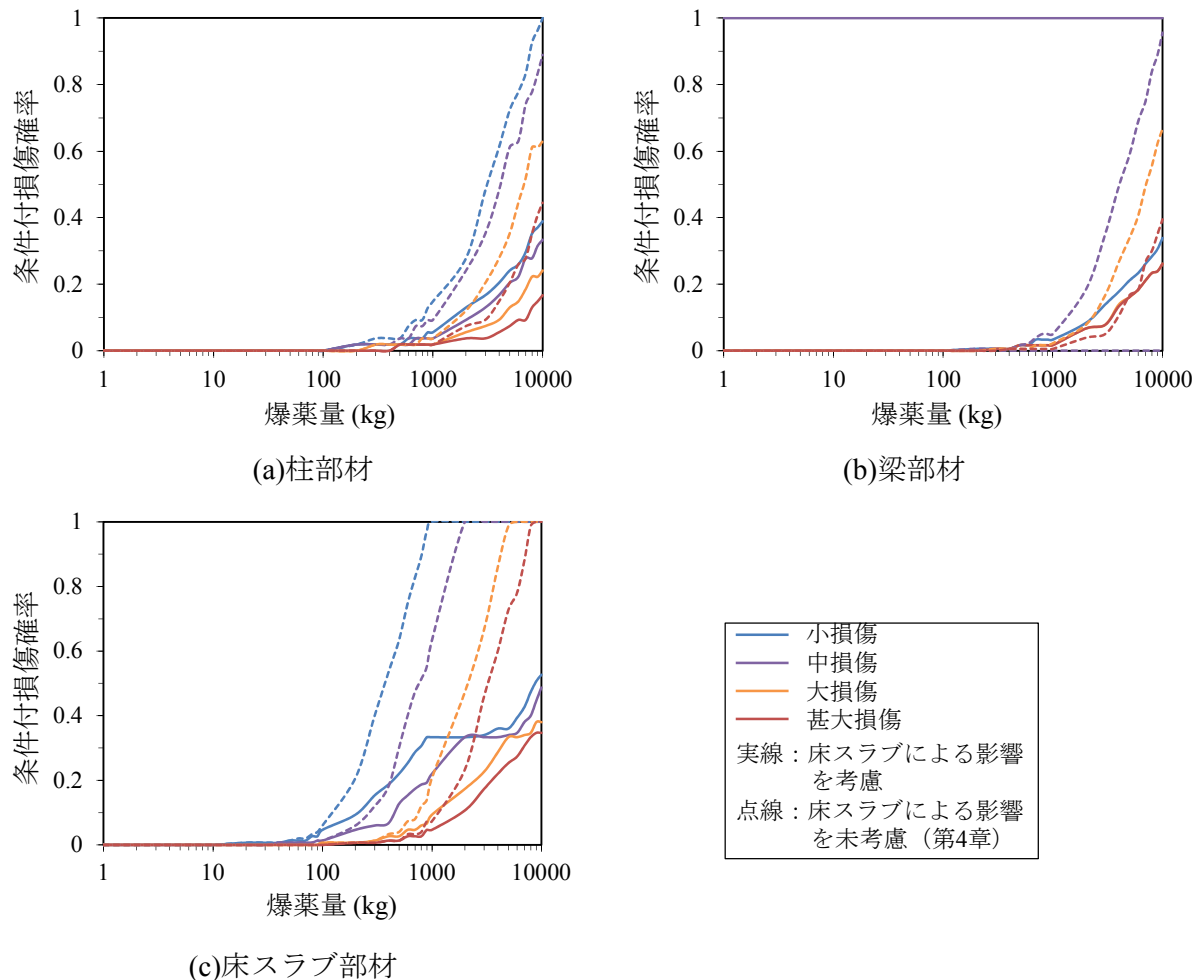


図 5.23 床スラブ部材による影響を考慮した各部材種別のフラジリティカーブ

5.5 実被害との比較による損傷評価法の妥当性検証

近接爆発を受ける RC 建造物の損傷評価法に対する提案モデルについて、実際に生じた被害と比較を行うことで妥当性の検証を行う。ここでは、1995 年に発生したオクラホマシティ連邦政府ビル爆破事件を解析の対象とした。本爆破災害に関しては、米国連邦緊急事態管理庁(FEMA:Federal Emergency Management Agency)による報告書[10]の中に詳細がまとめられており、本報告書を参照して検証を行った。

5.5.1 検証する建造物および爆発現象の概要

写真 5.1 に、比較対象とする建造物の北西側から撮影された外観を示す。本建造物は、米国オクラホマ州オクラホマシティに建設されていた Alfred P. Murrah Federal Building であり、1974 年に設計され、1977 年 3 月に竣工した。構造は RC 造 9 階建、延床面積は約 12800 m²であり、建築用途は連邦地方庁舎である。図 5.24 および図 5.25 に、1 階平面図および北側立面図を示す。本建造物の正面玄関は北側の大通り(N.W.Fifth Street)側に位置し、写真 5.1 および図 5.24 に示すように、北側には高さ約 8 m の扁平な柱が約 12 m 間隔でピロティ状に並んでおり、爆発位置はこれら北側の柱に近接した位置であった。また、写真 5.1 および図 5.24 に示すように、北側の大部分はガラスで構成されている。

爆発テロ事件は、1995 年 4 月に生じ、死者数は 168 人、負傷者数は 800 人以上であった。地面に生じたクレータの規模から推測される爆薬量は TNT 換算で約 1800 kg であった。爆発位置は、図 5.24 に示すように G 通り 20 列の柱（柱 G20）から約 4.8 m の位置に駐車していたトラックの荷台高さ約 1.2 m の位置で爆発した。TNT 爆薬 1800 kg が密度 1.65 g/cm³ で球形に成型されたと仮定すると、爆薬の半径は 675 mm となるため、爆薬の中心は地面から 1875 mm の高さとなる。



写真 5.1 爆発事件前の Alfred P. Murrah Federal Building（北西側）[10]

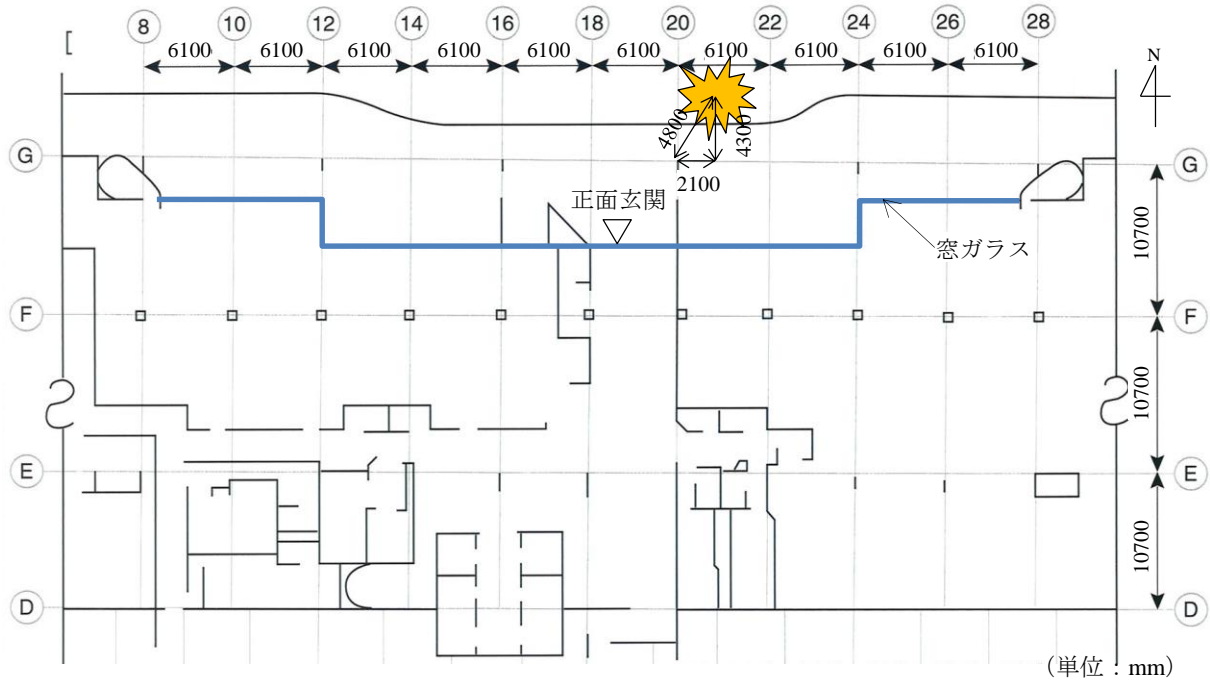


図 5.24 1 階平面図（文献[10]を基に作成）

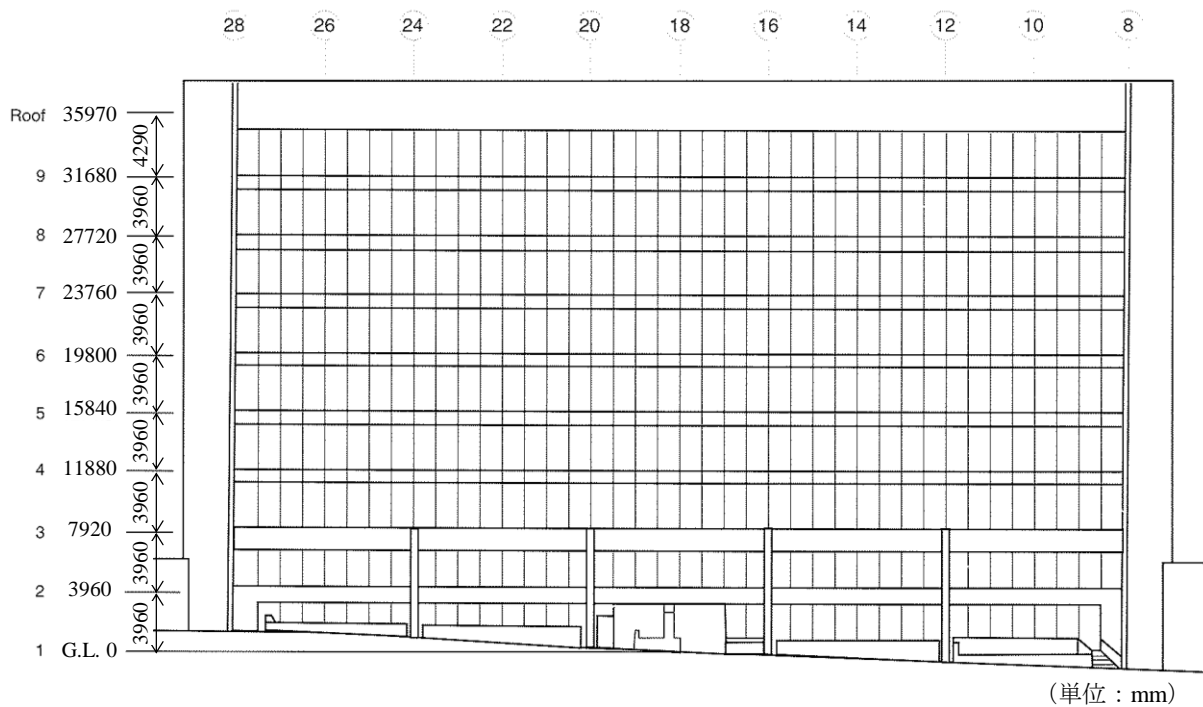


図 5.25 北側立面図（文献[10]を基に作成）

写真 5.2 に、爆発後に北東側から撮影された構造物の外観を示す。また図 5.26 に、爆発後の構造物の破壊状況に関する模式図を示す。写真 5.2 および図 5.26 から、柱部材については G 通り 16 列（柱 G16）～G 通り 24 列（柱 G24）において、1 階から 9 階まで全てが倒壊して

おり、床スラブ部材は、F 通りから G 通りにかけての大半が崩壊していることがわかる。本構造物の崩壊過程に関して、FEMA の報告書[10]では、爆発位置に最も近い柱 G20 は爆発によって瞬時に粉砕され、柱 G16 および G24 はせん断破壊によって破壊され、また爆発位置に近い一部の床スラブ部材も上向きの爆風圧によって破壊されたと報告している。構造物の大半が崩壊に至った理由は、一部の柱および床スラブ部材が爆発荷重によって破壊されたことによって進行性崩壊が生じたためと結論づけられている。

5.5.2 提案モデルによる解析方法

各部材を一質点系モデルに変換し応答解析を行うことで、実被害との比較を行う。なお、3 階から上階にかけては、爆発位置からの距離が増加し荷重が減少するため、提案モデルにおいては損傷が生じない結果となった。そこで、1 階から 3 階までの柱部材および床スラブ部材を対象として、比較検証を行った。また、梁部材については、配筋状況や有効高さ等のモデル化を行うための情報が不足していたため解析対象外とした。表 5.5 および表 5.6 に、それぞれ柱部材および床スラブ部材の諸元を示す。柱部材の主筋およびせん断補強筋は、いずれも米国試験材料協会 (ASTM: American Society for Testing and Materials)規格の#11 鉄筋および#4 鉄筋であり、床スラブ部材には#4 鉄筋が用いられている。鉄筋降伏強度およびコンクリート圧縮強度については、同報告書[10]で実施されている材料試験結果の平均値を用いた。ここで、E 通りの柱の配筋については報告書中で不明であったため、他の柱を参照して設定した。また、軸力については、E 通りおよび F 通りの柱に対する値が不明であったため、G 通りの柱を参照して設定した。軸力は、簡便のため 1 階および 2 階の柱ともに同一とした。表 5.5 から、柱部材のせん断補強筋比が鉄筋コンクリート構造計算規準[11]で定める下限値 0.2 %を下回っており、せん断破壊が生じやすいことがわかる。

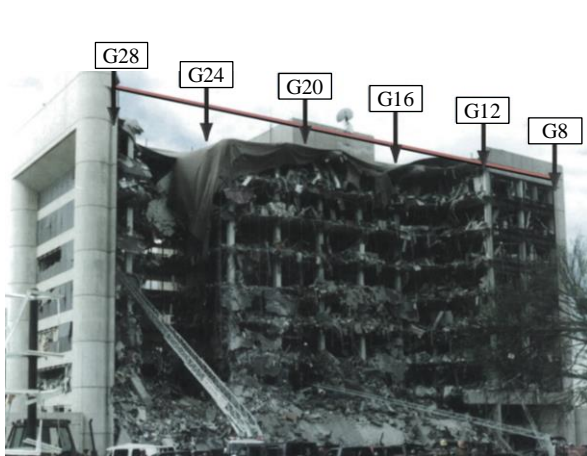


写真 5.2 爆破後の構造物の破壊状況[10]

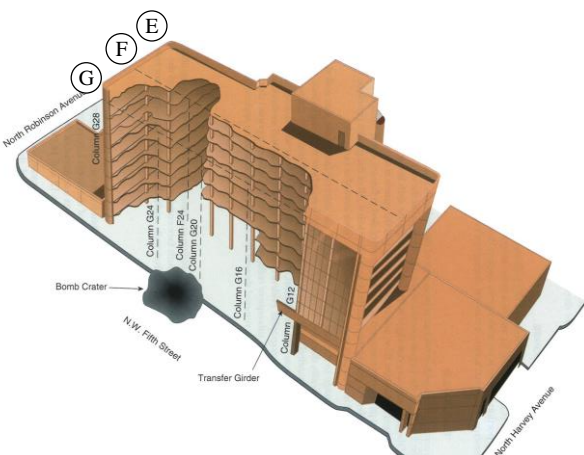


図 5.26 爆破後の構造物の破壊状況[10]

表 5.5 柱部材の諸元

部材	柱 (E通)	柱 (F通)	柱 (G通)
柱断面図			
部材寸法 (mm)	B410×D410×L3800	B610×D610×L3800	B910×D510×L7900
鉄筋降伏強度 f_y	473 N/mm ²		
コンクリート圧縮強度 f'_c	37.4 N/mm ²		
せん断補強筋比	0.16 %	0.11 %	0.14 %
軸力 N	1490 kN	3340 kN	4180 kN

表 5.6 床スラブ部材の諸元

部材	2階床スラブ (F～G通)	その他床スラブ
床スラブ断面図		
部材寸法 (mm)	a4880×b6650×D150	a4880×b9450×D150
鉄筋降伏強度 f_y	473 N/mm ²	
コンクリート圧縮強度 f'_c	37.4 N/mm ²	
積載荷重	1340 N/m ²	

表 5.5 および表 5.6 に示す部材に対して一質点系モデルを作成し、応答解析を行う。柱部材については曲げおよびせん断破壊を、床スラブ部材については曲げおよび直接せん断破壊を考慮した。柱部材については両端固定とし、床スラブ部材については周辺固定の二方向スラブとした。各部材の抵抗関数の代表例として、G 通り柱部材および F～G 通りの 2 階床スラブ部材の抵抗関数を、それぞれ図 5.27 および図 5.28 に示す。

爆発荷重については 5.2 節で検討した近接爆発による分布荷重を考慮した。なお、図 5.29 に示すように、E～F 通りの 3 階床スラブ部材については、F～G 通りの 2 階床スラブ部材によって爆風圧の進行が一部遮られるが、影響範囲が限定的と考え 5.4 節で検討した床スラブ部材による爆発荷重の減衰効果については考慮していない。

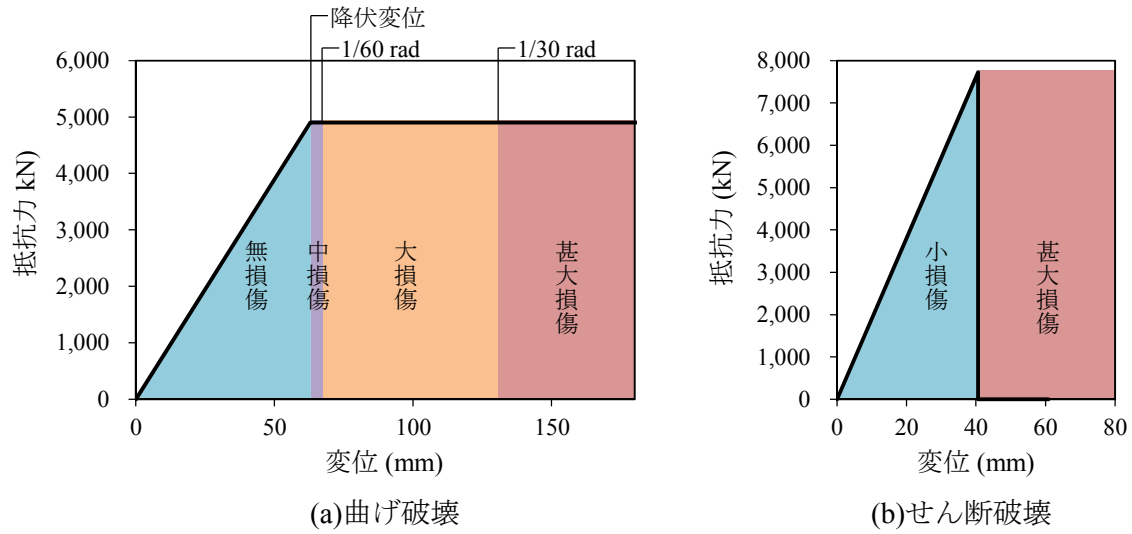


図 5.27 G 通柱部材の抵抗関数

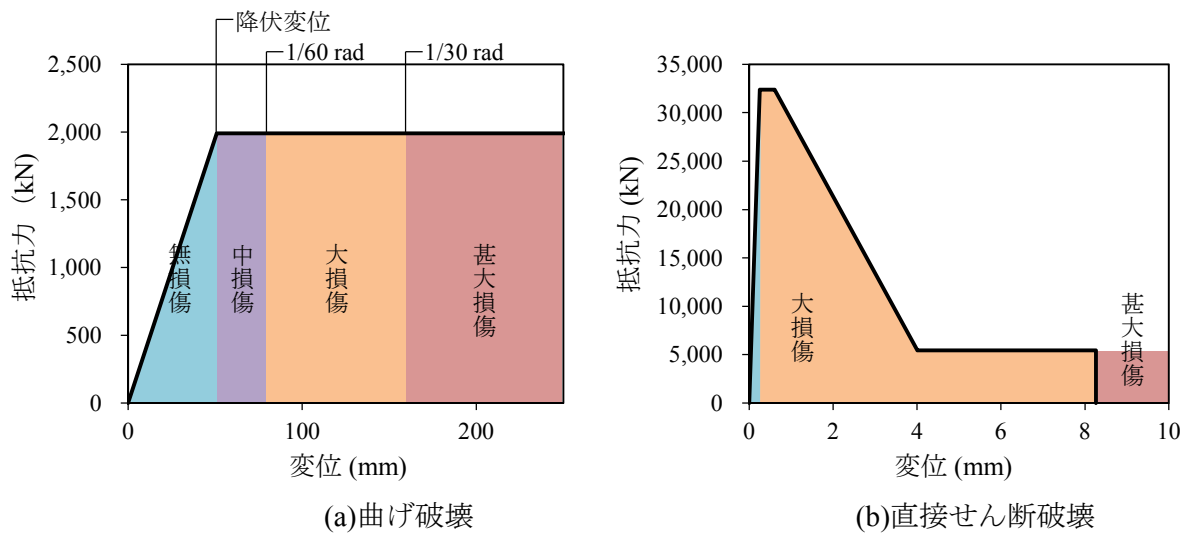


図 5.28 2 階床スラブ部材 (F~G 通) の抵抗関数

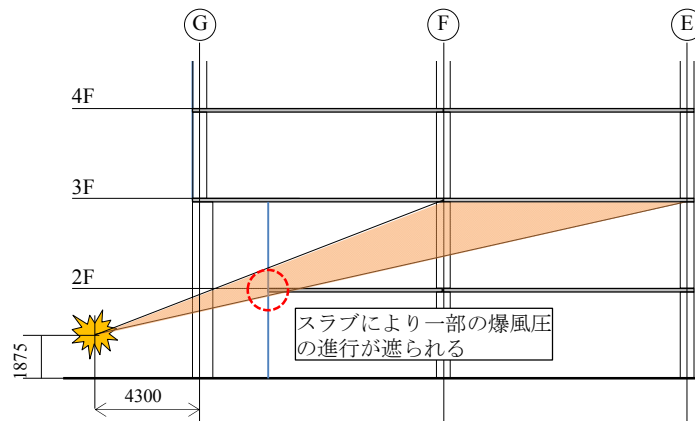


図 5.29 爆風圧の進行に関する模式図

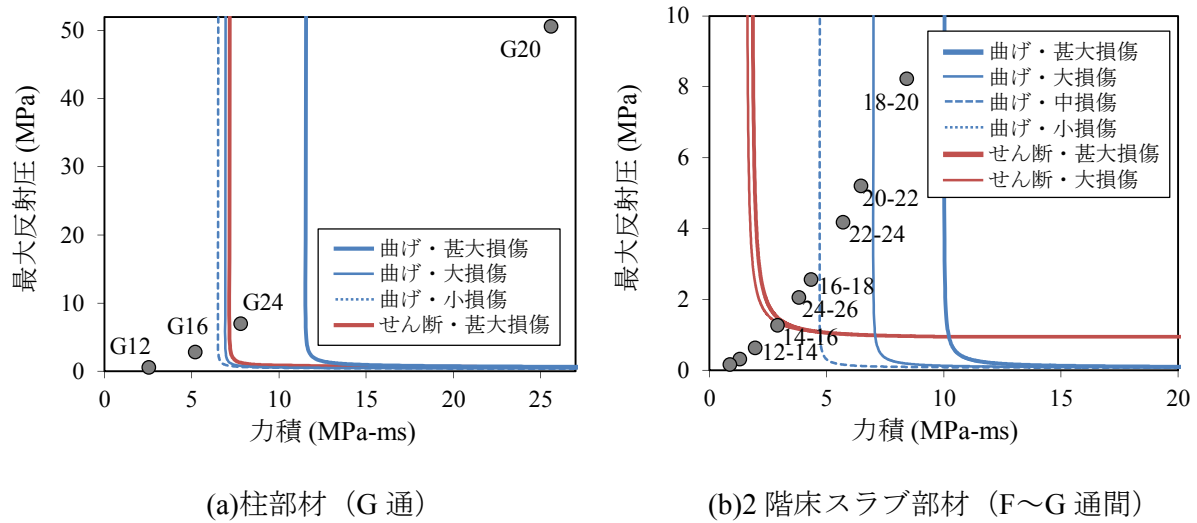


図 5.30 PI 曲線による損傷判定例

5.5.3 解析結果および考察

図 5.30 に、PI 曲線を用いた損傷判定の代表例として、G 通りの柱および 2 階 F~G 通り間の床スラブ部材の判定結果を示す。図 5.30(a)から、G 通り 24 列の柱部材 (G24 とする。以下同様) および G20 については、曲げおよびせん断破壊の「甚大損傷」に関する PI 曲線の右上側に位置しているため、「甚大損傷」と判定される。一方、G16 および G12 の柱部材については損傷が生じない結果となった。図 5.30(b)から、F~G 通間の 2 階の床スラブ部材については、16 列から 18 列の床スラブ ($S_{FG16-18}$ とする。以下同様) では直接せん断破壊の「甚大損傷」となる一方で、 $S_{FG14-16}$ の床スラブ部材では曲げ破壊および直接せん断破壊のいずれも「無損傷」と判定される。そのため、2 階 F~G 通り間では 8 列から 16 列にかけては「無損傷」と判定される。

同様の損傷判定を各部材に対して行うことで、図 5.31 に示すような破壊状況となった。図中には比較のため、(a)提案モデルによる解析結果、(b)実被害の破壊状況および(c)FEMA による報告書の結果を示す。実被害における破壊状況については、写真 5.2 および図 5.31 を参照に作成した。図 5.31(c)から、FEMA の報告書では、G16 の柱部材はせん断破壊したと報告されているのに対し、図 5.31(a)に示すように提案モデルでは G16 の柱部材の破壊を再現することができなかった。床スラブ部材については、提案モデルでは F~G 通り間の一部では直接せん断破壊における「甚大損傷」が生じ、E~F 通り間の一部では直接せん断破壊は生じず曲げ破壊で「甚大損傷」となった。実被害との差異が生じた理由については、実被害では進行性崩壊によって破壊された部分も含んでいるのに対して、提案モデルでは爆発荷重による破壊のみを扱っていることが原因の一つと考えられる。また、損傷判定基準と実際の破壊現象が一致してない可能性もある。FEMA の解析結果と提案モデルによる差異の要因としては、FEMA では爆発荷重を床スラブ部材の上面および下面から作用させているのに対して、提案モデルでは下方向からのみの荷重を考慮している点や、提案モデルでは近接爆発による分布

荷重を考慮している点が挙げられる。また、FEMA では、柱部材の境界条件を単純支持としてモデル化しているのに対して、提案モデルでは両端固定としている点も解析結果に影響を与えたと考えられる。材料についても、提案モデルではひずみ速度依存性を考慮しており、鉄筋およびコンクリートの動的増加倍率については、崎野ら[12]と藤掛ら[13]による実験的研究からそれぞれ 1.4 および 1.7 を考慮している点などの相違が挙げられる。

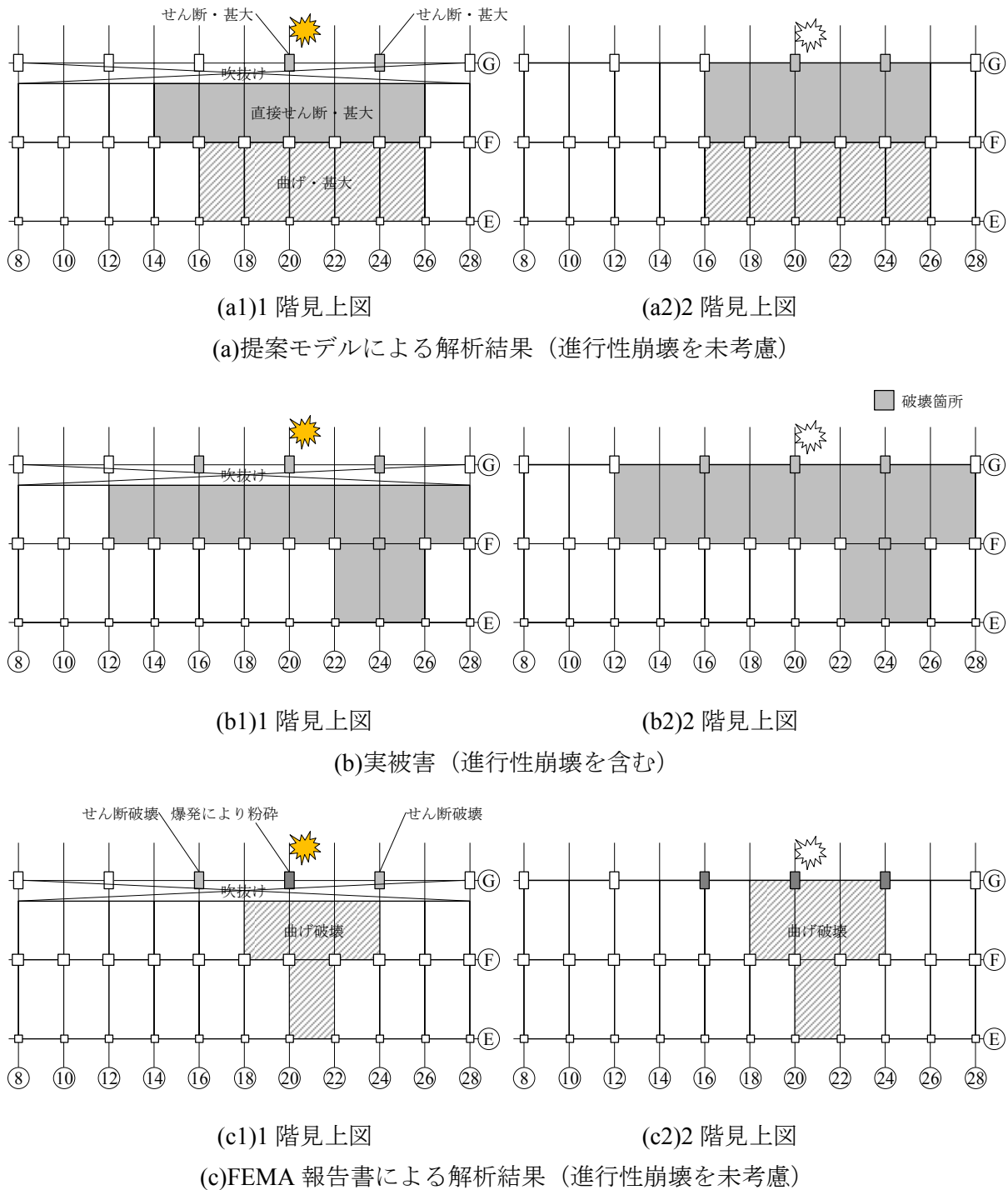


図 5.31 破壊状況の比較

5.6 近接爆発を受ける RC 構造物のリスク評価

5.6.1 フラジリティおよびロス評価

ここでは、5.2 節、5.3 節および 5.4 節で検討した近接爆発による荷重分布特性、せん断破壊あるいは直接せん断破壊の考慮および床スラブ部材による爆発荷重の低減効果をまとめて「近接爆発による影響」と定義し、近接爆発による影響を考慮した RC 構造物のリスク評価を行う。図 5.32 に、近接爆発による影響を考慮した各部材種別のフラジリティカーブを示す。ここでは、図 4.15 で示した等分布荷重および曲げ破壊のみを考慮した結果と比較して示している。図から、いずれの部材種別においても損傷確率が大きく低減する傾向がある。この理由は、床スラブ部材による低減効果を考慮することで、2 階以上の各部材種別の損傷確率が減少したことが影響していると考えられる。また、近接爆発による分布荷重を考慮することで、爆薬直下からの距離が増加するにしたがい荷重が低下したことも影響している。ただし、例えば梁および床スラブ部材における爆薬量が、それぞれ 700 kg から 1000 kg の区間および 20 kg から 900 kg の区間等、一部の各部材種別における「甚大損傷」および床スラブ部材における「大損傷」では、近接爆発を考慮することで損傷確率が増加している。この理由は、せん断破壊あるいは直接せん断破壊を考慮することで、曲げのみを仮定していた場合と比較して損傷確率が増加したためと考えられる。

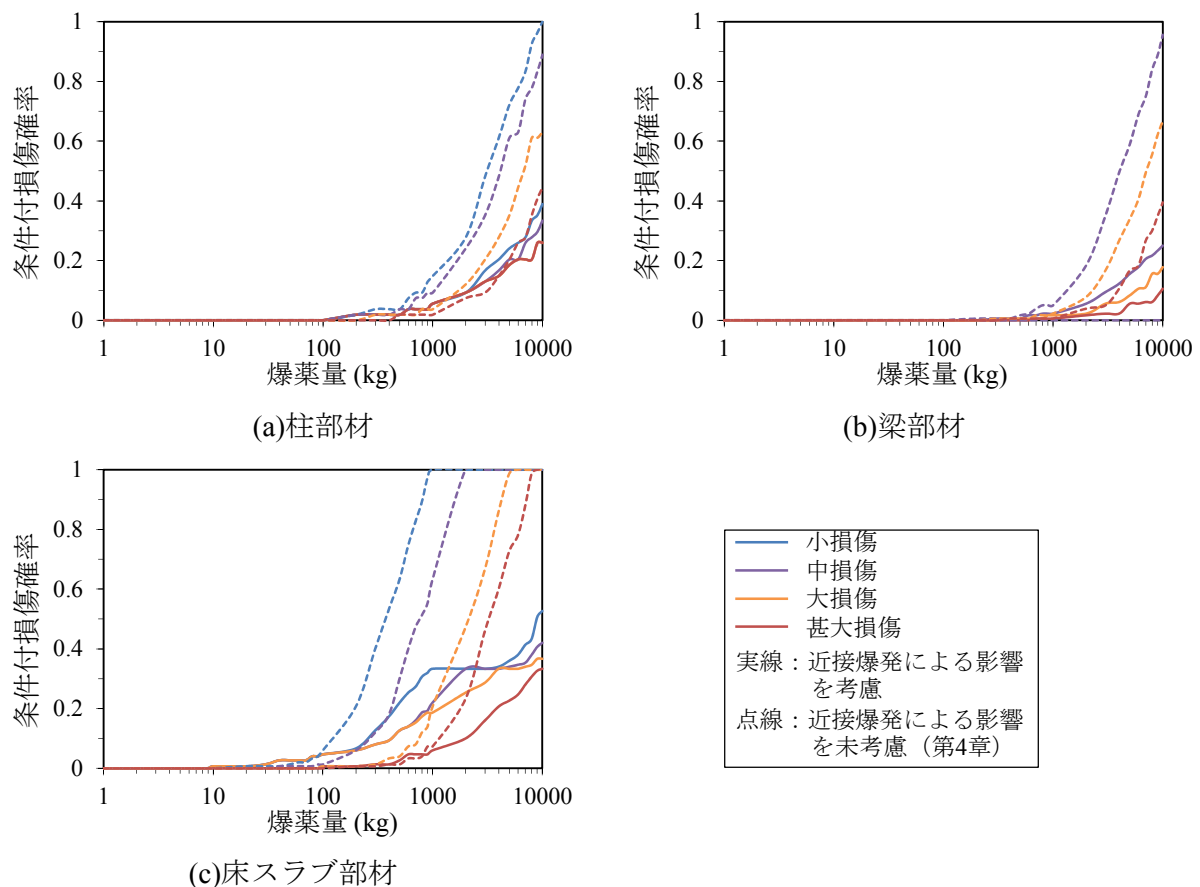


図 5.32 近接爆発による影響を考慮した各部材種別のフラジリティカーブ

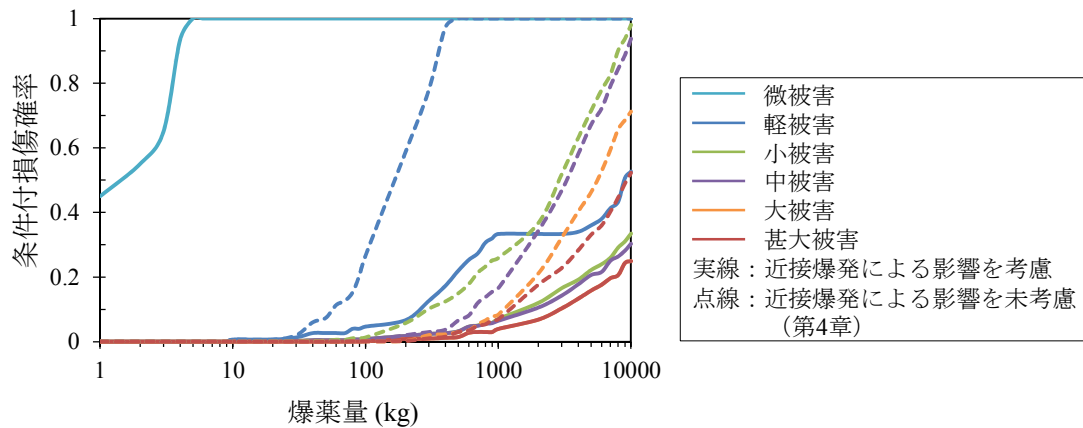


図 5.33 近接爆発による影響を考慮した構造物全体のフラジリティカーブ

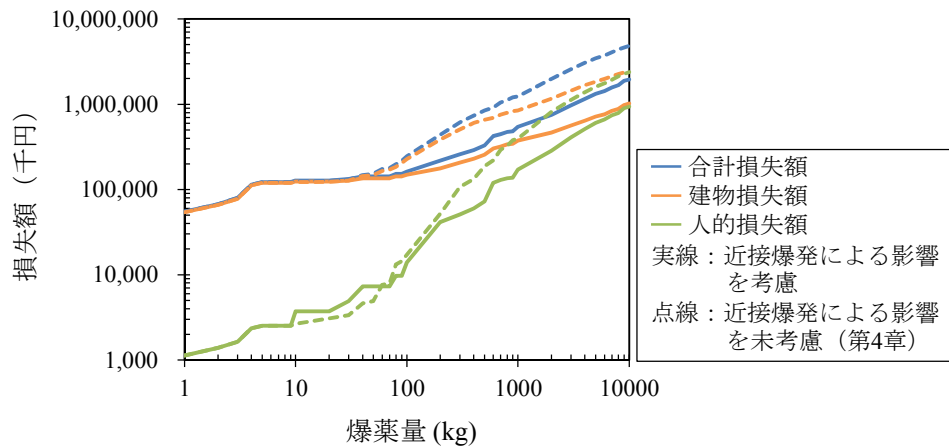


図 5.34 近接爆発による影響を考慮した対象構造物のロスカーブ

図 5.33 に、近接爆発による影響を考慮した構造物全体のフラジリティカーブを示す。図から、各部材種別のフラジリティカーブと同様に、近接爆発による影響を考慮することで、いずれの被害レベルにおいても損傷確率が平均で約 30%程度に減少する結果となった。

図 5.34 に、近接爆発による影響を考慮した対象構造物のロスカーブを示す。図から、爆薬量が 10 kg～60 kg の範囲を除くと、近接爆発による影響を考慮することで、建物損失および人的損失額が減少していることがわかる。爆薬量が 10 kg～60 kg の範囲において、近接爆発による影響を考慮した場合に建物損失額および人的損失額が増加した原因は、図 5.32 に示すように、近接爆発を考慮することで柱および梁部材ではいずれの損傷レベルにおいても差異が生じないのに対して、床スラブ部材の「大損傷」において損傷確率が増加しているためである。また、床スラブ部材の「大損傷」において損傷確率が増加した原因は、直接せん断破壊を考慮したためである。

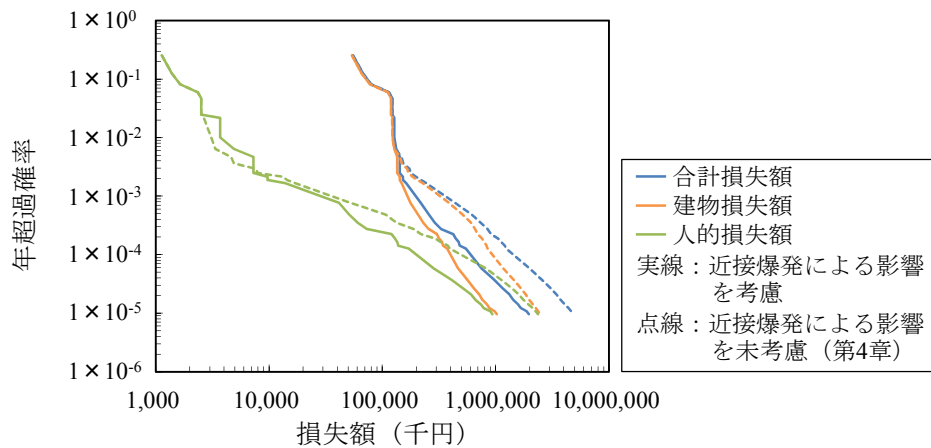


図 5.35 近接爆発を受ける対象構造物のリスクカーブ

5.6.2 リスク評価

(1) 期待損失額

図 4.6 に示す基準期間 1 年における超過確率と爆薬量の関係と、図 5.34 に示すロスカーブから、爆薬量を媒介変数とすることで、図 5.35 に示すように近接爆発による影響を考慮したリスクカーブを求めた。ここでは、図 4.18 に示した等分布荷重および曲げ破壊のみを考慮した結果と比較して示している。

図から、近接爆発による影響を考慮することで等分布荷重および曲げ破壊のみを考慮した結果に対して、年超過確率が 1% (1×10^{-2}) においては人的損失額が約 20% 増加しているのに対して、年超過確率が 0.1% (1×10^{-3}) においては建物および人的損失額はそれぞれ約 50% および 20% 低減している。ここで図 4.6 に示すハザードカーブから、年超過確率が 1% (1×10^{-2}) および 0.1% (1×10^{-3}) に対応する爆薬量は約 20 kg および 180 kg である。図 5.32 に示す各部材種別のフレンジカーブから、爆薬量 20 kg においては、近接爆発による影響を考慮することで柱および梁部材においては損傷確率に差異がないのに対し、床スラブ部材においては「大損傷」の損傷確率が約 1% 増加している。一方で図 5.33 から、爆薬量 180 kg においては、近接爆発による影響を考慮することで微被害および小被害においていずれも約 20% に減少していることがわかる。このような構造物の被害確率の差異がリスクカーブに影響を与えたと考えられる。以上から、近接爆発による影響を考慮することで、年超過確率が 1% においては人的損失額が増加したのに対して、年超過確率が 0.1% においては建物および人的損失額が減少したと考えられる。

次に、基準期間における損失額の期待値である期待損失額を用いてリスクの評価を行う。基準期間 N 年間に對する期待損失額 E_N は、基準期間 N における損傷発生確率 $p_N(w)$ と損失額 $L(w)$ の積から求められ、次式のように表される。

$$E_N = \int p_N(w) \times L(w) dw \quad (5.17)$$

表 5.6 基準期間ごとの期待損失額

基準期間	期待損失額（千円）	
	建物損失	人的損失
25年	143,000	7,000
50年	164,000	10,940

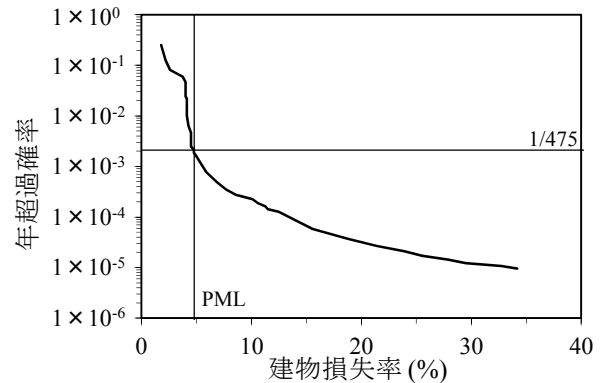


図 5.36 年超過確率と建物損失率の関係

表 5.6 に、基準年間を 25 年および 50 年とした場合の爆破テロによる期待損失額を示す。表から、基準期間が長くなるにしたがい建物および人的損失の期待損失額はいずれも増加することがわかる。ここで期待損失額は期待値（平均値）であるため、これを上回る損失が生じる可能性もあることに注意する必要があるが、各基準期間における爆破テロによる平均的な損失について、損失額を指標として評価することが可能である。

(2)PML による地震リスクとの比較

ここでは爆破テロに関する予想最大損失(PML : Probable Maximum Loss)について算定を行い、一般的な構造物の地震リスクとの比較を行う。PML は、構造物の証券化の際の耐震性評価の指標として用いられており[14], 対象構造物が地震に対して予想されるリスクを数値化したものである。PML については、所与の年超過確率に対応する損失額であり、参照する年超過確率の与え方は様々であるが[15], ここでは「対象構造物に対して最大の損失をもたらす再現期間 475 年相当の爆破テロが発生したときの建物損失額の再調達価格に対する割合（建物損失率）」とした。ここで、再現期間 475 年に対応する年超過確率は以下のとおり求められる。

$$P = \frac{1}{475} = 0.002105 \quad (5.18)$$

図 5.36 に、対象構造物における爆破テロに関する年超過確率と建物損失率の関係を示す。図から、再現期間 475 年（年超過確率 0.002105）に対応する PML は約 4.7%となった。日本版不動産投資信託(J-REIT=Real Estate Investment Trust)によるオフィスビルの竣工年ごとの地震災害に対する PML の平均値をみると、1982～1989 年に建てられたオフィスビルの PML は約 9%となっている[16]。以上から、爆破テロに対する PML は、ハザード評価における相対頻度の設定値にも依存するが、1982～1989 年に建てられたオフィスビルの地震リスクに対して約 52%という結果になった。このように、PML については再現期間 475 年以外の爆破テロが考慮されていないことに注意する必要があるが、地震災害に対する評価値と統一的に比較できるため、経済性に基づいた意思決定の一助となることが期待される。

5.7 結言

本章では、第4章で示した爆発荷重を受ける RC 構造物のリスク評価法に対して、以下の点を考慮して高度化を図った。まず、各部材に作用する荷重に関して、第2章および第3章で検討した近接爆発による荷重分布特性を考慮した。また、部材の破壊モードについては、曲げ破壊に加えて柱および梁部材についてはせん断破壊を、床スラブ部材については直接せん断破壊を考慮した。さらに、爆発位置から部材までの間にある床スラブ部材による爆風圧の低減効果について考慮した。提案した損傷評価法については妥当性を検証するため、実被害との比較検討を行った。最後に、RC 構造物のリスク評価を行った。本章において得られた主要な知見は、以下に要約される。

- (1) 各部材に作用する荷重について、第2章および第3章で検討した近接爆発による荷重分布特性を考慮する方法を示した。近接爆発による荷重分布特性を考慮することで、爆薬直下からの距離が増加するにしたがい荷重が低下するため、各部材種別の fragility カurve において損傷確率が 20% 程度低下することがわかった。
- (2) 部材の破壊モードについては、曲げ破壊に加えて柱および梁部材についてはせん断破壊を、床スラブ部材については直接せん断破壊を考慮する方法を示した。せん断破壊あるいは直接せん断破壊を考慮することで、各部材種別の fragility カurve において損傷確率が最大で 20% 程度増加することがわかった。
- (3) 爆発位置から部材までの間にある床スラブ部材による爆風圧の低減効果について、数値解析を用いて検証した。床スラブ部材による影響を考慮することによって、各部材種別の fragility カurve における損傷確率が平均で約 30% 程度に減少することがわかった。
- (4) RC 構造物に対する損傷評価に対する提案モデルについて、1995 年に発生したオクラホマシティ連邦政府ビル爆破事件で生じた実被害との比較を行い、提案モデルの妥当性について検証した。提案モデルによって、実被害における破壊状況をある程度再現することができた。
- (5) 近接爆発による荷重分布特性、せん断破壊あるいは直接せん断破壊の考慮および床スラブ部材による爆発荷重の低減効果を考慮した上で、対象構造物のリスク評価を行った。期待損失額および予想最大損失を求め、爆破テロによる平均的な損失および地震災害と統一的に比較する方法を示した。

第6章 結論

本研究では、世界的に増加している爆破テロなど、爆発荷重に対する構造物の設計法に関する基礎的な研究として、近接爆発を受ける RC 部材および構造物の損傷およびリスク評価法について検討したものである。本章では、本研究で得られた主要な成果を示し、今後の課題について述べる。

6.1 主要な成果および結論

6.1.1 第1章「序論」

本研究の背景、爆発現象および爆発荷重の特性、爆発荷重を受ける RC 部材の損傷評価に関する既往の研究と課題点について整理し、本研究の目的および論文の構成について述べた。

6.1.2 第2章「近接爆発による荷重分布特性に関する実験的検討」

爆風圧計測実験を行い、近接爆発による最大反射圧および反射力積の分布特性に関する評価法の提案を行った。

- (1) 同一の爆薬量において、換算距離 $3.0 \text{ m/kg}^{1/3}$ のケースでは正圧継続時間が長く、時間的・空間的な減衰が緩やかであった。一方で、換算距離 $0.2 \text{ m/kg}^{1/3}$ のケースでは中央部と端部の値の差が大きくなり、等分布荷重から中央部に荷重が集中する分布性状へと変化することがわかった。
- (2) 換算距離 $0.9 \text{ m/kg}^{1/3}$ および $0.2 \text{ m/kg}^{1/3}$ のケースでは、換算距離 $3.0 \text{ m/kg}^{1/3}$ のケースに対して入射角による影響が大きく、入射角による影響を受けて最大反射圧および反射力積の空間的分布が変化することがわかった。
- (3) 反射係数および換算力積と入射角の関係について、米国国防省における統一施設基準 UFC-3-340-02 による実験結果と比較的良好一致を示す近似式を提案した。
- (4) 離隔距離 R と TNT 換算質量 W の関係である換算距離 Z と対象とする部材長 L から求める圧力分布係数 α_p および力積分布係数 α_i を用いることで、近接爆発による最大反射圧および反射力積の分布特性を近似的に評価する式を提案した。提案式を用いることで、最大反射圧および反射力積の分布特性をある程度再現することが可能となった。

6.1.3 第3章「近接爆発荷重を受ける RC 梁の曲げ応答評価法に関する検討」

RC 梁に対する近接爆発実験を行い、近接爆発を受ける RC 梁の破壊メカニズムについて考察するとともに、近接爆発による分布荷重を考慮した曲げ応答評価法の提案を行った。また、数値解析を行い、実験の再現性を確認するとともに、一質点系モデルと実験の変位応答の差異について考察を行った。

- (1) 2 種類の RC 梁に対して、爆薬形状、C-4 爆薬量および離隔距離を変化させた近接爆発実験を行った。RC 梁の最大応答変位および残留変位は、提案式から求めた最大荷重お

よび全力積の増加と対応するように増加した。

- (2) 実験で得られた軸方向下端鉄筋のひずみから、初期の応答段階において RC 梁の端部側では負の曲げモーメントが生じたと考えられ、端部側の上側から下方向に向かうひび割れが形成された。
- (3) 近接爆発による分布荷重を考慮した一質点系モデルおよびエネルギー法による曲げ応答評価法の提案を行った。提案したモデルによる応答解析法は、実験結果をやや過大に評価するが、近接爆発荷重を受ける RC 梁の変位応答をある程度再現した。
- (4) 数値解析における比較から、提案した一質点系モデルは応答初期における高次の変形モードを考慮していないが、その後に全体的な曲げ変形を示す場合においては、RC 梁の応答をある程度再現可能であることがわかった。一方、破壊モードが異なる場合や局部破壊が生じる場合には実験結果との差異が大きくなることがわかった。
- (5) 数値解析から、梁中心軸から梁幅方向の距離が増加するにしたがって、希薄波の影響によって作用する反射力積が減少していることがわかった。一方、提案した一質点系モデルに用いる荷重は希薄波による減衰効果を考慮していないため、入力する全力積は、実際に作用する値よりも過大に算定されることがわかった。その結果、変位応答は実験結果に対してやや大きくなることがわかった。
- (6) 数値解析から、爆風圧の時間的分布が RC 梁の破壊性状に影響を与えることがわかった。RC 梁上面の全領域に対して荷重を同時刻に作用させたモデルでは、梁中央部が局所的に破壊され局所的な変形を示すため梁中央部の変位が減少した。一方で、爆発荷重を模擬的に再現して RC 梁上面に作用させる荷重～時間関係に時間差を設けて与えたモデルでは、梁内部の負圧とひび割れが梁全体に分散されるため、RC 梁は全体変形が支配的な挙動を示した。

6.1.4 第4章「爆発荷重を受ける RC 構造物のリスク評価概念の構築」

爆破テロによる爆発荷重を受ける RC 構造物のリスク評価概念を構築した。

- (1) 爆破テロの発生頻度と死者数の関係に基づいて、超過確率と爆薬量の関係であるハザードカーブを作成した。
- (2) 構造物を柱、梁および床スラブ部材ごとに一質点系モデルに置換し、材端回転角から損傷評価を行う手法を用いて、部材の損傷レベルに基づいて構造物全体の被害レベルを評価する手法を提案した。被害レベルごとの損傷確率と爆薬量の関係である構造物全体のフラジリティカーブを作成した。
- (3) 構造物の被害レベルと損失の関係を設定することにより、建物および人的損失額と爆薬量の関係であるロスカーブを求めた。ロスカーブを用いて経済的な指標を用いて損失を評価することができた。
- (4) 以上から算出したハザード、フラジリティおよびロスカーブを用いて、リスクの定量的な評価を行った。リスクカーブを用いて発生確率の異なる爆破テロに関するリスク

を損失額によって評価することが可能となった。

6.1.5 第5章「近接爆発荷重を受ける RC 建造物の損傷およびリスク評価法」

第4章で提案した爆発荷重を受ける RC 建造物の損傷リスク評価法に対して、近接爆発による影響を考慮し高度化を図った。また、提案した損傷評価法の妥当性を検証するため、実被害との比較検討を行った。

- (1) 各部材に作用する荷重について、第2章および第3章で検討した近接爆発による荷重分布特性を考慮する方法を示した。近接爆発による荷重分布特性を考慮することで、爆薬直下からの距離が増加するにしたがい荷重が低下するため、各部材種別のフラジリティカーブにおいて損傷確率が20%程度低下することがわかった。
- (2) 部材の破壊モードについては、曲げ破壊に加えて柱および梁部材についてはせん断破壊を、床スラブ部材については直接せん断破壊を考慮する方法を示した。せん断破壊あるいは直接せん断破壊を考慮することで、各部材種別のフラジリティカーブにおいて損傷確率が最大で20%程度増加することがわかった。
- (3) 爆発位置から部材までの間にある床スラブ部材による爆風圧の低減効果について、数値解析を用いて検証した。床スラブ部材による影響を考慮することによって、各部材種別のフラジリティカーブにおける損傷確率が平均で約30%程度に減少することがわかった。
- (4) RC 建造物に対する損傷評価に対する提案モデルについて、1995年に発生したオクラホマシティ連邦政府ビル爆破事件で生じた実被害との比較を行い、提案モデルの妥当性について検証した。提案モデルによって、実被害における破壊状況をある程度再現することができた。
- (5) 近接爆発による荷重分布特性、せん断破壊あるいは直接せん断破壊の考慮および床スラブ部材による爆発荷重の低減効果を考慮した上で、対象建造物のリスク評価を行った。期待損失額および予想最大損失を求め、爆破テロによる平均的な損失および地震災害と統一的に比較する方法を示した。

6.2 今後の課題

今後の課題として、以下の7点を挙げる。

- (1) 本研究で提案した最大反射圧および力積の分布特性を評価する近似式は球形の爆薬を対象としたものである。一方で、近接爆発においては、爆薬の形状が分布荷重に大きな影響を与えることがわかった。そのため、爆薬形状が異なる場合の分布荷重の予測法についても検討する必要がある。
- (2) 近接爆発荷重を受ける RC 部材について、本研究では RC 梁を対象として爆発実験を行い、RC 梁の破壊メカニズムについて考察し、近接爆発による分布荷重を考慮した一質点系モデルの提案を行った。しかし、軸力を受ける柱部材や面部材である RC 版に対す

る提案モデルの適用においては、さらなる検討を行う必要がある。

- (3) RC 梁に局部破壊が生じる場合、提案した一質点系モデルでは実験結果に対して変位応答の差異が大きくなる傾向があった。まず、爆発荷重を受ける RC 棒部材に対する局部破壊の予測法について検討を行う必要がある。また、局部破壊の影響を考慮した変位応答の予測法について検討する必要がある。さらに、RC 構造物に対する損傷評価では全体変形のみを対象としているため、局部破壊による影響についても考慮する必要がある。
- (4) RC 構造物に対するリスク評価において示したハザードカーブの作成法やロスカーブ作成にあたり設定した人的損失額について一例を示したが、今後も詳細な検討が必要である。
- (5) RC 構造物内に進行する爆風波は、柱や床スラブ等の部材により反射され圧力が増幅する場合がある。構造物内の各部材に作用する荷重を詳細に検討するには、部材の反射による圧力の増幅効果についても考慮する必要がある。
- (6) RC 構造物に対する損傷評価において、床スラブ部材による爆風圧の低減効果について数値解析を行って考察した。数値解析結果から、床スラブ部材によって爆発荷重は大きく低減されることがわかったが、実験的に検証する必要がある。また数値解析から、床スラブ部材の破壊片は数百 m/s の速度で飛散することがわかり、耐爆設計においては、このような破壊片の高速衝突についても検討する必要がある。
- (7) RC 構造物に対する損傷評価においては、爆発荷重による各部材の変位応答から構造物全体の損傷評価を行った。しかし、実被害においては構造物全体の荷重支持能力に対する影響が大きい一部の部材を失うと、構造物全体の進行性崩壊に至る可能性がある。このような進行性崩壊の影響を考慮した損傷評価法についても検討する必要がある。

謝辞

本論文は、防衛大学校建設環境工学科 別府万寿博教授のご指導の下にまとめられたものです。別府先生には、研究の進め方や研究に対する姿勢、科学・論理的な考察を行うことの重要性についてだけではなく、社会人としての常識や礼儀作法に到るまで、終始懇切丁寧なご指導、ご鞭撻を賜りました。先生の下で三年間充実した研究生活を送ることができたことは、著者にとって人生における貴重な財産になりました。心より感謝申し上げます。

防衛大学校建設環境工学科 香月智教授には、構造工学の枠にとどまらず自衛隊・防衛技官としての心構えに至るまで、大所高所からご指導を頂きました。防衛大学校建設環境工学科 矢代晴実教授には、地震や津波災害等も含めたリスク全般についてご指導を頂きました。防衛大学校建設環境工学科 藤掛一典教授には、実験器材を使用させて頂き、爆発現象に関するご指導も頂きました。名古屋大学大学院工学研究科 中村光教授には、本研究をまとめる上で貴重なご意見、ご指導を頂きました。ご多忙にもかかわらず審査委員を引き受けて頂きました先生方に、心から御礼申し上げます。

防衛大学校建設環境工学科 市野宏嘉准教授には、本研究を進めるにあたり、多大なご意見、ご教示を頂くとともに、暖かい励ましのお言葉を頂きました。深く感謝いたします。

防衛大学校応用化学科 甲賀誠教授、伊達新吾准教授には、爆発実験の実施にあたり火薬類実験施設の使用に便宜を図って頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

デンカ株式会社 高橋順氏には、近似式の作成方法について多くのご助言ならびに励ましのお言葉を頂きました。伊藤忠テクノソリューションズ株式会社 伊東雅晴氏、松澤遼氏には数値解析に関する多くのご助言を頂きました。ここに深く感謝申し上げます。

防衛大学校建設環境工学科 高橋峰雄氏、防衛大学校管理施設課木工所 小西桂悟氏、機械工学科機械実習工場 斉藤雅史氏、小林浩明氏、杉澤勉氏、西田幸造氏、山田勇氏、山之内智晴氏には、試験体や実験器具の作成にあたり多大なるご支援を頂きました。心から感謝申し上げます。

防衛大学校理工学研究科後期課程第 15 期 上野裕稔氏、同後期課程 17 期 片岡新之介氏には、研究や実験支援をはじめ、公私共に温かいご助言を頂きました。同 研究科前期課程 55 期 岩根利浩氏、前期課程 56 期 濱田匠李氏、長谷川大氏には、実験の準備・実施についてご協力頂きました。心から感謝申し上げます。

防衛大学校本科 60 期 西川裕徳氏、藤巻遼太郎氏、同 61 期 奥本秀和氏、高岡康晃氏、62 期 杉山佳那恵氏、森広毅氏、峰好古氏には実験の実施・準備等にご協力頂きました。心から感謝申し上げます。

末筆ながら、本研究の機会を与えてくださいました防衛省および防衛大学校の関係諸氏、三年間の研究を様々な面から支えて頂きました建設環境工学科の皆様に深く感謝申し上げます。

参考文献

第 1 章

- [1] National Consortium for the Study of Terrorism and Responses to Terrorism: Global Terrorism Database: <http://www.start.umd.edu/gtd/>
- [2] 警察庁警備局: 治安の回顧と展望 (平成 29 年版) , pp.68-78, 2017.
- [3] 公安調査庁: 国際テロリズム要覧 2016, pp.26-32, 2016.
- [4] US Department of Defense: Structures to resist the effects of accidental explosions, UFC-3-340-02, chapter2, 2014.
- [5] American Society of Civil Engineers: Blast Protection of Buildings, 2011.
- [6] European committee for standardization: Eurocode 1, Action on structures – Part 1-7: General actions – Accidental actions, BS EN 1991-1-7, British Standards, 2006.
- [7] 日本建築学会: 建築物の耐衝撃設計の考え方, 2015.
- [8] 土木学会: 爆発・衝撃作用を受ける土木構造物の安全性評価, pp.1-36, 2017.
- [9] 火薬学会発破専門部会: 現場技術者のための発破工学ハンドブック, pp.15-26, 共立出版株式会社, 2001.
- [10] P. D. Smith, and J. G. Hetherington: Blast and ballistic loading of structures, pp.24-62, Butterworth-Heinemann, 1994.
- [11] 弾道学研究会: 火器弾薬技術ハンドブック, pp.211-224, 防衛技術協会, 2003.
- [12] W.E. Baker: Explosions in air, pp.3-26, University of Texas Press, 1974.
- [13] 社団法人火薬学会: 火薬学会規格 (IV) (火薬用語集) , p.35, 1999.
- [14] T. Kranthammer: Modern protective structures, pp.41-60, CRC Press, 2007.
- [15] G. C. Mays, and P. D. Smith: Blast effects on buildings, pp.25-45, Thomas Telford, 1995.
- [16] Canadian Standards Association Group: Design and assessment of buildings subjected to blast loads, S850-12 (R2017), pp. 92-96, 2012.
- [17] P. S. Bulson: Explosive loading of engineering structures, pp.25-34, CRC Press, 1997.
- [18] G. Ben-Dor: Shock wave reflection phenomena, Springer Berlin Heidelberg, pp.3-18, 2007.
- [19] K. Cheval, O. Loiseau, and V. Vala: Laboratory scale tests for the assessment of solid explosive blast effects. Part 1: Free-field test campaign, Journal of Loss Prevention in the Process Industries, Vol.23, pp.613-621, 2010.
- [20] K. Cheval, O. Loiseau, and V. Vala: Laboratory scale tests for the assessment of solid explosive blast effects, Part 2: Reflected blast series of test, Journal of Loss Prevention in the Process Industries, Vol.25, pp.436-442, 2012.
- [21] S. E. Rigby, A. Tyas, S. D. Fay, S. D. Clarke, and J. A. Warren: Validation of semi-empirical blast pressure predictions for far field explosions - is there inherent variability in blast wave parameters?, Proc. of 6th International Conference on Protection of Structures against Hazards,

2014.

- [22] S. E. Rigby, S. D. Fay, A. Tyas, J. A. Warren, and S. D. Clarke: Angle of incidence effects on far-field positive and negative phase blast parameters, *International Journal of Protective Structures*, Vol.6 (1), 2015.
- [23] S. E. Rigby, A. Tyas, S. D. Clarke, S. D. Fay, J. J. Reay, J. A. Warren, M. Gant, and I. Elgy: Observations from preliminary experiments on spatial and temporal pressure measurements from near-field free air explosions, *International Journal of Protective Structures*, Vol.6 (2), 2015.
- [24] C. H. Norris, R. J. Hansen, M. J. Holley, J. M. Biggs, S. Namyet, and J. K. Minami: Structural design for dynamic loads, pp.132-180, McGraw-Hill, Inc., 1959.
- [25] J. M. Biggs: Introduction to structural dynamics, pp.34-81, McGraw-Hill, Inc., 1964.
- [26] US Army Corps of Engineers: PDC-TR 06-01 Rev 1, Methodology manual for the single degree of freedom blast effects design spreadsheets, 2008.
- [27] C. Oswald, and M. Bazan: Comparison of SDOF analysis results to test data for different types of blast loaded components, *Proc. of Struct Congress*, pp.117-30, 2014.
- [28] D. W. Hyde: Conventional weapons program (ConWep), U.S Army Waterways Experimental Station, Vicksburg, 1991.
- [29] W. Wang, D. Zhang, F. Lu, S. C. Wang, and F. Tang: A new SDOF method of one-way reinforced concrete slab under non-uniform blast loading, *Structural Engineering and Mechanics*, Vol.46 (5), pp.595-613, 2013.
- [30] US Department of Army: Structures to resist the effect of accidental explosions, Navy and Air Force Technical Manual TM5-1300, 1990.
- [31] G. W. Ma, H. J. Shi, D. W. Shu: P-I diagram method for combined failure modes of rigid-plastic beams, *International Journal of Impact Engineering*, Vol.34, pp.1081-1094, 2007.
- [32] T. B. Slawson: Dynamic shear failure of shallow-buried flat-roofed reinforced concrete structures subjected to blast loading, Structures Laboratory. U.S.Army Engineer Waterways Experiment Station, 1984.
- [33] T. Krauthammer, M. ASCE, N. Bazeos, and T. J. Holmquist: Modified SDOF analysis of RC box-type structures, *Journal of Structural Engineering*, Vol.112 (4), pp.726-744, 1986.
- [34] T. Krauthammer, H. M. Shanaa, A. Assadi: Response of structural concrete elements to severe impulsive loads, *Computers and Structures*, Vol.53 (1), pp.119-130, 1994.
- [35] H. Y. Low, and H. Hao: Reliability analysis of direct shear and flexural failure modes of RC slabs under explosive loading, *Engineering Structures*, Vol.24, pp.189-198, 2002.
- [36] US Army Corps of Engineers: PDC-TR06-08, Single degree of freedom structural response limits for antiterrorism design, 2006.
- [37] 森下政浩, 田中秀明, 伊藤孝, 山口弘: 接触爆発を受ける鉄筋コンクリート版の損傷, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1787-1797, 2000.

- [38]田中秀明, 森下政浩, 伊藤孝, 山口弘: 爆発を受ける鉄筋コンクリート版の損傷に及ぼす爆発位置の影響, 土木学会論文集, No.675/I-55, pp.297-312, 2001.
- [39]森下政浩, 田中秀明, 安藤智啓, 萩谷浩之: 接触爆発を受ける鉄筋コンクリート版の損傷に及ぼすコンクリート強度及び鉄筋間隔の影響, コンクリート工学論文集, 第15巻第2号, pp.89-98, 2004.
- [40]萩谷浩之, 森下政浩, 安藤智啓, 田中秀明, 松尾啓: 数値シミュレーションを用いた鉄筋コンクリート版の爆発損傷の評価, Science and Technology of Energetic Materials, Vol.64 (5), pp.192-200, 2003.
- [41]竹田仁一, 山上明: 爆発, 衝撃を受けるコンクリートの変形と破壊, 防衛施設技術研究会報第18号, pp.439-453, 1978.
- [42]岡崎一正, 竹田仁一, 藤本一男, 山上明, 竹下賢: 表面破壊によるコンクリート版の破壊, 工業火薬協会誌, Vol.43 (1), pp.29-39, 1982.
- [43]田中秀明, 辻正哲: 爆発荷重を受ける鉄筋コンクリート版の損傷に及ぼす配筋の影響, コンクリート工学論文集, 第14巻第1号, pp.1-11, 2003.
- [44]D. Kraus, J. Roetzer, and K. Thoma: The interaction of high explosive detonations with concrete structures, Computational Modeling of Concrete Structures, EURO-C 1994, Innsbruck, 1994.
- [45]Headquarters Department of the Army: Fundamentals of protective design for conventional weapons, TM-5-855-1, Washington DC, USA, 1988.
- [46]M. K. McVay: Spall Damage of Concrete Structures, Technical Report SL88-22, U.S.Army Corps of Engineers Waterways Experimental Station, 1988.
- [47]J. Li, H. Hao, Numerical and theoretical study of concrete spall damage under blast loads, Applied Mechanics and Material Vol.553, pp.774-779, 2014.
- [48]Y. Shi, H. Hao, and Z. X. Li: Numerical derivation of pressure–impulse diagrams for prediction of RC column damage to blast loads, International Journal of Impact Engineering, Vol.35, pp.1213-1227, 2008.
- [49]International Organization for Standardization: ISO 13824, Bases for design of structures - General principles on risk assessment of system involving structures, 2009.
- [50]星谷勝, 中村孝明: 構造物の地震リスクマネジメント, 山海堂, 2002.
- [51]福島誠一郎, 矢代晴実: 地震ポートフォリオ解析による多地点に配置された建物群のリスク評価, 日本建築学会計画系論文集, 67巻, 552号, pp.169-176, 2002.
- [52]土木学会: 防災・安全対策技術者のための衝撃作用を受ける土木構造物の性能設計, 2013.
- [53]福島誠一郎, 矢代晴実: 人為災害リスクの定量化に関する基礎的研究, 地域安全学会梗概集, No.23, pp.114-117, 2008.
- [54]M. G. Stewart, and J. Mueller: Terror, security, and money: balancing the risks, benefits, and costs of critical infrastructure protection, Proc. of 5th International Conference on Reliable Engineering Computing, pp.513-533, 2012.

- [55] Y. Shi, and M. G. Stewart: Damage and risk assessment for reinforced concrete wall panels subjected to explosive blast loading, International Journal of Impact Engineering, vol.85, pp.5–19, 2015.

第 2 章

- [1] 弾道学研究会: 火器弾薬技術ハンドブック, pp.380-383, 防衛技術協会, 2003.
- [2] US Department of Defense: Structures to resist the effects of accidental explosions, UFC-3-340-02, chapter2, 2014.
- [3] M. M. Swisdak: Explosion Effects and Properties, Part I – Explosion Effects in Air, NSWC/WOL/TR 75-116, Naval Surface Weapons Center, White Oak, Silver Spring, 1975.
- [4] P. W. Cooper: Comments on TNT Equivalence, Proc. of 20th International Pyrotechnics Seminar Colorado Springs, USA, 1994.
- [5] 土木学会: 構造工学シリーズ 18 性能設計における土木構造物に対する作用の指針, 2008.
- [6] C. Wu, G. Fattori, A. Whittaker, and D. J. Oehles: Investigation of air-blast effects from spherical-and cylindrical-shaped charges, International Journal of Protective Structures, Vol.1 (3), 2010.
- [7] W.E. Baker: Explosions in air, pp.3-26, University of Texas Press, 1974.
- [8] P. S. Bulson: Explosive loading of engineering structures, pp.25-34, CRC Press, 1997.
- [9] G. Ben-Dor: Shock wave reflection phenomena, Springer Berlin Heiderberg, pp.3-18, 2007.
- [10] Canadian Standards Association Group: Design and assessment of buildings subjected to blast loads, S850-12 (R2017), pp. 92-96, 2012.
- [11] C. C. Hudson: Sound pulse approximations to blast loading (with comments on transient drag), Technical Report SC-TM-191-55-51, Sandia Corporation, 1955.
- [12] D. Bogosian, S. Rigby, and D. Powell: A comprehensive comparison of methods for clearing effects on reflected airblast impulse, Proc. of 24th International Symposium on Military Aspects of Blast and Shock, 2016.
- [13] 社団法人火薬学会: 火薬学会規格 (IV) (火薬用語集), p.10, 1999.

第 3 章

- [1] 土木学会: コンクリート標準示方書 [設計編], pp.126-160, 2008.
- [2] M. K. McVay: Spall Damage of Concrete Structures, Technical Report SL88-22, U.S.Army Corps of Engineers Waterways Experimental Station, 1988.
- [3] 田中秀明, 森下政浩, 伊藤孝, 山口弘: 爆発を受ける鉄筋コンクリート版の損傷に及ぼす爆発位置の影響, 土木学会論文集, No.675/I-55, pp.297-312, 2001.
- [4] 山口信, 村上聖, 武田浩二, 三井宜之, 久保修弘, 平居孝之: 連続繊維補強材を用いた鉄

- 筋コンクリート版の耐爆補強に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.77 (674), pp.637-646, 2012.
- [5] US Department of Defense: Structures to resist the effects of accidental explosions, UFC-3-340-02, chapter2, 2014.
- [6] J. Li, and H. Hao: Numerical and theoretical study of concrete spall damage under blast loads, Applied Mechanics and Material, Vol.553, pp.774-779, 2014.
- [7] J. Li, H. and Hao: Numerical study of concrete spall damage to blast loads, International Journal of Impact Engineering, No.68, pp.41-55, 2014.
- [8] D. M. Cotsovos, N. D. Stathopoulos, and C. A. Zeris: Behavior of RC beams subjected to high rates of concentrated loading, Journal of Structural Engineering, Vol.134 (12), pp.1839-1851, 2008.
- [9] H. Hao: Predictions of structural response to dynamic load of different loading rates, International Journal of Protective Structures, Vol.6 (2), pp.585-606, 2015.
- [10] H. Hao, Y. Hao, J. Li, and W. Chen: Review of the current practices in blast-resistant analysis and design of concrete structures, Advances in Structural Engineering, Vol. 19 (8), pp.1193-1223, 2016.
- [11] J. M. Biggs: Introduction to structural dynamics, pp.34-81, McGraw-Hill, Inc., 1964.
- [12] T. Kranthammer: Modern protective structures, pp.41-60, CRC Press, 2007.
- [13] 崎野清憲: 広いひずみ速度領域における鉄の変形応力のひずみ速度依存性, 実験力学, Vol.2 (3), pp.177-182, 2002.
- [14] 藤掛一典, 篠崎敬一, 大野友則, 水野淳, 鈴木篤: 急速一軸圧縮荷重を受けるコンクリートのポストピーク挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.627/V-44, pp.37-54, 1999.
- [15] 日本建築学会: 建築物の耐衝撃設計の考え方, pp.3-21, 2015.
- [16] デトネーション研究会.デトネーションの熱流体力学 1 基礎編, pp.147-171, 理工図書株式会社, 2011.
- [17] M. Itoh, M. Beppu, and R. Matsuzawa: Numerical simulations of RC slabs subjected to impact loadings by using the improved CAPROUS constitutive model, Proc. of 10th International Conference on Shock and Impact Loads on Structures, 2013.
- [18] 森下政浩, 阿曾沼剛: 衝撃3軸荷重および衝撃静水圧荷重を受けるコンクリートの変形・破壊挙動, コンクリート工学論文集, 第16巻, 第2号, 2005
- [19] D. J. Han, and W. F. Chen: A nonuniform hardening plasticity model for concrete materials, Mechanics of Materials Vol.4, Issues 3-4, pp.283-302, 1985.
- [20] 山口弘, 藤本一男, 野村設郎: 高圧3軸圧縮応力下におけるコンクリートの応力-ひずみ曲線 (その2高速荷重), 日本建築学会構造系論文報告集, 第396号, pp.50-58, 1989.
- [21] B. M. Luccioni, G. F. Araújo, and N. A. Labanda: Defining erosion limit for concrete, International

- Journal of Protective Structures, Vol.4, pp.315–340, 2013.
- [22] U. Nystroöm, and K. Gylltoft: Numerical studies of the combined effects of blast and fragment loading, International Journal of Impact Engineering, Vol.36, pp.995–1005, 2009.
 - [23] W. Riedel, N. Kawai, and K. Kondo: Numerical assessment for impact strength measurements in concrete materials, International Journal of Impact Engineering, Vol.36, pp.283–293, 2009.
 - [24] ANSYS AUTODYN: Interactive Non-Linear Dynamic Analysis Software, Version 15, User's Manual. SAS IP INC., 2015
 - [25] G. R. Johnson, and W. H. Cook: A constitutive model and data for metals subjected to large strains, high strain rates and high temperature, Proc. of the 7th International Symposium on Ballistics, pp.541–547, 1983.
 - [26] C. C. Hudson: Sound pulse approximations to blast loading (with comments on transient drag), Tech Rep. SC-TM-191-55-51, 1955.
 - [27] D. Bogosian, S. Rigby, and D. Powell: A comprehensive comparison of methods for clearing effects on reflected airblast impulse, Proc. of 24th International Symposium on Military Aspects of Blast and Shock, 2016.
 - [28] C. A. Ross, P. Y. Thompson, and J. W. Tedesco: Split-Hopkinson pressure-bar tests on concrete and mortar in tension and compression, ACI Materials Journal / September-October, pp.475-481, 1989.

第 4 章

- [1] D. M. カーマン, D. M. ハッセンザール: リスク解析学入門, シュプリンガー・フェアラーク東京, 2001.
- [2] B. M. Ayyub: Risk Analysis in Engineering and Economics, Chapman and Hall, 2003.
- [3] 日本建築学会編: 事例に学ぶ建築リスク入門, 技報堂出版, 2007.
- [4] National Consortium for the Study of Terrorism and Responses to Terrorism: Global Terrorism Database: <http://www.start.umd.edu/gtd/>
- [5] 外務省 HP: <http://www.mofa.go.jp/mofaj/area/index.html>
- [6] 清野純史, 岡本直剛, Charles Scawthorn: 爆弾テロのリスク評価手法について, 社会技術研究論文集, Vol.4, pp.84-93, 2006.
- [7] 福島誠一郎, 矢代晴実: 人為災害リスクの定量化に関する基礎的研究, 地域安全学会梗概集, No.23, pp.114-117, 2008.
- [8] Federal Emergency Management Agency: FEMA452, 「Risk Assessment」 A How-To Guide to Mitigate Potential Terrorist Attacks Against Buildings, pp.1-7, 2005.
- [9] 地震調査研究推進本部地震調査委員会: 長期的な地震発生確率の評価手法について, pp.5-18, 2001.
- [10] 減価償却資産の耐用年数等に関する省令 (昭和 40 年財務省令第 15 号), 減価償却資産の

耐用年数表, 1965.

- [11] Canadian Standards Association Group: Design and assessment of buildings subjected to blast loads, S850-12 (R2017), pp. 92-96, 2012.
- [12] 日本建築学会: 建築物の耐衝撃設計の考え方, pp.71-116, 2015.
- [13] 崎野清憲: 広いひずみ速度領域における鉄の変形応力のひずみ速度依存性, 実験力学, Vol.2 (3), pp.177-182, 2002.
- [14] 藤掛一典, 篠崎敬一, 大野友則, 水野淳, 鈴木篤: 急速一軸圧縮载荷を受けるコンクリートのポストピーク挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.627/V-44, pp.37-54, 1999.
- [15] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 第8版, 2010.
- [16] J. M. Biggs: Introduction to structural dynamics, pp.34-81, McGraw-Hill, Inc., 1964.
- [17] Headquarters Department of the Army, Fundamentals of protective design for conventional weapons, TM-5-855-1, Washington DC, USA, 1988.
- [18] 大野友則, 藤本一男, 飯田光明, 藤掛一典, 別府万寿博, 渋谷雄史: 基礎からの爆発安全工学, pp.188-206, 森北出版株式会社, 2011.
- [19] 疋田強: 火災・爆発危険性の測定法, 日刊工業新聞社, 1977.
- [20] P. D. Smith, and J. G. Hetherington: Blast and ballistic loading of structures, pp.145-190, Butterworth-Heinemann, 1994.
- [21] 日本ビルディング協会連合会: 平成28年度ビル実態調査のまとめ(全国版), 2016
- [22] 国税庁長官官房企画課: 平成27年分 民間給与実態統計調査, 2016.
- [23] 佐伯琢磨, 中村雅紀, 渡辺敬之, 翠川三郎: 地震による死傷者数及び負傷に対する治療費用の評価方法, 地域安全学会論文集, No.3, pp.133-140, 2001.

第5章

- [1] 日本建築学会: 建築物の耐衝撃設計の考え方, pp.71-116, 2015.
- [2] T. Krauthammer, M. ASCE, N. Bazeos, and T. J. Holmquist: Modified SDOF analysis of RC box-type structures, Journal of Structural Engineering, Vol.112(4), pp.726-744, 1986.
- [3] T. Krauthammer, H. M. Shanaa, and A. Assadi: Response of structural concrete elements to severe impulsive loads, Computers and Structures, Vol.53(1), pp.119-130, 1994.
- [4] J. Xu, C. Wu, Z. X. Li: Analysis of direct shear failure mode for RC slabs under external explosive loading, International Journal of Impact Engineering, Vol.69, pp.136-148, 2014.
- [5] 荒川卓: 鉄筋コンクリートはりの許容せん断応力度とせん断補強について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1967.
- [6] R. N. Murtha, and T. J. Holland: Analyses of WES FY82 dynamic shear test structures, Naval Civil Engineering Laboratory, Technical memorandum No.51-83-02, 1982.
- [7] G. W. Ma, H. J. Shi, D. W. Shu: P-I diagram method for combined failure modes of rigid-plastic

- beams, International Journal of Impact Engineering, Vol.34, pp.1081-1094, 2007.
- [8] B. M. Dobratz, and P. C. Crawford: LLNL explosives handbook - properties of chemical explosives and explosive stimulants, Laurence Livermore National Laboratory, 1985.
- [9] US Department of Defense: Structures to resist the effects of accidental explosions, UFC-3-340-02, chapter2, 2014.
- [10] Federal Emergency Management Agency: FEMA 277, The oklahoma city bombing report : improving building performance through multi-hazard mitigation, 1996.
- [11] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 第 8 版, 2010.
- [12] 崎野清憲: 広いひずみ速度領域における鉄の変形応力のひずみ速度依存性, 実験力学, Vol.2, No.3, pp.177-182, 2002.
- [13] 藤掛一典, 篠崎敬一, 大野友則, 水野淳, 鈴木篤: 急速一軸圧縮载荷を受けるコンクリートのポストピーク挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.627/V-44, pp.37-54, 1999.
- [14] 恒川裕史, 大淵正博, 糸井達哉, 高田毅士: 長周期地震動を考慮した PML 評価手法の開発, 日本建築学会学術報告書, 第 21 巻, 第 47 号, pp.61-66, 2015.
- [15] 矢代晴実, 福島誠一郎: 地震リスクの証券化に関する数値解析, 統計数理, Vol.50 (2), pp.259-278, 2002
- [16] ニッセイ基礎研究所: 不動産投資レポート, オフィスビルの地震リスク評価 (PML 値) と賃料・利回り, 2011.

研究に関連して発表した論文等

(1)学術論文

番号	著者名	題 目	論文名	年 月
1	永田 真 別府 万寿博 矢代 晴実	爆発荷重を受ける RC 構造物 に対するリスク評価手法の 一提案	構造工学論文集 Vol.61A pp.887-898	2015.3
2	永田 真 服部 大樹 有馬 和輝 別府 万寿博 市野 宏嘉	曲げ・せん断破壊を考慮した PI 曲線による RC 構造物の爆 発フラジリティ評価の高度 化	構造工学論文集 Vol.62A pp.961-974	2016.3
3	永田 真 市野 宏嘉 別府 万寿博	接触・近接爆発を受ける RC 梁の破壊挙動に関する基礎 的検討	コンクリート工学 年次論文集 Vol.38, No.2, pp.751-756	2016.7
4	Makoto Nagata Masuhiro Beppu Hiroyoshi Ichino Harumi Yashiro	Proposal on risk assessment of reinforced concrete structures subjected to explosive loads	International Journal of Protective Structures Vol.8, No.3 pp.407-432	2017.9
5	Makoto Nagata Masuhiro Beppu Hiroyoshi Ichino Jun Takahashi	Method for evaluating the displacement response of RC beams subjected to close-in explosion using modified SDOF model	Engineering Structures Vol.157 pp.105-118	2018.2
6	Makoto Nagata Masuhiro Beppu Hiroyoshi Ichino Ryo Matsuzawa	A fundamental investigation of reinforced concrete beams subjected to close-in explosion	International Journal of Protective Structures	印刷中
7	永田 真 別府 万寿博 市野 宏嘉	近接爆発による分布荷重を 受ける RC 梁の曲げ応答評価 法の提案	土木学会論文集	投稿中

(2)国際会議

番号	登壇者（○印） および共同研究者	題 目	発表会名	年月
1	Makoto Nagata○ Masuhiro Beppu	A fundamental investigation of failure mechanism of reinforced concrete beams subjected to contact or close-in explosion	24th International Symposium on Military Aspects of Blast and Shock (MABS24)	2016.9
2	Makoto Nagata Hiroyoshi Ichino Masuhiro Beppu○ Harumi Yashiro	A fundamental study on a risk assessment method of RC structures subjected to explosive loads	4th International Conference on Protective Structures (ICPS4)	2016.10
3	Makoto Nagata○ Masuhiro Beppu Hiroyoshi Ichino	Numerical simulation of reinforced concrete beams subjected to close in explosion	12th International Conference on Shock & Impact Loads on Structures (SILOS12)	2017.6
4	Masuhiro Beppu○ Makoto Nagata Hiroyoshi Ichino	Failure behavior of RC beams subjected to close-in explosion	6th International Conference on Design and Analysis of Protective Structures (DAPS2017)	2017.11

(3)口頭発表等

番号	登壇者（○印） および共同研究者	題 目	発表会名	年月
1	永田 真○ 別府万寿博 矢代 晴実	爆破テロによる構造物の損傷リスクに関する基礎的研究	防衛施設学会 年次フォーラム 2014	2014.2
2	永田 真○ 別府万寿博 矢代 晴実	爆発荷重を受ける RC 構造物に対するリスク評価手法に関する基礎的検討	平成 27 年度 土木学会全国大会	2015.9
3	永田 真○ 服部 大樹 有馬 和輝	PI 曲線による RC 構造物の爆発フラジリティ評価手法の一提案	防衛施設学会 年次フォーラム 2016	2016.2

	別府 万寿博 市野 宏嘉			
4	西川 祐徳○ 永田 真 市野 宏嘉 別府 万寿博	近接爆発荷重を受ける RC 梁 の損傷評価に関する基礎的 研究	第 43 回 土木学会関東支部 技術研究発表会	2016.3
5	永田 真○ 市野 宏嘉 別府 万寿博	接触・近接爆発を受ける RC 梁の破壊挙動に関する基礎 的実験	平成 28 年度 土木学会全国大会	2016.9
6	永田 真○ 別府 万寿博 市野 宏嘉	近接爆発による爆風圧特性 の評価に関する基礎的研究	第 44 回 土木学会関東支部 技術研究発表会	2017.3
7	高岡 康晃○ 永田 真 市野 宏嘉 別府 万寿博	近接爆発荷重を受ける RC 梁 の破壊特性に関する実験的 研究	第 44 回 土木学会関東支部 技術研究発表会	2017.3
8	永田 真○ 別府 万寿博 市野 宏嘉	一質点系モデルによる近接 爆発を受ける RC 梁の応答評 価に関する基礎的検討	平成 29 年度 土木学会全国大会	2017.9
9	永田 真○ 別府 万寿博 市野 宏嘉	近接爆発を受ける RC 梁の曲 げ変形評価に関する基礎的 検討	第 45 回 土木学会関東支部 技術研究発表会	2018.3