

信州大学審査学位論文

ダイヤフラムおよび補剛材が  
コンクリート充填鋼製橋脚の  
挙動に及ぼす影響

2020年3月

16ST403C 善財 聖也

# 目 次

## 第 1 章 序論

1. 1 緒言	1
1. 2 既往の研究と本研究の目的	3
1. 3 本論文の構成と概要	9

## 第 2 章 剥離を考慮したコンクリート充填橋脚の地震荷重下の挙動

2. 1 緒言	11
2. 2 解析モデル	11
2. 2. 1 解析モデルの概要	11
2. 2. 2 材料特性	13
2. 2. 3 有限要素モデル	14
2. 2. 4 境界条件	17
2. 2. 5 レイリー減衰	18
2. 2. 5 入力地震波	20
2. 3 解析結果	22
2. 3. 1 柱頭部応答変位	22
2. 3. 2 鋼板の面外変形	30

2. 3. 3	鋼板の応力分布	37
2. 4	結言	40
第3章 補剛材剛比がコンクリート充填鋼製橋脚の挙動に及ぼす影響		
3. 1	緒言	42
3. 2	解析モデル	42
3. 2. 1	解析モデルの概要	42
3. 2. 2	界面挙動	44
3. 2. 3	材料特性	45
3. 2. 4	解析条件	48
3. 2. 5	メッシュ分割	49
3. 3	解析結果	50
3. 3. 1	解析モデルの精度	50
3. 3. 2	履歴曲線と変形形状	51
3. 3. 3	充填部の挙動	57
3. 3. 4	断面の接触応力分布	62
3. 3. 5	隅角部の相当塑性ひずみ	64
3. 4	結言	65

## 第4章 高軸力下でのコンクリート充填橋脚の適用性

4. 1 緒言	66
4. 2 解析モデル	66
4. 2. 1 解析モデルの概要	66
4. 2. 2 材料特性	68
4. 2. 3 解析条件	69
4. 2. 4 メッシュ分割	71
4. 3 解析結果	72
4. 3. 1 水平荷重下のコンクリート充填鋼製橋脚の挙動	72
4. 3. 1. 1 鋼管基部で座屈変形が生じたモデル	72
4. 3. 1. 1 コンクリート充填部直上で座屈変形が生じたモデル	77
4. 3. 1. 3 柱基部と充填部直上の2ヶ所で座屈変形が生じたモデル	82
4. 3. 2 ダイアフラムが柱の挙動に及ぼす影響	87
4. 3. 3 解析モデルの最大耐力と座屈位置	92
4. 4 結言	98

## 第5章 ダイアフラムがコンクリート充填鋼製橋脚の地震時挙動に及ぼす影響

5. 1 緒言	100
---------	-----

5. 2 解析モデル	100
5. 2. 1 解析モデルの概要	100
5. 2. 2 材料特性	102
5. 2. 3 境界条件	104
5. 2. 4 接触条件	106
5. 2. 5 解析モデルの精度の検証	107
5. 3 解析結果	109
5. 3. 1 充填コンクリートの影響	109
5. 3. 2 ダイアフラムの開口幅の影響	117
5. 3. 3 ダイアフラムの板厚の影響	120
5.4 結言	124
第6章 結論	
6. 1 まとめ	126
6. 2 今後の展望	129
参考文献	130

## 第 1 章 序論

### 1. 1 緒言

コンクリート充填鋼製橋脚は、橋脚内部にコンクリートを充填した構造である。コンクリートを橋脚内部に充填することによって、鋼板の内部方向への座屈変形が抑制され、さらに、コンクリートが鋼製橋脚で拘束されることで生じるコンプライメント効果によって、コンクリート自体の圧縮強度の向上を図ることができる。これらの効果により、コンクリート充填橋脚はコンクリートが充填されていない橋脚と比べて、高い強度と変形性能を発揮することが知られている。

日本では、従来鋼製橋脚などが車両などの衝突によって橋脚基部が損傷を受けることを防止するために、コンクリートが橋脚基部に中詰めされていた。この中詰めコンクリートは当時橋脚に作用する力を負担しないと考えられてきたが、兵庫県南部地震の被害調査の結果<sup>1)</sup>、この中詰めコンクリートが橋脚の被害を軽減させていることが明らかとなり、以来、コンクリートが橋脚基部に部分的に充填された橋脚の研究・開発が精力的に行われてきた。

国内のコンクリート充填鋼製橋脚に関する研究は、コンクリート充填が橋脚の耐力や変形性能に及ぼす影響<sup>2)</sup>、災害後の後補強<sup>3)</sup>など多岐にわたる。充填コンクリートが鋼管の耐力や変形性能に及ぼす影響については、実構造に近い大きさの供試体を用いた繰り返し水平載荷実験や数値解析などによって、検討が行われてきた。災害後の後補強については鋼管に座屈変形を生じさせ、そこにコンクリートを充填し、再び繰り返し荷重を与えることで、災害後の後補強の有効性について検討している。

一方、国外ではコンクリートを橋脚および鋼管基部のみに充填するという構造はほとんど見られず、柱全長にわたって充填する構造がほとんどである。これは、コンクリート充填鋼管柱には圧縮力のみが作用することを前提とした適用が多いためと考えられる<sup>4)</sup>。国外ではコンクリート充填鋼管構造を橋脚として用いる場合は単柱式ではなく、図 1-1 に示すように複数のコンクリート充填鋼管を組み合わせて橋脚として用いられることが多い<sup>5)</sup>。

従来のコンクリート充填鋼製橋脚の設計では、多質点モデルや梁要素による設計計算が行われることが多いため、鋼板の座屈変形や充填コンクリートと鋼板の

界面での剥離や接触，摩擦による挙動を無視し，合成断面の柱として取り扱われている．このため，コンクリート充填鋼製橋脚の鋼板と充填コンクリートの界面で生じる挙動については考慮されていなかった．近年では繰り返し荷重下のコンクリート充填鋼管構造の挙動を精密に表現する解析モデルなどが開発されており<sup>6)</sup>，コンクリート充填鋼管構造の耐荷メカニズムが明らかとなってきている．しかしながら，コンクリート充填鋼管構造を構成する補剛材やダイアフラムの寸法や形状が柱の挙動に及ぼす影響については従来ほとんど検討がされておらず，これらの影響を明らかにすることによって，コンクリート充填鋼製橋脚の更なる効果的な設計を行うことが可能である．

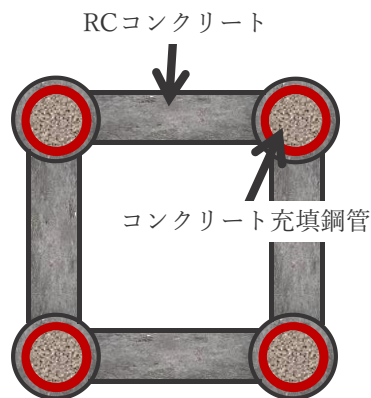


図 1-1 多柱式のコンクリート充填鋼製橋脚

## 1. 2 既往の研究と本研究の目的

前節で触れたように、コンクリート充填鋼製橋脚に関する研究は耐力・変形性能への効果が明らかとなつてから、多くの研究が行われている。従来行われてきた研究について整理すると、①耐力、変形性能に関する研究、②構成則やモデル化に関する研究、③鋼板とコンクリートの界面挙動に関する研究、④被災後の復旧工法としてのコンクリート充填鋼製橋脚に関する研究の4つに大別できる。

### ①耐力、変形性能に関する研究

コンクリート充填橋脚の耐力、変形性能に関する研究は実験および解析で数多く行われている。ここでは、水平荷重下、ねじり荷重下および地震荷重下での代表的な研究を示す。

宇佐美らは繰り返し水平荷重および1方向地震荷重下のコンクリート部分充填鋼製橋脚の実験を行い、充填コンクリートが橋脚の挙動に及ぼす影響について検討している<sup>7)~12)</sup>。これらの研究の中で、コンクリートを鋼製橋脚の基部に充填することで、地震動を受けた時の柱頭部の最大応答変位および残留変位を小さくすることができることを示している。加えて、橋脚内部の充填コンクリートを剛体としてモデル化を行ったコンクリート充填矩形断面橋脚の単調荷重下の有限要素解析を行い、充填部の鋼板に生じる座屈変形を再現している<sup>13)</sup>。

北田らはコンクリート充填矩形断面柱の純ねじり実験を行った。この研究の中で、鋼部材内部の充填コンクリートの崩壊状況を明らかにし、コンクリートが充填されていない矩形断面柱の全塑性ねじりモーメントを求める理論式にコンクリートを充填したことによる付加項を与えることで、コンクリート充填矩形断面柱の累加ねじりモーメントを求めた。この累加ねじりモーメントと実験により求められた終局ねじりモーメントを比較し、累加ねじりモーメントが高い精度を有していることを確認した<sup>14)</sup>。

従来行われてきたコンクリート充填鋼管柱に関する研究は箱型断面を対象としたものが多く、円形断面を対象とした検討は少なかった。この理由としては、円形断面では鋼管が象の足型座屈と呼ばれる鋼管外側への座屈変形を行うため、コンクリート充填による鋼管の座屈変形を抑制する効果が見込めないと考えられ



ていたためである。一方、鉄道構造物においては、見通し等を考え、円形断面の鋼管柱が用いられることが多い。そこで、村田らは地震時のコンクリート充填円形鋼管柱の限界状態を定義するために、静的繰り返し載荷実験を行い、実験結果に基づき、限界曲率および終局時曲げモーメントの定量評価法を定義した<sup>15)~16)</sup>。

井浦、折野らはコンクリートを部分充填した円形鋼製橋脚の繰り返しおよび単調荷重下の実験を行い、ダイアフラムによる耐力・変形性能への影響について検討し、最大耐力の推定式を提案している<sup>17)~18)</sup>。森下らも同様に、ダイアフラムを有する鋼製橋脚の繰り返し載荷実験を行い、鋼管内部の充填コンクリートの破壊状況をダイアフラムの有無で比較し、作用曲げモーメントと中空部および充填部の抵抗曲げモーメントの関係を明らかとした<sup>19)</sup>。

Linらは鋼管全長にわたってコンクリートを充填した充填鋼管柱のねじり荷重下、単調荷重下の実験と有限要素解析を行っている<sup>20)~21)</sup>。ねじり荷重下では断面形状の違いによる応力分布や接触応力の分布を明らかとしている。これらの結果をもとに、軸力、曲げモーメントとねじりモーメントで構成される最大耐力の曲面を示している。

Nieらは曲げモーメントと軸圧縮力を受けるコンクリート充填鋼管柱を対象とし、コンクリートの一軸圧縮強度をパラメータとした解析を行った。曲げモーメントと軸圧縮力下での崩壊状態や最大耐力について検討している<sup>22)</sup>。

Yuanらはダイアフラムを有していないコンクリート部分充填円形断面鋼管柱の2方向地震応答実験を行い、1方向のみを地震荷重として入力した場合との荷重-変位関係や柱頭部の軌跡などを比較することで、地震荷重の多方向入力がコンクリート部分充填円形断面鋼管柱に与える影響を検討し、橋脚の塑性率や残留変位に対しての影響を明らかとしている<sup>23)</sup>。

Dingらは鋼管内部のコンクリートのみが圧縮力を受けるアンボンド型のコンクリート充填鋼管柱の圧縮耐荷力実験と有限要素解析を行い、柱の破壊性状やコンクリートからの鋼管への側圧の分布を明らかとし、圧縮耐力を求める推定式を求めた<sup>24)</sup>。

## ②構成則やモデル化に関する研究

コンクリート充填鋼製橋脚では、鋼管の座屈変形、鋼管と充填コンクリートの界面で生じる接触挙動、充填コンクリートの引張応力によるひび割れやコンクリートの体積膨張を抑制することによる圧縮強度の向上などを解析では考慮する必要がある。しかしながら、これらの挙動を考慮することによる計算の発散や計算時間の増加などの問題が存在する。そのため、多質点モデルなどやファイバーモデルなどによる簡易的な手法による解析手法の確立などが行われてきた。

一方、近年ではコンピュータなどの性能向上により有限要素法などによる詳細な解析モデルの提案などが行われている。

小野らはコンクリート充填鋼製橋脚の従来示されていた設計手法とは異なり、中空断面の鋼製橋脚と同じように、コンクリート充填矩形断面鋼製橋脚の曲げモーメント-曲率関係を静的繰り返し載荷実験の結果より定義した。この曲げモーメント-曲率関係を求めることによって、コンクリート充填鋼製橋脚の非線形動的解析の復元力モデルとしての利用が可能となった<sup>25)</sup>。

葛らは1自由度系モデルとファイバーモデルを用いたコンクリート部分充填橋脚の地震応答解析手法を確立するために、様々な復元力モデルによる地震応答解析の結果とハイブリッド地震応答実験の結果を比較した。この結果から、コンクリートの圧縮軟化特性を解析モデルに組み込む必要があることを示している<sup>26)</sup>。

水野らはコンクリートの圧縮強度以降のひずみ軟化を考慮した材料モデルの開発を行い、コンクリートの拘束効果を考慮した有限要素解析を行った。この結果より、コンクリートのひずみ軟化型構成モデルを用いることで、拘束圧を受けるコンクリートの圧縮破壊挙動を再現できることや拘束圧によるコンクリートの圧縮耐力の向上を明らかとしている<sup>27)~28)</sup>。

藤井らは繰り返し荷重下のボンド型およびアンボンド型のコンクリート充填円形断面鋼管柱の有限要素解析を行い、ボンド型とアンボンド型の橋脚の挙動の違いを明らかとしている<sup>29)</sup>。この研究では鋼管と充填コンクリートの界面に非線形バネ要素を挿入することで、界面に生じる剥離を考慮している。また、松村らは鋼管と充填コンクリートの界面に境界要素を挿入したコンクリート充填円

形断面鋼管柱の単調荷重下の解析を行い、鋼管による充填コンクリートのコンファインメント効果について検討し、水平荷重下の充填コンクリートの拘束圧による圧縮耐力の向上メカニズムを明らかとしている<sup>30)</sup>。

Linらは鋼管によるコンクリートの体積膨張を拘束することによる圧縮強度の増加について実験により検討し、鋼管の断面諸元やコンクリートの材料特性をパラメータとした充填コンクリート用の応力-ひずみ関係を提案している<sup>31)</sup>。

従来、コンクリートは静水圧応力に依存した降伏条件である Drucker-Prager モデルを用いることが多く、この Drucker-Prager モデルでは適切な内部摩擦角を設定する必要がある。そこで、吉田らは一定側圧下でのコンファインドコンクリートにおいて、コンクリートの内部摩擦角をパラメータとしたパラメトリック解析を行い、側圧の大きさ毎の最適なコンクリートの内部摩擦角を明らかとした<sup>32)</sup>。

渡辺らは鋼板と充填コンクリート間に接触バネ要素を挿入し、1方向地震応答解析を行い、鋼板と充填コンクリート間で剥離が生じないとした仮定の解析モデルとの挙動の差異について調査し、特に剥離を考慮することで橋脚の応答変位が大きくなり、コンクリート充填橋脚の振動特性に剥離が影響していることをしめした<sup>33)</sup>。

後藤らは鋼製橋脚の地震時挙動を有限要素法で解析する際の鋼材の構成則についての研究を行った<sup>34)</sup>。この研究の中で、三曲面モデルを提示した。このモデルは、基本的な材料パラメータを単調引張試験から決定でき、鋼構造物の履歴挙動を大変形に至るまで高い精度で解析できることを証明している。加えて、後藤らはコンクリート充填橋脚で生じる鋼部材と充填コンクリート間の剥離、摩擦を考慮し、充填コンクリートの引張応力によるひび割れを考慮した解析モデルを作成している<sup>35)~36)</sup>。この解析モデルで建設省土木研究所らが行ったコンクリート充填橋脚の繰り返し水平荷重下の実験との比較を行い、コンクリート充填橋脚の変形性能のメカニズムを明らかにしている。

Dong, Kwan らは鋼管だけではなく、FRP などの先進材料によって拘束されたコンクリートの材料モデルを提案し、コンクリートに拘束効果を与える材料の特性によっても、コンクリートの圧縮耐力に与える影響が異なることを示している<sup>37)~38)</sup>。

### ③鋼板とコンクリートの界面挙動,

近年の計算機の性能向上により、従来あまり考慮されていなかった鋼板とコンクリートの界面での摩擦挙動、付着強度や繰り返し荷重下での接触と剥離の繰り返しなどについて次のような研究が行われている。

Shimizuらは矩形断面のコンクリート充填橋脚の鋼板と充填コンクリート間の剥離に着目し、剥離を考慮したコンクリート矩形断面充填橋脚の単調載荷<sup>39)~40)</sup>、および地震応答解析<sup>41)~42)</sup>を行い、剥離が橋脚の挙動に与える影響や鋼板と充填コンクリート境界での接触力の分布などを検討している。

Taoらはコンクリート充填円形断面鋼管柱の鋼管と充填コンクリート間の付着強度を求めるために実験を行っている。この研究の中で、界面にずれ止めのないコンクリート充填柱の付着強度は非常に小さいことが明らかとなっている<sup>43)</sup>。

Johanssonらは様々な荷重条件下でのコンクリート充填橋脚の挙動について検討し、鋼管と充填コンクリート間の摩擦係数を明らかとしている<sup>44)</sup>。

中島、猪股らは鋼材とコンクリートの接触面の挙動に着目し、鋼材とコンクリート間に作用する摩擦力の分布や繰り返しせん断荷重を受ける際の界面の疲労について検討を行っている。この中で、鋼とコンクリート界面に生じるせん断応力と支圧応力の関係には、ほぼ線形の関係が成り立っていること、繰り返しせん断荷重を与えた際の接触面の疲労破壊までの繰り返し回数は200万回以上であることを示した<sup>45)~47)</sup>。

### ④被災後の復旧工法としてのコンクリート充填鋼製橋脚に関する研究

多くの研究では、地震などによる損傷のない既存橋脚や新設の橋脚を対象としたものであるものの、震災後の鋼製橋脚の早期復旧という観点から橋脚内部へのコンクリート充填による修復は優れた手法であると言われている。嶋口、鈴木らは地震力を想定した静的繰り返し載荷実験を行い、供試体に所定の損傷を与え、コンクリート充填による修復を行った供試体に再び静的繰り返し載荷を行うことで、コンクリート充填修復による耐震性能への効果について検討を行い、鋼板の座屈変形による損傷を受けた橋脚に対して、コンクリート充填による補修を行うことで、橋脚の耐震性能を回復させることが可能であることを示した<sup>48)~51)</sup>。

以上のように、コンクリート充填鋼製橋脚に関する研究は多いものの、ほとんどが耐力、変形性能に関する研究やモデル化に関する研究となっている。一方で、コンクリート充填鋼製橋脚内部のダイアフラムについては多くの研究では、同じ断面寸法のダイアフラムを用いており、ダイアフラムの寸法が橋脚の挙動に与える影響については検討がなされておらず、充填部の補剛材に関して検討を行った研究はほとんど見られない。

本研究では、コンクリート充填鋼製橋脚の代表的な断面形状である矩形断面・円形断面を対象に、コンクリート充填鋼製橋脚内部の補剛材とダイアフラムがそれらの性能に与える影響を解析的に明らかとするものである。矩形断面では補剛材剛比に、円形断面では軸圧縮力やダイアフラムについて着目し、これらがコンクリート充填鋼製橋脚の挙動に及ぼす影響を数値解析によって、明らかにしようとするものである。

### 1. 3 本論文の構成と概要

本論文は、全 6 章より構成されている。第 2 章、第 3 章はコンクリート充填矩形断面橋脚を対象に、地震応答解析および静的繰り返し載荷解析を行った結果を述べる。さらに、第 4 章、第 5 章ではコンクリート円形鋼管柱を対象に、単調載荷解析および地震応答解析を行った結果を述べている。第 6 章では、これらの結果についてまとめている。以下、各章ごとの概要を説明する。

第 2 章では、まず、鋼板と充填コンクリート間の剥離に着目し、地震応答解析を行っている。ここでは、橋脚に生じる変位や荷重-変位関係から橋脚全体の挙動における剥離の影響について説明している。さらに、鋼板の座屈変形や応力分布も示している。

第 3 章では、コンクリートが充填された断面の縦方向補剛材の挙動に着目した繰り返し荷重下での FEM 解析を行い、充填部での補剛材剛比の影響や隅角部の角割れの抑制について検討している。具体的には、圧縮フランジ部の軸方向応力や縦方向補剛材の軸方向ひずみ分布を示している。加えて、鋼板と充填コンクリートに作用する軸力についても触れている。

第 4 章では、高軸力下でのコンクリート充填円形断面橋脚の単調載荷解析を行い、高軸力下でのコンクリート充填円形断面橋脚の適用性や鋼管の座屈位置による挙動の差について示している。ここでは、各座屈位置での載荷メカニズムや変形形状について述べ、橋脚の径厚比パラメータや細長比パラメータが鋼管の座屈位置に及ぼす影響についても扱っている。

第 5 章では、地震荷重下でのコンクリート部分充填鋼管柱の FEM 解析を行い、地震動下の鋼管と充填コンクリートに作用する軸力や充填コンクリートにダイアフラムから伝達される接触圧について触れている。さらに、ダイアフラムの応力分布を示すことで、コンクリート充填高さ、ダイアフラムの開口や板厚が鋼管柱の挙動に与える影響について述べている。

最後に第 6 章では、本研究で得られた結果を基に、鋼部材と充填コンクリート間の剥離がコンクリート充填鋼製橋脚の挙動に及ぼす影響、充填部の補剛材剛比がコンクリート充填鋼製橋脚の挙動に及ぼす影響、高軸力下でのコンクリート部分充填鋼製橋脚の適用性、ダイアフラムの寸法がコンクリート充填鋼製橋脚の地

震時挙動に及ぼす影響についてまとめている。

## 第 2 章 剥離を考慮したコンクリート充填鋼製橋脚の地震時挙動

### 2. 1 緒言

地震荷重下のコンクリート充填鋼製橋脚の鋼板と充填コンクリート間では、剥離と接触が繰り返し生じている。従来行われてきた解析では、充填部を合成断面として扱うことが多く、この界面の挙動が橋脚の耐力や剛性に与える影響は無視されてきた。しかしながら、鋼板と充填コンクリート間で剥離が生じることで橋脚の剛性が低下することは容易に想像できる。そこで、本章では、鋼板と充填コンクリート間の剥離挙動やコンクリート充填高さがコンクリート部分充填鋼製橋脚の耐力や座屈挙動に与える影響について検討するために、異なるコンクリート充填高さを有するコンクリート充填鋼製橋脚の地震応答解析を行った。

### 2. 2 解析モデル

#### 2. 2. 1 解析モデルの概要

本章では、都市部の高架橋などで実際に使用されているコンクリートが部分的に充填された単柱式鋼製橋脚の中から、一般的な形状を持つ橋脚を取り上げ、解析の対象とした。コンクリートの充填高さとして、橋脚高さの概ね 30%程度が最適な充填高さとしてされているため、コンクリートを 2.7m の高さまで充填したモデルとその半分である 1.35m まで充填したモデルの 2 種類を設定し、前者を「F270」、後者を「F135」と呼ぶこととする。図 2-1 に示すように、橋脚の幅は 3,000mm × 3,000mm とし、フランジおよびウェブの板厚は 20mm としている。縦補剛材は 1 辺に 3 本を有し、縦補剛材の寸法は 300mm × 18mm となっている。さらに、コンクリートを鋼板とダイアフラムで閉じ込めるためにダイアフラムを 2,700mm 毎に配置している。コンクリートを閉じ込めない場合も検討を行うために、「F135」でもダイアフラムは 2,700mm 毎に配置した。

そして、本研究で対称とした 2 種類のモデルのそれぞれについて、鋼板と充填コンクリート間の剥離を考慮した場合と、剥離を考慮せず、常に鋼板と充填コンクリートが常に付着状態を維持する場合の 2 種類を考慮する必要があるため、それぞれを「F270D」、「F270B」、「F135D」、「F135B」と呼ぶこととする。

鋼製橋脚の破壊を及ぼす原因として、鋼板の降伏や局部座屈が考えられる。本



研究では、剥離が生じることによる影響が大きいと考えられる鋼板の局部座屈を先行させるために、実橋脚と比べて、比較的鋼板の板厚の薄い形状寸法を採用している。

具体的には、鋼板の降伏よりも局部座屈を先行させるために、

$$R_p = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)\sigma_y}{k\pi^2 E}} \quad (2-1)$$

$$\lambda = \frac{2l}{\pi r} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (2-2)$$

で定義される鋼板の幅厚比パラメータ  $R_p$ 、および鋼製橋脚の細長比パラメータ  $\lambda$  の値を  $R > 1$ 、 $\lambda > 1$  として、鋼板の板厚や補剛材寸法を決定している。本研究の解析モデルでは、 $R=0.81$ 、 $\lambda=0.22$  となっている。ここで、上式中、

$b$  : 鋼製パネルの幅 [mm]

$t$  : 鋼製パネルの板厚 [mm]

$E$  : 鋼材のヤング係数 [MPa]

$\sigma_y$  : 鋼材の降伏応力 [MPa]

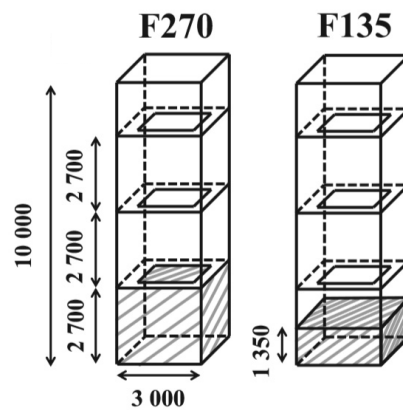
$\mu$  : 鋼材のポアソン比

$k$  : 座屈係数(四辺単純支持と想定し、 $k=4$  とする)

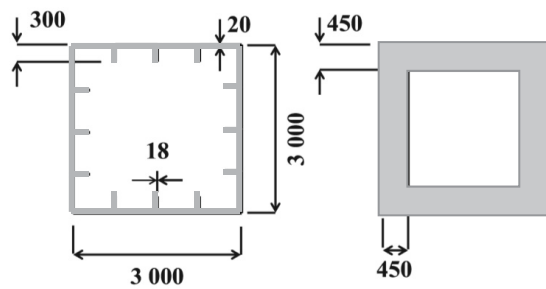
$l$  : 鋼製橋脚の長さ [mm]

$r$  : 鋼製橋脚断面の断面二次半径 [mm]

である。



(a) 各モデルの全体図



(b) モデルの断面図とダイアフラム

図 2-1 解析モデル

## 2. 2. 2 材料特性

本章では，鋼製橋脚を構成する鋼板部材の鋼材として SM490 材を想定した．鋼板はひずみ硬化を考慮し，道路橋示方書・同解説<sup>52)</sup>に示されているバイリニア型の応力-ひずみ関係を使用している．降伏後のひずみ硬化係数は初期弾性係数の 100 分の 1 としている．コンクリート充填橋脚内部の充填コンクリートには低強度コンクリートが用いられる場合が多く，材料特性として低強度コンクリートの公称値を用いている．コンクリートの圧壊や引張応力によるひび割れによる解析の収束性の悪化を防ぎ，剥離のみの影響について検討を行うために，充填コンクリートは完全弾性体を仮定し，ひび割れ，クリープ，リラクゼーション等は発生しないとしている．各材料の特性値を表 2-1 に，鋼材の応力-ひずみ関係を図 2-2 に示す．

表 2-1 材料特性値

材料	ヤング係数 [GPa]	ポアソン比	降伏応力 [MPa]	密度 [kg/mm <sup>3</sup> ]
鋼材	206	0.3	315	$7.85 \times 10^{-7}$
コンクリート	22.5	0.22	-	$2.35 \times 10^{-7}$

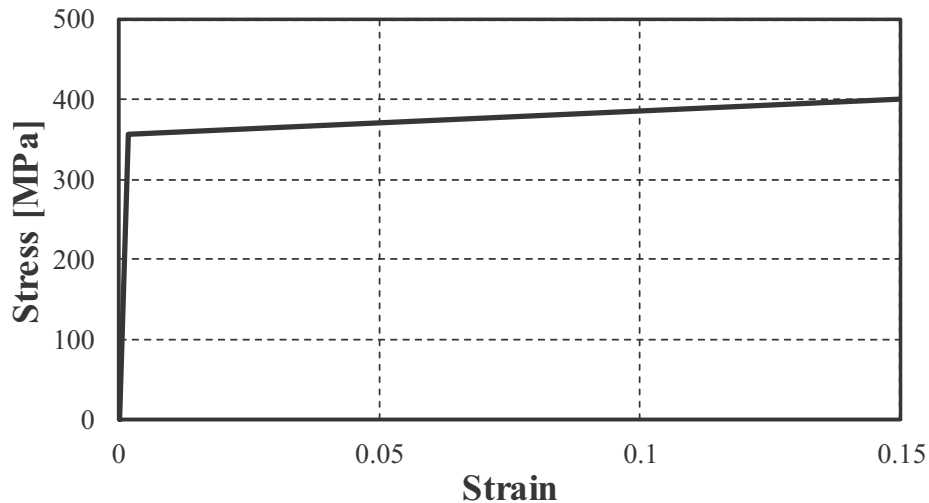


図 2-2 鋼材の公称応力-公称ひずみ関係

### 2. 2. 3 有限要素モデル

コンクリート充填鋼製橋脚柱の有限要素法による離散化にあたり，図 2-3 に示すような 3 種類の要素を用いた．橋脚柱本体の他，縦補剛材やダイヤフラムを含む鋼材部は 4 節点シェル要素，充填コンクリートは 8 節点ソリッド要素によって離散化を行った．また，橋脚頂部から 1.9m の範囲では，鋼板の塑性化や局部座屈が生じないことを事前の解析によって確認したため，この部分は 2 節点ビーム要素を用いることで総自由度を減少させ，解析時間の短縮を図っている．シェル要素とビーム要素の境界では，シェル要素で離散化した部分が断面形状不変の仮定と平面保持の仮定を満たすように，自由度の拘束を行っている．図 2-4 は解析モデルのメッシュ分割を示している．図中の赤線は F270 モデルの充填コンクリートの高さであり，青線は F135 モデルの高さである．橋脚柱は幅方向に 20 分割，基部から 1 つめのダイヤフラムまでの高さは 18 分割し，要素のアスペクト比を 1 とした．1 つめのダイヤフラムから 2 つめのダイヤフラムまでの高さでは 15 分割，2 つめのダイヤフラムから 3 つめのダイヤフラムまでの高さは 12 分割とした．橋脚上部の梁要素は 50 分割とし，縦方向補剛材は幅方向に 2 分割としている．

解析では汎用有限要素解析プログラムである MSC. Marc2005r2 を用いた．

地震応答解析における時間方向の積分手法として，最も一般的に用いられてい

る Newmark  $\beta$  法 ( $\beta=0.25$ ) を使用し, 積分時間間隔を  $\Delta t=0.005$  としている. 有限変形問題の解法として, 変形後の幾何形状を基底座標系とする更新ラグランジュ法を採用している. 各増分での収束計算ではニュートン・ラプソン法によって収束解を求めている.

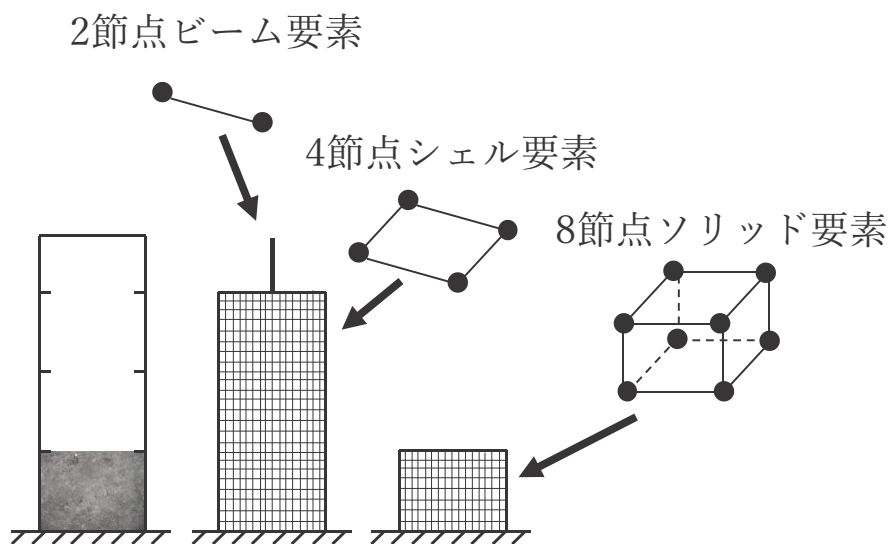


図 2-3 使用した要素の種類

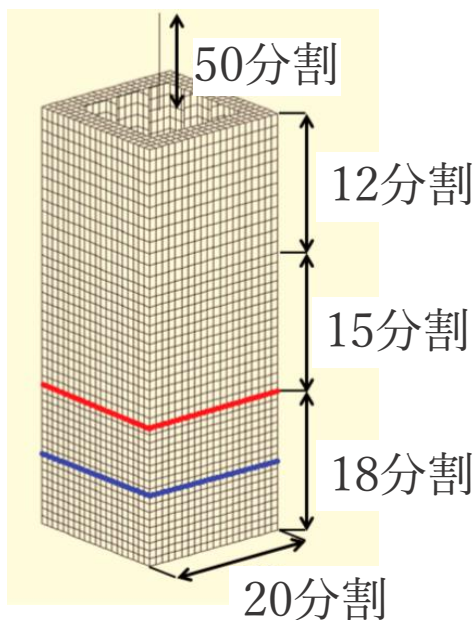


図 2-4 メッシュ分割

本章では, コンクリート充填鋼製橋脚が地震荷重を受けることにより, 鋼板と

充填コンクリート間で生じる剥離と接触を鋼板と充填コンクリート間の接触問題と仮定し、拡張ラグランジュ法<sup>53)</sup>を用いることで両者の接触を考慮した(図2-5)。図に示すように、鋼板と充填コンクリートの間に引張力が作用することにより、剥離が発生し、二者間の距離 $g_0$ が生じる。その後、圧縮力が生じることで、二者間の距離 $g_0$ が $g$ となる。この $g$ が接触判定値 $\varepsilon$ 以下となった時、鋼板と充填コンクリートは接触していると判定され、一体となって挙動する。

なお、鋼板と充填コンクリート間の摩擦力 $t_f$ は、矩形断面の場合、角部のみに局所的に作用するため、橋脚全体の挙動への影響は小さい<sup>36)</sup>。そのため、本研究では摩擦力を無視し、接触力 $t_n$ のみを考慮する事で、鋼板と充填コンクリートの界面挙動を単純化した。

拡張ラグランジュ法は、接触したと判定された接触面同士に剛性を有する仮想的なバネを挿入することによって力の釣り合いを保ち、貫通の大きさが許容値を超えた場合、反復計算によって貫通を是正する。この2段階の計算によって、収束性と精度に優れた手法である。しかしながら、全ての範囲で拡張ラグランジュ法を用いた場合では、解析時間が長くなることが考えられるため、比較的離間の距離の短い縦補剛材と充填コンクリート間には、引張方向の剛性が極めて小さい非線形バネ要素を用いている。

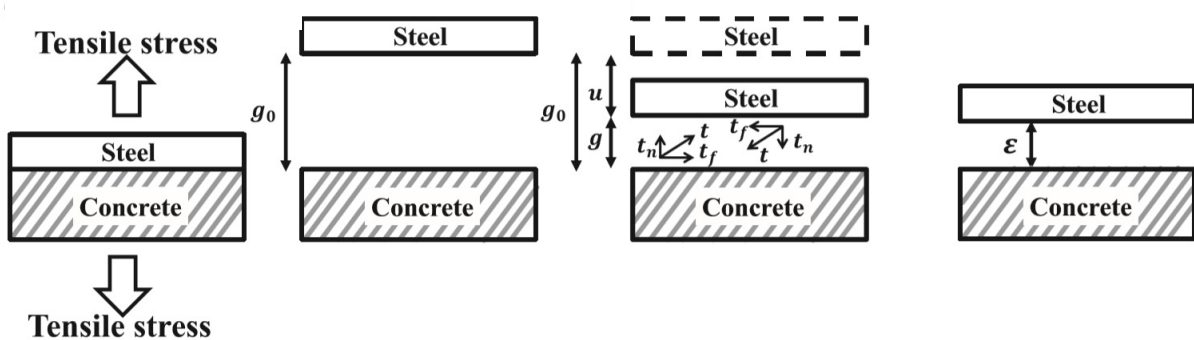


図 2-5 接触が生じる界面の挙動

## 2. 2. 4 境界条件

解析モデルの境界条件として、橋脚基部の変位と回転角を拘束し、柱の頂部に各地震波による地動加速度を与えている。現在の道路橋示方書では、鉛直方向の地震動が上下部構造の耐震性に与える影響は一般に小さいのでこれを考慮しなくてもよいとされており、水平2方向の地震動が同時に最大値を取る可能性は低いことから、水平2方向の慣性力を独立に橋梁に作用させてよいとされている。しかしながら、実際の地震動は3方向の成分を有しており、ハイブリッド地震応答実験より、多方向入力の方が橋脚の損傷が大きくなるという結果も得られている<sup>23)</sup>。そのため、本章では North-South( $a_{NS}$ )、East-West( $a_{EW}$ )、Up-Down( $a_{UD}$ )方向の3方向成分を慣性力として柱頂部に作用させている。加えて、柱頂部には上部構造の質量として1,400tonの死荷重を与えている。(図2-6)

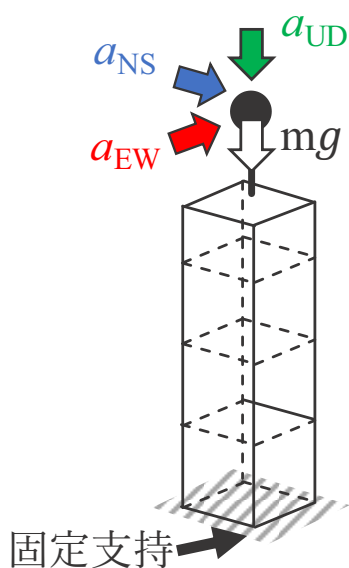


図 2-6 橋脚の解析条件

## 2. 2. 5 レイリー減衰

構造物が加速度を受けることで生じる減衰力は、各部材の粘性減衰、部材の塑性化による履歴減衰、振動エネルギーが系の外へ流出する散逸減衰などから構成され、これらを完全にモデル化することは困難である。現在の道路橋示方書では、レイリー型減衰を標準的な減衰モデルとされており、本研究でも式(2-3)に示すレイリー減衰を減衰モデルとして解析モデルに与えている。

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (2-3)$$

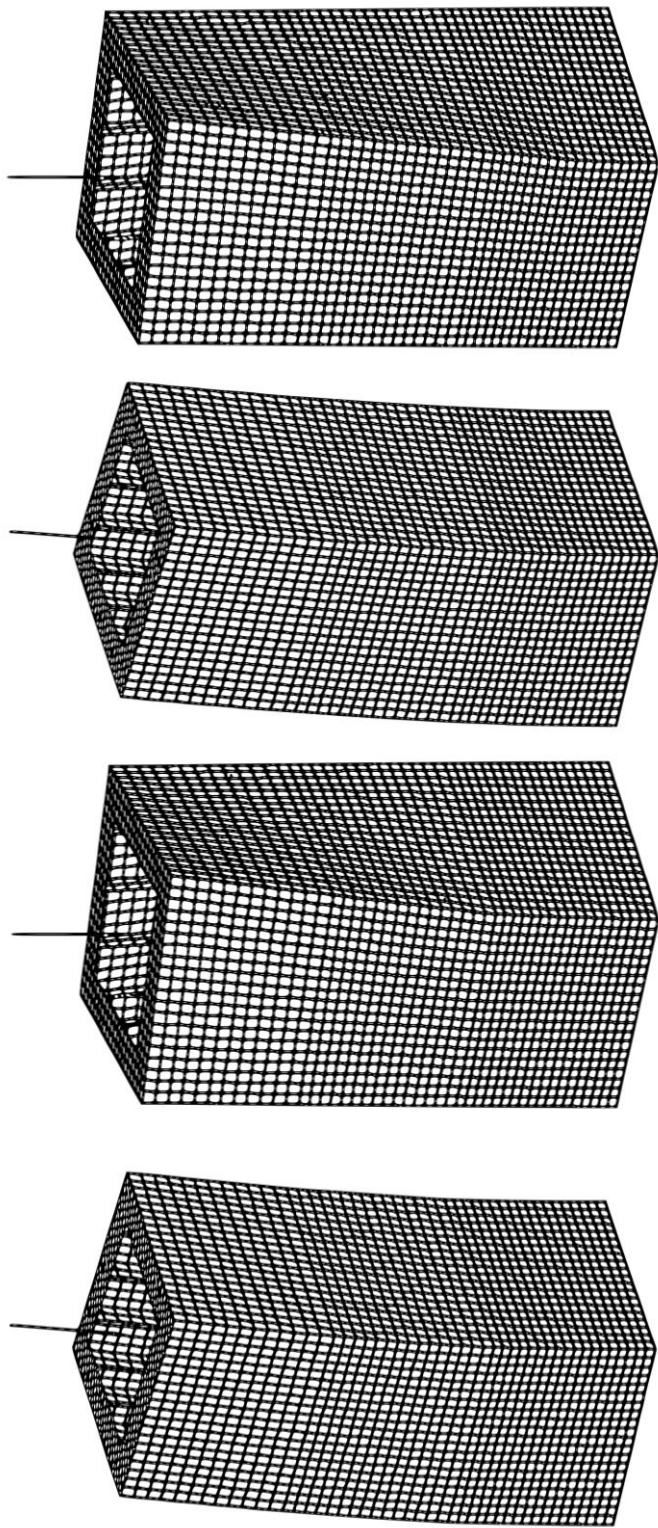
ここで、 $[C]$ 、 $[M]$ 、 $[K]$ はそれぞれ減衰マトリクス、質量マトリクス、剛性マトリクスであり、 $\alpha$ 、 $\beta$ は質量比例減衰、剛性比例減衰と呼ばれている定数である。 $\alpha$ 、 $\beta$ は単柱式橋脚の場合、次の式(2-4)で求められる。

$$\begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = 2 \frac{\omega_1 \omega_2}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \begin{bmatrix} \omega_1 & \omega_2 \\ -\frac{1}{\omega_2} & \frac{1}{\omega_1} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} h_1 \\ h_2 \end{Bmatrix} \quad (2-4)$$

上式中、 $\omega_1$ 、 $\omega_2$ は1次モード、2次モードの橋脚の固有円振動数であり、 $h_1$ 、 $h_2$ は各モードの減衰定数である。この減衰定数は一般的な鋼構造物では $h_i = 0.02$ が用いられ、解析モデルの減衰定数も同様である。レイリー型減衰マトリクスの各係数を求めるためには、対象構造物の固有円振動数が必要となる。そこで、各解析モデルの固有値解析を行い、各モデルの1次モード、2次モードの固有円振動数を求めた。各モデルの固有円振動数、レイリー型減衰マトリクスの各係数を表2-2に示す。それぞれの振動モードは図2-7のようになる。

表 2-2 各モデルの固有振動パラメータ

	1次固有円振動数 [rad/sec]	2次固有円振動数 [rad/sec]	質量比例 減衰定数 $\alpha$	剛性比例 減衰定数 $\beta$
F270	15.425	38.646	0.441	$7.40 \times 10^{-4}$
F135	13.594	36.155	0.395	$8.04 \times 10^{-4}$



(a) F270 モデルの  
一次固有周期

(b) F270 モデルの  
二次固有周期

(c) F135 モデルの  
一次固有周期

(d) F135 モデルの  
二次固有周期

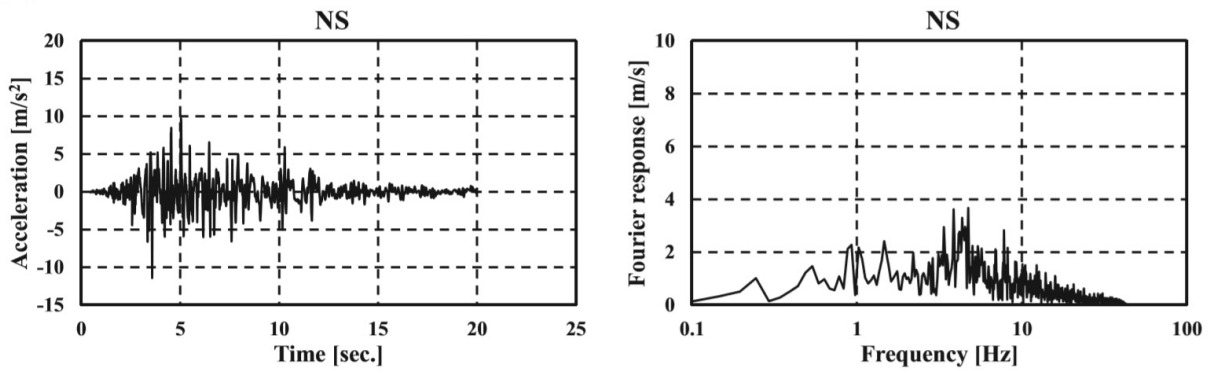
図 2-7 解析モデルの固有振動モード



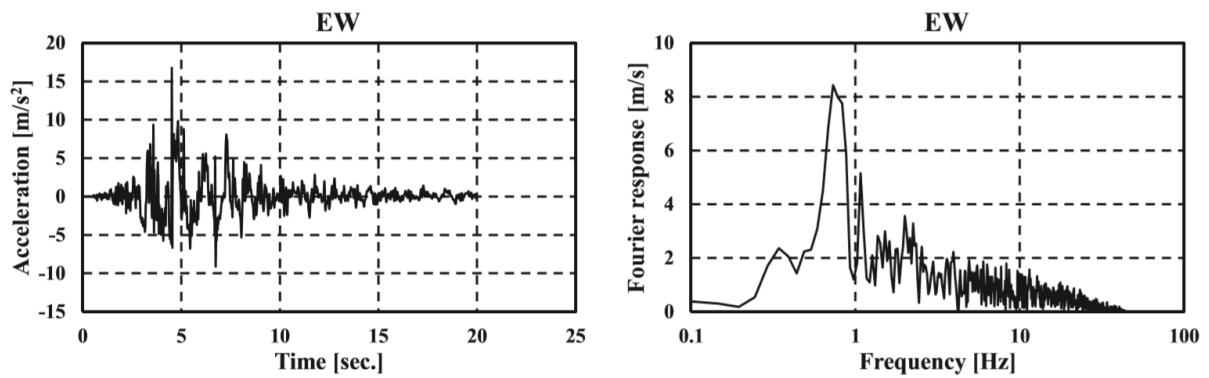
## 2. 2. 6 入力地震波

2004年の10月に発生した新潟県中越地震を入力地震波として用いた。地震による加速度のデータは気象庁の強震観測のウェブページより入手し、解析時間の軽減のために、初期微動などの橋脚に損傷を与えないような小さい加速度の領域はカットし、主要動の前後の範囲のみを図2-8に示すように入力地震波として用いている。図中の右側はそれぞれの方向の入力地震波のフーリエスペクトルである。

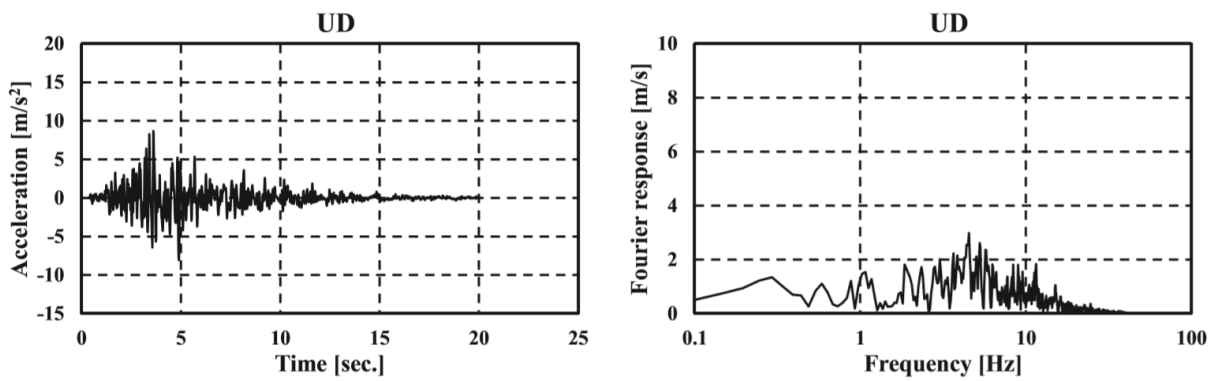
新潟県中越地震では図2-8(b)に見えるようにEW方向に特に大きい加速度が作用しており、4.5secで $16.8\text{m/s}^2$ の非常に大きい加速度が作用している。フーリエスペクトルからもEW方向は他の方向に比べて大きく卓越していることが明らかであり、特に0.6~0.9Hzにかけて約2~8m/sと最も大きい値を示している。このことから、新潟県中越地震の地震波は構造物に大きな損傷を与える低周波成分を多く有する地震波であることがわかる。



(a) Nouth-South



(b) East-West



(c) Up-Down

図 2-8 新潟県中越地震の抽出地震波とフーリエスペクトル

## 2. 3 解析結果

### 2. 3. 1 柱頭部応答変位

図 2-9 は F270D モデルの NS 方向の柱頭部応答変位履歴である。図に示すように 3sec 以降で橋脚は激しく振動していることがわかる。しかしながら、この応答変位履歴では橋脚の挙動の詳細を把握することは難しい。そのため、本研究では変位振幅の中心を捉えるために移動平均を用いた。この移動平均は変位履歴の 1.0sec 毎の平均を用いることで履歴曲線を平滑化した。そして、橋脚柱頭部の挙動を地震動の開始時から終了時までを 4 つの段階に分けた。図 2-9 中に示すように、地震開始時から主要動までを第一段階、主要動によって橋脚に大きな変位が生じ、柱頭部の振動の中心が原点から移動する範囲を第二段階、その後、地震動が小さくなり、変位の振幅が小さくなるまでを第三段階、第三段階から地震終了時までを第四段階とした。

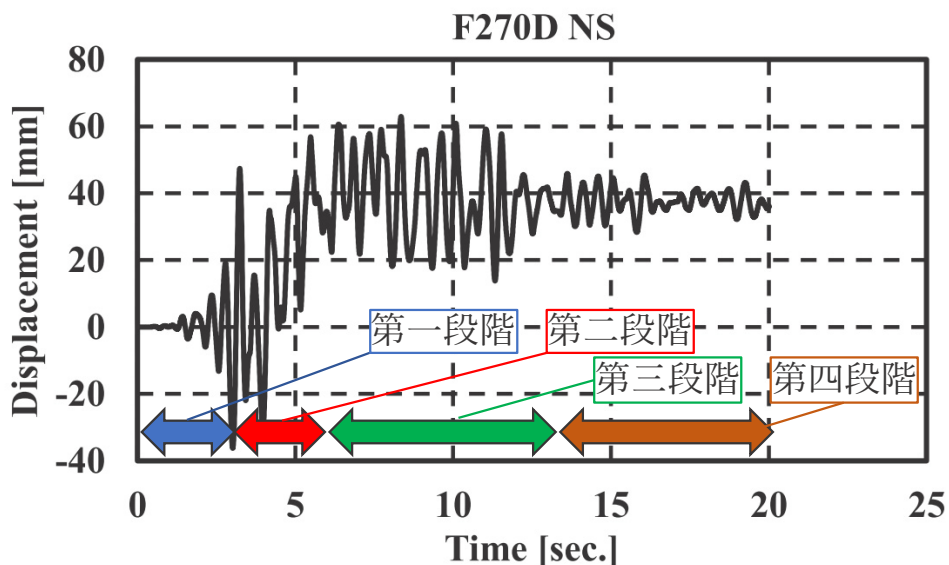


図 2-9 F270D モデルの NS 方向応答変位履歴

図 2-10, 2-11 は解析モデルの柱頭部応答変位履歴の移動平均曲線である。図中の太い線は剥離を考慮したモデルの変位であり、細い線は剥離を考慮していないモデルの変位を示している。さらに、図の縦軸のスケールは NS 方向と EW 方向で異なることに注意されたい。図 2-10 より、橋脚の挙動は 4 つのステージに分けることが出来る。図 2-10(b)のモデル F270D の EW 方向より、第 1 段階ではモデルは原点を中心として振動していることが分かる。この段階は約 4.6sec まで続き、次のステージでは 5.8sec で振動の中心は -100mm まで移動する。そして、第三段階では -90mm から -120mm の間を振動し、9sec 以降の最終段階では移動平均は -110mm 付近に収束している。

図 2-11 に示すように、F270B モデルの NS 方向では、第一段階から第二段階に向かうにつれて柱頭部変位は徐々に大きくなっている。EW 方向では、第三段階以降で変位は小さくなり、約 -90mm に収束している。

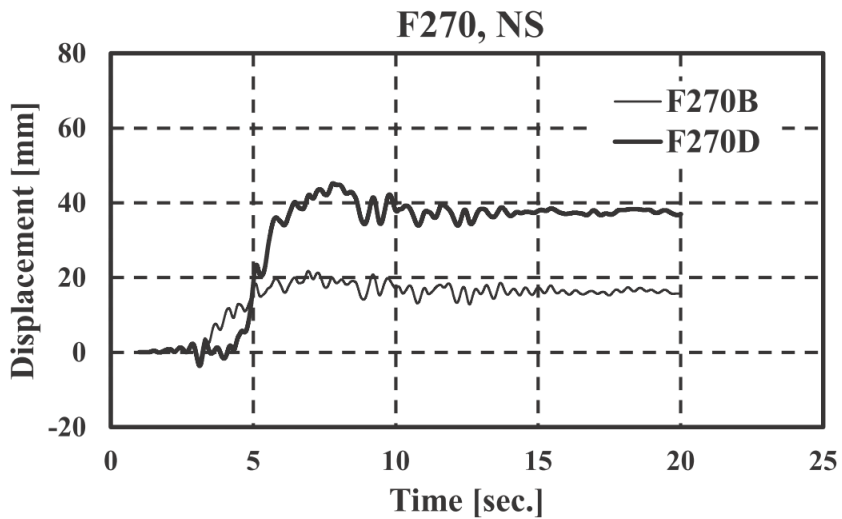
このため、コンクリート充填高さが 2.7m のモデルでは、剥離を考慮することによって、剥離を考慮していないモデルより大きく傾いていることが明らかである。そして、どちらのモデルも強震部以降で移動平均がほとんど小さくならないことから、柱頭部の傾きは残留変形となっている。

一方、第一段階の終了する 4.8sec 以降で、F135D モデルの NS 方向柱頭部変位の移動平均は大きくなる。第二段階では 6.5sec で移動平均は 70.5mm に達し、9sec 以降では橋脚柱頭部は 50 から 65mm の間をシフトする。そして最終段階では、柱頭部は 55mm を中心に振動する。EW 方向では、移動平均は 4.7 から 5.9sec で急激に大きくなる。8.1sec で移動平均は -161.9mm に達し、8.1sec 以降では柱頭部は -130mm を中心として振動している。

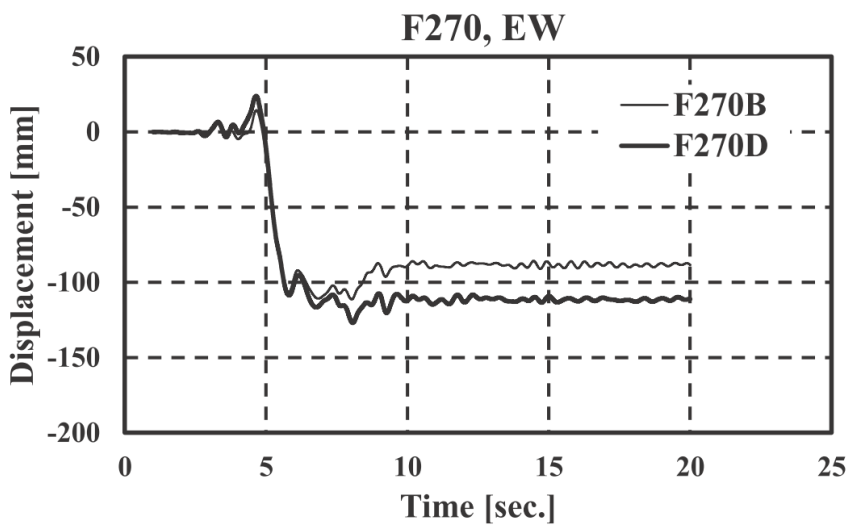
F135B モデルの NS 方向では、移動平均が大きくなるのは F135D モデルよりも早いものの、F135D モデルの方が移動平均は大きい。最終段階では、橋脚は 40mm を中心として振動している。EW 方向の橋脚の応答は F135D モデルとほとんど同様である。

この結果より、鋼板と充填コンクリート間の剥離を考慮することによって、橋脚の応答変位が大きくなり、地震後の橋脚の傾きも大きくなることが明らかである。一方、コンクリート充填高さの小さいモデルでは、最も大きい変位が生じて

いる EW 方向の応答では剥離の影響は見られなかった。

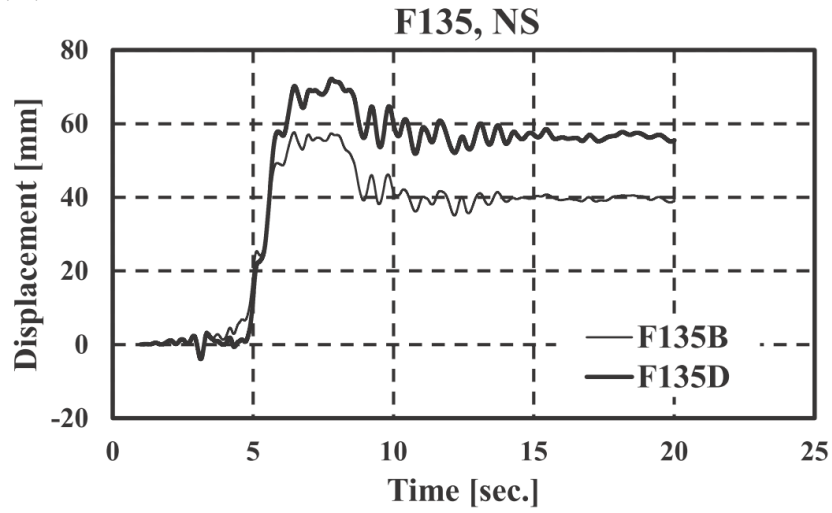


(a) North-South

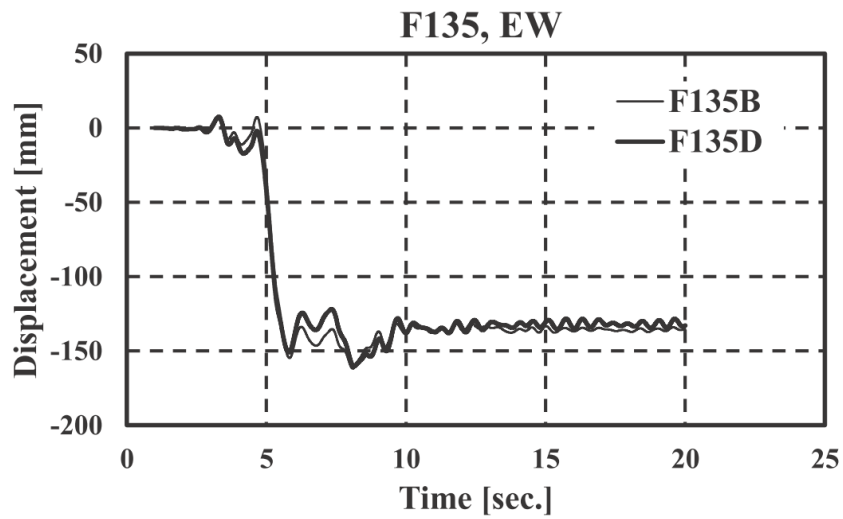


(b) East-West

図 2-10 F270 モデルの柱頭部応答変位履歴



(a) North-South



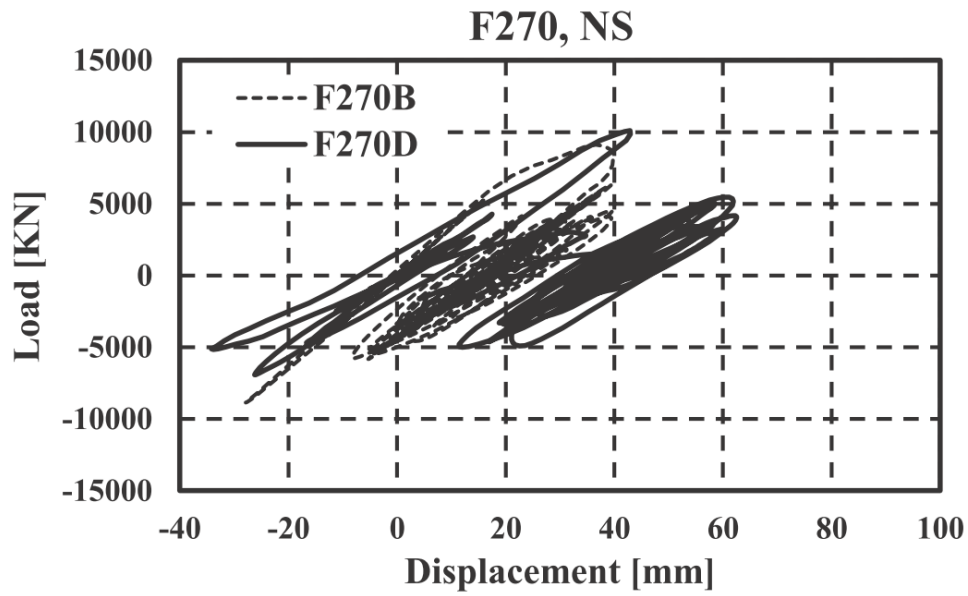
(b) East-West

図 2-11 F135 モデルの柱頭部応答変位履歴

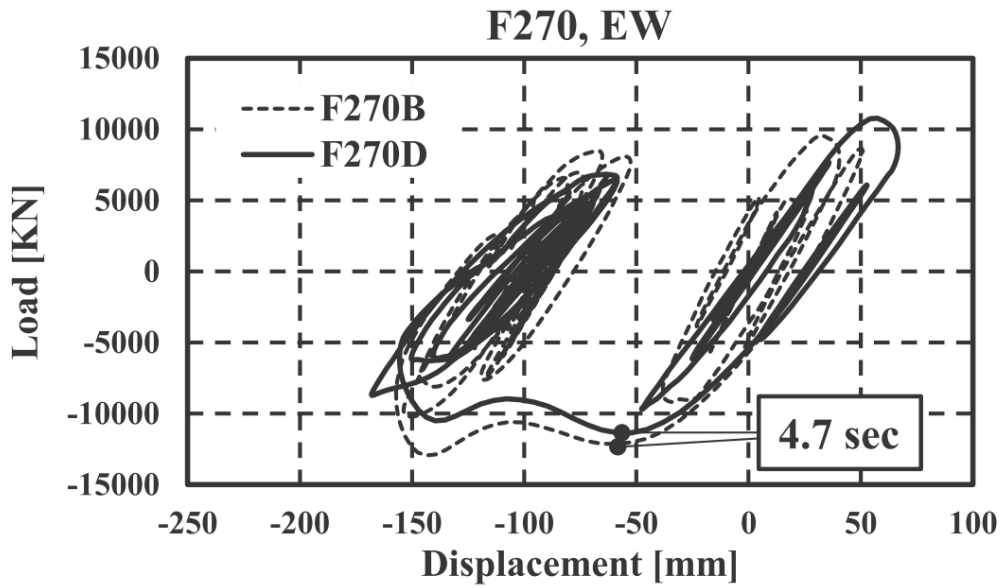
図 2-12, 図 2-13 は橋脚の水平方向の水平復元力-水平変位関係を示す。これらの図では, 柱頭部応答変位履歴と同様に太線は剥離を考慮したモデルの荷重-変位関係, 細線は剥離を考慮していない場合の荷重-変位関係である。

図 2-12(b)より F270D モデル, F270B モデルともに第二段階に達した 4.7sec 以降で原点からシフトしている。第三段階, 第四段階では両モデルの剛性は第一段階よりも小さくなっていることがわかる。この傾向はコンクリート充填高さが 1350mm のモデルも同様に確認できる。加えて, 第一段階から F270D モデルの剛性は F270B モデルの剛性よりも小さい。このため, 剥離は橋脚の剛性を小さくすることが明らかである。一方, 図 2-13 に示すコンクリート充填高さが 1350mm のモデルの荷重-変位関係の軌跡は剥離の有無に関わらず, ほとんど一緒である。つまり, コンクリート充填高さが 1350mm のモデルでは剥離は橋脚の剛性にほとんど影響を及ぼしていない。

以上の結果より, コンクリート充填高さが 1350mm のモデルでは剥離を考慮することによって応答変位は大きくなるものの, 橋脚の剛性への影響は確認できなかった。



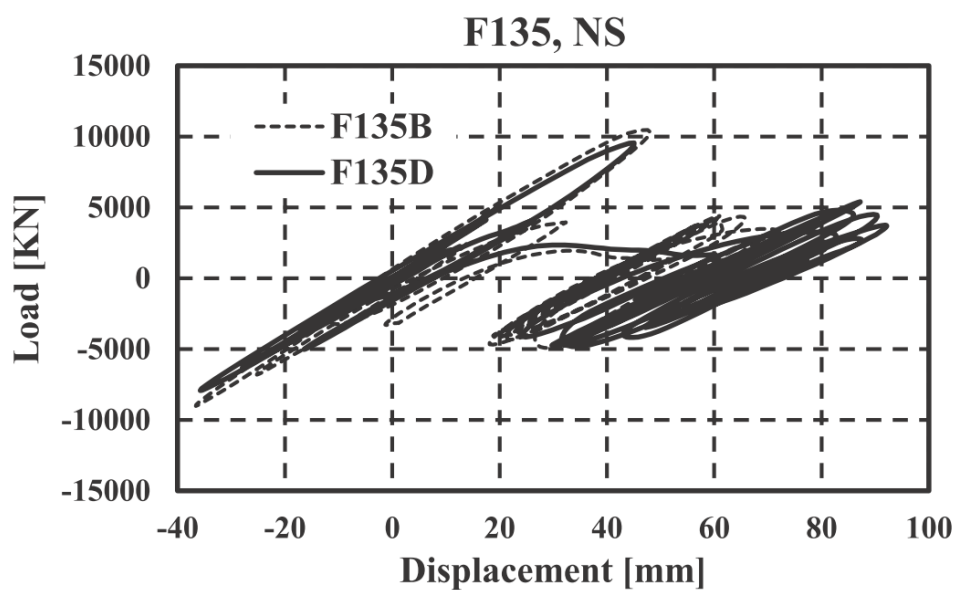
(a) North-South



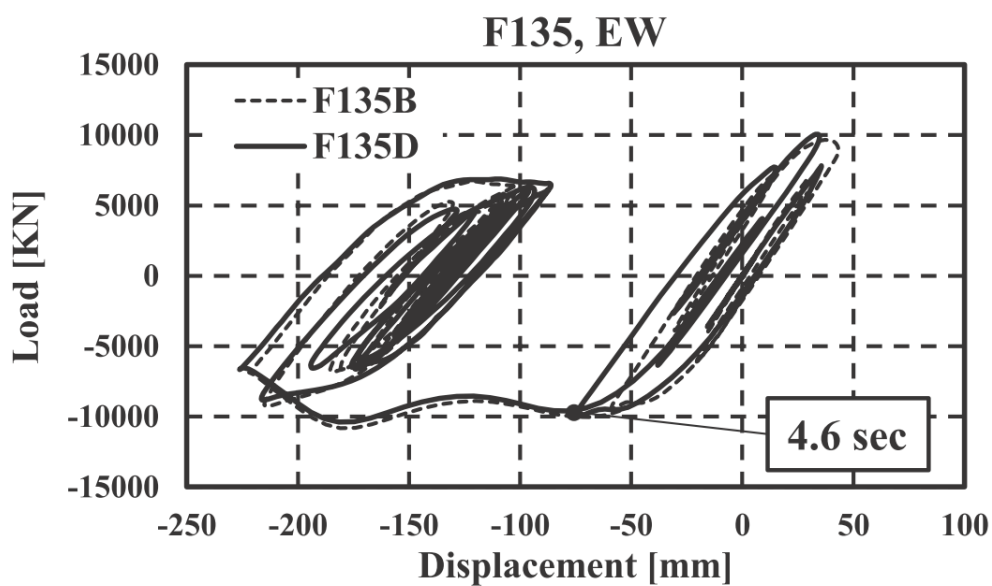
(b) East-West

図 2-12 F270 モデルの荷重-変位履歴





(a) North-South



(b) East-West

図 2-13 F135 モデルの荷重-変位履歴

荷重-変位履歴より得られた最大荷重を表 2-3 に示す。表に示した最大水平荷重  $H_{\max}$  は次の式(2-5)により計算している。

$$H_{\max} = \sqrt{H_{\text{NS}}^2 + H_{\text{EW}}^2} \quad (2-5)$$

ここで  $H_{\text{NS}}$  と  $H_{\text{EW}}$  はそれぞれ NS, EW 方向の荷重である。

F270D モデルの最大荷重は 11,420kN であり, F270B モデルは 13,003kN である。F270B モデルは F270D モデルよりも約 14% 荷重が大きくなっている。コンクリート充填高さが 1,350mm のモデルでは, F135B モデルと F135D モデルの最大荷重の差は 4% となっており, 荷重-変位履歴同様に剥離の考慮の有無による差は小さくなっている。

表 2-4 は地震荷重下の橋脚柱頭部の最大水平応答変位と地震終了時の残留変位を示している。ここで, 水平変位  $\delta$  は次の式(2-6)より与えられる。

$$\delta = \sqrt{\delta_{\text{NS}}^2 + \delta_{\text{EW}}^2} \quad (2-6)$$

ここで,  $\delta_{\text{NS}}$ ,  $\delta_{\text{EW}}$  はそれぞれ NS, EW 方向の変位である。

残留変位は地震終了前の 1sec 間の平均から推定した。コンクリート充填高さが 2,700mm のモデルでは, 剥離を考慮した F270D モデルの最大変位は 184.2mm, それに対して剥離を考慮していない F270B モデルでは 158.9mm となり, 剥離を考慮することによって最大水平変位は 16% 大きくなっている。F270D モデルの残留変位は 117.2mm, F270B モデルは 89.9mm となり, F270D モデルの残留変位は F270B モデルよりも 30% 大きくなっている。

一方, コンクリート充填高さが 1,350mm の橋脚では, F135D モデルの最大水平変位は 237.7mm, F135B モデルは 229.2mm であり, 両モデルの差は 4% となっている。残留変位もそれぞれ 144.2mm, 141.1mm となっており, その差は 2% である。

これらの結果より, 剥離を考慮することにより橋脚の剛性は低下し, 地震荷重下で橋脚の応答変位が大きくなることが明らかである。コンクリート充填高さが 1.35m のモデルの EW の応答変位に差がない理由として, コンクリート充填高さが低く, 剥離の生じる範囲が小さいため, 橋脚の剛性への影響が小さかったと考

えられる。

表 2-3 橋脚の最大荷重

	最大水平荷重 [kN]
F270D	11,420
F270B	13,003
F135D	10,574
F135B	11,047

表 2-4 橋脚柱頭部の最大応答変位と残留変位

	最大水平変位 [mm]	残留変位 [mm]
F270D	158.9	89.9
F270B	184.2	117.2
F135D	229.2	141.1
F135B	237.7	144.2

### 2. 3. 2 鋼板の面外変形

図 2-14 は第二段階以降の各モデルの変形形状を示している。図中の実線はコンクリートの充填高さであり、点線はダイヤフラムの位置である。図 2-14(a) の 4.6sec で小さい面外変形が右側前面に発生している。4.6sec 以降では、5.0sec から 5.8sec に図のようにコンクリート上部で 4 つの半波の面外変形が急激に進展している。この面外変形は地震荷重後も残留変形として残っている。F270B モデルも F270D モデルと同じように面外変形は第二段階で進展する。しかしながら、F270D モデルとは異なり、第二段階以降では変形は大きくなっていない。図 2-14(c) に示すように、F135D モデルの鋼板の変形もまた第二段階で大きく進展している。5.3sec では、コンクリート充填部の鋼板に面外変形が確認できる。この段階以降、地震荷重によってこの変形は大きくなっている。F135B モデルのコンクリート直上に生じる変形の分布は F135D モデルと非常に似ている。だが、F135D モデルで確認されたコンクリート充填部の変形は見られない。

図 2-15 は図 2-14 の変形図中に示した黒点の鋼板とコンクリートの面外方向の変形の履歴を示す。図中の縦軸の正の値は橋脚から離れる方向の変位を示し、負の値は橋脚に近づく方向である。そして、黒線は鋼板の変位であり、灰線はコンクリートの変位を表している。F270D モデルでは、鋼板は第一段階の約 2.7sec で面外方向にたわみ始める。この後、鋼板が橋脚から離れる方向にたわむ時のコンクリートの変位はとても小さく、鋼板が負の方向に変位する場合には、鋼板とコンクリートが一体となって挙動している。この結果より、地震荷重下で鋼板とコンクリートは接触と剥離を複数回繰り返していることがわかる。第二段階の 4.9sec 以降では、鋼板は面外方向に変形を行い、コンクリートとの接触は生じていない。鋼板の面外方向変位の最大値として 5.8sec で 9.0mm の変位が生じ、第三段階以降では、約 6.0mm を中心として振動を行っている。

F135D モデルでは、F270D モデルと比べて大きい面外変形が生じているため、グラフの縦軸が異なることに注意されたい。グラフのスケールの都合上、明瞭ではないが F270D モデル同様に第一段階では鋼板とコンクリートは接触と剥離を繰り返している。4.8sec 以降で、鋼板の面外変形は橋脚柱頭部変位と同じように急激に変形が進展している。この面外変形は第三段階の 7.4sec で 55.8mm に達している。約 9.0sec 以降で鋼板の面外変位は局部座屈のため 46.0mm を中心として振動している。

この結果より、鋼板に明らかな面外変形が見られた F135D モデルだけではなく、変形は見られなかった F270D モデルでも主要動によって、鋼板と充填コンクリートには剥離が生じ、両者は離れたままであることが分かった。このため、充填部に明らかな面外変形が生じていない場合も、鋼板と充填コンクリートには剥離が生じ、圧縮側ではコンクリートが力を負担していないことが明らかである。

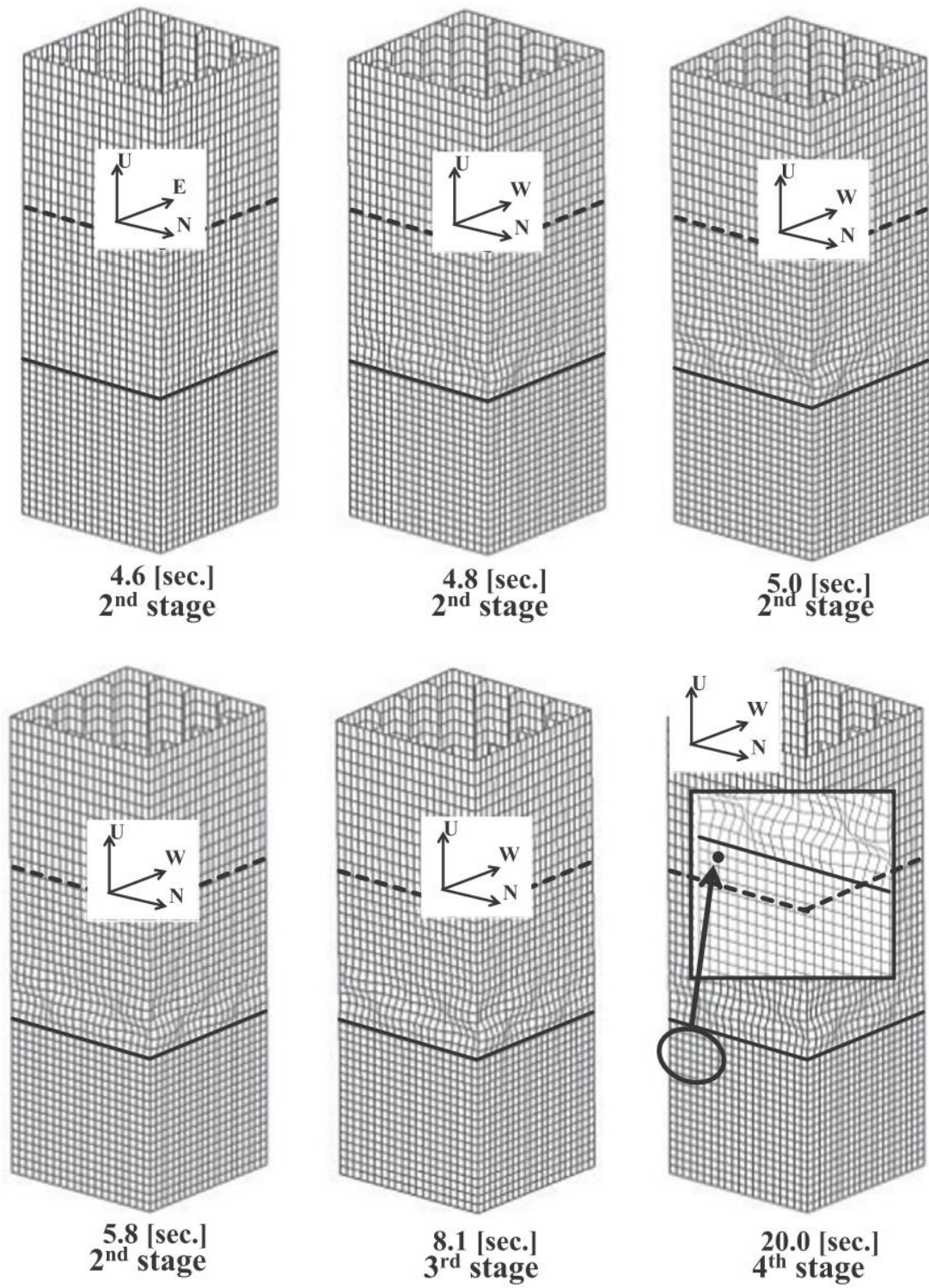


図 2-14(a) F270D の変形図

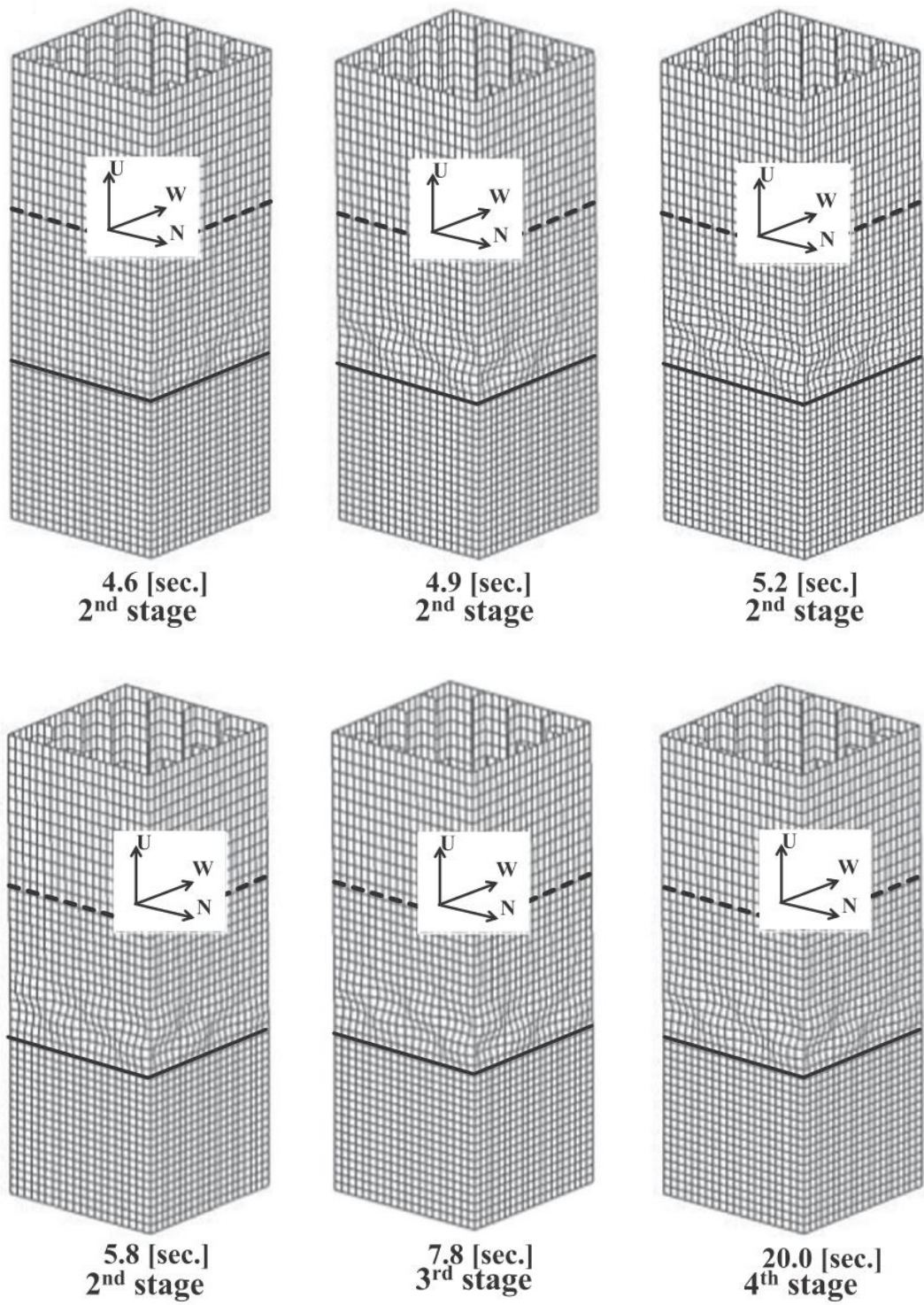


図 2-14(b) F270B の変形図

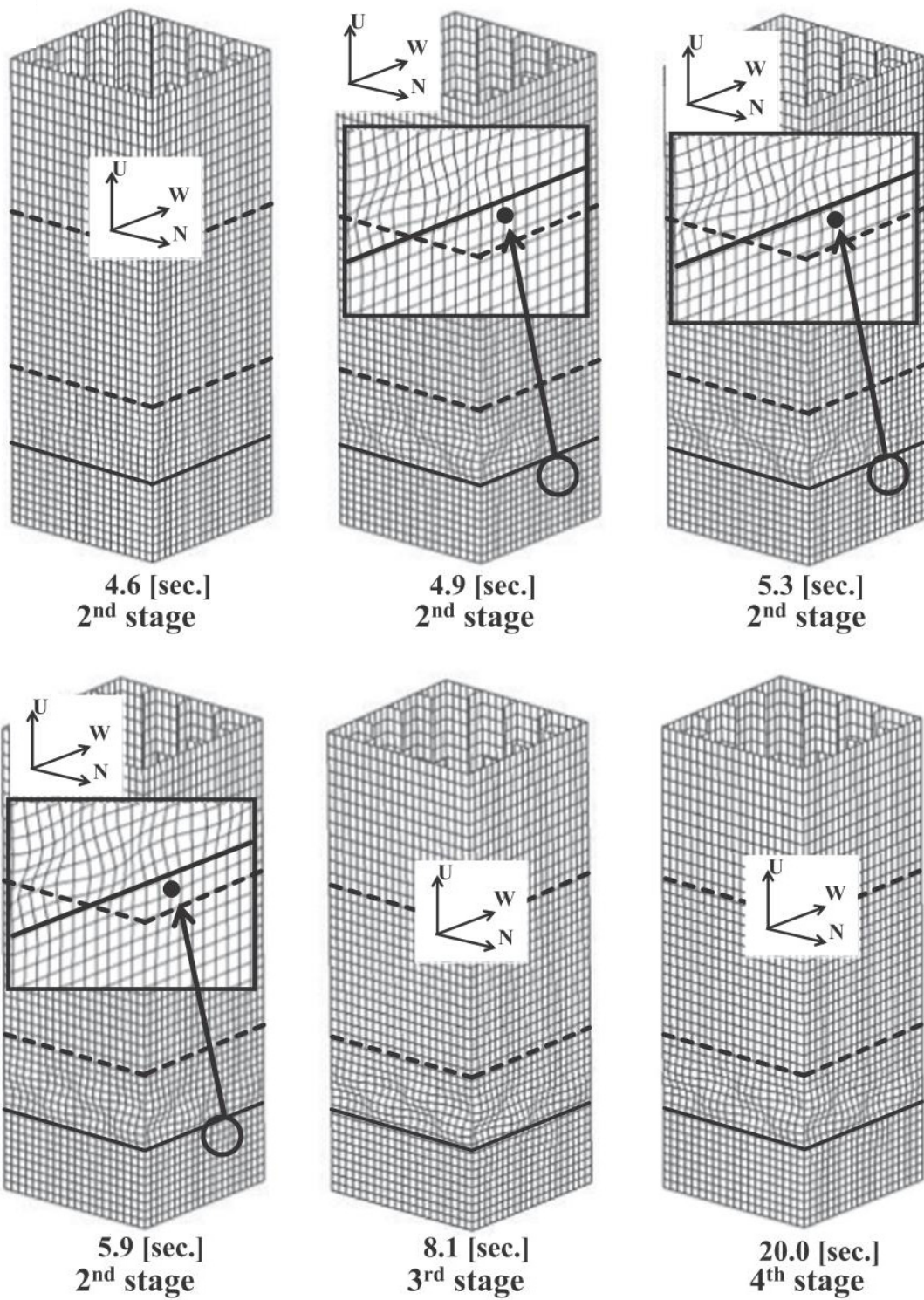


図 2-14(c) F135D の変形図

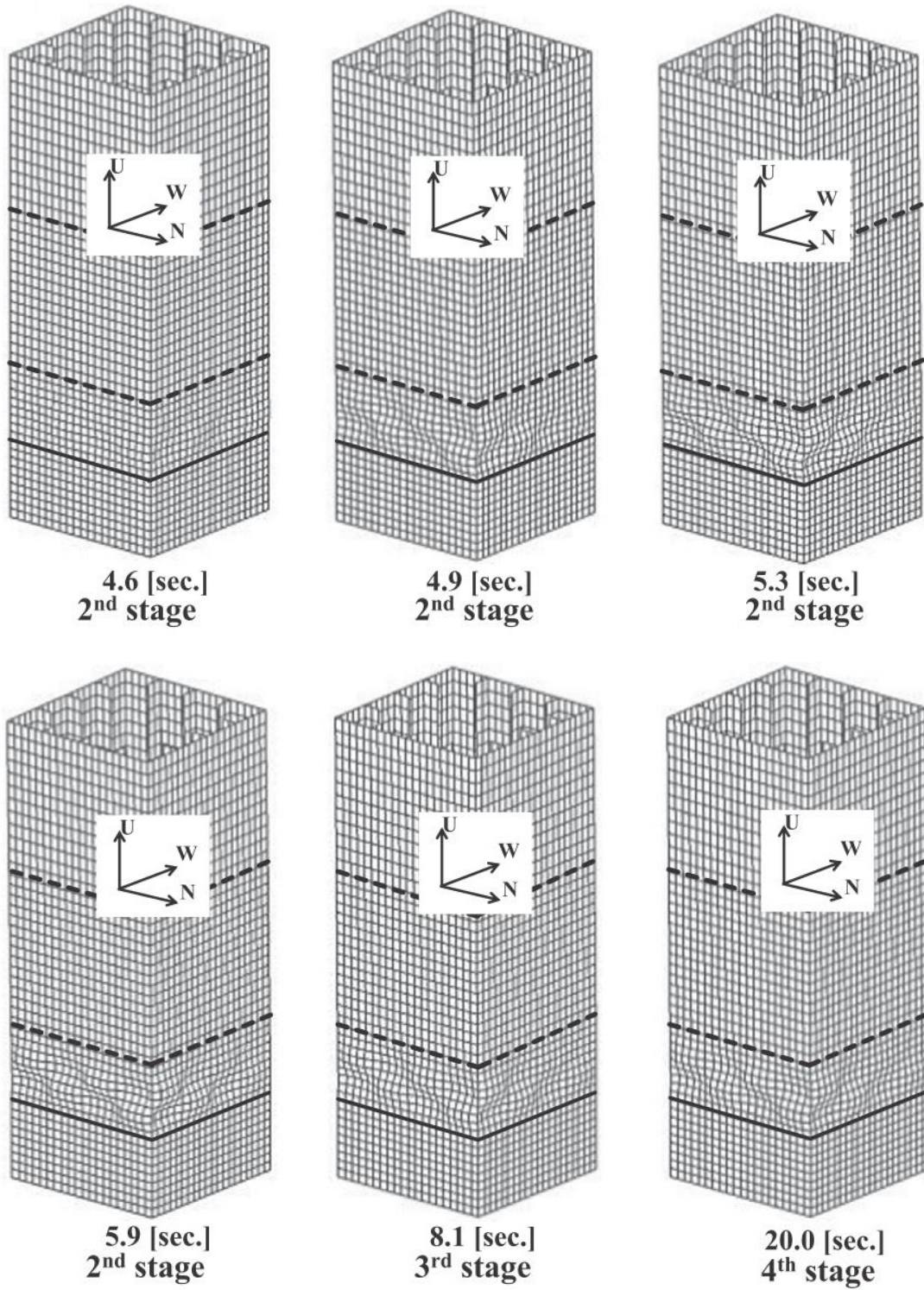
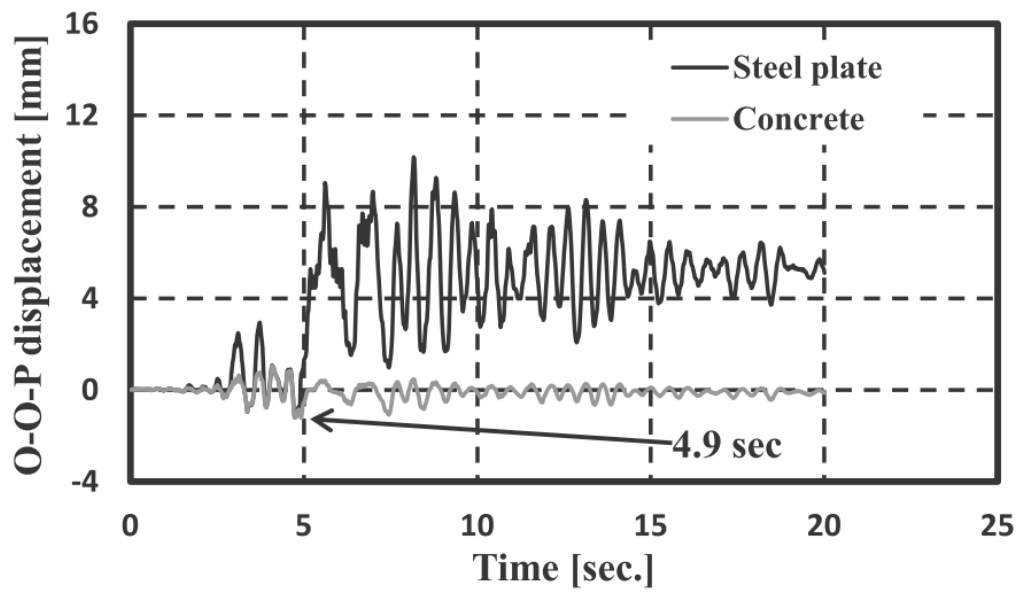


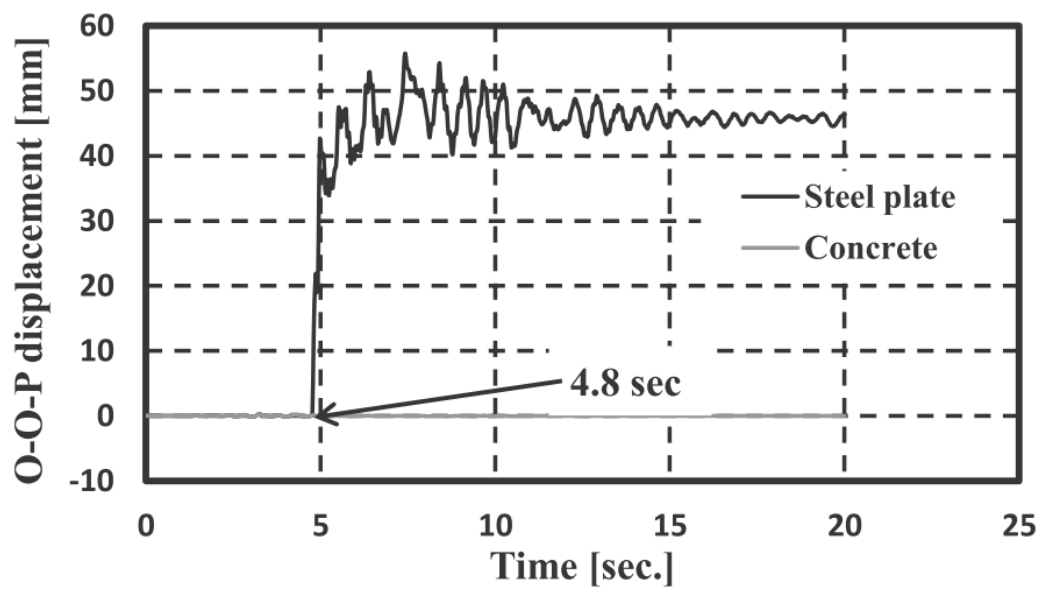
図 2-14(d) F135B の変形図

図 2-14 地震荷重下の各モデルの変形図





(a) F270D



(b) F135D

図 2-15 橋脚基部の面外変形

### 2. 3. 3 鋼板の応力分布

図 2-16 は鋼板の相当応力分布を示している。図中の相当応力は鋼板の中央面から計算されており、実線はコンクリートの充填高さ、点線はダイアフラムの位置を示す。加えて、降伏応力に達している領域は灰色に塗りつぶされている。

第一段階の 2.8sec では、F270D モデルの基部では F270B モデルと比べて大きい応力が生じているが両モデルの差は小さい。第二段階の 5.0sec では両モデルともにコンクリート充填部直上の鋼板の広い範囲で降伏応力に達している。F270D モデルのコンクリート充填部では降伏応力には達していないものの、大きい応力が発生し、特に橋脚の隅角部の応力が大きい。それに対して、F270B モデルの橋脚基部の応力は最大で降伏応力の 20%程度の 71MPa となっており、隅角部の応力も小さい。

コンクリート充填高さが 1350mm のモデルも 2700mm のモデルと同様に第一段階の 2.6sec では応力分布にはほとんど差が見られない。第二段階の 5.0sec では、F135D、F135B モデルともに充填部直上で降伏応力に達している。さらに、F135D モデルでは充填部の鋼板で降伏応力に達している領域が確認できる。この部分は図 2-14 (d)の変形図に示した局部座屈の生じた位置である。それに対して、F135B モデルの基部の応力は最大で降伏応力の 20%程度の 71MPa となっている。

この結果より、剥離を考慮していないモデルでは充填部の鋼板に生じる応力を極めて小さく評価している。このため、剥離を考慮していないモデルでは、コンクリート充填橋脚の鋼板の剛性を過大に評価している。

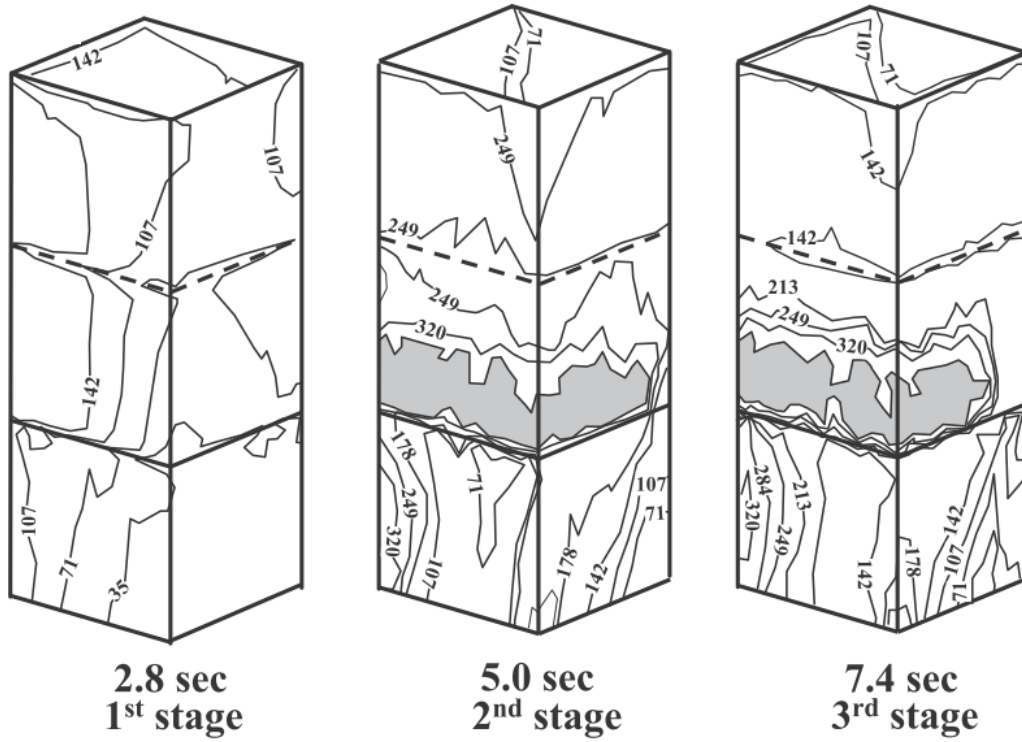


図 2-16(a) F270D モデルの鋼板の相当応力分布

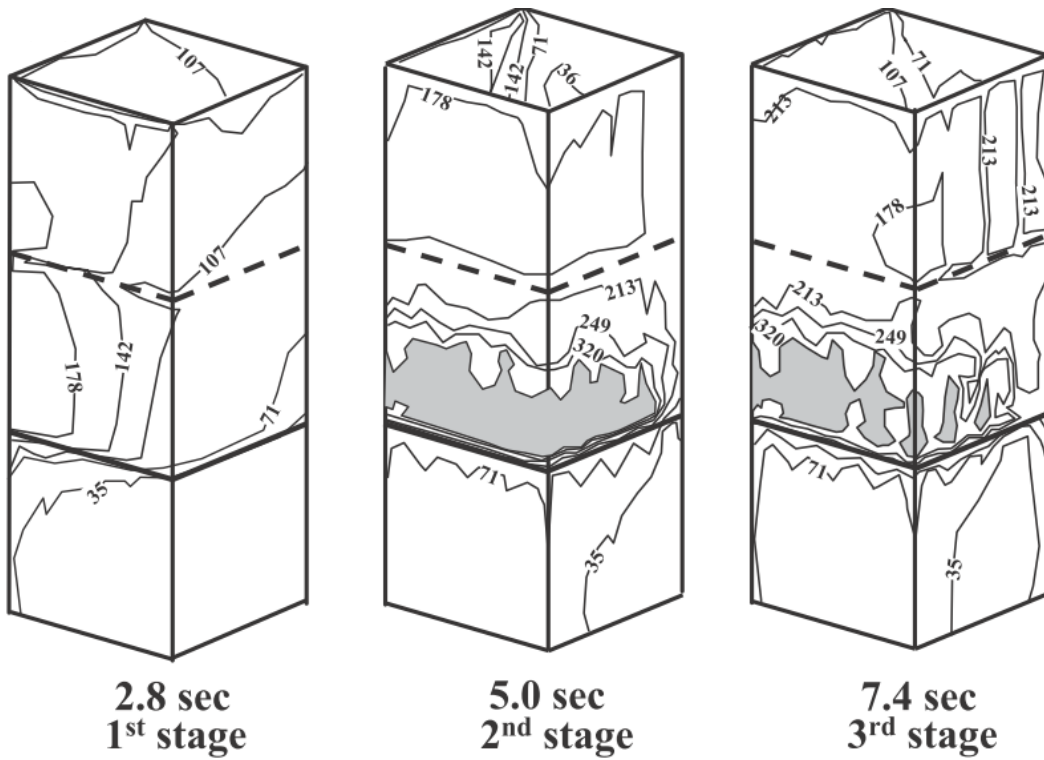


図 2-16 (b) F270B の鋼板の相当応力分布

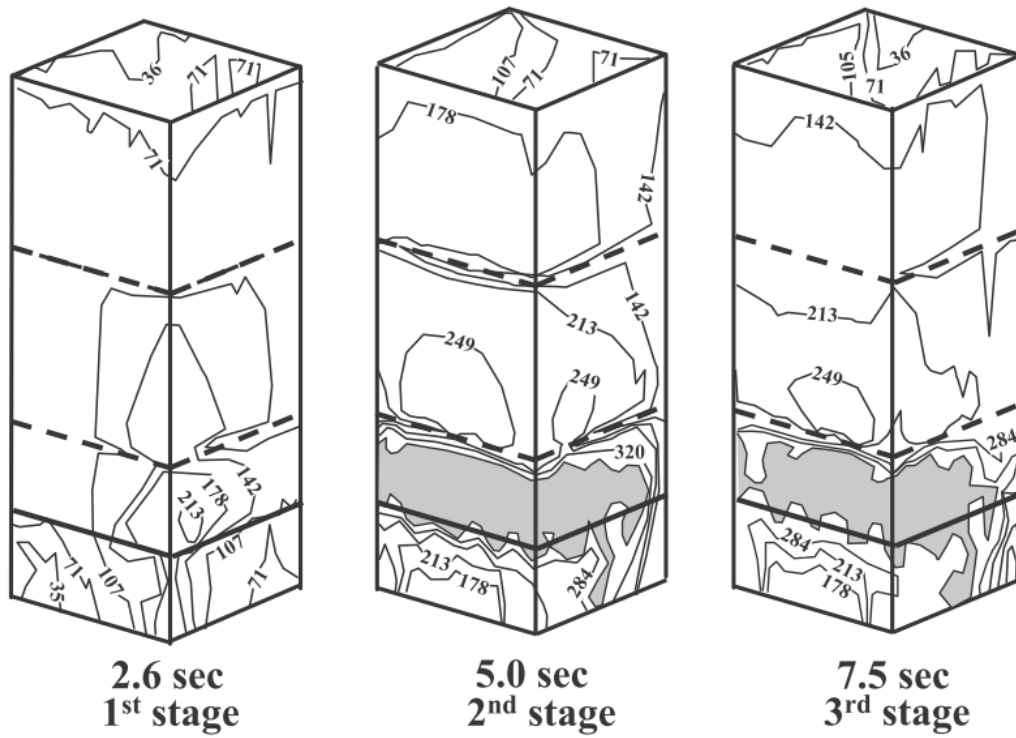


図 2-16 (c) F135D の鋼板の相当応力分布

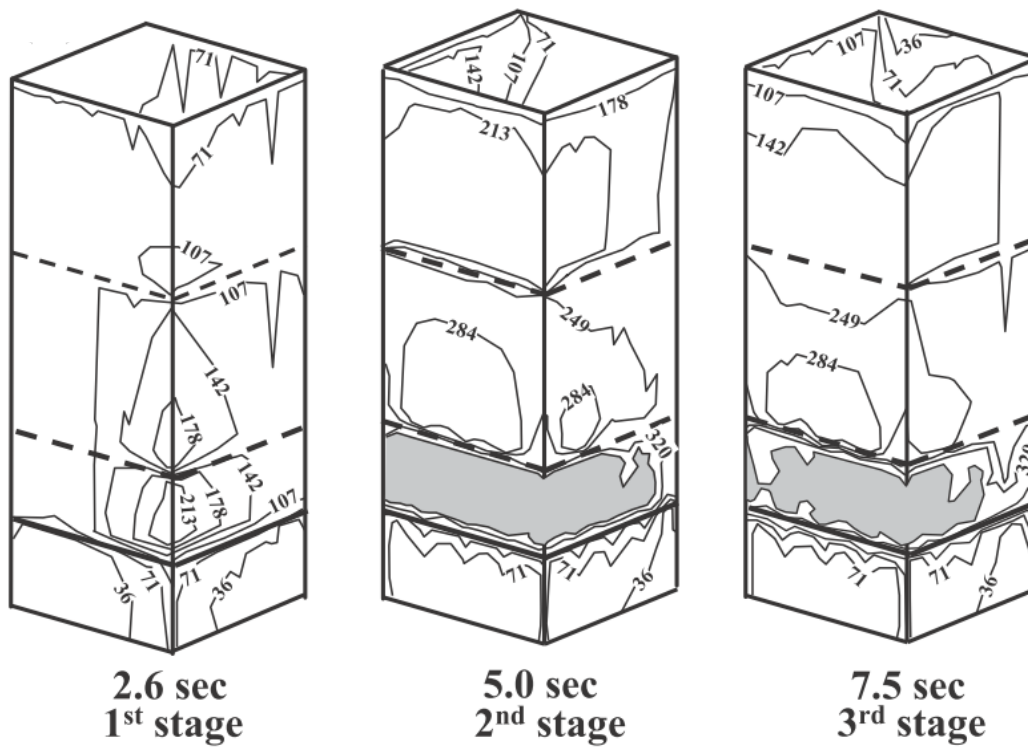


図 2-16 (d) F135B の鋼板の相当応力分布

図 2-16 各モデル鋼板の相当応力分布

## 2. 4 結言

本章では、地震荷重下のコンクリート充填矩形断面鋼製橋脚における鋼板と充填コンクリート間の剥離の影響を明らかとするために、剥離、コンクリート充填高さに着目した地震応答解析を行った。本章で得られた知見を以下にまとめる。

### 1) 剥離の影響

解析結果の図 2-10 および図 2-11 から明らかなように橋脚の挙動は鋼板と充填コンクリート間に生じる剥離による影響を受けている。

剥離の考慮の有無の結果を比べると、剥離を考慮したモデルは考慮していないモデルよりも変位が生じ、地震終了後の橋脚の傾きも大きくなっている。この理由として、図 2-12 および図 2-13 の荷重-変位関係からも明らかなように、鋼板と充填コンクリート間で剥離が生じることにより、橋脚の剛性は小さくなる。

すなわち、剥離は橋脚の耐力を低下させ、地震荷重下でより大きい変位を生じさせる。図 2-16 の相当応力分布より、剥離を考慮することにより、コンクリートが充填された基部の鋼板で大きな応力が生じているのが確認できる。一方、剥離を考慮していないモデルでは剥離が生じないため、鋼板と充填コンクリートによって常に応力が負担され、鋼板に生じている応力は非常に小さい。このため、剥離の考慮の有無によって解析モデルに剛性の差が生じたと考えられる。

### 2) コンクリート充填高さの影響

コンクリート充填高さが 1,350mm のモデルでは、剥離を考慮することによる影響は小さい。表 2-3 と表 2-4 に示したように、橋脚の最大応答変位と残留変位は剥離を考慮することによって、それぞれ 3.5%と 2.0%大きくなり、最大耐力も僅か 4.5%の差となっている。このため、実務の設計上では、剥離の影響を無視しても問題はない。

一方、コンクリート充填高さが 2,700mm のモデルでは、剥離の有無による解析結果には有意な影響が見られた。最大応答変位と残留変位はそれぞれ剥離を考慮することによって、16%、30%大きくなり、最大耐力は 14%小さくなった。こ

これらの結果より、橋脚の挙動における剥離の影響はコンクリート充填高さと相関性があり、コンクリート充填高さが大きくなればなるほど、剥離が橋脚の挙動に及ぼす影響は大きくなっていく。このため、コンクリート充填高さによる影響については更なる検討が必要である。

## 第3章 補剛材剛比がコンクリート充填鋼製橋脚の挙動に及ぼす影響

### 3. 1 緒言

第2章ではコンクリート充填矩形断面橋脚の地震応答解析を行い、鋼板と充填コンクリート間の剥離が橋脚の剛性に影響を与えることを明らかとした。本章では縦補剛材を有する矩形断面充填橋脚を対象とした繰り返し荷重下の解析を行い、コンクリートの充填の有無や補剛材剛比に着目して、橋脚の変形挙動、隅角部に生じる応力集中、鋼板-コンクリート間で作用する接触圧について検討する。なお解析モデルの精度については土木研究所で行われた実験<sup>54)</sup>と比較することで検証した。

### 3. 2 解析モデル

#### 3. 2. 1 解析モデルの諸元

本章では、コンクリート充填橋脚における縦補剛材の影響を検討するために、図3-1のように各パネル内に2本の補剛材を持ち、基部から900mm毎にダイアフラムを有する解析モデルを用いた。解析モデルは柱の断面二次モーメント  $I_t$  を一定とし、表3-1に示すように0.5, 1.5, 3.1の3種類の縦補剛材剛比  $\gamma/\gamma^*$  を有している。この3種類を用いた理由として、中空断面橋脚の場合、縦補剛材剛比  $\gamma/\gamma^*$  は3.0以上で補剛材間の鋼板に座屈変形が生じるとされ、現在の道路橋示方書では1.0以上を用いることが規定されている。このため、3.0以上の値として  $\gamma/\gamma^*=3.1$  を、道路橋示方書で規定されている値以上および未満として、 $\gamma/\gamma^*=1.5$ ,  $\gamma/\gamma^*=0.5$  とした。なお、表中の解析モデル名の記号F・Hはコンクリートの充填の有無を示し、数字は縦補剛材剛比を示す。また、F-05モデルは土木研究所で行われた矩形充填断面橋脚の繰り返し載荷実験の供試体と同じ断面となっている。また各パラメータは以下の式(3-1)～(3-4)を示す。

$$H_y = \frac{I_t}{L_y} \left( \sigma_y - \frac{N}{A} \right) \quad (3-1)$$

$$\delta_y = \frac{H_y}{3E_s I_t} L^3 \quad (3-2)$$

$$\gamma = \frac{E_s I_s}{b_p D} \quad (3-3)$$

$$\gamma^* = 4 \frac{A^2}{b_p^2 t_p^2} n \left( 1 + n \frac{A}{b_p t_p} \right) - \frac{\left( \frac{A^2}{b_p^2 t_p^2} + 1 \right)^2}{n} \quad (3-4)$$

ここで、上式中、

$E_s$  : 鋼材のヤング係数 [MPa]

$\sigma_y$  : 鋼材の降伏応力 [MPa]

$y$  : 中立軸から図心までの距離 [mm]

$I_s$  : 縦補剛材の断面二次モーメント [ $\text{mm}^4$ ]

$D$  : 縦補剛材の曲げ剛度 [MPa]

$A$  : 鋼製橋脚の断面積 [ $\text{mm}^2$ ]

$n$  : サブパネルの数 (補剛材 2 本の場合,  $n=3$ ) である.

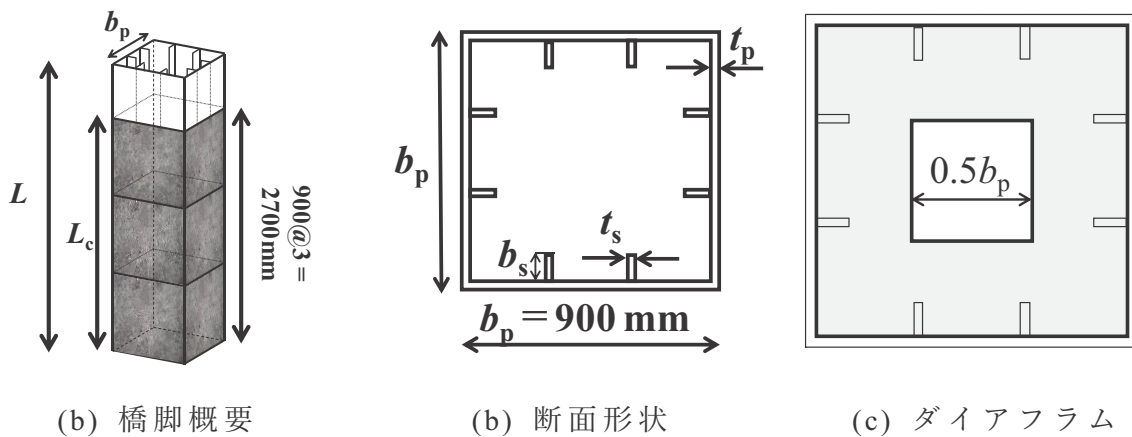


図 3-1 モデルの概要



表 3-1 解析モデルの諸元

解析モデル	F-05	F-15	F-31	H-05	H-15	H-31
載荷点高さ $L$ [mm]			3423			
コンクリート充填高さ $L_c$ [mm]		2700			0	
補剛パネルの全幅 $b_p$ [mm]			900			
補剛パネルの板厚 $t_p$ [mm]	10.0	9.6	9.2	10.0	9.6	9.2
補剛材幅 $b_s$ [mm]	65.0	82.0	98.0	65.0	82.0	98.0
補剛材板厚 $t_s$ [mm]	6.0	8.0	9.2	6.0	8.0	9.2
補剛材剛比パラメータ $\gamma/\gamma^*$	0.5	1.5	3.1	0.5	1.5	3.1
軸力比 $N/\sigma_y A$			0.13			
初期降伏水平力 $H_y$ [kN]	996	1002	1003	996	1002	1003
初期降伏水平変位 $\delta_y$ [mm]	12.8	12.8	12.8	12.8	12.8	12.8

### 3. 2. 2 界面挙動

鋼管とコンクリートの界面では繰り返し荷重による接触、離間や摩擦が発生する。従来の研究では、節点間に挿入する非線形バネ要素や界面要素によってこれらの挙動のモデル化が行われてきた。しかし、これらのモデル化の場合は変形後の界面の法線方向が変化しないことを前提としているため、鋼板が座屈変形により大きく変形するコンクリート充填橋脚に適用した場合は、解析の精度が低下する。そこで、本研究ではこの界面挙動を MSC. Marc のセグメント-セグメント接触によって考慮した<sup>55)</sup>。この手法は従来の節点-要素表面間の接触解法ではなく、要素表面-要素表面間で接触を検知し、多節点拘束方程式(MPC)に組み込む手法である。この手法の最大の利点は、既存の節点-要素表面間では接触挙動の評価が難しい座屈変形などの大きな変形の生じる要素の接触も精度良く再現できることである。

接触による界面での摩擦挙動については、後藤らの研究より、摩擦の有無による矩形断面のコンクリート充填橋脚の挙動への影響は少ないという結果が得られている<sup>36)</sup>。そのため、本章では鋼材と充填コンクリート間の摩擦挙動を無視した。

鋼材と充填コンクリート間の付着強度については Tao らが実験による検討を行っており、ずれ止めなどを有さない場合では有意な付着強度は確認されないと報告している<sup>43)</sup>。この結果を元に、本研究では鋼材と充填コンクリート間の界面挙動のモデル化において付着強度は生じないものと仮定した。

さらに、基部のコンクリートでは引張応力によるひび割れが卓越すると予想して、基部より下の地中に埋まったコンクリートを剛体としてモデル化し、基部より上のコンクリートと剛体の接触を定義するいわゆる仮想ひび割れモデルを使用した。基部より下のコンクリートとして剛体を用いた理由は、基礎のコンクリートは鋼板やベースプレートに囲まれ大きな剛性を有しているためである。

### 3. 2. 3 材料特性

柱の鋼材は補剛材を含め SM490 材とし、図 3-2 に示すような道路橋示方書・同解説の推奨する多直線型の応力-ひずみ関係を用いた<sup>56)</sup>。コンクリートの一軸圧縮強度は 30MPa を仮定し、圧縮応力-圧縮ひずみ関係は図 3-3(a) に示す Popovics の応力-ひずみ関係を適用した<sup>57)</sup>。コンクリートの引張強度は圧縮強度の 10 分の 1 の 3MPa とし、引張強度に達した後のひび割れによる軟化挙動は、解析の安定性のために実挙動とは異なる図 3-3(b) に示すような軟化のない応力-ひずみ関係となっている。それぞれの材料特性値を表 3-2 に示す。また、降伏条件については、鋼材では von Mises, コンクリートは Drucker-Prager の降伏条件に従うものとし、両材料の硬化則として移動硬化則を用いた。

表 3-2 材料特性値

	ヤング係数 [GPa]	ポアソン比	降伏応力 [MPa]	一軸圧縮強 度 [MPa]
鋼材	206	0.3	350	-
コンクリート	22	0.2	-	30

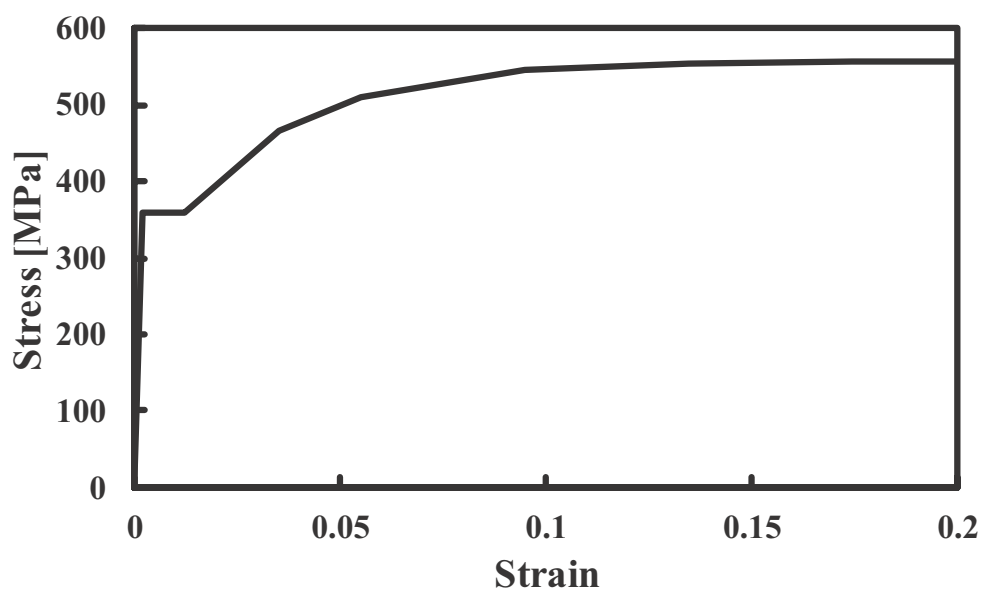
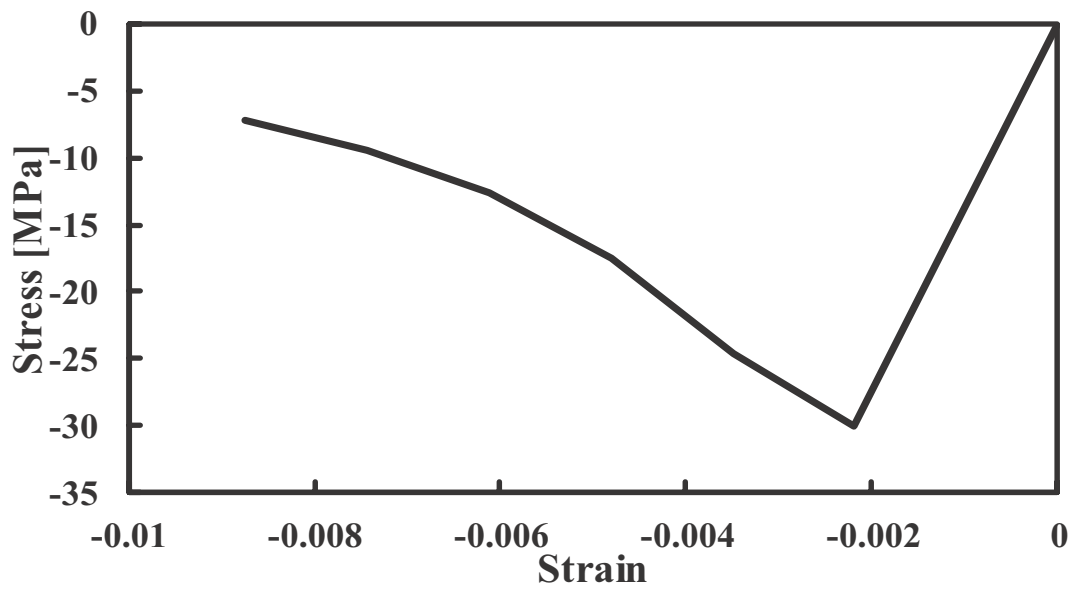
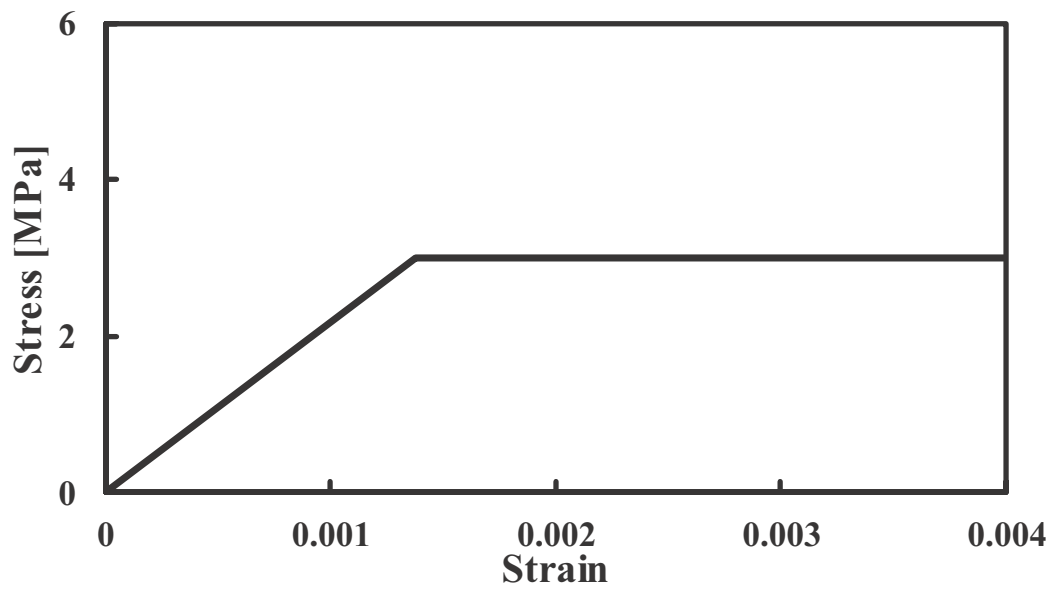


図 3-2 鋼材の応力-ひずみ関係



(a) 圧縮域

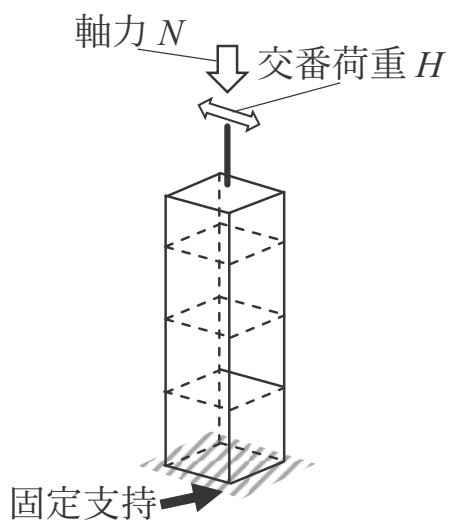


(b) 引張域

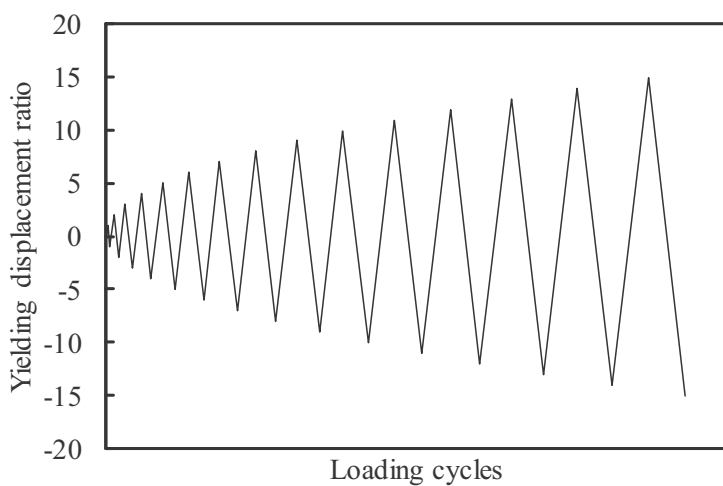
図 3-3 コンクリートの応力-ひずみ曲線

### 3. 2. 4 解析条件

解析条件として，図 3-4(a)に示すように鋼板の基部は完全固定とし，柱の頂部には軸圧縮力  $N$  と図 3-4(b)に示すような 1 サイクル毎に変位の大きくなる 1 方向繰り返しの水平変位を作用させた。



(a) 境界条件



(b) 载荷サイクル

図 3-4 解析条件

### 3. 2. 5 メッシュ分割

図 3-4 に解析モデルのメッシュ分割を示す。図に示すように鋼板と充填コンクリートともに 8 節点ソリッド要素を用いている。柱の頂部では弾性状態を超えないことを確認した上で、総自由度と解析時間の軽減のために 2 節点ビーム要素によって離散化を行った。ソリッド要素とビーム要素の境界では、剛体バネを用いることによって自由度の結合を行っている。

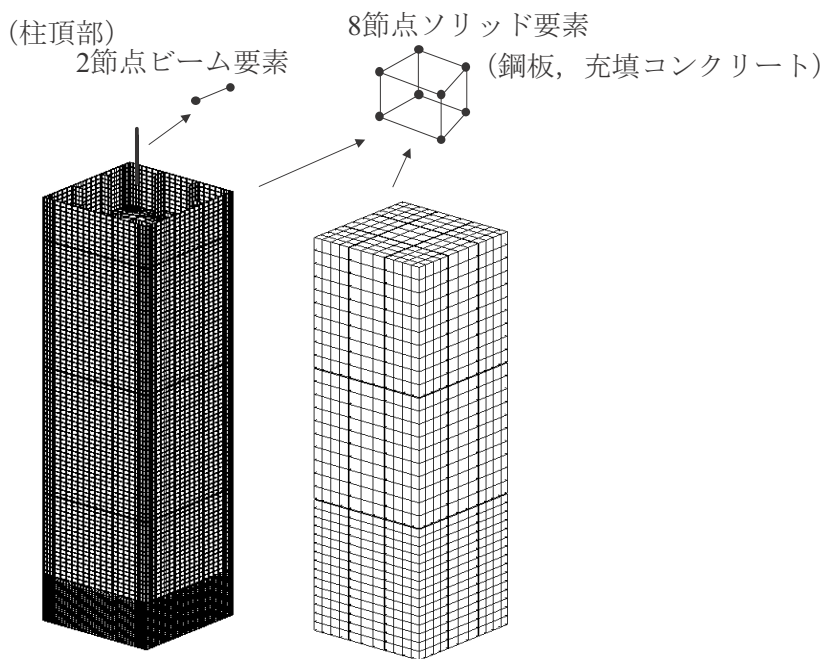


図 3-5 解析モデルのメッシュ分割

### 3. 3 解析結果

#### 3. 3. 1 解析モデルの精度

解析モデルの精度の検証のために、土木研究所で行われた供試体の実験結果と、同じ断面諸元を有するモデル F-05 の解析結果を比較した。図 3-6 は解析モデルの水平復元力-水平変位関係を点線で示し、実験より与えられた包絡線を実線で示している。解析モデルはコンクリート充填橋脚の特徴であるくびれのある履歴曲線を再現している。耐力はやや過大に評価しているが、それぞれの最大耐力の差は約 11%となっており、一定の精度の解析を行うことが出来ている。一方、実験では約 100mm 以上の水平変位を受けることで耐力が急激に小さくなっていくのに対して、解析ではこれらの挙動を表現することができず、解析が終了した。

この理由として、解析では充填コンクリートのひび割れが進展することによって、解析が不安定になり、収束解が得られないことが考えられる。

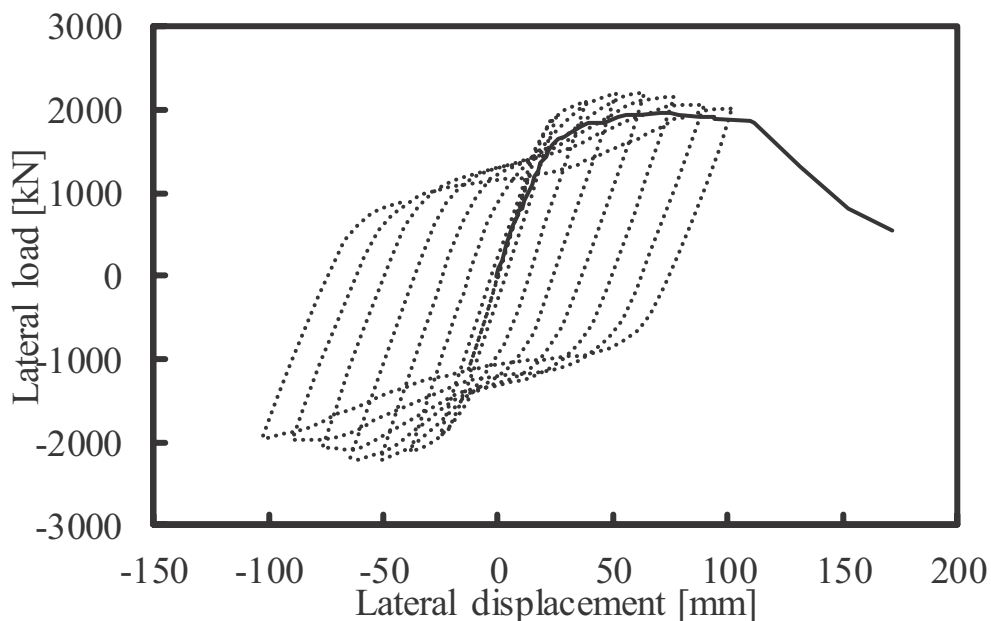


図 3-6 解析精度の検証

### 3. 3. 2 履歴曲線と変形形状

図 3-7 に解析モデルの水平復元力-水平変位関係を示す。図中の実線はコンクリートが充填されたモデル、点線はコンクリートが充填されていないモデルの荷重-変位関係である。コンクリートが充填されたモデルは充填されていないモデルと比べて、耐力が大きく向上している。そして、コンクリートが充填されていないモデルでは変位が大きくなるにつれて、耐力が小さくなっていくのに対して、コンクリートが充填されたモデルでは载荷サイクルを重ねても、耐力の低下は非常に小さい。このため、コンクリートを充填したモデルは無充填のモデルと比べて大きく耐力と変形性能が向上している。

図 3-7(d)は载荷サイクル毎の各モデルの最大耐力をプロットした包絡線である。コンクリートが充填されていないモデルでは縦補剛材剛比が大きくなるにつれて、载荷毎の耐力の低下が小さくなっているが、コンクリートが充填されたモデルでは縦補剛材剛比が橋脚の耐力に与える影響はほとんど見られない。このため、コンクリート充填橋脚では縦補剛材剛比の大小は橋脚の耐力にはほとんど影響を及ぼしていない。

図 3-8 は橋脚基部の変形図である。コンクリートが充填されていないモデルでは、縦補剛材剛比の最も大きい H-31 モデル以外は鋼板の広い範囲で座屈変形が生じ、H-31 モデルでは縦方向補剛材を節として鋼板に凹凸の座屈変形が生じている。コンクリートが充填されたモデルでは、コンクリートが充填されていることによって、橋脚内部方向への座屈変形は見られず、ウェブ側の鋼板はフランジ側の接している鋼板以外では面外方向への変形は見られない。F-05 モデルでは、鋼板の広い範囲で橋脚外部方向に向かって、座屈変形が生じているのに対して、F-15 モデルと F-31 モデルでは補剛材間で橋脚外部方向に向かって、座屈変形が生じている。縦補剛材剛比の小さいコンクリートが充填されていないモデルでは、鋼板の広い範囲で座屈変形が生じることによって、耐力を失う。それに対して、コンクリートが充填されたモデルでは、広い範囲で鋼板に座屈変形が生じていても、図 3-7 に示したように耐力を保つことが出来ている。



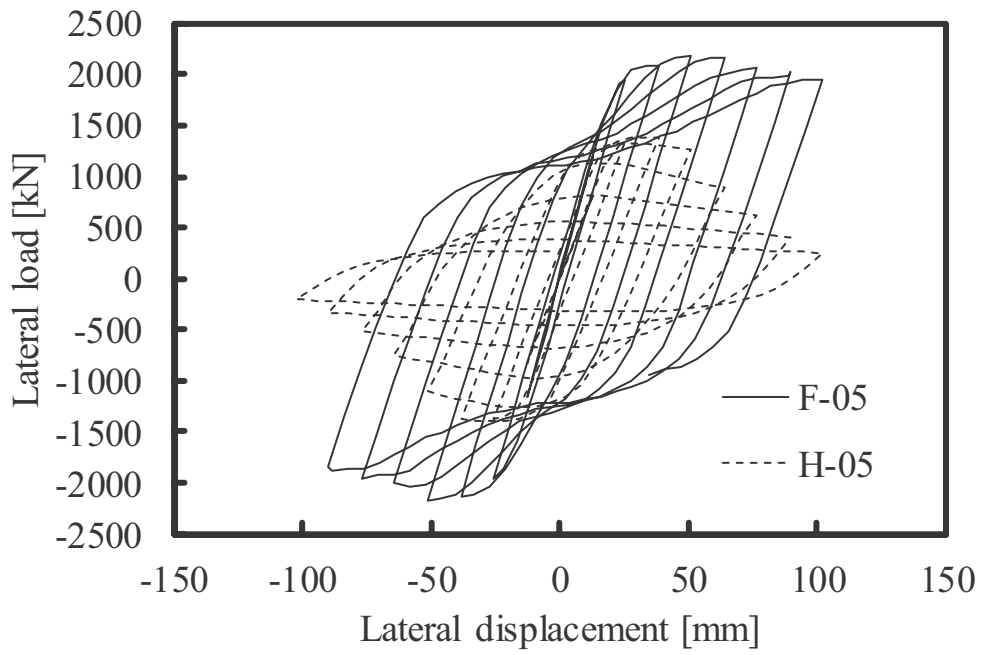


图 3-7(a)  $\gamma/\gamma^* = 0.5$

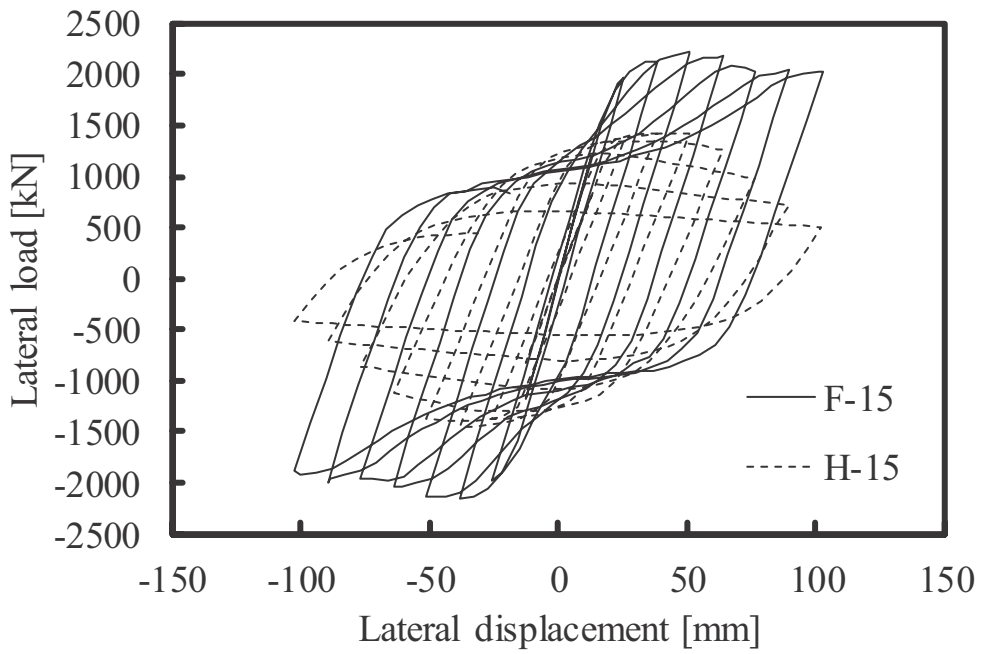


图 3-7(b)  $\gamma/\gamma^* = 1.5$

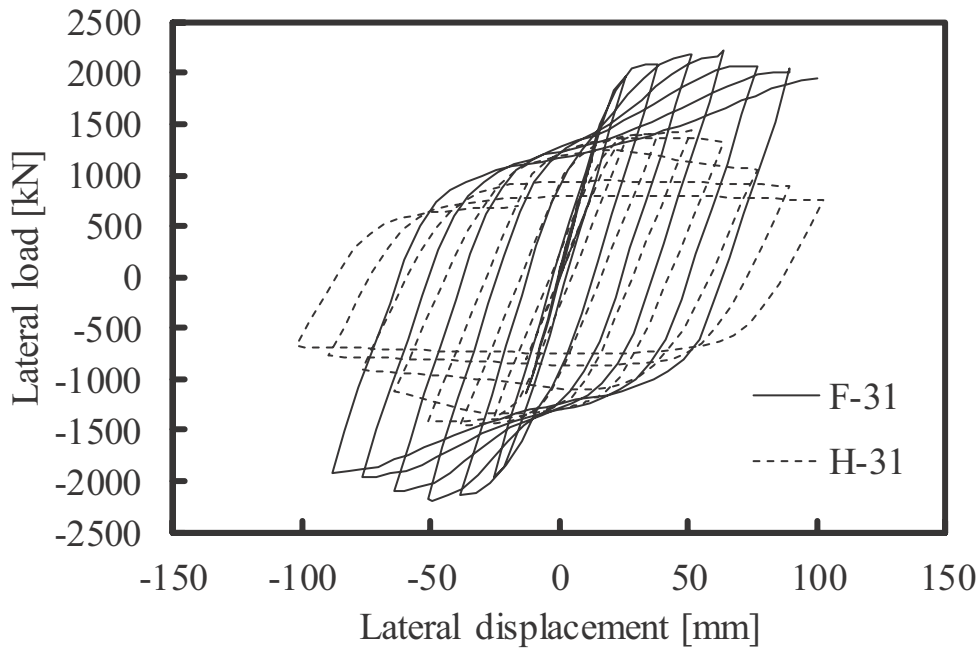


図 3-7(c)  $\gamma/\gamma^* = 3.1$

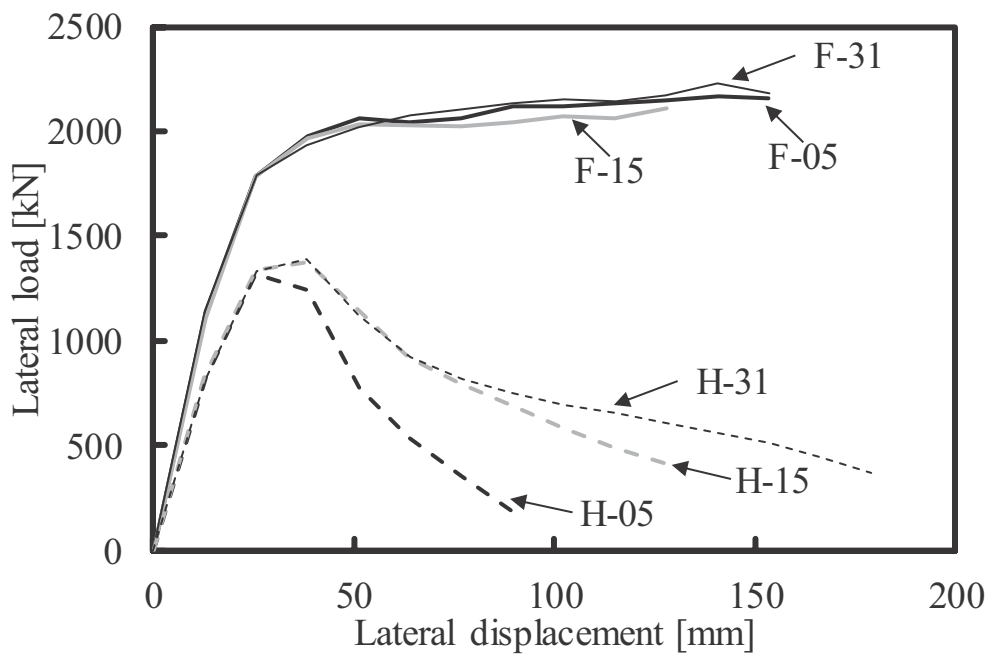


図 3-7(d) 包絡線

図 3-7 荷重-変位関係

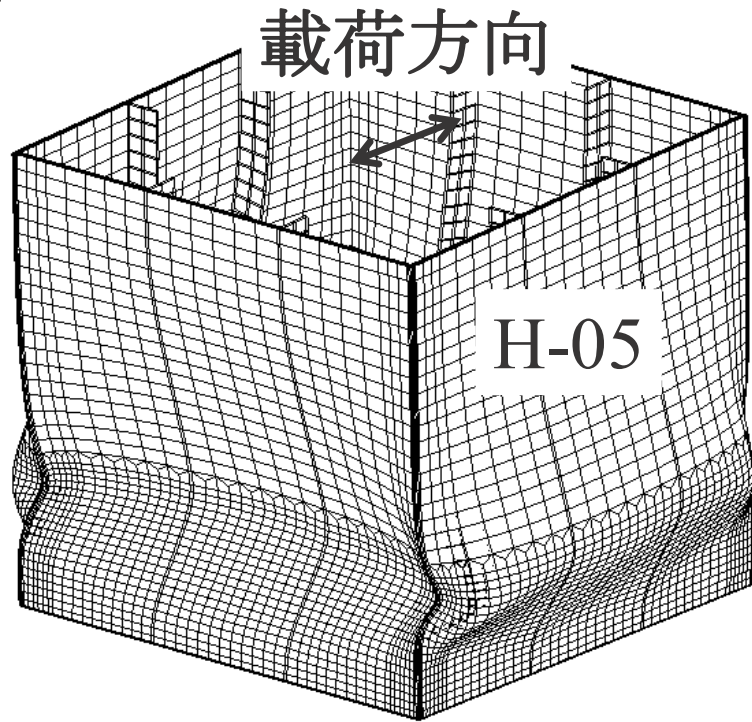


図 3-8 (a) H-05 モデルの基部変形図

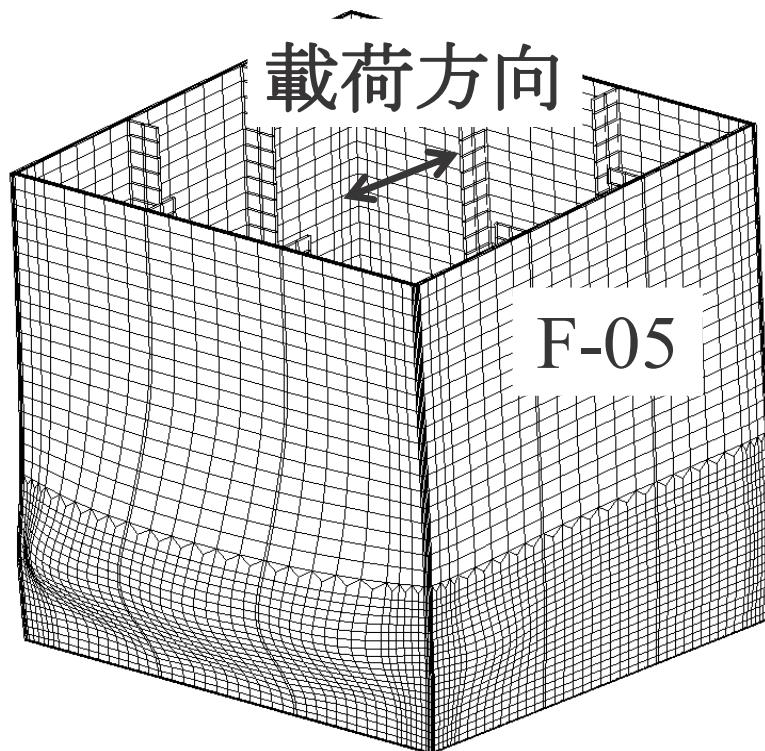


図 3-8(b) F-05 モデルの基部変形図

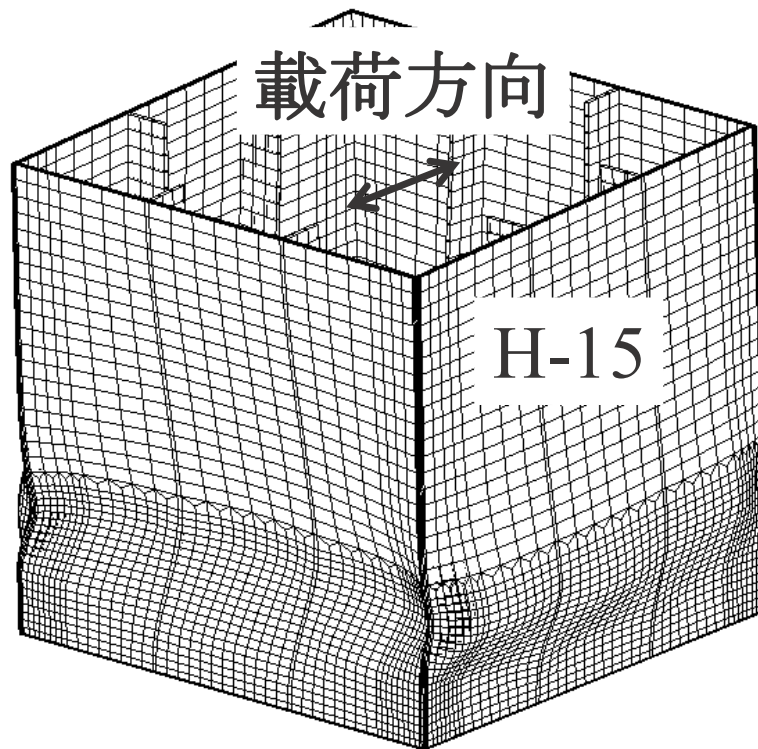


図 3-8(c) H-15 モデルの基部変形図

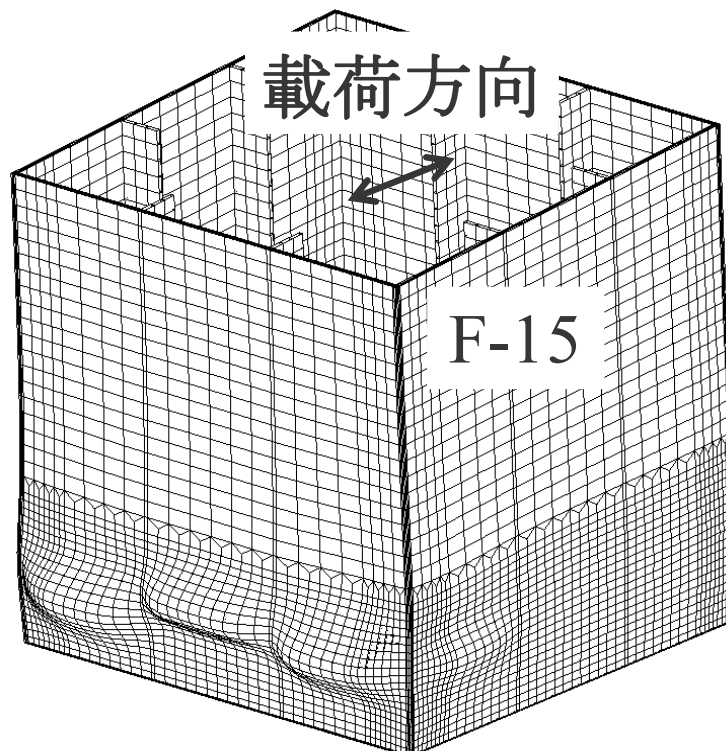


図 3-8(d) F-15 モデルの基部変形図

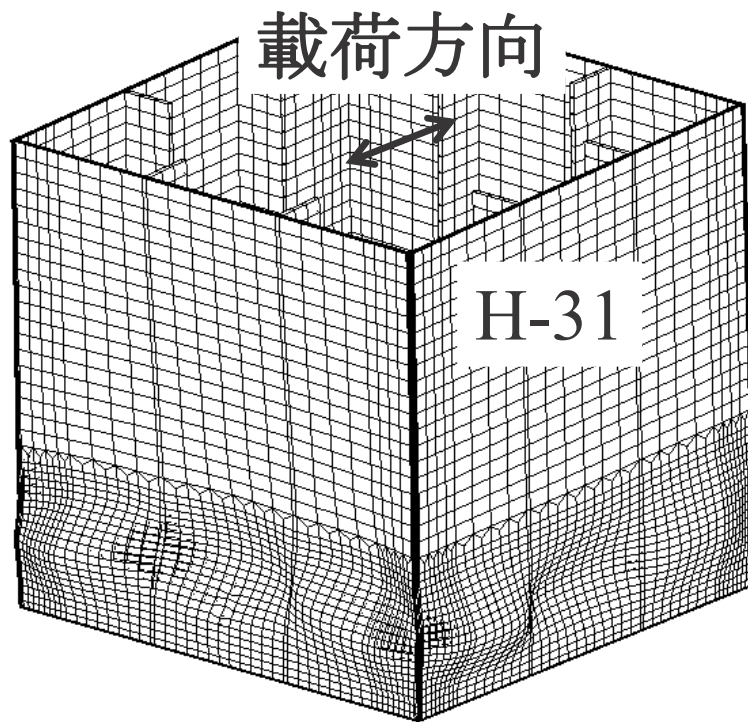


図 3-8(e) H-31 モデルの基部変形図

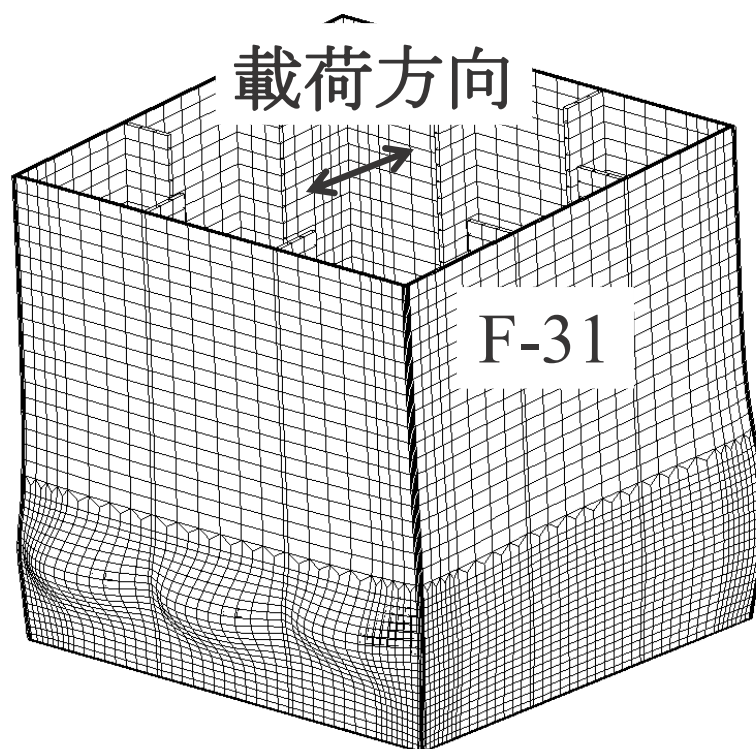


図 3-8(f) F-31 モデルの基部変形図

図 3-8 橋脚基部の変形図(8δy)

### 3. 3. 3 充填部の挙動

図 3-9 はコンクリート充填橋脚の縦補剛材に生じる軸方向ひずみの履歴を示す。図に示すように、いずれのモデルも橋脚の初期降伏水平変位の 6 倍以降の載荷で補剛材に生じるひずみは急激に大きくなっているが、F-31 モデルでは F-05 モデルと F-15 モデルのように急激なひずみの増加は確認できなかった。図 3-10 は橋脚の初期降伏水平変位の 8 倍載荷時のフランジの変形図である。図から明らかのように、F-15 モデルと F-31 モデルの補剛材にはほとんど変形は確認できない。それに対して、F-05 モデルの補剛材にはフランジ部と同じように大きい変形が生じている。

図 3-11 は F-05 モデルと F-31 モデルの座屈変形が生じた位置でのフランジの軸方向応力分布を示す。図中の 300 mm と 600 mm の位置には縦補剛材が配置され、それぞれの線は水平変位の載荷サイクルに対応している。2つのモデルともに隅角部と補剛材部に大きい応力が生じているが、F-05 モデルでは水平変位が大きくなるにつれて、補剛材部の応力は小さくなっている。それに対して、F-31 モデルでは降伏変位の 6 倍と 8 倍でも応力は一定を保っている。このことから、F-05 モデルでは F-31 モデルよりも早く鋼板は耐荷力を失っていることが分かる。

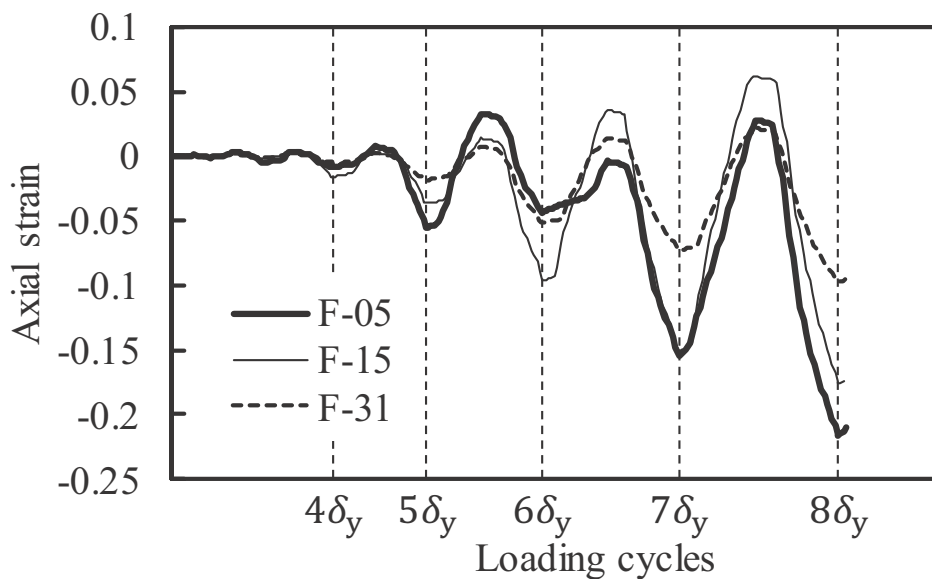
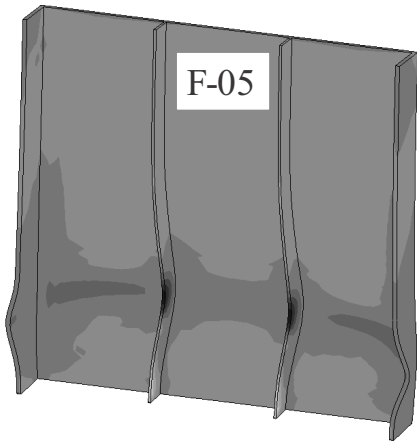
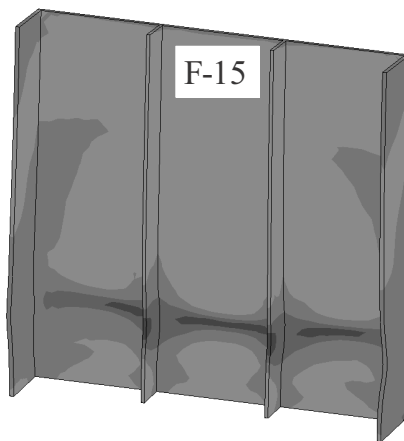


図 3-9 縦補剛材の軸方向ひずみ履歴

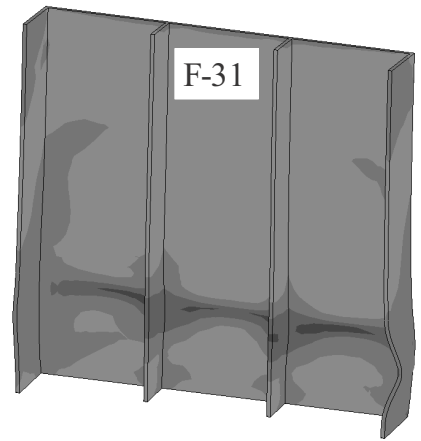
軸方向ひずみ



(a) F-05 モデル



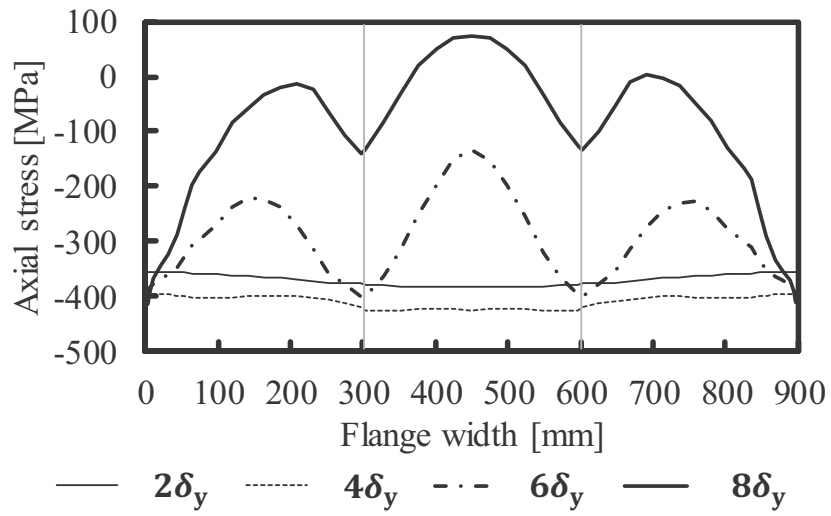
(b) F-15 モデル



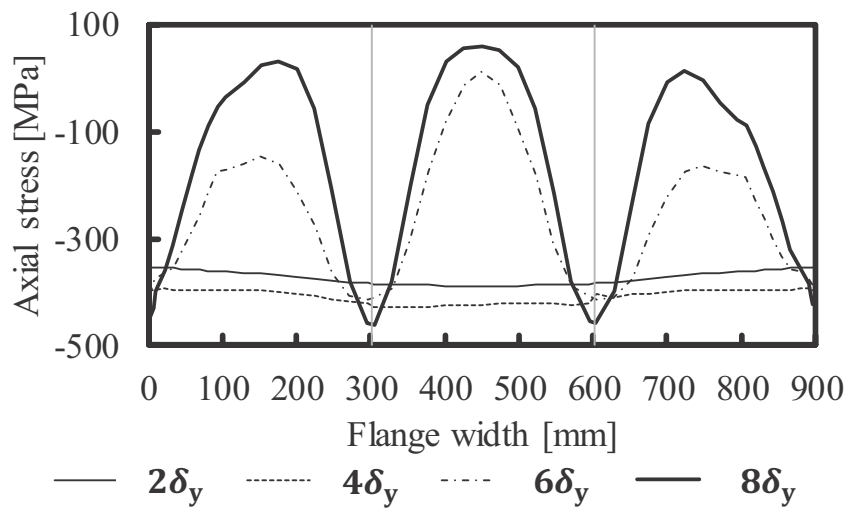
(c) F-31 モデル

図 3-10 縦補剛材の軸方向ひずみ分布と変形図(8 $\delta y$ )





(a) F-05 モデル



(b) F-31 モデル

図 3-11 フランジの軸方向応力

図 3-12 は橋脚の基部の鋼板と充填コンクリートに生じた軸力の履歴を示している。軸力は鋼板と充填コンクリート基部の要素の節点に生じた反力の総和より求めた。図の横軸は荷重サイクルで、縦軸はそれぞれの軸力を軸圧縮力  $N$  によって無次元化した無次元軸力である。図中の総和は鋼板の軸力と充填コンクリートの軸力の和であり、理論上は軸圧縮力  $N$  と等しくなる。まず図 3-12(a)~(c)の水平荷重を荷重する前（横軸の原点）の各軸力を見ると、補剛材剛比に関わらず鋼板に約 38%、充填コンクリートに約 62%の軸圧縮力  $N$  が作用しており、モデル間の差は見られなかった。また、荷重後は鋼板では引張軸力が卓越して作用し、充填コンクリートには圧縮軸力が作用した。図 3-12(d)は各モデルの充填コンクリートの軸力のみを示している。荷重初期ではそれぞれのモデルのコンクリートに作用する軸力に差は見られなかったが、降伏変位の 5 倍以降の荷重において F-05 モデルのコンクリートには他のモデルよりも多くの圧縮軸力が作用し、降伏変位の 8 倍の荷重で軸力の約 290%の圧縮力が作用した。F-15 モデルと F-31 モデルの間にはほとんど差が見られず、最大で約 260%の圧縮力が生じた。これらの結果より、補剛材剛比の小さいコンクリート充填橋脚では、荷重に従って補剛材に座屈変形が発生し、鋼板は圧縮耐力を失う。そのため、圧縮力をコンクリートが負担することを示している。このコンクリートが圧縮力を負担したことによって、他のモデルと履歴曲線を比べても明らかな差が生じなかったと考えられる。

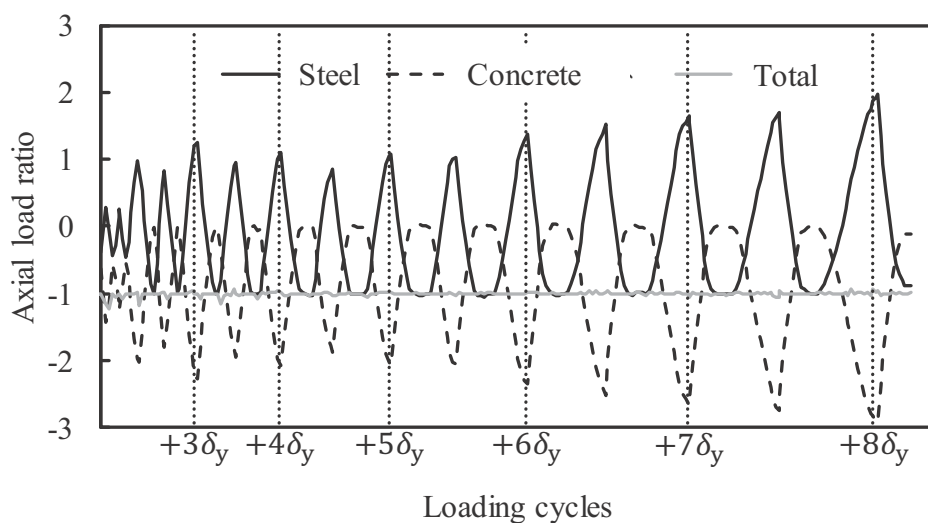


図 3-12(a) F-05 モデルの軸力履歴

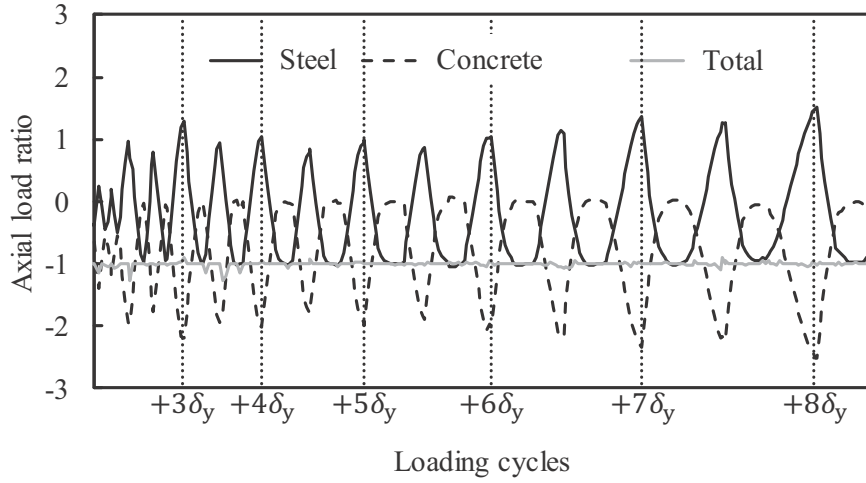


図 3-12(b) F-15 モデルの軸力履歴

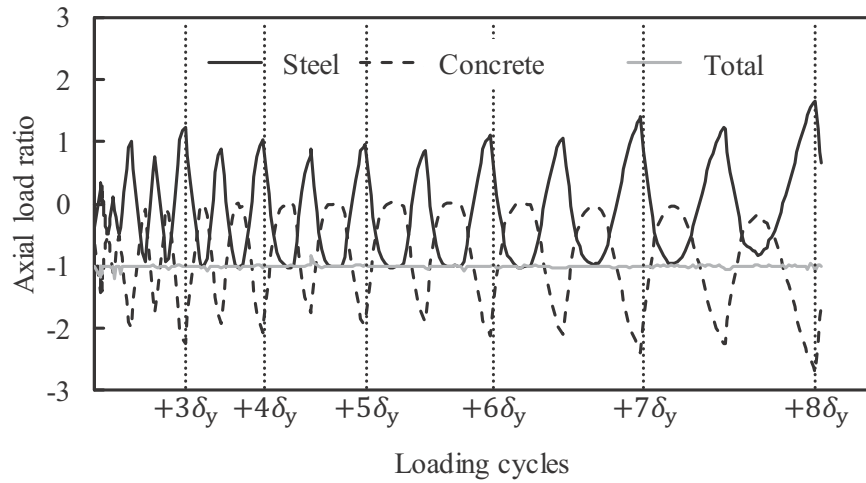


図 3-12(c) F-31 モデルの軸力履歴

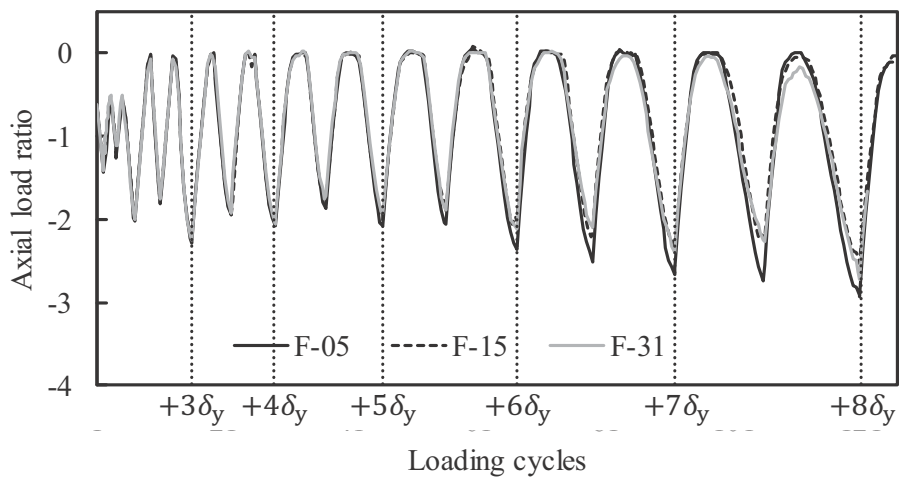


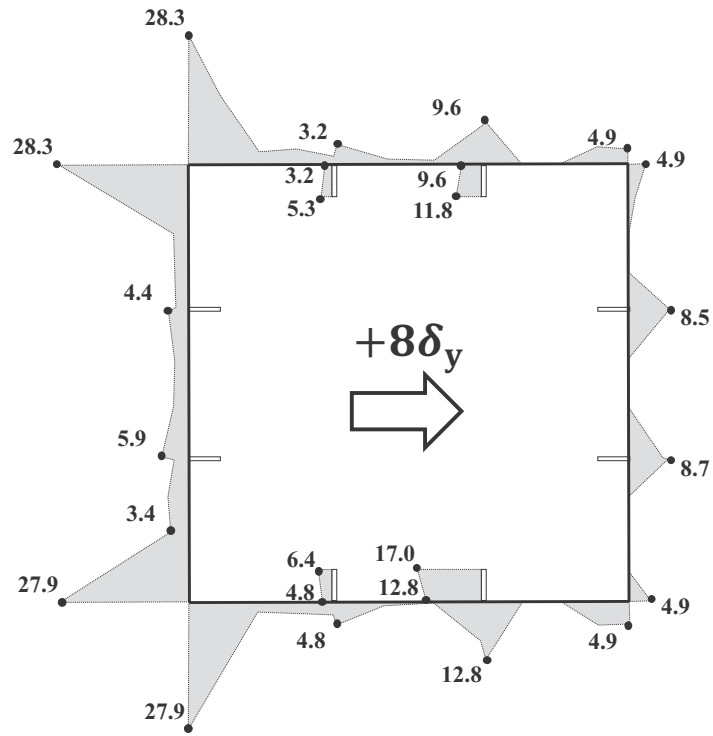
図 3-12(d) 充填コンクリートの軸力履歴

図 3-12 橋脚基部の軸力履歴

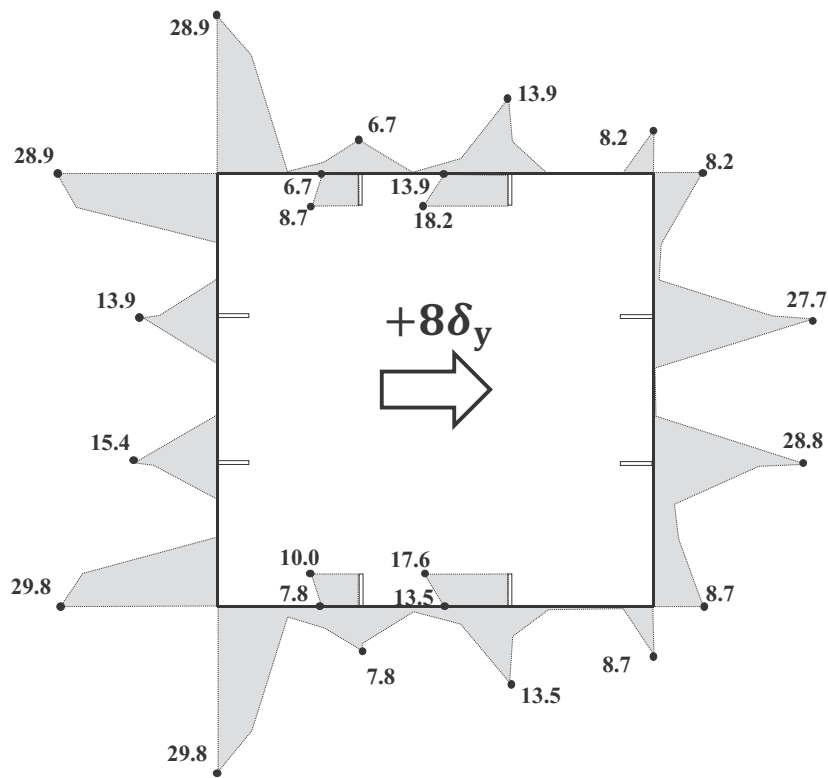
### 3. 3. 4 断面の接触応力分布

図3-13はコンクリート充填橋脚の鋼板に座屈変形が生じた位置のF-05モデルとF-31モデルの接触圧の分布を示す。図からも明らかなように界面に生じる接触圧のほとんどは断面の隅角部と補剛材部に集中し、両モデルの引張側の隅角部では充填コンクリートの圧縮強度を超える大きさの圧力が生じている。圧縮フランジ側では隅角部よりも補剛材部に作用する接触圧が大きく、F-31モデルではコンクリートの圧縮強度を超える大きさの接触圧が作用している。一方、補剛材間の鋼板部では両モデルともに生じる圧力は小さい。この理由としては、補剛材間の鋼板パネルに繰り返し荷重による面外変形が生じることで、鋼板と充填コンクリートが接触しなくなるためである。またウェブの補剛材では、自由端部に近づくにつれて鋼板とコンクリート間に生じる接触圧は大きくなっている。

以上の結果から、水平荷重下の補剛されたコンクリート充填橋脚の充填部では、隅角部と補剛材部に接触圧が集中し、補剛材間の鋼板とコンクリート間で生じる接触による圧力は小さいことが分かる。さらに、補剛材剛比の小さいモデルでは、鋼板の広い範囲で座屈変形が生じることで、鋼板と充填コンクリートに接触が生じる範囲は小さくなり、作用する接触圧は小さい。



(a) F-05 モデル



(b) F-31 モデル

図 3-13 鋼板とコンクリート間に作用する接触圧

### 3. 3. 5 隅角部の相当塑性ひずみ

コンクリートの充填されていない橋脚は、鋼板に座屈変形が生じることによって耐力を失う。それに対して、コンクリート充填橋脚は鋼板に座屈変形が生じた後も、コンクリートが圧縮力を負担することによって優れた変形性能を有している。そのため、コンクリート充填橋脚が終局状態に至る場合は隅角部に延性き裂が発生し、これが進展することによって終局状態に至ることが多い。この延性き裂の発生は相当塑性ひずみに支配されるとされ、既往の研究でこの限界値や延性き裂の照査式などが検討されているが<sup>58)~60)</sup>、有限要素法による解析の場合、要素のサイズなどや構成則による影響が大きい。そのため、本研究では純粋に相当塑性ひずみの大きさのみについて検討する。

図 3-14 はそれぞれのモデルの隅角部の相当塑性ひずみの履歴である。それぞれのモデルに生じる相当塑性ひずみには降伏変位の 7 倍までは有意な差は確認できず、その後の相当塑性ひずみの増加率は異なるものの、大きな差は生じていない。この理由として、図 9 に示したように補剛材剛比に関わらず、鋼板に座屈変形が発生した後は等しく隅角部に応力が集中するためと考えられる。このため、隅角部の延性き裂の指標となる相当塑性ひずみの増加は、補剛材剛比を大きくすることによって小さくすることはできない。このため、縦補剛材剛比を大きくすることによって延性き裂を防止することには繋がらないと言える。

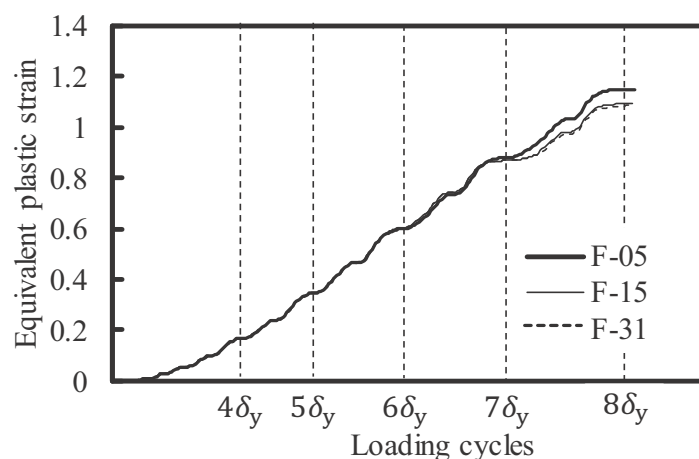


図 3-14 隅角部の相当塑性ひずみ

### 3. 4 結言

本研究ではコンクリート充填矩形断面橋脚の補剛材剛比に着目し、繰り返し荷重下でコンクリート充填矩形断面橋脚の挙動に与える影響について検討した。本研究で明らかとなったことを以下にまとめる。

### 1) 補剛材剛比が橋脚の耐力・変形性能に及ぼす影響

コンクリート充填橋脚の補剛材剛比が 0.5 のモデルでは、鋼板全体で座屈変形が生じ、補剛材剛比が 1.5 以上のモデルでは、補剛材間で鋼板に座屈変形が生じており、鋼板の座屈形状に違いが見られた。しかしながら、この座屈形状の違いは橋脚の耐力に有意な影響を与えておらず、コンクリート充填橋脚において、補剛材剛比を大きくすることによる橋脚の耐力・変形性能の向上を図ることはできない。

### 2) 充填部の補剛材の挙動

補剛材剛比の小さいモデルでは、繰り返し荷重下で補剛材の面内方向に大きな変形が生じ、鋼板の圧縮耐力が失われる。そのため、橋脚内部のコンクリートが圧縮力を負担する。それに対して、補剛材剛比の大きいモデルでは、繰り返し荷重下で補剛材が原形を保つため、鋼板は圧縮耐力を維持し続ける。そのため、補剛材剛比の小さいモデルと比べて、橋脚内部のコンクリートが負担する圧縮力は小さい。

なお、繰り返し荷重下のコンクリート充填矩形鋼製橋脚の鋼板パネルと充填コンクリートの界面に生じる接触圧は小さく、コンクリートに伝えられる接触圧のほとんどは補剛材と隅角部を通じて作用する。

### 3) 隅角部のき裂の抑制

矩形断面のコンクリート充填橋脚では、終局状態が隅角部のき裂によって引き起こされることが多い。このき裂の発生予測として、相当塑性ひずみが用いられており、本章でも、補剛材剛比を大きくすることによって、断面隅角部に生じる相当塑性ひずみを小さくし、き裂の発生を抑制できるかの検討を行ったが、補剛材剛比の大小に関わらず断面隅角部に生じる相当塑性ひずみに大きな差はなかった。そのため、補剛材剛比を大きくすることが隅角部のき裂の発生の抑制に直結するとは言い難い。

## 第 4 章 高軸力下でのコンクリート充填鋼製橋脚の適用性

## 4. 1 緒言

構造物の耐震性は基本的に水平動に耐えるように定められている。道路橋示方書でも上下動が上下構造の挙動に与える影響は小さいとされ、上下動を考慮することを義務としていない。しかしながら、地表近くで発生する地震では重力加速度を越える強い上下動が生じることがあり、橋脚が大きな鉛直荷重下に置かれる可能性は無いとは言えない。中空断面の鋼製橋脚では鉛直荷重が大きくなることによって、最大耐力の低下や座屈変形の急激な進展が予想される。一方、コンクリートが充填された鋼製橋脚では、鉛直荷重を鋼板と充填コンクリートで負担するため、大きな鉛直荷重下でも耐力を保つことが出来るのではないかと考えた。そこで、本章では高軸力下でのコンクリート充填鋼製橋脚の水平単調載荷解析を行い、径厚比パラメータ、細長比パラメータ、軸力比、コンクリートの充填率をパラメータとしたパラメトリック解析を行うことで、高軸力下でのコンクリート充填鋼製橋脚の適用性について検討した。

## 4. 2 解析モデル

### 4. 2. 1 解析モデルの概要

図 4-1 に本研究で使用する解析モデルの概要を示す。図に示すように、解析モデルは典型的な円形断面の柱となっており、縦方向補剛材などは有していない。それぞれのモデルのコンクリート直上には直径  $D$  の 50% の大きさの開口を有するダイアフラムを配置している。ダイアフラムの板厚は全ての解析モデルで 9mm とした。

解析モデルの諸元を表 4-1 のように設定した。表中の径厚比パラメータ  $R$  と細長比パラメータ  $\lambda$  の定義式を式(4-1)、式(4-2)に示す。 $R$  については、道路橋示方書・同解説<sup>56)</sup>においてコンクリートを充填した円形断面鋼管柱の制限値である 0.06 から 0.12 までを検討対象とし、 $\lambda$  についても制限値である 0.2 から 0.4 までを範囲とした。コンクリートの充填高さ  $L_c$  として柱高さ  $L$  の 20%、40%、60% の 3 パターンを用い、柱頂部に作用させる軸圧縮力  $N$  として充填コンクリートを除いた鋼管断面の全断面降伏軸力  $\sigma_y A_s$  の 10% から 50% を採用した。

$$R = \sqrt{3(1 - \nu^2)} \frac{\sigma_y D}{E_s 2t} \quad (4-1)$$



$$\lambda = \frac{KL}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E_s}} \quad (4-2)$$

ここで、 $\nu$ 、 $\sigma_y$ 、 $E_s$ はそれぞれ鋼管のポアソン比、降伏応力、ヤング係数であり、 $K$ は座屈係数である。  $r$ は鋼管の断面二次半径である。

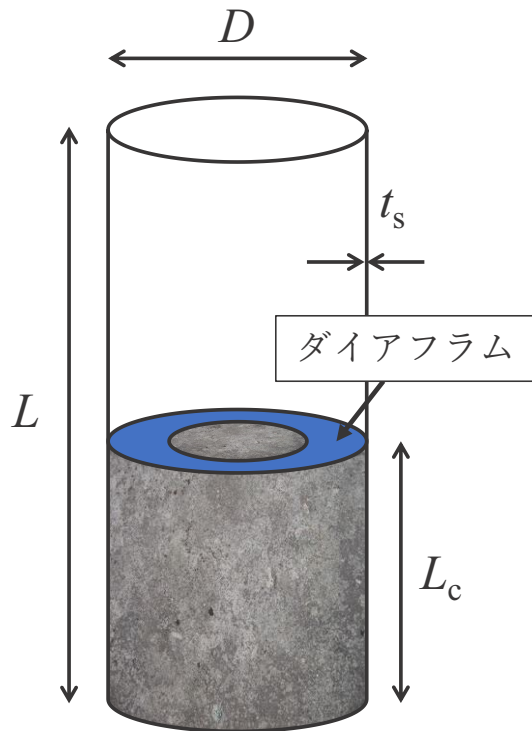


図 4-1 解析モデルの概要

表 4-1 解析モデルの諸元

	C-009-020	C-009-030	C-009-040	C-012-030	C-006-030
外径 $D$ [mm]	900	900	900	900	900
板厚 $t_s$ [mm]	12	12	12	9.3	18
高さ $L$ [mm]	2600	3850	5100	3850	3850
径厚比パラメータ $R$	0.09	0.09	0.09	0.12	0.06
細長比パラメータ $\lambda$	0.20	0.30	0.40	0.30	0.30
軸力比 $n$	0.1~0.5	0.1~0.5	0.1~0.5	0.1~0.5	0.1~0.5
充填率 $L_c/L$	0.2,0.4,0.6	0.2,0.4,0.6	0.2,0.4,0.6	0.2,0.4,0.6	0.2,0.4,0.6

#### 4. 2. 2 材料特性

鋼管の材料特性としてヤング係数  $E_s$  , ポアソン比  $\mu_s$  , 降伏応力  $\sigma_y$  をそれぞれ 206 GPa, 0.3, 308MPa とした. これらの値は土木研究所らが行った円形断面充填橋脚で用いられた材料の物性値である<sup>54)</sup>. 鋼管の応力-ひずみ関係として道路橋示方書・同解説に基づき図 4-2 に示すような降伏棚を有する応力-ひずみ関係を用いた<sup>56)</sup>. 鋼管の降伏基準として Mises の降伏条件を用い, 等方硬化則を適用している.

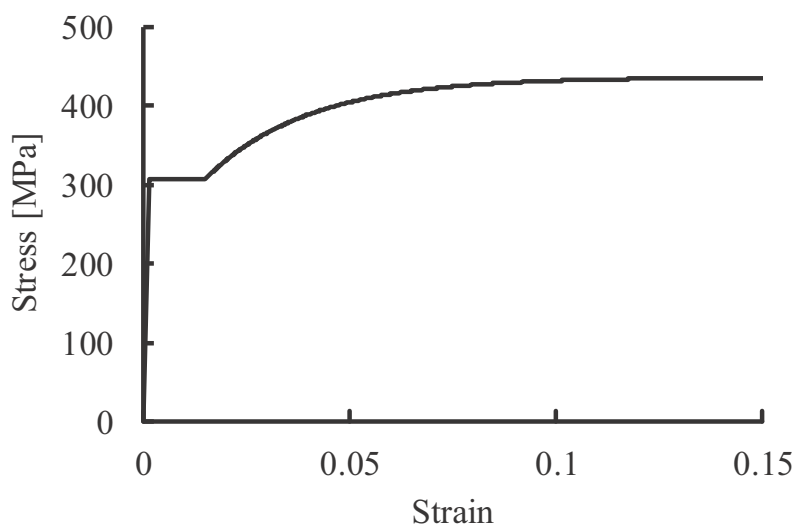


図 4-2 鋼管の応力-ひずみ関係

鋼管内部に充填されるコンクリートは一軸圧縮強度を 22.0MPa とし, ヤング係数  $E_c$  とポアソン比  $\mu_c$  はそれぞれ ACI Committee 318<sup>61)</sup>に基づき,  $E_c = 4730\sqrt{f_c} = 21.0$  GPa,  $\nu_c = 0.20$ としている. コンクリートの応力-ひずみ関係として図 4-3 に示す Popovics の提案した応力-ひずみ関係<sup>57)</sup>を用いた. コンクリートの降伏条件として式(4-3)に示す Drucker-Prager の降伏条件を用い, 材料定数  $\alpha$  については Balmer の三軸圧縮試験<sup>62)</sup>より 0.2 としている.

$$f_c = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} \quad (4-3)$$

コンクリートの非線形解析では, コンクリートの引張応力によるひび割れを考慮することが肝要である. Ngo らは鉄筋コンクリート梁の解析において, ひび割れの生じる

位置を仮定し、このひび割れ面同士を構成する節点間にバネ要素を挿入することで、引張応力によって生じるコンクリートのひび割れを考慮した<sup>63)</sup>。本章では Ngo らと同じようにコンクリートのひび割れが生じる位置をはり理論により最も応力が大きくなる柱基部と予想し、充填コンクリートと基部の剛体面の接触問題とした。この充填コンクリートと基部の剛体面の接触を考慮することで、引張応力によって生じるコンクリートのひび割れを考慮した。

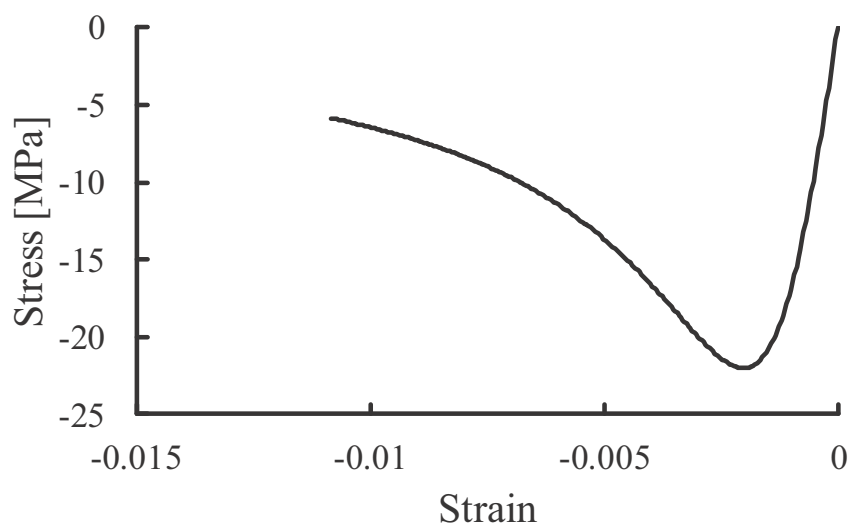


図 4-3 充填コンクリートの圧縮応力-圧縮ひずみ関係

#### 4. 2. 3 解析条件

図 4-4 は解析モデルの解析条件を示している。図に示すように、柱の基部は変位と回転角を固定し、柱頭部には軸圧縮力  $N$  と水平変位  $\delta$  を与えている。コンクリート部分充填鋼管柱が水平力を受けることによって、鋼管と充填コンクリート間には剥離が生じる。本章ではこの剥離を鋼管とコンクリート間の接触問題として考慮している。それぞれの界面での摩擦挙動にはクーロン摩擦則を用い、鋼管およびダイアフラムとコンクリート間の摩擦係数として Johansson らの研究<sup>44)</sup>を基に 0.2 を用い、4. 2. 2 節で述べた充填コンクリートと基部の剛体面では摩擦係数として 0.5 を採用している（図 4-5）。

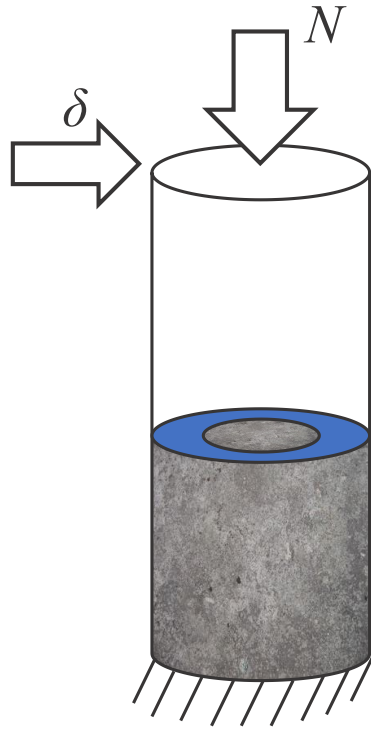


图 4-4 解析条件

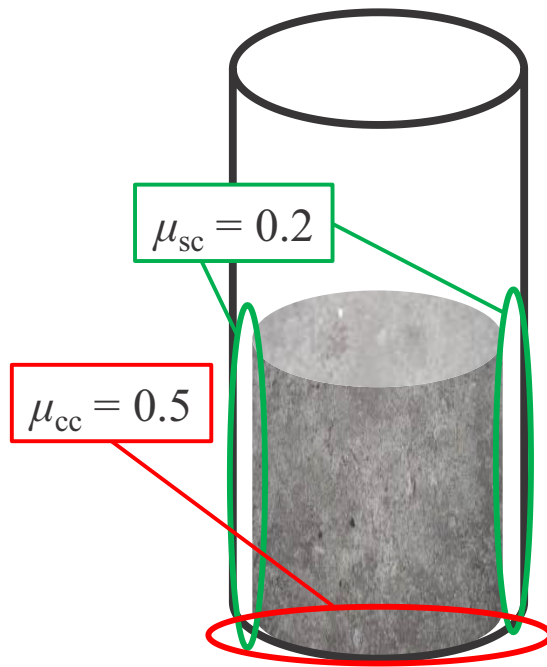
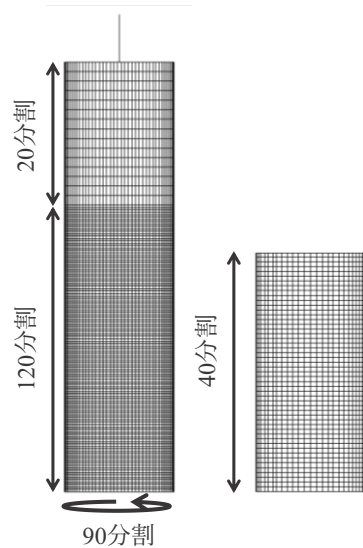


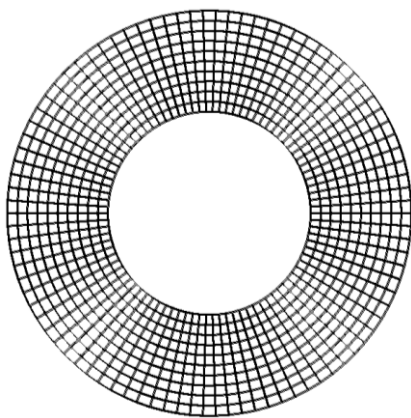
图 4-5 摩擦系数

#### 4. 2. 4 メッシュ分割

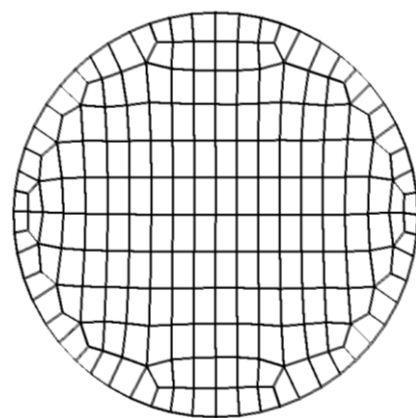
解析に用いたメッシュ分割を図 4-6 に示す。本章では従来用いてきた解析モデルと同様に 3 種類の要素を用い、コンクリート部分充填鋼管柱を離散化した。鋼管には 4 節点シェル要素を用い、充填コンクリートは 6 面体ソリッド要素を適用した。柱高さの 80%以上では、応力が弾性限界を超えないことを確認した上で、2 節点ビーム要素を使用している。鋼管のメッシュ分割として、鋼管の周方向に 90 分割、柱高さの 60%までは高さ方向に鋼管高さの 0.5%毎に要素を分割し、60%から 80%までは 1%毎に分割した。なお、モデル化にあたって、橋脚内部の充填コンクリートの乾燥収縮を考慮して、鋼管およびダイアフラムの要素とコンクリートの要素の間には、0.1mm の初期間隙を与えている。



(a) 鋼管と充填コンクリート



(b) ダイアフラム



(c) コンクリート断面

図 4-6 解析モデルのメッシュ分割

## 4. 3 解析結果

### 4. 3. 1 水平荷重下のコンクリート充填鋼製橋脚の挙動

径厚比パラメータ，細長比パラメータ，軸力比，コンクリート充填率をパラメータとしたコンクリート充填橋脚の単調載荷解析を行った結果，鋼管の座屈変形として 3 種類の変形が生じることを明らかとなった．ここでは，それぞれの変形の代表例として 1 つのモデルの荷重-変位関係，軸力履歴，鋼管の相当応力図および変形図を結果として取り上げる．

#### 4. 3. 1. 1 鋼管基部で座屈変形が生じたモデル

図 4-7 は鋼管基部で座屈変形が生じたモデル C-009-030 の充填率  $L_c/L$  が 0.4，軸力比  $n$  が 0.1 の解析モデルの荷重-変位関係を示している．図中の A 点は橋脚の剛性の変化点，B 点および C 点は初期降伏水平変位のそれぞれ 10 倍，14 倍としている．図からも明らかなように，水平変位が A 点の約 40mm 以降で，耐力がほぼ一定となっており，降伏変位の 14 倍の変位を受けても，耐力の低下はほとんど見られない．

図 4-8 は鋼管と充填コンクリートに作用する軸力を示している．図の横軸は柱頭部の水平変位，縦軸は各部材に作用する軸力を死荷重  $N$  で除した比である．水平変位が 0 の時点では，鋼管に約 8 割の圧縮軸力が作用している．これは，鋼管とコンクリート間に初期間隙を設けているため，鋼管がほとんどの軸力を負担している．水平変位が大きくなるにつれて，鋼管に作用する軸力は引張側に推移し，コンクリートの圧縮軸力が大きくなっている．耐力がほぼ一定となる A 点では，コンクリートに死荷重  $N$  の約 2 倍の圧縮軸力が生じ，鋼管には死荷重  $N$  とほぼ同じ大きさの引張軸力が作用している．C 点では，コンクリートに死荷重  $N$  の約 3.5 倍の圧縮力が生じ，鋼管に作用する引張力は約 2.5 倍となっている．

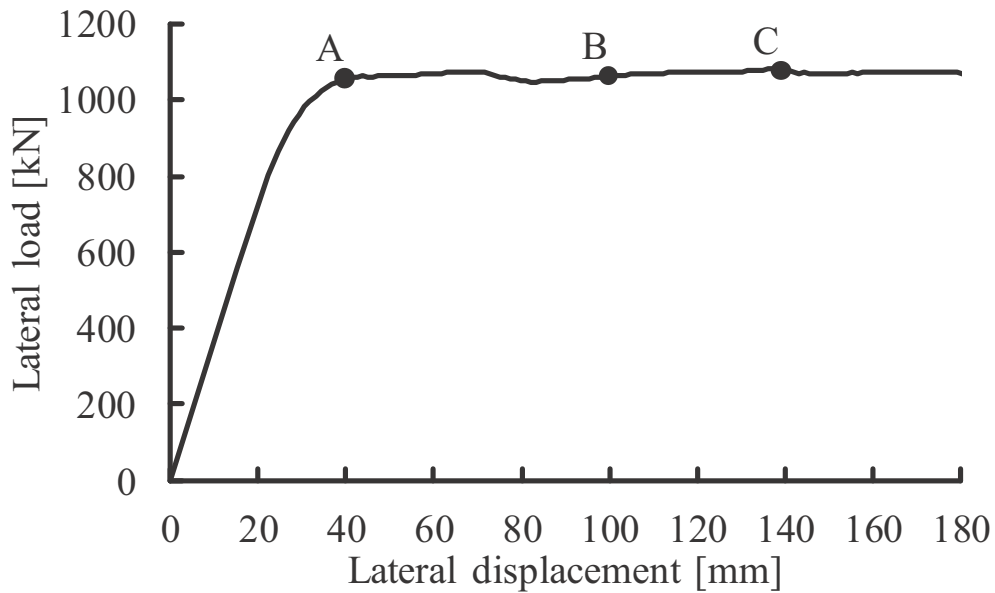


図 4-7 C-009-030 の充填率  $L_c/L$  が 0.4, 軸力比  $n$  が 0.1 の荷重-変位関係

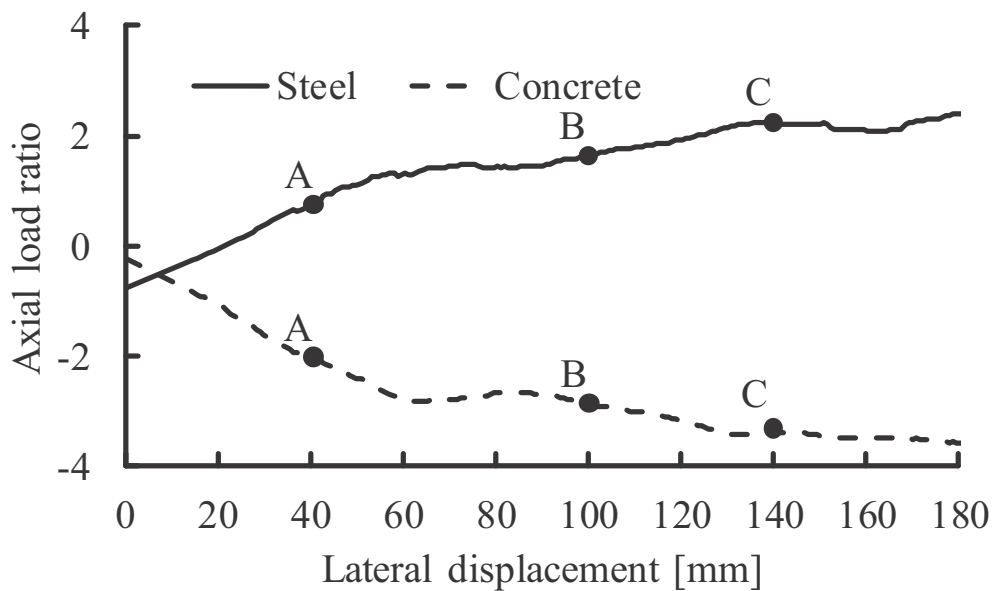


図 4-8 C-009-030 の充填率  $L_c/L$  が 0.4, 軸力比  $n$  が 0.1 の軸力履歴

図 4-9 は圧縮側の鋼管の相当応力分布を示している。図中の A,B,C は図 4-7 の荷重-変位曲線中の各点 A,B,C に対応し、灰色で塗りつぶされた部分は鋼管の相当応力が降伏応力を超えていることを示している。図中の黒線はダイアフラムの位置を示している。図 4-7 の A 点時では鋼管基部と充填部直上で大きい応力が生じており、鋼管基部では小さい範囲で鋼管の応力は降伏応力を超えている。B 点時では、鋼管基部の塑性域が大きくなり、充填部直上でも一部で塑性化が生じている。C 点時では、鋼管の降伏応力を越えた範囲は B 点時と大きな差は見られない。このため、B 点時以降では、図 4-8 に示したようにコンクリートが圧縮力を負担していることで、鋼管の塑性域が進展していないと考えられる。

図 4-10 は解析モデルの変形図である。図 4-9 と同じように、図中の黒線はダイアフラムの位置を示している。図 4-10 の A 点時では鋼管には面外方向への変形は確認できない。B 点時では、鋼管基部に僅かな変形が見られるものの、この変形は非常に小さい。C 点時では、B 点時で見られた鋼管基部の変形が大きくなっているが、この変形以外には面外方向への変形などは見られない。

これらの結果より、鋼管基部に座屈変形が生じる場合では、柱の水平変位が大きくなるにつれて、死荷重はコンクリートが受け持ち、鋼管には引張軸力が作用することになる。このため、鋼管基部に面外方向の変形が生じた後も、耐力を保ったと考えられる。



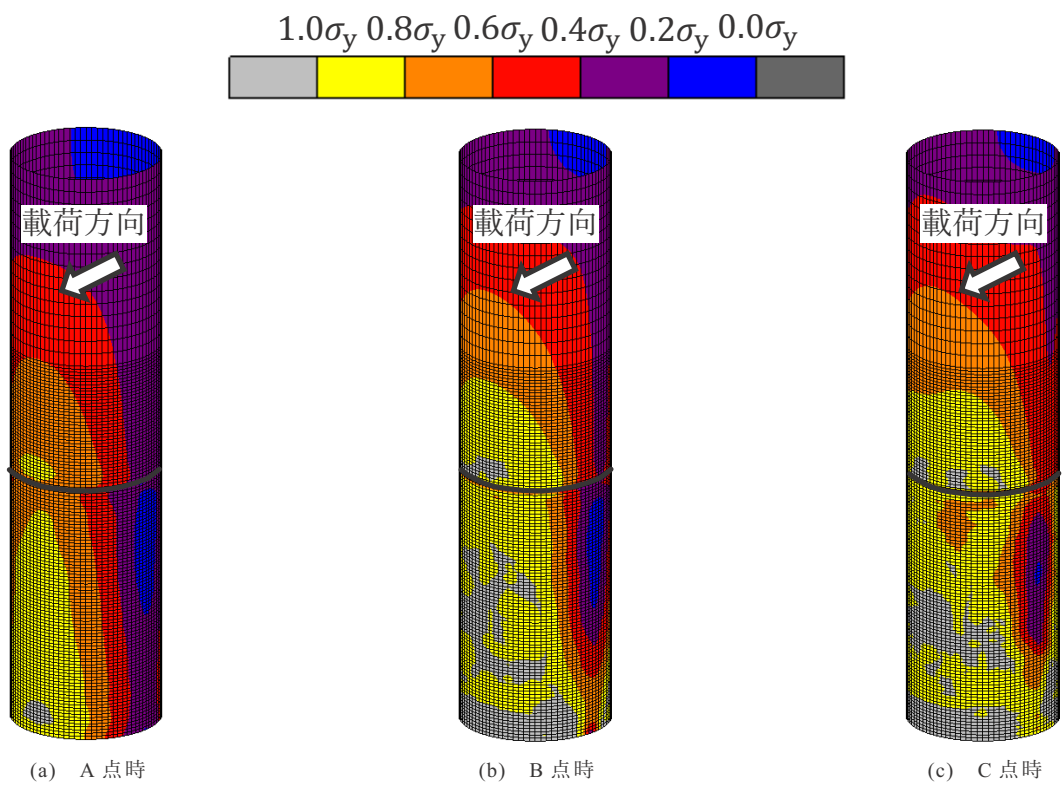


図 4-9 C-009-030 の充填率  $L_c/L$  が 0.4, 軸力比  $n$  が 0.1 の相当応力分布



(a) A点時

(b) B点時

(c) C点時

図 4-10 C-009-030 の充填率  $L_c/L$  が 0.4, 軸力比  $n$  が 0.1 の変形図 (変形倍率 3 倍)

#### 4. 3. 1. 2 コンクリート充填部直上で座屈変形が生じたモデル

図 4-11 はコンクリート充填部直上で座屈変形が生じたモデル C-009-030 の充填率  $L_c/L$  が 0.4, 軸力比  $n$  が 0.3 の解析モデルの荷重-変位関係である。ここでは, A 点は橋脚の剛性の変化点, B 点は最大耐力時, C 点は降伏変位の約 10 倍時である。水平変位が約 40mm の A 点に達するまでは, 柱は一定の傾きで耐力が大きくなっている。A 点の 40mm から B 点の 70mm までは耐力は大きくなり続けるが, B 点の 70mm 以降で柱の耐力は急激に小さくなっている。

図 4-12 に示すように, B 点以前では水平変位が大きくなるにつれて, 鋼管基部で座屈変形が生じたモデルの軸力履歴である図 4-8 と同じように鋼管に作用する軸力は小さくなり, コンクリートに作用する軸力が大きくなっている。しかし, B 点時以降では, コンクリートに作用する圧縮力が小さくなり, 鋼管が再び圧縮力の大部分を負担している。

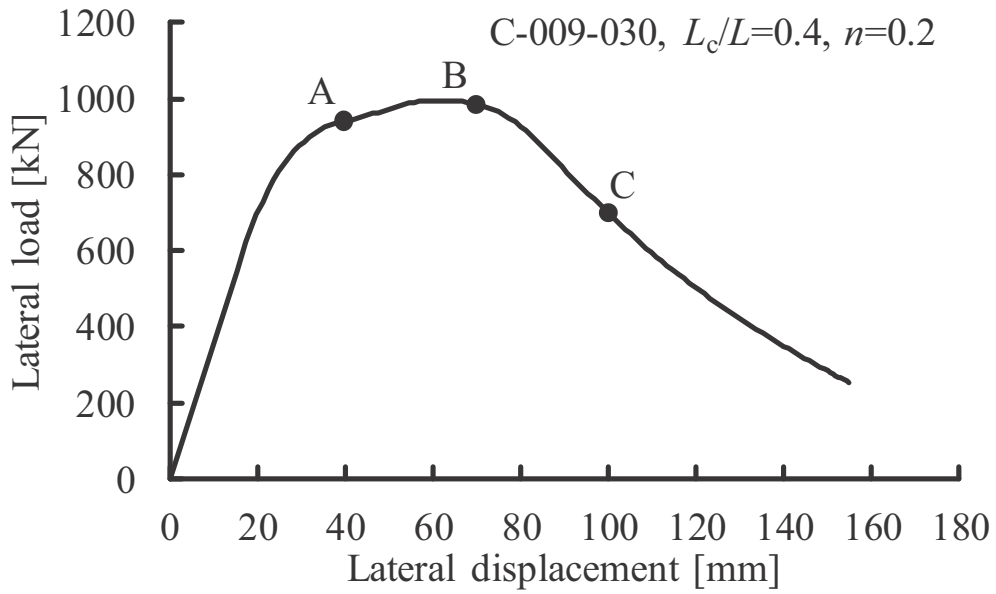


図 4-11 C-009-030 の充填率  $L_c/L$  が 0.4, 軸力比  $n$  が 0.3 の荷重-変位関係

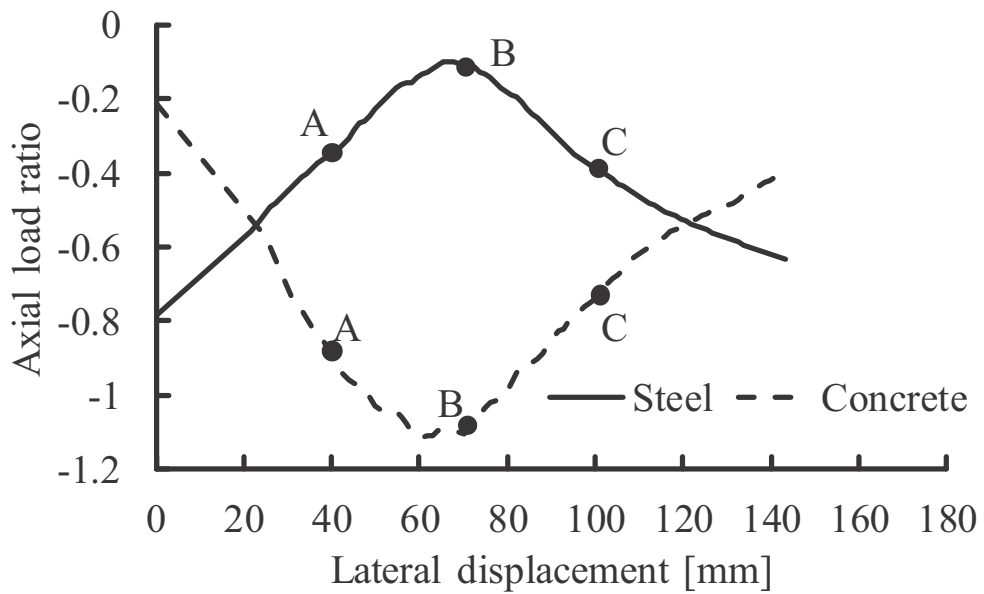


図 4-12 C-009-030 の充填率  $L_c/L$  が 0.4, 軸力比  $n$  が 0.3 の軸力履歴

図 4-13 に示す鋼管の相当応力分布を見ると，A 点時では鋼管の応力分布は柱基部で座屈変形が生じたモデルとほとんど同じであるが，B 点時では充填部直上の塑性域が大きくなっているのに対して，柱基部の塑性域の進展は見られない．C 点時では柱基部の応力は降伏応力以下の大きさとなり，充填部直上で鋼管全周に渡って塑性化が生じている．

図 4-14 の変形図を見ると，A 点時では鋼管の応力が降伏応力を越えている鋼管基部とダイアフラムの直上でも面外変形はほとんど確認できない．B 点時では，ダイアフラムの直上に鋼管の面外変形が生じている．C 点時では，B 点時で生じた鋼管の面外変形が進展し，ダイアフラムの直上を軸として柱が傾いている．

これらの結果より，水平変位が小さい範囲では，充填部直上で座屈変形が生じたモデルの荷重-変位関係と相当応力分布からは柱基部で座屈変形が生じたモデルとの有意な差は確認できなかった．しかしながら，図 4-11 中の B 点時以降では，鋼管の応力は充填部直上に集中し，座屈変形を生じさせている．そして，C 点時には充填部の鋼管に生じていた降伏応力を超える応力は小さくなり，弾性範囲内となっている，これは充填部直上で座屈変形が生じ，橋脚の傾きの中心となることで，充填部直上より下では充填部直上より下の高さでは水平力を負担しないことを示している．このため，コンクリートが軸力を負担せず，鋼管のみで軸力を受け持ったため，耐力が急激に低下したと考えられる．

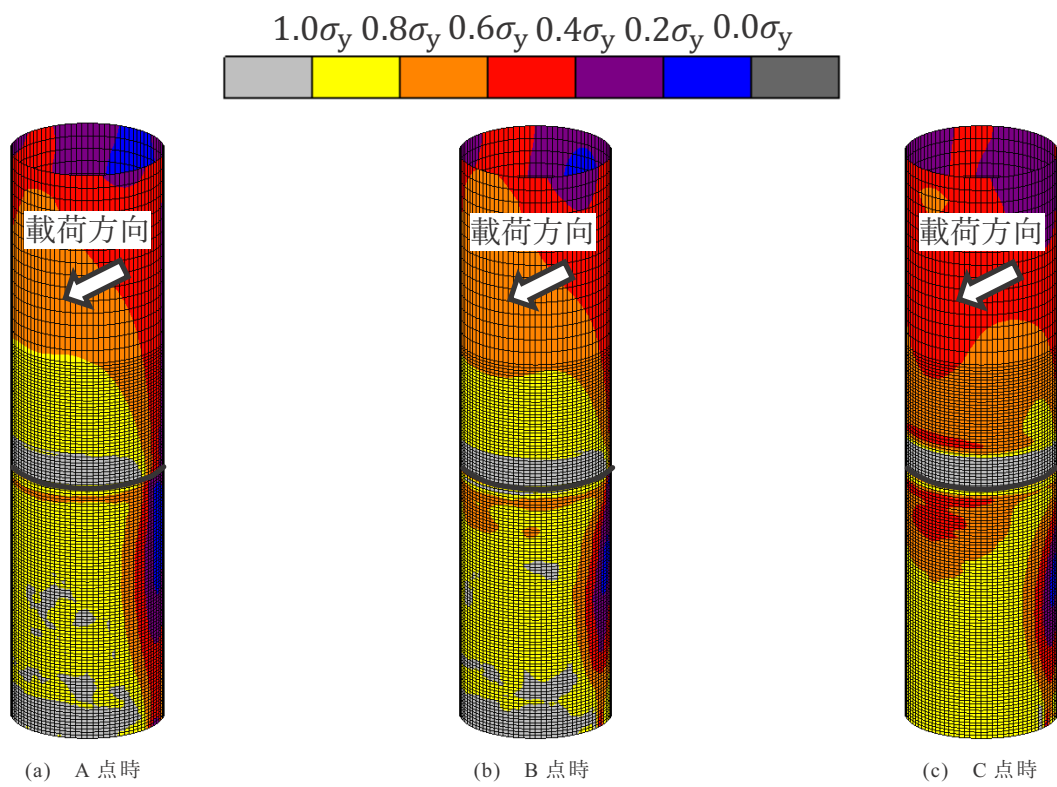


図 4-13 C-009-030 の充填率  $L_c/L$  が 0.4, 軸力比  $n$  が 0.3 の相当応力分布

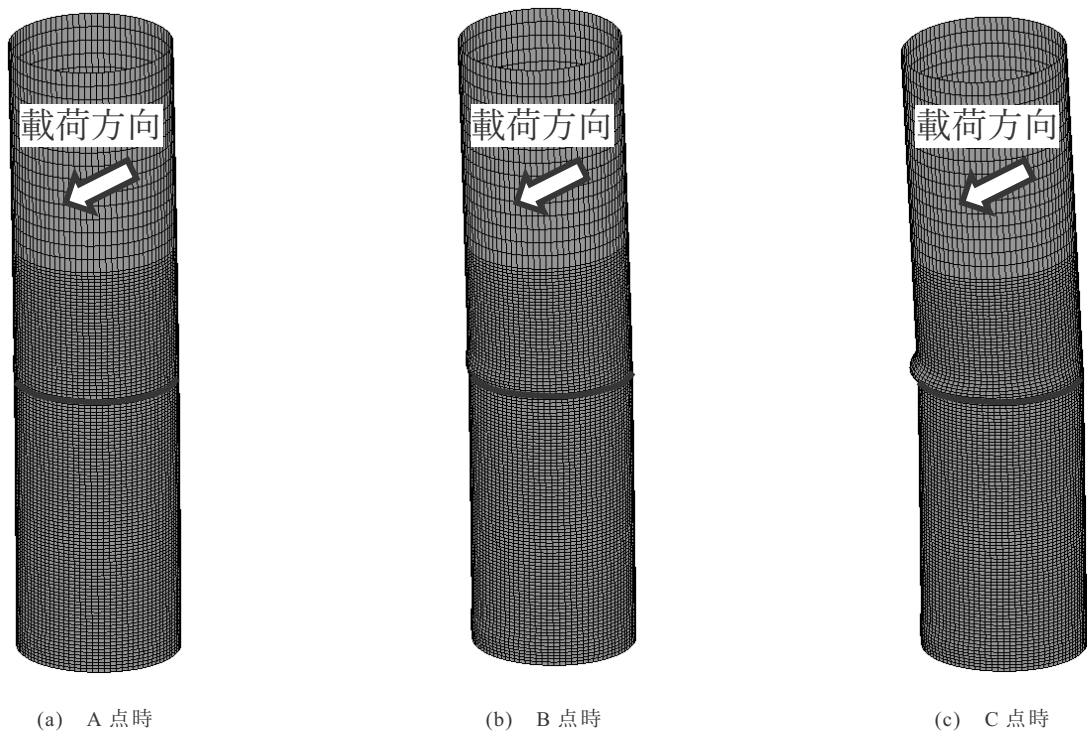


図 4-14 C-009-030 の充填率  $L_c/L$  が 0.4, 軸力比  $n$  が 0.3 の変形図 (変形倍率 2 倍)

#### 4. 3. 1. 3 鋼管基部と充填部直上の 2 ヶ所に座屈変形が生じたモデル

図 4-15 は柱基部と充填部直上の 2 ヶ所に座屈変形が生じたモデル C-009-030 の充填率  $L_c/L$  が 0.4, 軸力比  $n$  が 0.2 の解析モデルの荷重-変位関係である。図中の A 点は橋脚の剛性変化点, B 点, C 点はそれぞれ橋脚の降伏変位のそれぞれ 9 倍, 15 倍時である。荷重-変位関係より, 鋼管基部のみに座屈変形が生じたモデルと同様に, 橋脚は剛性が変化し, 最大耐力に達した以降も変位が大きくなることによる耐力の明確な低下は見られず, 概ね一定の値を示している。

図 4-16 の軸力比より, 鋼管基部で座屈変形が生じたモデルと同じように水平変位が大きくなるにつれて, コンクリートに作用する圧縮力が大きくなり, 鋼管には引張力が作用している。一方, 鋼管基部で座屈変形が生じたモデルよりもコンクリートの負担する圧縮力は小さくなり, 鋼管に作用する引張力は小さくなっている。



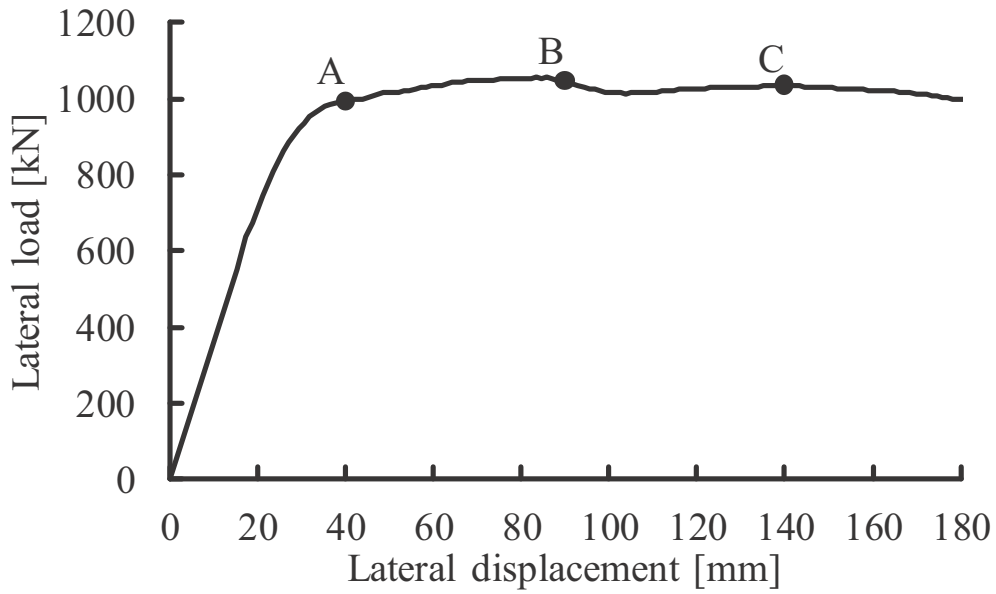


図 4—15 C-009-030 の充填率  $L_c/L$  が 0.4, 軸力比  $n$  が 0.2 の荷重-変位関係

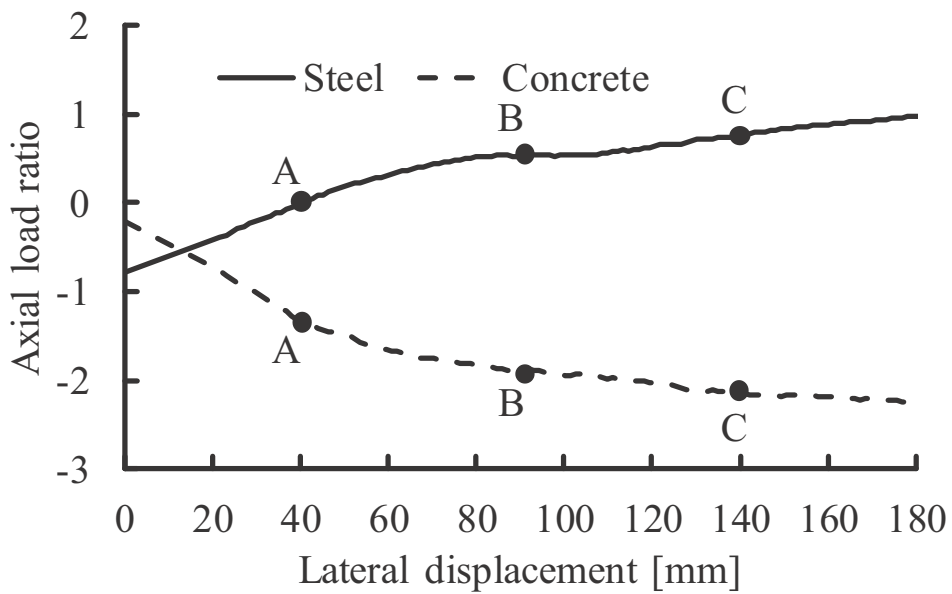


図 4—16 C-009-030 の充填率  $L_c/L$  が 0.4, 軸力比  $n$  が 0.2 の軸力履歴

図 4-17 に示す鋼管の相当応力分布より，柱基部と充填部直上の鋼管で弾性限界を越えている．変位が大きくなるにつれて，充填部の塑性域は基部のみに集中している．一方，鋼管基部のみに座屈変形が生じたモデルとは異なり，充填部直上でも広い範囲で塑性域が見られる．

図 4-18 に示すように本章で解析対象とした各パラメータの範囲で，鋼管基部と充填コンクリートの直上で座屈変形が生じたモデルは，全て最初に鋼管基部で面外変形が生じ，その後，水平変位が大きくなるにつれて，充填部直上にも面外変形が見られた．図に示すように，B 点時では鋼管基部にのみ面外変形が生じている．その後，C 点時では柱基部だけではなく，充填部直上でも面外変形が見られる．

これらの結果より，柱基部と充填部直上の 2 ヶ所に座屈変形が生じたモデルは，柱基部のみに座屈変形が生じたモデルと同じように，コンクリートが圧縮力を負担し続けるため，鋼管の座屈変形は進展せず，一定の耐力を保つことが出来ている．

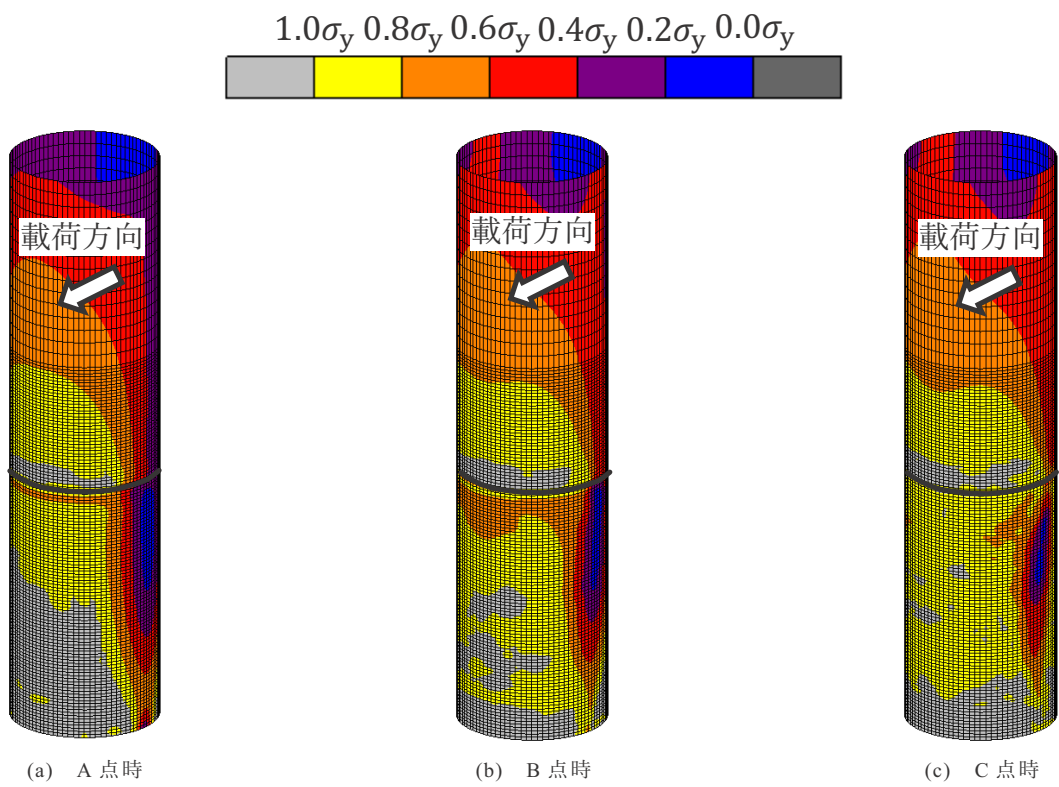


図 4-17 C-009-030 の充填率  $L_c/L$  が 0.4, 軸力比  $n$  が 0.2 の相当応力分布



(a) A 点時

(b) B 点時

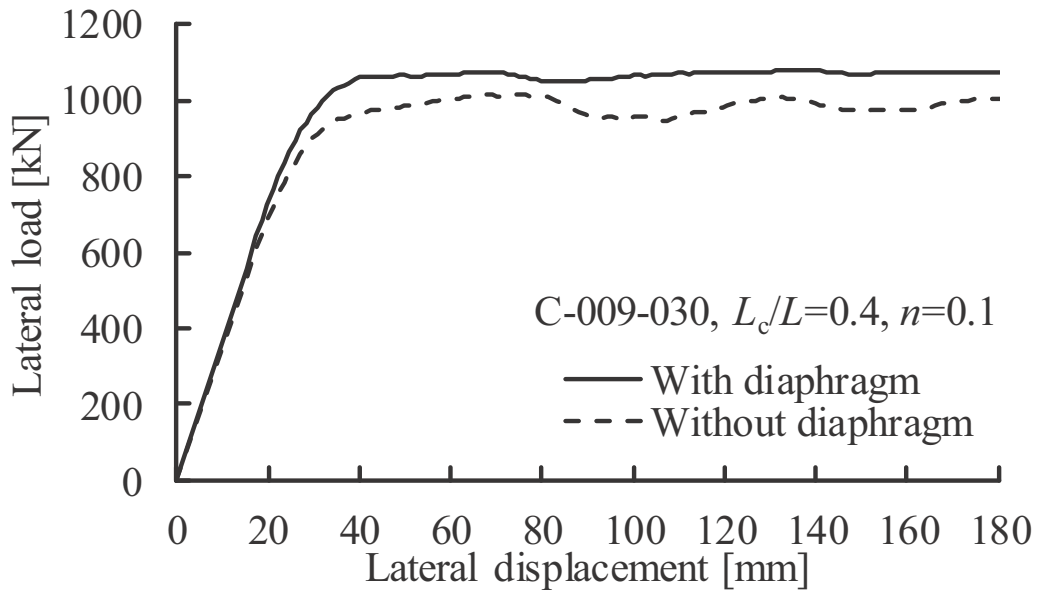
(c) C 点時

図 4-18 C-009-030 の充填率  $L_c/L$  が 0.4, 軸力比  $n$  が 0.2 の変形図 (変形倍率 3 倍)

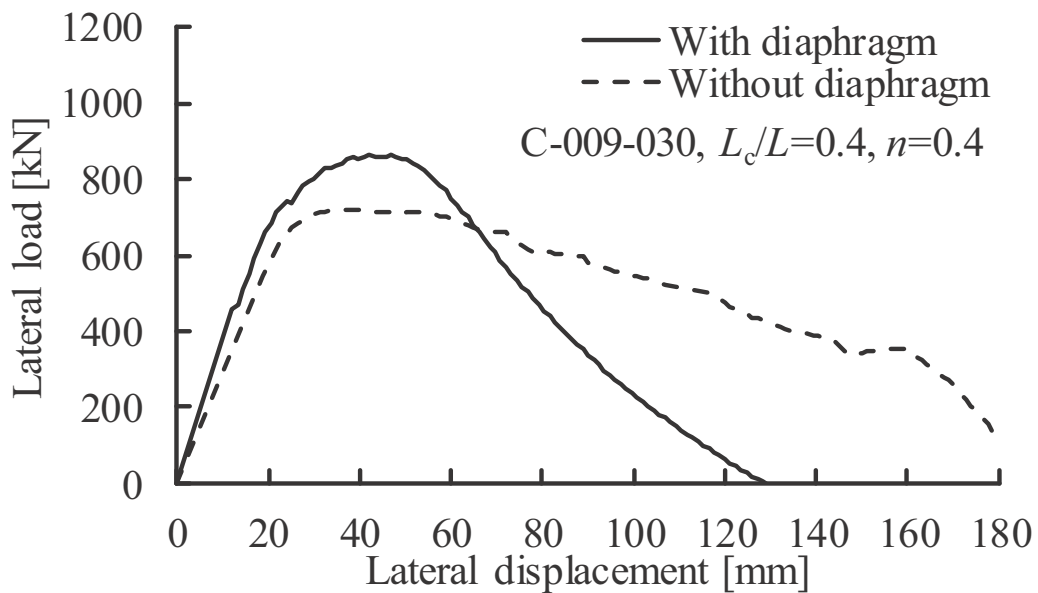
#### 4. 3. 2 ダイアフラムが柱の挙動に及ぼす影響

図 4-19 は C-009-030 の充填率  $L_c/L$  が 0.4, 軸力比  $n$  が 0.1 と 0.4 の解析モデルの荷重-変位関係である。図中の実線はダイアフラムを有するモデルの荷重-変位関係で、点線はダイアフラムを有していないものである。まず図 4-19(a)の軸力比が 0.1 のモデルでは、最大耐力はダイアフラムを有するモデルの方が 1091.3kN, ダイアフラムのないモデルは 1031.9kN となっており、ダイアフラムを有するモデルの方が約 6%耐力は大きくなった。最大耐力後ではダイアフラムの有無に関わらず、両モデルは一定の耐力を保っている。

しかしながら、図 4-19(b)の軸力比が 0.4 のモデルでは、最大耐力はダイアフラムを有するモデルが 862.6kN, ダイアフラムのないモデルは 765.8kN であり、軸力比 0.1 のモデルと同じようにダイアフラムを有するモデルの方が大きい最大耐力となっている。一方、最大耐力以降では、ダイアフラムを有するモデルで耐力の急激な低下が生じ、ダイアフラムのないモデルよりもダイアフラムを有するモデルの方が靱性に劣っている結果となった。これは、4. 3. 1 節で述べた座屈位置が関係している。軸力比 40%のダイアフラムを有するモデルでは、図 4-20 に示すように充填コンクリート直上のコンクリートが充填されていない部分で座屈変形が生じ、軸力を全て鋼管が負担しているため、このような急激な耐力の低下が発生したと考えられる。

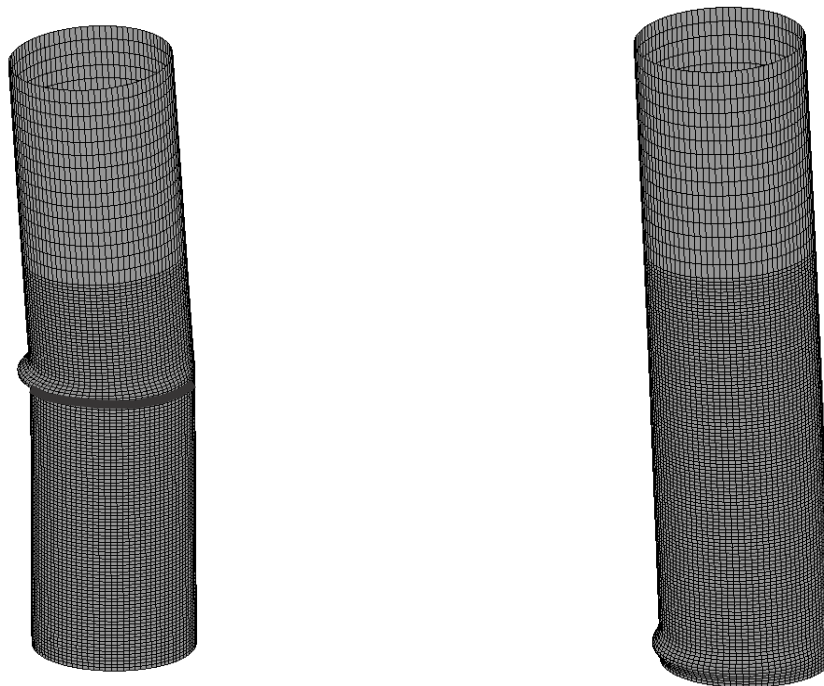


(a) C-009-030 の充填率  $L_c/L$  が 0.4, 軸力比  $n$  が 0.1 の荷重-変位関係



(b) C-009-030 の充填率  $L_c/L$  が 0.4, 軸力比  $n$  が 0.4 の荷重-変位関係

図 4-19 C-009-030 の  $L_c/L$  が 0.4 でのダイアフラムの影響



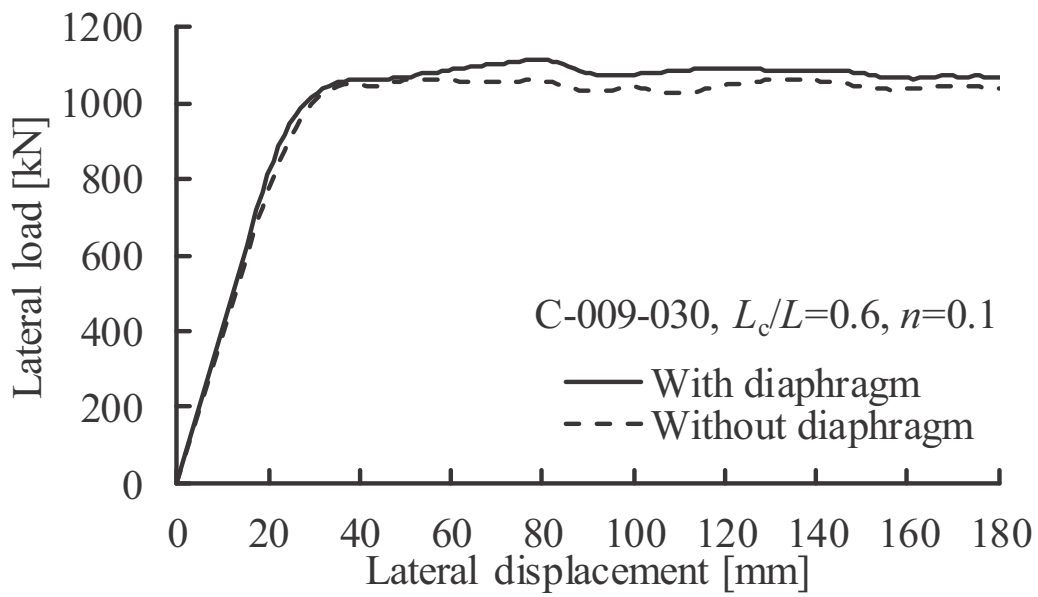
(a) ダイアフラム有り

(b) ダイアフラム無し

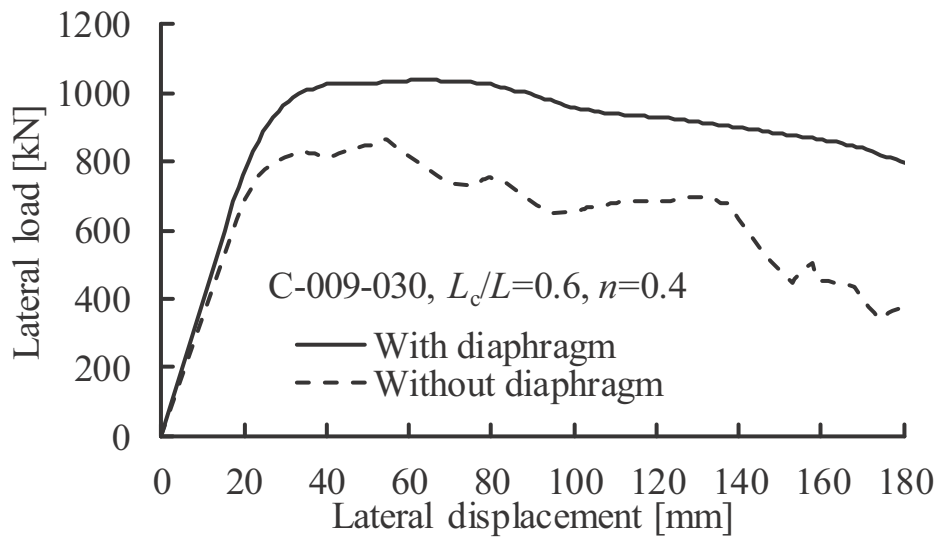
図 4-20 C-009-030 の充填率  $L_c/L$  が 0.4, 軸力比  $n$  が 0.4 での変形図

図 4-21 は C-009-030 の充填率  $L_c/L$  が 0.6, 軸力比  $n$  が 0.1 と 0.4 の解析モデルの荷重-変位関係である。図 4-19(a)の軸力比  $n$  が 40%のモデルと比べて、コンクリート充填率が高くなることによって、ダイアフラムの有無に関わらず、耐力が大きくなっている。加えて、最大耐力以降、変位が大きくなるにつれて、耐力は小さくなっているが、ダイアフラムのないモデルと比べて、ダイアフラムのあるモデルは緩やかに耐力が低下している。ダイアフラムを有するモデルの図 4-22 内の黒点時の変形形状を見ると、ダイアフラムの有無に関わらず、鋼管基部で面外変形が生じている。図 4-23 は図の変形図 4-22 中の赤点の位置の鋼管板厚中央面の軸方向ひずみを示している。柱頭部の変位が約 40mm に達するまでは、ひずみにはダイアフラムによる影響は見られないが、40mm 以降では、ダイアフラムのないモデルの方がひずみは大きくなり、変位の増加に応じて、両者の差は大きくなっている。

これらの結果より、本章で対象とするような軸力の大きいコンクリート充填鋼製橋脚ではダイアフラムを有することで、最大耐力を大きくすることはできるが、充填高さが不足している場合、充填コンクリート直上で座屈変形が発生し、耐力を急激に失ってしまう可能性があることが分かった。



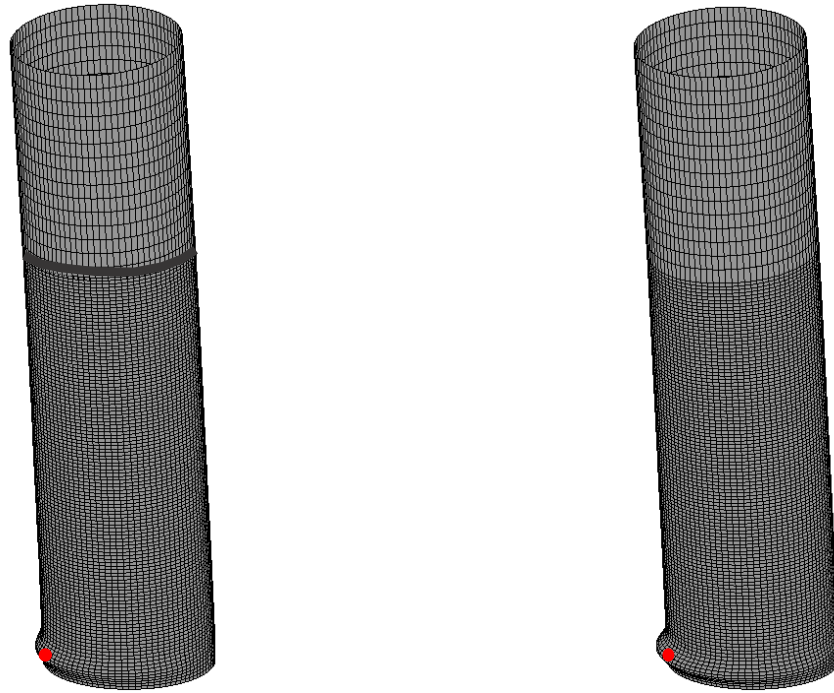
(a) C-009-030 の充填率  $L_c/L$  が 0.6, 軸力比  $n$  が 0.1 の荷重-変位関係



(b) C-009-030 の充填率  $L_c/L$  が 0.6, 軸力比  $n$  が 0.4 の荷重-変位関係

図 4-21 C-009-030 の  $L_c/L$  が 0.6 でのダイアフラムの影響





(a) ダイアフラム有り

(b) ダイアフラム無し

図 4-22 C-009-030 の充填率  $L_c/L$  が 0.6, 軸力比  $n$  が 0.4 での変形図

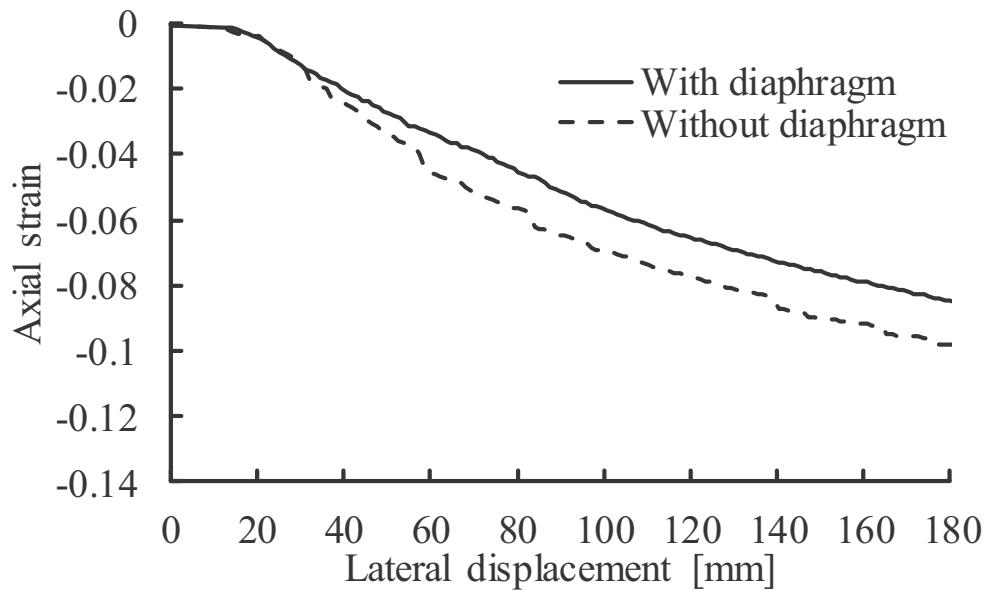


図 4-23 座屈変形頂部での軸方向ひずみ履歴

#### 4. 3. 3 解析モデルの最大耐力と座屈位置

図 4-24 はダイアフラムを有する解析モデルのそれぞれの充填率および軸力比での最大耐力を示している。軸力比  $n$  が 0 の場合、コンクリートが充填されていないモデルと比べて、充填率  $L_c/L$  が 0.2 のモデルでは概ね最大耐力が 15%程度向上しているが、軸力が大きくなるにつれて最大耐力の差は小さくなっている。そして、軸力比  $n$  が 0.2 以下のモデルでは、充填率  $L_c/L$  が 0.4 のモデルと 0.6 のモデルの最大耐力の差は小さい、しかしながら、軸力比  $n$  が大きくなると、両者の最大耐力の差は大きくなっている。充填率  $L_c/L$  が 0.4 のモデルでは、径厚比パラメータ  $R$  の最も小さい C-006-030 以外のモデルは軸力比  $n$  が 0.3 以降で最大耐力は急激に低下している。これは鋼管の板厚が C-006-030 モデルは他のモデルよりも厚いため、水平荷重の増加による座屈変形の進展が穏やかであるためであると考えられる。一方、充填率  $L_c/L$  が 0.6 では軸力が大きくなることによる最大耐力の低下は他の充填率と比べて明らかに小さいが、C-006-030 モデルでは充填率  $L_c/L$  が 0.4 の場合と 0.6 を比べると、最大耐力の差は非常に小さい。

これらの結果から、本章で対象とした解析モデルの範囲内では、軸力が比較的小さい場合、コンクリートを柱高さの 20%充填することでも最大耐力は大きく向上し、充填率  $L_c/L$  が 0.4 と 0.6 のモデルの間には最大耐力の差はほとんど見られない。しかしながら、軸力が道路橋示方書・同解説の制限値である軸力比  $n$  が 0.2 を越えると、充填率  $L_c/L$  が 0.2 および 0.4 のモデルではコンクリートが充填されていない橋脚同様に最大耐力が小さくなっている。それに対して、0.6 のモデルでは最大耐力の低下をある程度抑えることができている。このため、本章の解析の範囲内では、大きい軸力下でコンクリート充填橋脚が耐力を保つためには、橋脚高さの 60%以上の充填が必要となる。

異なる径厚比パラメータ  $R$  を有するモデルを見ると、径厚比パラメータ  $R$  が小さくなるほど、コンクリートの充填率による最大耐力への影響は小さくなっている。この理由として、鋼管の板厚が厚いため、コンクリート充填による曲げ剛性への影響が他のモデルと比べると小さいことが考えられる。

細長比パラメータ  $\lambda$  の異なるモデルを見ると、細長比パラメータ  $\lambda$  が大きくなるほど、最大耐力は小さくなるが、軸力の増加に対して同様の傾向を示している。

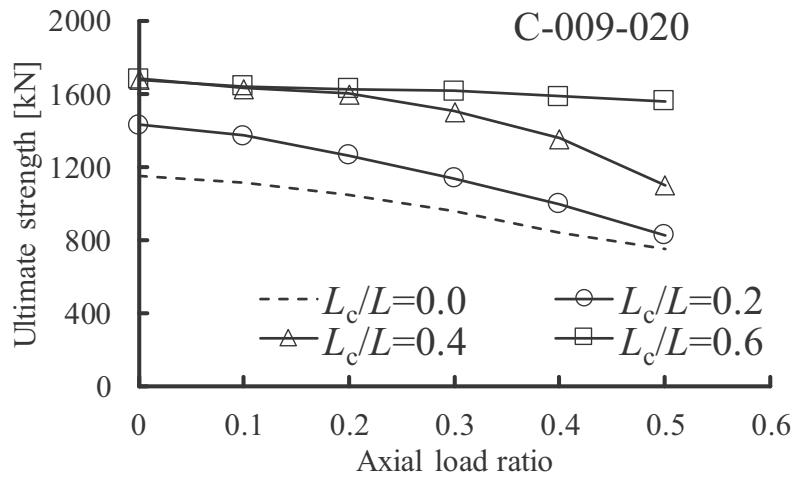


図 4-24(a) C-009-020 の最大耐力

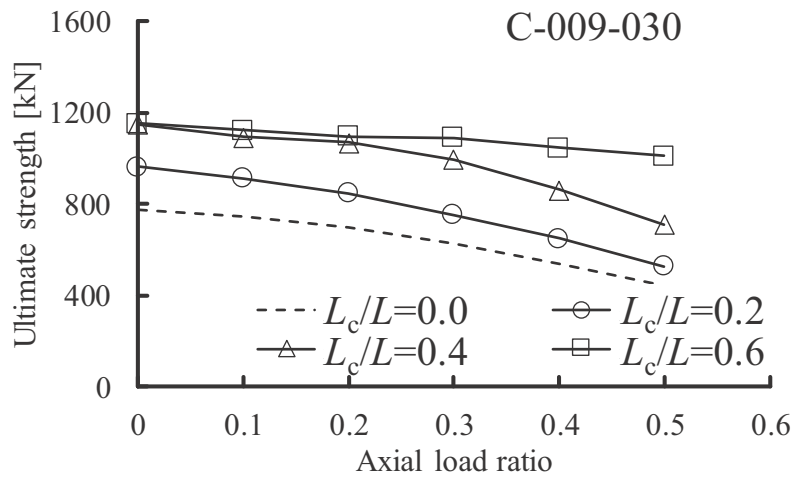


図 4-24(b) C-009-030 の最大耐力

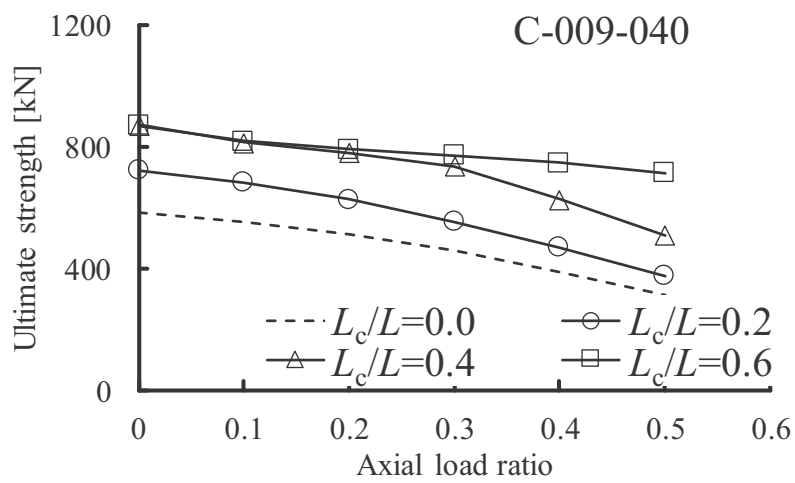


図 4-24(c) C-009-040 の最大耐力

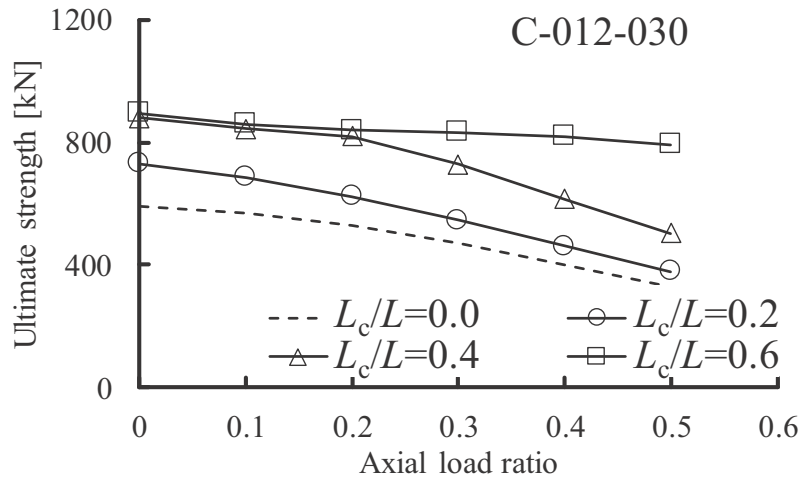


図 4-24(d) C-012-030 の最大耐力

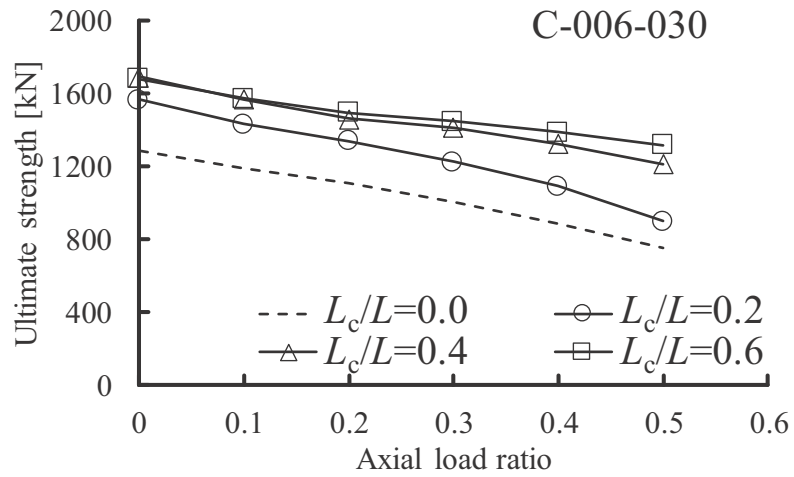


図 4-24(e) C-006-030 の最大耐力

図 4-24 解析モデルの最大耐力

表 4-2 から表 4-6 はダイアフラムを有する解析モデルのそれぞれの充填率および軸力比での座屈位置をまとめたものである。座屈位置の決定方法については、各解析モデルの無充填時の水平降伏変位の 10 倍の値を与えた時の変形形状から、目視で決定している。

全ての解析モデルで共通する点として、充填率 20%では、軸力の大きさに関わらず、充填部直上で鋼管に座屈変形が見られた。対照的に、充填率  $L_c/L$  が 0.6 のモデルでは全て鋼管基部に座屈変形が発生する結果となった。

径厚比パラメータが同じで、細長比パラメータが異なる C-009-020, C-009-030, C-009-040 を見てみると、各充填率、軸力比の座屈位置は全て同じとなっており、水平荷重下の PCFST の座屈位置において、細長比パラメータの影響は見られなかった。

一方、径厚比パラメータの異なる C-012-030, C-009-030, C-006-030 を見てみると、上で述べたように、充填率  $L_c/L$  が 0.2 と 0.6 ではモデル毎の座屈位置に差は見られないが、充填率  $L_c/L$  が 0.4 では各モデルの座屈位置に差が見られ、径厚比パラメータの小さいモデルの方が、より大きい軸力下で鋼管基部に座屈変形が生じている。

これらの結果から、本章で対象とした細長比パラメータの範囲内 ( $\lambda=0.2\sim0.4$ ) ではコンクリート部分充填鋼管の座屈位置には影響を及ぼしていない。一方、径厚比パラメータを見ると、径厚比パラメータが小さいほど、変形性能が高い座屈位置である鋼管基部での座屈変形になりやすいことが明らかである。

表 4-2 C-009-020 の座屈位置

C-009-020		Axial load ratio $n$					
		0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
Concrete- filled ratio $L_c/L$	0.2	Upper					
	0.4	Bottom	Both	Upper			
	0.6	Bottom					

表 4-3 C-009-030 の座屈位置

C-009-030		Axial load ratio $n$					
		0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
Concrete- filled ratio $L_c/L$	0.2	Upper					
	0.4	Bottom	Both	Upper			
	0.6	Bottom					

表 4-4 C-009-040 の座屈位置

C-009-040		Axial load ratio $n$					
		0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
Concrete- filled ratio $L_c/L$	0.2	Upper					
	0.4	Bottom	Both	Upper			
	0.6	Bottom					

表 4-5 C-012-030 の座屈位置

C-012-030		Axial load ratio $n$					
		0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
Concrete- filled ratio $L_c/L$	0.2	<b>Upper</b>					
	0.4	<b>Bottom</b>	<b>Both</b>	<b>Upper</b>			
	0.6	<b>Bottom</b>					

表 4-6 C-006-030 の座屈位置

C-006-030		Axial load ratio $n$					
		0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
Concrete- filled ratio $L_c/L$	0.2	<b>Upper</b>					
	0.4	<b>Bottom</b>			<b>Both</b>		<b>Upper</b>
	0.6	<b>Bottom</b>					

#### 4. 4 結言

本章では、高軸力下の柱構造におけるコンクリート充填鋼製橋脚の適用性を検討するために、高軸力下のコンクリート充填鋼製橋脚の単調載荷解析を行った。本章で得られた知見を以下にまとめる。

##### 1) 鋼管の座屈位置が柱の挙動に及ぼす影響

静的単調載荷解析の結果、ダイアフラムを有するコンクリート充填鋼製橋脚は軸力の大きさ、充填率、径厚比パラメータに応じて、「鋼管基部での座屈」、「充填部直上での座屈」、「鋼管基部と充填部直上の2ヶ所での座屈」の3つの座屈形態が見られた。

「鋼管基部での座屈」および「鋼管基部と充填部直上の2ヶ所での座屈」では、コンクリートを柱全長に渡って充填した柱と同じように、最大耐力以降でも耐力の低下はほとんど見られなかった。これは、既往の研究でも述べているように、軸力をコンクリートが負担し、鋼管には圧縮の軸力が作用しないためである。

一方、「充填部直上での座屈」では、最大耐力以降で急激な耐力の低下が見られた。鋼管と充填コンクリートの軸力を見ると、最大耐力までは他の2つの座屈形態と同じように、充填コンクリートが圧縮の軸力を負担しているが、最大耐力以降で、鋼管のみで圧縮の軸力を負担するようになり、急激に座屈変形が進展したためである。このため、「充填部直上での座屈」が生じたモデルでは、ダイアフラムのない場合の方が、地震時などで重要になる変形性能が高かった。

##### 2) 細長比パラメータと径厚比パラメータの影響

本章で対象とした細長比パラメータの範囲では、表4-2～4-6より、細長比パラメータは鋼管の座屈位置には影響を及ぼしていない。一方、径厚比パラメータは小さくなるほど、「充填部直上での座屈」ではなく、「鋼管基部での座屈」と「鋼管基部と充填部直上の2ヶ所での座屈」を発生させやすくする。

##### 3) 高軸力下でのコンクリート充填鋼製橋脚の適用性

本章で対象とした各パラメータの範囲では、基本的に軸力が大きくなるほど、「充填



部直上での座屈」が発生しやすくなった。この座屈形態は耐力の急激な低下を引き起こすため、高軸力下でコンクリート充填鋼製橋脚を適用する場合、この座屈形態が生じないように設計を行う必要がある。

解析結果より、「鋼管基部での座屈」と「鋼管基部と充填部直上の 2 ヶ所での座屈」を生じさせる最も効果的なパラメータは充填率であり、本章の範囲では、 $L_c/L$  を 0.6 とすることで、「鋼管基部での座屈」のみが発生し、変位が大きくなっても耐力を保つことができている。このため、高軸力下でも橋脚高さの 60%程度の十分な高さまでコンクリートを充填することで、大きい水平力を受けても、柱の崩壊などは防ぐことができると思われる。

しかしながら、コンクリートの充填率を大きくすることで、柱自体の自重や地震時の慣性力の増加、基礎構造物への負担増などのデメリットが生じることが考えられ、本章では静解析のみを行ったため、それらの影響について考慮することができていない。そのため、今後、高軸力下でのコンクリート部分充填鋼管柱の地震応答解析や、基礎構造物を考慮した解析モデルによる解析などによって、高軸力下のコンクリート充填鋼製橋脚の適用性については更なる検討を行う必要がある。

## 第5章 ダイアフラムがコンクリート充填鋼製橋脚の 地震時挙動に及ぼす影響

### 5.1 緒言

第4章では軸力の大きさがコンクリート充填橋脚の挙動に与える影響について検討を行い、橋脚の座屈変形の生じる位置によって最大耐力後の挙動が異なることが明らかとなった。第4章ではダイアフラムの有無の場合について軸力による影響を検討したが、ダイアフラムの寸法がコンクリート充填橋脚の挙動に及ぼす影響については言及していない。そこで、本章では、ダイアフラムがコンクリート部分充填鋼製橋脚（以下、PCFST）の地震時挙動に与える影響を明らかとするために地震応答解析を実施した。ここでは、コンクリート充填率、ダイアフラムの有無、ダイアフラムの開口幅および板厚をパラメータとして変化させ、耐荷力、変形性能に与える影響について数値解析により考察した。

### 5.2 解析モデル

#### 5.2.1 解析モデルの概要

解析モデルの概要を図5-1に示す。鋼管の直径  $D$ 、板厚  $t$ 、全長  $L$  は、2,000mm、20mm、8,000mm である。鋼管上部には、高架橋の上部構造を想定し 450 ton の質量を与えた。鋼管内部のダイアフラムは各解析モデルの充填コンクリート直上に溶接されているものとし、板厚は全て 9mm とした。解析モデルの耐震性能に関わる無次元パラメータとして径厚比パラメータ  $R_t$ 、細長比パラメータ  $\lambda_t$ 、軸力比  $N/N_y$  は以下の式(5-1)～(5-3)で表され、0.12、0.28、0.12 とした。なお、設定したそれぞれのパラメータは道路橋示方書<sup>56)</sup>の制限値の範囲内とした。

$$R_t = \sqrt{3(1 - \nu^2)} \frac{\sigma_y D}{E_s 2t} \quad (5-1)$$

$$\lambda_t = \frac{2L}{\pi \sqrt{I_s/A_s}} \sqrt{\sigma_y/E_s} \quad (5-2)$$

$$N = 0.11N_y = 0.11\sigma_y A_s \quad (5-3)$$

ここに、 $\sigma_y$ は鋼材の降伏応力、 $E_s$ は鋼材のヤング係数、 $\nu_s$ は鋼材のポアソン比、 $I_s$ は鋼管のみの断面二次モーメント、 $A_s$ は鋼管のみの断面積、 $N_y$ は鋼断面の全断面降伏軸力である。

本章では、ダイアフラムの開口の大きさ  $H$  とコンクリートの充填高さ  $L_c$  を解析パラメータとし、地震時の挙動に与える影響を検討した。開口の大きさ  $H$  は鋼管の直径の 20%、50%、および、80%とした。すなわち開口の大きさ  $H$  は 400mm、1,000mm、1,600mm である。充填高さ  $L_c$  は全長  $L$  の 40% および 60% とした。各解析モデルの名称を表 5-1 のように与える。本文では、コンクリート充填高さによる影響については  $H/D=100\%$  と 50% のモデル、ダイアフラムの開口幅の影響は  $H/D=20\%$  と 80% のモデルについて記述している。

有限要素解析には MSC. Marc 2016 を用いた。モデル化にあたり PCFST を図 5-2 に示すように 3 種類の要素で離散化した。直径  $D$  の 3 倍の高さまでの鋼管とダイアフラムには 4 節点シェル要素を用い、それ以降の鋼管上部は自由度を減らすために 2 節点の梁要素によって離散化した。また充填コンクリートは 8 節点ソリッド要素でモデル化した。鋼管下部の高さ方向は 80mm 毎に分割し、円周方向は 60 分割した。充填コンクリートの高さ方向も鋼管と同じように分割した。

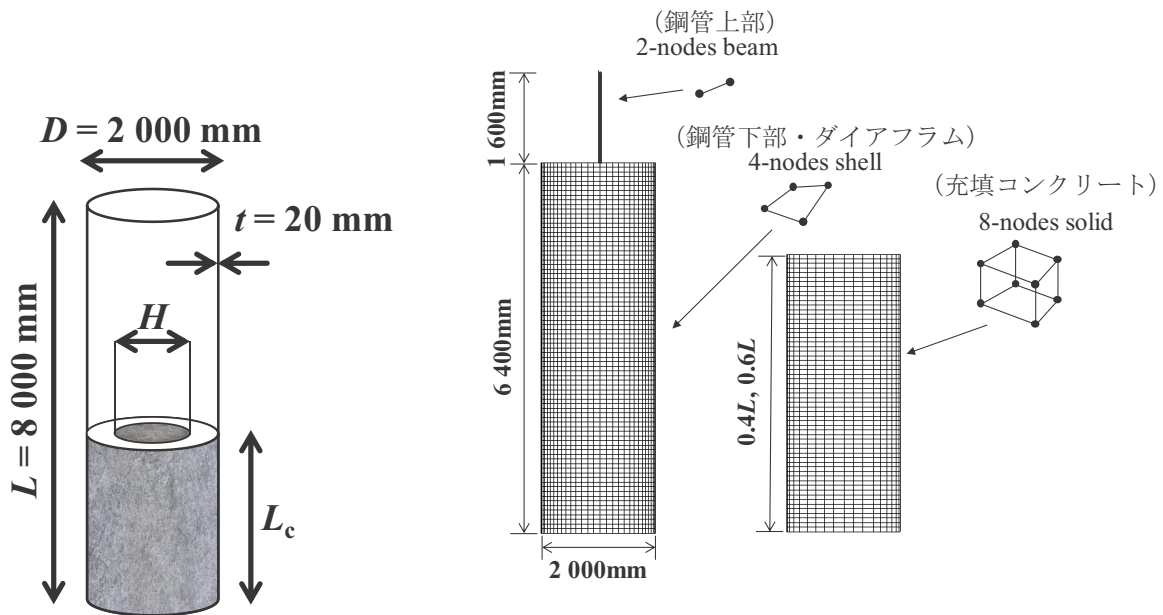


図 5-1 モデルの概要

図 5-2 メッシュ分割

表 5—1 解析ケースとモデル名称

H/D	L <sub>c</sub> /L	
	40%	60%
100%	C-40-100	C-60-100
20%	C-40-20	C-60-20
50%	C-40-50	C-60-50
80%	C-40-80	C-60-80

### 5. 2. 2 材料特性

鋼管およびダイアフラムには SS400 材を用い、図 5—3 のような応力-ひずみ関係を与えた。ここで、SS400 材の降伏応力、ヤング率、ポアソン比を  $\sigma_s = 308.0\text{MPa}$ 、 $E_s = 206.0\text{GPa}$ 、 $\nu_s = 0.30$  とした。これらの物性値は土木研究所らが行ったコンクリート充填円形断面鋼管柱の静的繰返し載荷実験より得られた値を使用している<sup>54)</sup>。加えて、図 5—3 に示した鋼管の応力-ひずみ関係は降伏棚を有する曲線型としている<sup>56)</sup>。繰返し載荷の影響を考慮するために移動硬化則を採用し、降伏条件をミーゼスの降伏条件で定義した。

充填コンクリートは、一軸圧縮強度が 22.0MPa の普通コンクリートを想定し、ACI Committee 318<sup>61)</sup>に従ってヤング率とポアソン比を、 $E_c = 4730\sqrt{f_c} = 21.0\text{ GPa}$ 、 $\nu_c = 0.20$  として与えた。さらに、コンクリートの弾性限界は静水圧応力に依存するため、その影響を破壊基準で考慮する必要がある。本研究では、コンクリートの弾性限界を定義するために、式(5-4)に示す Mohr-Coulomb 則を適用した。また充填コンクリートも鋼管と同様に移動硬化則としている。

$$f_c = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} \quad (5-4)$$

ここに、 $I_1$  は応力テンソルの第 1 不変量、 $J_2$  は偏差応力テンソルの第 2 不変量、 $\alpha$  は材料定数であり、Balmer の実験結果から  $\alpha = 0.2$  とした<sup>62)</sup>。

圧縮応力-圧縮ひずみ関係として、図 5—4 に示す Lin らによって提案された鋼管内部に充填されたコンクリート用の応力-ひずみ関係を用いた<sup>31)</sup>。コンクリートのひび割

れは一軸圧縮強度の 10 分の 1 である 2.2MPa とし， Marc の低張力ひび割れモデルを用いて与えた<sup>55)</sup>。このモデル手法では，最大主応力がコンクリートの引張強度に達するとひび割れが発生し，ひび割れによる軟化挙動が再現できる。一方で，このコンクリートのひび割れや軟化挙動により計算が不安定になることも知られている。本章ではコンクリートは鋼管によって拘束されているため，脆性的な破壊は生じないと仮定し，図 5-4 に示すような引張軟化が生じない引張応力-引張ひずみ関係とした。

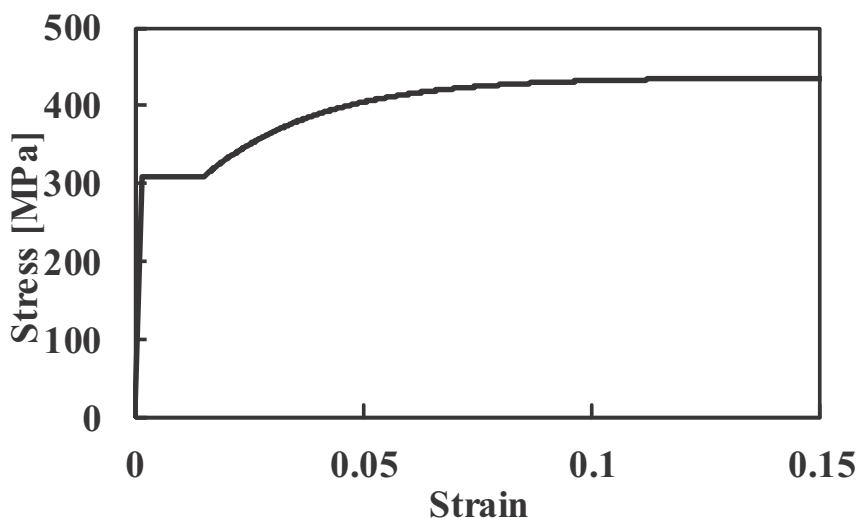


図 5-3 鋼管の応力-ひずみ曲線

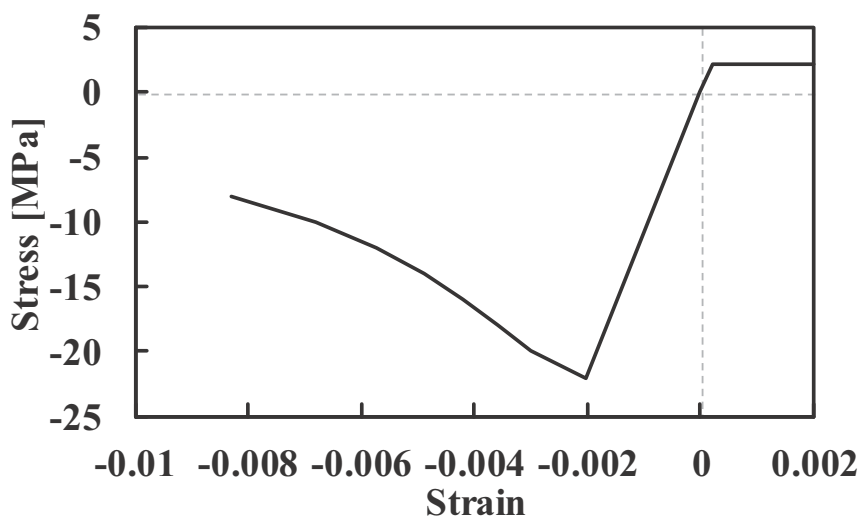


図 5-4 コンクリートの応力-ひずみ曲線

### 5. 2. 3 境界条件

解析モデルの境界条件を図 5-5 に示す。モデル基部は固定されており、モデル上部には上部構造を想定した死荷重と 3 方向の地震加速度  $a_{NS}$ ,  $a_{EW}$ ,  $a_{UD}$  を与えた。本研究では 2004 年に発生した新潟県中越地震で観測された地震波を採用した。この地震波を用いた理由として、本研究で想定した解析モデルの無充填時の水平方向 1 次固有周期は約 0.5sec であり、中越地震では、この固有周期に近い卓越周期を有しているためである。図 5-6 に中越地震の加速度とそのフーリエスペクトルを示す。図中の NS, EW, UD は、それぞれ南北、東西、上下の方向を示す。地震波は 1~6 秒間で大きな揺れを持つ。特に EW 方向の加速度が最も大きく、2.9Hz で  $16.8 \text{ m/s}^2$  の加速度が生じている。

なお、本研究では時間積分の手法として Newmark の  $\beta$  法を用い、積分間隔を 0.005 秒とし、減衰には質量比例型減衰 ( $\alpha=0.05$ ) を適用した。

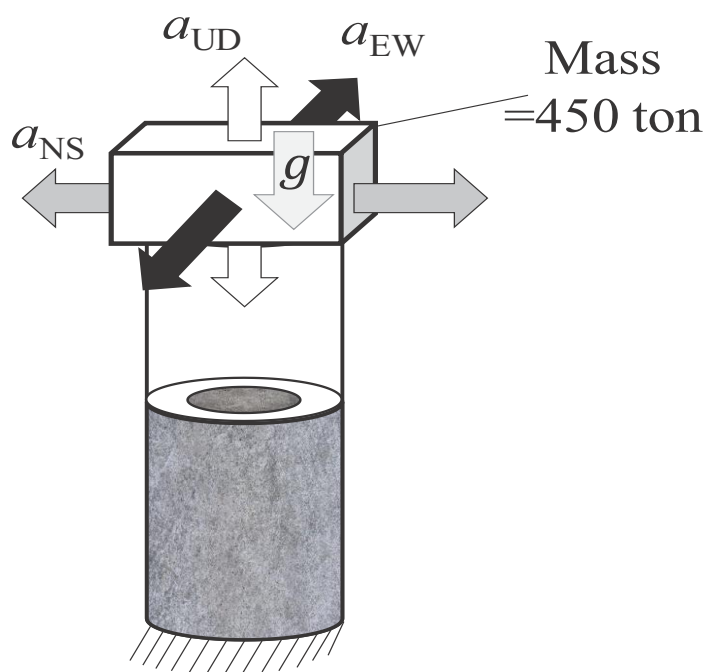
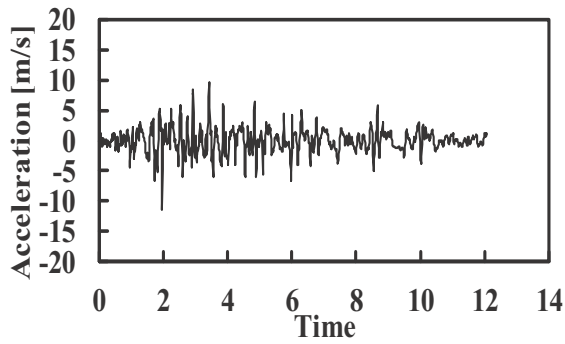
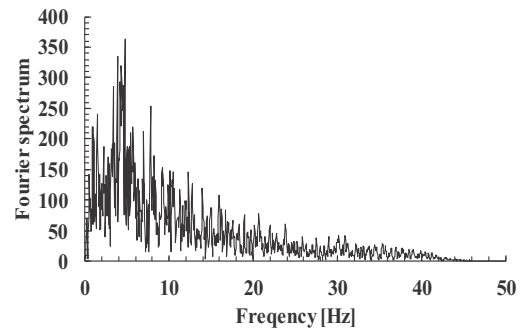


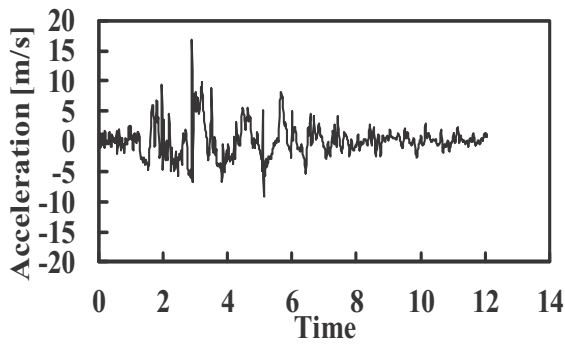
図 5-5 境界条件



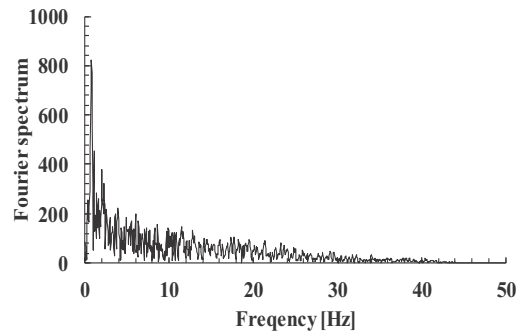
(a) 加速度応答図(NS 方向)



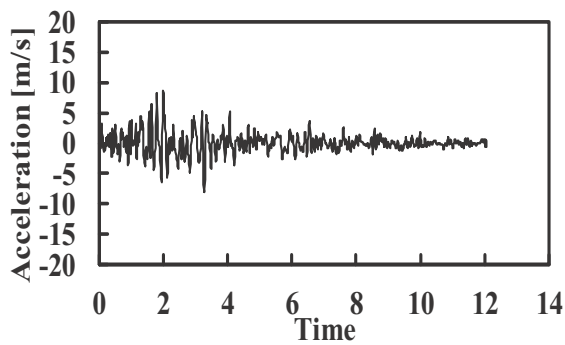
(d) フーリエスペクトル図(NS 方向)



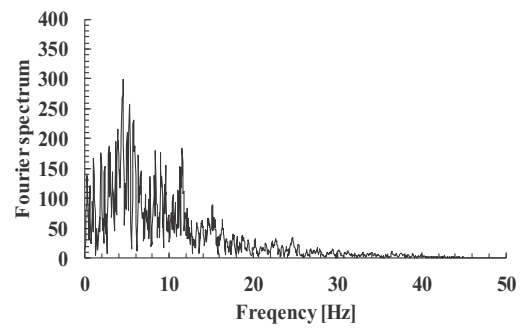
(b) 加速度応答図(EW 方向)



(e) フーリエスペクトル図(EW 方向)



(c) 加速度応答図(UD 方向)



(f) フーリエスペクトル図(UD 方向)

図 5-6 入力地震波の特性

#### 5. 2. 4 接触条件

地震荷重下では、鋼管とコンクリートの間の界面で接触、剥離、および摩擦が発生する。これらの接触問題に対して、本研究では拡張ラグランジュ法<sup>53)</sup>を用いた。また摩擦挙動は図5-7のようにクーロン摩擦モデルを用いた。図中の縦軸はせん断応力 $\tau$ 、横軸 $u_t$ は鋼管とコンクリートの相対変位を示す。せん断応力が最大静摩擦応力 $\tau_{cr}$ に達するまでは界面と接着しており、せん断応力が $\tau_{cr}$ を超えると界面が滑り始める。その後、せん断応力が $\tau_{cr}$ より小さくなると界面は再び接着状態になる。この時、最大静止摩擦応力 $\tau_{cr}$ は次式で与えられる。

$$\tau_{cr} = \mu p \quad (5-5)$$

ここに、 $\mu$ は摩擦係数、 $p$ は垂直応力である。鋼管とコンクリート間の摩擦係数 $\mu$ は既往の研究<sup>44)</sup>を参考に0.2とした。また一方、鋼管とコンクリート間の付着強度に関しては、Taoらが実験によってスタッドがない場合の付着強度は非常に小さいと報告している<sup>43)</sup>。そのため本研究では鋼管とコンクリートの付着強度をゼロと仮定した。

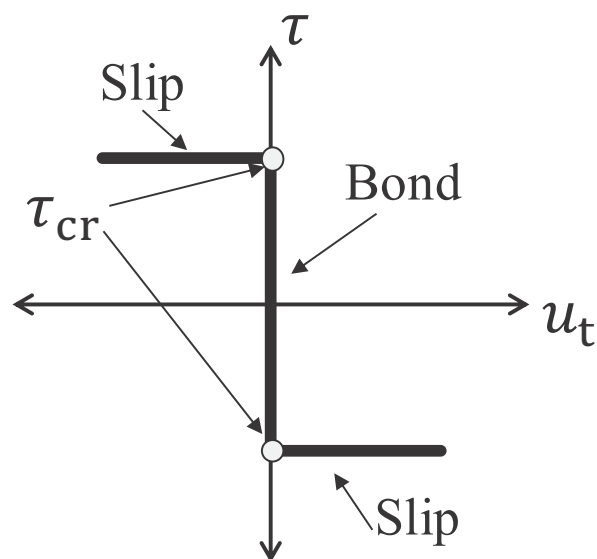


図5-7 クーロン摩擦モデル



### 5. 2. 5 解析モデルの精度の検証

ここでは、繰り返し荷重下のコンクリート充填円形断面橋脚の実験<sup>54)</sup>と解析モデルを比較することで解析モデルの精度と妥当性について検証する。図5-8は土木研究所で行われたコンクリート充填円形断面橋脚の概要を示す。解析モデルは本研究の地震応答解析で用いたモデルと同じように3種類の要素を用い、材料の降伏条件および硬化則も同様に定義した。図5-9は実験により得られた荷重-変位関係と解析の荷重-変位関係を示す。両者を比較すると解析モデルの方が橋脚の耐力を大きく評価し、実験の最大耐力が約80tonfに対して、解析モデルでは約100tonfとなっている。しかしながら、解析モデルはコンクリート充填橋脚特有の履歴曲線は再現しており、実験資料からは鋼材のヤング係数および降伏応力しか得られていないことや、内部に充填されているコンクリートについても一軸圧縮強度しかデータとして得られていないことなどを考慮すると比較的良好的な解を得ることができている。

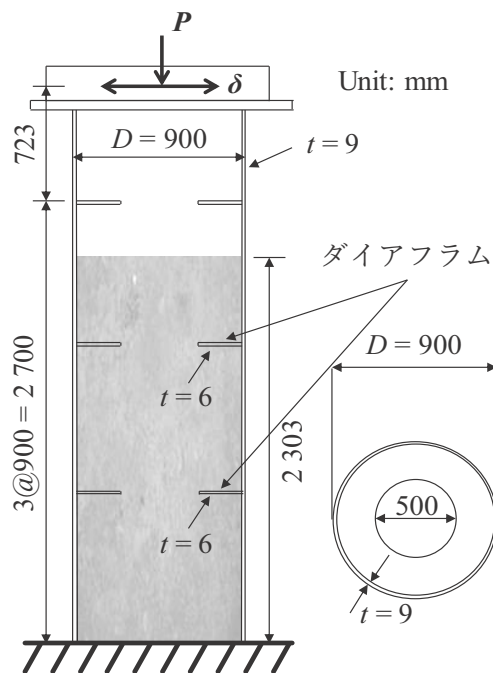
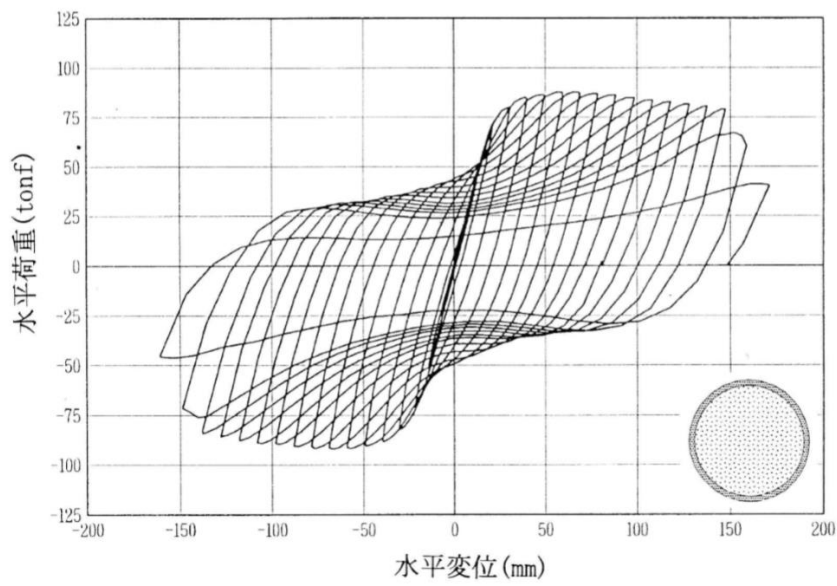
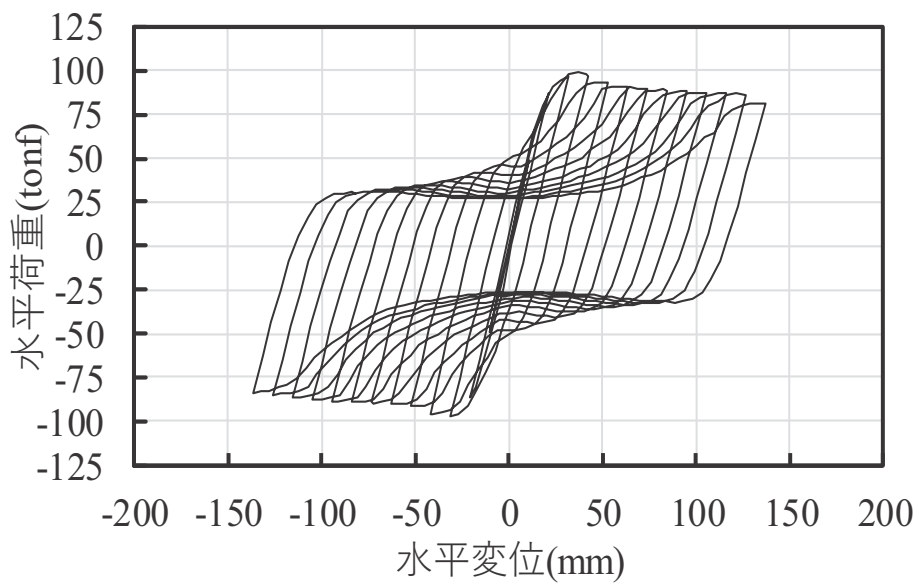


図5-8 実験モデルの概要



(a) 土木研究所の実験



(b) 解析モデル

図 5-9 解析モデルの精度検証

### 5. 3 解析結果と考察

#### 5. 3. 1 充填コンクリートの影響

図 5-10, 図 5-11 に地震下における解析モデル頂部の変位を示す。図の縦軸は変位を、横軸は経過時間を示している。図 5-10 のモデル C-40-100 (ダイアフラム無し) とモデル C-40-50 (ダイアフラム有り) の両モデルは、地震発生後の約 3 秒までは同じような変位履歴となっているが、3 秒後以降では鋼管の座屈変形より、NS, EW 方向に大きな変位が生じ、頂部の挙動に差異が見られた。そして、6 秒以降ではモデル C-40-100 の変位は小さくなったが、モデル C-40-50 は図 5-10 の縦軸の範囲を超えて変位が増加し続け、解析は発散した。結果として、コンクリート充填率 40% のモデルでは、ダイアフラムを有することによって鋼管に生じる変位は大きくなっている。一方、図 5-11 に示すコンクリート充填率 60% のモデルでは、モデル C-60-50 (ダイアフラム有り) の変位はモデル C-60-100 (ダイアフラム無し) よりも小さくなり、それぞれの EW 方向の最大応答変位として約 -160mm と約 -240mm の変位が生じている。そのため、コンクリート充填率 60% のモデルではダイアフラムによって鋼管の変位は小さくなっている。コンクリート充填率 40%, 60% とともに、座屈変形が生じる前は頂部の応答変位にはダイアフラムによる影響は見られない。

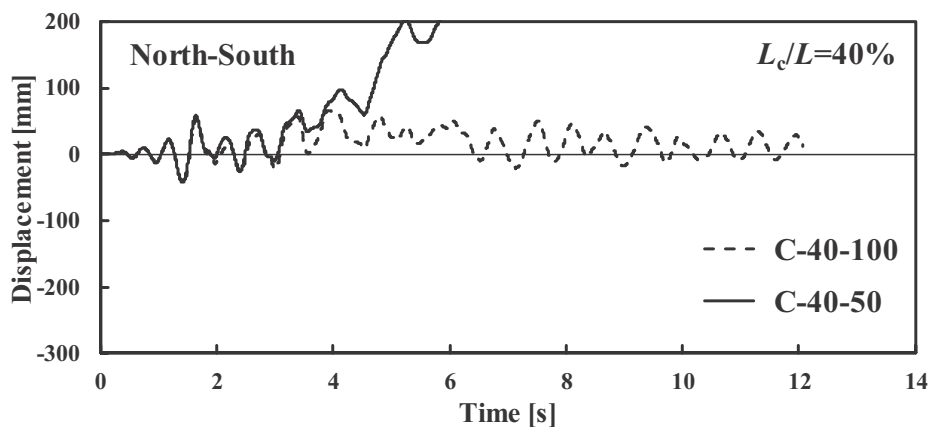


図 5-10(a) NS 方向の変位履歴

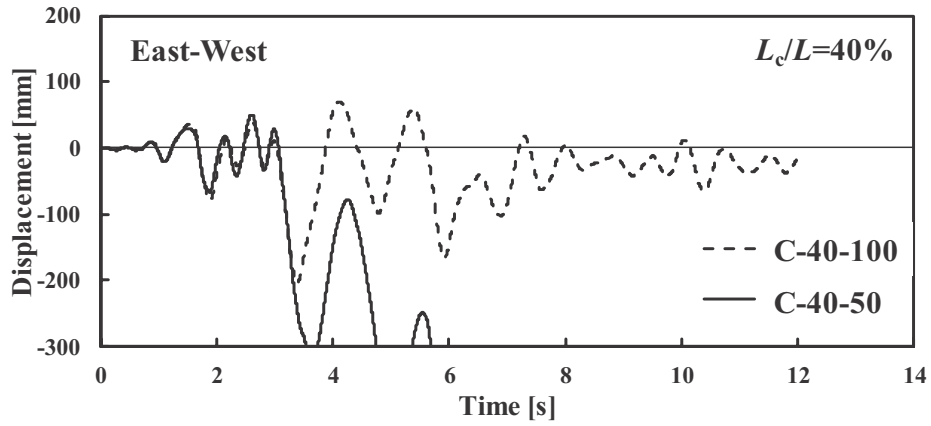
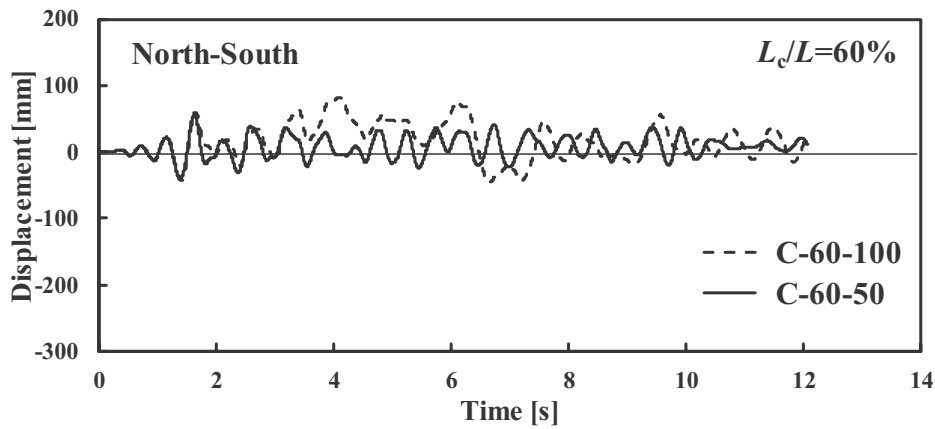
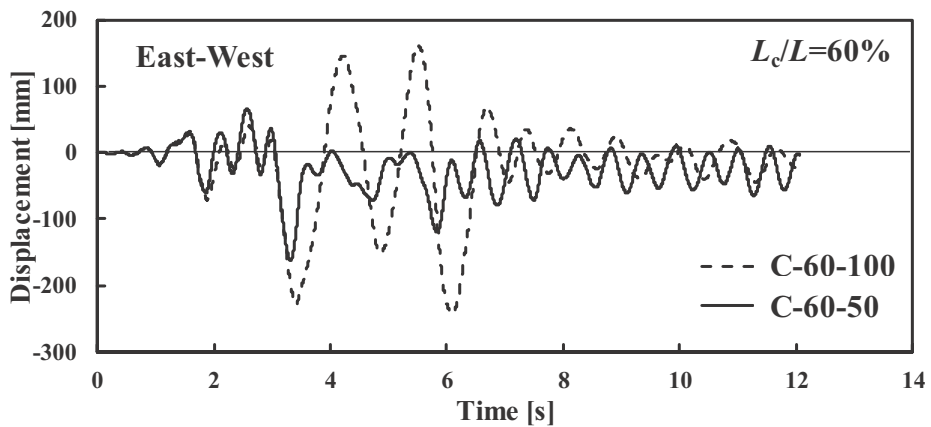


図 5-10(b) EW 方向の変位履歴

図 5-10 コンクリート充填率 40%モデルの変位履歴



(a) NS 方向の変位履歴

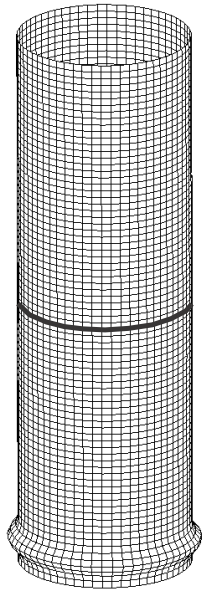


(b) EW 方向の変位履歴

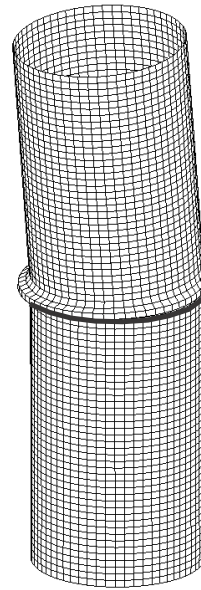
図 5-11 コンクリート充填率 60%モデルの変位履歴

図 5-12, 図 5-13 に各モデルの解析終了時の変形図を示す。図中の黒線はコンクリート充填高さである。図 5-12 に示すように、ダイアフラムのないモデル C-40-100 では、基部の鋼管で面外変形が生じるのに対して、ダイアフラムを有するモデル C-40-50 では、ダイアフラム直上部のコンクリートが充填されていない断面で面外変形が見られた。

一方、コンクリート充填率 60% の場合 (図 5-13), ダイアフラムの有無に関わらず、モデル C-40-100 と同じように鋼管基部で面外変形が生じた。ダイアフラムを有するモデル C-60-50 の鋼管基部に生じた面外変形はダイアフラムのないモデル C-60-100 と比べて非常に小さかった。

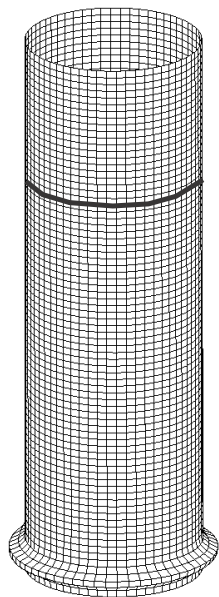


(a) モデル C-40-100  
(変形の拡大倍率 3 倍)

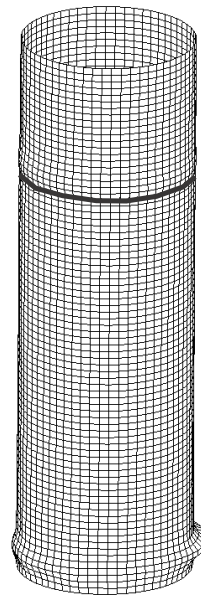


(b) モデル C-40-50  
(変形の拡大倍率 2 倍)

図 5-12 コンクリート充填率 40%モデルの変形状態



(a) モデル C-60-100  
(変形の拡大倍率 3 倍)



(b) モデル C-60-50  
(変形の拡大倍率 10 倍)

図 5-13 コンクリート充填率 60%モデルの変形状態

図 5-14 は充填コンクリートに作用する軸力の履歴を示している。図から明らかなようにモデル C-60-100（ダイアフラム無し）はほとんど軸力を受けていないのに対して、モデル C-60-50（ダイアフラムあり）には上部構造の質量による死荷重を超える大きさの軸力が作用している。モデル C-60-50 では、鋼管柱頭部に最も大きな変位が生じる約 3.5sec で死荷重の約 2.3 倍である 9600kN の圧縮力を受けているのに対して、モデル C-60-100 では柱頭部に大きな変位が生じる約 3.5sec にはほとんど軸力が作用していない。この理由としてモデル C-60-100 ではダイアフラムが無いため、コンクリートには鋼管との摩擦力のみで軸方向力が伝えられるためである。そのため、モデル C-60-100 では軸圧縮力を鋼管のみで負担することとなる。一方、モデル C-60-50 ではコンクリートが軸圧縮力を負担することによって、鋼管の面外変形が大きくならなかつたと考えられる。

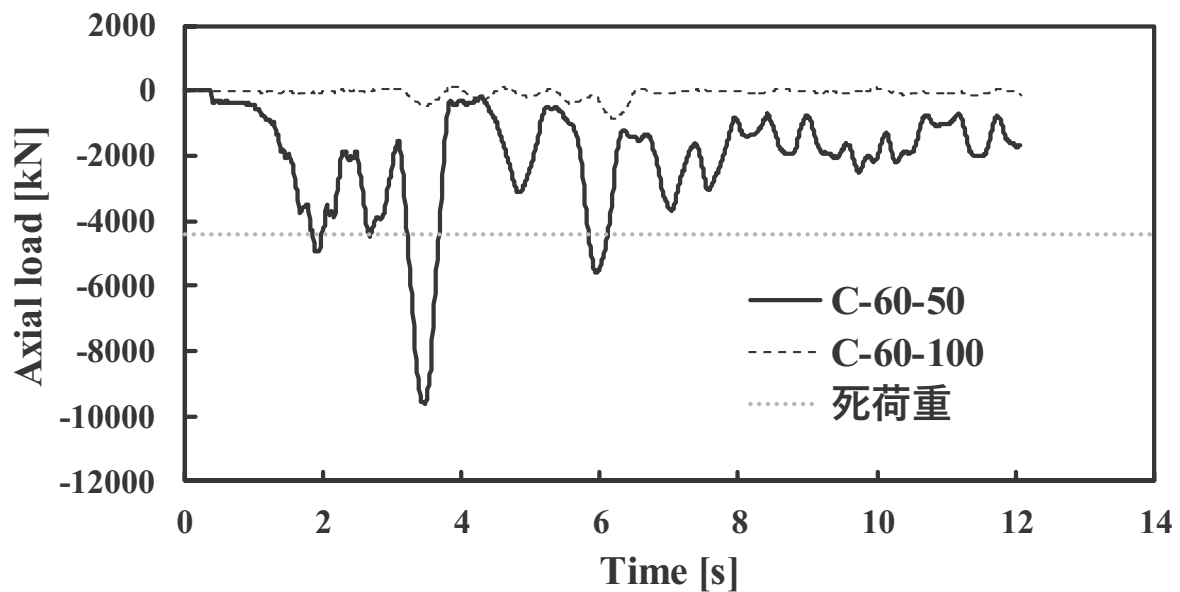
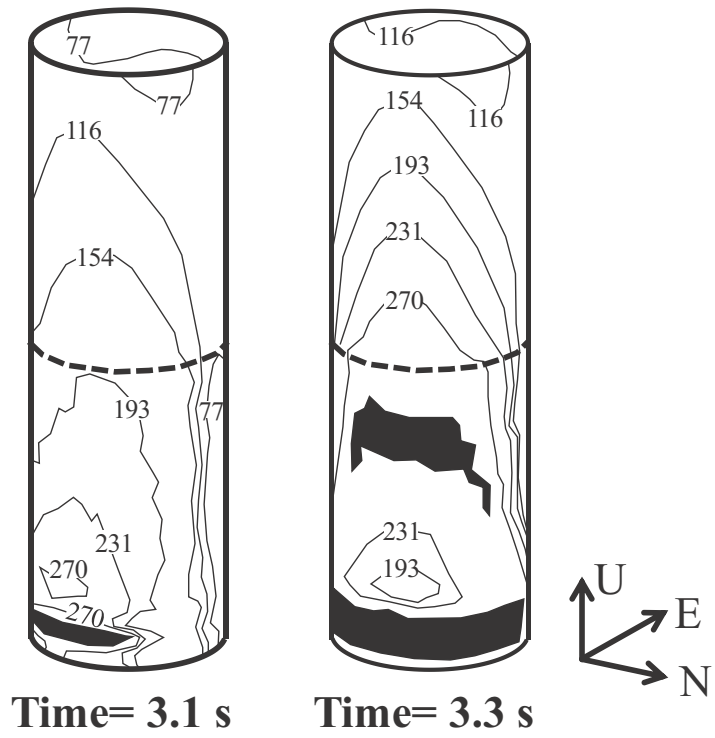


図 5-14 充填コンクリートが受ける軸力の履歴

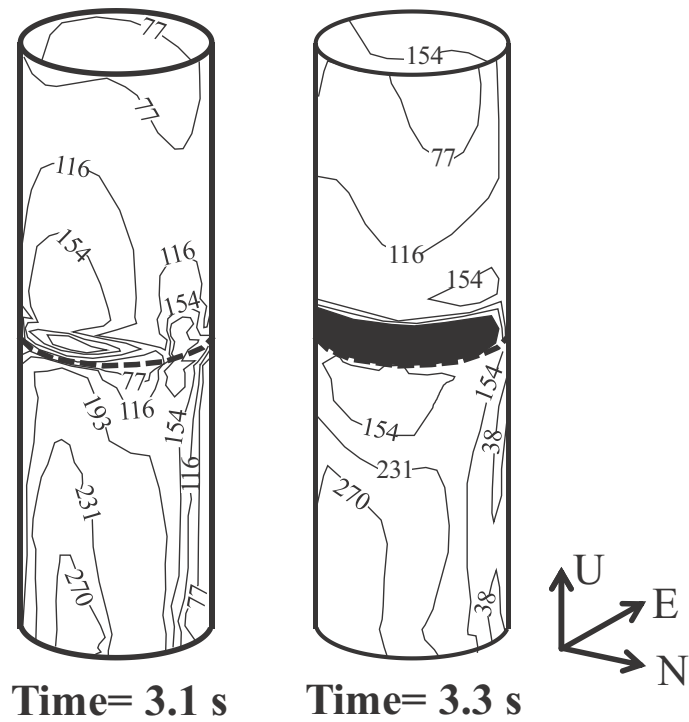
図 5-15 に鋼管に座屈変形が生じた直後のコンクリート充填率 40%のモデルの相当応力分布図を示す。図中の破線はコンクリート充填高さであり、降伏応力を超えた領域を黒く着色している。モデル C-40-100 では、モデル基部に生じた応力が降伏応力を上回った。反対に、モデル C-40-50 の塑性域はダイアフラム直上に生じている。図 5-16 は、コンクリート充填率 60%のモデルの相当応力分布図を示す。モデル C-60-100 および C-60-50 では、モデル C-40-100 と同様に、モデル基部の応力が降伏応力を超えていた。ただし、モデル C-60-50 ではダイアフラム直上でも大きな応力が生じているが、弾性限を超えていない。

以上の結果から、充填率が 60%のモデルでは、コンクリートが軸力を負担することによって、鋼管の面外変形が小さくなることが分かった。一方で、充填率 40%のモデルでは、ダイアフラム直上で座屈変形が生じたため、変形性能は著しく失われてしまった。



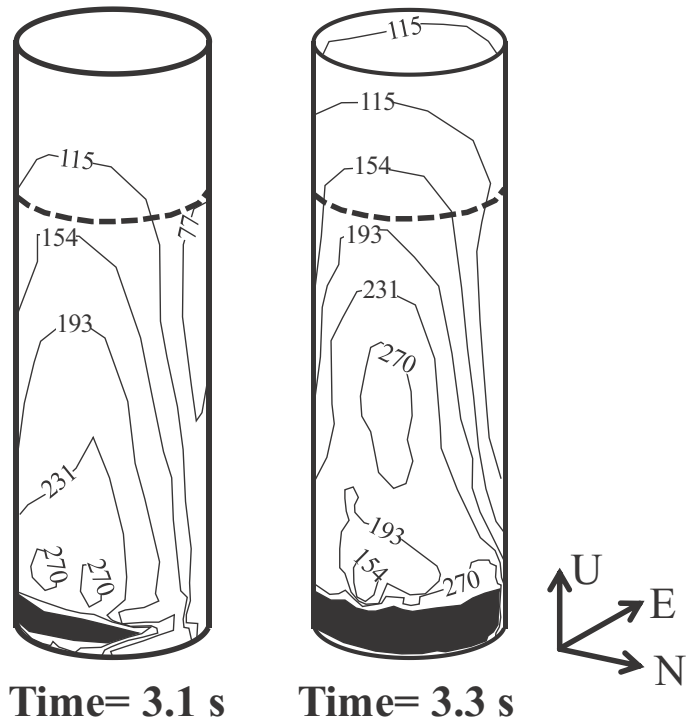


(a) モデル C-40-100

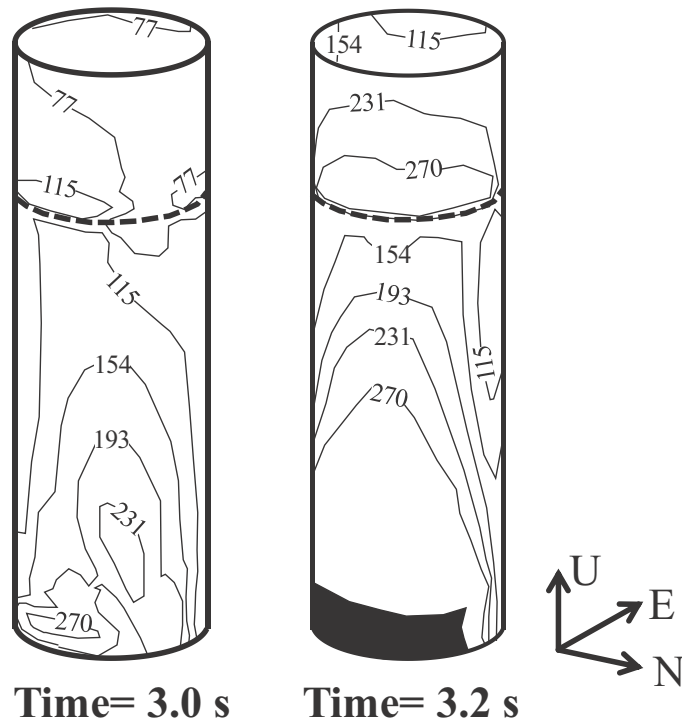


(b) モデル C-40-50

図 5-15 コンクリート充填率 40%モデルの相当応力分布図



(a) モデル C-60-100



(b) モデル C-60-50

図 5-16 コンクリート充填率 60%モデルの相当応力分布図

### 5. 3. 2 ダイアフラムの開口幅の影響

図 5-17 は、鋼管頂部の水平方向の変位を示す。水平変位  $\delta$  は、式(5-6)のように NS, EW 方向の変位から算出している。

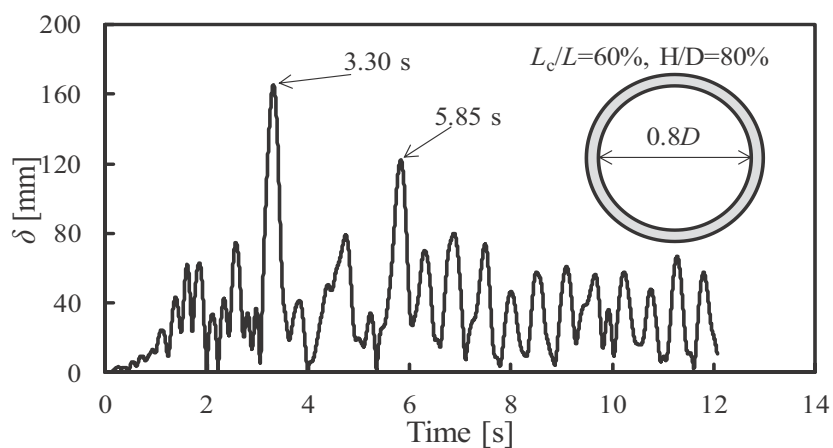
$$\delta = \sqrt{(\delta_{NS}^2 + \delta_{EW}^2)} \quad (5-6)$$

モデル C-60-20, C-60-80 の変位履歴は非常に似ており、両モデルともに約 3.30 秒で最大変位として約 160mm が生じていた。このため、ダイアフラムの開口幅は鋼管の変位には有意な影響を与えていない。

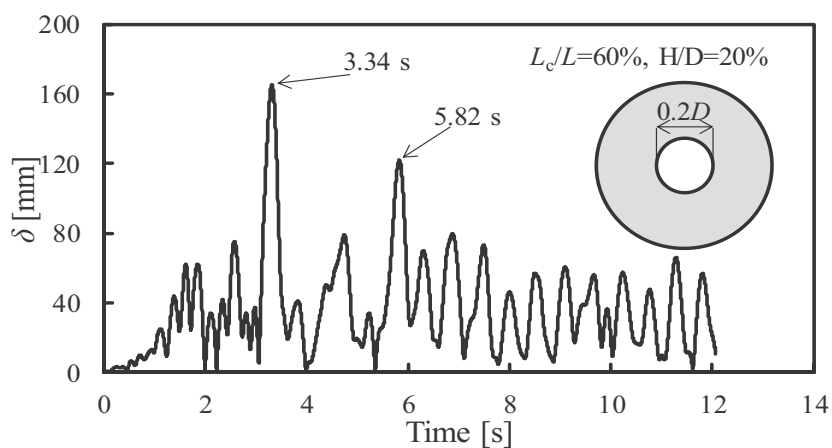
図 5-18 にモデル C-60-20 と C-60-80 の地震下でのダイアフラムとコンクリート間の接触により生じた圧力の履歴を示す。縦軸と横軸は、圧力と時間である。鋼管頂部の変位履歴と同様、地震発生後 3.3 秒と 5.8 秒で大きな接触圧力が発生した。モデル C-60-20 の面圧は、モデル C-60-80 よりも約 15% 大きかったが、図 5-17 の変位履歴から明らかのように鋼管全体の挙動に対して有意な影響を与えてはいなかった。

図 5-19 は、モデル C-60-20 と C-60-80 のコンクリート上部の面圧分布を示す。図中の黒い破線は開口部の位置を示している。また図中の数字はダイアフラムとコンクリート間の接触により生じた圧力を表す。図から明らかのように、コンクリート上では一軸圧縮強度を超える大きさの圧力が外周部に生じている。そして、ダイアフラムの開口部の大きさによらず、外周から直径の約 20% までの位置にコンクリートの一軸圧縮強度程度の大きい圧力が生じていることが分かる。また一方で、コンクリート中心部では 1MPa 未満の非常に小さい圧力のみが生じていた。

以上のことから、ダイアフラムの開口幅の大小が PCFST の挙動に与える影響は非常に小さい。ほとんどの圧力が直径の約 20% までの範囲に作用するため、直径の約 20% 程度の面積を有するダイアフラムを設置すれば PCFST におけるダイアフラムの補強効果を十分に得られることができる。



(a) モデル C-60-80



(b) モデル C-60-20

図 5-17 水平変位の履歴

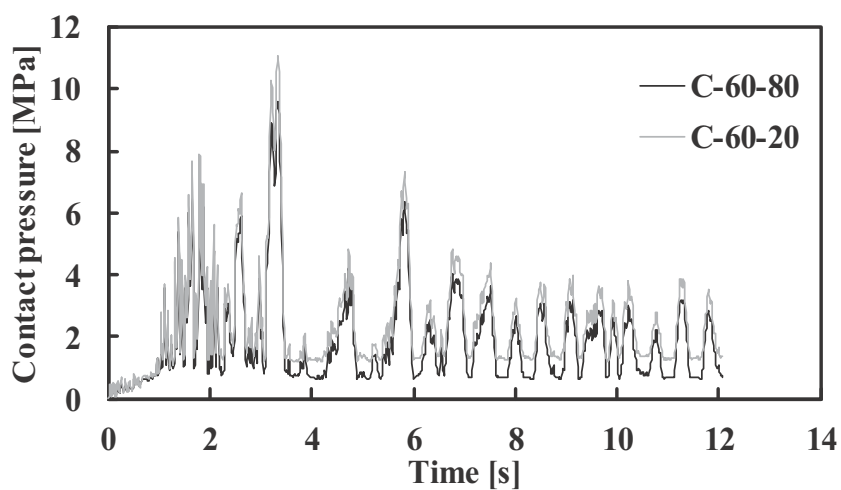
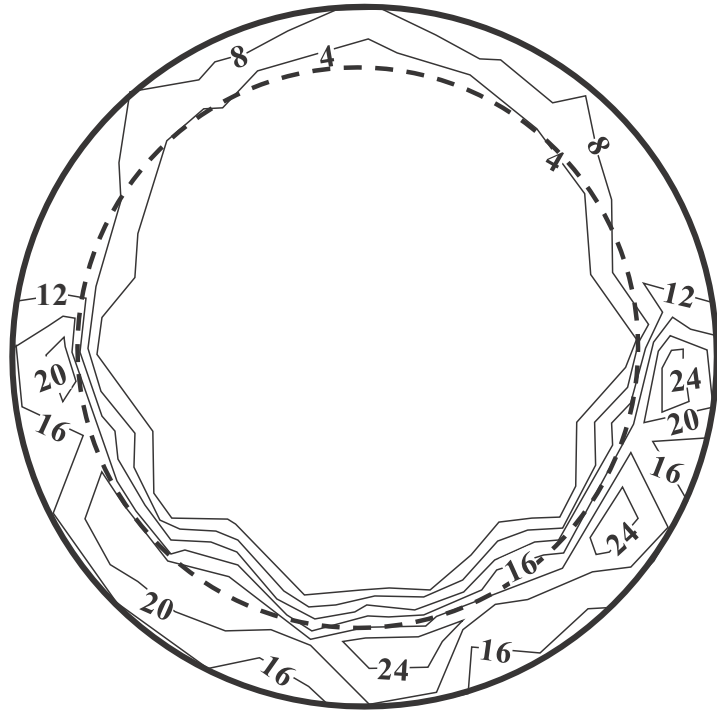
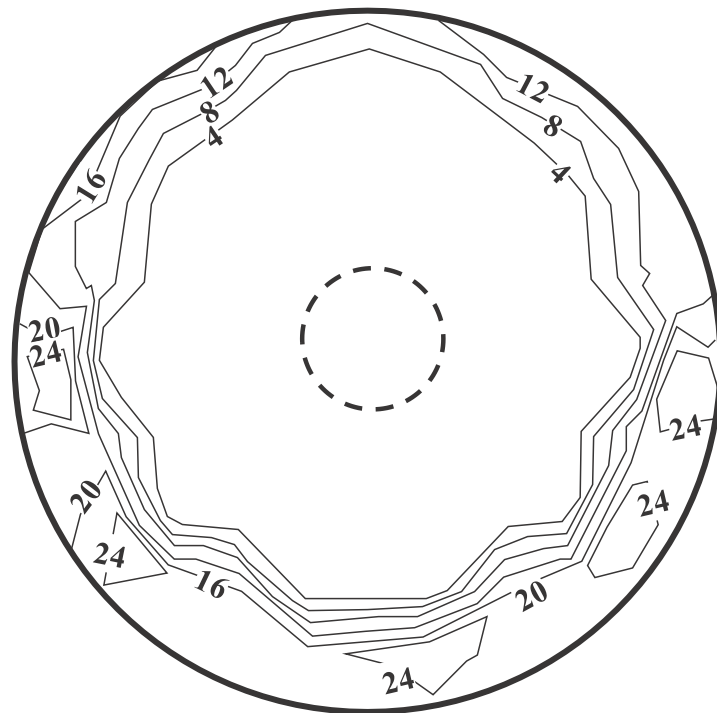


図 5-18 コンクリート充填率 60%モデルの接触圧の履歴



(a) モデル C-60-80 (3.30 sec)



(b) モデル C-60-20 (3.34 sec)

図 5-19 コンクリート充填率 60%モデルの圧力分布

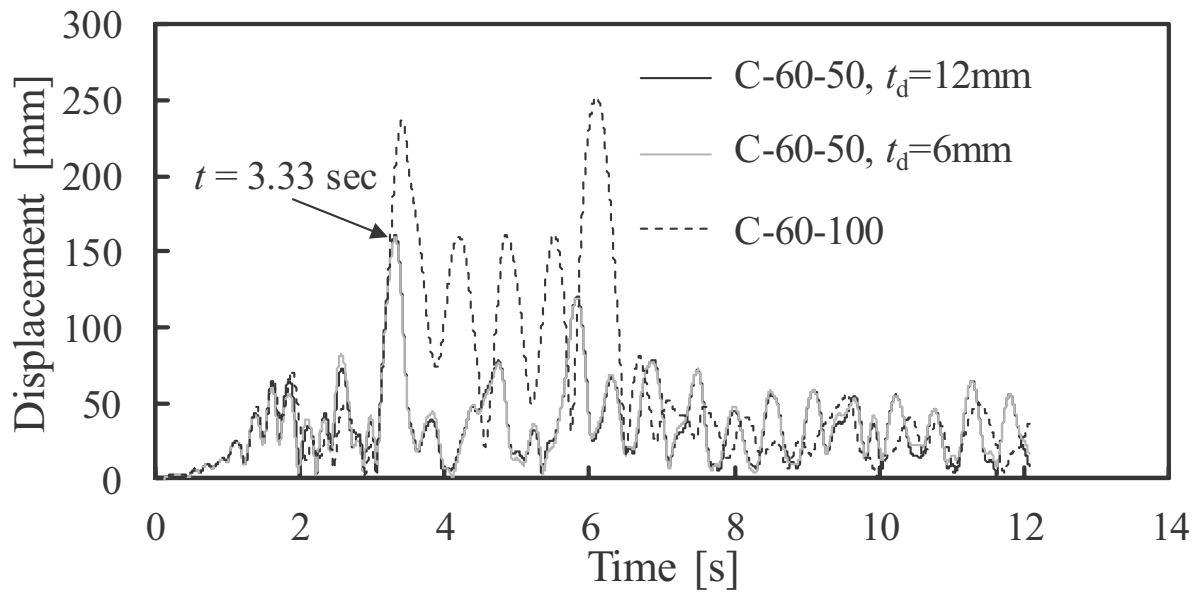
### 5. 3. 3 ダイアフラムの板厚の影響

次に、ダイアフラムの板厚が PCFST の挙動に及ぼす影響について検討した。ダイアフラムの板厚  $t_d$  は当初の 9mm に加え、12mm と 6mm の 3 種類とした。

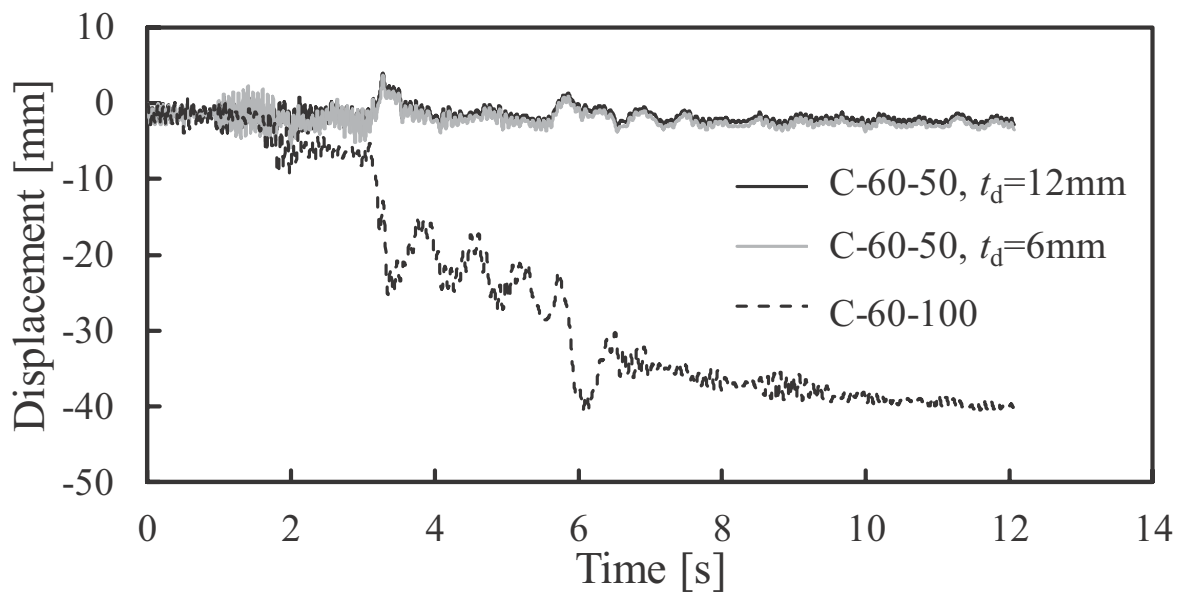
図 5-20 はダイアフラムの板厚 12mm と 6mm の場合の C-60-50 モデルにおける水平方向と鉛直方向の柱頭部応答変位を示している。図からも明らかなようにダイアフラムの板厚は水平・鉛直方向の柱頭部変位に有意な影響を与えておらず、柱の挙動にはほとんど影響を与えていない。一方、破線のダイアフラムのない PCFST (C-60-100) と比べると、ダイアフラムを設けることによって変位を抑制することができ、特に鋼管が面外方向に変形することによって生じる柱の沈み込みを大きく低減できることがわかる。

図 5-21 は異なるダイアフラムの板厚を有する C-60-50 モデルの地震荷重下での充填コンクリートに作用する接触圧である。ダイアフラムの板厚が異なっても、コンクリートに作用する接触圧の大きさにはほとんど影響は見られず、板厚が薄くてもダイアフラムによるコンクリートへの軸力の伝達は果たされていることがわかる。

図 5-22 は C-60-50 モデル内部のダイアフラムの相当応力である。図化した相当応力はダイアフラムとコンクリートが接している面である。ダイアフラムの板厚 6mm, 12mm のモデルともに最大の柱頭部水平変位が生じている時刻 ( $t = 3.33\text{sec}$ ) において弾性限を超えていない。以上の結果より、ダイアフラムの板厚を 6mm とした場合でも、ダイアフラムの応力は弾性限を超えておらず、充填コンクリートに伝達する軸力にも有意な差は見られなかった。そのため、ダイアフラムの板厚が PCFST の挙動に与える影響は小さかった。

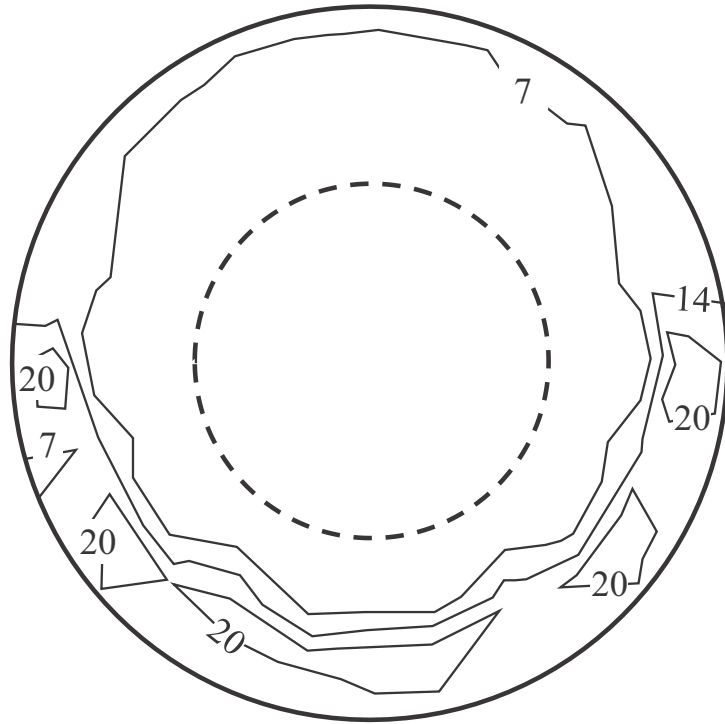


(a) 水平方向

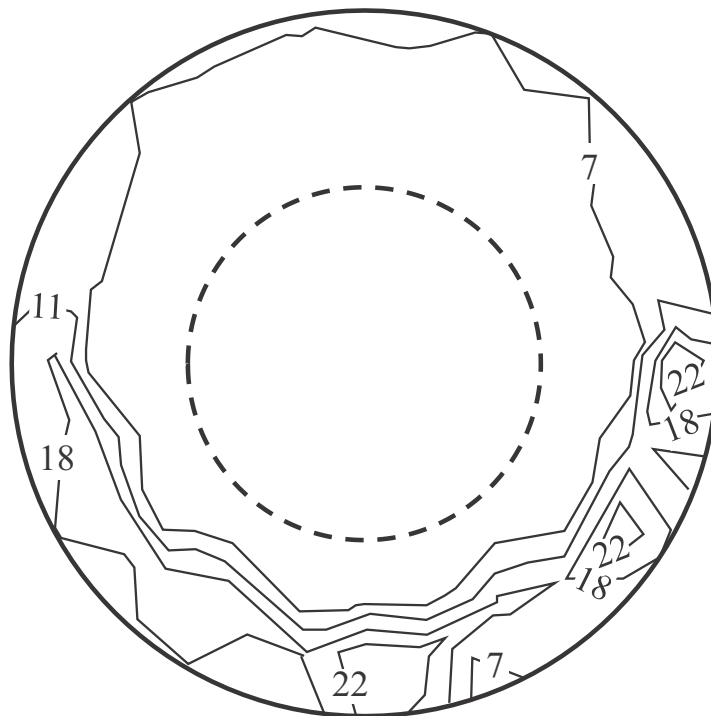


(b) 鉛直方向

図 5-20 ダイアフラムの板厚が柱頭部応答に及ぼす影響



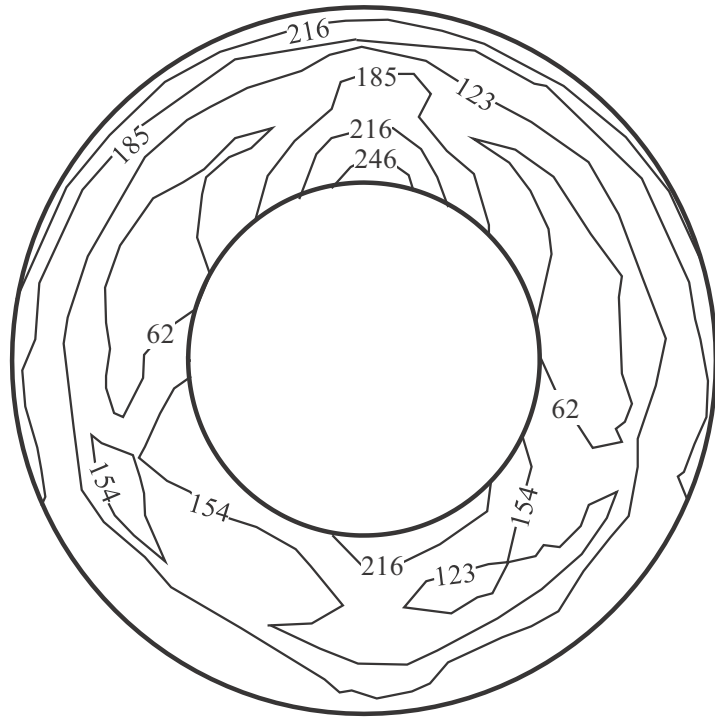
(a)  $t_d = 12\text{mm}$  (3.33 sec)



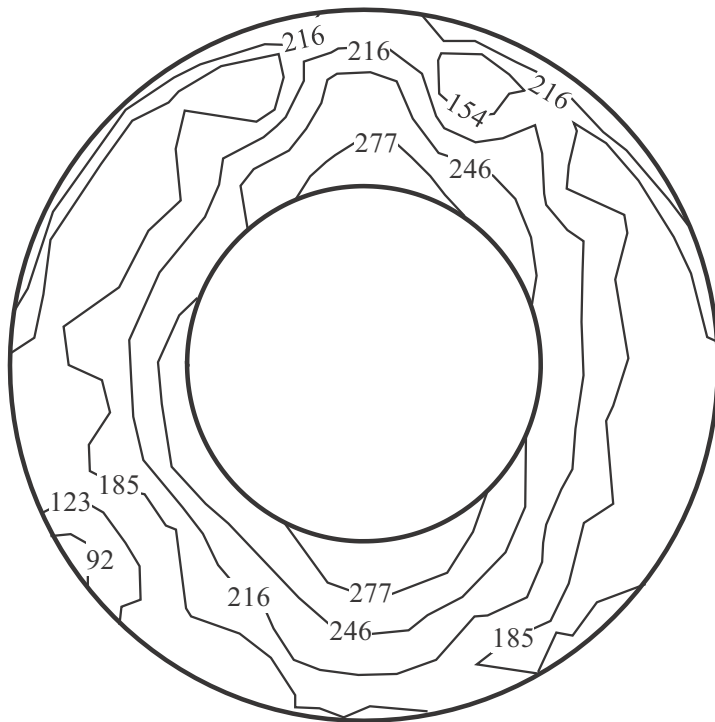
(b)  $t_d = 6\text{mm}$  (3.33 sec)

図 5-21 ダイアフラムの板厚が軸力伝達に及ぼす影響





(a)  $t_d = 12\text{mm}$  (3.33 sec)



(b)  $t_d = 6\text{mm}$  (3.33 sec)

図 5-22 ダイアフラムの相当応力

## 5. 4 結言

本論文では、コンクリート部分充填鋼管に対するダイアフラムの影響を明らかとするために、コンクリート充填率、ダイアフラムの有無、ダイアフラムの開口幅に着目して地震応答解析を行った。本論文で得られた知見を以下にまとめる。

### 1) PCFST の座屈挙動に及ぼす影響

地震応答解析の結果、座屈発生前の PCFST の挙動にダイアフラムの有無はほとんど影響がなかった。しかしながら、座屈発生後の PCFST では、PCFST の下部、もしくは、ダイアフラムを設置しているダイアフラム直上で鋼管に大きな変形が生じた。前者の崩壊モードでは、ダイアフラム無しのモデルと比較して、ダイアフラムが配置されていることによって PCFST の頂部変位と鋼管の面外変形が小さくなった（例えば、モデル C-60-50 参照）。後者の崩壊モード（例えば、モデル C-40-50 参照）では、ダイアフラム直上で座屈変形が生じた。ダイアフラム無しのモデルと比較して、ダイアフラムがあることによって鋼管の頂部変位および面外変形が大きくなった。これらの結果は、コンクリートの充填率に応じて座屈発生後の挙動が異なるものになることを示唆している。

本研究ではコンクリート充填率 40%、60%の場合について検討を行った。PCFST の最適充填率は鋼・合成構造標準示方書<sup>46)</sup>では概ね 30%程度であるとされており、充填率 20%のモデルも解析を行ったが、40%と同じように充填コンクリート直上で鋼管に座屈変形が発生していた。

### 2) ダイアフラムの開口幅の影響

ダイアフラムの開口部の大きさに関係なく、ダイアフラムからコンクリートへ伝達される圧力は、概ねコンクリートの外周から 20%の距離で生じた。その最大圧力は、コンクリートの一軸圧縮強度を超えていた。またコンクリート中心部には外周部と比べてほとんど圧力は生じていなかった。これらの結果より、ダイアフラムの開口幅は、PCFST の挙動に大きな影響を与えず、本論文の範囲では外周から 20%程度の距離をカバーできるようにダイアフラムを設置することによって、鋼管から充填コンクリートに対して適切に力を伝達できることが分かった。

結果として、ダイアフラムの開口部の大きさは PCFST の地震時挙動には有意な影響

を与えていなかった。これは著者らが過去に行った静的繰り返し载荷における結果<sup>65)</sup>と一致している。

### 3) ダイアフラムの板厚の影響

ダイアフラムの板厚が異なる場合でも、ダイアフラムからコンクリートに伝達される圧力の大きさには有意な差は見られず、PCFSTの挙動にはほとんど影響を及ぼしていなかった。PCFST内部のダイアフラムの応力も弾性限を超えてはおらず、PCFSTでは比較的薄い板厚のダイアフラムを採用することができる。

一方、矩形断面のPCFSTではダイアフラムの応力状態は円形断面とは異なるものになると予測されるため、今後検討を行う必要がある。

## 第 6 章 結論

### 6. 1 まとめ

本研究では、水平荷重下のコンクリート充填鋼製橋脚において縦方向補剛材剛比、軸力の大きさ、ダイアフラムの寸法が柱の挙動に与える影響について検討を行った。

2章では、地震荷重下のコンクリート充填矩形断面鋼製橋脚における鋼板と充填コンクリート間の剥離の影響を明らかとするために、剥離、コンクリート充填高さに着目した地震応答解析を行った。以下に結論をまとめる。

- (1) コンクリート充填矩形断面鋼製橋脚において、鋼板と充填コンクリート間の剥離を考慮することによって、橋脚の設計で用いる重要な指標である最大応答変位と残留変位は大きくなった。そして、鋼板と充填コンクリート間で剥離が生じることによって、橋脚の剛性が低下し、耐力を低下させていた。このため、剥離を考慮していない1自由度モデルや  $M-\theta$  モデルでは橋脚の応答を過少評価していることが考えられる。
- (2) 鋼板と充填コンクリート間の剥離を考慮していない場合、コンクリートが充填された基部の鋼板に生じる応力は非常に小さい。それに対して、剥離を考慮した基部の鋼板には大きい応力が作用し、降伏応力に達していた。このため、剥離を考慮していない解析モデルでは、実際の橋脚の挙動とは異なるものになることが考えられる。
- (3) 鋼板と充填コンクリート間の剥離が橋脚の挙動に与える影響はコンクリートの充填高さに依存する。橋脚高さに対して、コンクリート充填高さが約 14%の解析モデルでは、剥離を考慮することによる最大応答変位、残留変位や最大耐力の影響は全て 5%以内となっていた。一方、橋脚高さに対して、コンクリート充填高さが約 27%の解析モデルでは、最大応答変位と最大耐力の影響はそれぞれ 10%以上の差が生じており、残留変位には 30%の差が生じていた。

3章では、繰り返し荷重下のコンクリート充填矩形断面鋼製橋脚における補剛材の剛比が橋脚の挙動に与える影響や補剛材と充填コンクリートの界面での挙動について検討を行った。以下に結論をまとめる。

- (1) 補剛材剛比の小さい解析モデルでは、鋼板の広い範囲で座屈変形が生じ、補剛材剛比が 1.5 以上のモデルでは、補剛材間で鋼板に座屈変形が生じていた。し

かしながら，この座屈形状の違いは耐力・変形性能には影響を及ぼしていなかった。

- (2) 繰り返し荷重下のコンクリート充填橋脚の軸力履歴より，補剛材剛比が異なる橋脚では，鋼板と充填コンクリート間の軸力を負担する割合は異なる．補剛材剛比の大きい橋脚では，繰り返し荷重下で補剛材が原形を保つため，鋼板は圧縮耐力を維持し続ける．
- (3) 繰り返し荷重下のコンクリート充填矩形鋼製橋脚の鋼板パネルと充填コンクリートの界面に生じる接触圧は小さく，コンクリートに伝えられる接触圧のほとんどは補剛材と隅角部を通じて作用する．
- (4) 断面隅角部の相当塑性ひずみは補剛材剛比の大小にはほとんど影響を受けていない．このため，補剛材剛比を大きくすることによって，隅角部のき裂を抑制することはできない．

4章では，高軸力下でのコンクリート充填鋼製橋脚の適用性について検討するために，径厚比パラメータ，細長比パラメータ，充填率，軸力比をパラメータとした静的単調載荷解析を行った．以下に結論をまとめる．

- (1) 静的単調載荷解析の結果，ダイアフラムを有するコンクリート充填鋼製橋脚は軸力の大きさ，充填率，径厚比パラメータに応じて，「鋼管基部での座屈」，「充填部直上での座屈」，「鋼管基部と充填部直上の2ヶ所での座屈」の3つの座屈形態が見られた．「鋼管基部での座屈」および「鋼管基部と充填部直上の2ヶ所での座屈」では，最大耐力以降でも耐力の低下はほとんど見られなかった．一方，「充填部直上での座屈」では，最大耐力以降で急激な耐力の低下が見られた．
- (2) 細長比パラメータは鋼管の座屈位置には影響を及ぼしていない．一方，径厚比パラメータは小さくなるほど，「充填部直上での座屈」ではなく，「鋼管基部での座屈」と「鋼管基部と充填部直上の2ヶ所での座屈」を発生させやすくする．
- (3) 柱頭部に作用する軸力が大きくなるほど，コンクリート充填鋼製橋脚では「充填部直上での座屈」が発生しやすくなった．この座屈形態を防ぐためには，径厚比パラメータを小さくする．もしくは，コンクリートの充填高さを大きくする必要がある．

5章では，地震荷重下のコンクリート充填鋼製橋脚のダイアフラムの寸法が柱の挙

動に及ぼす影響を明らかとするために、有限要素解析を行った。以下に結論をまとめる。

- (1) 地震時のコンクリート部分充填鋼製橋脚の挙動において、座屈変形が生じる前では、ダイアフラムの有無はほとんど影響が見られなかった。ダイアフラムのないコンクリート部分充填鋼管柱ではコンクリートの充填高さに関わらず、柱の基部で座屈変形が生じた。ダイアフラムの有るコンクリート部分充填鋼管柱では基部とダイアフラム直上での座屈変形が見られ、基部に座屈変形が見られた場合は、ダイアフラムのないコンクリート部分充填鋼管柱に比べて、変位が小さくなった。一方で、ダイアフラム直上での座屈変形が生じた場合、ダイアフラムのないコンクリート部分充填鋼管柱よりも大きな変位が生じていた。
- (2) ダイアフラムの開口幅の大きさに関わらず、ダイアフラムからコンクリートへ伝達される圧力は、概ねコンクリートの外周から20%の距離で生じ、コンクリート中心部にはほとんど圧力は生じていなかった。このため、鋼管外周から20%程度の距離をカバーできるようにダイアフラムを設置することによって、鋼管から充填コンクリートに対して適切に力を伝達できることが分かった。
- (3) ダイアフラムの板厚が異なる場合でも、ダイアフラムからコンクリートに伝達される圧力の大きさには有意な差は見られず、コンクリート部分充填鋼管柱の挙動にはほとんど影響を及ぼしていなかった。ダイアフラムの板厚が薄い場合も、ダイアフラムに生じる応力は弾性限を超えておらず、コンクリート部分充填鋼管柱では比較的薄い板厚のダイアフラムを採用することができる。

## 6. 2 今後の展望

本研究で得られた成果より，鋼板と充填コンクリート間の剥離の影響，コンクリートが充填された補剛断面の挙動，軸力の大きさにより異なるコンクリート充填鋼製橋脚の座屈形状やコンクリート充填鋼製橋脚内部のダイアフラムの寸法が柱の挙動に与える影響が明らかとした．この成果がコンクリート充填鋼製橋脚の設計の一助になれば幸いである．

本研究の各章より得られた結果より以下に示す事柄について，今後検討を進めることが求められる．

第 2 章の結果より，コンクリート充填鋼製橋脚の剥離の影響が無視できないことが明らかとなったため，コンクリート充填鋼製橋脚の設計時に用いられるバネ-マスモデルや  $M-\theta$  モデルにも鋼板と充填コンクリート間に生じる剥離の影響を組み込む必要がある．

第 3 章の結果より，補剛断面隅角部のき裂について検討を行ったが，き裂の発生予測についてはまだまだ研究例も少なく，数値解析の結果から，き裂の発生予測を行うためには，実験データの蓄積や解析モデルの改良などを検討する必要がある．

第 4 章では，単調荷重下のコンクリート充填鋼製橋脚のパラメータ毎の座屈形状などについて検討したが，橋脚などに用いられるコンクリート充填鋼管柱では繰り返し荷重や地震荷重下での検討を行わなければならない．

第 5 章では，コンクリート充填鋼製橋脚の地震応答解析よりダイアフラムの影響について検討を行ったが，本研究で検討を行ったのは円形断面の場合のみであり，矩形断面での検討は行っていない．矩形断面の場合では，角部の応力集中などによってダイアフラムにも座屈が生じる可能性が否定できない．このため，矩形断面のコンクリート充填鋼製橋脚についても検討を行う必要がある．

## 参考文献

- [1] 鋼構造委員会構造震災調査特別小委員会, 阪神・淡路大震災における鋼構造物の震災の実態と分析, 土木学会論文集, No.647/I-51, pp.17-30, 2000
- [2] 中井博, 北田俊行, 吉川紀, 中西克佳, 尾山達巳, コンクリートを充填した長方形箱型断面柱の耐荷力と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.1347-1360, 1993
- [3] M. Suzuki, Y. Shimaguchi, T. Aoki, Residual strength of damaged steel bridge pier with circular cross section and its repair method, Joint conference proceedings 7CUEE&5ICEE, pp.2011-2016, 2010
- [4] Y.-F. Yang, C. Hou, Performance of partially compressed CFST columns through dissimilarly shaped bearing plates under axial load, Thin-Walled Structures, Vol.120, pp.333-354, 2017
- [5] L. H. Han, Investigation on life-cycle based theory of concrete-filled steel tubular (CFST) structures, Proceeding of Eighth International Conference on STEEL AND ALUMINIUM STRUCTURES, 2016
- [6] 川西直樹, 後藤芳顯, ピーク以降の履歴挙動を考慮したコンクリート充填構造の汎用的な 3 次元簡易モデルと耐震照査法, 第 20 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.85-92, 2017
- [7] 宇佐美勉, 葛漢彬, 水谷慎吾, コンクリートを部分的に充填した無補剛箱型鋼柱の繰り返し弾塑性挙動, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.249-262, 1993
- [8] 宇佐美勉, 鈴木俊光, 伊藤義人, 実橋脚をモデル化した基部を有するコンクリート充填鋼柱のハイブリッド地震応答実験, 土木学会論文集, No.525/I-33, pp.55-67, 1995
- [9] 宇佐美勉, 鈴木森晶, Iraj H. P. Mamaghani, 葛漢彬: コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案, 土木学会論文集, No.525, pp.69-82, 1995
- [10] T. Usami, H. Ge, S. Mizutani, Cyclic elasto-plastic behavior of partially concrete-filled unstiffened steel box columns, J. Struct. Eng., 39A, pp. 249-262, 1993
- [11] T. Usami, T. Suzuki, Y. Itoh, Pseudo-dynamic tests of concrete-filled steel columns



- with prototype details, No. 525/I-33, J. JSCE, pp. 55-67, 1995
- [12] T. Usami, H. Ge, K. Saizuka, Behavior of partially concrete-filled steel bridge piers under cyclic and dynamic loading, Journal of Constructional Steel Research, Vol.41 , pp. 121-136, 1997
- [13] H. Ge, T. Usami, Strength analysis of concrete-filled thin-walled steel box columns, Journal of Constructional Steel Research, Vol.30, pp. 259-281, 1994
- [14] 北田俊行, 中井博, 才村幸生, 神崎昭雅, コンクリートを充填した鋼製箱型断面部材の終局ねじりモーメントに関する実験的研究, 土木学会論文集, No.437, pp.89-95, 1991
- [15] 村田清満, 安原真人, 渡邊忠朋, 木下雅敬, コンクリート充填円形鋼管柱の耐力と変形性能の再評価, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1555-1564, 1998
- [16] 村田清満, 山田正人, 池田学, 瀧口将志, 渡邊忠朋, 木下雅敬, コンクリート充填円形鋼管柱の変形性能の再評価, 土木学会論文集, No.640, pp.149-163, 2000
- [17] 折野明宏, 井浦雅司: 部分的にコンクリートを充填した円形鋼製橋脚の挙動, 第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp. 83-88, 2002
- [18] 井浦雅司, 折野明宏, 石澤俊希: コンクリートを部分充填した円形鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する研究, 土木学会論文集, No. 696/I-58, pp. 285-298, 2002
- [19] 森下益臣, 青木哲彦, 鈴木森晶, コンクリート充填円形鋼管柱の耐震性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.73-83, 2000
- [20] L. H. Han, GH Yao, Z Tao, Performance of concrete-filled thin-walled steel tubes under pyre torsion, Thin-Walled Structures, Vol.45, pp.24-36, 2007
- [21] L. H. Han, GH. Yao, Z. Tao, Behaviour of concrete-filled steel tubular members subjected to shear and constant axial compression, Thin-Walled Structures, Vol. 46, pp. 765-780, 2008
- [22] J. Nie, Y.-H. Wang, J. Fan, Experimental research on concrete filled steel tube columns under combined compression-bending-torsion cyclic load, Thin-Walled Structures,

- Vol. 67, pp.1-14, 2013
- [23] H. Yuan, J. Dang, T. Aoki, Behavior of partially concrete-filled steel tube bridge piers under bi-directional seismic excitations, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol.93, pp. 44-54, 2014
- [24] FX. Ding, J. Liu, X. Liu, ZW Yu, DW. Li, Mechanical behavior of circular and square concrete filled steel tube stub columns under local compression, *Thin-Walled Structures*, Vol. 94, pp.155-166, 2015
- [25] 小野潔, 西村宣男, 西川和廣, 中州啓太, 野中哲也, 坂本佳子, コンクリートを充填した矩形断面鋼製橋脚の  $M-\theta$  関係を利用した耐震性能評価手法に関する検討, *構造工学論文集*, Vol.48A, pp.683-692, 2002
- [26] 葛漢彬, K.A.S. SUSANTHA, 佐竹洋一, 宇佐美勉, コンクリート部分充填鋼製橋脚の地震応答推定手法の検証に関する解析的研究, *構造工学論文集*, Vol.48A, pp.675-682, 2002
- [27] 水野英二, 畑中重光, コンクリートのひずみ軟化型構成モデルの開発とコンファインドコンクリートの三次元有限要素解析, *土木学会論文報告集*, No.571/V-36, pp.185-197, 1997
- [28] 水野英二, 森本康介, 畑中重光, 中心軸圧縮力を受けるコンファインドコンクリートの拘束効果に関する三次元 FEM 解析, *コンクリート工学年次論文報告集*, Vo21, No.3, 1999
- [29] 藤井堅, 藤井崇文, 臺博幸, 繰り返し水平力を受けるコンクリート充填円形鋼管柱の有限要素解析, *構造工学論文集*, Vol.49A, pp.1041-1050, 2003.3
- [30] 松村寿男, 水野英二, 軸圧縮下で曲げ変形を受けるコンクリート充填鋼管柱の内部正常に関する三次元 FEM 解析, *構造工学論文集*, Vol.53A, pp.1057-1068, 2007.3
- [31] L. H. Han, GH Yao, Z Tao, Behaviours of concrete-filled steel tubular members subjected to combined loading, *Thin-Walled Structures*, Vol.45, pp.600-619, 2007
- [32] 吉田幸夫, 水野英二, 畑中重光, 境界要素の影響を考慮した円形コンファインドコンクリートの圧縮破壊 FEM 解析, *日本建築学会構造系論文集*, 第 563 号,

pp.169-176, 2003

- [33] 渡辺哲也, 清水茂: 鋼と充填コンクリートの剥離を考慮した鋼製橋脚柱の地震応答解析, 鋼構造論文集, Vol.14, No.53, pp.49-58, 2007
- [34] 後藤芳顯, 王慶雲, 高橋宣男, 小畑誠, 繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.189-206, 1998
- [35] 後藤芳顯, Ghosh Prosenjit KUMAR, 川西直樹, 充填コンクリートとの相互作用を考慮した円形断面鋼製橋脚の繰り返し荷重の FEM 解析, 土木学会論文集, Vol.66, No.2, pp.487-504, 2009
- [36] 後藤芳顯, 水野貢介, Ghosh Prosenjit KUMAR, 藤井雄介, 充填コンクリートとの相互作用を考慮した矩形断面鋼製橋脚の繰り返し荷重の FEM 解析, 土木学会論文集, Vol.66, No.4, pp.816-835, 2010
- [37] C.X. Dong, A.K.H. Kwan, J.G.M. Ho, A constitutive model for predicting the lateral strain of confined concrete, Eng. Struct. 91, pp.155-166, 2015
- [38] A.K.H. Kwan, C.X. Dong, J.G.M. Ho, Axial and lateral stress-strain model for FRP confined concrete, Eng. Struct. 99, pp.285-295, 2015
- [39] S. Shimizu, M. Kaneko, T. Yamamoto, Post-stiffening of partially concrete-filled steel box columns, Proceeding of stability of structures IXth symposium, pp.255-262, 2000
- [40] S. Shimizu, N. Iwamoto, Behaviour of a concrete filled steel box column with considering delamination of steel-concrete interface, Proceeding of structures Xth symposium, pp.379-384, 2003
- [41] S. Shimizu, A dynamic analysis of a partially concrete-filled steel column with considering delamination of the steel-concrete interface, Proceeding of the eighth conference on shell structures theory and applications, pp.615-618, 2005
- [42] S. Shimizu, T. Watanabe, Behaviour of concrete-filled steel columns under the seismic loading, Thin-Walled Structures, Vol.45, pp.921-926, 2007
- [43] Z. Tao, T. Song, B. Uy and L. H. Han: Bond behavior in concrete-filled steel tubes, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 120, pp. 81-93, 2016

- [44] M. Johansson, K. Gylltoft, Structural behavior of slender circular steel-concrete composite columns under various means of load application, *Steel and Composite Structures*, Vol.1, No.4, pp.393-410, 2001.
- [45] 中島章典, 西村美也子, 斉木功, 大江浩一, 鋼・コンクリート接触面の支圧摩擦性状に及ぼす支圧負荷方法の影響, *鋼構造論文集*, Vol.12, No.45, pp.185-192, 2005
- [46] 猪股勇希, 中島章典, 斉木功, 大江浩一, 支圧力作用化における鋼・コンクリート接触面の静的・疲労付着特性, *構造工学論文集*, Vol.52A, pp.1083-1090, 2006
- [47] 中島章典, 猪股勇希, 斎川幾美, 大江浩一, 付着, 機械的作用を有する鋼・コンクリート接触面の静的・疲労性状に関する実験的検討, *土木学会論文集 A*, Vol.63, pp.758-767, 2007
- [48] 嶋口儀之, 鈴木森晶, 太田樹, 青木徹彦, 局部座屈が生じた円形断面鋼製橋脚の修復方法に関する研究, *構造工学論文集*, Vol.58A, pp.277-289, 2012
- [49] 嶋口儀之, 鈴木森晶, 太田樹, 青木徹彦, 損傷レベルが異なる矩形断面鋼製橋脚のコンクリート充填修復と耐震性能に関する研究, *構造工学論文集*, Vol.59A, pp.484-492, 2013
- [50] 太田樹, 鈴木森晶, 嶋口儀之, 異なる損傷度合の円形断面鋼製橋脚のコンクリート充填補修と耐震性能に関する研究, *土木学会論文集 A2(応用力学)*, Vol.69, No.2 (応用力学論文集 Vol.16), pp.381-390, 2013
- [51] 嶋口儀之, 鈴木森晶, 損傷した円形断面鋼製橋脚にコンクリート充填修復した場合の耐震性能実験, *構造工学論文集*, Vol.65, pp.292-301, 2007
- [52] 日本道路協会, 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012
- [53] T. Hughes, R. Taylor, J. Sackman, A. Curnier, W. Kanoknukujchai, A finite element method for a class of contact-impact problems, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, pp.249-276, 1976
- [54] 建設省土木研究所, 首都高速道路公団, 阪神高速道路公団, 名古屋高速道路公社, 鋼材倶楽部, 日本橋梁建設協会, 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関

- する共同研究報告書(I)-(VIII)および（総括編），1997-1999
- [55] MSC Software Corporation, Marc Volume A: Theory and User Information, 2016
- [56] 日本道路協会，道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2019
- [57] S. Popovics, A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete, Cement and Concrete Research, Vol.3, pp.583-599, 1973
- [58] 大畑充,横田昌樹, 広野正彦, 安田修, 豊田政男, 繰り返し荷重下での構造用鋼の延性き裂発生クライテリオン, 溶接学会論文集, Vol.21, No.4, pp.592-602, 2003
- [59] 坂野昌弘, 岸上信彦, 小野剛史, 三上市蔵, 鋼製ラーメン橋脚柱梁接合部の超低サイクル疲労破壊挙動, 鋼構造論文集, 第4巻, 第16号, pp.17-26, 1997
- [60] 葛漢彬, 藤江渉, 津村康裕, 鋼製橋脚の延性き裂照査法の開発に関する一検討, 土木学会論文集 A1, Vol. 65, No. 1, pp.368-377, 2009
- [61] ACI. Building code requirement for structural concrete and commentary (ACI318-99), 1999
- [62] 色部誠, 河角誠, 安達洋, 監訳, コンクリート構造物の塑性解析, 1985
- [63] D. Ngo, A. C. Scordelis, Finite element analysis of reinforced concrete beams, ACI, J, pp.152-163, 1967
- [64] 土木学会, 鋼・合成構造標準示方書 IV 耐震設計編, 2008
- [65] S. Zenzai, K. Ui, S. Shimizu, Y. Chikahiro, Behavior of a concrete-filled steel tube with diaphragm, Proc. of Stability of Structures XVII Symposium, 2018

## 謝辞

本論文は、信州大学 水環境・土木工学科 大上俊之 教授のご指導のもとに、著者が信州大学大学院博士後期課程に在学中の研究成果をまとめたものです。これまでに多くの方々のご指導とご支援をいただきました。

大上俊之 教授には博士課程からご指導とご鞭撻を賜りました。博士課程という様々な煩わしい事務事を行っていただき、イマイチ研究成果を挙げない著者に対しても温かいご指導・ご鞭撻により本論文をまとめることができました。特に2019年の10月の台風19号により自宅が被災し、学位論文審査の手続きがギリギリとなってしまい、いろいろなご迷惑をお掛けしました。先生の教えである「大枠を掴む」は今後の人生においても肝に銘じ生きていく所存であります。

信州大学 清水茂 特任教授には修士課程からご指導・ご鞭撻をいただきました。先生には得られた結果を漠然と受け取るのではなく、どのような因子がその結果を生んだのかを考えるなど、アカデミックな考え方の基礎を教えていただきました。さらに、何度も学会などで海外に連れて行っていただき、ラウンジなどの味を覚えさせていただきました。今後、一人で海外には行けません。

信州大学 近広雄希 助教には博士課程よりご指導・ご鞭撻をいただきました。解析が上手くできず、腐る著者に対しても温かいお言葉と時間を使っていただきました。まだ、外部への発表を行っていない補剛材と最大耐力推定については必ず論文という形で世に生み出したいと思います。何卒よろしくお願い致します。

信州大学 小山茂 准教授には修士課程からたくさんお世話になりました。高専出身で数値解析や有限要素法などの基礎知識の乏しい著者に、ご指導するのはとても大変だったと思いますが、一応今では少しは数値解析について語れるようにはなりました。

信州大学 豊田政史 准教授には、日頃よりご指導とご助言をいただくとともに、温かい励ましのお言葉を頂戴しました。ここに深く感謝いたします。台風19号の被害調査にも助力できるように頑張ります。

長野高専時代の指導教官であり、現在は豊野高等専修学校で教鞭を執られている永藤壽宮先生には「条件を簡単にすることで問題が解けない原因を探る」ことをお教えいただきました。これは、コンピュータを用いた分野にいる人間にとっては非常に大切な

ことであると今でも日々感じております。多感な青春時代の著者のご指導には手を焼いたと思いますが、何卒お許しください。

信州大学 長田事務官には、日頃からギリギリになる提出書類などで様々なご迷惑をお掛けしました。特に就職活動については励ましのお言葉を何度も頂きました。ここに深く感謝いたします。

そして、大上研究室、小山研究室、清水研究室および近広研究室の歴代の卒業生、在学生の諸氏には多大な協力を頂きました。そのなかでも、米谷智仁氏、戸田雅己氏、村山明鴻氏および林歩海氏には学位論文の作成から解析のデータ収集まで様々なご協力をいただきました。ここに以上の方々に対して深く感謝の意を示します。米谷智仁氏は来年が修士課程の二年目ですので、修士論文の作成や学会への参加などのご活躍を期待しています。

最後に、著者を強く励ましてくれるとともに、学生生活を支援してくれた父をはじめとする家族に深く感謝して結びといたします。