

第8章 超過作用への対応

耐震照査の枠組みが現在の性能照査型設計に大きく移行して以来、2011年東北地方太平洋沖地震や2016年熊本地震などの巨大地震が発生したが、これらの地震により、耐震性向上に対する取り組みに対して一定の成果を挙げていることが確認された一方、設計地震動を超えるスペクトルも確認されていること、また地震に随伴する事象として津波、斜面崩壊、断層変位などにより、依然として「想定外」の被害が生じ、耐震設計にはいまだ多くの課題があることも明らかとなっている。

このような背景から、平成29年11月に改定された道路橋示方書^リでは、想定に限界がある事象に対しても、ソフトとハードの両面から対策を講じることの必要性が義務付けられた。しかし、設計地震動を超える作用（超過作用と称する）が生じた場合に対して、被害をどのように軽減すればよいか、早期復旧、機能回復の観点からどのように致命的な損傷を回避すればよいかなどの具体策はほとんど示されていない。

そこで、本委員会では、過去に経験した大規模地震動により生じた被害を教訓に、設計地震動を超える場合への対応として、高架橋に着目した崩壊制御設計を目指した検討、振動台実験による鋼アーチ橋の終局挙動の把握、鋼トラス橋のロバスト性能の向上に着目した検討を行った。

8.1 GFT柱、ゴム支承を有する高架橋の崩壊制御設計

8.1.1 はじめに

高架橋は、上部構造－支承－橋脚－基礎の構成が直列のシステムであることから、レベル2地震時に対しては、限界状態2に対する部材の塑性化を期待する場合は、橋脚の基部に主たる塑性化、又は副次的な塑性化させることにより、合理的にエネルギー吸収を図るのが望ましい場合が多い。この場合は橋脚の損傷を、基部の曲げ損傷に誘導させることを意図して、基礎構造が先行して損傷しないように橋脚との耐力に明確な差を設けている。基礎構造は、壁式橋脚の橋軸直角方向など著しく構造が不合理とならない限りは、一般には限界状態1に留めるのが望ましく、橋脚に対して1.1倍の耐力の余裕が確保される。すなわち、これにより橋脚と基礎には耐力の階層化が図られているといえる。このことは、設計地震動を超える場合においても、橋脚が先行して塑性化することで、基礎が損傷することはないと考えることができる。一方、支承と橋脚の耐震設計は、水平変位をベースとした解析モデルと照査方法により成り立っており、耐力（荷重）に対して基礎のような階層化は行われていない。

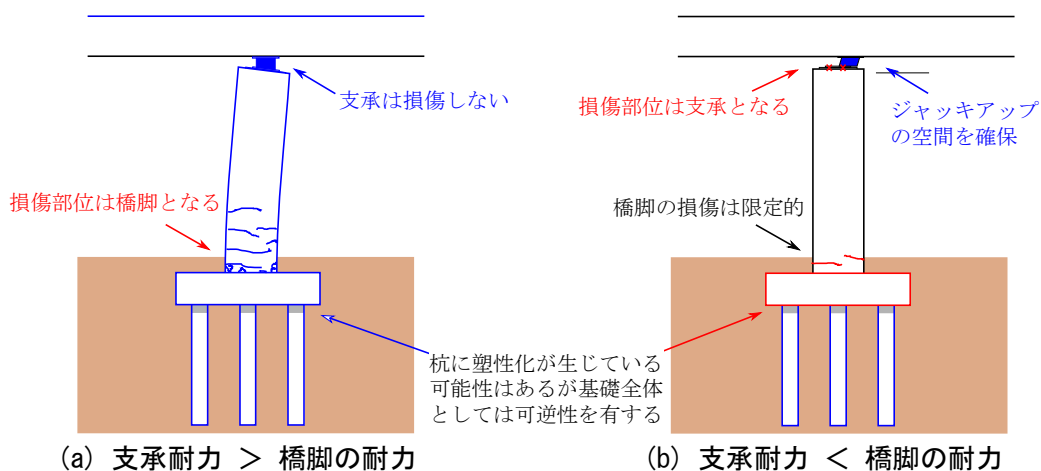


図 8.1.1 高架橋の損傷形態（支承と橋脚）

耐震設計を行ううえで、橋梁を構成する部材は、設計の簡便化のため簡単な力学モデルに置き換えていることから、設計と実際の耐荷力とは異なることが予想される。橋脚と支承の応答水平変位を、それぞれ水平変位の限界値に留めるという、レベル2地震動に対する耐震設計の枠内では、問題になることはないが、レベル2地震動を超えるような地震動が生じた場合は、どこにどのような損傷が生じるかを予想することはできない。現在の耐震設計では、図8.1.1に示すように、支承の損傷が先行する場合と橋脚の損傷が先行する場合の2つのシナリオが考えられるものの、そのどちらかに損傷を制御するには設計していないのが現状である。

レベル2地震動を超える外力が発生した場合に、意図した部位に確実に損傷を誘導するための設計手法、すなわち設計を超える状況を想定した崩壊制御設計の実現が望まれるものの、その設計を行うためには、設計の想定範囲では、橋脚が先に塑性化するように支承の耐力を高めておくにもかかわらず、想定範囲を超える際には、支承が破壊して橋脚の塑性化が限定的な範囲に留まるという、一見矛盾した抵抗メカニズムを実現する必要がある。ここではこの課題に対して、構造的な工夫等により崩壊制御を実現するための設計について検討を行った。

8.1.2 対象橋梁と設計概要

本検討では、都市内高架橋として比較的事例が多いと考えられる鋼I桁橋を対象とした。表8.1.1及び図8.1.2に橋梁の概要を示す。免震支承により全支点とも橋軸方向は弾性支持、橋軸直角方向は固定支持されている。解析は3次元骨組モデルとし、橋脚はファイバー要素を用いるものとした。支承が固定支持の場合は、支承の破壊を制御しやすいことから、検討は橋全体の抵抗メカニズムがより複雑である橋軸方向に対して行うものとした。

プッシュオーバー解析による結果を図8.1.3に示す。本橋の橋軸方向の支配的な振動は、水平方向に対する1次モードであり、プッシュオーバー解析では、このモードに対する慣性力分布を用いて静的漸増解析を実施した。損傷の進展としては、支承の応答がやや先行して制限値に達し、その後、橋

表 8.1.1 橋梁諸元

橋梁形式	3径間連続鋼I桁橋
橋長・支間長	98.3m(30m+37m+30m)
幅員	総幅9.7m
平面線形	$R=\infty, \theta=90^\circ$ (直線橋)
上部構造	4主桁(桁高1.8m, RC床版)
上下部接続構造	免震支承(橋軸直角方向:固定)
下部構造	張出し式鋼製橋脚(円形断面)
基礎構造	場所打ち杭基礎(杭径1.2m, 杭長15m)
地盤種別	II種地盤(地域別補正係数1.0)
適用示方書	H29道路橋示方書同解説I~V編

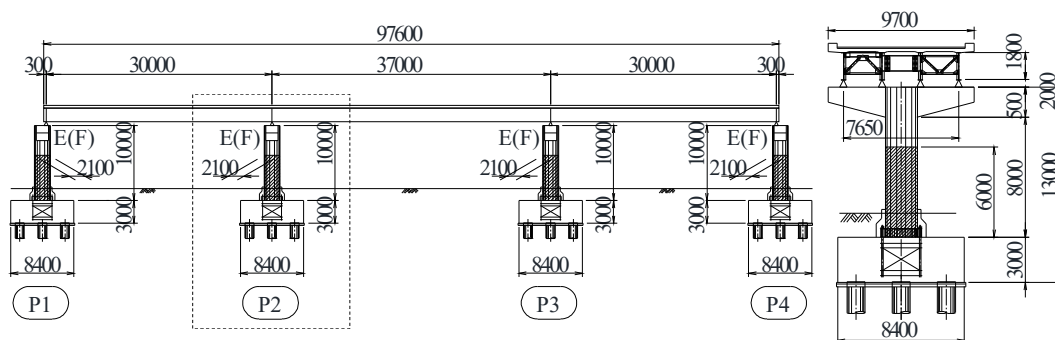


図 8.1.2 橋梁概要

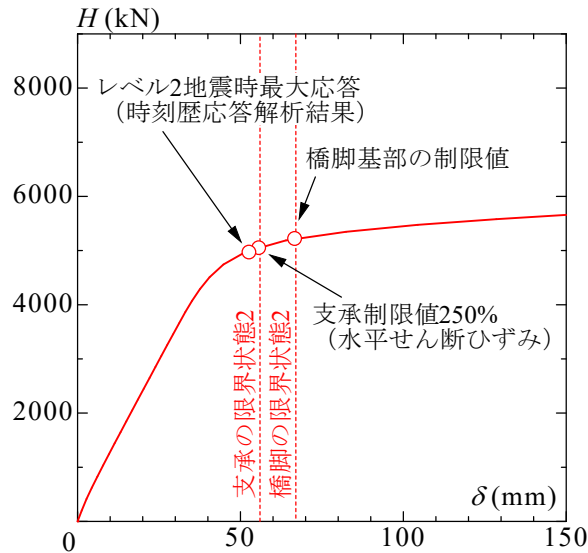


図 8.1.3 橋脚の水平荷重—水平変位関係（プッシュオーバー解析結果）

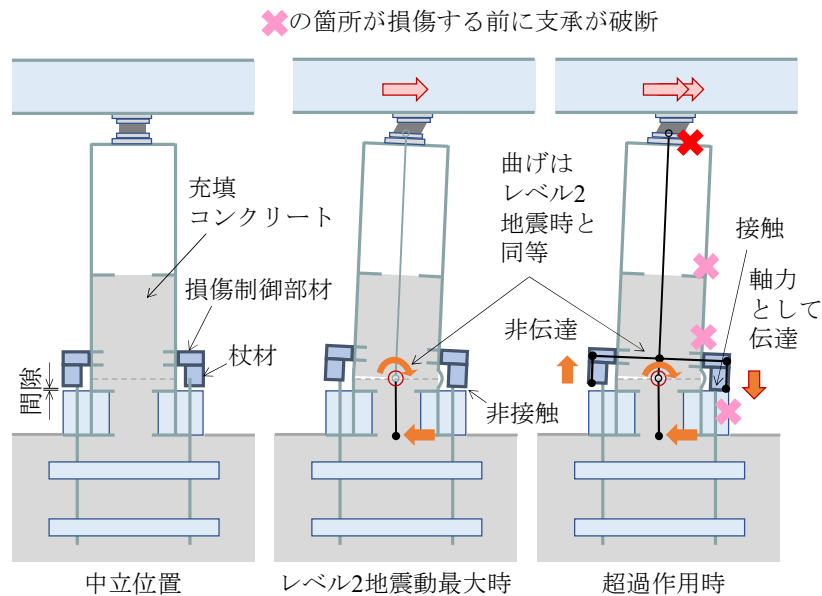


図 8.1.4 CFT 柱の性能向上策

脚が制限値に達する結果となっている。ただし、このような一般的な設計における解析は、水平変位に着目した大小関係であり、耐荷力の比較ではないことから、実際の構造物が有している耐荷力によっては、損傷の順番が異なる可能性があることに留意が必要である。

8.1.3 超過作用への対応策

(1) CFT 柱の性能向上策

近年、橋下の街路を往来する車両の衝突対策として、また、優れたエネルギー吸収性能に期待して、鋼製橋脚の内部にコンクリートを充填した CFT(Concrete Filled Steel Tube)構造が採用されている。CFT 構造は高い変形能を有していることが確認されている。本検討では、超過作用への対応策は種々の方法が考えられるが、設計で決定した構造に、経済性を大きく逸脱しない範囲で性能を付与できる 1 つのアイデアとして、図 8.1.4 に示すような橋脚の外側面に橋脚基部の損傷を抑止する部材を設置し、これを超過作用時のみ上ベースプレートに接触させることで、橋脚の圧縮側の抵抗力を向上させる方

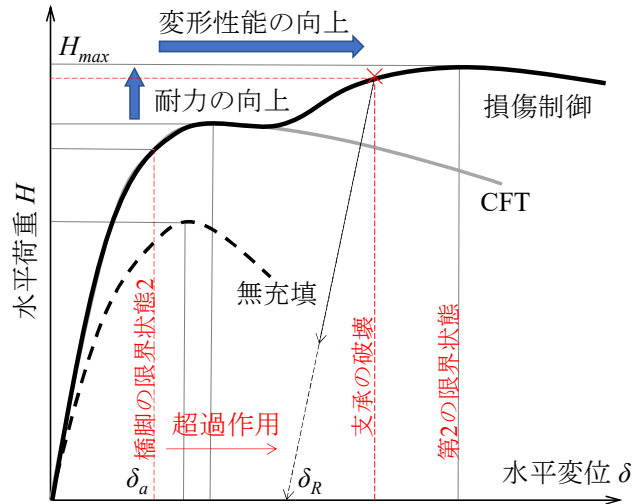


図 8.1.5 CFT 柱の水平荷重－水平変位関係

法とした。図 8.1.5 のように設計限界状態を超える領域では耐力を上昇させ、第 2 の限界状態に移行する途中で支承を破壊させることを意図した構造である。

本検討では、CFT 構造の高い変形能を利用し、超過作用時には、さらにその変形能と耐力を向上させることによるレジリエントな橋の実現を目指すものとした。このレジリエントとは次の 2 つのシナリオによるものである。[1]橋脚の耐力が上昇し、支承が破壊する場合は、上部構造の慣性作用が遮断されることで橋脚の損傷が進展しない。[2] 支承が破壊しない場合でも高いじん性を発揮し、容易には倒壊しない。CFT 構造は高い変形能を示す（最大荷重以降、荷重が急激に低下しない）が、大きな変形を許容すると橋脚の機能回復に時間を要することから、望ましいシナリオは[1]と考えられる。

したがって、設計限界状態を超える領域では、本構造のコンセプトどおりになるように、超過作用に対する要求性能を設定し、それを満足する間隙を制御部材下端と上ベースプレート間に設けることとなる。

(2) 制御部材の設計

制御部材の設計は、耐震設計とは独立（対象橋は、副次的な塑性化を橋脚基部に許容する）して、損傷制御部材の設置方法を決定した。間隙量は、レベル 2 地震動に対しては耐荷性能に影響がない大きさとするが、過度に大きくすると橋脚のじん性は向上するものの残留変位は大きくなる。一方、損傷制御部材を鋼管に取り付ける高さは、高く取り付けるほど橋脚水平耐力が上昇することから支承の破壊を制御しやすくなるが、損傷制御部材が大規模になる。耐力とじん性の関係は、これらの挙動特性と、支承の破壊耐力、橋脚の第 2 の限界状態との関係性も踏まえて配置や部材設計を行った。

橋脚基部及び損傷制御部材取付部並びにコンクリート充填直上の耐力の大小関係を、図 8.1.6 に橋脚の鉛直方向の曲げモーメントの分布形状として示す。横軸は橋脚基部の曲げモーメントである。同図に示すように、支承が破壊耐力に達する前に、損傷制御部材だけでなく、取り付けられる側が降伏に至らないようにし、また橋脚本体の鋼管に対しても、第 2 の限界状態として設定した要求性能を満足するように照査を行う必要がある。

なお、本橋は一つの事例に過ぎないが、耐荷性能 2 を満足する設計で決定した各部材のうち、設計の変更が生じた内容は、アンカー部のベースプレートの増厚、アンカーボルト及び場所打ち杭基礎の軸方向鉄筋のランクアップである。ボルト本数や杭本数の見直しまでには至らなかった。また、本検討ではベース部のアンカープレートやアンカーボルトと損傷制御部材の取り付け関係については、検

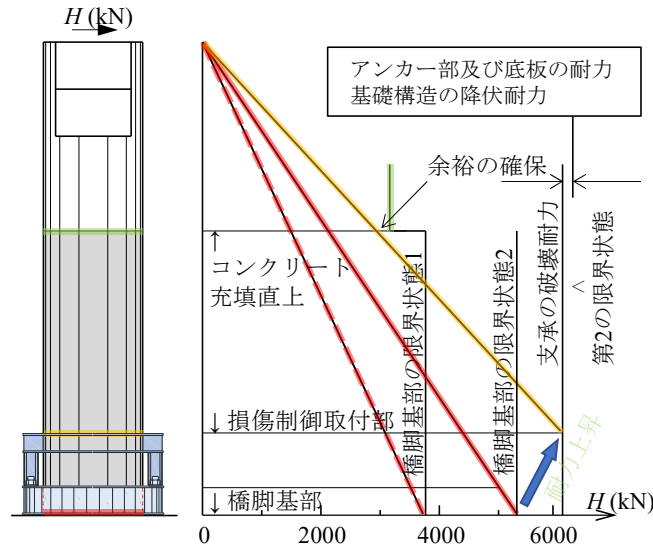


図 8.1.6 制御部材の取付部，コンクリート充填直上の耐力の大小関係

討を行っていない。実際の構造に適用する際は，アンカープレートが支圧力に対して十分に抵抗できることや，無理がなく製作・施工できるように，適切に細部構造を決定する必要がある。

8.1.4 崩壊制御モデルによる FE 解析

CFT 構造の損傷メカニズムや数値解析については，これまでに文献²⁾³⁾のような種々の検討がなされ，終局に至るまでの再現性が確認されている。しかし，鋼管をシェル要素，充填コンクリートをソリッド要素でモデル化した上で，その境界面の摩擦や剥離，コンクリートのひび割れ等まで考慮しているため，計算時間が増大し解の収束性が悪化する傾向にあり，特に形状決定をトライアルする設計実務においては，容易に用いることが難しい。

CFT 構造は，一旦生じた鋼管の局部座屈変形がその後の繰り返しで修復され，座屈変形の進展が抑止されるという挙動を示すことが，過去に実施された繰り返し載荷実験の結果から確認されている。この抵抗メカニズムは，文献³⁾によると次のとおりである。[1] 鋼管に局部座屈が発生すると，圧縮力の大半はダイアフラムを介して充填コンクリートに伝達され，鋼管の圧縮力が減少する。[2] 曲げモーメントで発生する引張力の大部分が鋼管に作用し，この引張力で鋼管の座屈変形が修復される。これを本構造の抵抗メカニズムとして示すと図 8.1.7 のようになる。

ファイバーモデルは梁要素の平面保持の仮定に基づいており，鋼管の局部座屈を解析で直接的に解くことはできないことから，この抵抗メカニズムを表現できない。設計では橋脚の許容ひずみまでを対象とするため，梁要素を用いることに問題は生じないが，許容ひずみを超える領域に着目する場合は，これらの挙動を表現できるモデルが必要である。そこで本検討で考案した解析モデルの概要を図 8.1.8 に示す。このモデルは設計で必要とする荷重と変位の関係を，最大荷重までの範囲で捉えることを目的とする。そこで，鋼管に局部座屈が表現できるシェル要素，充填コンクリートにファイバー要素を用い，それぞれ独立したモデル化を行う。ダイアフラム位置に，十字型に梁要素を平面配置し，ファイバー要素の軸心と同じ高さの位置のシェル要素の格点と結合する。鉛直力はコンクリート充填直上に設置するダイアフラムを介して，鋼管と充填コンクリートがそれぞれ分担して伝達し，水平力は充填コンクリートが曲げモーメント，鋼管が軸力として伝達する。ダイアフラム間では，コンクリートと鋼管の相互の伝達（接触）は生じないが，く形断面と異なり円形断面では鋼板が内側に座屈することは通常起こらないことから，局部座屈発生による接触の影響は小さいと考えた。このように，

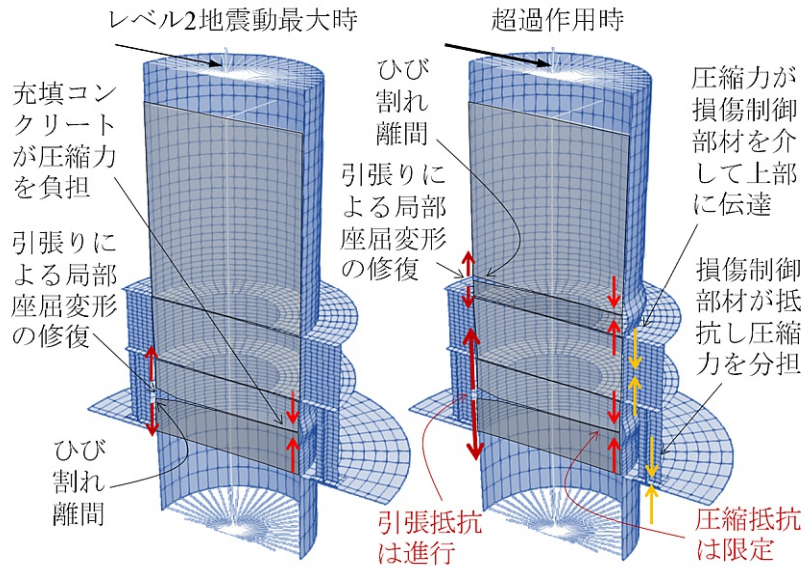


図 8.1.7 本構造の抵抗メカニズム

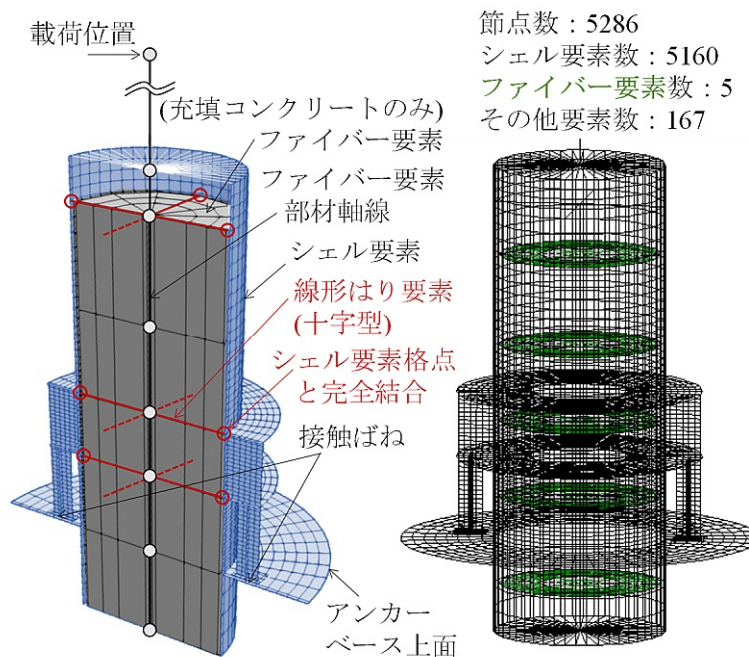


図 8.1.8 解析モデルの概要

ファイバー要素とシェル要素を組み合わせることで、ソリッド要素や接触要素を用いる場合と比べて、数値解析の計算時間の大幅な減少及び解の収束性の改善が図れる。なお、ダイアフラム位置の十字型の梁要素に設定する剛性は、鋼管及び充填コンクリートを平面保持の仮定に基づいたファイバー要素としてモデル化したプッシュオーバー解析を別途実施し、その結果と、鋼管の荷重-変位の関係（初期剛性から2次剛性の初期段階までの剛性の変化）が近似するように決定した。

要素に用いる材料構成則については、鋼材の骨格曲線には、わが国の代表的な設計基準である道路橋示方書で用いられる降伏棚とひずみ硬化を考慮したバイリニアモデルを用いるものとし、履歴曲線は移動硬化則とした。充填コンクリートについては、荷重が大きく低下する領域までを対象としないこと及び解の安定性から複雑な構成則は用いず、圧縮軟化特性を線形勾配として考慮した応力-

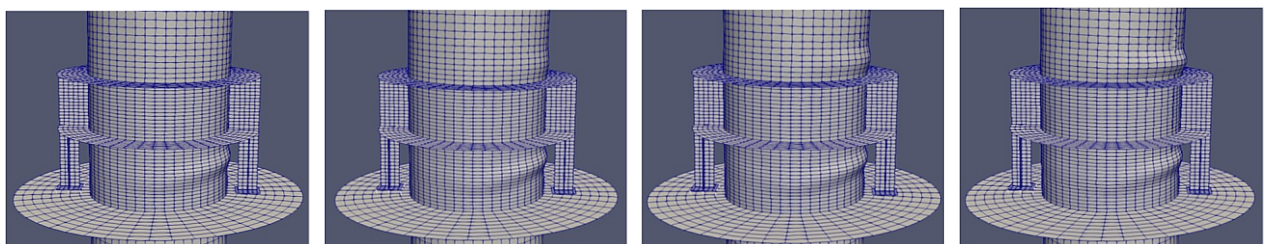
ひずみ関係を用いるものとした。引張には抵抗しないものとした。鋼材とコンクリートの境界面については、実際には接触による摩擦や剥がれの現象が生じ、充填コンクリート直上に配置するダイヤフラムも、その有無や剛性による拘束効果による影響に違いが生じることが考えられる。本検討では、終局に至るまでの現象を緻密に再現することを目指すのではなく、できるだけ簡単な方法で、荷重と変位の関係を捉えることを目的としたため、これらについては、上述の十字型の梁要素による鋼材とコンクリートの相互作用として包括するものとした。解析上は、接触や付着を考慮していないことから、実際には起こりえない鋼管と充填コンクリートがすり抜ける現象が生じる場合もある。また、実験供試体のアンカーベースは、供試体に対して十分な剛性を有していることから、解析上はベースプレートの板厚を鋼管の100倍とすることで剛体として扱い、損傷制御部材が接触しても面外変形しない設定とした。

8.1.5 実験と解析結果との対比

本構造については、実大構造を縮尺 1/8 の縮小供試体に模して 3 次元荷重装置により実施した。実験方向は水平 1 方向の正負交番繰り返し荷重とし、鋼管と損傷制御部材のひずみや変形を測定した。

解析による代表的ステップの変形図を図 8.1.9 に、この荷重ステップに相当する状態の実験供試体の外観を図 8.1.10 に示す。実験結果と数値解析により得られた水平荷重－水平変位の関係を図 8.1.11 (a) に示す。数値解析から各サイクルの最大水平荷重と水平変位は整合しており、局部座屈変形の形状や大きさも実験結果を概ね捉えていることが確認できる。(b) に示す各サイクル最大時の実験と解析の荷重比は約 10 % の誤差の範囲で再現できていることがわかる。

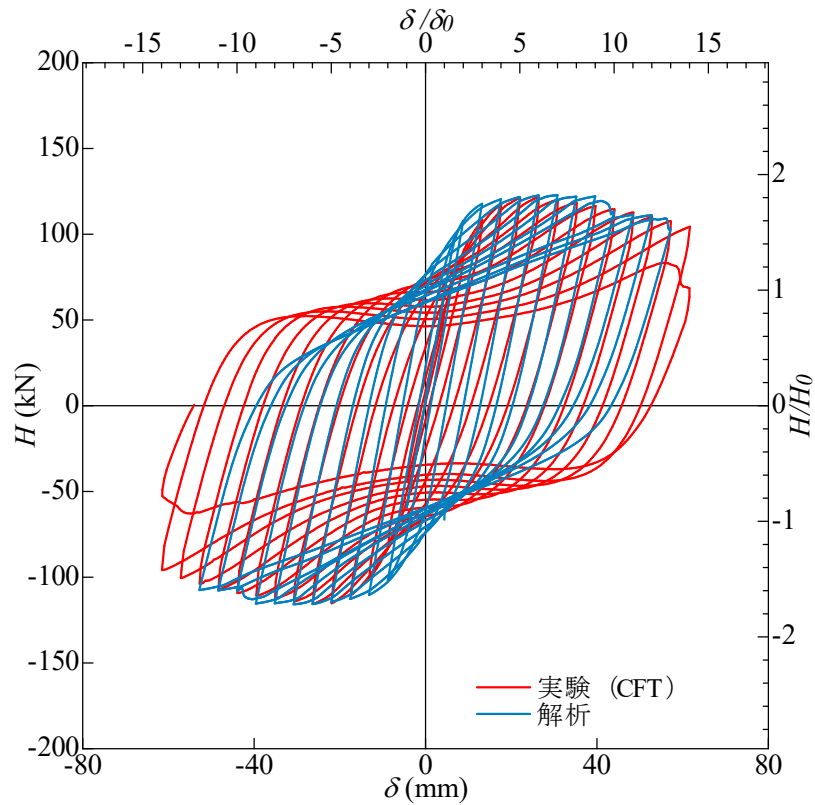
一方、解析のループ形状は実験と解析で異なっているが、これは解析モデル及び材料構成則の簡易化が原因と考えられる。CFT 構造は水平荷重を進展させると、充填コンクリートに水平ひび割れが発生し、鋼管が座屈した個所のコンクリートと鋼管が剥がれることに加え、その周辺も摩擦や付着が切れた状態になる。この状態で逆方向に荷重を行うと、圧縮域ではコンクリートも力を分担するが、水



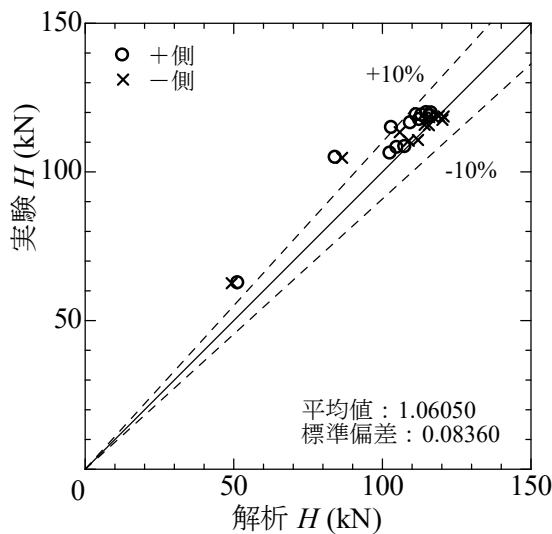
(a) 基部最大耐力時 $-6\delta_0$ (b) 制御部材接触時 $-7\delta_0$ (c) 最大耐力時 $-11\delta_0$ (d) 最大荷重時 $-14\delta_0$
 図 8.1.9 解析結果の鋼製橋脚の変形状態 (変形表示倍率: 1)



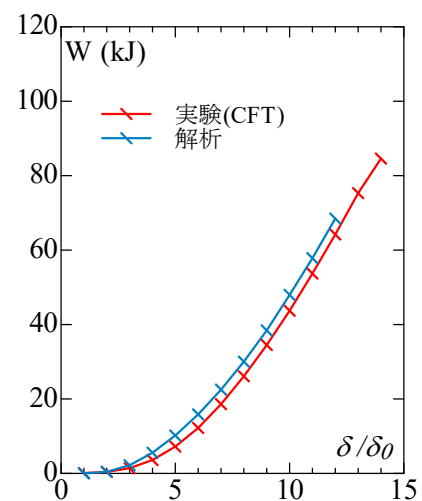
(a) 基部最大耐力時 $-6\delta_0$ (b) 制御部材接触時 $-7\delta_0$ (c) 最大耐力時 $-11\delta_0$ (d) 最大荷重時 $-14\delta_0$
 図 8.1.10 鋼製橋脚の変形状態 (損傷制御)



(a) 水平荷重—水平変位の履歴



(b) 最大荷重解析値と実験値の比較



(c) エネルギー吸収量

図 8.1.11 解析と実験の比較

平変位がゼロに近づくと、引張域に移行する状況ではコンクリートがほとんど分担できなくなり、引張に対しては鋼管のみが分担することになる。これに対して、本解析モデルは逆方向に载荷する際も、上述の十字型の梁要素による挙動が線形であるため、実際とは異なる抵抗を示すこととなる。このような挙動を表現するには、鋼管や充填コンクリートに高度な材料構成則を設定し、鋼管とコンクリートの離間挙動を表現できるモデル化を行う必要があると考えられるが、より実験に近く、かつ簡易なモデル化の手法については今後の課題とした。なお、(c)に示す実験と解析の累積エネルギー吸収量の違いは最大差となる $14\delta_0$ 時点で 6%程度であり、実験の方がやや大きい傾向である。

8.1.6 実大構造での崩壊制御シミュレーション

(1) 検討概要

前項までに実施した実験及び数値解析は、一基の単独橋脚だけに着目した静的な作用に対する知見である。ここでは、一連の橋梁全体として、また地震動の動的挙動に対して、想定するシナリオが成立するかを確認を行うことを目的に、時刻歴応答解析による損傷制御シミュレーションを実施した。

解析ケースを表 8.1.2 に示す。ケース 1 は、8.1.1 で示した橋梁に対してレベル 2 地震動を入力した結果である。ケース 2~5 は、超過作用として、道路橋示方書に示されるレベル 2 タイプ II 地震動の II 種地盤用の第 1 波に対して、振幅のみ 2 倍とした波形を入力した。ケース 1, 2 は、通常的设计に用いたモデルであり、橋脚をファイバー要素としてモデル化するなど、解析条件やモデル化は同一である。

ケース 4, 5 は損傷制御による性能向上策を取り入れたもので、ケース 4 は、理想的なシナリオとして支承と橋脚を制御した場合である。具体的には、橋脚に損傷制御部材を設置し、その耐力向上により支承を破壊させ、橋脚の損傷が限定的となることを意図したものである。一方、支承で損傷を制御したとしても、実際には様々な不確実な事象が要因となり、意図したとおりに支承が破壊しない事態が生じる可能性も考えられる。ケース 5 はこの事態を想定し、損傷制御部材を設置した橋脚が、レベル 2 地震動の 2 倍の作用に対して、どの程度の応答レベルであるか、実験で確認した橋脚が保有するじん性ととの大小関係の把握を目的として実施した。ケース 3 は、後述する支承のモデル化の影響を確認する目的で実施した。

(2) 解析モデル

ゴムを材料とする免震支承は、水平せん断ひずみが増加すると、ある領域から急激に剛性が大きくなるハードニング現象を生じることが知られている。水平せん断ひずみ 250 % を限界の目安とする設計においては、一般に免震支承はバイリニアでモデル化される。しかし、250 % を超える領域ではモデルの適合性に問題があると考え、ここではハードニング領域を考慮したトリリニア^{4), 5)}にてモデル化するものとした。この支承モデルのスケルトンパラメータは応答せん断ひずみの関数として、ゴムの繰り返しせん断変形性能試験より決定されており、引張側及び圧縮側の履歴の中で最大となるひずみを用いて、計算ステップごとに剛性の更新を行う等の特徴を有している。

また、ゴムは水平せん断ひずみが 250 % を超えたどの段階で破壊するかは、個体のばらつきも大きく設定することは困難である。そこで、支承の載荷実験⁶⁾で確認されているせん断ひずみ 300 % までには破壊に至っていない載荷実験の結果を参考として、300 % で支承の取り付けボルトが破壊するように制御設計した。支承の水平反力が破壊耐力に達した段階で、支承は水平抵抗を失い、その後は下沓とベースプレートの摩擦力だけが生じると仮定した。摩擦力は支承に生じる死荷重反力に摩擦係数を乗じた値とした。摩擦係数は接触する両者の材料により、また静的・動的によっても挙動が異なるが、ここでは鋼と鋼が接触する場合の設計に用いられる事例⁷⁾から 0.4 と仮定した。このような抵抗機構を再現できる非線形履歴特性を、支承のばね要素に設定した。

表 8.1.2 崩壊シミュレーション解析ケース

	制御部材	支承モデル		地震動
		構成則	破壊	
ケース1	無し	バイリニア	しない	レベル2地震動
ケース2	無し	バイリニア	しない	レベル2地震動の2倍
ケース3	無し	トリリニア	しない	レベル2地震動の2倍
ケース4	有り	トリリニア	する	レベル2地震動の2倍
ケース5	有り	トリリニア	しない	レベル2地震動の2倍

CFT 柱は 8.1.4 で用いたモデルと同様に、橋脚の局部座屈を表現でき、かつ損傷制御部材の取付部の詳細な応力評価できるものとして、鋼部材をシェル要素、充填コンクリートをファイバー要素にてモデル化した。

(3) 時刻歴応答解析の結果

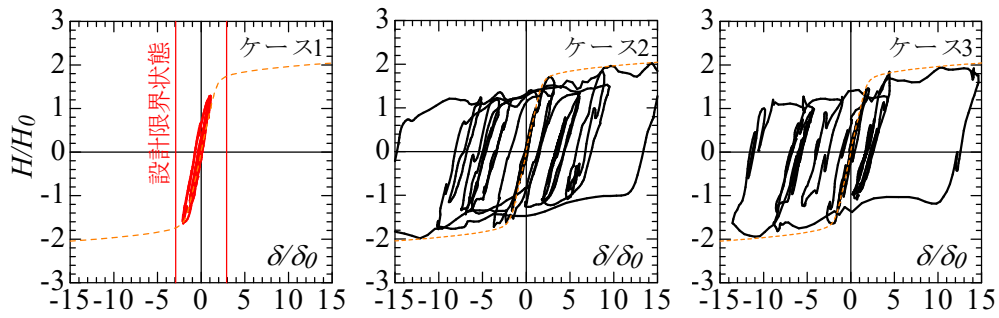
各ケースに対する時刻歴応答解析結果を図 8.1.12 及び図 8.1.13 に示す。同図の (a) は、橋脚天端の水平変位と水平反力の応答履歴である。水平変位は基礎の変形に伴い生じる水平変位は減じている。鋼製橋脚の設計限界状態に相当する水平変位として縦軸に示す。

ケース 1 が設計限界状態に対してやや手前に応答が留まっているのに対して、地震動を 2 倍としたケース 2 では、設計限界状態を遥かに上回る応答が生じている。地震後の復旧性や使用性が確保できないばかりか、橋脚の倒壊など致命的な損傷が生じる可能性も考えられる。図 8.1.12 (b) は、橋脚天端の変位時刻歴である。設計における残留変位の制限値である $H/100$ (H : 橋脚高さ) を横軸に示す。対象橋梁は、基部の曲げモーメントにより断面が決定しており、ケース 1 の残留変位は僅かである。(c) は、支承の水平力と水平変位の履歴であり、水平変位は橋脚と上部構造の相対変位である。(d) は、支承の水平変位履歴である。また、(c) グラフ内に支承の破壊限界状態である水平せん断ひずみ 250% に相当する位置を×印で示す。ケース 1 の最大応答は水平せん断ひずみが 236 % であり、設計限界状態に対してやや手前に留まっているのに対して、ケース 2 では水平せん断ひずみが 367 % と設計限界状態を超過している。支承が 5 秒付近で破壊する可能性が考えられるが、損傷を制御した設計は行っていないことから、これ以降の橋全体の挙動や、各部材にどのような損傷が生じるかは不明確である。

支承をバイリニアモデルとしたケース 2 に対して、トリリニアモデルとしたケース 3 は、橋脚の応答 ($15.6\delta_0 \rightarrow 14.8\delta_0$) がやや低下するものの、ほぼ同様の挙動となっている。支承は、ハードニング領域の剛性増加により、最大水平反力がやや増加し、最大相対水平変位はやや低下している。両者の支承の履歴減衰によるエネルギー吸収量は、ややトリリニアモデルが大きい。

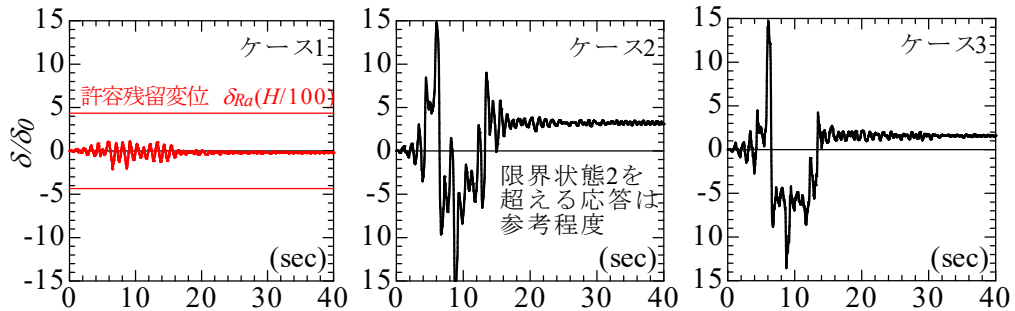
上述のケース 1~3 の損傷を制御しない設計とした結果に対して、支承と橋脚の損傷を制御したケース 4 では、図 8.1.13 (c) に示すように、支承は破壊限界状態に達した 5.86 秒付近で水平抵抗を失い、その後は摩擦抵抗のみが生じ、(a) に示すように応答は限定的な範囲に留まっている。これは、支承ボルトが破壊することにより、上部構造の慣性作用は一定となり、橋脚自体の自重による慣性力のみが生じたと捉えられる。また、橋脚の変位塑性率は最大 $9\delta_0$ 程度であり、実験で確認した変位塑性率 $14\delta_0$ までは達していない。橋脚の水平変位時刻歴 (b) をみると、解析を終了した時点での変位は $4\delta_0$ 程度である。一方で、支承は摩擦抵抗だけの滑り挙動となることから、(c) に示すように、支承相対水平変位は最大 560 mm 程度となっている。本橋の必要桁かかり長 S_{EM} は 850 mm であり、桁が下部構造天端にから脱落しない場合は、鉛直支持機能は失われない。支承の下沓のボルトを破壊させれば、被災後は支承の高さに相当する桁下空間にジャッキを設置して、支承を元の位置に戻した後にボルトを再締結する等、復旧し易い構造上の工夫を講じることで、機能回復期間を短くできる可能性がある。

支承が意図したとおりに損傷しない場合を想定したケース 5 では、橋脚の最大変位塑性率は $13.2\delta_0$ であった。これはケース 3 より小さいが、杖材で橋脚の復元力が上昇するからである。今回の検討条件の範囲では、レベル 2 地震動の 2 倍程度まで、橋脚の高い変形能が発揮されるであろう範囲の応答となった。

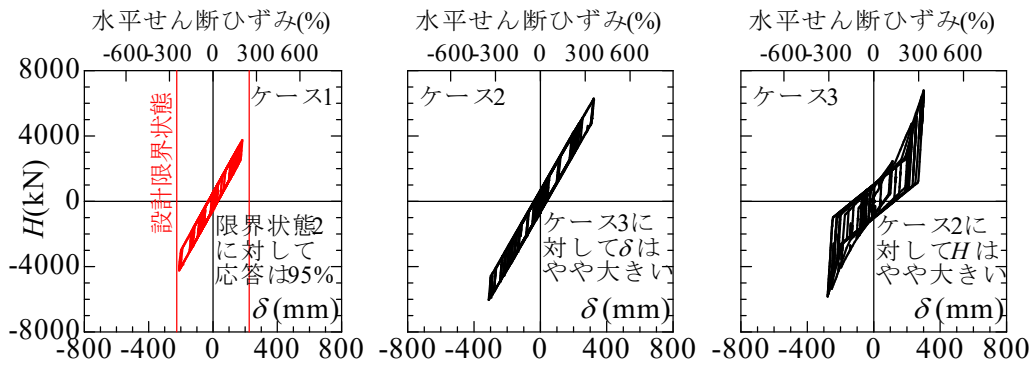


(a) 橋脚天端の水平力-水平変位履歴

※設計限界状態は橋脚制限値に達する水平変位

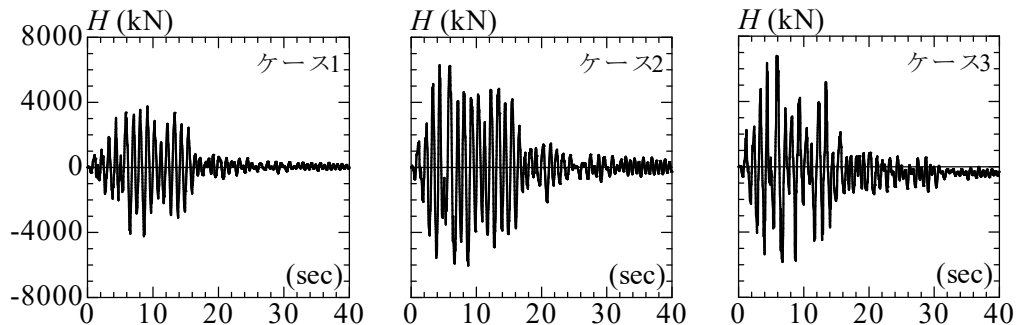


(b) 橋脚の水平変位時刻歴



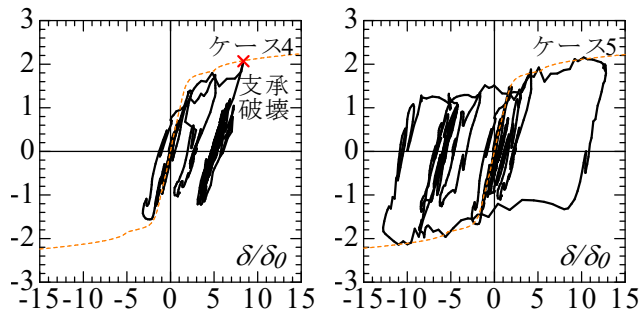
(c) 支承の水平反力-水平変位履歴

※水平変位 δ は図-5.7の[1]と[2]の水平相対変位



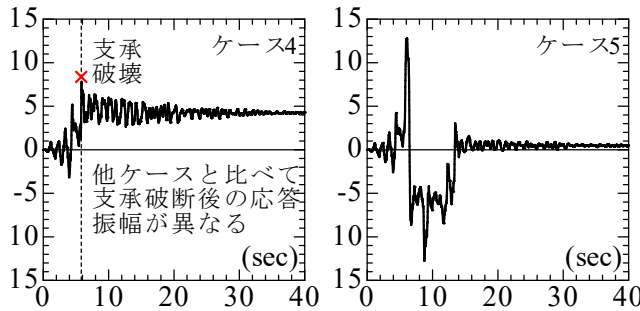
(d) 支承の水平反力時刻歴

図 8.1.12 橋全体の時刻的応答解析の結果 (ケース 1~3)

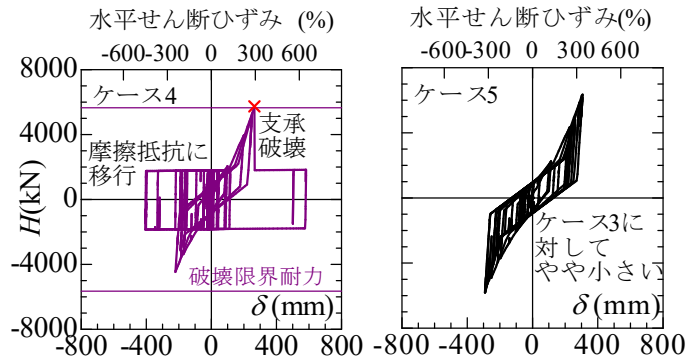


(a) 橋脚天端の水平力-水平変位履歴

※設計限界状態は橋脚制限値に達する水平変位

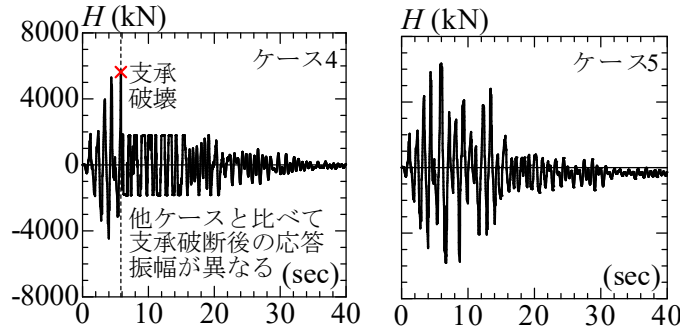


(b) 橋脚の水平変位時刻歴



(c) 支承の水平反力-水平変位履歴

※水平変位 δ は図-5.3の[1]と[2]の水平相対変位



(d) 支承の水平反力時刻歴

図 8.1.13 橋全体の時刻的応答解析の結果 (ケース 4, 5)

8.1.7 おわりに

想定を超える状態に対しては、影響を低減する観点や機能回復のための復旧性に配慮した減災の観点を取り入れることが重要であり、橋脚が倒壊すると復旧に膨大な時間を要することから、支承を適切なタイミングで破壊させ、下部構造を確実に守ることを目的とし、鋼製橋脚の基部に損傷を制御する部材を設置する対策方法を検討し、1/8 縮小模型供試体を用いた実験により、その実効性を検証した。鋼管の局部座屈、内部充填コンクリートのひび割れ、アンカー部と制御部材の接触現象等に対して、設計に適用しやすい FE モデルを検討した。円形断面鋼製橋脚を有する連続高架橋を対象に、設計を超える状況が生じて、できる限り速やかに機能が回復できる性能を付与することを目指して、橋脚基部に損傷を制御する部材を設置する方法を考案した。また、その効果を実験と数値解析の両面により明らかにした。以下に、得られた結論を示す。

実大構造を縮尺 1/8 の縮小供試体に模して実施した正負交番載荷実験の結果、設計限界耐力に対して、[1] 18%程度耐力が増加する、[2] 最大荷重の 97% 耐力に相当する変位が、CFT 構造と比べて 1.75 倍に高まる、[3] 実験で確認した範囲でのエネルギー吸収量は 1.2 倍であることを確認した。

本提案構造が、これまで厳密なモデル化を必要としていた数値解析に対して、設計で用いることを目的として考案した比較的簡易な解析モデルにて、耐荷力の評価が可能であることを、実験と解析を対比することで検証した。また、制御部材の取り付け高さを調整することで耐力の向上程度を調整し、意図的に支承を破壊に誘導できる可能性を示した。

8.2 超過地震作用時における鋼製骨組の崩壊性状に関する一考察

8.2.1 はじめに

上路式鋼アーチ橋の端柱を想定して設定した2つの崩壊モードの異なる骨組模型の加振を行った⁸⁾。これら2つの模型供試体の崩壊性状を一例として、耐震補強構造における超過地震作用時の挙動について考察する。なお、実験方法や計測方法は4.3で述べたものと同じである、

8.2.2 二つの骨組模型供試体

2つの模型供試体 (FrameA, B) の諸元を図8.2.1, 表8.2.1に示す。骨組模型は5.3.2で用いた上路式鋼アーチ橋の端柱を参考に設定 (縮尺率 $1/s=1/16.5$) したものである。上路式鋼アーチ橋の複合非線形動的解析の結果より、橋軸直角方向のレベル2地震動に対して転倒モーメントに起因する圧縮軸力により端柱の柱基部に著しい損傷が生ずることが明らかにされている。

FrameB ではこれと同様の崩壊モードを想定した。これに対して、FrameA は対傾構の断面を小さく設定しており、対傾構に全体座屈が生ずる崩壊モードを想定した。FrameA と B の諸元の差異は対傾構の断面寸法のみである。模型供試体の断面寸法については、使用鋼材の引張試験で得た実測値を反映した FE モデルを用いた事前シミュレーション (Pushover 解析と時刻歴応答解析) に基づき振動台の加振能力の範囲で FrameA では対傾構の全体座屈、FrameB では柱基部の局部座屈が進展し骨組模型が崩壊に至るように決定した。この結果、断面諸元は換算縮尺構造の諸元と較べると全般的に小さな値となっている。まず、2種類の模型の耐荷特性について Pushover 解析の結果とともに以下に述べる。

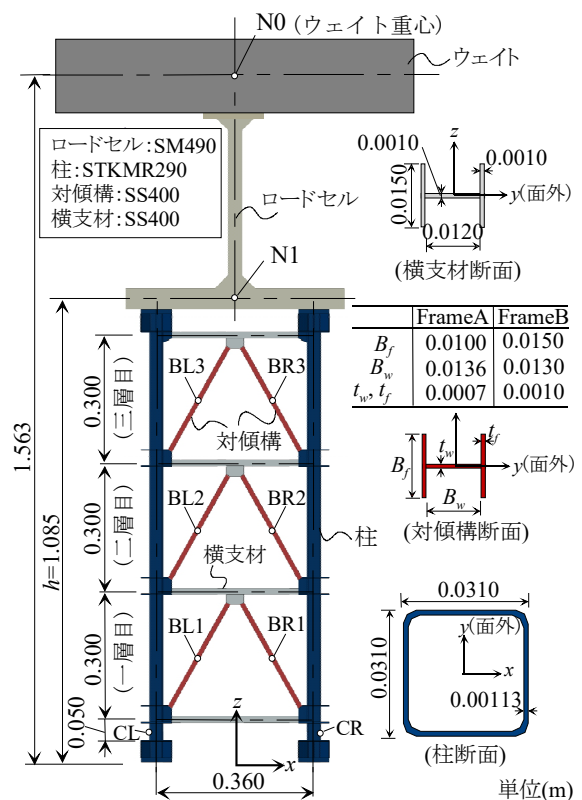


図 8.2.1 骨組模型供試体の諸元

8.2.3 耐荷特性

2つの骨組模型の耐荷特性について検討する。はじめに、設計上の安全限界状態を把握するために、はり要素による模型供試体の骨組モデルを用い、死荷重載荷後にウェイトの重心 (図8.2.1, N0) 点に水平慣性力を作用させた線形解析により各部材の応答値を算定した。着目部材である柱基部と対傾構が設計上の安全限界に到達する時の水平荷重の値を表8.2.2に示す。対傾構の耐荷力の評価においては初期不整を無視した理想柱を仮定した上で、部材両端の拘束条件を単純支持および固定とした2つの場合について算定している。FrameA では対傾構の部材両端の拘束条件の違いにより、先行して安全限界に到達する部材が異なる。すなわち、両端単純支持を仮定した場合 ($\bar{\lambda} = 1.63$) では、水平荷重で二層目の対傾構が全体座屈により安全限界に到達するが、両端固定の場合 ($\bar{\lambda} = 0.81$) では対傾構の耐荷力は降伏軸力と等しくなり、水平荷重 $F_x = 7.4\text{kN}$ において柱基部が塑性化により、安全限界に到

表 8.2.1 骨組模型供試体の諸元

諸元		実大構造	換算縮尺構造 (1/s=1/16.5)	模型供試体	
				FrameA	FrameB
構造全体	質量 M (ton)	204	0.750	0.750	
	柱間隔 B (m)	6.0	0.364	0.360	
	一層の高さ H (m)	5.0	0.303	0.300	
	固有周期 T (s)	1.20	0.295	0.250	0.250
柱断面 (正方形箱形)	ヤング係数 E (MPa)	200000		190000	
	降伏応力 σ_y (MPa) [鋼種]	355 [SMA490]		283 ^{※1)} [STKMR290]	
	幅 b (m)	0.5	0.0303	0.0310	
	板厚 t (m)	0.0190	0.00120	0.00113	
	断面積 A (m ²)	3.66×10^{-2}	1.34×10^{-4}	1.30×10^{-4}	
	断面 2 次モーメント I (m ⁴)	1.41×10^{-3}	1.91×10^{-8}	1.89×10^{-8}	
	軸力比 P/P_y	0.0772		0.100	
	幅厚比パラメータ R	0.58		0.51	
対傾構 (H 形断面)	ヤング係数 E (MPa)	200000		208000	
	降伏応力 σ_y (MPa) [鋼種]	355 [SMA490]		340(上降伏点), 298(下降伏点) ^{※1)} , [SS400]	
	フランジ幅 B_f (m)	0.300	0.0182	0.0100	0.0150
	ウェブ幅 B_w (m)	0.420	0.0255	0.0135	0.0128
	フランジ板厚 t_f (m)	0.016	0.00100	0.00075	0.00100
	ウェブ板厚 t_w (m)	0.014	0.00080	0.00075	0.00100
	断面積 A (m ²)	1.55×10^{-2}	5.69×10^{-5}	2.51×10^{-5}	4.71×10^{-5}
	断面 2 次モーメント I (m ⁴)	7.21×10^{-5}	9.73×10^{-10}	1.25×10^{-10}	6.20×10^{-10}
細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ ^{※2)}	1.03		1.63	1.00	

※1) 引張試験による実測値 (STKMR290 は 0.2% オフセット耐力)

※2) 実大構造の有効座屈長は格点間を部材長として 0.9 倍して算定. 模型の有効座屈長はガセットによる拘束部を除いた部材長を両端単純支持として算定.

表 8.2.2 各部材が安全限界に到達したときの水平荷重 F_x (kN)

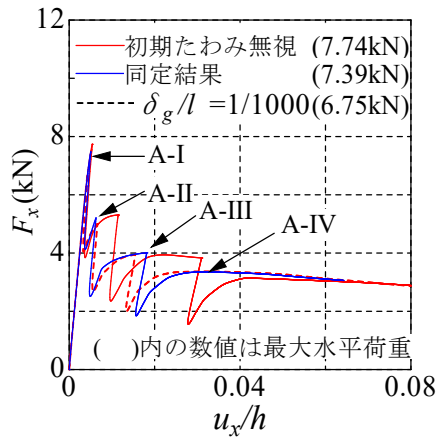
部材		FrameA			FrameB		
		両端単純支持 ^{※)} $\bar{\lambda} = 1.63$	両端固定 ^{※)} $\bar{\lambda} = 0.81$	線形座屈解析 (FE モデル)	両端単純支持 ^{※)} $\bar{\lambda} = 1.00$	両端固定 ^{※)} $\bar{\lambda} = 0.50$	線形座屈解析 (FE モデル)
対傾構	三層目	3.7	9.6	14.4	17.4		56.1
	二層目	3.4	8.9	13.5	16.9		54.8
	一層目	3.6	9.3	13.7	16.5		53.6
柱基部		7.4			7.4		

※) 各部材の安全限界は以下により評価した. 対傾構と柱基部の降伏応力 σ_y は表-1 に記載の実測値を使用.

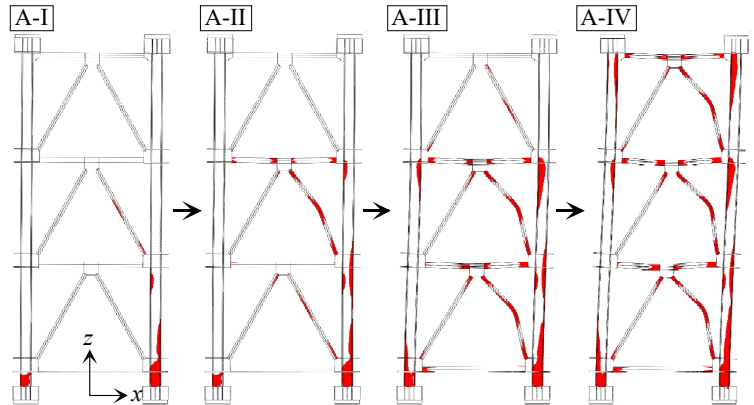
$$\text{(対傾構)} \quad \sigma_c \leq \sigma_{ca} = \begin{cases} \sigma_y & (\bar{\lambda} < 1) \\ \sigma_y / \bar{\lambda}^2 & (1 \leq \bar{\lambda}) \end{cases}, \quad \text{(柱基部)} \quad \sigma_c + \sigma_{bc} \leq \sigma_y$$

ここに, σ_c : 軸方向力による圧縮応力, σ_{bc} : 曲げモーメントによる曲げ圧縮応力, $\bar{\lambda}$: 細長比パラメータ

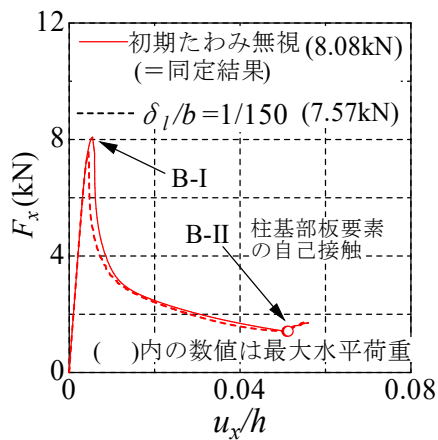
達する評価となる. 本模型における対傾構の拘束度を反映し部材両端のガセットプレート周辺のディテールを忠実に表現した FE モデルを用いて線形座屈解析を実施した結果を表中に示す. これらの値



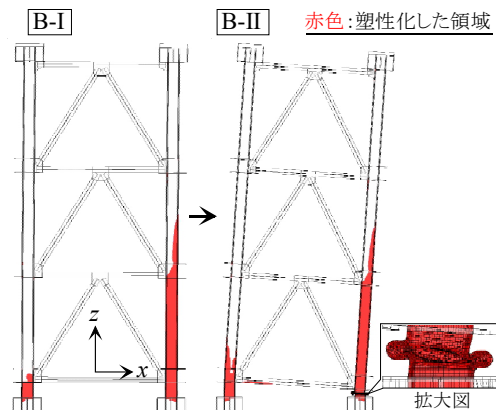
(a) FrameA



(a) FrameA



(b) FrameB



(b) FrameB

図 8.2.2 Pushover 解析による
水平荷重—水平変位関係

図 8.2.3 変形状と塑性化の分布
(初期たわみに同定結果を反映した FE モデル)

は両端単純支持で評価した値のほぼ 4 倍（三層目 3.9 倍，二層目 4.0 倍，一層目 3.8 倍）となっていることから，FrameA の対傾構の両端は固定に近い状態であると考えられる．以上より，FrameA は対傾構に全体座屈が生じるより先に，水平荷重 $F_x = 7.4\text{kN}$ において柱基部が塑性化し，設計上の安全限界へ到達するものと推測される．

FrameB の対傾構は両端単純支持を仮定した場合に $\bar{\lambda} = 1.00$ であり，部材の座屈限界と降伏限界が一致する．このため，両端固定の場合も部材の耐荷力は変わらない．なお，FE モデルを用いた線形座屈解析の結果はこれらの値の 3.2 倍となり，FrameA よりもやや小さい．これは FrameA と比べて FrameB の対傾構の剛性が高いため相対的に両端の拘束度が低下したためと考えられる．いずれにしても FrameB も，FrameA と同様に，水平荷重 7.4kN において柱基部の塑性化によって設計上の安全限界に到達するものと推測される．

以上の簡易検討を踏まえた上で，FE モデルを用いた Pushover 解析を実施した．Pushover 解析による水平荷重—水平変位関係を図 8.2.2 に示す．水平変位は図 8.2.1 の N1 点における値である．制御点はウエイトの重心 (N0 点) とし，つり合い経路を追跡するために弧長制御により解析を行っている．初期たわみをすべて無視した場合に加え，FrameA では対傾構の初期たわみ，FrameB では柱基部断面の板の初期たわみをそれぞれ与えた場合 ($\delta_g/l = 1/1000$ ， $\delta_l/b = 1/150$)，また，後述の振動台実験の結果をもとに同定した初期たわみを与えた場合 (同定結果) を示す．なお，FrameA の同定結果は二

層目と三層目の左側（ $-x$ 側）の対傾構のみに初期たわみを与えるものであるため、Pushover 解析においては圧縮軸力が生ずる右側（ $+x$ 側）の対傾構に初期たわみを反映させるように左右反転させている。FrameB の同定結果を反映したモデルは初期たわみを無視したものと同一である。図中の同定した初期たわみを与えた場合の A-I～A-IV、B-I、B-II 点の変形形状と塑性化の分布を図 8.2.3 に示す。FrameA、B とともに、最大水平耐力到達時（A-I、B-I）においては柱基部に塑性化が生じており、表 8.2.1 で示した設計上の限界状態と整合する。FrameA では同定結果を反映したモデルの A-I 点において二層目の対傾構の下端と中央付近の断面の一部に塑性化が生じているが、初期たわみを無視した場合は水平荷重 $F_x = 7.4\text{kN}$ においては対傾構に塑性化が生じていないことを確認している。最大耐力点（ $F_x = 7.39\text{kN}$ ）到達以降、二層目の対傾構に全体座屈が生じ、その後は一層目、三層目が座屈し構造全体の水平耐力が低下する挙動を示す。これに対して初期たわみを無視した場合、およびすべての対傾構に $\delta_g/l = 1/1000$ の初期たわみを与えた場合には最下層の一層目から順に二層目、三層目と全体座屈が生じた。以上より、初期たわみが対傾構の全体座屈の進展および水平荷重—水平変位関係に対して無視できない影響を及ぼすことがわかる。FrameB では最大耐力点（ $F_x = 8.08\text{kN}$ ）到達以降、柱基部の局部座屈が進展し、急激な耐力低下が生じる。

以上より、FrameA、B いずれも設計上は水平荷重 $F_x = 7.4\text{kN}$ で柱基部に塑性化が生じ、同一の安全限界に到達するものの、詳細な FE モデルを用いた Pushover 解析によると、最大耐力点以降は FrameA では各層の対傾構に全体座屈、FrameB では柱基部に局部座屈が進展し、2 つの骨組模型は全く異なる崩壊モードとなった。

8.2.4 動的崩壊挙動

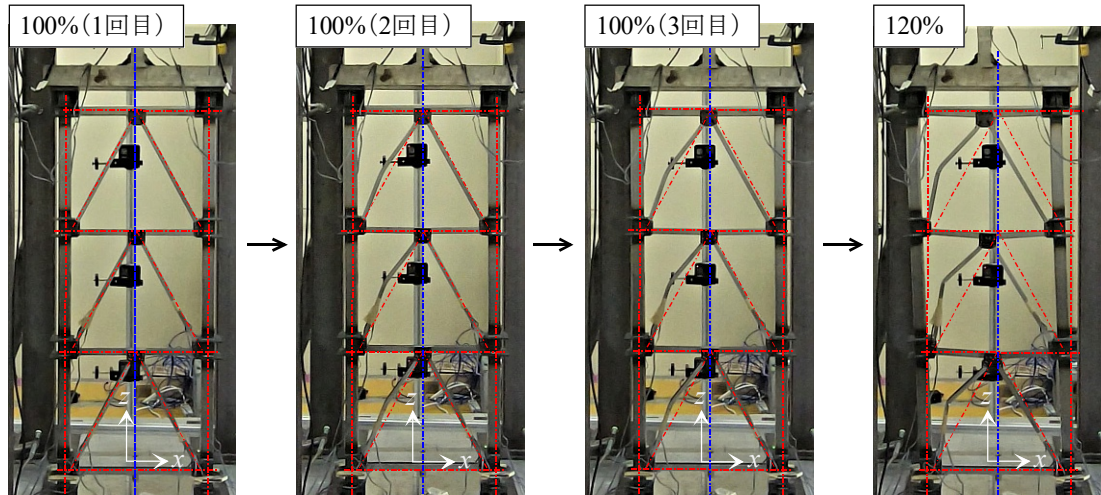
振動台実験における 2 つの骨組模型供試体 FrameA、B の崩壊モードについて確認する。各加振後の残留変形形状を図 8.2.4、図 8.2.5 に示す。図中の赤線と青線は初期の骨組の軸線と鉛直方向の中心軸を表す。

実験結果について、FrameA は振幅倍率 100% の 1 回目の入力に対してはほぼ初期の骨組形状を維持しており、明確な残留変形は確認できない。しかし、2 回目の加振後には左側（ $-x$ 側）のすべての層の対傾構が座屈し、残留変形が生じていることがわかる。3 回目の加振後には左側の対傾構の座屈形状のたわみが若干増加し、さらに振幅倍率 120% の加振後には左側の対傾構の座屈形状の進展とともに骨組上部の水平方向の残留変位が大きく生じている。各層は概ね水平を維持しており、せん断変形に近い損傷モードとなっていることが確認できる。この状態において柱基部には明瞭な局部座屈はみられなかった。

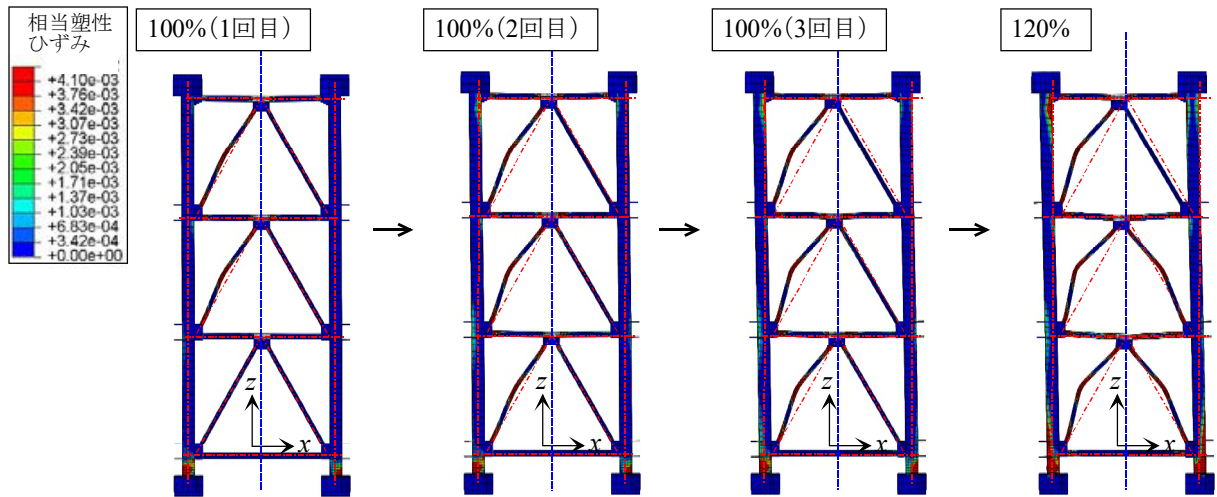
FrameB では振幅倍率 100% の 1 回目の加振において、図 8.2.4(a) に示すように、左側（ $-x$ 側）の柱基部に顕著な局部座屈が発生し、このセグメント領域が圧縮破壊した。右側の柱基部には明確な局部座屈は認められない。また、対傾構は座屈することなく初期の形状を維持していることが確認できる。FrameB では左側の柱基部のみに損傷が集中し、当該部位の圧縮破壊により骨組全体として剛体回転を伴う変位が生じている。FrameA と比べて、水平変位、鉛直変位は大きく生じていることがわかる。

以上より、両模型の加振において入力地震動の差異はあるものの、FrameA、B とともに崩壊モードは 8.2.3 で示した Pushover 解析と同様であり、想定した崩壊モードとなっていることが確認された。

骨組模型（FrameA、B）の全体的な力学挙動として、骨組上部（図 8.2.1、N1 点）における水平および鉛直変位の時刻歴応答と同点における水平荷重—水平変位関係を図 8.2.6～9 に示す。水平変位と鉛直変位は図 8.2.1 に示す N1 点の高さ（ $h=1.085\text{m}$ ）で無次元化している。参考までに各図には実験結果とともに ABAQUS による解析結果を示している。

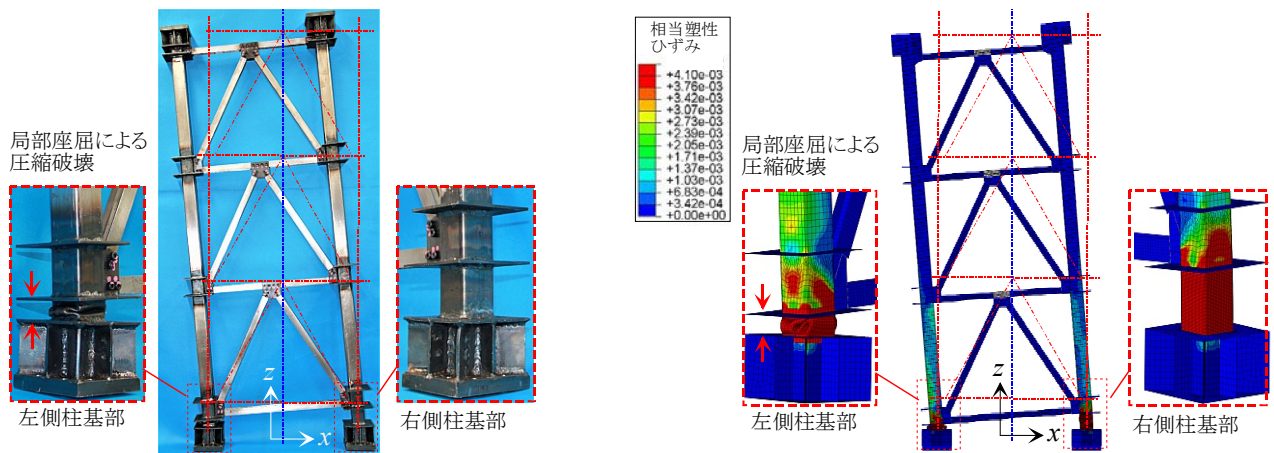


(a) 振動台実験



(b) FE 解析

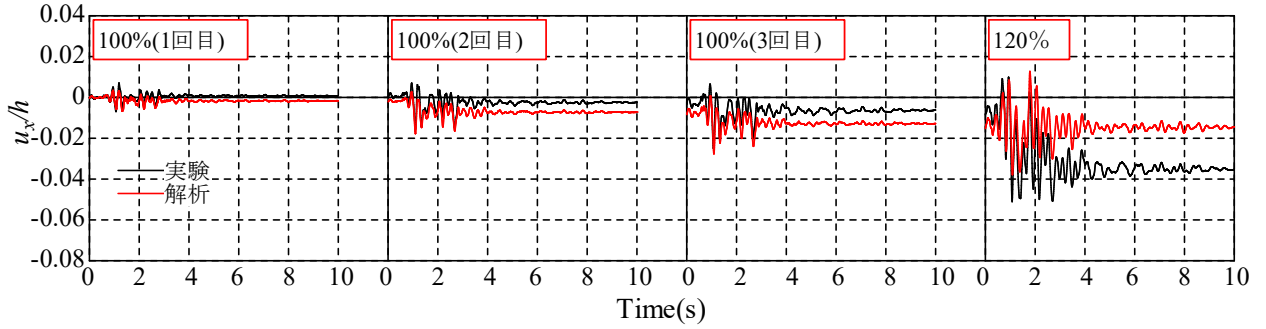
図 8.2.4 振動台実験による FrameA の各加振後の残留変形 (写真) と FE 解析の結果



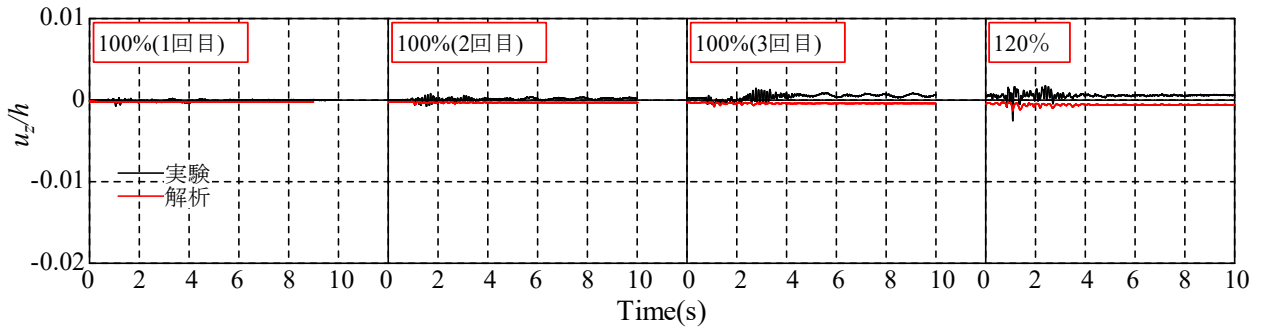
(a) 振動台実験

(b) FE 解析

図 8.2.5 振動台実験による FrameB の加振後の残留変形 (写真) と FE 解析の結果

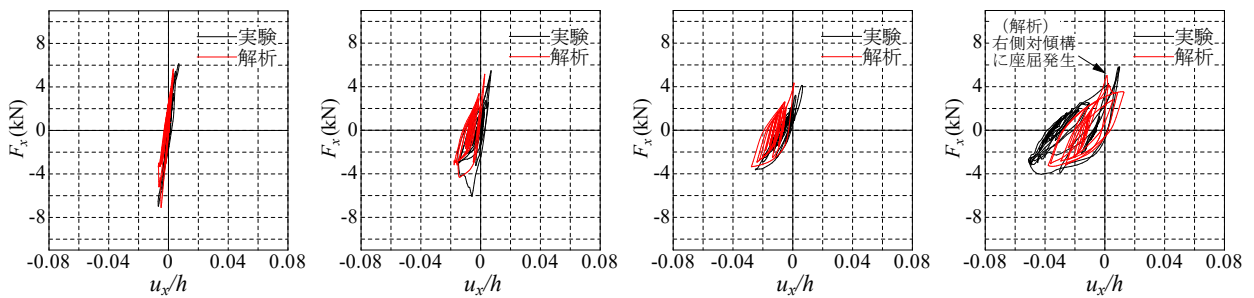


(a) 水平変位



(b) 鉛直変位

図 8.2.6 骨組上部の変位の時刻歴応答 (FrameA)



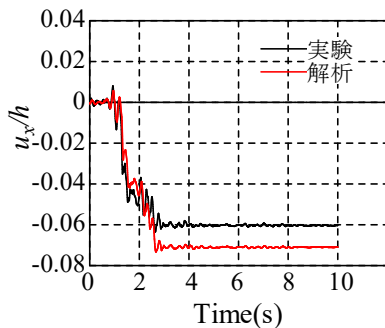
(a) 100% (1回目)

(b) 100% (2回目)

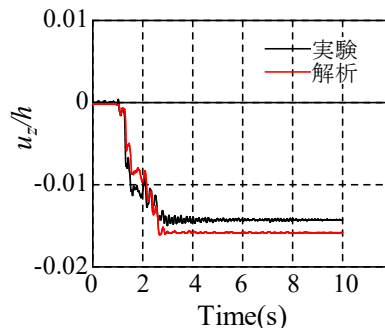
(c) 100% (3回目)

(d) 120%

図 8.2.7 水平荷重－水平変位関係 (FrameA)



(a) 水平変位



(b) 鉛直変位

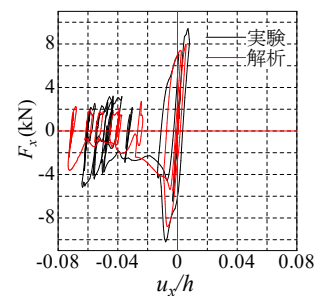


図 8.2.9 水平荷重－水平変位関係

図 8.2.8 骨組上部の変位の時刻歴応答 (FrameB)

FrameA では、振幅倍率 100%の 1 回目の加振に対して実験、解析ともにほぼ線形的な挙動 (図 8.2.7(a)) を示し、水平荷重は正側で 6kN、負側で -7kN まで発生している。後続の 2 回目の加振において、実験では水平荷重 -6kN 付近で急激な耐力低下が生じ、その後は負側にやや偏った水平変位が生じている (図 8.2.7(b))。水平変位の応答は負側に偏り、残留水平変位も増加している。振幅倍率 100%の加振を 3 回連続で与えたにも関わらず、顕著な変位の増加が生じていないのは対傾構の座屈により長周期したことが一つの要因として考えられる。最終的に振幅倍率を 120%とした加振ケースにおいて、水平荷重が -4kN でピークに到達し、その後はやや軟化挙動がみられる (図 8.2.7(d))。一方、正側の応答に関しては最大水平荷重は 6kN まで生じ、この時の剛性は無損傷の状態における初期剛性に近い。これは、120%の加振開始時においても先述のとおり、対傾構の座屈による残留変形により構造全体系の初期剛性が低下した状態にあるが、正側の最大応答時にはこれら左側の対傾構には大きな引張力が作用し、一時的に引張剛性が回復したためであると考えられる。このとき、圧縮材として機能する各層の右側の対傾構には座屈は生じていない。残留水平変位 $u_{x,R}$ は 0.04m 程度であり、骨組高さ ($h=1.085\text{m}$) に対する比 $u_{x,R}/h$ は 0.037 (図 8.2.6(a)) となる。振幅倍率 120%の加振では水平変位が増加したものの、鉛直変位 (図 8.2.6(b)) はほとんど生じていない。

FrameB については、振幅倍率 100%の 1 回目の加振で左側の柱基部のセグメントに局部座屈が発生し、この部位が圧縮破壊した。図 8.2.8(a) に示す水平変位は実験、解析ともに $t=1.2\text{s}$ 以降に急激に負側に増加している。実験結果の残留水平変位 $u_{x,R}$ は 0.065m と FrameA よりも大きく、骨組高さに対する比 $u_{x,R}/h$ は 0.060 にまで及ぶ。さらに FrameB では剛体回転により鉛直方向にも大きな残留変位を伴う点特徴的である。水平荷重-水平変位関係 (図 8.2.9) については図 8.2.7 の FrameA の挙動と比較すると最大水平荷重が大きく、負側では -10kN 以上生じている。しかし、柱基部の局部座屈により大幅な耐力低下が生じ、最終的には負側の柱基部セグメントが圧縮破壊した状態に至るため上記の大きな残留変位が生じている。なお、 $u_x/h < -0.04$ の領域では、負側の水平荷重が上昇しているが、これは局部座屈した板要素が接触した (図 8.2.5(a)) ことによるものと推測される。

8.2.5 崩壊性状に対する考察と課題

FrameA と B の諸元の差異は対傾構の断面寸法のみであり、FrameB は FrameA で最も損傷が生じやすい対傾構の座屈耐力を向上させた耐震補強構造と位置付けることもできる。このため、実験結果や FEM で示されたように構造系の最大耐力は FrameB が FrameA を上回る。しかし、最大耐力を超えた後の挙動については、FrameB では片側の柱基部のセグメントが局部座屈により圧縮破壊し、急激な耐力低下と残留変位が生じた。実構造では溶接部に割れが生じ構造全体が完全に倒壊する可能性も十分に考えられる。

2 つの骨組模型の振動台実験の結果は、設計用地震動に対してある任意の部材の安全限界に対する余裕を大きくとることが必ずしも想定外の地震作用に対する構造全体の崩壊性状に対しても安全側の対応とはならない場合があることを示唆している。さらにその余裕は設計者の判断により意図的に確保されるもののみならず、使用鋼材の材料強度のばらつきや初期不整のような意図しない不確実な諸元も含まれる。通常的设计ではこのようなばらつきを有する諸元に対して、製作上の基準値や制限値を設けることで対処がなされている。例えば、鋼材の降伏応力は基準強度を保証するためにこれを上回る方向にばらつきを伴う余裕が確保されており、部材の初期たわみは製作精度として上限値が設けられている。これらにより構造全体の耐力も設計上の基準値を上回る余裕が確保されるので、通常的设计の枠組みにおいては安全側となり得る。しかし、設計上の想定を超える地震作用により安全限界を超えた後の複数の部材の破壊を伴う構造系の崩壊性状の予測や制御を考える場合には、通常的设计とは異なる視点と対応が必要となる。つまり、各々の部材の耐荷力の基準値に対する余裕が確保され

ていても各部材間でこれらの大きさがばらついていると，FrameA と B の挙動において観察されたように構造系の崩壊モードが変化する可能性があり，必ずしも任意の大きさの余裕が確保されることが構造全体の崩壊モードを望ましい方向に誘導する保証はない．確実に崩壊モードを予測し，制御するためには，実構造における部材耐荷力のばらつきを考慮して各部材間に明確な耐荷力の格差を設けるなどの対応が必要であると考えられる．

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2017.
- 2) 海老澤健正，後藤芳顯，古田高也：既設中空鋼製橋脚のコンクリート充填による耐震補強における水平耐力上昇の抑制方法の検討，第 22 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.371-378, 2019.
- 3) 忠和男，川西直樹，櫻井孝昌：接触効果を利用した縦リブ補強による既設円形断面鋼製橋脚の耐震性能の向上，土木学会論文集，Vol.66, No.2, pp239-252, 2010.
- 4) 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性状に関する三次元 FEM 解析，構造工学論文集，Vol.53A, pp.1057-1068, 2007.
- 5) 後藤芳顯，関一優，海老澤健正，呂西林：地震動下のコンクリート充填円形断面鋼製橋脚における局部座屈変形の進展抑制機構と耐震性向上，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.69, No.1, pp.101-120, 2013.
- 6) 日本道路協会：道路橋支承便覧，pp.447-450, 2018.
- 7) 首都高速道路株式会社：橋梁構造物設計施工要領 [I 共通編]，pp.I-59-I-62, 2019.
- 8) 奥村徹，松村政秀，野中哲也：振動台実験による対傾構を有する骨組構造の地震時崩壊挙動に関する検討，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.78, No3, pp.462-479, 2022.