

第5章 耐震性能照査

本委員会において、鋼トラス橋の支点部対傾構や鋼アーチ橋端柱対傾構等を想定したフレーム内に配置したブレース材の繰り返し載荷実験を実施し、これらの実験で得られた結果より、ファイバー要素で精度良く再現できるブレース材のモデル化や、繰り返し塑性履歴を考慮する高精度な材料構成則を開発してきた。ここでは2018年制定の鋼・合成構造標準示方書（以下、学会示方書）における現在の耐震性能照査法の概要を5.1に、それを踏襲した上で、新たな知見を考慮した耐震性能照査法を5.2で提案する。あわせて、はり要素を主とした耐震解析の新たな技術についても整理する。

鋼トラス橋や鋼アーチ橋などの特殊橋梁全体を対象とした高精度な耐震性能照査を行う際にはシェル要素を用いた全体系モデル（フルシェルモデル）による解析が望まれる。しかしながら、その規模の大きさから、解析モデルの生成、大規模解析の実施、さらに膨大な解析結果をもとにした照査が困難であることから、これまで実施は限定的であった。そこで上記課題に対する対処の例を示すとともに、本委員会において実施したフルシェルモデルを用いた耐震性能照査について5.3で述べる。

5.1 現学会示方書の耐震性能照査法の概要

5.1.1 性能照査の方法

部分係数を用いた限界状態設計法により照査を行う。

$$\gamma_i \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad (5.1.1)$$

$$\text{設計応答値} : S_d = \gamma_a \cdot S(\gamma_{f,1}F_1, \gamma_{f,2}F_2, \gamma_{f,3}F_3, \dots) \quad (5.1.2)$$

$$\text{設計限界値} : R_d = \frac{1}{\gamma_b} R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}\right) \quad (5.1.3)$$

ここで、

$S(\cdot)$: 設計作用による応答値を算出するための関数

$R(\cdot)$: 材料強度から構造物の限界値を算出するための関数

f_k : 個々の材料強度の特性値

F_k : 個々の荷重の特性値

γ_i : 構造物係数

γ_a : 構造解析係数

γ_b : 部材係数

γ_m : 材料係数

γ_f : 作用係数

5つの部分係数($\gamma_i, \gamma_a, \gamma_b, \gamma_m, \gamma_f$)の係数決定における考え方は学会示方書「4.1.2 部分係数」を参照のこと。

5.1.2 耐震性能水準

構造物の耐震性に関わる要求性能の項目は「構造安全性」および「地震後の使用性・修復性」からなり、それぞれに対応する限界状態は「安全限界」と「損傷限界」である。耐震性能の照査においては、レベル1地震動に対する耐震性能 I_0 ならびに、構造物の重要度に応じて設定されたレベル2地震動に対する耐震性能 (I, II, III) を満足することを照査する必要がある。レベル2地震動に対する耐震性能は、構造全体と各部材の安全性が確保されることを前提に、対象とする構造物が目標とする地震後の使用性・修復性のレベル (耐震性能 I, II, III に対応) に応じて決定される。構造安全性については、構造系を構成するすべての部材の安全性が確保されても構造全体の安全性は確保されているとは限らないことに注意しなければならない。構造全体系の幾何学的非線形性による座屈の影響がとくに大きな構造物では、各部材の安全性が確保されても構造全体系の座屈安定性の喪失で安全限界を超える場合がある。このような場合に対応するために構造全体の安全性照査が必要になる。一方、連続高架橋では、橋脚の安全限界として設定されている最大耐力点に到達するまでの幾何学的非線形性の影響は小さく、構造全体の安全性は通常確保されている。したがって、連続高架橋においては、安全照査は部材についてのみ行えばよく、構造全体の安全性照査は一般には省くことができる。

表 5.1.1 設計地震動に対する構造系の耐震性能水準

地震動		レベル 1	レベル 2		
耐震性能水準		耐震性能 I_0	耐震性能 I	耐震性能 II	耐震性能 III
構造安全性		構造全体と部材の安全性を確保			
地震後の 使用性 ・ 修復性	損傷度	弾性状態	無損傷	小損傷	中損傷 ^{※)}
	使用性	機能を保持	機能を保持	機能を保持 (点検後、直ちに使用可能)	機能を喪失 (使用までに時間がかかる)
	修復性	補修・補強不要	補修・補強不要	軽微な補修・補強にとどまる	補修・補強が必要 (撤去・再構築もありうる)

※) 中損傷には損傷限界はなく、照査は不要となる。損傷を許容されるのは基本的にはエネルギー吸収部材のみ。

5.1.3 耐震性能 II, III の照査

レベル 2 地震動に対する耐震性能 II, III の照査について概説する。照査は「構造安全性」および「地震後の使用性・修復性」の 2 つの要求性能に対してそれぞれ行う (図 5.1.1)。

構造安全性の照査は構造全体の安全限界に対する照査と構造系を構成する個々の部材の安全限界に対する照査からなる。構造全体の安全性に対する照査は 5.1.2 で述べたとおり、構造全体系の幾何学的非線形性による座屈の影響が懸念される構造物を対象としたものである。部材の安全性は構造系を

構成する部材を非エネルギー吸収部材，エネルギー吸収部材に分類し，表 5.1.2 に示される損傷の有無に関する一般原則に基づき照査を行う。

地震後の使用性・修復性は，耐震性能水準が耐震性能Ⅱの場合には小損傷に対応する限界値に対して照査を行う。耐震性能Ⅲにおいては中損傷の損傷限界を規定していないので照査は不要である。損傷を許容されるのは基本的にはエネルギー吸収部材のみである。

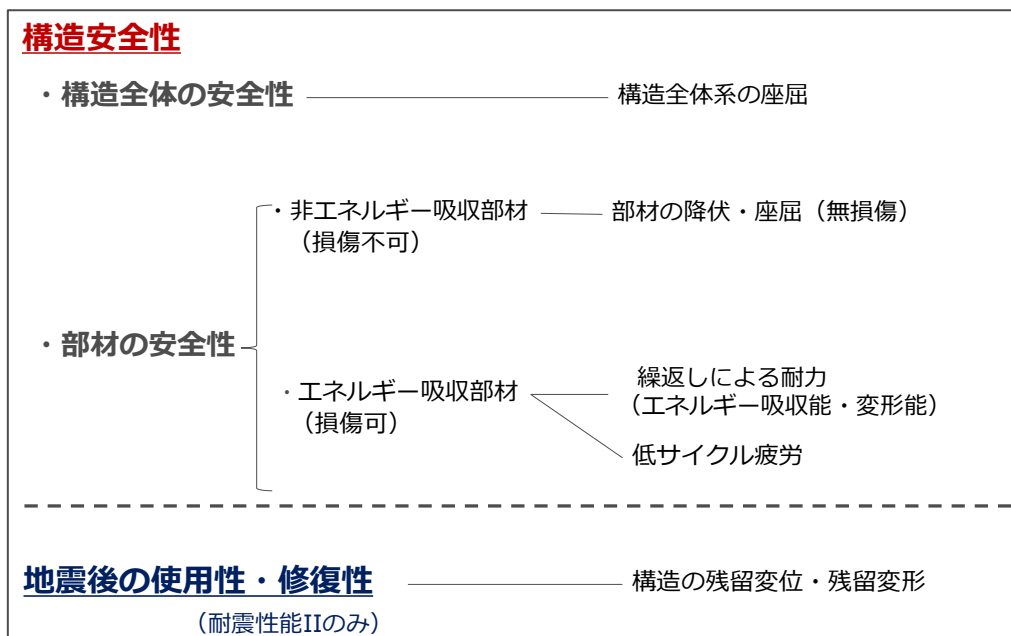


図 5.1.1 耐震性能Ⅱ，Ⅲの照査

表 5.1.2 部材の損傷許容の有無に関する一般原則

部材区分	対象	損傷の可否
エネルギー吸収部材	橋脚，ダンパー	損傷可
非エネルギー吸収部材	主桁，横桁，トラス主構部材，アーチリブ，アンカー部，支材	損傷不可
	支点上対傾構	
	横構，対傾構	

(1) 構造安全性

・ 構造全体の安全性（構造全体系の座屈の照査）

構造全体系への地震作用力が構造全体の最大耐力を超えないことを照査する。

構造全体系の地震作用に対する安全性照査は主荷重に対する安全性照査で幾何学的非線形性による構造全体系の座屈安定性をとくに配慮する必要がある構造に対して行い，それ以外の構造においては通常行う必要はない。この照査では，動的解析により評価される構造全体系への地震作用力を応答値，構造全体系の Pushover 解析（弾塑性有限変位静的解析）で評価される最大耐力を限界値とし，応答値が限界値以内となることで構造全体の安全性を確保する（図 5.1.2）。構造全体系の Pushover 解析で漸増させる地震作用力モードは入力地震動に対する時刻歴応答解析において構造全体系が最も安全限界に近づいた状態を考慮して設定する。この地震作用力モードは工学的判断に基づき設計者が設定しなければならない。地震作用力モードの設定方法の一例を以下に示す。

(応答値の評価)

まず、構造全体系が最も安全限界状態に近づいたと考えられる時刻（以降、着目時刻と呼ぶ）において構造物に作用する全体座標系での地震作用力 $\{\mathbf{F}_m\}$ をはり要素を用いた時刻歴応答解析の結果をもとに次式で算定する（図 5.1.3）。

$$\{\mathbf{F}_m\} = -[\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{U}}_m\} + \{\ddot{\mathbf{U}}_{g,m}\} - [\mathbf{C}]\{\dot{\mathbf{U}}_m\} \quad (5.1.4)$$

ここに、 $[\mathbf{M}]$ 、 $[\mathbf{C}]$ ：構造全体の質量マトリクス，減衰マトリクス， $\{\ddot{\mathbf{U}}_m\}$ ， $\{\dot{\mathbf{U}}_m\}$ ， $\{\ddot{\mathbf{U}}_{g,m}\}$ ：着目時刻の構造物の全体座標系での応答加速度，速度，および地震加速度である。

また，式(5.1.4)の右辺は着目時刻での構造全体の運動方程式(5.1.5)において，死荷重 $\{\mathbf{F}_d\}$ を除いた復元力 $\{\mathbf{R}_m\} - \{\mathbf{F}_d\}$ と釣り合う力である。

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{U}}_m\} + [\mathbf{C}]\{\dot{\mathbf{U}}_m\} + \{\mathbf{R}_m\} = -[\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{U}}_{g,m}\} + \{\mathbf{F}_d\} \quad (5.1.5)$$

構造物への地震作用力 $\{\mathbf{F}_m\}$ は式(5.1.4)に示すように慣性力と減衰力の和であるが，構造物中に粘性ダンパー等が存在せず，減衰力を無視できる場合には近似的に以下の式(5.1.6)の地震慣性力を地震作用力として用いてもよい。

$$\{\mathbf{F}_m\} = -[\mathbf{M}]\{\{\dot{\mathbf{U}}_m\} + \{\dot{\mathbf{U}}_{g,m}\}\} \quad (5.1.6)$$

式(5.1.4)（または(5.1.6)）で算定される $\{\mathbf{F}_m\}$ をもとに，構造全体系が最も安全限界状態に近づいたと考えられる時刻に構造物に作用する地震作用力モードベクトル $\{\hat{\mathbf{F}}_m\} = \{\mathbf{F}_m\} / \sqrt{(\mathbf{F}_m^t \mathbf{F}_m)}$ （単位ベクトル）を算定する。また，作用荷重倍率を $F_m = \sqrt{(\mathbf{F}_m^t \mathbf{F}_m)}$ とする。

(限界値の評価と照査)

構造全体系の最大耐荷力を適切に評価するためにシェル要素などを用いた精緻な全体系モデルに対して Pushover 解析を行う。死荷重下の構造物に作用させる地震作用力ベクトルを $F\{\hat{\mathbf{F}}_m\}$ と定める。ここに， F は荷重倍率で，Pushover 解析では F の制御を行う。Pushover 解析での荷重倍率 F は F_m を超えてもさらに増加させ，荷重倍率のピーク点を最大耐力点とする。この最大耐力点での荷重倍率を限界値 F_u とする。ただし，構造全体系が最大耐力点に到達する前に支承などの部材が安全限界状態に到達した場合にはその点の荷重倍率を限界値 F_u とする。そして，応答値を $S = F_m$ ，構造全体系の安全限界を示す限界値を $R = F_u$ として照査する。

構造全体の 2 カ所以上に損傷を許容する場合には構造系の挙動が複雑になる可能性があるので Pushover 解析の妥当性には十分留意する必要がある。とくに，想定した材料の降伏強度と実際の降伏強度とに差異があると損傷モードが異なり，解析で評価された耐震性能と実際の性能とに差が生じる恐れがある。このような恐れのある場合には損傷が 1 カ所に留まる範囲の荷重を安全限界とするべきである。

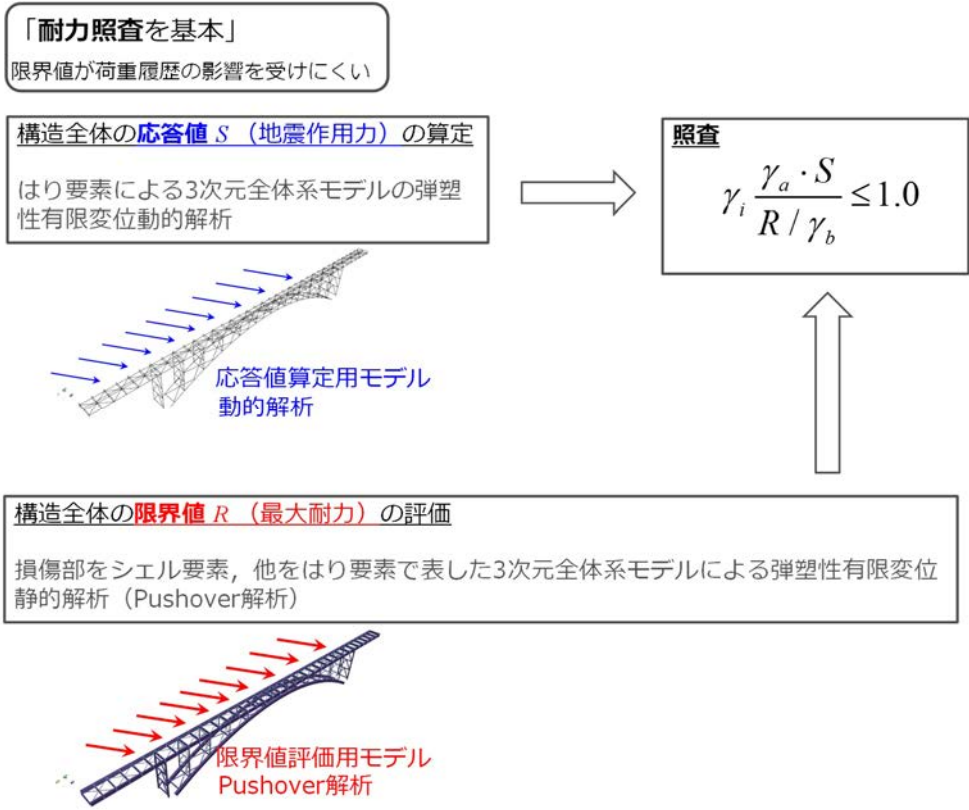


図 5.1.2 構造全体の安全性照査の手順

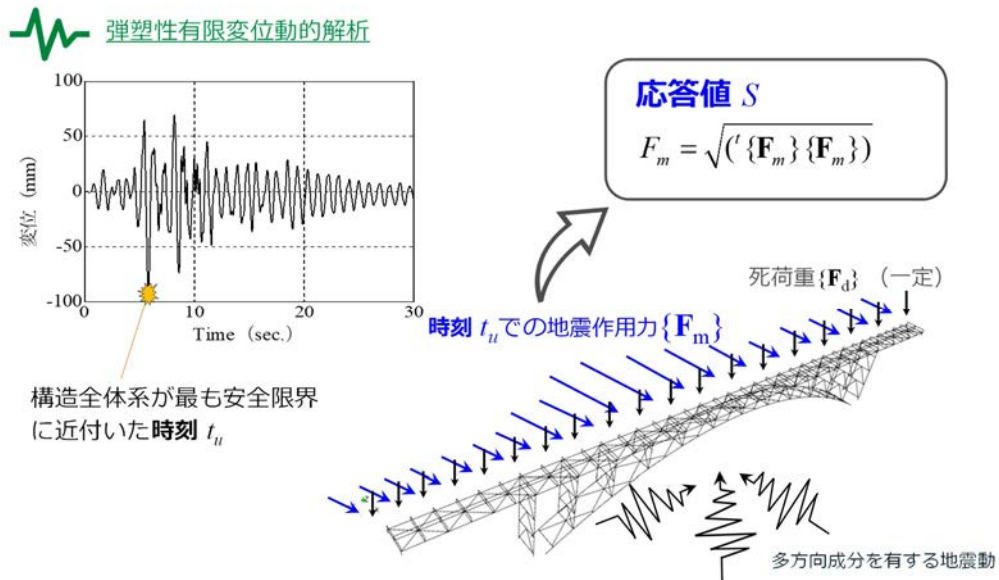


図 5.1.3 構造全体の安全性照査 (応答値の評価)

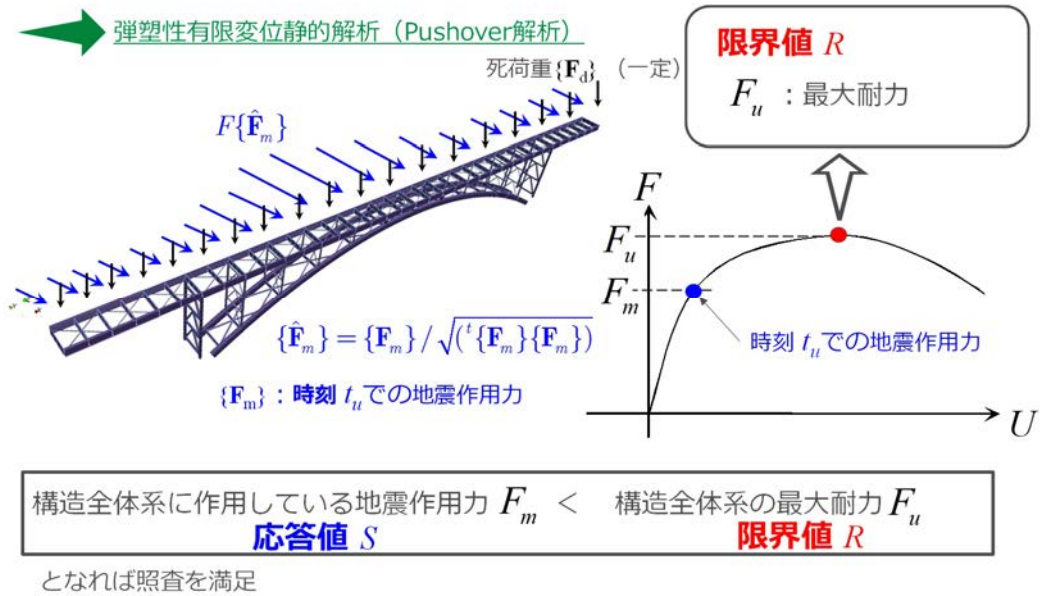


図 5.1.4 構造全体の安全性照査 (限界値の評価)

・ 部材の安全性 (非エネルギー吸収部材の降伏, 座屈の照査)

非エネルギー吸収部材に対しては, 部材が降伏, 座屈しないことを照査する.

限界状態は降伏限界と座屈限界とし, 設計地震動に対する応答解析により算定される応力または断面力を指標として部材強度相関式に代入することで照査する (図 5.1.5). 応答値は, はり要素による全体系モデルの弾塑性有限変位時刻歴応答解析により評価する.

弾塑性有限変位動的解析

応答値 S (各部材の断面力) を
部材強度相関式により照査

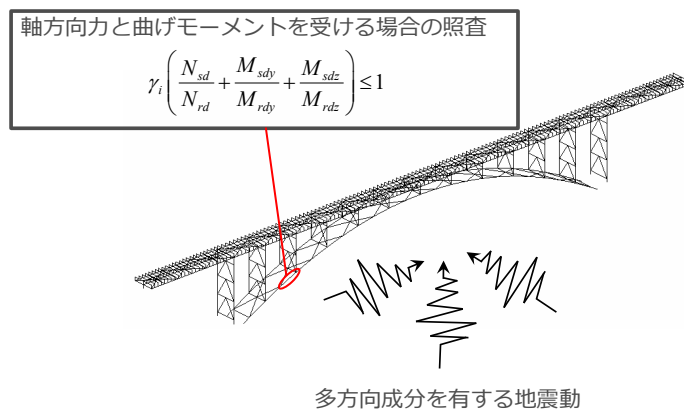


図 5.1.5 非エネルギー吸収部材の安全性照査

・部材の安全性（エネルギー吸収部材の繰り返しによる耐力，変形能の照査）

エネルギー吸収部材に対しては，部材に作用する内力が部材の最大耐力を超えないことを照査する。

（応答値の評価）

入力地震動に対する時刻歴応答解析において，エネルギー吸収部材 i が最も安全限界に近づいた状態において部材 i に作用する内力から死荷重による内力 $\{\mathbf{f}_d^i\}$ を除いた地震作用による内力を $\{\mathbf{f}_m^i\}$ とする。

この時の地震作用による内力モードベクトルを $\{\hat{\mathbf{f}}_m^i\} = \{\mathbf{f}_m^i\} / \sqrt{(\mathbf{t}\{\mathbf{f}_m^i\}\{\mathbf{f}_m^i\})}$ （単位ベクトル），作用荷

重倍率を $f_m^i = \sqrt{(\mathbf{t}\{\mathbf{f}_m^i\}\{\mathbf{f}_m^i\})}$ とする（図 5.1.6）。

（限界値の評価と照査）

エネルギー吸収部材としてのパラメータ制限を満足し，その性能が確かな場合は，部材の最大耐荷力を適切に評価するためにシェル要素などを用いた精緻な部材モデルに対して Pushover 解析を行う。まず，部材 i に死荷重による一定の内力 $\{\mathbf{f}_d^i\}$ を作用させた状態から，地震作用による内力モードベクトル $\{\hat{\mathbf{f}}_m^i\}$ に荷重倍率 f^i を乗じた内力 $f^i \{\hat{\mathbf{f}}_m^i\}$ を用いて，荷重倍率 f^i の制御による部材 i の Pushover 解析を実施する（図 5.1.7）。

当該部材のエネルギー吸収部材としての性能が不確かな場合は，繰り返し解析で得られる部材の履歴挙動から，照査に用いる限界値である最大耐力 f_u^i を算定するとともに変形能や安定した履歴エネルギー吸収能を保持していることを確認しなければならない。

部材の 2 箇所以上に損傷を許容する場合には，部材の挙動が複雑になる可能性があるため，限界値を求めるための解析の妥当性には十分留意する必要がある。とくに，想定した材料の降伏強度と実際の降伏強度とに差異があると損傷モードが異なり，解析で評価された耐震性能と実際の性能とに差が生じる恐れがある。このような恐れがある場合には損傷が 1 箇所に留まる範囲の荷重を安全限界とするべきである。

弾塑性有限変位動的解析

⇒ エネルギー吸収部材が最も安全限界に近付いた時刻 t_u

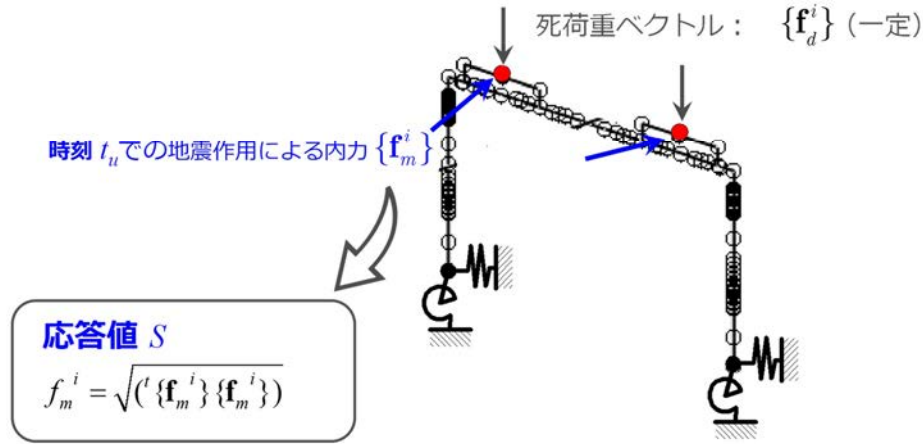


図 5.1.6 エネルギー吸収部材の安全性照査（応答値の評価）

弾塑性有限変位静的解析（Pushover解析）

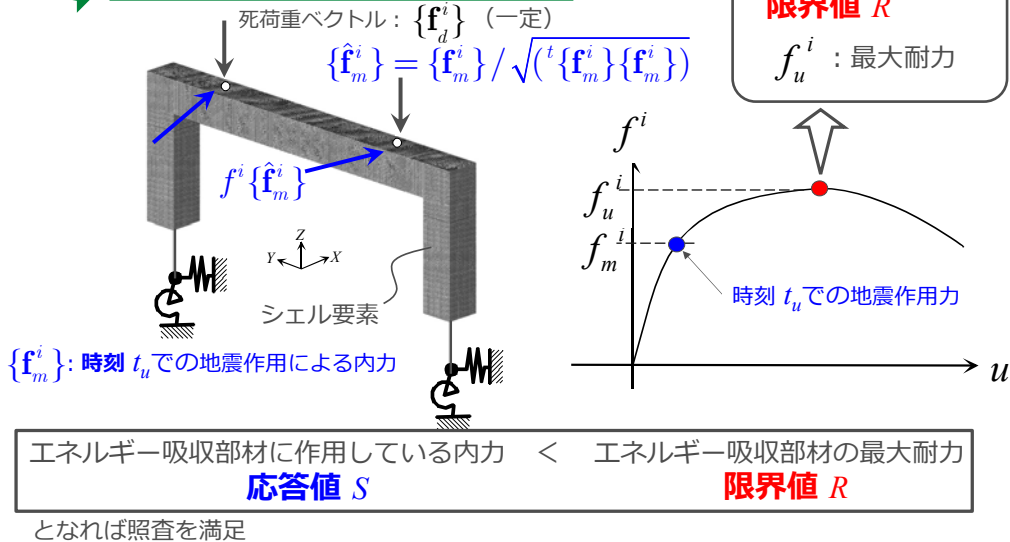


図 5.1.7 エネルギー吸収部材の安全性照査（限界値の評価）

(2) 地震後の使用性・修復性（構造の残留変位・残留変形の照査）

地震後の構造の残留変位・残留変形が耐震性能Ⅱに応じた地震後の使用性・修復性を確保するために定めた限界値を超えないことを照査する。

地震後の使用性・修復性の照査については学会示方書「4.4 レベル 2 地震動に対する耐震性能Ⅱ,Ⅲの照査法」を参考にされたい。

5.1.4 耐震性能 II, III の照査（非エネルギー吸収部材の損傷を許容する場合）

既設橋の耐震補強において、やむを得ず非エネルギー吸収部材である主要部材や主荷重を受け持たない二次部材の損傷を許容する場合には図 5.1.8 に示す照査を行う必要がある。このとき、非エネルギー吸収部材は表 5.1.3 に示される分類に基づき照査を行う。

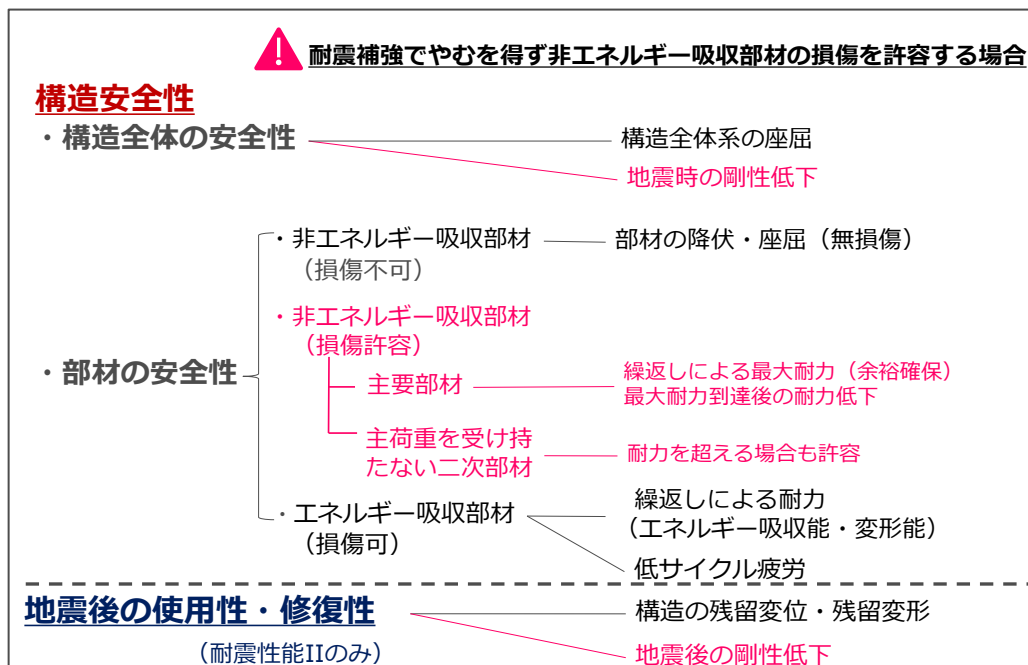


図 5.1.8 耐震性能 II, III の照査（耐震補強でやむを得ず非エネルギー吸収部材の損傷を許容する場合）

表 5.1.3 耐震補強の場合の部材の損傷許容の有無に関する特例

部材区分	対象	損傷の可否
エネルギー吸収部材	橋脚, ダンパー	損傷可
非エネルギー吸収部材	主要部材および準ずるもの	耐震補強では耐力に余裕がある範囲で損傷許容 (原則損傷不可)
	主荷重を受け持つ二次部材	損傷不可
	主荷重を受け持たない二次部材	耐震補強では損傷許容 (原則損傷不可)

(1) 構造安全性

・ 構造全体の安全性（地震時の剛性低下の照査）

非エネルギー吸収部材の損傷を許容することによる構造系の剛性低下が小さいことを照査する。

耐震補強でやむを得ず非エネルギー吸収部材である主要部材や主荷重を受け持たない二次部材の損傷を許容する場合、これらの非エネルギー吸収部材は損傷すると直ちに最大耐力に到達するとともに到達後の耐力低下が大きく、部材の変形性能が非常に小さい可能性がある。とくに、損傷後の二次部材では耐力や変形能はほとんど期待できない場合が多いと考えられる。したがって、構造全体系の限

界値である最大耐力を Pushover 解析で評価する場合においては、損傷を許容する非エネルギー吸収部材は損傷後の挙動を適切に反映できる構造モデルを用い、限界値が過大評価されないようにする必要がある。この Pushover 解析は、レベル 2 地震動に対する最大応答レベルでの非エネルギー吸収部材（主要部材、二次部材）の損傷が構造全体系の剛性低下に与える影響が小さいことを照査するために用いる。剛性低下に与える影響の照査においては、上記の二次部材を除去した構造モデルに加え、すべての非エネルギー吸収部材（主要部材、二次部材）が無損傷な場合を想定して、これらを線形弾性体と仮定した構造モデルの Pushover 解析を行い、両者の剛性を比較することで評価する（図 5.1.9）。

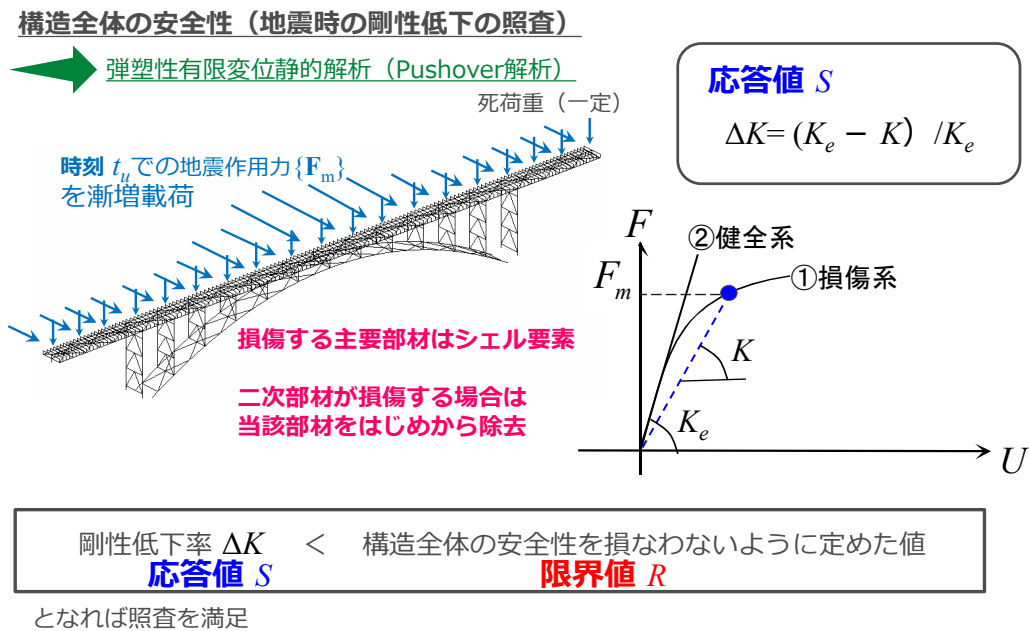


図 5.1.9 構造全体の安全性照査（地震時の剛性低下の照査）

・部材の安全性（非エネルギー吸収部材の繰り返しによる最大耐力，最大耐力到達後の耐力低下）

地震動により損傷する部材に作用する内力が部材の最大耐力に対して余裕のある範囲にとどまること，余裕がない場合には最大耐力到達後の繰り返し载荷で耐力が急激に低下しないことを確認する。

既設構造物の耐震補強で非エネルギー吸収部材である主要部材に損傷を許容する場合には、非エネルギー吸収部材の塑性域での繰り返しに対する照査を行う必要がある。ただし、非エネルギー吸収部材ではエネルギー吸収を期待するわけではないので、レベル 2 地震動により生じる部材の作用荷重の最大応答 f_m^i から部材の最大耐力 f_u^i 点到達までに余裕があることを確認するだけで良い。最大耐力まで余裕がない場合には最大耐力到達後の繰り返し载荷で耐力が急激に低下して変形性能が小さくならないことを確認する必要がある。

(2) 地震後の使用性・修復性（地震後の剛性低下の照査）

地震後の使用性に支障をきたさないよう，当該部材の機能喪失による構造系の剛性低下が小さいことを確認する。

耐震補強等で二次部材に損傷を許容する場合には地震後の使用性を規定する損傷限界を表す指標として当該部材の機能喪失による構造系の剛性低下率も用いて照査を行う。

5.2 現学会示方書の耐震性能照査法の改良

学会示方書で規定される既設橋の耐震性能ⅡおよびⅢに対する照査は、構造全体の安全性、部材の安全性および地震後の使用性・修復性（耐震性能Ⅱのみ）である。このうち、部材の安全性については表 5.2.1 (a) のように、橋脚、ダンパーのような積極的に損傷を許容するエネルギー吸収部材と、主部材等のように原則損傷を許容しない非エネルギー部材に分類される。非エネルギー吸収部材の内、主荷重を受け持たない二次部材は構造全体の安全性を満足するのであれば損傷は許容される。一方で支点上対傾構のような主荷重を受け持つ二次部材は損傷は許容されないものとなっている。

本委員会では鋼トラス橋や鋼アーチ橋の支点上対傾構を含む構面（以下、パネルと称す）を対象として、図 5.2.1 (a) に示すような繰り返し載荷実験を実施し、繰り返し荷重下における終局挙動を明らかにしてきた^{1),2)}。更に、実験結果を精度良く再現することが可能（図 5.2.1 (b), 文献 1)から図を引用）で、実務設計での使用を前提とした橋梁全体系の解析モデルにおけるブレース材のモデル化および繰り返し塑性履歴を精度良く再現できる新たな材料構成則、多軸マルチリニアモデル（以下、MML と称す）の開発を行った³⁾。これらの新技術によってパネルの荷重-変位曲線、ポストピーク、塑性履歴などの非線形挙動を高精度に再現できることになることから、本委員会では表 5.2.1 (b) に示すように支点上対傾構を準エネルギー吸収部材として損傷を許容するものとした。

塑性化を許容する支点上対傾構のモデル化⁴⁾は、図 5.2.2 に示すように部材端部は剛結合とし、部材は概ね 8 分割以上、材料構成則は第 3 章の MML を採用する。部材全体の座屈挙動を表現するために幾何学的非線形性は Updated Lagrange 法のような逐次、剛性が更新される解析手法を用いる。

続く、構造全体の安全性照査においても実務設計に取り込みやすいメリットがある。構造全体の安全性照査のフローは図 5.2.3 の通りであるが、限界値 R の Pushover 解析には損傷部材（ここではブレース材）に、実験により確証が得られたモデルを組み込んだ橋梁全体系モデルを用いることができるため、応答値 S の地震応答解析と同一のモデルが使用できる。学会示方書において、構造全体の安全性を詳細する際の応答値 S の評価には全体系はりモデル ME1 を用い、限界値 R の評価には全体系詳細モデル ME2 を用いることとされている。全体系はりモデル ME1 の精度向上を図った全体系詳細モデル ME2 は、やむを得ず損傷を許容する非エネルギー吸収部材を、部材が安全限界に至るまでの挙動を精度良く評価する部材詳細モデル MS でモデル化するものとされている。すなわち、本解析モデルの塑性化を許容する非エネルギー吸収部材である対傾構には、繰り返し載荷実験で確証が得られた解析モデルを用いていることから、全体系詳細モデル ME2 相当と考えて良く、応答値を算定する地震応答解析および限界値を算定する Pushover 解析のいずれにも同一のモデルが使用可能となり、実務において、別途限界値 R 算定用のモデルを作成すること無く照査が可能になる。

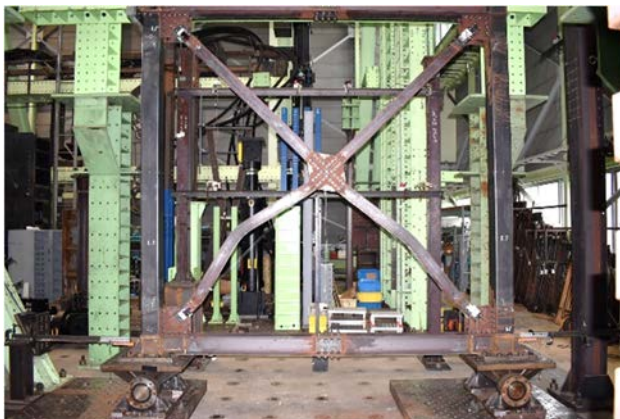
表 5.2.1 部材区分

(a) 現行の学会示方書

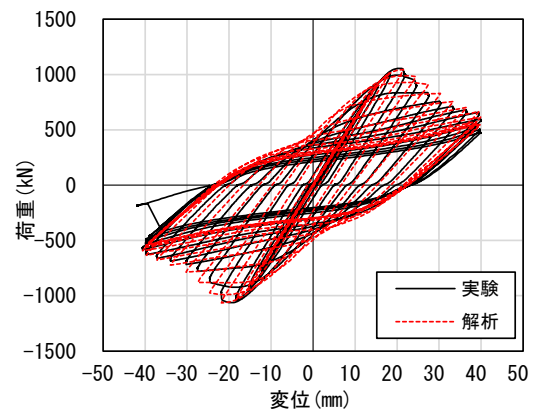
部材区分		対象	損傷の可否
エネルギー吸収部材		橋脚，ダンパー	損傷可
非エネルギー吸収部材	主要部材および準ずるもの	主桁，横桁，トラス主構部材，アーチリブ，アンカー部，支材	耐力に余裕のある範囲の軽微な損傷許容（原則損傷不可）
	主荷重を受け持つ二次部材	支点上対傾構	損傷不可
	主荷重を受け持たない二次部材	横構，対傾構	損傷許容（原則損傷不可）

(b) 準エネルギー吸収部材の区分を追加

部材区分		対象	損傷の可否
エネルギー吸収部材		橋脚，ダンパー	損傷可
準エネルギー吸収部材		支点上対傾構	損傷可
非エネルギー吸収部材	主要部材および準ずるもの	主桁，横桁，トラス主構部材，アーチリブ，アンカー部，支材	耐力に余裕のある範囲の軽微な損傷許容（原則損傷不可）
	主荷重を受け持つ二次部材	-	-
	主荷重を受け持たない二次部材	横構，対傾構	損傷許容（原則損傷不可）



(a) 実験風景



(b) 実験結果と再現解析

図 5.2.1 鋼トラス橋のブレース材の終局挙動に関する実験

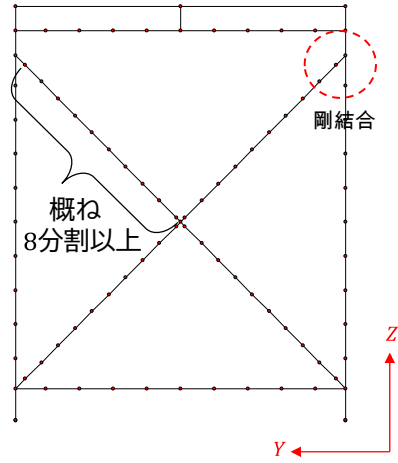


図 5.2.2 鋼トラス橋の端支点上対傾構モデル化

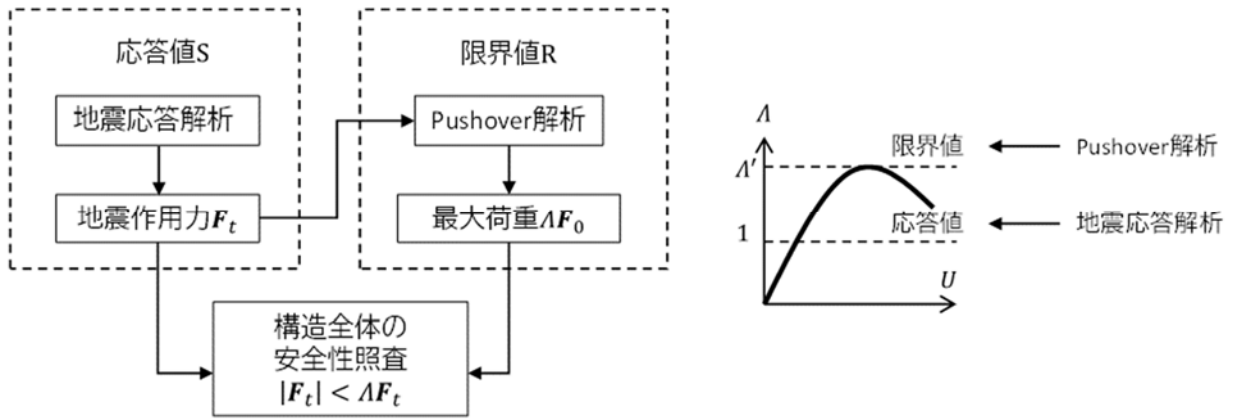


図 5.2.3 全体系はりモデルを用いた構造全体の安全性照査フロー

5.3 フルシェルモデルを用いた Pushover 解析による構造全体系の安全性照査

5.3.1 シェル要素を用いた橋梁全体系モデルの自動構築プログラムの開発¹²⁾

(1) 概要

シェル要素を用いた詳細なモデルの構築には多大な労力と時間を要する。最近では扱いやすいユーザーインターフェイスを有する高機能のプリプロセッサが普及しているが、これらを利用しても多数の部材からなる複雑な鋼橋の FE モデルを構築することは非常に手間と時間がかかる作業である。とくに、複数回の試行により経済的な構造諸元を決定する過程において FE ソフトウェアのプリプロセッサを用いてシェル要素のモデルを逐次修正する場合や、構造解析に用いる数値モデルとしての妥当性（各要素間の結合条件やメッシュ分割など）および人的過誤防止のための検証には多大な労力と時間を要する。さらに、シェル要素を用いることにより自由度が増大し、計算に必要な記憶容量や計算時間が増加すること、さらに解析結果の出力データのファイルサイズが増大することによりポストプロセッサ上での可視化処理や着目する結果データの抽出処理に時間を要することも課題である。

鋼アーチ橋や鋼トラス橋などの特殊橋梁を対象とした耐震性能照査においては、弾塑性はり要素（ファイバーモデル）を用いた橋梁モデルの耐震解析が多く実施されてきた。これらの既設橋梁の耐震性能照査に用いられた入力データは構造解析に必要な力学的な諸元を抽出した貴重な情報資源として捉えることができる。とくにファイバーモデルでは、材料の非線形挙動を断面上に設けた複数の積分点で評価するために断面形状の諸元が入力データとして与えられる。したがって、鋼部材からなる構造物の形状ははり要素の入力データのみから構築することが可能である。そこで、はり要素を用いた耐震解析モデルの入力データをもとに、シェル要素のモデルを自動的に構築するプログラムを開発した。対象とする耐震解析ソフトは、材料非線形性をファイバーモデルにより考慮した弾塑性はり要素を実装し、かつ実務でも用いられてきた実績のある SeanFEM¹³⁾とした。

(2) コンセプト

1) はり要素を用いた橋梁モデルからシェル要素を用いた橋梁モデルへのシンプルかつシームレスな変換

シェル要素を用いた橋梁モデルの自動構築プログラムの開発にあたり、通常の耐震解析に用いられるはり要素による橋梁モデルの解析を基本として位置付けた。これは、先に述べたように既設橋梁の耐震解析に用いた入力データを情報資源として有効活用することに加え、新たに耐震性能照査を実施する場合においても適切な耐震構造を設計するためには、依然としてはり理論に基づく断面力等の各種の物理量をもとに、いわゆる”構造力学”をベースとした巨視的な観点から対象構造の地震時挙動特性を把握することが必要であると考えたためである。すなわち、概略検討は従来のはり要素によるモデルを用いた構造解析により行い、部材の局部座屈を伴う損傷によりはり理論が適用できない場合においては対象となる部材をシェル要素に置換した精緻なモデルによる FE 解析を行うことを想定している（図 5.3.1）。シェル要素に置換した部材両端における断面上の節点は図 5.3.2 に示すように剛体により拘束し、はり理論の基本仮定を与えることで部材両端の軸線位置にそれぞれ一つずつ設けた節点（剛体参照節点）に従属させる。なお、ここでは格点間を両端とする 1 本の棒材を「部材」と定義する。部材の中にダイアフラムがある場合には部材両端と同様にダイアフラム位置で剛体により拘束し、はり理論の基本仮定を与える。ただし、断面を剛体で拘束すると反りねじれに対する拘束が高まるので、本モデルの適用にあたってはこの点に注意する必要がある。残留応力については、箱形断面、H 形断面などの代表的な断面形状で残留応力分布が明らかなものについては自動的に初期応

力として導入する機能を実装した。本プログラムで考慮した残留応力分布のモデルを図 5.3.3 に示す。要素分割においては、プログラム内で自動的にシェル要素の幅方向（断面方向）の寸法を算定し、部材軸方向のつり合いを満足するように要素節点座標を構築する。なお、シェル要素では上記の部材軸方向の応力成分に加え、これと直角方向の応力成分およびせん断応力が存在するため、厳密にはつり合い計算後の応力分布とは一致しないが、その誤差は十分小さく、上記の初期応力を与える方法で実用上問題はない。本プログラムでははり要素のインプットデータ以外にシェル要素に置き換える部材に対して必要最低限の入力情報として以下を与える。

- ・シェル要素に置き換える部材に含まれるはり要素の要素番号
- ・基本メッシュサイズ（断面方向，部材軸方向）
- ・ダイアフラム位置
- ・残留応力の値（図 5.3.3 参照， σ_y ：降伏応力）

$$\sigma_{ri}/\sigma_y, \sigma_{rc}/\sigma_y \quad (\text{箱形断面})$$

$$\sigma_{ri}/\sigma_y, \sigma_{rc}/\sigma_y, \sigma_{r1}/\sigma_y, \sigma_{r2}/\sigma_y \quad (\text{H形断面})$$

このように既存のはり要素モデルのインプットデータに対してわずかな情報を加えるのみで、従来のはり要素を用いた橋梁全体系の解析モデルに対応したシェル要素による橋梁全体系の解析モデルを機械的に構築することができる。本プログラムにより、作業の効率化およびモデルを構築する際の人的過誤を大幅に低減できるものと期待できる。

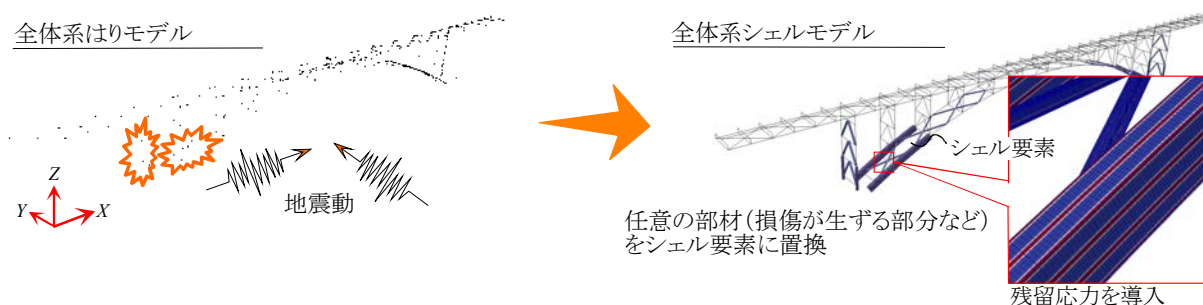


図 5.3.1 全体系はりモデルと全体系シェルモデル

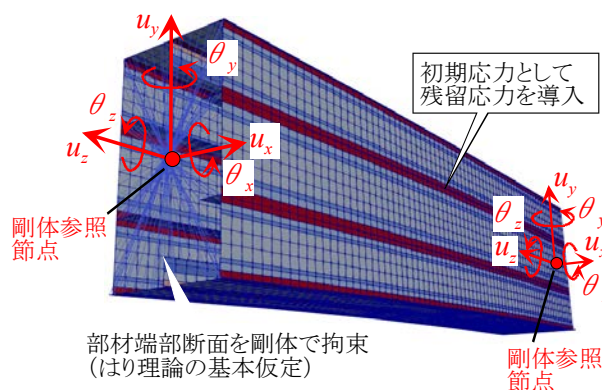


図 5.3.2 部材のモデル化

べる。なお、ここで構築する部材は1本の棒材であることを前提とする。棒材が分岐する場合や断面形状が途中で変化する場合にはそれぞれ分割して部材を構築するものとする。

1) 断面形状の構築

鋼製薄肉断面の形状データとして図 5.3.5 に示すように断面を構成する各板要素に対して板厚中心線上の両端（図中●印）の要素座標系 (y,z) 下の位置座標値および板厚が与えられる場合を考える。断面を構築する上で、まずこれらの情報から各板要素間の結合状態を判定する必要がある。具体的には、板要素 i の両端点（●印）に対して、他の板要素 j の板厚中心線との距離を算定し、その距離が板要素 j の板厚の $1/2$ の値と一致しているかにより各板要素間の接触判定を行う。これと同時に他の板の端点が板要素の途中で結合する点（図中×印）の座標値を新たに算定する。以上の手順により図中に示す板要素両端（●印）とそれらが結合する点（×印）との関係を構築することで各板要素間の結合状態が明らかになる。シェル要素の節点は板要素の板厚中心線上にとることとし、各板要素間（●—×間）の結合は剛体により拘束する。●、×点は板要素の結合点すなわち溶接部となるのでこれらの点を基準として、残留応力の分布モデル（図 5.3.3）に整合するように板幅方向のシェル要素の節点座標を決定する。このとき、要素の幅方向の寸法が入力情報として与える基本メッシュサイズに最も近くなるよう分割数を自動的に計算する。

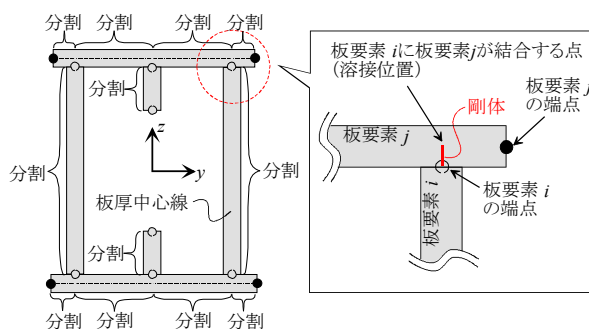


図 5.3.5 断面形状および断面内の要素節点の構築

2) 部材軸線上の基準点

シェル要素の要素節点を構築する上での基準点として部材の始点に位置するはり要素の部材軸線上の始点、終点、中間点、およびダイアフラムの位置を設定する（図 5.3.6）。ここに始点、終点、中間点は部材に含まれるはり要素の節点である。ダイアフラム位置ははり要素モデルのインプットデータに加え、部材軸線に沿った s 座標の値 ($0 < s < 1$) として与える。

3) シェル要素節点の構築と剛体による断面の拘束

部材軸線上の始点、終点、中間点、およびダイアフラム位置における断面の法線ベクトルを算定する。軸線が多直線となる部材では中間点において軸線方向が不連続となるので、中間点を共有節点とするはり要素間の断面法線ベクトルの平均値とする（図 5.3.6）。断面方向のシェル要素の節点はこれらの基準点位置における断面上に構築（断面上シェル要素節点）する。つぎに部材始点から終点に向かい、ダイアフラムや中間点に位置する断面上シェル要素節点を部材軸方向に線形的に補間してシェル要素節点を構築する。部材両端の断面とダイアフラム位置においては剛体要素による拘束を与え、はり理論の基本仮定を導入する。

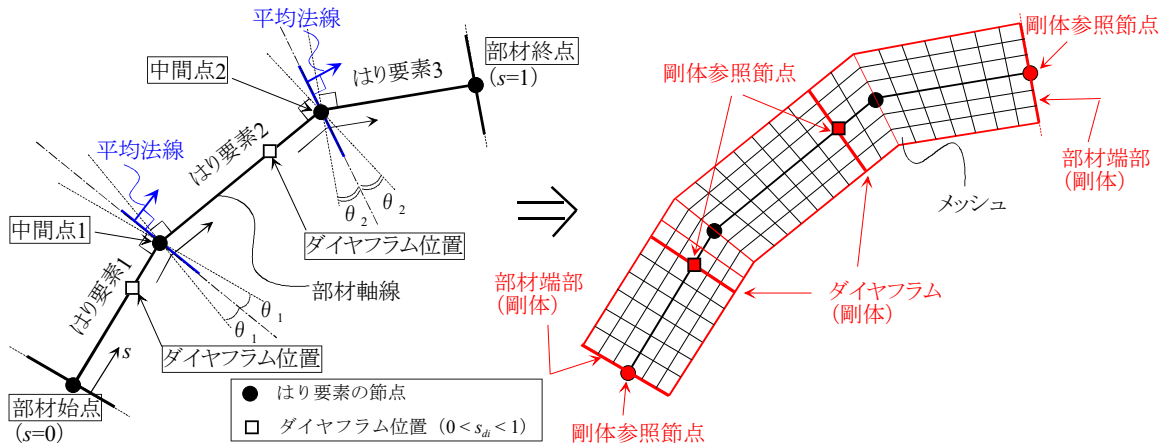


図 5.3.6 部材軸線上の基準点とメッシュ

5.3.2 上路式鋼アーチ橋全体系の安全性照査

(1) 解析対象橋梁

解析対象とする上路式鋼アーチ橋の構造概要を図 5.3.7 に示す。一般に、既設の上路式鋼アーチ橋は現行の設計用レベル 2 地震動に対する照査を行った場合、橋軸直角方向の地震動入力に対して、下横構や対傾構などの二次部材を無損傷にとどめることが困難な場合が多く、耐震性能を確保するためにこれらの部材を座屈拘束ブレースに置き換え制震化を図る場合がある。本アーチ橋の下横構および対傾構の細長比パラメータはそれぞれ 1.01~1.52, 0.82~1.02 の範囲に分布している。

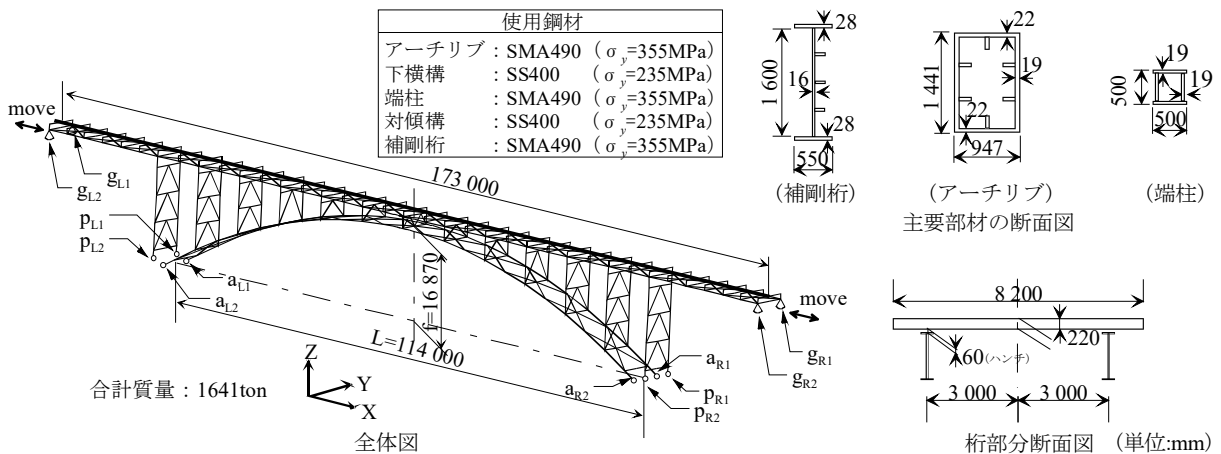


図 5.3.7 対象橋梁の概要

(2) 全体系はりモデルの時刻歴応答解析による橋梁の動的応答

1) はり要素による橋梁全体系モデル

はり要素を用いた橋梁全体系のモデル（以降、全体系はりモデルと呼ぶ）の時刻歴応答解析により、入力地震動に対する対象橋梁の挙動について検討する。本アーチ橋は細長比パラメータが比較的大きな下横構 (=1.01~1.52), 対傾構 (=0.82~1.02) を有しており、これらの部材に座屈が生ずると剛性が正から負へ急激に変化することにより、構造系の振動特性に無視できない影響を与えられ。このため、時刻歴応答解析においては上記の部材が座屈荷重に到達した場合に備え、何らかの形で軟

化域も含めた座屈挙動を考慮する必要がある。文献 14)ではこれらの 2 次部材の座屈挙動を近似的に考慮するための簡易なマクロモデル（修正柴田・若林モデル^{15), 16)}の適用性について検討を行っている。この結果を踏まえ、本検討においても、以下に述べる時刻歴応答解析では全体座屈が生ずる可能性がある対傾構および下横構は部材の全体座屈を近似的に表すことのできる修正柴田・若林モデルを用いてモデル化する。その他の鋼部材は弾塑性はり要素を用い、材料構成則はバイリニア型の移動硬化則（2次勾配 $E_p=E/100$ ）とする。

2) 入力地震動

入力地震動には 1995 年兵庫県南部地震神戸海洋気象台の観測波 JMA を用い、NS 成分を橋軸直角方向、EW 成分を橋軸方向に 2 方向同時入力する。図 5.3.8 に入力地震動の加速度応答スペクトルを示す。なお、本橋梁の橋軸方向ならびに橋軸直角方向の 1 次固有周期はそれぞれ 1.156s、0.913s である。

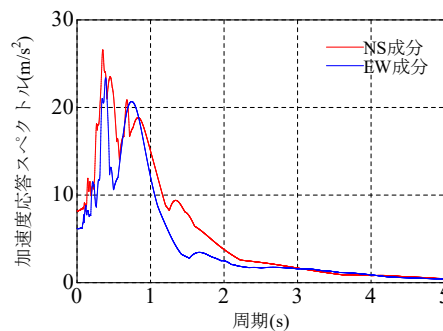
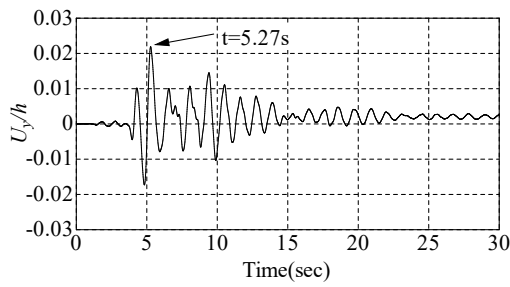


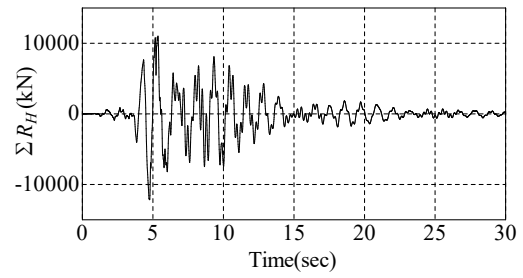
図 5.3.8 入力地震動 JMA の加速度応答スペクトル

3) 解析結果

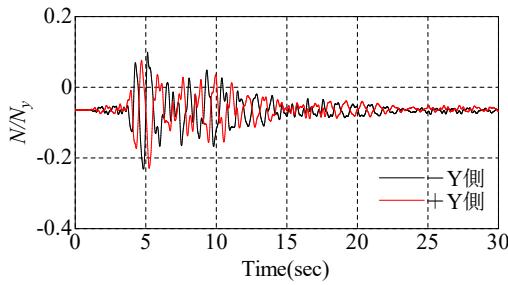
地震波 JMA に対する対象橋梁の挙動を示す主要な応答値として、桁中央部の変位、各支点の橋軸直角方向水平反力の総和、アーチリブ基部の軸力および端柱基部の軸力比の時刻歴応答を図 5.3.9 に示す。なお、同図(a)では橋軸直角方向の水平変位 U_y を高さ h (=19.94m) で除した値を示している。これより、時刻 $t=5.27s$ において最大橋軸直角方向変位が生じており、同時に橋軸直角方向水平反力、およびアーチリブ、端柱基部の軸力比もほぼ最大値に近い応答が生じていることから、構造全体系として安全限界に近づいた着目すべき状態の一つであると考えられる。本検討では上記の応答を参考に、橋軸直角方向に最大応答変位が生じた時刻 $t=5.27s$ に着目し、このときの橋梁全体への地震による作用力 $\{F_m\}$ に対して構造全体系の安全限界の評価を行う。参考として、着目時刻 $t=5.27s$ における地震による作用力 $\{F_m\}$ のモードを図 5.3.10 に示す。主に桁中央付近に最大値をとり、橋軸直角方向（+Y 方向）への成分が支配的となっていることがわかる。



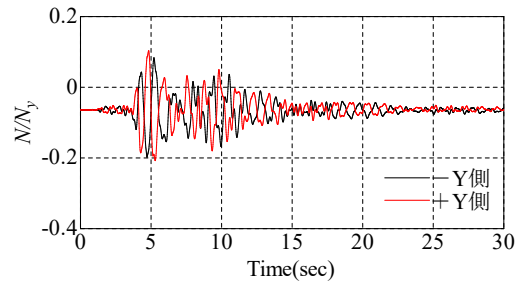
(a) 桁中央部橋軸直角方向変位



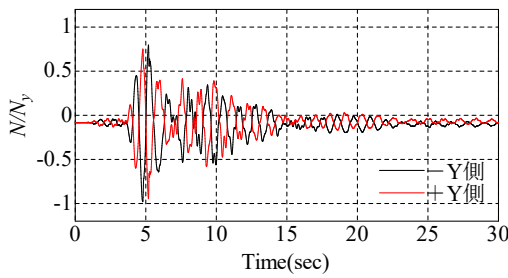
(b) 橋軸直角方向水平反力（各支点の総和）



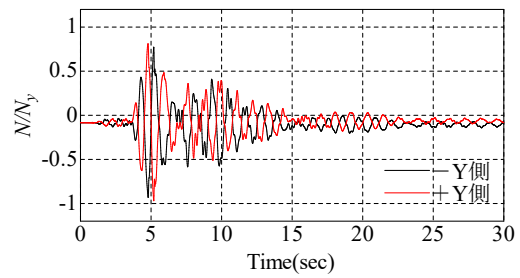
(c) アーチリブ基部軸力（左側）



(d) アーチリブ基部軸力（右側）



(e) 端柱基部軸力（左側）



(f) 端柱基部軸力（右側）

図 5.3.9 入力地震動 JMA（2 方向同時入力）に対する応答

(3) 全体系シェルモデルの Pushover 解析による橋梁全体系の安全性照査

1) シェル要素を用いた橋梁全体系モデル

シェル要素を用いたアーチ橋全体系の精緻なモデルに対して Pushover 解析を行う。本モデルは総節点数 237 万、総要素数 220 万の非常に大規模な解析モデルである。材料構成則は全体系はりモデルと同じバイリニア型の移動硬化則とした。数値解析においてはスーパーコンピュータ「京」上で並列計算を行った。以降、本モデルを全体系シェルモデルと呼ぶ。全体系シェルモデルに対しては、一定の死荷重 $\{F_d\}$ 作用のもと、図 5.3.10 に示した地震による作用力 $\{F_m\}$ に荷重倍率 Λ を制御パラメータとして乗じた荷重制御により静的に単調載荷することで構造全体系が最大耐力に至るまでの終局挙動を解析する。なお、本検討に用いる荷重倍率 Λ は 5.3.1 の照査法の説明で用いた Pushover 解析での荷重倍率 F を単位化したもの ($\Lambda = F/F_m$) である。

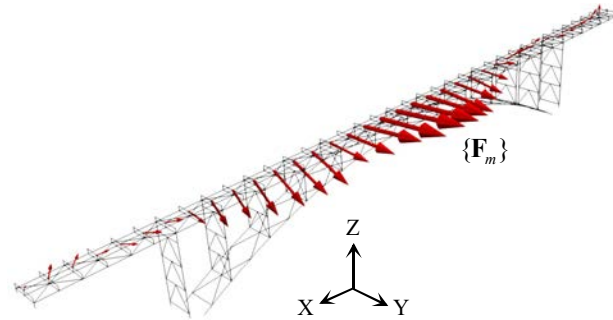


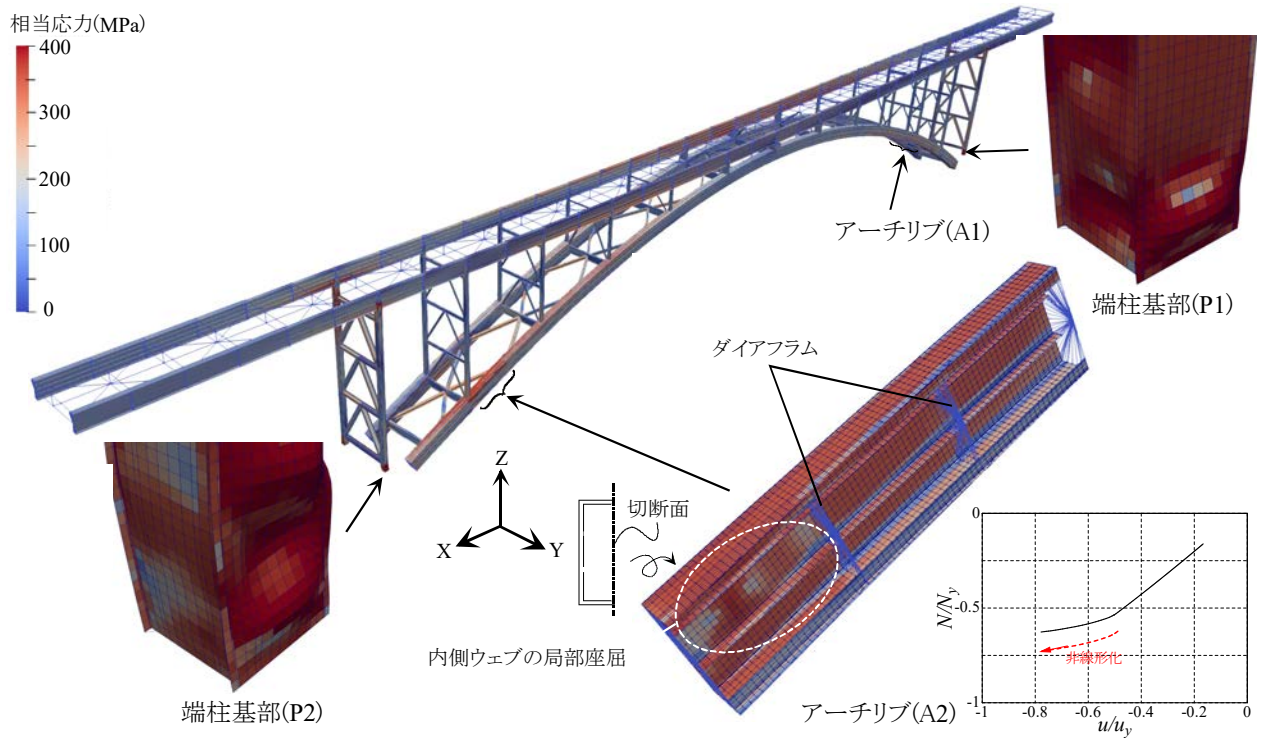
図 5.3.10 着目時刻における地震による作用力分布

2) 橋梁全体系の Pushover 解析による安全性照査と終局挙動

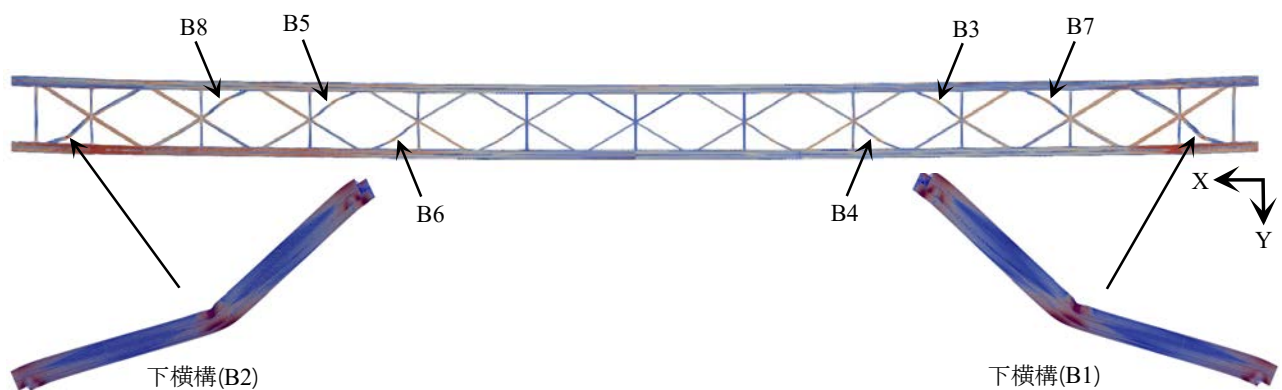
Pushover 解析の結果として、構造全体系の最大耐力点近傍での損傷状態を図 5.3.11 に示す。アーチリブ (A1, A2) および端柱基部 (P1, P2) に局部座屈が生じていることがわかる。なお、これらの局部座屈が生じた補剛板 (無補剛板) の幅厚比パラメータはそれぞれ $R_R=0.65$ (アーチリブ), $R=0.49$ (端柱) である。また、下横構は計 44 部材中の 8 部材 (B1~B8) に全体座屈が生じている。なお、図中に示す下横構に付した記号 (B1~B8) の数字部分は座屈が生じた順番を表す。アーチリブについては同図 (a) に平均軸力-平均軸方向ひずみの関係 ($N/N_y-u/u_y$ 関係) を示しているが、これより軟化域には至っていないものの、明確な非線形挙動が生じていることがわかる。顕著な局部座屈が生じた端柱基部の平均曲げモーメント-平均曲率関係、平均軸力-平均軸方向ひずみ関係を図 5.3.12, 図 5.3.13 に、下横構の平均軸力-平均軸方向ひずみ関係を図 5.3.14 に示す。端柱基部については曲げモーメントと軸力が連成しており、いずれも軟化挙動を示している。なお、P1 では軸力比 N/N_y が 0.83, P2 では 0.94 にまで達している。下横構についてはピーク点以降の耐力低下が著しく生じており、とくに端部の B1, B2 には大きな変形が生じている。以降、下横構について圧縮耐力に到達した状態を座屈と表現することとする。

つぎに、構造全体系の荷重-変位関係として、荷重倍率 Λ と桁中央部の橋軸直角方向の水平変位 U_y/h ($h=19.94\text{m}$: 高さ) との関係を図 5.3.15 に示す。これより、 $U_y/h=0.03$ 近傍で剛性がほぼ 0 に近づいており、概ね最大耐力点まで解析ができていたものと考えられる。図 5.3.15, 表 5.3.1 には図 5.3.12~14 に示した各部材の損傷イベントを示している。動的解析での作用力レベルに対応する荷重倍率 $\Lambda=1.0$ では各部材に明確な損傷は認められない。荷重倍率 $\Lambda=1.2$ で端柱基部 (P1) の橋軸まわりの曲げモーメントが最大値に達し、ほぼ同時に端部の対傾構 B1, B2 が座屈する。この段階では構造全体系の剛性に大きな変化はみられないが、その後、端柱基部 (P2) の橋軸まわりの曲げモーメントも最大値に達し、荷重倍率 $\Lambda=1.4$ 付近で下横構 (B3~B6) が連鎖的に座屈するのとほぼ同時に図 5.3.11 に示したアーチリブの部材 (A1, A2) も非線形領域に至る。この点を境に構造全体系の剛性が大きく低下し、その後、下横構 (B7, B8) の座屈を経て、端柱基部 (P1, P2) の軸力もピークに達し、構造全体系の最大耐力点近傍 ($\Lambda=1.7$) に至る。仮に、部材が無損傷にとどまる荷重倍率 $\Lambda=1.2$ の状態を通常的设计で許容できる上限であるとすれば、部材が損傷してから構造全体系が最大耐力に至るまでには 1.4 倍 ($=1.7/1.2$) 程度の余裕があることがわかる。ただし、二次部材である下横構のみならず常に死荷重を支持する端柱の基部にも大きな損傷が生じていることにも注意が必要である。以上の全体系シェルモデルの解析結果は、部材間の結合を全体系はり要素モデルと同様に境界節点で剛結と仮定しているため、ガセットプレートのモデル化は行っていない。したがって、結合部に損傷が生ずる場合にはこの限りではないことに注意されたい。なお、部材損傷後の構造全体系の最大

耐力の確保，さらに最大耐力以降の全体系の崩壊に対する抵抗性を高めるためには結合部が破断することなく，各部材間の荷重再配分性能を確保できる構造が望ましいといえよう．また，本解析で示したように，構造全体系が最大耐力点に至るまでには複数の部材に全体座屈や局部座屈による軟化挙動が生ずるので，構造全体系が最大耐力に至るまでの挙動を評価するためにはこれらの部材の軟化挙動を考慮しなくてはならない．

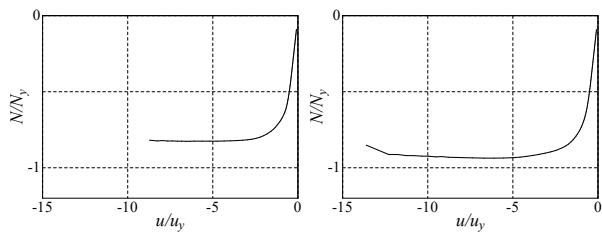


(a) 端柱，アーチリブ



(b) 下横構

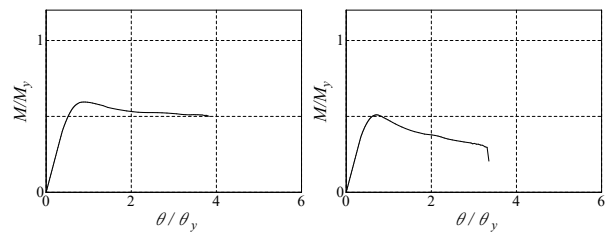
図 5.3.11 各部材の損傷状況



(a) P1

(b) P2

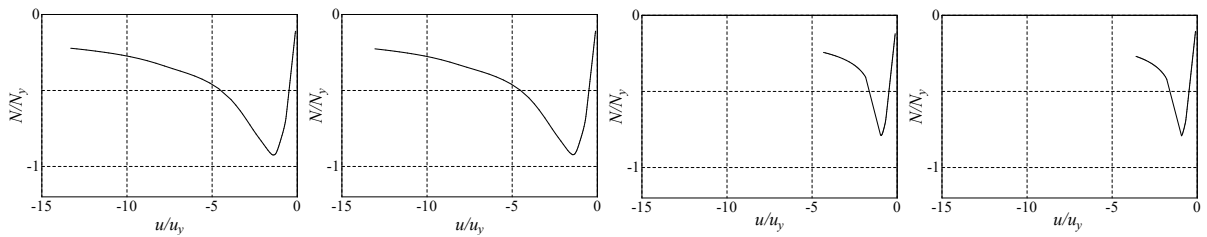
図 5.3.12 端柱基部の平均軸力ー平均軸方向ひずみ



(a) P1

(b) P2

図 5.3.13 端柱基部の平均曲げモーメントー平均曲率

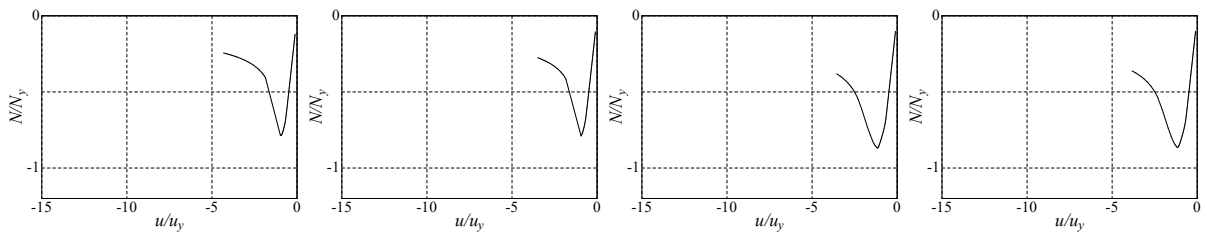


(a) B1

(b) B2

(c) B3

(d) B4



(e) B5

(f) B6

(g) B7

(h) B8

図 5.3.14 下横構の平均軸力ー平均軸方向ひずみ

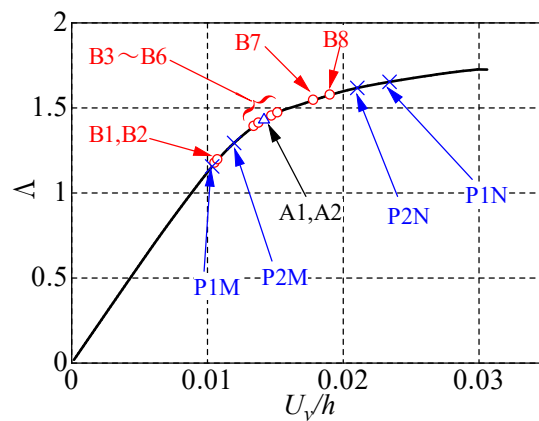


図 5.3.15 荷重倍率ー変位関係

表 5.3.1 各部材の損傷イベント

図 5.3.15 の各点	各部材の損傷
P1M	端柱基部 P1 の曲げモーメントピーク到達
B1	下横構 B1 座屈
B2	下横構 B2 座屈
P2M	端柱基部 P2 の曲げモーメントピーク到達
B3	下横構 B3 座屈
B4	下横構 B4 座屈
A1, A2	アーチリブ非線形化
B5	下横構 B5 座屈
B6	下横構 B6 座屈
B7	下横構 B7 座屈
B8	下横構 B8 座屈
P2N	端柱基部 P2 の圧縮軸力ピーク到達
P1N	端柱基部 P1 の圧縮軸力ピーク到達

5.3.3 まとめ

通常，耐震設計では無損傷にとどめる非エネルギー吸収部材が損傷した場合の不静定構造の構造全体系の終局挙動についてシェル要素を用いた精緻な FE 解析により検討した。

はじめに，シェル要素を用いた精緻な FE 解析の実務への普及を図ることを視野に入れ，橋梁全体系モデルを自動的に構築するプログラムを新たに開発し，その概要とコンセプトについて述べた。つぎに，高次不静定構造である上路式鋼アーチ橋を対象に，水平 2 方向の極大地震動作用下において，複数の非エネルギー吸収部材が座屈による損傷を伴い構造全体系が安全限界に至るまでの挙動についてシェル要素を用いた精緻な FE モデルを用いた Pushover 解析により明らかにした。対象としたアーチ橋では部材に損傷が生ずる荷重倍率 $\Lambda=1.2$ に対して，構造全体系が最大耐力に至るまでには 1.4 倍 ($=1.7/1.2$) 程度の余裕があることを示した。

本研究で用いたフルシェルモデルを用いた数値解析手法を実験に準ずるレベルの信頼性があると位置付けることが可能であれば，これを用いて時刻歴応答解析を行うことにより，より直接的かつ直感的な照査を行うことも可能である。例えば，シェルモデルの時刻歴応答解析において構造系が危険な状態と判断される着目時刻 t_i の構造系のすべての状態量を出力しておき，この時刻 t_i の状態を初期状態として読み込んだ Pushover 解析（本検討では無損傷の状態からの Pushover 解析）を行うことで履歴の影響を考慮した最大耐力までの余裕を定量的に評価することができる。あるいは，地震後の損傷を受けた状態に対して Pushover 解析などにより残存耐力¹⁾を評価することも可能である。この評価法は，損傷を受けた構造物を目の前にして，安全であるのかを確認するために押してみる，活荷重などを載荷して鉛直荷重の支持機能を確認する，という我々の直感にも従うものであろう。

参考文献

- 1) 嶋口 儀之, 山田 忠信, 野中 哲也, 馬越 一也, 鈴木 森晶: 繰り返し荷重を受ける鋼トラス橋のブレース材の終局挙動に関する実験および再現解析, 構造工学論文集, 土木学会構造工学委員会, Vol. 68A, pp.59-68, 2022.
- 2) 山田 忠信, 野中 哲也, 馬越 一也, 吉山 純平, 鈴木 森晶, 嶋口 儀之: 既設上路式鋼アーチ橋のブレース材の終局強度およびガセットプレート補強方法に関する検討, 構造工学論文集, 土木学会構造工学委員会, Vol. 68A, pp.69-81, 2022.
- 3) 海老澤健正, 野中哲也, 吉野廣一, 馬越一也, 山田忠信: 繰り返し塑性履歴を受ける H 形鋼の構成則およびその適用, 構造工学論文集, 土木学会構造工学委員会, Vol. 69A, pp.373-385, 2023.
- 4) 渡辺浩, 崎元達郎, 高橋功: 繰り返し水平力を受けるコンクリート充填鋼製橋脚の簡易解析法, 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, 第 2 回, pp.241-248, 1998.
- 5) 谷口望, 依田照彦: 局部座屈を考慮した鋼製橋脚の保有水平耐力の簡易解析法について, 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, 第 2 回, pp.25-32, 1998.
- 6) 小澤一誠, 王慶雲, 後藤芳顕: 座屈モードの局所化を考慮した補剛板の軟化型構成則を用いた鋼製橋脚の Pushover 解析, 土木学会論文集, No.689/ I -57, pp.225-237, 2001.
- 7) 杉岡弘一, 松本茂, 大石秀雄, 金治英貞, 馬越一也, 長井正嗣: 局部座屈を簡易に考慮するファイバーモデルを用いた橋梁全体系解析に関する基礎的検討, 構造工学論文集, No.57A, pp.703-714, 2011.
- 8) 宇佐美勉編著: 鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン, 日本鋼構造協会, 技報堂出版, 2006.
- 9) 宇佐美勉, 馬越一也, 斉藤直也, 野中哲也: 鋼橋の耐震解析におけるブレース材のモデル化, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.381-392, 2010.
- 10) 臺原直, 大月哲, 矢部正明: 非線形動的解析に用いる Rayleigh 減衰のモデル化に関する提案, 第 2 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.371-378, 1998.
- 11) 山本 泰幹, 藤野 陽三, 矢部 正明: 地震観測された長大吊構造系橋梁の動的特性と動的解析モデルによる再現性, 土木学会論文集 A, Vol. 65, No. 3, pp. 738-757, 2009.
- 12) 奥村徹, 馬越一也, 野中哲也, 吉野廣一: 非エネルギー吸収部材の損傷を伴う上路式鋼アーチ橋の構造全体系の地震時終局挙動, 構造工学論文集, Vol.66A, pp.264-273, 2020.
- 13) 株式会社地震工学研究開発センター: SeanFEM ver.1.22 理論マニュアルと検証, 2007.
- 14) 馬越一也, 奥村徹, 吉野廣一, 野中哲也: 繰り返し荷重下における鋼橋の 2 次部材のポストピーク挙動を考慮するモデル化と鋼アーチ橋への適用, 構造工学論文集, Vol.65A, pp.214-224, 2019.
- 15) 竹内徹, 中村悠, 松井良太: 接合部固定度を考慮した H 形断面ブレースの座屈後履歴性状及び累積変形性能, 日本建築学会構造系論文集, 75 巻, 653 号, pp. 1289-1297, 2010.
- 16) 竹内徹, 近藤佑樹, 松井良太, 今村晃: 局部座屈を伴う組立材ブレースの座屈後履歴性状および累積変形性能, 日本建築学会構造系論文集, 77 巻, 681 号, pp. 1781-1790, 2012.
- 17) 日本鋼構造協会・巨大地震に対する鋼橋の耐震照査法の信頼性向上に関する研究小委員会: 巨大地震に対する鋼橋の耐震照査法の信頼性向上, 2018.