

2. 鋼製橋脚特別委員会報告 —既設鋼製橋脚における耐震性能評価—

技術委員会 鋼製橋脚特別委員会

1. はじめに

設計照査

性能照査型設計法が普及しはじめ、示方書の規定は、レベル2の大地震に対して、落橋しないこと、すみやかに復旧すること、といった性能を満足すれば、設計方法は問わないという形となっている。これに対して設計はなるべく簡潔であり、かつ信頼のあるものが望ましいわけであるが、そのような優れた設計法はいまだ見つかっていない。今のところ照査の精度でいえば、橋脚をシェルでモデル化し、隣接上部工もモデルに取り込み、複合非線形性を考慮した時刻歴応答解析を行うことが最善と考えられるが、実際にそのような解析を既存の全橋脚に実施することは現実的ではなく、設計のスピード、コストを考えれば、レベル2に対しては骨組みプッシュオーバーによる照査で性能確認ができることが望ましい。いずれにしても要求性能を確認する最低限の簡潔な照査法への要望は非常に大きい。また、照査は同一の方法により行い、定量的な評価結果を示すことが、維持管理上望ましい。このような簡潔で信頼性における耐震照査基準の提案を本WGの目的とした。しかし、橋脚の耐震照査法そのものが、統一されておらず、また、提案されている方法も、いくつかの問題を含んでおり、その精度の確認は難しい。本委員会では鋼製脚の大地震時（レベル2）の照査法とそれらの問題点を調査し、既設鋼製脚の大地震時耐力照査法の素案作成を試みた。その成果を報告する。

隅角継手の溶け込みが不十分な橋脚の大地震時の安全性を精度よく簡便に照査する場合、部材の一部に降伏を生じることから、材料の非線形性を考慮した解析が要求されるが、現実には大地震時の橋脚の破壊は不完全な溶接部の破壊、場合により脆性破壊が引き金となる場合があり、このような現象は、旧来の耐震照査では考慮されていない。脆性破壊に対しては材料のシャルピー値等が基準に規定されているが、具体的な照査については土木以外の分野においても例が見つからず、試案として提案されているされているWES2808を参考に、隅角部の照査例を示した。

本報告では耐震照査法の骨格と、照査における問題点を中心に、骨組みモデル、3次元シェルモデルによるプッシュオーバー解析の比較、上部工のモデル化の影響、プッシュオーバーと時間積分法の比較（骨組み）、非線形材料モデルの影響（M ϕ 、ファイバー）、脆性破壊の照査法、などについて検討した結果について一部を報告する。

2. 鋼製橋脚の耐震照査法

2.1 新設橋脚の耐震照査

レベル2地震に対する隅角部耐荷力照査については、H8年12月に改訂された道路橋示方書耐震設計編では、新設橋においては設計荷重を超える大きな地震が作用しても脆性的な破壊が生じないように靱性の向上やエネルギー吸収性能を高め地震時変形性能を確保することが要求され、そのための照査法として非

線形動的解析を用いた設計法が提案されている。現在の道路橋における構造物の耐震設計では考慮する地震力としてレベル1地震動とレベル2地震動、レベル2地震動についてはタイプⅠ（プレート境界型）とタイプⅡ（内陸直下型）を考慮し、これに対して橋梁構造を2種類（A、B）に分類し、各々の橋梁に対して、地震のレベルに応じた要求性能の目標を定めている。大地震を想定した照査がレベル2地震に対する照査である。ここでは、材料の塑性化、変形も考慮し、崩壊の危険性までを照査し、回復が困難な、深刻なダメージを受けないことを確認する必要がある。この照査は、材料非線形性以外に、鋼製橋脚の耐荷力が板、部材の変形、座屈により低下する場合には、幾何的非線形性を考慮したFEMを実施する。耐震性能2は、繰り返し荷重を受ける橋脚の水平荷重—水平変位履歴の包絡曲線で示すと、図1のように示される終局点を超えないことと規定出来る。αについては例えば0.95などが提案されている[3]。

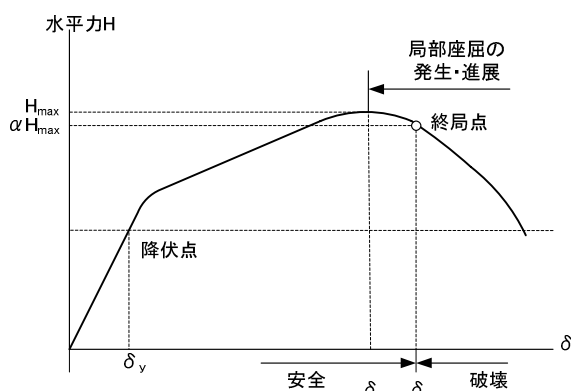


図 1 耐震性能2

本WG では、このようなレベル2地震に対する既設橋脚の面内方向の照査方法について、骨組みとシェルモデル、線形、非線形性の考慮、プッシュオーバー解析と時刻歴応答解析、といった、いくつかの解析手法について、その違いと原因に関し調査を行った。

2.2 既設橋脚の耐震照査

耐震設計上、隅角部については、余裕をもって設計されており、実験、非線形シェル解析等の結果を見ると塑性ヒンジは隅角部以外に先に発生する。しかし、これは溶接部が完全であるモデルによる解析結果であり、隅角部の十字溶接に未溶着、大きな溶接欠陥が残されていたり、のど厚が部材板厚より小さい場合には、溶接部が静的、あるいは動的に破壊する危険性がある。このような照査はこれまでの橋脚の照査には含まれず、本報告書で照査法を提示した。

大地震時の耐荷力照査において、古い橋脚は新設脚と比較して以下のような相違が考えられる。当時の設計図書を調査し、現在との相違を把握して耐震照査を実施する必要がある。

1) 製作時の欠陥・製作誤差

実構造の溶接内部に大きな未溶着、溶接欠陥が内在している場合、溶接継ぎ手が地震時に設計で想定した力以下で破壊する可能性が考えられる。また、製作性の問題から溶接が当初の設計と変更されている場合もある。例えば、のど厚が板厚相当分確保されている隅肉のように静的な応力に対しては問題のない継ぎ手などである。実際の溶接状態に対して照査を行う必要がある。

2) 機能劣化

設計当初からの劣化：機能不全の支承、亀裂の生じた部材、損傷、ひび割れの生じた床版、不等沈下など、経年で変化する特性も考慮する。可動支承の錆等による固化、脚の沈下等が判明している場合にはこれらの影響も含めて照査を行う必要がある。

3) 設計モデルの相違

脚内充填コンクリートとの合成、非合成、重量などが設計での仮定と相違する場合は修正する。耐震照査においては、上部工をモデル化し、橋脚の耐震照査を行う場合には重量の

分布（高さ、平面位置）、剛性が照査結果に影響する。特に上部工重量については、これを支承位置における集中マスとしてモデル化する方法、梁で隣接径間をモデル化する方法、荷重として考慮する方法など、いくつかの方法が考えられる。それぞれについて水平2方向の剛性、マス分布、回転慣性等などが影響するが、モデル化には限界がある。動的解析においては、特にその影響を把握しておくことが望ましい。

4) 実構造に生じる不静定力、応力集中

力学的不静定構造である橋脚は、地盤沈下、温度変化、製作・架設誤差により設計想定値以上の不静定力が発生している。しかし、この力も大地震時の材料の塑性化による再配分を考慮した場合、このような内的平衡応力は耐荷力には大きく影響しないともいわれている。また、構造物の崩壊には局所的な応力集中などの影響は小さい。ただし、上部工反力の違いなどは構造物の耐震挙動に影響を及ぼすことから、照査結果が危険側とならないように配慮する必要がある。

5) 完成後の補修・補強の影響

基部コンクリート充填、リブ補強などにより保有水平耐力が向上している。隅角部の当て板などの補強がなされている場合にはこれらを考慮した照査とする。

6) 設計照査方法の変化

30～40年前に設計された橋脚の照査に関していえば、活荷重の状態、隅角部の設計法も変化している。また、設計においては隅角部は剛域として扱われたが、耐震照査においては実際に近い剛性を用いるべきである。照査方法も当時の梁理論での断面力設計に対して、シェアラグを考慮したが、シェル解析によれば正確な作用応力を算出することが出来、また小さな補強部材の影響も考慮して応力を算出することが出来る。しかし、3次元シェル解析による応力は、局部の応力集中を含み、

設計に用いる公称梁応力とは異なる値を持ち、これを用いて照査する方法は示されていない。従って、FEM応力による、照査方法について何らかの目安が必要であり、シェルモデルによる溶接部の応力の算出方法の一例を提案した。

3. 照査方針

- (1) レベル2地震に対して耐震性能2の確保を目標とした照査を行う。
- (2) 橋脚フレーム面内方向の地震に対する照査を行う。
- (3) 基本的な解析は以下の3手法より選定する。
 - 1) 骨組みPushover 解析（材料非線形、または複合非線形解析）
 - 2) 動的解析（骨組み非線形動解、または、1 DOF 非線形動解）
 - 3) その他（シェルモデルPushover 解析等）
- (4) 隅角溶接部の脆性破壊について照査法を示す。

3.1 照査の流れ

骨組みpushover 解析を実施した場合、地震時保有水平耐力法によって、最大耐荷力をもとめ、このときの隅角部断面力より照査に用いる応力を算出する方法が適当と考えられるが、場合によって動的解析により塑性挙動（塑性回転角、残留変位、塑性ヒンジの位置）の照査、せん断力の照査を行うことが望ましい。この動的解析はpushover 解析により求められた骨格曲線を用いて実施してよい。これとは別に、橋脚形状が複雑で、動的解析が必要と考えられる場合には最初から骨組みモデルにより時刻歴応答解析を実施する。この結果求められた隅角部の断面力を用いて、隅角の照査を行う。さらに、未溶着が残存し、その状態が確認されている場合には、骨組み、シェルの応答を用いて、溶接部の応力を求め応力

照査を行うとともに、溶接部脆性破壊に対する照査を行う。標準的な照査の流れを図2に示す。

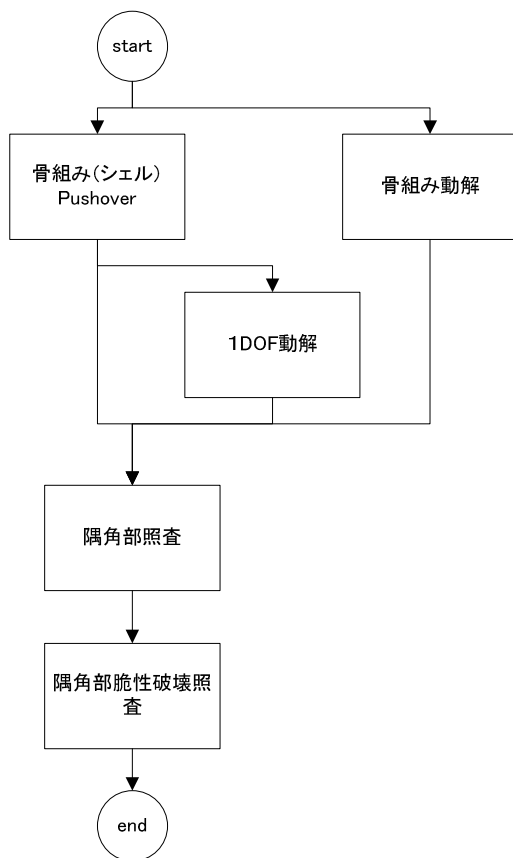


図 2 基本照査の流れ

3.2 隅角部照査の流れ

地震時の橋脚隅角部の照査の流れを図 3 に示す。

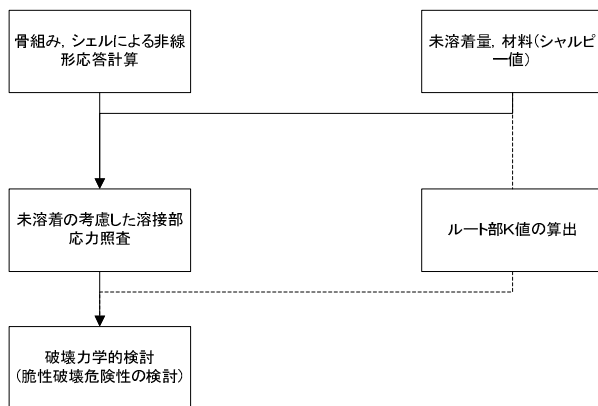


図 3 隅角部照査の流れ

このような照査は、レベル2地震に対する応答を部材の非線形性を考慮して解析し、その結果を用いて照査を行うものであるが、解析方法によっては多くの時間、手間、専門知識が必要とされ、限られた時間と手間で、耐震照査を行う場合には、いくつかの照査を簡略化、省略することも必要となる場合がある。実際の照査の流れ、その簡略化について2章で示す。

4. 耐震照査における留意点

照査には弾塑性梁モデル、3次元シェルモデルが使用されるが、モデル化の詳細については各章にて解説するが、ここでは照査上の留意点をまとめた。

4.1 Pushoverと時刻歴応答解析

レベル2地震動に対する照査(レベル2照査と呼ぶ)方法としては、まず想定地震波を用いた時刻歴応答解析を実施することを考えるが、時刻歴応答解析には解析時間がかかる上に、膨大な出力データの中から、照査ステップを決定し、そのステップの変位・応力を取り出し照査を行うという煩雑な作業が必要となる。対してPushover解析は、解析は単調増加荷重に対する応答計算であり、照査が簡略化で、また外力の大きさと橋脚の挙動が連続的に対応しているため、結果が力学的にも理解しやすい。しかし、Pushover解析は照査する橋脚の最大応答発生時の変形モードが時刻歴応答、Pushoverで大きく変わらない場合に利用出来る一種の簡易解析手法であり、一定方向の荷重であることから、繰返しによる残留ひずみの蓄積、 $P-\delta$ 履歴特性等は考慮出来ない。通常、1層のラーメン、単柱、逆L型橋脚については、1次振動モードが卓越することから、時刻歴応答解析と同等の変形状態で破壊するとみなし、Pushover解析が適用されるが、理想としてはモード解析、地震動を用いた時刻歴応答解析でのチェックを併用することが望ましい。しかし、非線形時刻歴応答解析を実施する場合には、橋脚を3次元シ

シェルでモデル化した場合、自由度が大きくなり解析事態が困難となる場合がある。加えて、膨大な計算アウトプットから、問題となる要素の応力状態を選択する作業にも問題が考えられる。従って非線形時刻歴応答解析は骨組みモデルに対して実施するのが一般的と考えられる。参考に計算時間の比較を示すと、3次元シェルモデルによる非線形時刻歴応答解析は、例えば5万要素のモデルでの解析を考えると、時刻歴応答解析は1波につき1週間弱、あるいは解析不可（パソコン）、5時間（高性能WS）、Pushover解析は高性能WSで2時間という例もあり、かなり高性能なコンピュータが必要となる（2006年時点）。

4.2 骨組みモデルと3次元シェルモデル

骨組みモデルは簡易であり、構造力学的知見を含めることにより敏速に明快な照査結果が得られる。もちろん、梁モデル化に際して、仮定、簡略化が必要となるし、当板等の細部構造は反映出来ない場合もある。また、解析ソフトによる非線形性の取り扱い方法に違いがあり、その点に関して理解が必要である。シェルモデルは、現実の構造をより正確にモデル化出来るが、自由度が多くなり、非線形時刻歴応答解析は解析自由度、時間の制約で実施出来ない場合がある。照査に用いるモデルの選択にあたってはいくつかの制約がある。レベル2地震の照査モデルとして以下が考えられる。

- (1) 全体骨組みモデル
- (2) 全体3次元シェルモデル
- (3) 全体骨組みモデル+部分3次元シェルモデル（隅角部）

骨組みモデルを用いる場合、モデル化には多くの省略、簡易化が必要で、当板等は考慮出来ないが、自由度が小さいため、上部工、隣接構造、地盤を含めたモデル化を行い、非線形時刻歴応答解析を実施することも可能である。従って、モデル化領域が大きい場合には、

骨組みにより着目断面近傍の最大応答時の断面力、又は変形を求め、これを3次元シェルによる部分モデルに与え詳細応力解析を行う(3)の方法も検討できる。(2)は最初から3次元シェルモデルを作成し、得られた結果で照査を行う場合で、脚単独で、全体3次元シェルモデルを作成し、これにより地震時の解析をpushover解析により行う場合に適用できる。

4.3 照査対象とする橋脚と簡略化

照査対象は全ての鋼製橋脚である。梁要素、シェル要素を用いてモデル化する。

1) 簡略化

以下の場合にモデル化が困難な場合には、その妥当性について検証した上で、簡略化を行い照査を行う。

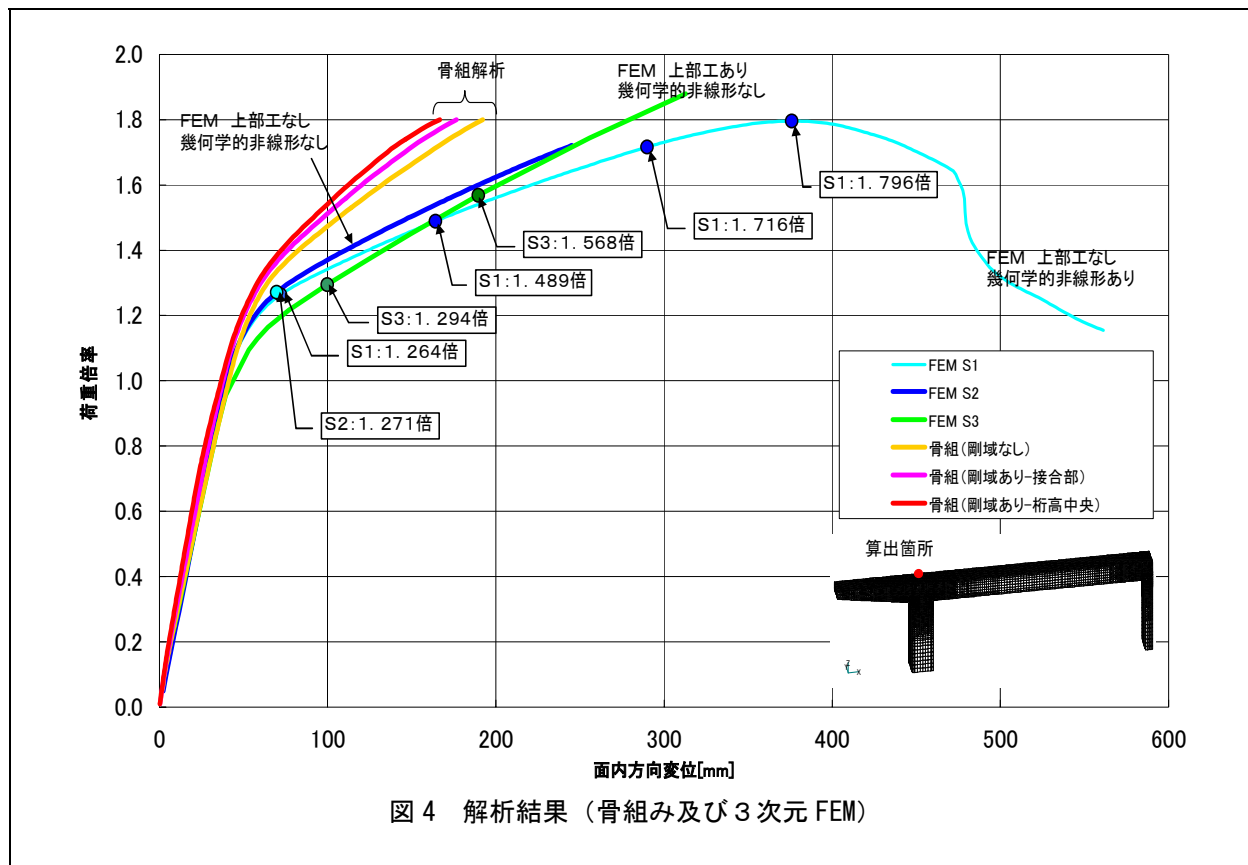
- 多層ラーメン、連続桁等で上部工との地震時の相対挙動が複雑な場合
- 丸ピア、立体隅角等で細部の応力状態が未解明な場合の梁モデル化
- 亀裂、未溶着の状態のモデル化

2) 評価部位（十字溶接、角溶接）と照査方法

照査対象部位は梁柱結合部の十字溶接線（隅角部溶接線）と隅角部に近接した梁柱の角溶接とする。モデル化に対する基本的な考え方を以下に記す。

骨組みモデル：

欠陥等による剛性低下、当板等の補強は考慮しないで骨組みモデルにより溶接線位置の断面力を用い溶接位置での梁応力を算出し、溶接部の応力照査をおこなう。応力照査には内部欠陥、未溶着等による影響を考慮する。その方法として①断面の欠損を考慮して応力増加を計算し照査する。②未溶着を含む溶接部の耐力実験結果を反映した耐力曲線等を用い



判定する。モデル化の詳細については報告書 4 章に示す。

シェルモデル：

着目溶接線近傍の要素応力を外挿して、溶接部の応力を求め、これに未溶着を考慮した実応力を計算し照査を行う。耐震照査においては局部的な板曲げの影響を無視するため、照査には板厚中心の応力を用いる。応力は、溶接ビードの影響範囲の及ばない範囲（ビード止端から板厚の1/2程度以上離れた点）の局部応力を外挿した構造的局部応力を用いる。外挿方法、ウェブからの離れ等は第5章に示す。

5. 検討課題

5.1 幾何的非線形性の影響

橋脚部材の地震時の挙動をみると、板の局部座屈等が先行し耐力低下が進む場合がある。また、水平変位が大きくなった場合に、鉛直荷重の柱軸からの偏心により生じるモーメン

ト、いわゆる $P-\delta$ 効果が生じる。このような部材の挙動を追うためには幾何的非線形性を考慮した解析が必要となる。ここでは3次元シェルモデルに幾何的非線形性を考慮した場合、考慮しない場合を比較し、幾何的非線形性の必要性を検討した。対象モデル(図5)は1層の門型橋脚で、上部工は重量のみを考慮して解析を行った。解析結果を図4に示す。まず、幾何的非線形性を考慮した場合(S1モデル)では荷重変位曲線のピークが求められているが、バイリニアの材料非線形性のみを考慮したモデル(S2モデル)のPushover解析では耐力は一方向的に上昇し、収束範囲でピークを計算することが出来ていない。ただし、S1モデルにおいて塑性ヒンジ部に局部座屈が生ずるのはピークを過ぎてからであり、この意味ではピーク算出において局部座屈の影響は小さい。

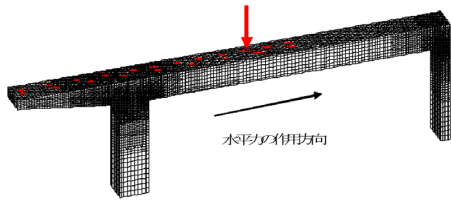


図 5 幾何的非線形解析モデル

残るはP- δ の効果であるが、これについては橋脚の形状等もあり、解析結果への影響について一概に評価出来ないが、今回の解析結果を見る限り、影響はピーク付近で耐力が5~10%低下する程度と見られる。以上より、最大耐力（ピーク）を求めるためには幾何的非線形性を考慮することが必要になるが、局部座屈の影響は、一般的な脚では考慮しなくてもよく、P- δ を考慮できる骨組みモデルでも解析は可能と考えられる。また、ピーク算出が必要無い（あるいは出来ない）場合には幾何的非線形性を考慮しない場合には、多少耐力が大きく計算される可能性がある。

5.2 骨組みモデルにおける隅角部剛域の扱い

橋脚の設計では隅角部は剛域として扱われるが、レベル2地震に対する照査での扱いについて検討した。モデルは上部工を考慮した立体骨組みモデルで、図 6 にモデル図を示す。

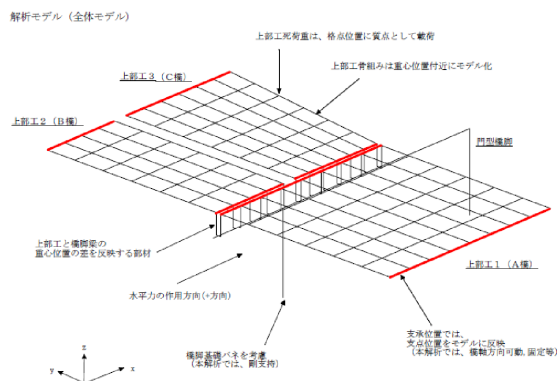


図 6 立体骨組みモデル

剛域の設定はCase1:剛域無し、Case2:角部のみ剛域と設定、Case3:角部+D/2の範囲を剛域

と設定、Dは梁高さとする(図 7)。

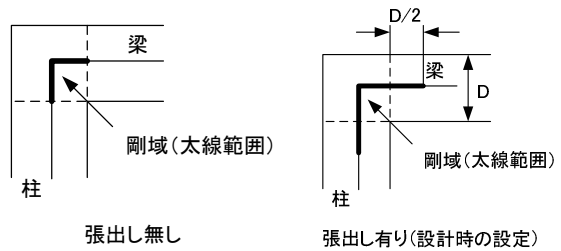


図 7 隅角剛域範囲 (Case2、Case3)

結果は図-4左上の3本の曲線で示されている。剛域が広いほど全体の剛性も大きくなり、最終荷重時（計算ストップ）で変形量で15%程度の差が見られる。次にヒンジ生成への影響を図 8 に示す。ヒンジ位置と生成ステップ（ステップ100=水平加速度1G）を示したものである。ヒンジ発生ステップは梁の上下縁に塑性域が生じたステップとした。これは必ずしも塑性ヒンジの生成を意味しないが、相对比较用として見ると、剛域設定がヒンジの生成順序、生成ステップに大きく影響していることがわかる。

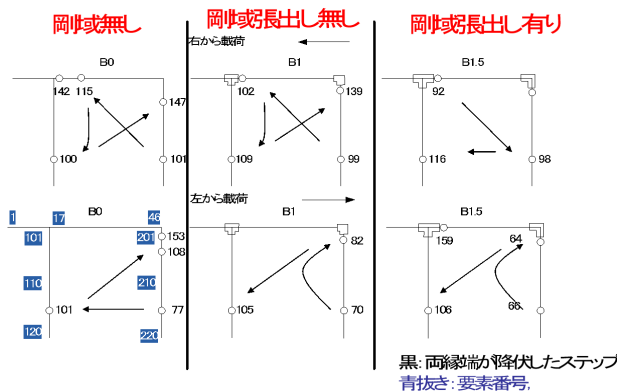


図 8 ヒンジ位置と発生ステップ

剛域範囲については、実態に合わせる事が重要であるが、角部はダイヤフラムにより囲まれた密封部となり、かなりの剛性が期待されることから、剛域としてモデル化することとした。

また、骨組み解析においては全段面の塑性化は解析上到達できないが、代替りの塑性ヒン

ジの定義が明らかでない。従って代替りの塑性ヒンジの生成条件を設定する必要がある。例えば塑性モーメントとの比、 $\alpha \times M_Y$ の α による定義、変形角 θ 、 ϕ 、あるいは最外縁のひずみが ε_y の定数倍に達する時点といった定義付けが考えられる。

5.3 3次元シェルモデルと骨組みモデル

骨組みモデルと3次元シェルモデルの違いを調べた。対象は図-6に示す上部工を含めた橋脚で、幾何的非線形性は考慮せず、シェルでは上部工を骨組みによりモデル化している。結果は図-4に示している。同一の荷重1.8Gに対してシェルが6割程度大きい変位を示している。塑性ヒンジの位置についても両者異なっている。シェルモデルについては第1ヒンジは水平加速度1.294G、第2ヒンジは1.568Gで発生している。塑性域の広がりを図9に示す。

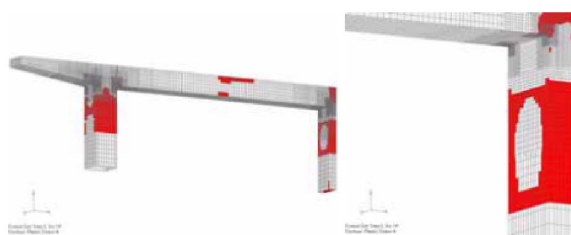


図 9.29 ◆荷重倍率 1.568倍 (第2ヒンジ)

図9 シェルモデルによる塑性ヒンジ生成

シェルモデルでは中詰めコンクリートの上側に塑性ヒンジが発生している。骨組みモデルの塑性域生成ステップは図-8下段に示したが、例えば剛域無しモデルでは0.77Gで右側基部、1.01Gで左側脚基部、1.08Gで右脚隅角近傍の両端が降伏しているが、塑性ヒンジの生成については明らかではないが、コンクリート充填された脚基部からの降伏が先行する点はシェルの結果と大きく異なっている。また、シェルの解析でわかるように断面の降伏はフランジよりもウェブが先行している。梁モデルによる解析では剪断降伏が正しく評価されない場合もあり、結果の相違について更に詳しい調査が必要と考えられる。

6. 脆性破壊の評価

6.1 高応力ぜい性破壊

兵庫県南部地震では、鋼構造物にぜい性破壊とされる破壊事例が発生した。特に建築鉄骨の柱・梁仕口部の破壊は周辺は十分に大きな変形を生じていたにもかかわらず、巨視的には延性き裂の進展がみられず、破面のほぼ全域がぜい性破壊であった。そのため、従来のぜい性破壊と区別して「全断面降伏後ぜい性破壊」または「高応力ぜい性破壊」と呼ばれることもある。通常は常温域では生じないぜい性破壊が地震時に生じた理由として、以下の要因が挙げられる。

- ・塑性ひずみによる鋼材のじん性低下
- ・高ひずみ速度による鋼材のじん性低下

塑性ひずみを受けた鋼材は、降伏強度と引張強度が上昇する。これは、塑性ひずみを受けていない鋼材の温度を下げた場合とほぼ同様の現象である。また、高ひずみ速度を受ける鋼材に関しても、同様に鋼材の温度を下げた場合と同様のことが生じる。塑性ひずみや高ひずみ速度を受ける鋼材は、その分温度が低下したことと同様の挙動を示し、通常より脆性破壊し易くなる。これを実温度での靱性値挙動に直して考えると、鋼材靱性値の遷移温度カーブが塑性ひずみや高ひずみ速度を受けた分だけ高温側にシフトすることとなる。

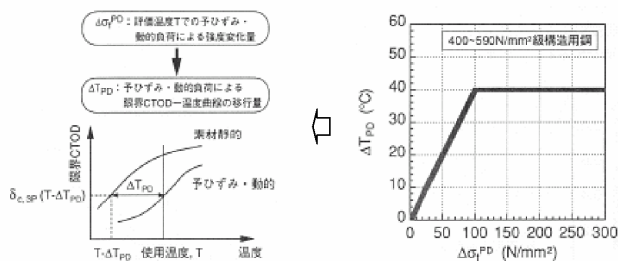


図 10 遷移温度カーブのシフト

このような脆性破壊の評価については、兵庫県南部地震後に建築鉄骨を中心に研究が精力的に進められ、その成果は、文献[4]としてまとめられているが、基本的な考え方は鉄鋼材

料に共通するものであり、鋼製橋脚の検討をする場合にも参考とできることから、これを元に高応力脆性破壊に対する照査を試みた。

6.2 照査の手順

- (1) 地震時の構造物挙動より、破壊に先立って受ける予歪（塑性ひずみ）量、破壊時の歪速度を設定する。例えば非線形動的解析で求められた最大値
- (2) (1)で設定した予歪を受けた鋼材に(1)で設定した歪速度が作用した場合の、鋼材の降伏強度上昇量（ $\Delta\sigma_y$ ）、引張強度上昇量（ $\Delta\sigma_t$ ）を、推定する。（推定式は報告書参照）
- (3) 鋼材靱性の遷移温度カーブ上昇量と関係がある“流動応力上昇量（ $\Delta\sigma_{fAD}$ ）”を次式で算出する。

$$\Delta\sigma_{fAD} = (\Delta\sigma_y + \Delta\sigma_t) / 2$$
- (4) 得られた流動応力上昇量（ $\Delta\sigma_{fAD}$ ）を用いて、報告書図 6.13 より“遷移温度上昇量 ΔT^{AD} ”を推定する。
- (5) 予歪を受けていない鋼材の靱性値カーブを“遷移温度上昇量 ΔT^{AD} ”だけ移動させたものを、(1)で設定した予歪（塑性ひずみ）量、歪速度を受ける鋼材の靱性値カーブとして評価に用いる。
- (6) 対象箇所の作用ひずみ、き裂寸法を設定し、(5)の靱性値カーブを用いて評価する。

6.3 照査事例

骨組み解析の結果を用いた照査を以下に示す。

1) 評価温度におけ必要CTOD値の算出

- (1) 構造要素の要求マクロひずみは以下の値とする（ e_{macro}^R ）…①

$$e_{macro}^R = \phi \times H / 2 \\ = 1.76E-3$$

ϕ : 曲率、H: 桁総高(=腹板高+フランジ高)、WES2808式 解2.3.1 (WES2808本文P.16参照)

- (2) 破壊想定部位のひずみ集中係数（ K_ϵ ）の定義と要求局所ひずみの算出

$$(e_{local}^R) \dots \textcircled{2}$$

$e_{local}^R = K_\epsilon \cdot e_{macro}^R = 1.76E-3$; 未溶着部が照査対象なので $K_\epsilon = 1$ を定義

- (3) 未溶着部のK値の算出と等価なき裂寸法（a）の算出…③

$$K = \sigma \sqrt{(\pi a)} \quad [MPa\sqrt{m}] \quad ; \\ a = 12 [mm] \quad (\text{未溶着長} 24mm, \text{板厚} 25mm)$$

6.4項 十字継手の不溶着部のK値算出簡易手法より
 $\bar{a} = 14.3 [mm]$; Kが等価となる無限板貫通き裂寸法

- (4) 必要CTOD値の値の算出…④

$$\delta_{struct}^R = \epsilon_y \bar{a} a (\pi/2) (e_{local}^R / \epsilon_y)^2 \\ \dots (e_{local} \leq \epsilon_y)$$

$\delta_{struct}^R = \epsilon_y \bar{a} a (\pi/8) \{9(e_{local}^R / \epsilon_y) - 5\} \dots (e_{local} > \epsilon_y) = 0.035 [mm]$; WES2808式14 (WES2808本文P.10)を用いて算出する。局所ひずみが弾性的場合と塑性の場合とでは適用する式が異なることに注意が必要。

- (5) 塑性拘束補正係数の算出（ β ）…⑤⑥

$\beta = 1.0$ 、 $\beta \cdot \delta_{struct}^R = 0.035 [mm]$; 力学モデル（平面応力&貫通き裂）とCTOD（平面ひずみ）の差異を補正する係数である。未溶着部K値の算出は平面ひずみ解析であるため、ここでは、 $\beta = 1.0$ とした。

2) 動的および予ひずみによる温度移行量の算出

- (1) 構造要素の予ひずみ（ $K_\epsilon \cdot \epsilon_{skel}$ ）、…①'

； 動的解析より算出

$$K_{\varepsilon} \cdot \varepsilon_{skel} = 1.58E-3$$

- (2) $K_{\varepsilon} \cdot e_{macro} = 1.05E-3$ ひずみ速度(2)
($K_{\varepsilon} \cdot e'_{macro}$) の算出

- (3) 温度移行量の算出 (ΔT_{pd}) …②

$\Delta T_{pd} = 14[^\circ\text{C}]$; 予ひずみ、ひずみ速度、動的負荷による強度上昇により算出 (WES2808式3～式10 (WES2808本文P8、9) 参照)

3) 要求シャルピー値算出

$$vE(T - \Delta T_p + \Delta T) = 250 \cdot \delta c, 3P(T - \Delta T_p)$$

ここで $T = -15[^\circ\text{C}]$

$$\Delta T_p = 14[^\circ\text{C}]$$

$$\Delta T = 123 - 0.19 \sigma_{y0}(T_0) - 6\sqrt{t} \cdots \text{シャルピー} \Leftrightarrow \text{CTODの板厚換算}$$

； WES2808式11 (WES2808本文P9) により必要CTODから要求シャルピー値を算出する。
ただし possible の限り CTOD を用いることを推奨する。

以上から

$$vE(-15 - 14 + 25) = 250 \cdot 0.035$$

$$vE(-4) = 8.7 \quad [\text{J}]$$

$$vE(0) = 11.0 \quad [\text{J}]$$

4) 結論

隅角部については、塑性化が起こらない状態では、ひずみ速度、予ひずみは小さく、温度シフト量は小さい。従って要求シャルピー値は11Jと小さく、脆性破壊の危険性は小さいといえる。しかし、骨組み解析、シェル解析でも局部のひずみ e_{local}^R の評価は難しく、実際には塑性化が起こる場合も想定される。さらに大きな未溶着が存在し、要求シャルピー値が上昇すれば、低シャルピーの鋼材を用いた

橋脚では対策をとる必要が出てくる可能性もある。いずれにしても、本照査の中身に対する検証等も実施し、照査の精度を改善していく必要である。

7. まとめ

鋼製橋脚に対するレベル2地震時の耐震性評価は確立されているとはいえ、問題点、留意点の抽出と、解析によるそれらの評価、そして推奨される橋脚のモデル化、照査法の提示を試みた。耐震性の評価法については、今後も研究が続けられ、簡便で精度が高い照査手法が確立されていくと考えられる。また溶接部の脆性破壊については、定量的な判断ができる段階ではない。レベル2地震時FEM解析結果等を用いた手順を示した。今後、本WGで得られたデータが活用され、大地震時の耐震照査方法が改良され、既設鋼製橋脚の維持管理、被害防止に役立てば幸いである。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説V耐震設計編 (H14年3月)、日本道路協会
- 2) 橋の動的耐震設計マニュアル、H18年、土木研究センター
- 3) 鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン、H18年、宇佐見勉
- 4) WES2808: 動的繰返し大変形を受ける溶接構造物の脆性破壊性能評価手法、溶接協会