

局部腐食が生じた堀切大橋の構造安全性に関する調査検討

高橋節哉* 相原博紀** 中野正則*** 安波博道**** 落合盛人*****

1. はじめに

愛媛県が管理する一般国道197号堀切大橋は、佐田岬半島の中間に位置し、瀬戸内海岸と太平洋岸とを結ぶ切通し上に架けられた鋼上路式ローゼ橋である。本橋は、南北両方向からの潮風が常に吹き抜けるため、非常に厳しい腐食環境下に置かれている。(図-1,2、写真-1参照)

本橋は供用後25年が経過し、アーチリブ側(下弦側)の現場接合部において、全橋にわたり添接板の周辺に、腐食による深い減肉が集中して発生していることが確認された。(写真-2,3参照)

そのため、過年度において腐食発生部位の減肉量の計測とこれを基にした常時およびL2地震時の応力度照査が行われた。その結果、図-3に示すようにアーチリブ、下弦横桁、下横構の広い範囲において断面補修が必要との見解が示された。

これに対し今回の調査検討では、座屈耐荷力算定とL2地震時の応答解析に局所的な減肉を考慮した弾塑性有限変位FEM解析を適用することにより、全箇所とも補修の必要が無いとの結論を導いた。

本稿では、過年度に実施した応力度照査の問題点を指摘した上で、今回実施した照査方法について紹介する。



図-1 橋梁位置図



写真-1 堀切大橋全景

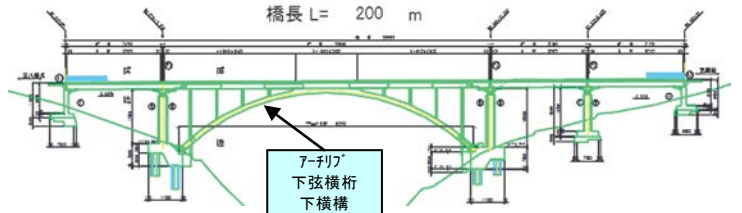


図-2 橋梁一般図

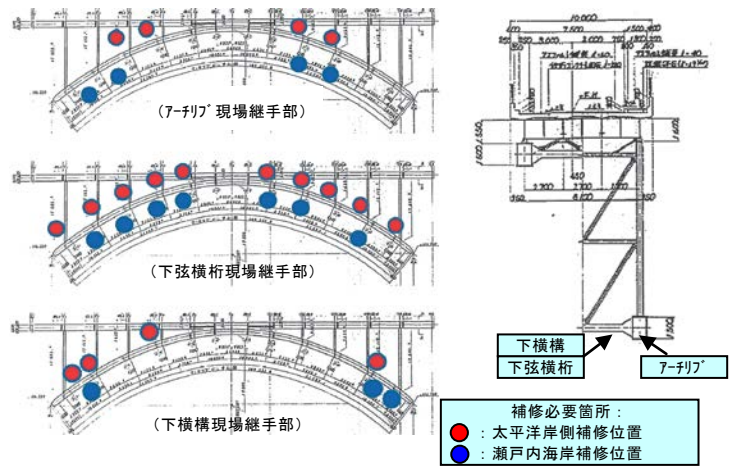


図-3 堀切大橋の補修必要性評価結果

2. 過年度実施の照査法とその問題点

過年度は、建設時の設計計算書の照査式に、設計板厚の代りに腐食後の減肉板厚を用いる方法により照査が実施された。照査概要を以下に示す。

2.1 パネルの局部座屈に関する照査

1) アーチリブ

アーチリブは、写真-2に示すように下フランジ母材が添接板に沿うように全幅にわたり減肉(最大6.5mm、平均4.7mm)している状況であった。

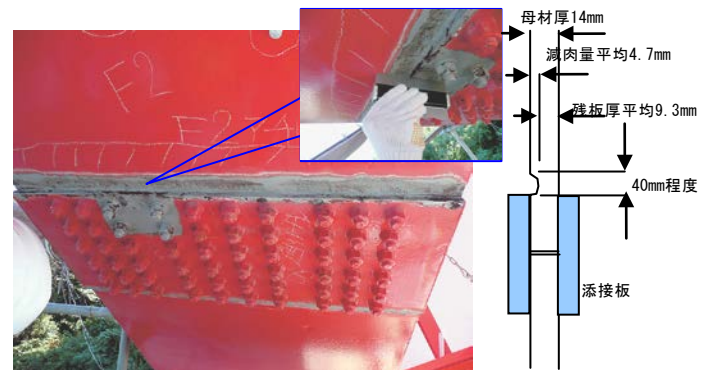


写真-2 アーチリブ下フランジの腐食状況

この減肉部の照査は、もともとの母材厚14mmから平均減肉量4.7mmを差し引いた平均板厚9.3mmを用いて道路橋示方書（以下、道示）Ⅱ 4.2.4により局部座屈の許容圧縮応力度 σ_{cal} を求め、発生応力度を照査する方法であった。計算の結果、以下に示すように許容圧縮応力度 σ_{cal} が極端に低下した。

$$\therefore \text{座屈パラメータ } R_R = \sqrt{(\sigma_y / \sigma_r)}$$

$$= b/t \sqrt{(\sigma_y / E \cdot 12(1 - \mu^2) / 4 \pi^2)} = 0.933 < 1.0$$

$$\therefore \sigma_{cal} = (1.5 \cdot R_R) \cdot \sigma_{ta} = 119 \text{ N/mm}^2$$

ここに、 σ_{ta} : 全強応力度 210 N/mm²

$$\therefore 119/210 = 0.57 \cdot \cdot \text{全強応力度の57\%まで低下}$$

これにより発生応力度は許容値を超過する結果となった。

これは、図-4右に示すようにダイヤフラムで囲まれたパネルが全て減肉していると仮定して座屈耐力を求めているためであり、実際は、図-4左のようにパネルのごく一部しか減肉しておらず、さらに添接板の剛性も期待できるため、この σ_{cal} は極めて安全側に評価した値であると考えられる。

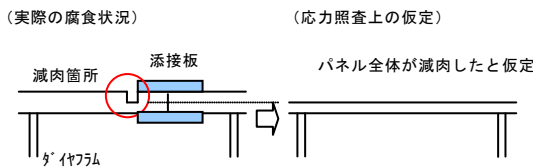


図-4 アーチリブの局部座屈照査の概念図

2) 下弦横桁

下弦横桁は、写真-3に示すように腹板ならびにフランジの添接板周辺に減肉が集中的に発生していた。このためアーチリブと同様の応力度照査を行おうとしたが、腹板は腐食により平均板厚が薄くなりすぎ、道示Ⅱ 4.2.2の最小板厚規定 ($b/80$: ここに b は腹板高さ) を満足しないとして局部座屈の照査上、耐力不足として処理された。

母材厚 $t=9\text{mm}$ → 減肉部の平均板厚 $t'=3.5\text{mm}$

$$\therefore b/80 = 6.3 > 3.5 \cdot \cdot \cdot \text{OUT}$$

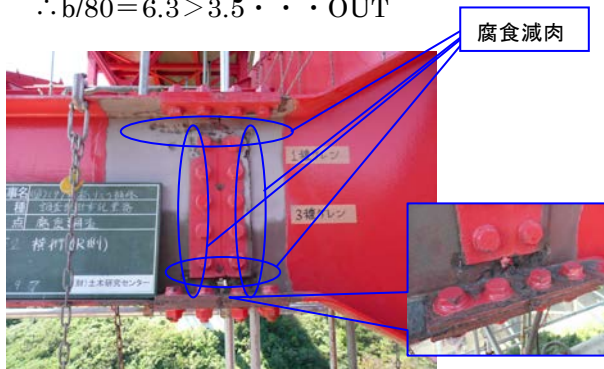


写真-3 下弦横桁の腐食状況

この腹板への最小板厚規定の適用については、

実際にはこのパネルの局部座屈耐力には母材以外に添接板の剛性が大きく寄与するため、この部分の座屈耐力を適切に評価できさえすれば、実際の耐力は十分存在すると考えられる。

なお下横構については、下弦横桁と同様の照査結果であるため、本稿では内容記載を省略する。

2.2 L2地震時の構造安定性に関する照査

下弦横桁のフランジは、L2地震時に腐食部の発生応力度が降伏点を越えるとの結果が示された。

下弦横桁 U-Flg :

$$\sigma = 344 \text{ N/mm}^2 > \sigma_y \text{ (降伏応力度)} = 235$$

・ ・ ・ OUT

この応力超過については、本橋の場合、横桁は地震時の直接の応力伝達部材ではないため、仮に当部材が降伏点を超えても、全体構造系がこれにより不安定になるとは考え難い。また道示はもともとL2地震時において部分的降伏を許容しており、その意味でも降伏点を超過するか否かではなく、腐食により全体構造系が不安定になるか否かで補修の要否を判断することができると考える。

3. 局部腐食を考慮した耐力照査

2.で挙げた照査上の問題点について対応すべく、FEM解析により局部的な減肉を有する部材の耐力を算定し、これをもとに部材の安全性を照査した。

アーチリブ下フランジおよび下弦横桁腹板については、腐食パネルの局部座屈の許容圧縮応力度 σ_{cal} を求めるために、腐食部の残存板厚や形状をモデル化したFEM要素による有限変位解析を実施した。また下弦横桁フランジについては、腐食部がL2地震力により降伏した際の全体構造系の安定性を確認するために、同横桁の腐食部をモデル化したFEM (ファイバー) 要素による時刻歴応答解析を実施した。

3.1 パネルの局部座屈照査

1) アーチリブ

アーチリブ下フランジの局部座屈耐力を評価するためのFEM解析モデルを図-5に示す。解析モデルには腐食による減肉以外に添接板もモデル化した。また対象パネルにはL/1000の初期不整をモデルの座標値として考慮した。なお解析は、比較のために腐食有り無しとの2ケースについて行った。

解析の結果、図-6に示すように腐食が有る場合は無い場合に比べ低い荷重ステップで不安定となった

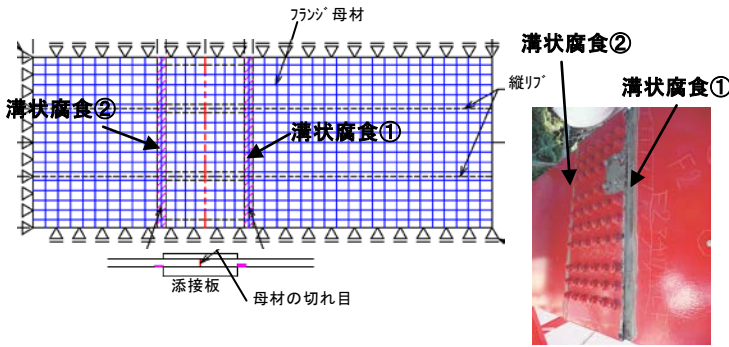


図-5 アーチリブ下フランジ解析モデル

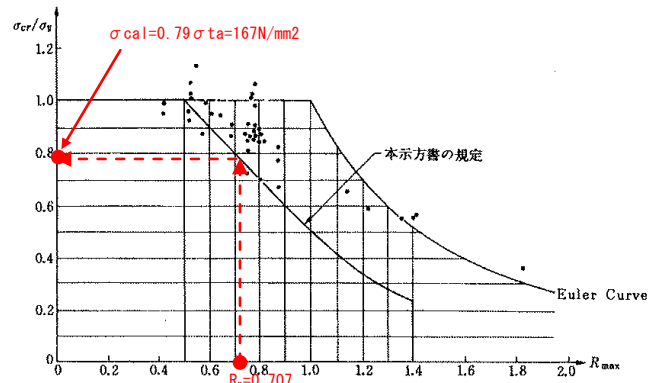
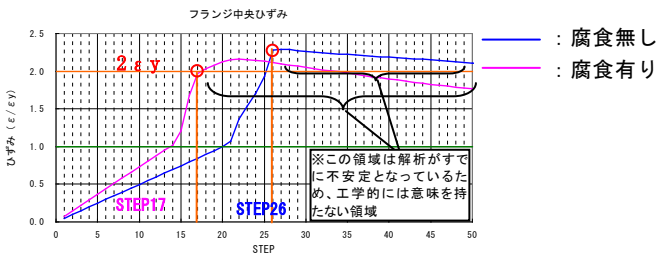


図-7 道示Ⅱ図-解4.2.4 基準耐荷力曲線



※ここにSTEPとは、荷重増分法によるFEM解析の増分ステップを意味する。

図-6 アーチリブ下フランジ解析結果

が判明し、その結果発生応力度は許容値を超えないことが分かった。

なお、本FEM解析で得られた耐力（最大荷重値）は、初期不整や縦リブによる偏心の影響を考慮した耐力であり、この値を真の耐力とみなすことも考えられた。しかしながら、初期不整の設定方法や残留応力の影響等、本解析方法だけでは評価しきれない不確定な要因が他にも存在するため、安全側の判断として、図-7に示す道示の基準耐荷力曲線により定義される耐力の低減率を考慮した。

が、その低下率は腐食による断面欠損率にほぼ比例していた。これは減肉により単に断面欠損分しか座屈耐力が低下しないことを意味する。

本検討では、腐食有りの時の最大ひずみ(2ε_y)をもとに、以下に示すように、道示Ⅱ図-解4.2.4(図-7)に示す基準耐荷力曲線に照合して、σ_{cal}を求めることとした。

座屈パラメータR_R：

$$R_R = \sqrt{(\sigma_y / \sigma_r)} \equiv \sqrt{(\epsilon_y / \epsilon_{cr})} = \sqrt{(\epsilon_y / 2 \epsilon_y)}$$

$$= \sqrt{0.5} = 0.707 < 1.0 \quad (\text{参考: 2.での値} = 0.933)$$

$$\therefore \sigma_{cal} = (1.5 - R_R) \cdot \sigma_{ta} = 167 \text{ N/mm}^2$$

(参考：2.での値=119 N/mm²)

なお、上式中「≡：合同の記号」は、今回の解析が弾性座屈解析ではなく、塑性を考慮した有限変位解析であることから、本来の道示式に示すσ_r(オイラーの理想座屈耐力)、σ_y(降伏点)の代わりに、これらに相当するパラメータとして本解析により得られた最大ひずみε_{cr}と降伏ひずみε_yを使用したことを意味する。

参考までに減肉の無い一般断面(t=14mm)の場合、座屈パラメータおよび許容圧縮応力度は以下となる。

$$R_R = b/t \sqrt{(\sigma_y / E \cdot 12(1 - \mu^2) / 4\pi^2)} = 0.620 < 1.0$$

$$\therefore \sigma_{cal} = (1.5 - R_R) \cdot \sigma_{ta} = 185 \text{ N/mm}^2$$

このように本検討の結果、腐食パネルの局部座屈の許容圧縮応力度σ_{cal}は、過年度に算定した値(119 N/mm²)に比べ、167 N/mm²とかなり大きいこと

2)下弦横桁

下弦横桁腹板の解析モデル、解析結果を図-8、9に示す。図-9をもとに許容圧縮応力度σ_{cal}を計算した結果、最小板厚を満足しなくとも以下に示す通り局部座屈の許容圧縮応力度は全く低下しないことが確認できた。

$$R_R = \sqrt{(\sigma_y / \sigma_r)} \equiv \sqrt{(\epsilon_y / \epsilon_{cr})} = \sqrt{(\epsilon_y / 4 \epsilon_y)}$$

$$= \sqrt{0.25} = 0.500$$

$$\therefore \sigma_{cal} = 210 \text{ N/mm}^2$$

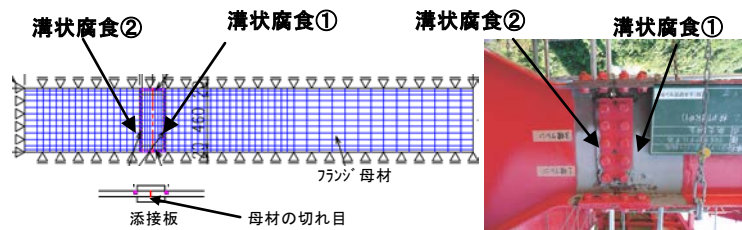


図-8 下弦横桁腹板解析モデル

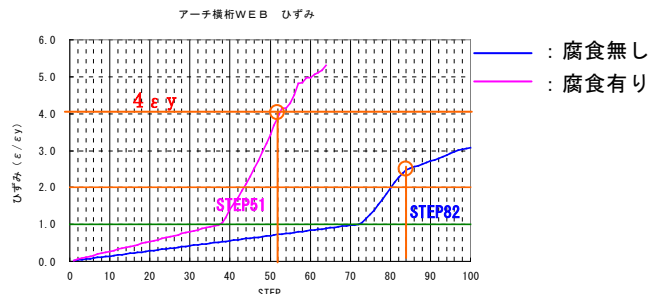


図-9 下弦横桁腹板解析結果

3.2 L2地震時の構造安定性照査

腐食が生じた下弦横桁フランジがL2地震時において部分的に降伏するという過年度照査の結果を受け、その応力の発生状況を確認すると同時に、全体構造系の安定性を確認するため、以下に示すファイバー要素を用いた時刻歴応答解析を行った。図-10、図-11に腐食部をモデル化したファイバー要素と全体解析モデルを示す。解析は比較のため腐食有り無しについて行った。

解析の結果を図-12に示す。同図の腐食有りを



図-10 下弦横桁の腐食減肉を考慮したファイバー要素モデル

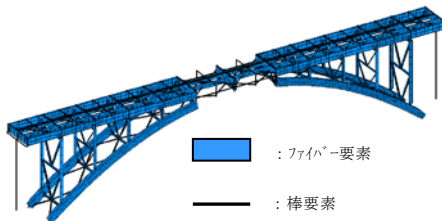


図-11 L2地震時の解析モデル

凡例

- : $1 < \varepsilon / \varepsilon_y < 2$
- : $2 < \varepsilon / \varepsilon_y < 4$

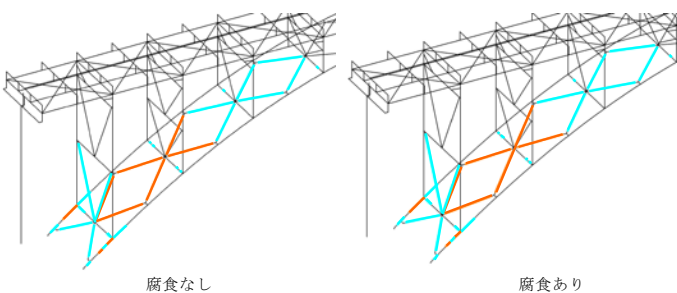


図-12 L2地震時の解析結果（塑性領域図）

腐食無しと比較すると塑性領域は全く拡大していないことが分かった。このことから下弦横桁は、L2地震時において全体構造系の安定性には無関係であり、したがって同腐食部が部分的に降伏しても問題ないことを確認した。

4. まとめ

もともと道示の照査式は局部的な減肉断面の耐力評価を前提としていないため、過年度の照査方法のように、この式に減肉部の断面性能を入れて照査する方法には無理があった。そのため本検討では、改めてFEM解析を用いて、局部的な減肉を有する部材の局部座屈耐力やそれが全体構造系に及ぼす影響について評価する方法を採用した。以下にこの検討結果を総括する。

- ① アーチリブおよび下弦横桁腹板に関し、局部的な減肉を有する部材について、腐食部をモデル化したFEM解析をもとに座屈耐力を算定した。その結果、パネル全体が一様に減肉したと仮定して求めた耐力よりもかなり大きいことが分かった。
- ② 下弦横桁フランジに関し、減肉による局所的降伏が全体構造系の安定性に影響をおよぼすか否かを、腐食部をモデル化したファイバー要素による全体有限変位解析（時刻歴応答解析）により照査した結果、当該部位の降伏に関係なく全体構造系は安定であることを確認した。
- ③ ①、②のように、部分的な減肉が局部座屈耐力や全体構造系の安定性に及ぼす影響を適切に評価することにより、本橋の場合、全ての腐食箇所について補修不要との結論を得た。

以上の検討結果を踏まえ、今後は、他橋にもこの考え方や手法を適用し、さらなる維持管理コストの縮減を図っていきたい。

高橋節哉*



愛媛県土木部道路都市局道路維持課主幹（前愛媛県南予地方局八幡浜土木事務所 道路課課長）
Setsuya TAKAHASHI

相原博紀**



愛媛県土木部道路都市局道路維持課道路保全係担当係長（前愛媛県南予地方局八幡浜土木事務所 道路課道路グループ 専門員）
Hiroki AIBARA

中野正則***



一般財団法人土木研究センター 審議役
Masanori NAKANO

安波博道****



一般財団法人土木研究センター 材料・構造研究部長、博(工)
Dr.Hiromichi YASUNAMI

落合盛人*****



一般財団法人土木研究センター 材料・構造研究部次長
Morito OCHIAI