

繰返し荷重により座屈損傷を受けた鋼板の極限強度

Ultimate Strength of Steel Plate Damaged by Cyclic Loading

池内智行*, 田口大介**

Tomoyuki Ikeuchi and Daisuke Taguchi

*工博, 鳥取大学助手, 工学部土木工学科 (〒680-8552 鳥取市湖山町南 4-101)

**工修, ハルテック(〒511-0021 大阪市大正区南恩加島 6-20-34)

Ultimate strength of damaged steel plate is investigated by using elasto-plastic finite element method. Analytical model is simply supported at all edges and introduced initial deflection and residual stress. We defined the out-of-plate deflection of the plate center after the cyclic loading as damage deflection. The relationship between the damage deflection and ultimate strength of damage plate is discussed from analyzed results. The decreasing of ultimate strength depends on the only damage deflection when the damage deflection exceeds the limit value that is decided by width-thickness parameter. In the case that the damage deflection is smaller than the limit value, the ultimate strength equals with the one of the undamaged steel plate. The estimation procedure of ultimate strength of damaged steel plate is proposed. With proposed procedure, it is easily possible to estimate the strength of damaged steel plate by measuring the width-to-thickness parameter and damage deflection.

Key Words: steel plate, earthquake damage, out of flatness, ultimate strength, FEM

キーワード: 鋼板, 地震損傷, 面外たわみ, 極限強度, FEM

1. はじめに

地震による鋼製橋脚の特徴的な被害として過大な圧縮力が生じた部位での局部座屈が挙げられる。兵庫県南部地震(1995)では、写真-1のような被害が多数発生した。写真-1では、局部座屈が補剛材に囲まれた板パネルで発生していることが分かる。このような座屈被害では、面外たわみの増大や繰返し塑性履歴により耐荷力の低下が問題となる。そのため、地震後の復旧作業では、耐荷力の回復を目的とした補修・補強が被災橋脚に対して実施される。

鋼製橋脚が多く立地する都市部で起きた兵庫県南部地震では被災した橋脚に対してこのような補修・補強作業が行われたが、その際に震災対策便覧が参照された¹⁾。この震災対策便覧²⁾によれば表-1に示すように被災度の判定を補剛板の面外たわみ量により判定することになっている。この基準では、横リブ間隔を基本量としてその1%と3%のへこみまたはふくらみが被災度の判断基準となっている。判定されたそれぞれの被災度別に残存強度が評価できるため、これにより補修の程度や実施の有無が判断された。しかし、この判断基準の根拠については対策便覧にも明記されているとおり「もとになる実験データが少ないため、今後検討すべき点が残されているが、おおよその目安を与えるもの」であり、詳細な検討の余地が残されている。

特に今後日本では、大規模な地震の発生が懸念されており、地震調査研究推進本部によれば30年以内に南海地震が発生する確率は40%程度、東南海地震では50%程度との評価が発表されている³⁾。このため、大規模地震の発生に備えて被災後の適正な復旧基準を早急に整備しておくことが必要である。

それにもかかわらず、地震被害を受けたあとの鋼構造物の耐荷力評価に関する詳しい検討はこれまで行われていない。座屈後の耐荷力評価に関しては、RhodesとMateusによる後座屈強度に関する研究がある。Rhodes⁴⁾は摂動法を用いて初期たわみを持つ平板の弾性範囲内での荷重-変

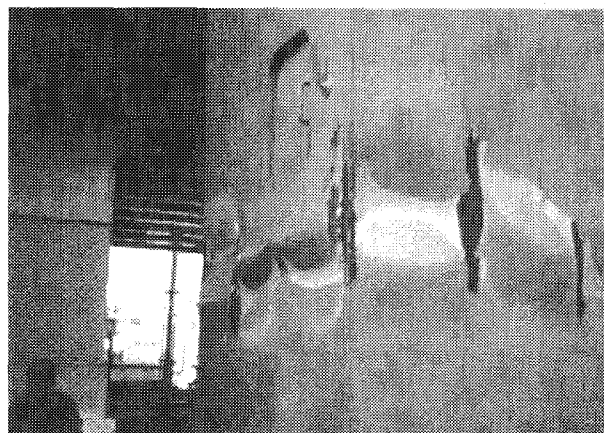
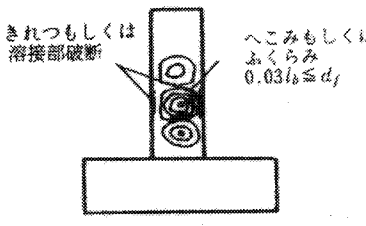
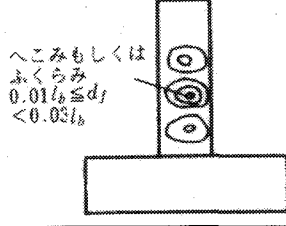
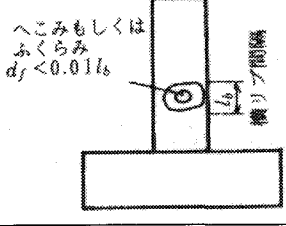


写真-1 鋼製橋脚の座屈被害

表-1 鋼製橋脚の被災判定表(抜粋)²⁾

被災度	A:大被害	B:中被害	C:小被害
残留変形量	$0.03l_b \leq d_f$	$0.01l_b \leq d_f < 0.03l_b$	$d_f < 0.01l_b$
被害状況			
残留強度	$0.6P_u$ 以下	$0.8P_u \sim P_u$	P_u

ここで、 d_f :板パネルのへこみもしくはふくらみ、 l_b :横リブ間隔、 P_u :終局耐力を示す。

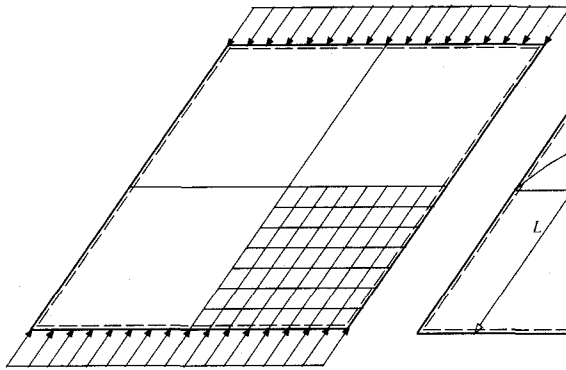


図-1 解析モデル

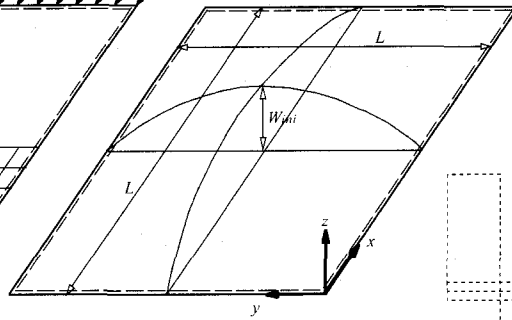


図-2 初期たわみ

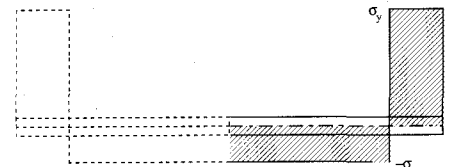


図-3 残留応力

位、荷重-たわみ曲線についてまとめている。また Mateus ら⁹⁾は有限要素法を用いて初期たわみが後座屈強度に及ぼす影響について調べている。このように、単調載荷を行った場合の後座屈強度の関係については既に研究が行われている。しかし、地震時のように繰返し荷重を受けた後の、座屈強度について詳細に調べられているものはみられない。

そこで、本研究では繰返し履歴により座屈損傷を受けた平板の耐荷力（以後、これを残存強度と呼ぶ）について検討を行い、その評価式を提案する。適切な評価式を用いることにより、地震被害橋脚の残存強度について正確に把握することが可能となる。そしてこれは、被災橋脚に対する補修の必要性の判断や、補修順序のプライオリティの設定、交通（荷重）制限の設定などに有効な判断基準となりうる。

2. 座屈損傷を受けた鋼板の極限強度解析

本研究では、写真-1 で示すような補剛材間の板パネルで起きた座屈損傷の場合を対象として残存強度を調べる。残存強度の評価には、弾塑性有限変位解析プログラム (NASHEL)¹⁰⁾を用いた。解析では、座屈被害を起こした板パネルを部分モデルとして取り出し、地震時の荷重状態を再現して作用させることで座屈被害を発生させた。その後、板パネルの極限強度について求めた。

2.1 解析モデル

解析モデルを図-1 に示す。鋼製橋脚の補剛材間の板パ

ネルを対象とした部分モデルとした。境界条件は周辺単純支持である。解析モデルのアスペクト比については以下のように決めた。

過去の実績調査⁷⁾によれば補剛材間のアスペクト比は2～6 の範囲にあるものが95%となっている。しかし、純圧縮を受ける周辺単純支持板では、理論的にはアスペクト比が1,2,3,...等の整数の場合にその板の幅厚比での最小座屈荷重であること⁸⁾、また道路橋示方書 II¹¹⁾においても局部座屈に対する許容応力はアスペクト比によらず評価していることを考慮して、解析モデルは最も単純となるアスペクト比1.0とした。

なお、解析モデルは8 節点アイソパラメトリックシェル要素で図-1 に示すような分割を行い、構造と変形の対称性から1/4 モデルとしている。

解析モデルの鋼種として SM490 を考えた。繰返し荷重を受ける鋼板を精度良く解析するため、材料構成則として単調載荷曲線を基にした構成式¹⁰⁾を用いた。使用した材料定数の主な値について表-2 に示す。他の材料定数は文献 10)に従った。また、解析モデルの初期不整については初期たわみと残留応力を考慮した。初期たわみは図-2 に示すように、最小座屈荷重となる1 次の座屈モードと同じ形状とした。初期たわみを図-2 の x, y の関数で表

表-2 材料定数

鋼種	弾性係数E (N/mm ²)	降伏応力 σ_y (N/mm ²)	ポアソン比 ν
SM490	2.08×10^5	382.2	0.3

すと式(1)となる。

$$w_{ini} = W_{ini} \sin \frac{\pi}{L} x \sin \frac{\pi}{L} y \quad (1)$$

解析モデルでは、板中央でのたわみの最大値 W_{ini} は道路橋示方書 II⁹⁾にある製作時の許容誤差 $L/150$ とした。 L は板幅を示す。 また、残留応力については溶接の影響を考慮して、断面で図-3 に示す分布となるよう与えた。 板中央部での圧縮残留応力 σ_c の大きさについては降伏応力の 0.3 倍とした。

残留応力の大きさは単調圧縮を行ったときに極限強度が、文献 11) で提案されている圧縮板の下限値強度曲線とほぼ一致するように定めた。 文献 11) の下限値曲線は既往の実験、解析双方のデータを統一化して提案されたものであり、式(2)に示す。

$$\frac{N_u}{N_y} = \begin{cases} 1 & (R \leq 0.5) \\ \left(\frac{0.5}{R} \right)^{0.80} & (R > 0.5) \end{cases} \quad (2)$$

ここで、 N_u : 極限強度、 N_y : 降伏強度、 R : 幅厚比パラメータ

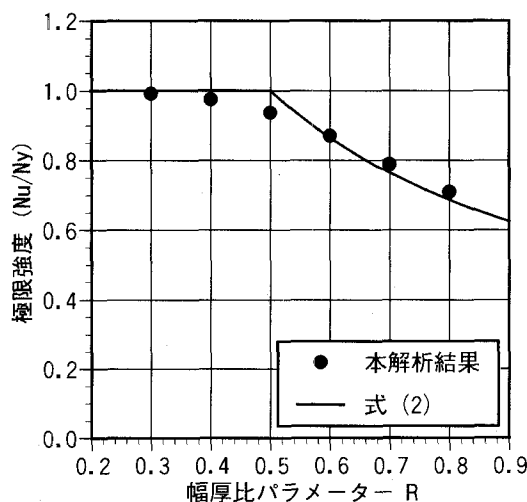


図-4 極限強度-幅厚比パラメータ

を示す。極限強度と降伏強度は圧縮を正とする。また、幅厚比パラメータは以下の式で定義されるものとする。

$$R = \frac{L}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\sigma_Y}{\kappa\pi^2 E}} \quad (3)$$

ここで、 t : 板厚、 ν : ポアソン比、 σ_Y : 降伏応力、 E : 弾性係数、 κ : 座屈係数 (=4.0, 周辺単純支持板の純圧縮の場合は最小値が 4.0 のため) を示す。

確認のために、幅厚比パラメータを変化させた解析モデルとその時の極限圧縮強度の関係を図-4 に示す。式(2) とほぼ一致していることが分かる。

2.2 解析手順

弾塑性 FEM 解析で座屈損傷後の残存強度を求めるため、図-5 に示す順序で荷重を作用させた。まず STEP1 では、地震時の荷重を模擬するため載荷辺に面内の繰返し圧縮引張を与える。これにより、解析モデルに座屈損傷が発生することになる。次に、STEP2 で載荷辺に圧縮荷重を載荷した。STEP1 から STEP2 に移行する前には、荷重が 0 になるまで除荷を行った。このときの除荷過程ではほぼ弾性範囲内での変形となる。そのため STEP2 での極限強度は STEP1 の最終点での強度とほぼ等しくなると予想

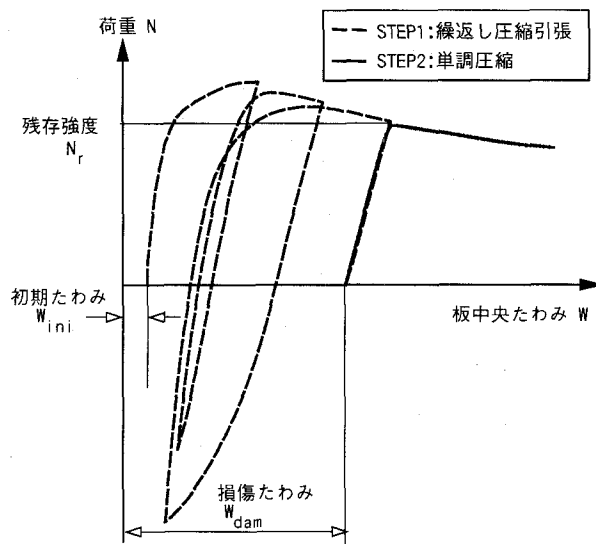


図-6 荷重-たわみ曲線

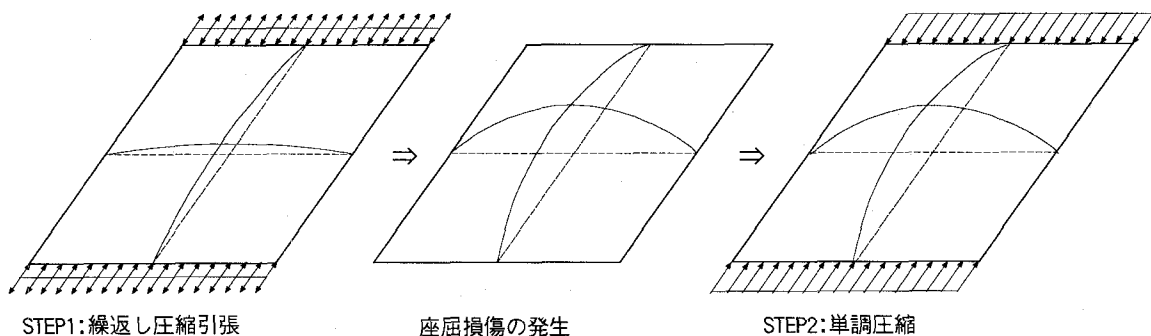
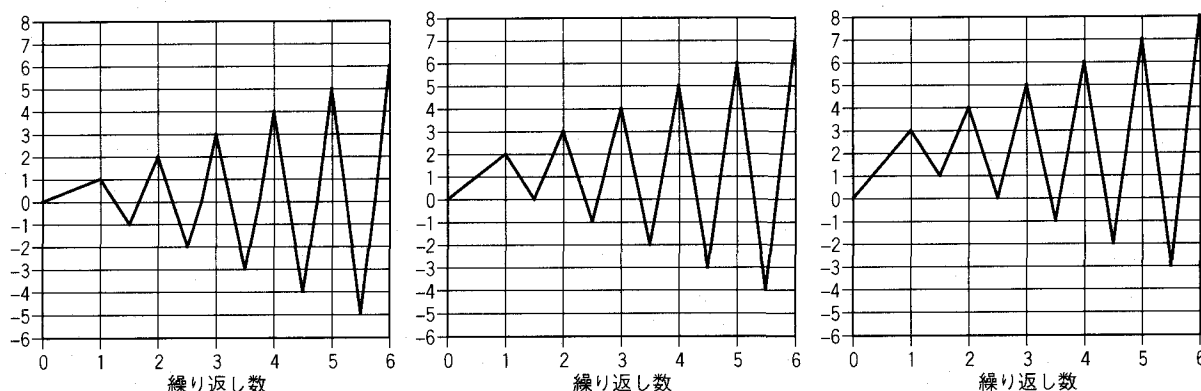


図-5 解析手順



(a) C0 タイプ

(b) C1 タイプ

(c) C2 タイプ

図-7 STEP1での繰返し荷重パターン

表-3 解析パラメータ

	パラメータの範囲
幅厚比パラメータR	0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8
STEP1での繰返し荷重タイプ	C0, C1, C2
STEP1での繰返し数	1, 2, 3, 4, 5, 6

されるが、損傷後の強度を厳密に求めるため STEP2 での極限強度を残存強度として評価した。

この解析を行った時の載荷辺での荷重と板中央での面外たわみとの関係を図-6 に示す。図-6 では圧縮荷重を正值として描いている。図に示すように、STEP1 の後で除荷を行った時の面外たわみを損傷たわみ w_{dam} として定義する。また、STEP2 での最大圧縮荷重を残存強度 N_r として定義した。

地震時を模擬した STEP1 での繰返し荷重は、図-7 の 3 種類を考えた。地震時に繰返し水平荷重が作用する鋼製橋脚では、基部付近のフランジで面内の繰返し圧縮引張を受けるため、既往の研究での載荷パターン^{12),13)}を参考にして C0 タイプのようなパターンを考えた。図-7 の縦軸で ε は載荷辺の変位を板長さ L で除した板全体での平均ひずみを示す。 ε_s は降伏ひずみを示す。C0 タイプの他に鋼製橋脚が片振りになったことを想定して繰返し載荷の中心が圧縮側にずれた C1, C2 タイプも考えた。なお、各荷重タイプで、繰返し数がそれぞれ 1, 2, 3, 4, 5, 6 回の場合について残存強度を求めた。例えば、繰返し数が 3 回の場合では、図-7 で横軸の繰返し回数 3 までの経路で載荷辺に繰返し変位を与えて STEP1 を終了させた。

2.3 解析パラメータ

解析モデルの幅厚比パラメータの範囲は 0.3~0.8 とした。これは、道路橋示方書 II⁹⁾の圧縮を受ける両縁支持板の項目で、鋼製橋脚の基部のようにじん性が要求される部位では $R \leq 0.7$ で設計する規定と、過去の実績調査⁷⁾では補剛材間板パネルの R の範囲が 0~0.8 にあるとことを参考に決定した。この他の解析パラメータについても表-3 にまとめた。解析ケースの数は、表-3 より $6 \times 3 \times 6 = 108$ ケースである。

3. 解析結果

3.1 荷重-たわみ曲線の基本特性

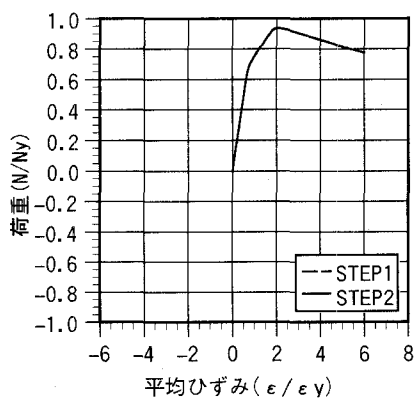
図-8 に、弾塑性 FEM 解析から求めた荷重-平均ひずみ関係を示す。図の縦軸は載荷辺での荷重を降伏荷重で無次元化したもの、横軸は載荷辺の変位を板長さで除して平均ひずみとした値をさらに降伏ひずみで無次元化したものとなっている。解析モデルの幅厚比パラメータは 0.5 である。図-8(a)は繰返し荷重を作用させないで圧縮した解析ケース、(b),(c)は C0 タイプの繰返し荷重をそれぞれ 3 回と 6 回まで載荷した後、圧縮を行った解析ケースとなっている。図に示すように、平均ひずみを $\pm 1\varepsilon_s$, $\pm 2\varepsilon_s$, $\pm 3\varepsilon_s$... と漸増させたあと除荷を行い、さらにその後圧縮を与えている。

図-9 に同じ解析から得られた荷重と板中央たわみの関係を示す。図-9(a),(b),(c)がそれぞれ図-8(a),(b),(c)の場合に対応している。図の横軸は解析モデル中央での面外たわみを板厚で無次元化している。繰返し荷重を 3 回受けた図-9(b)と 6 回受けた図-9(c)を比較すると分かるように、繰返し回数の多い場合のほうが板中央たわみが増大している。また、図中の記号 ∇ は損傷後の荷重のピーク値を示しているが、板中央たわみが増大すると極限値が低下していることが分かる。

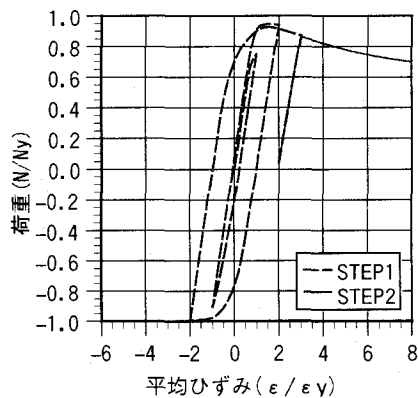
3.2 幅厚比パラメータの影響

図-10(a)は、幅厚比パラメータ 0.7 の場合について残存強度を求めた STEP2 の部分のみを取り出して描いたものである。図中の凡例で M は繰返し荷重をまったく作用させなかった場合、C0-1 は載荷パターンが C0 で 1 回の繰返し、C0-2 は 2 回の繰返しの後、残存強度を求めた場合であることを示す。図中でそれぞれの曲線の開始点のたわみは損傷たわみとなっているが、繰返し回数が多いほど損傷たわみが大きくなっていることが分かる。また損傷たわみが大きい場合ほど極限強度が小さくなっていることが分かる。

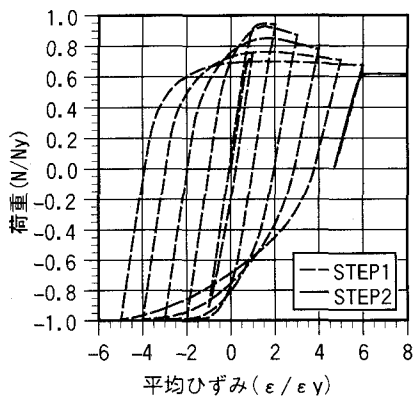
図-10(b)は、幅厚比パラメータ 0.5 の解析結果である。繰返し荷重の繰返し数に伴いたわみが増大し、それにつれて極限強度が減少するという傾向は幅厚比パラメータ 0.7 の場合と同様である。しかし、0.7 の場合に比較し



(a) 単調載荷, $R=0.5$

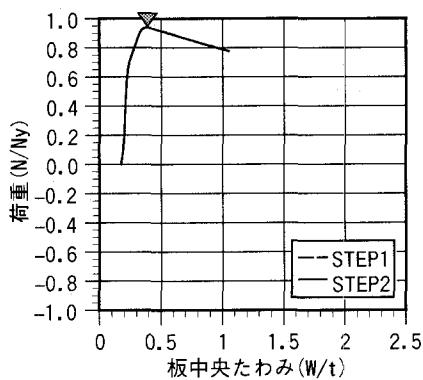


(b) C0 タイプ繰返し数3回, $R=0.5$

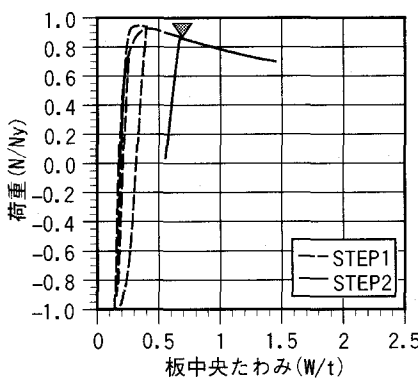


(c) C0 タイプ繰返し数6回, $R=0.5$

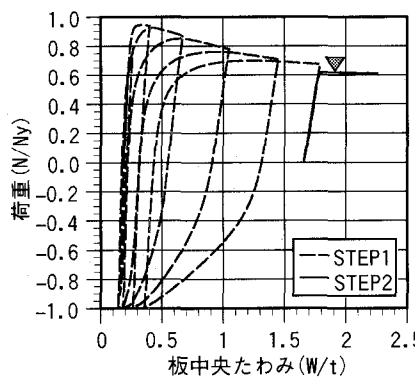
図-8 荷重-平均ひずみ関係



(a) 単調載荷, $R=0.5$

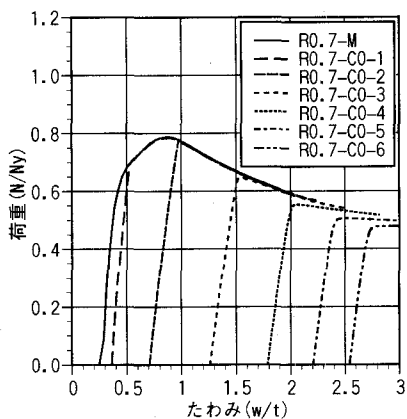


(b) C0 タイプ繰返し数3回, $R=0.5$

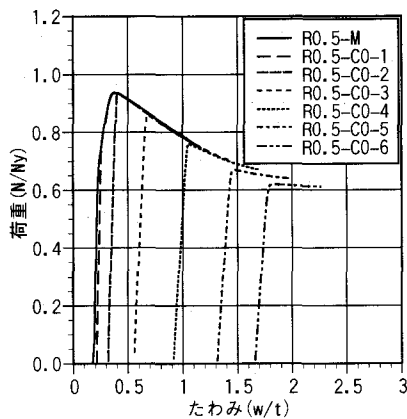


(c) C0 タイプ繰返し数6回, $R=0.5$

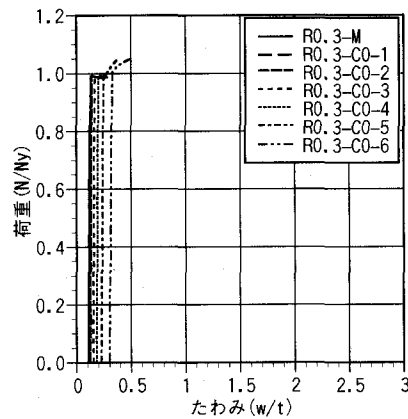
図-9 荷重-板中央たわみ関係



(a) 荷重-たわみ($R=0.7, C0$)

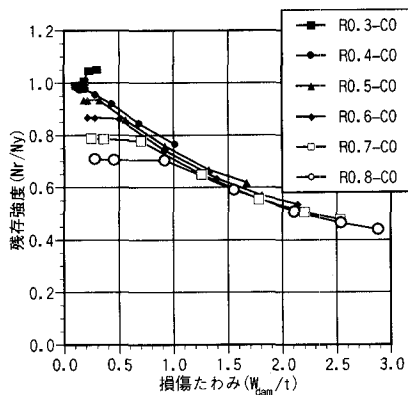


(b) 荷重-たわみ($R=0.5, C0$)

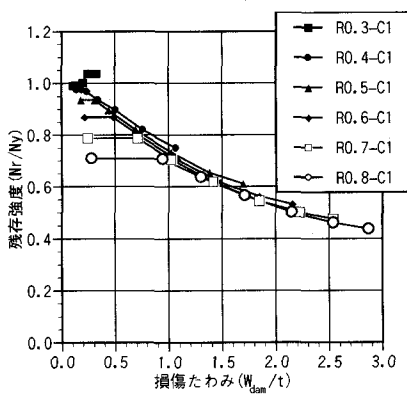


(c) 荷重-たわみ($R=0.3, C0$)

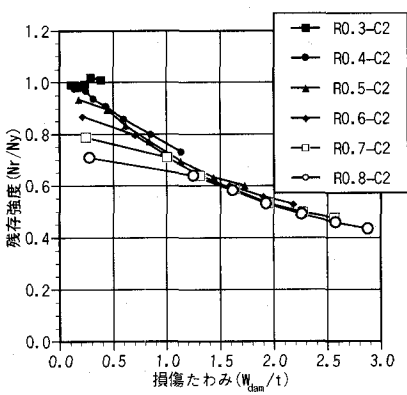
図-10 残存強度解析結果



(a) 繰返し荷重 C0 タイプの場合



(b) 繰返し荷重 C1 タイプの場合



(c) 繰返し荷重 C2 タイプの場合

図-11 損傷たわみ-残存強度の関係

て同じ履歴を受けたとき、発生する損傷たわみが小さくなっていることが分かる。

図-10(c)は、幅厚比パラメータ 0.3 の解析結果である。他の幅厚比パラメータの場合と比較して損傷たわみの発生が非常に小さい。また、繰返しによって強度の上昇が起き、強度が 1.0 をこえている。これは鋼材のひずみ硬化の影響と思われる。この $R=0.3$ では強度が上昇し続けたため、損傷後から平均ひずみの増分が $6\epsilon_y$ となるまで解析を行い、このときの強度を損傷後強度として評価した。

3.3 損傷たわみと残存強度の関係

図-11 に損傷たわみと残存強度の関係を示す。図-11(a) は繰返し荷重が C0 タイプの場合である。それぞれ、同じ幅厚比パラメータの解析ケースを線で結んでいるが、最も左の点が繰返し荷重を作用させないで圧縮を行った場合のいわば初期強度、次の点から 1, 2, 3, 4, 5, 6 回の繰返し荷重を与えた場合の残存強度を示している。

幅厚比パラメータ 0.4~0.8 のモデルはその幅厚比パラメータ特有の限界損傷たわみに達するまでは初期強度を保ち、限界たわみを超えると損傷たわみの増加に伴って残存強度が低下する傾向となっている。

この時、損傷たわみと残存強度の関係は、幅厚比パラメータによらず一本の曲線に従っていると考えられる。

幅厚比パラメータ 0.3 の場合については損傷たわみが大きくなっても強度の低下は見られず、ひずみ硬化の影響から逆に強度が上昇していることが分かる。

図-11(b) は C1 タイプの繰返し荷重を与えた場合であるが、C0 の場合と同様の傾向であることが分かる。また、損傷たわみと残存強度の関係も C0 タイプとはほぼ同じ曲線を示している。

図-11(c) は C2 タイプの繰返し荷重の場合を示す。幅厚比パラメータ 0.8 の場合を例にとると、繰返し回数 1 回の場合である左から 2 つ目の点ですでに初期強度よりも低くなっているが、これは限界の損傷たわみを超えているためと考えられる。また、損傷たわみが大きくなるにつれて残存強度が低下する傾向は他の繰返し荷重の場合と同様となっている。

4. 残存強度の理論的考察と評価式の提案

ここでは、面外たわみを有する周辺単純支持板の座屈強度に関して理論的検討を加えた後、求めた理論式を基礎として解析結果をカーブフィットすることで損傷たわみをもつ鋼板の残存強度評価式の提案を行う。

4.1 面外たわみを有する鋼板の理論座屈強度

面内に一方向圧縮を受ける平板の座屈基礎方程式は以下の式で与えられる⁸⁾。

$$D \left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right) = -N_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad (4)$$

この時、平板に対して座標系は図-12 のように定義されて

おり、 w ：板厚中心での面外たわみ、 N_x ：平板に作用している x 方向の単位幅あたりの力(圧縮を正とする)を示す。また、 D は以下に示す。

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} \quad (5)$$

ここで、平板が初期に面外たわみ w_0 を持っていた場合を考える。圧縮力が作用した時、発生するたわみを $\tilde{w}$ とすると全たわみ w との関係は図-13 のようになっているとする。式(4)の左辺は平板内のモーメントに関する項であるため、初期からの平板の曲率の変化だけに関係し w を $\tilde{w}$ とおける。また、右辺は作用している圧縮力が板の曲がりにより発生する分力に関する項であるため w を全たわみ $w = w_0 + \tilde{w}$ で置き換える。これより、初期に面外たわみを持つ平板の座屈基礎式は以下のように求めることができる。

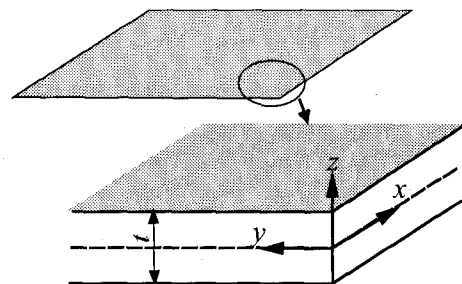


図-12 座標系



図-13 $w, w_0, \tilde{w}$ の定義

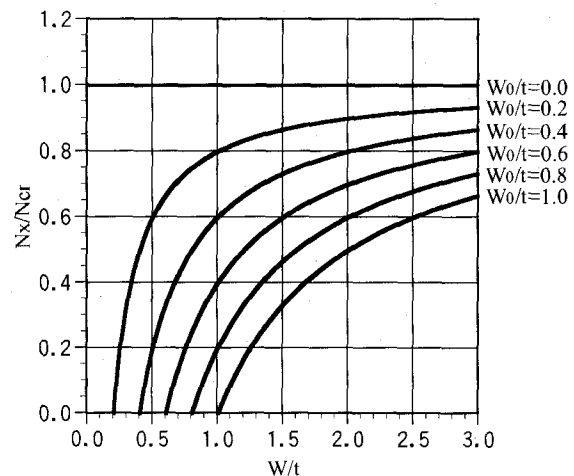


図-14 N_x と W/t との関係

$$D \left(\frac{\partial^4 \tilde{w}}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^2 \tilde{w}}{\partial x^2 \partial x^2} + \frac{\partial^4 \tilde{w}}{\partial y^4} \right) = -N_x \frac{\partial^2 (w_0 + \tilde{w})}{\partial x^2} \quad (6)$$

境界条件を周辺単純支持として、初期の面外たわみ w_0 と圧縮力作用時のたわみ w を、最小座屈荷重を与える 1 次の座屈モード形状になるよう以下のように仮定する。 W_0, W はそれぞれの場合の板中央でのたわみである。

$$w_0 = W_0 \sin \frac{\pi}{L} x \sin \frac{\pi}{L} y \quad (7)$$

$$w = W \sin \frac{\pi}{L} x \sin \frac{\pi}{L} y \quad (8)$$

式(7),(8)を式(6)に代入すると以下の式を得る。

$$\frac{N_x}{N_{cr}} = 1 - \frac{W_0/t}{W/t} \quad (9)$$

ここで、 $N_{cr} = \frac{4\pi^2 D}{L^2}$ で初期に面外たわみがない場合の座屈荷重である。式(9)より荷重とたわみの関係は図-14 のようになる。図よりたわみが増加するにしたがって荷重は座屈荷重 N_{cr} に漸近していくことが分かる。

このとき弾性範囲で考える限り、荷重は単調増加するため極限強度は決まらない。ここで、板の塑性化が始まった点を極限強度と仮定する。板中央($x=L/2, y=L/2$)、板縁端($z=t/2$)での曲げによる応力が降伏応力に達する時は以下の式が成り立つ。

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_x - \nu \epsilon_y) \\ &= \frac{E}{1-\nu^2} \left(-z \frac{\partial^2 \tilde{w}}{\partial x^2} + \nu z \frac{\partial^2 \tilde{w}}{\partial y^2} \right) \bigg|_{z=\frac{t}{2}} = \sigma_y \end{aligned} \quad (10)$$

ここで、 $\sigma_x, \epsilon_x, \epsilon_y$: 添え字方向の応力とひずみを示す。また、式(3)を降伏応力の式に直すと以下ようになる。

$$\sigma_y = \frac{4\pi^2 D}{L^2} \frac{R^2}{t} \quad (11)$$

式(10)に式(7),(8),(11)を代入し、 $x=L/2, y=L/2$ の条件を代入すると以下の式が求まる。

$$W/t = \frac{2R^2}{3(1-\nu)} + W_0/t \quad (12)$$

これより面外たわみが式(12)になったとき極限強度と仮定できる。さらに、式(12)を式(9)に代入すると、極限荷重と初期たわみの関係が求まる。

$$\frac{N_u}{N_y} = R^2 \left\{ 1 - \frac{W_0/t}{2R^2/3(1-\nu) + W_0/t} \right\} \quad (13)$$

4.2 残存強度評価式の提案

図-15 に、図-11(a),(b),(c)に示した数値解析結果のなかで、初期強度と等しくなった解析結果は除いてプロットした。図中で、どの数値解析結果もほぼ同様の傾向を示している。これより、限界となる損傷たわみを超えると繰返し

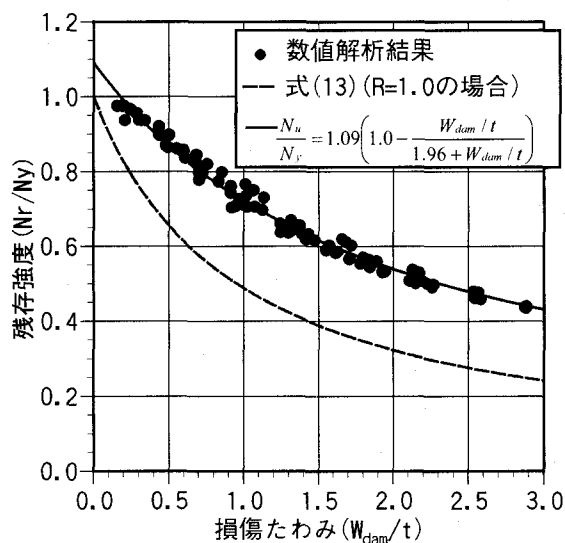


図-15 残存強度評価式

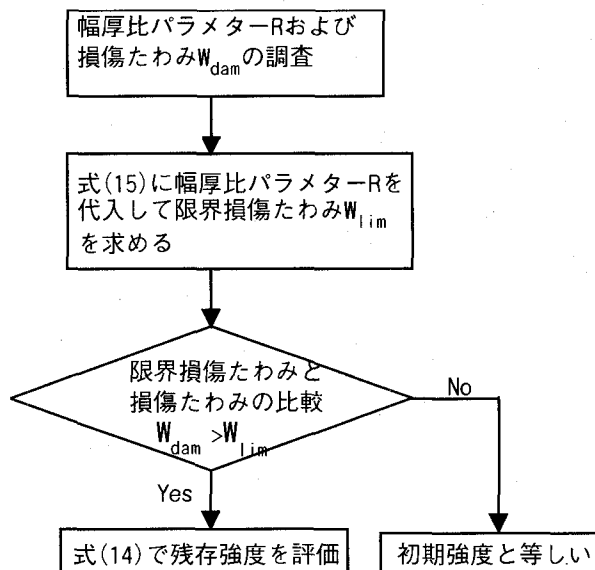


図-16 残存強度の評価手順

荷重タイプによらず損傷たわみによって残存強度を評価できると考えられる。

そこで、前節において理論的考察より求めた圧縮力作用前の面外たわみ量と座屈強度の関係、式(13)を利用して評価することを考えた。圧縮力作用前の面外たわみを損傷たわみとみなして、数値解析結果との比較を図-15に示す。図より数値解析結果とは一致せず、理論的検討により求めた強度式(13)のほうが強度を低く評価していることが分かる。

これは、理論的考察では応力の最大部が最初に塑性化した時を極限強度として定義したのに対して、数値解析では荷重の極大値を極限強度としていることが理由である。数値解析では、断面の一部が塑性化した後の荷重増加や、膜張力による後座屈強度の効果を考慮できるからである。そこで、式(13)の関数形を元にして数値解析結果をカーブフィットすることとした。結果を図-15の実線で示す。図より、数値解析結果と非常によく一致していることが分かる。よって本研究では、この式(14)を損傷たわみを生じた板の残存強度評価式として提案する。

$$\frac{N_u}{N_y} = 1.09 \left(1.0 - \frac{W_{dam}/t}{1.96 + W_{dam}/t} \right) \quad (14)$$

4.3 評価手順の提案

3. で損傷たわみが限界損傷たわみを超えない場合は初期強度とほぼ等しいと考察できたため、式(14)を式(2)に代入して、極限強度を消去すると以下の式(15)のように、幅厚比パラメータと限界損傷たわみの関係を導くことができる。

$$W_{lim}/t = \begin{cases} 0.176 & (0.3 \leq R \leq 0.5) \\ 2.14 \left(\frac{R}{0.5} \right)^{0.8} - 1.96 & (0.5 < R \leq 0.8) \end{cases} \quad (15)$$

これより、損傷後強度の評価手順を図-16のように提案する。まず、座屈損傷を受けた鋼板に関して、幅厚比パラメータ R と損傷たわみ W_{dam} (板中央での残留たわみ) の調査を行う。次に、幅厚比パラメータを式(15)に代入して限界損傷たわみを求める。損傷たわみが、求めた限界損傷たわみより大きければ、強度の低下が起きているため式(14)を用いて残存強度を求める。また、損傷たわみが限界損傷たわみより小さければ初期強度と等しく、耐力性能の低下は起きていないと判断できる。

この評価法を用いると、地震被害を受けた鋼製橋脚の鋼板の幅厚比パラメータと損傷たわみのみ測定することで残存強度の評価が可能となる。

5. 結論

弾塑性有限変位解析を用いて、周辺単純支持板の損傷

たわみと損傷後強度の関係を調べた結果、以下のようなことが明らかになった。

- 1) 鋼板の強度は、繰り返し荷重を受けるにしたがってたわみが累積し、これにつれて強度の低下が起こる。同じ繰り返し履歴を受けても、幅厚比パラメータが大きいほどたわみの累積が大きい。
- 2) 損傷たわみが、限界損傷たわみ以下の場合、ほとんど極限強度の低下が見られず、初期強度(損傷を受けていない鋼板の極限強度)と等しくなる。限界損傷たわみを式(15)で提案した。
- 3) 損傷たわみが、限界損傷たわみを超えると損傷たわみに依存して強度が低下する。強度の低下は载荷パターンには依存しない。その関係を残存強度の評価式(14)として提案した。
- 4) 限界損傷たわみの評価式(15)、残存強度の評価式(14)を用いて地震被害を受けた鋼製橋脚の残存耐力力を評価する手順について提案を行った。

本研究では、補剛材間の板パネルの局部座屈に着目した残存強度評価を行った。実被害では板パネルのみの座屈被害だけでなく、補剛材も同時に座屈を起こすような甚大な被害も報告されている⁹⁾。このような損傷に対する残存強度の評価に対してはさらに検討が必要である。

また、本研究では局部座屈強度のみの評価となっている。局部座屈強度は全体座屈強度と関連しているため、最終的に構造物の残存強度を判断するためには、損傷によって局部座屈強度が低下した場合に及ぼす全体座屈強度への影響を明らかにしていく必要がある。

謝辞：本論文をまとめるにあたり、東北学院大学工学部中沢正利教授、広島大学大学院工学研究科 有尾一郎助手に貴重なご助言を頂きました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて-震災復旧工事誌、1997。
- 2) 日本道路協会：道路震災対策便覧（震災復旧編），昭和63年。
- 3) 日本地震学会：日本地震学会広報誌なるふる、No.29, 2002。
- 4) J.Rhodes: Some observations on the post-buckling behaviour of thin plates and thin-walled members, thin-walled structures, Vol.41, pp.207-226, 2003。
- 5) Antonio F. Mateus and Joel A. Witz: A parametric study of the post-buckling behavior of steel plates, Engineering Structures, Vol.23, pp.172-185, 2001。
- 6) N.Nishimura, S.Murakami and S. Takeuchi: Elasto-Plastic Finite Displacement Analysis of Thin-Walled Shells, Technology Report of Osaka University, Vol.45, No.2231, pp.213-220, 1995。
- 7) 中井博，北田俊行，河井章好，酒造敏廣，吉川紀：鋼製ラーメン橋脚の実績調査（下），橋梁と基礎，

No.7,pp.43-49,1982.

8) 例えば, 倉西茂: 鋼構造, 技報堂出版, 1974.

9) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 2002.

10) 西村宣男, 小野潔, 池内智行: 単調載荷曲線を基にした繰返し塑性履歴を受ける鋼材の構成式, 土木学会論文集, No.513/I-31, pp.27-38, 1995.

11) 土木学会: 鋼構造物の終局強度と設計, 鋼構造シリーズ 6, 1994.

12) 保高篤司, K.A.Ssusantha, 青木徹彦, 野村和弘, 高久達将, 熊野拓志: 長方形断面鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.381-391, 2003.

13) 小野潔, 西村宣男, 西川和廣, 中洲啓太, 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- Φ 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.

14) Yao, T., Nikoov, P.I.: Buckling/Plastic Collapse of Plates under Cyclic Loading, J. Soc. Naval Arch. of Japan, Vol.168, pp.449-462, 1990.

15) 科学研究費補助金研究成果報告書: 動的荷重を受ける鋼構造物の繰返し座屈安定に関する総合的研究, 福本 湧士(研究代表者), pp.203-214, 1992.

16) 後藤芳顕, 王慶雲, 小畑誠: 塑性分岐解析に基づく圧縮板の座屈モードの局所化現象の解析, 土木学会論文集, Vol.543/I-36, pp.55-70, 1995. 1

(2003 年 9 月 12 日 受付)