

鋼製橋脚の延性き裂に対する簡易照査法の再検討 —構造パラメータがひずみ集中補正係数に及ぼす影響—

森 翔吾¹・萩野 勝哉²・葛 漢彬³・康 瀾⁴

¹学生会員 名城大学大学院 理工学研究科建設システム工学専攻 (〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口 1-501)

E-mail:123437017@ccalumni.meijo-u.ac.jp

²藤コンサル(株) (〒461-0034 名古屋市東区豊前町三丁目 43 番地 6)

³正会員 名城大学教授 理工学部建設システム工学科 (〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口1-501)

E-mail:gehanbin@meijo-u.ac.jp

⁴名城大学 JSPS研究員 (同上)

本研究は鋼製橋脚における延性き裂の発生に着目し、延性き裂の発生を簡易的に照査できる手法の確立を目的としている。このために、パラメトリックな解析を行い、構造パラメータがひずみ集中補正係数 β に与える影響の再検討を行った。再検討した補正係数 β を用いた新たな提案手法による予測延性き裂発生点と、*shell* 解析により得られた予測延性き裂発生点を比較した結果、精度良く延性き裂の発生を評価できることを確認した。また、実験より得られた延性き裂発生点とも比較を行い、以前の照査法よりも精度良く延性き裂の発生を予測できることを示した。

Key Word : *Ductile crack, Steel bridge pier, Shell element, Beam element, Damage evaluation*

1. はじめに

1995 年 1 月に発生した兵庫県南部地震の過大な繰り返し荷重の影響により被害を受けた一部の鋼製橋脚の基部および隅角部の形状不連続部(ひずみ集中部)において、ひずみが集中して低サイクル疲労あるいは極低サイクル疲労による脆性的な破壊モードの第一段階に相当する延性き裂が発生したことが知られている¹⁾。同地震で発生した延性き裂は地震発生以前において考慮されていなかったものであり、以降、繰り返し荷重を受けた際の鋼製橋脚隅角部への影響²⁾や有限要素解析を用いて鋼製橋脚供試体の極低サイクル疲労強度評価を試みた研究³⁾、塑性ひずみ範囲と鋼素材の塑性ひずみ-き裂発生寿命曲線を用いた隅角部のき裂発生寿命の検討⁴⁾といった研究が積極的に行われてきた。

兵庫県南部地震以前は、国内の土木構造物において、比較的薄肉断面が多用されていたため、地震動

の影響による地震荷重のような低サイクルで過大な繰り返し荷重を受ける場合、鋼製橋脚の主要な破壊形式は局部座屈であった。そのため、耐震設計においては、延性き裂の影響は考慮されていなかった。

同地震の発生を契機として、土木構造物の局部座屈を防ぐこと、また、変形性能の向上を目的として橋脚の断面は厚肉断面が多用されることとなった。しかし、厚肉断面の橋脚における主な破壊形式は、局部座屈の発生に先行して延性き裂を起因とする脆性的な破壊となる可能性が高い。従って耐震設計においては、局部座屈の発生だけでなく延性き裂の発生も評価することが必要となった。

延性き裂の発生を起因とした一連の破壊機構を考慮した場合、設計においてどの時点を破壊基準と捉えるのかが問題となる。最も厳しいのは延性き裂の発生を破壊基準と捉える場合である。次に延性き裂の進展、脆性破壊が破壊基準として考えられる。しかしながら、延性き裂進展から脆性破壊に至る機構

が十分に解明されていない現状では、これらを設計段階で評価することは非常に困難である。この観点から筆者らは、延性き裂の発生を破壊基準として捉え、Miner 則および Manson-Coffin 則に基づく損傷度評価指標を用いてき裂の発生を評価する手法を考案してきた⁵⁻⁷⁾。次式を用いることで鋼製橋脚基部および隅角部に発生する極低サイクル疲労による延性き裂発生を *shell* 解析により評価できることがわかっている。

$$D = C \sum (\varepsilon_{pr})^m \quad (1)$$

ここで、 C 、 m は単柱式鋼製橋脚の実験結果をもとに得られた係数であり、SM490 鋼材においては、 $C=9.69$ 、 $m=1.86$ ⁷⁾となる。 ε_{pr} は塑性ひずみ範囲で、抽出にはレンジ法を適用する。

しかしながら、この提案手法は、*shell* 要素を用いた高度な解析手法により対象構造物をモデル化し、有限要素解析を行わなければならないため、実務レベルでの耐震設計への応用は必ずしも容易ではないと考えられる。そこで筆者らは、*beam* 要素を用いた解析モデルによる解析(以降 *beam* 解析と称す)において、モデル基部から抽出した塑性ひずみ範囲を係数 β で補正した次式の延性き裂簡易照査法⁸⁾を提案した。

$$D = C \sum (\beta \cdot \varepsilon_{pr})^m \quad (2)$$

ここで β の値は、無補剛箱形断面においては $\beta=3.73$ 、補剛箱形断面においては $\beta=6.90$ となっている。この係数 β は、シェル要素を用いた解析(以降 *shell* 解析と称す)および *beam* 解析の結果からそれぞれ抽出した塑性ひずみ範囲(詳細については後述)の比であり、*beam* 解析におけるモデル基部などのひずみ集中現象を疑似的に再現する係数である。ひずみ集中補正係数 β は特に幅厚比パラメータによる影響が支配的であるとわかっている⁸⁾。また、係数 β の値は実験供試体を対象として解析を行って算出したため、解析を行ったケース数が十分でなく、構造パラメータの影響を検証しきれていない。そのため、本検討の目的として幅厚比、細長比および板厚をそ

れぞれ変更して作成した解析モデルを用いてパラメトリックな解析を行い、構造パラメータがひずみ集中補正係数 β に及ぼす影響を再検証することで、延性き裂簡易照査法の更なる精度の向上を目的とする。

2. 解析手法

2.1 解析モデル概要

解析対象は、柱頂部に一定軸圧縮力 P と変動変位振幅の繰り返し水平力 H を受ける一様断面の単柱式無補剛箱形断面鋼製橋脚とした。解析には、汎用解析プログラム ABAQUS(ver6.8)に修正 2 曲面モデルを取り込んだものを使用した。作成した解析モデルの諸言を表-1 に示す。本研究では、細長比を 0.3 から 0.5 の 5 ケースとしたが、ここではページの都合上 0.3 のみの諸言を示す。既往の研究⁸⁾において、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ 、幅厚比パラメータ R_f 、板厚 t がひずみ集中補正係数 β に及ぼす影響について検討されていないため、これらのパラメータの違いによる β への影響を検証した。本研究では、 R_f の変動範囲を 0.25 から 0.4、細長比パラメータの変動範囲を 0.3 から 0.5、板厚の変動範囲を 9mm から 30mm のモデルを対象としている。また、軸力比 P/P_y (供試体に与える鉛直荷重 P と全断面降伏荷重 P_y の比)は 0.1 とした。ここで、幅厚比パラメータ R_f と細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は次式で定義される

$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 \cdot 4n^2}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (3)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{2h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (4)$$

上式中、 b =フランジ幅($B-t$)、 t =板厚、 h =橋脚高さ、 σ_y =降伏応力、 E =弾性係数、 ν =ポアソン比、 k =フランジ板の座屈係数= $4n^2$ (n はサブパネル数)、 r =断面 2 次半径である。解析モデルの材料定数を表-2、表-3 に示す。本研究では、材料定数は実験から得られた値ではなく、道路橋示方書において掲載される公称値を使用している。また、使用鋼材は

表-1 解析モデルの諸言(細長比が 0.3 の場合)

モデル名	$\bar{\lambda}$	R	t (mm)	B (mm)	D (mm)	h (mm)	P (kN)	H_y (kN)	δ_y (mm)
case1	0.3	0.25	9	111	93	466	134	90.0	2.65
case2			15	184	154	777	371	251	4.44
case3			20	248	208	1065	650	436	6.01
case4			30	374	314	1598	1463	975	8.96
case5		0.3	9	131	113	560	160	107	3.15
case6			15	218	188	932	445	297	5.25
case7			20	295	255	1277	780	513	7.06
case8			30	442	382	1915	1756	1155	10.6
case9		0.35	9	151	133	652	187	122	3.61
case10			15	252	222	1086	519	340	6.01
case11			20	341	301	1489	911	587	8.08
case12			30	511	451	2233	2049	1322	12.1
case13		0.4	9	172	154	744	214	136	4.01
case14			15	286	256	1241	594	379	6.71
case15			20	386	346	1701	1041	657	9.05
case16			30	580	520	2551	2341	1477	13.5

Note: $\bar{\lambda}$ =細長比パラメータ, R =幅厚比パラメータ, t =板厚, B =フランジ幅(= $b+t$), D =ウェブ幅(= $d-t$), h =橋脚高さ, P =鉛直荷重, H_y =降伏水平荷重, δ_y =降伏水平変位

表-2 材料定数(板厚が 15mm 以下)

σ_y (MPa)	ε_y (%)	E (GPa)	ν
365	0.17	206	0.3
σ_u (MPa)	ε_u (%)	E_{st} (GPa)	ε_{st} (%)
571	25	6.86	1.2

表-3 材料定数(板厚が 16mm 以上)

σ_y (MPa)	ε_y (%)	E (GPa)	ν
355	0.17	206	0.3
σ_u (MPa)	ε_u (%)	E_{st} (GPa)	ε_{st} (%)
588	25	6.86	1.2

Note: σ_y =降伏応力, ε_y =降伏ひずみ, E =ヤング率, ν =ポアソン比, σ_u =引張強さ, ε_u =破断ひずみ, E_{st} =ひずみ硬化開始時の硬化係数, ε_{st} =ひずみ硬化開始時のひずみ

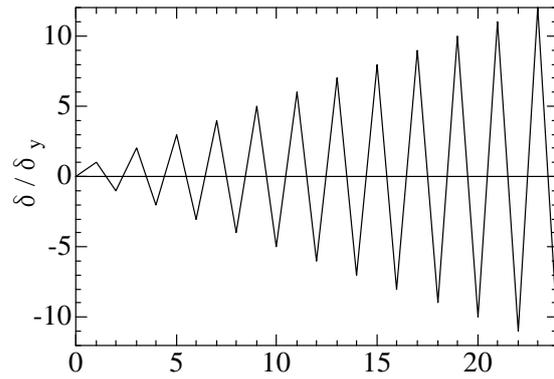


図-1 荷重パターン

実構造物で多く用いられている SM490YA とした。荷重パターンは図-1 に示した 1 サイクルごとの漸増変位振幅繰り返し荷重である。

2.2 beam 解析

解析モデルは、図-2 に示すように無補剛箱形断面を有す単柱式鋼製橋脚である。beam 解析のモデルの概要図を図-3(a), (b) に示す。これまでの検討と同様に、図-3(a) に示したようにモデル全体で 20 分割とした。また、柱部基部では図-3(b) に示す 0.7b の高さまでを 5 分割とした。

2.3 shell 解析

shell 解析においては、図-4(a), (b) に示すように局部座屈が柱部基部に生じること、および柱部基部角部付近の局所的なひずみを入力することを考慮して、柱基部から $2B$ ($\bar{\lambda}=0.3, 0.35$) または $3B$ ($\bar{\lambda}=0.4, 0.45, 0.5$) の高さまでを 4 節点低減積分有限膜ひずみ shell 要素 S4R を用いてモデル化した。ここで用いた B はダイアフラム間隔であり、図-4(a) においては柱部基部から高さ B の位置に、図-4(b) においては柱部基部から高さ B と $2B$ の位置にダイアフラムを設けた。図-4(c) に解析モデル基部の詳細を示す。メッシュの分割方法については、延性き裂が発

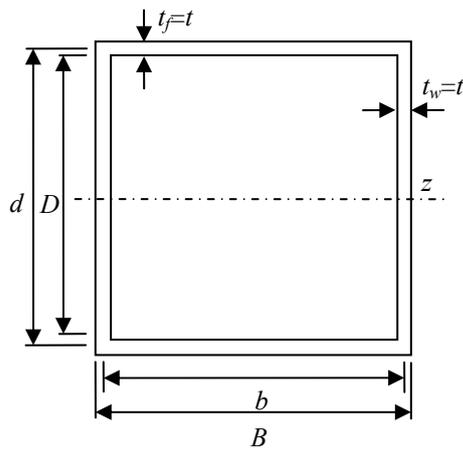
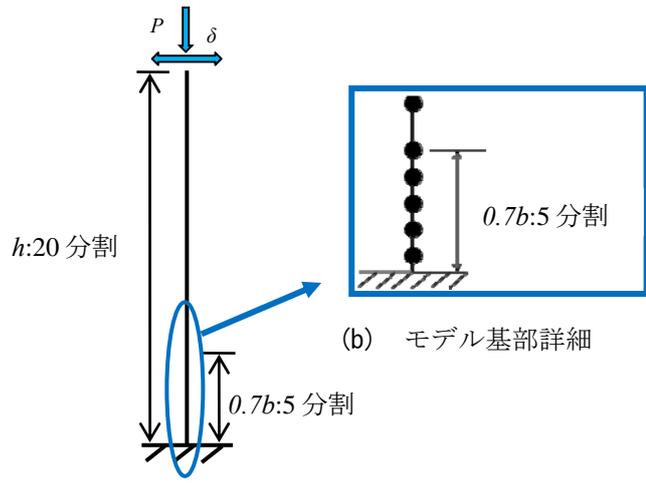


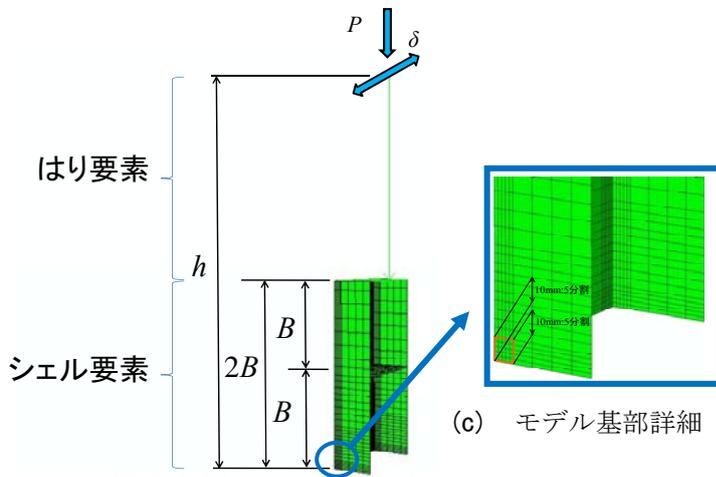
図-2 解析モデル断面図



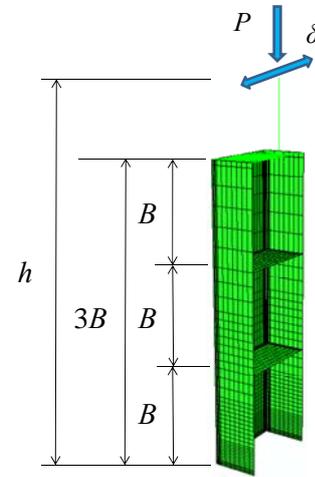
(a) はりモデル概要

(b) モデル基部詳細

図-3 解析モデル概要(*beam* 解析)



(a) 細長比が 0.3, 0.35 の場合



(b) 細長比が 0.4, 0.45, 0.5 の場合

図-4 解析モデル概要(*shell* 解析)

生すると考えられるモデル基部の角部近傍において、既往の研究⁹⁾からメッシュサイズを $2\text{mm}\times 2\text{mm}$ とすることで、精度よく延性き裂の発生を予測できていることから、最小サイズが $2\text{mm}\times 2\text{mm}$ になるよう分割した。また、図-4 に示すように柱部基部からシェル要素以上については *Timoshenko* はり理論に基づくはり要素 *B310S* を用いてモデル化し、はり要素下端と柱部のシェル要素上端を剛体結合とした。なお、解析モデルの対称性及び解析時間の短縮を考慮し、フランジ中心から半分をモデル化した。境界条件については梁部下端を完全固定とし、柱中心の断面が z 軸対象となるように設定した。

2.4 モデル基部のひずみ集中現象

本研究では、*shell* 解析と *beam* 解析により解析対象とする単柱式鋼製橋脚の基部における塑性ひずみ挙動を明らかにした。ここで、図-5 に *beam* 解析と *shell* 解析からそれぞれ抽出した塑性ひずみ履歴を示す。ページの都合上、細長比パラメータが 0.3、板厚が 9mm のモデルにおける *beam* 解析と *shell* 解析の塑性ひずみ履歴について比較を行う。図-5(a), (b) から、解析モデルを詳細に模擬できない *beam* 解析においては、*shell* 解析と同等の塑性ひずみ挙動が再現できないことがわかる。

2.5 ひずみ集中補正係数 β の算出方法

表-4 に幅厚比が 0.25、板厚が 9mm、細長比が

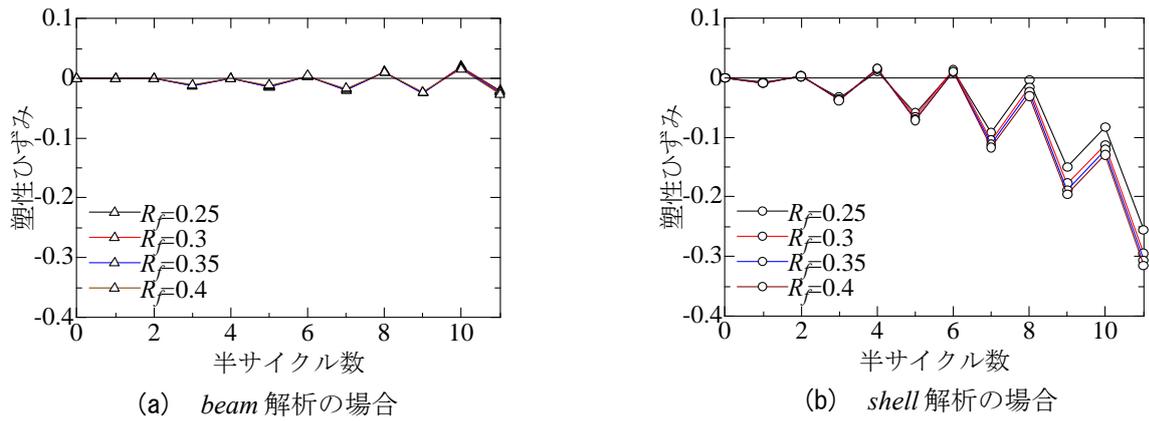


図-5 幅厚比変化による塑性ひずみへの影響

表-4 塑性ひずみの比較(case1)

半サイクル数	塑性ひずみ		$\varepsilon_{pr, shell} / \varepsilon_{pr, beam}$	平均
	$\varepsilon_{pr, shell}$	$\varepsilon_{pr, beam}$		
0	0.000	0.000	-	3.550
1	0.007	0.000	-	
2	0.010	0.000	-	
3	0.035	0.013	2.715	
4	0.044	0.013	3.369	
5	0.070	0.015	4.776	
6	0.072	0.019	3.876	
7	0.104	0.023	4.464	
8	0.088	0.031	2.866	
9	0.146	0.035	4.124	
10	0.067	0.044	1.511	
11	0.173	0.041	4.251	
		合計	31.952	

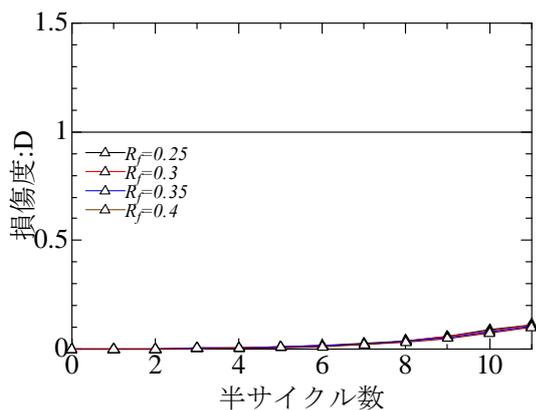
0.3 の場合のモデルの塑性ひずみ範囲の比較を示す。このモデルでは、11 半サイクル数で損傷度が 1 を超えたので、塑性ひずみ範囲、塑性ひずみ範囲比ともに 11 半サイクル数までの値を載せている。塑性ひずみは、全ひずみより降伏ひずみを除いたものである。表-4 において、shell 解析の塑性ひずみ範囲を $\varepsilon_{pr, shell}$ とし、beam 解析の塑性ひずみ範囲を $\varepsilon_{pr, beam}$ とした。shell 解析で得られた塑性ひずみ範囲を beam 解析で得られた塑性ひずみ範囲で除し、塑性ひずみ範囲比を求める。同様にして、解析を行った全てのモデルにおいて損傷度が 1.0 に達した半サイクル数までの塑性ひずみ範囲比を求め、平均したものをひずみ集中補正係数 β とする。

3. 解析結果

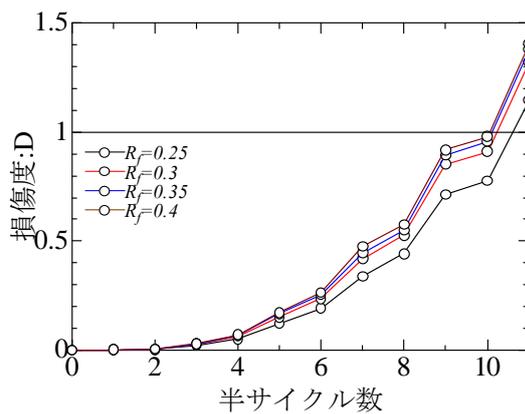
3.1 構造パラメータによる β への影響

(1) 幅厚比変化による β への影響

幅厚比変化による塑性ひずみへの影響について、2.4 節で述べたように、図-5 の幅厚比変化による塑性ひずみは beam 解析においてはほとんど影響を与えていないが、shell 解析においては幅厚比変化による影響が顕著に見られ、幅厚比が 0.25 から 0.4 と大きくなるにつれて、塑性ひずみが増大していることがわかる。また、図-6 に示した幅厚比変化による損傷度の影響においても、beam 解析においては幅厚比変化による損傷度への影響は見られないが、shell 解析においては幅厚比が大きくなるごとに、



(a) beam 解析の場合



(b) shell 解析の場合

図-6 幅厚比変化による損傷度への影響

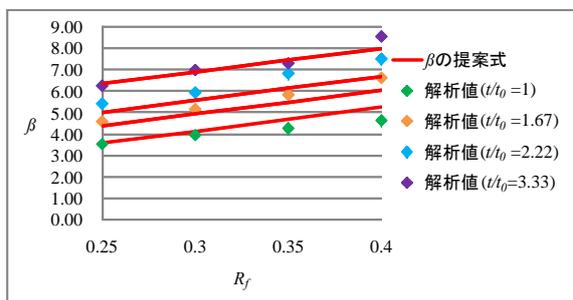


図-7 幅厚比が β に及ぼす影響

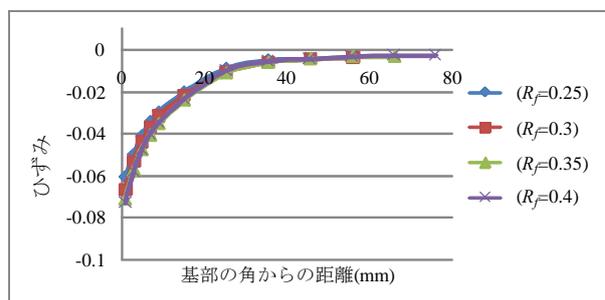


図-8 異なる幅厚比の解析モデルにおけるひずみ分布図(shell 解析)

損傷度が増大しており、予測延性き裂の発生が早くなっていることがわかる。上述した傾向を踏まえた上で、図-7、図-8 を用いて幅厚比とひずみ集中補正係数の関係について考察を行う。図-7 をみると、幅厚比が大きくなると β も右肩上がりに徐々に大きくなっていることがわかる。また、モデル基部において中央部からコーナー部にかけてのひずみの推移を示した図-8 をみてみると、コーナー部にひずみが集中し、中央部にはあまりひずみが集中していないことがわかる。一般的に幅厚比パラメータが 0.25 から 0.4 の厚肉断面においては、基部における破壊形式は局部座屈よりも延性き裂の発生が先行するパターンである。そのため、式(3)から板厚が一定で幅厚比が大きくなると板幅が大きくなり、板中央部のひずみが小さくなるのに対してコーナー部のひずみ比較的に大きくなる傾向がある。そのため、図-7 に示すように幅厚比が大きくなるに伴い、ひずみ集中係数が増大したものと考えられる。

(2) 板厚変化による β への影響

解析により得られたモデル基部の塑性ひずみ履歴、損傷度履歴をそれぞれ図-9、図-10 に示す。図-9、図-10 共に、前項の幅厚比パラメータの影響と同様に beam 解析では板厚の影響がほとんどみられないが、shell 解析では板厚の違いによる影響が確認でき、板厚が増すと同時に塑性ひずみ履歴、損傷度共に増加する傾向がみられた。この傾向を踏まえて、図-11、図-12 を用いて板厚変化による β への影響について考察を行う。図-11 をみると板厚が 9mm、15mm、20mm、30mm と厚くなるに伴い、 β が右肩上がりに徐々に大きくなっていることがわかる。次に、図-12 のひずみ分布図をみると、板厚が増すごとに基部の角部でのひずみが増大していることが確認できる。これは、式(3)より板が厚くなると板幅が大きくなり、板中央部のひずみが小さくなるのに対してコーナー部のひずみが大きくなる傾向があるため、図-11 のように板が厚くなると β も増大する

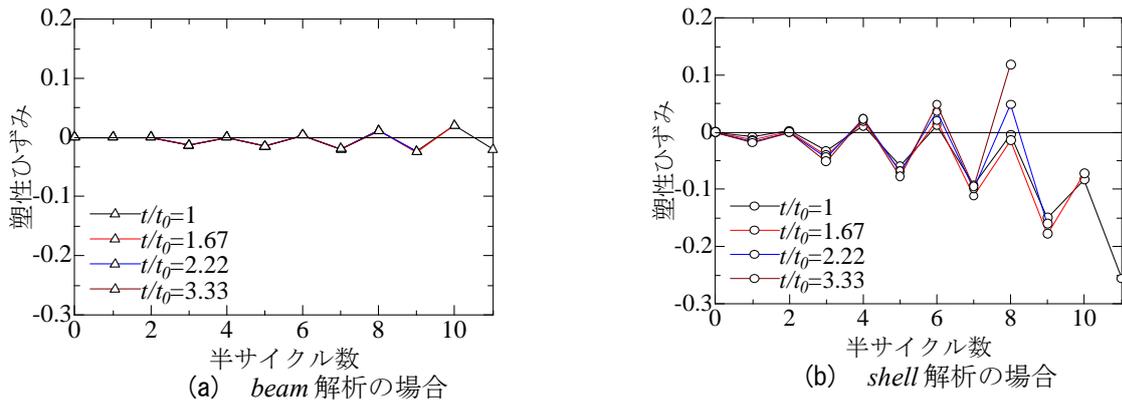


図-9 板厚変化による塑性ひずみへの影響

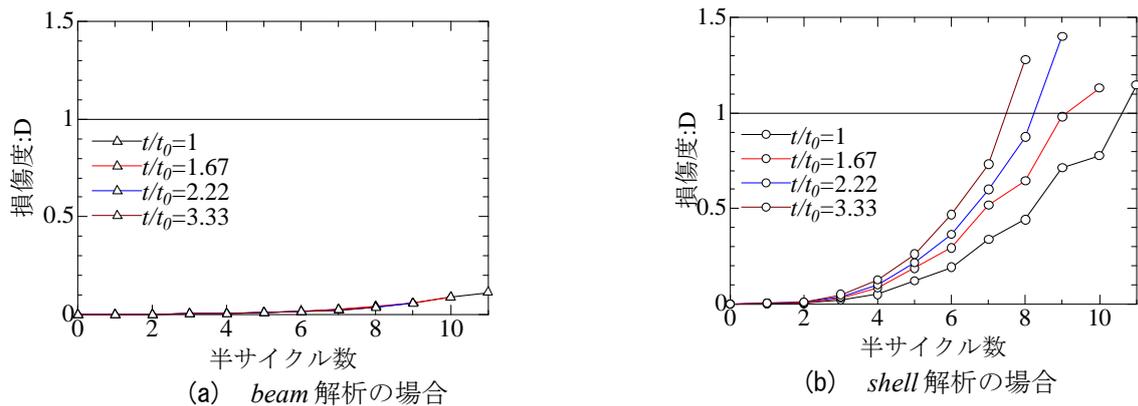


図-10 板厚変化による損傷度への影響

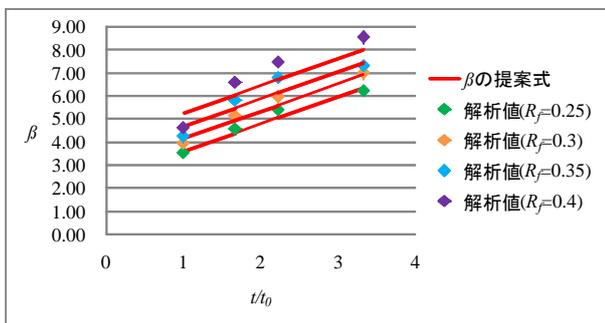


図-11 板厚が β に及ぼす影響

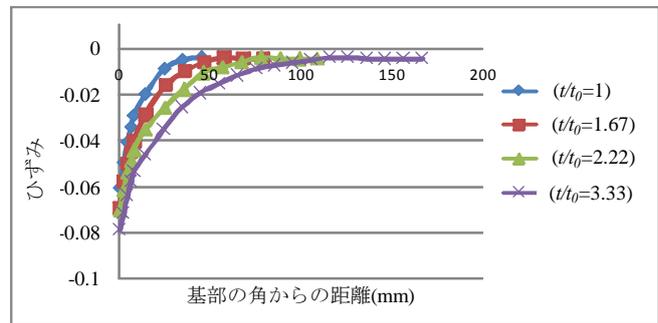


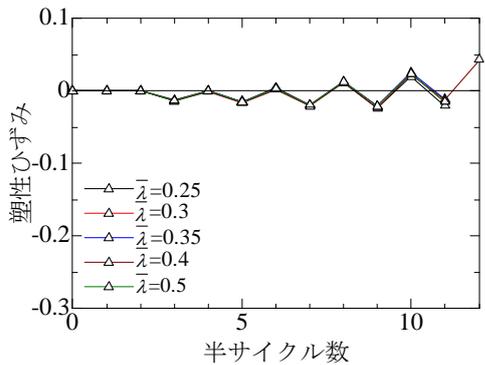
図-12 異なる板厚の解析モデルにおけるひずみ分布図

と推察できる。

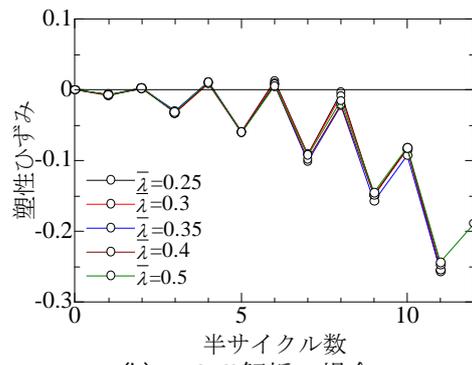
(3) 細長比変化による β への影響

ここに、異なる細長比が β に及ぼす影響について考察を行う。解析により得られたモデル基部の塑性ひずみ履歴、損傷履歴をそれぞれ図-13、図-14 に示す。図-13、図-14 をみると、3.1の(2)、(3)項でも述べたが、*beam* モデルを用いた解析の結果からは細長比変化による変化はほとんど見られない。次に、*shell* モデルを用いた解析では、細長比パラメータが 0.3, 0.35, 0.4, 0.45, 0.5 と大きくなるごと

に、塑性ひずみでは若干の減少がみられ、損傷度においては明らかに減少していることがわかる。図-15、図-16 に細長比が β に及ぼす影響についての図と、ひずみ分布図を示す。図-15 をみると、 β は塑性ひずみ履歴と損傷度と同じく、細長比が小さくなると減少する傾向がみられた。これについて、図-16 のひずみ分布図をみると、ひずみは細長比が大きくなると板中央部でのひずみが小さくなるのに対してコーナー部のひずみが比較的大きくなる傾向がある。また、細長比が増加するに伴い、ひずみ集中

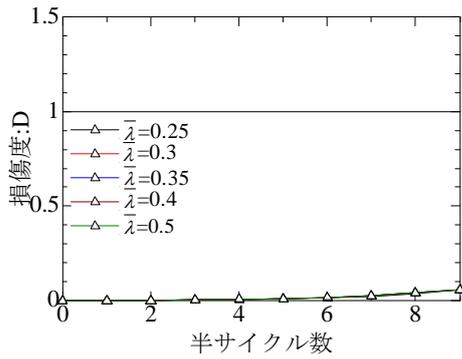


(a) beam 解析の場合

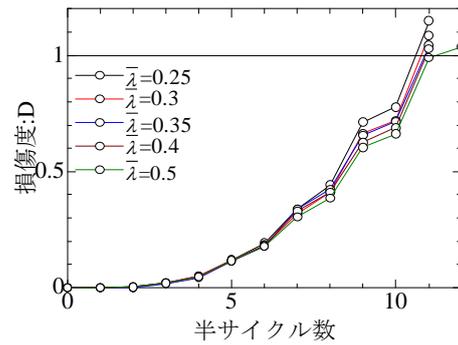


(b) shell 解析の場合

図-13 細長比変化による塑性ひずみへの影響



(a) beam 解析の場合



(b) shell 解析の場合

図-14 細長比変化による損傷度への影響

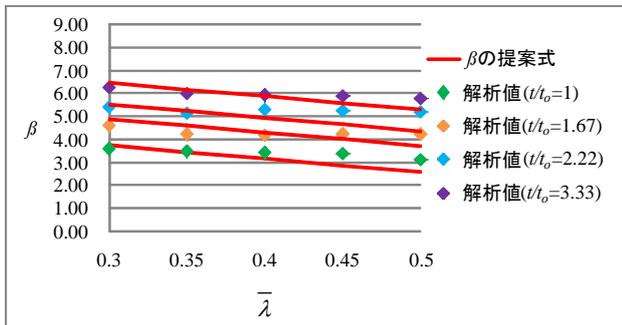


図-15 細長比が β に及ぼす影響

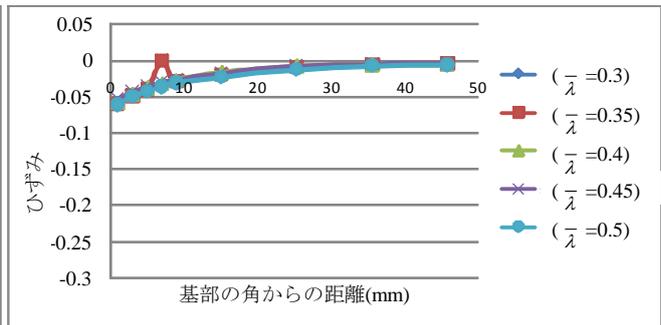


図-16 異なる細長比の解析モデルにおけるひずみ分布図

補正係数の減少がみられるのは、柱頂部での水平変位と曲げの増大による $P-\Delta$ 効果の影響によるものだと考えられる。

3.2 β の提案式

本研究では、前節に考察を行った幅厚比、細長比及び板厚を主な構造パラメータとして取り上げ、shell 解析と beam 解析の結果に基づき、次式のひずみ集中補正係数 β の近似式を提案した。

$$\beta = 11.1R_f + 1.18\left(\frac{t}{t_0}\right) - 1.34\bar{\lambda} - 0.0751 \quad (4)$$

ここで、 $t_0 = 9\text{mm}$ とした。

3.3 損傷度評価式 D の提案

shell 要素を用いた解析モデルにおいては、解析対象である鋼橋橋脚の基部や隅角部を詳細にモデル化することが可能であるため、モデル基部のひずみ集中現象の再現が可能である。そのため、既往の研究で提案された *Miner* 則と *Manson-Coffin* 則に基づく損傷度評価式を用いることで精度良く延性き裂の発生を予測することができた。しかし、1 章でも述べたが、実務において延性き裂照査を行う場合、

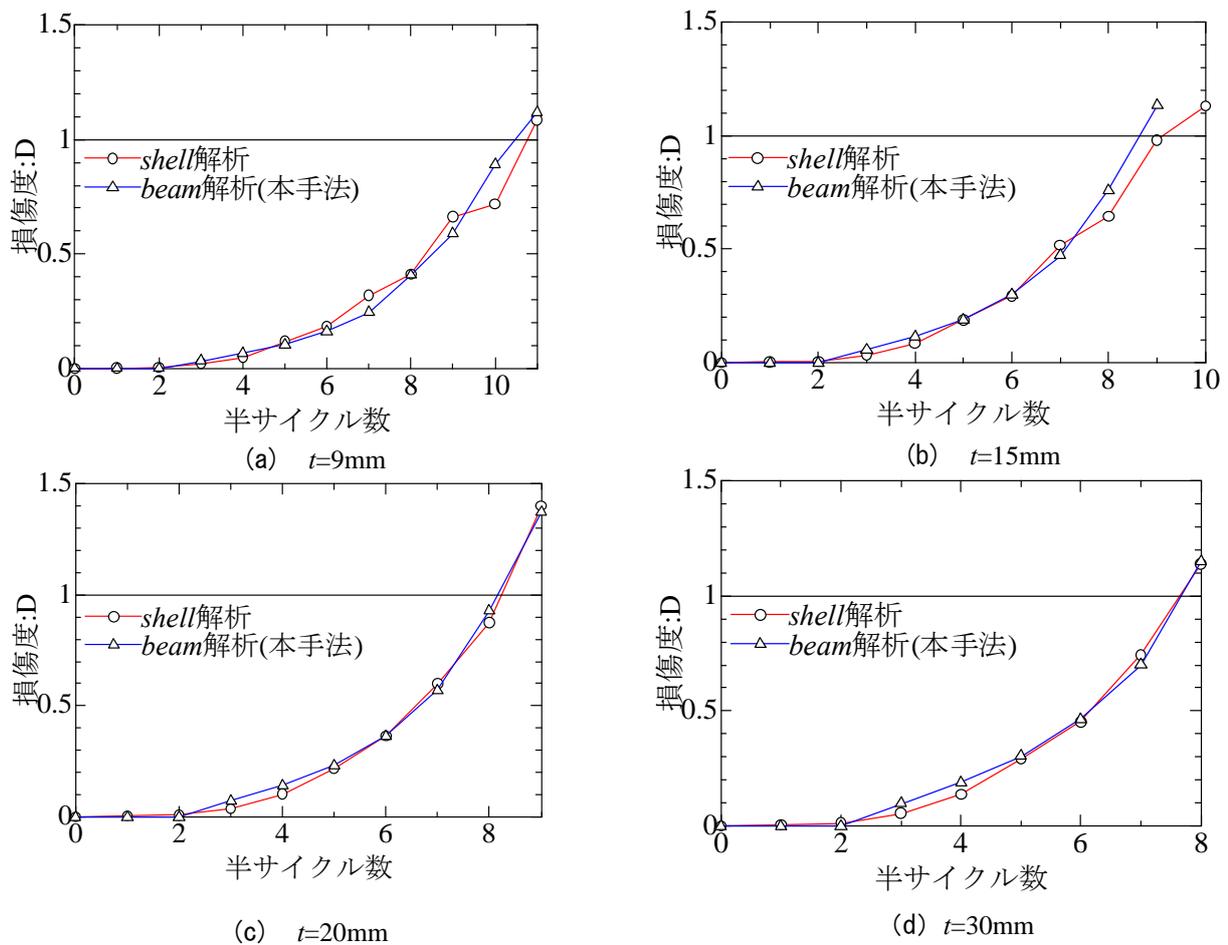


図-17 本提案の妥当性検証 ($R_f=0.25$, $\bar{\lambda}=0.3$ の場合)

表-5 本手法と実験結果の比較

供試体名	R_f	$\bar{\lambda}$	実験による 延性き裂発生点 (Half Cycle)	既往の照査法による 予測延性き裂発生点 (Half Cycle)	本提案による 予測延性き裂発生点 (Half Cycle)
UB25-35C1P1[490]	0.26	0.37	12	10	10
UB25-35C3P1[490]	0.26	0.37	26	20	20
UB25-35CCP1[490]	0.26	0.37	6	5	4
UB35-35C1P1[490]	0.37	0.37	8	10	9
UB35-35C3P1[490]	0.37	0.37	22	20	20
UB35-35CCP1[490]	0.37	0.37	4	5	3
UB35-45C1P1[490]	0.37	0.48	8	11	9
UB35-45C3P1[490]	0.37	0.47	18	20	18
UB35-45CCP1[490]	0.37	0.47	4	5	3

Note :

①供試体について、例) UB25-35-C1P1[490], UB : 無補剛箱型断面, 25 : 幅厚比パラメータの設計値の小数点以下2桁

35 : 細長比パラメータ設計値の小数点以下2桁, C1 : 載荷パターン, P1 : 軸力比, [490] : 鋼種(SM490YA)

② R_f =幅厚比パラメータ, $\bar{\lambda}$ =細長比パラメータ

shell 要素を用いた解析よりも、*beam* 要素を用いたファイバーモデルによる解析手法が多用されている。よって実用性を考えた場合には、*shell* 解析のような高度な解析手法も用いた照査法ではなく、*beam* 要素を用いたファイバーモデルのような簡易解析で延性き裂を予測できる照査法が望ましい。ここでは、

文献 8) と同様、実務における耐震設計に多く用いられる *beam* 解析に応用可能な既往の照査法に β を導入した損傷度評価式 D を用いる。

$$D = C \sum (\beta \cdot \varepsilon_{pr})^m \quad (5)$$

ここに、 $\beta=(4)$ 式である。

3.4 shell 解析と本提案手法の損傷度の比較

ここでは、提案した損傷度評価式の妥当性を既往の損傷度評価式と比較することで検証する。本手法と shell 解析から得られた結果より損傷度を算出したものを図-17 に示す。ここでは、ページの都合上幅厚比パラメータが 0.25, 細長比パラメータが 0.3 で板厚が 9mm, 15mm, 20mm, 30mm の 4 ケースについて示す。

図-17 をみると、本提案手法は shell 解析より得られた結果と比較して、一部少し大きめに評価したケースもあるが、ほとんど同等の評価ができていくことがわかる。これは、既往の研究において提案された高度な解析手法に適用可能な損傷度評価式にひずみ集中補正係数 β を導入することで、beam 解析においてもモデル基部のひずみ集中現象を模擬できるためであると考えられる。

以上のことから本手法を用いれば shell 解析と同等の損傷度評価ができたといえる。

3.5 実験結果と本提案手法の比較

文献(9)において、ひずみ集中補正係数 β を用いた延性き裂発生照査法の精度の検証に実験における結果を用いている。この節では、提案した手法による延性き裂発生点を実験結果から得られた延性き裂発生点と比較することで精度の検証を行う。本検討で提案した手法について、2 章で述べた beam 要素で作成した解析モデルと同様のものを用いて解析を行う。なお、解析手法についても 2 章の beam 解析と同様である。解析モデルは実験供試体と同じである。本提案手法と実験結果の比較を表-5 に示す。なお、荷重パターンについては C1 は 1 サイクルずつ変動変位振幅繰り返し荷重、C3 は 3 サイクルずつ変動変位振幅繰り返し荷重、CC は定変位振幅繰り返し荷重をそれぞれ表している。荷重パターンの詳細は文献 8)を参照されたい。材料構成則は修正 2 曲面モデルを使用し、そのパラメータは、引張試験結果から得られた結果を用いた。

表-6 をみると、UB35-35C1P1 と UB35-45-C1P1 のモデルにおいては若干危険側の評価となったが、

ほぼすべてのモデルにおいて既往の照査法よりも実験による延性き裂の発生をより精度よく予測できていることがわかる。このことから、本研究で提案した式(5)は既往の照査法よりもより良い精度で実験における延性き裂の発生を評価できているといえる。

4. あとがき

本研究では、既往の研究⁸⁾において、精査しきれいでなかった構造パラメータの違いによるひずみ集中補正係数への影響に着目し、パラメトリック解析を行うことで、延性き裂簡易照査法におけるひずみ集中補正係数 β の再検討を行った。また、再検討した β を用いた延性き裂簡易照査法による延性き裂発生点の評価を行い、shell 解析と実験の結果から得られた延性き裂発生点と比較を行った。

以下に本研究で得られた主な知見をまとめる。

- パラメトリックな解析を行うことで、ひずみ集中補正係数 β には幅厚比パラメータ、細長比パラメータ及び板厚といった構造パラメータの影響を受けることを確認した。
- 算出したひずみ集中補正係数 β を既往の損傷度評価式に導入した本提案式を用いて beam 解析を行ったところ、shell 解析と同等の延性き裂発生評価が可能であることを示した。
- 実験結果と本提案手法による延性き裂発生予測を比較した結果、き裂発生を若干危険側に評価するケースがあるものの、より精度よく予測ができることを確認した。

謝辞：本研究の一部は、平成 24 年度に採択された科学研究費補助金・基盤研究(C)（研究代表者：葛 漢彬；課題番号：24560588）の助成を受けて実施されたものである。

参考文献

- 1) 岡下勝彦, 大南亮一, 道場康二, 山本晃久, 富松実, 丹治康行, 三木千壽: 兵庫県南部地震による神戸港港湾幹線道路 P75 橋脚隅角部におけるき裂損傷の原因調査・検討, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.243-261, 1998.4.
- 2) 三木千壽, 四十沢利康, 穴見健吾: 鋼製橋脚ラーメン隅角部の地震時脆性破壊, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.273-281, 1998.
- 3) 坂野昌弘, 岸上信彦, 小野剛史, 三上市蔵: 鋼製ラーメン橋脚柱梁接合部の超低サイクル疲労破壊挙動, 鋼構造論文集, 第4巻, 第16号, pp.17-26, 1997.
- 4) 陵城成樹, 足立幸郎, 猪瀬幸太郎, 杉浦邦征, 渡邊英一: 鋼製橋脚基部の地震時低サイクル疲労挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.649-655, 2002.3.
- 5) 葛漢彬, 大橋正稔, 田島僚: 鋼製厚肉断面橋脚における延性き裂の発生とその進展に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.53A, pp.493-502, 2007.3.
- 6) 葛漢彬, 津村康裕: 鋼製厚肉断面橋脚における延性き裂発生の評価に関する実験的および解析的研究, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.605-616, 2009.3.
- 7) 葛漢彬, 藤江渉, 田島僚: 鋼構造物の延性き裂発生の評価法の実験データによる検証, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.617-628, 2009.3.
- 8) 葛漢彬, 藤江渉, 津村康裕: 鋼製橋脚の延性き裂照査法の開発に関する一検討, 土木学会地震工学論文集, 第30巻, pp.368-377, 2009.

Effect of Structural Parameters on Strain Concentration Modification Coefficient for Thick-walled Steel Members

Shogo Mori, Katsuya Hagino, Hanbin Ge and Lan Kang

The present study is aimed at improving a simplified evaluation method of the ductile crack initiation for unstiffened box sectional steel bridge piers. By performing analysis using the shell element model, plastic strain behavior is clarified and a damage index based on the Miner law is established. In order to more easily realize application to seismic evaluation of steel bridge piers, a damage index considering strain concentration is suggested for fiber analysis using the beam element. It is confirmed that the proposed method is possible to predict the ductile crack initiation as accurate as the previous method by shell analysis and its validity is also made by comparison with experiment results.