

鋼製補剛箱形断面橋脚における延性き裂照査法の実験データによる一検討

名城大学 学生会員 ○田口 実季
 名城大学大学院 学生会員 鈴木 元哉

名城大学大学院 正会員 藤江 渉
 名城大学 フェロー 葛 漢彬

1. 緒言

1995 年兵庫県南部地震において、鋼製橋脚の基部や隅角部などのひずみ集中部に低サイクルおよび極低サイクル疲労により生じた脆性的な破壊が確認された。脆性的な破壊の第一段階である延性き裂発生を防止を目的とし、土木学会が最近刊行した『2018 年制定鋼・合成構造標準示方書[耐震設計編]』(以降、学会示方書と略称)では、無補剛箱形断面鋼製橋脚の基部に関するひずみ集中補正係数を適用した損傷度に基づく簡易耐震照査法が示されている。しかし、無補剛断面鋼製橋脚のひずみ集中補正係数の一般式を補剛箱形断面鋼製橋脚に適用すると危険側に予測することが分かっているため、藤江ら¹⁾は新たに、補剛箱形断面鋼製橋脚に対してひずみ集中補正係数の算出式を提案した。本研究では文献 2)~4)で報告されている実験供試体を対象とし、shell 解析と beam 解析を行い、文献 1)で提案された補剛箱形断面鋼製橋脚のひずみ集中補正係数の一般式の妥当性を実験結果と比較し検証する。

2. 解析モデル

用いた実験供試体は、KD-10²⁾、S35-35I³⁾、NCF20⁴⁾の 3 体で、解析モデル、断面図、供試体諸元および材料諸元を図-1、図-2、表-1 および表-2 に示す。解析を行うにあたって、beam 要素については、補剛断面を等価な無補剛断面に置き換え、構成則は修正二曲面モデルを適用した。

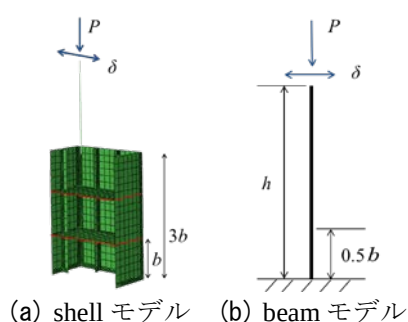
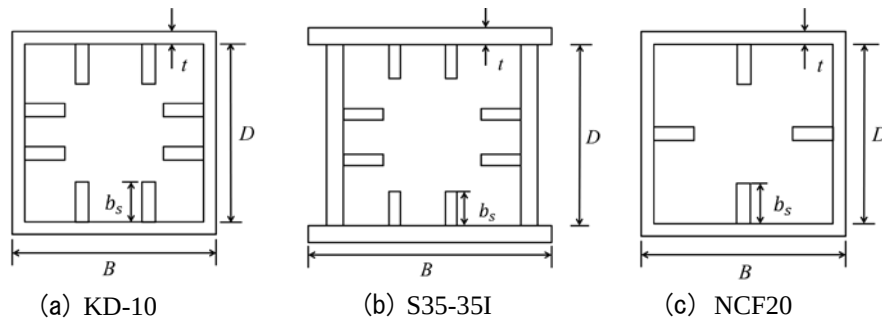
図-1 解析モデル($b=B-t$)

図-2 断面図

表-1 供試体諸元

供試体名	$h(\text{mm})$	$B(\text{mm})$	$D(\text{mm})$	R_f	$\bar{\lambda}$	$t(\text{mm})$	$b_s(\text{mm})$	$t_s(\text{mm})$	P/P_y	α	γ/γ^*
KD-10	3303	720	692	0.35	0.30	14	90	10	0.148	0.5	4.1
S35-35I	1033	224	202	0.35	0.35	4.9	26	4.9	0.172	0.5	3.7
NCF20	600	200	191	0.452	0.241	4.5	22	4.5	0.2	0.5	1.26

Note: h =橋脚高さ, B =フランジ幅, D =ウェブ幅, R_f =幅厚パラメータ, $\bar{\lambda}$ =細長比パラメータ, t =板厚, b_s =補剛材長さ, t_s =補剛材板厚, P/P_y =軸力比, α =アスペクト比, γ/γ^* =補剛材剛比

表-2 材料定数

供試体名		鋼種	$\sigma_y(\text{MPa})$	$E(\text{GPa})$	$\varepsilon_y(\%)$	$E_{st}(\text{GPa})$	$\varepsilon_{st}(\%)$	$\sigma_u(\text{MPa})$	$\varepsilon_u(\%)$	ν
KD-10	板パネル	SM490A	318.7	206	0.155	6.87	1.08	627	44.48	0.3
	補剛材	SM490A	379.9	206	0.184	5.15	1.84	638.3	40.63	0.3
S35-35I		SM490YA	382	208	0.183	5.05	1.12	574	31	0.275
NCF20		SM400A	338	200	0.169	4.98	1.69	417	27	0.3

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

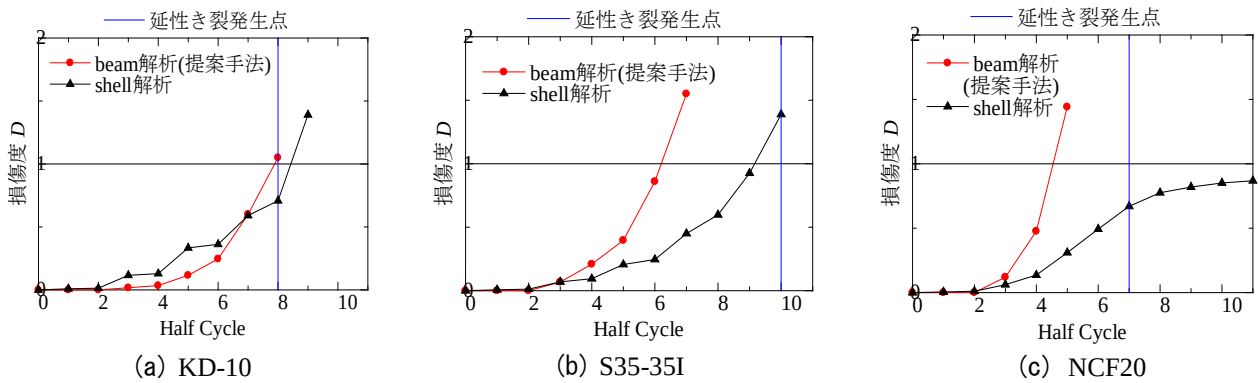


図-3 提案手法を shell 解析結果と実験結果との比較

3. 損傷度による延性き裂発生照査法

橋脚に対する延性き裂発生照査法については、Miner 則と Manson-Coffin 則による累積疲労損傷度(以降、損傷度と略称)が学会示方書に示されている。shell モデルによる損傷度を式(1)に、beam モデルによる損傷度を式(2)に、提案された β の式¹⁾を式(3)に示す。ここで、 C 、 m は定数(SM490 鋼材： $C=9.69$ ， $m=1.86$ ；SM400 鋼材： $C=8.23$ ， $m=1.82$)， $\Delta\epsilon_{pi}(i=1\cdots n)$ はレンジ法による塑性ひずみ範囲， β はひずみ集中補正係数である。損傷度が 1 に達することで延性き裂発生を模擬する。式(3)は、板厚の最小値 $t_0=4\text{mm}$ で無次元化している。

$$D = C \sum (\Delta\epsilon_{pi})^m \quad (1)$$

$$D = C \sum (\beta \cdot \Delta\epsilon_{pi})^m \quad (2)$$

$$\beta = 37.0R_f + 1.78(t/t_0) - 16.3\bar{\lambda} + 1.02 \quad (3)$$

4. 解析結果

図-3 に shell 解析による式(1)，beam 解析による式(2)から得られた損傷度履歴と実験による延性き裂発生点を示す。図-3 (a) から、式(1)，式(2)ともに実験結果を概ね模擬できている。図-3 (b) から、式(1)は実験結果と同様に 10Half Cycle で損傷度が 1 に達している。図-3 (c) から、実験⁴⁾では局部座屈が先行してからき裂が発生したが、shell 解析では延性き裂発生を模擬できていない。図-3 (b)，(c) の beam 解析による照査については、3Half Cycle，2Half Cycle 早く損傷度が 1 に達しているが、安全側に評価しているため、提案式は概ね適用可能であるといえる。しかし、提案式は板厚の適応範囲が 4mm～30mm となっているが、薄肉断面においてかなり安全側に評価していることから、今後さらなる精度向上が必要である。

5. 結論

本研究では、式(3)の妥当性を検証することを目的とし、実験供試体 KD-10，S35-35I，NCF20 の 3 体について shell モデルと beam モデルの弾塑性有限変位解析を行い、損傷度による延性き裂に対する照査を行った。本研究で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) KD-10 については、実験結果と提案式が一致しているため、非常に良い精度で評価できた。
- 2) S35-35I と NCF20 については、提案式は安全側に評価しているため、適用可能である。しかし、精度向上について、今後検討していく必要がある。

参考文献

- 1) 藤江ら：鋼製補剛箱形断面橋脚の延性き裂照査法におけるひずみ集中補正係数に関する研究，土木学会地震工学論文集(投稿中)；
- 2) 中村ら：少補剛コンパクト断面鋼製橋脚の耐震性能に関する実験，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，pp.331-338，1997；
- 3) 芳崎ら：大地震後の残留変位を抑制した鋼製橋脚の開発—ハイブリッド地震応答実験による検討—，構造工学論文集，Vol.45A，pp.1017-1026，1999；
- 4) Park et al. : Extremely low cycle fatigue assessment of corner crack in concrete-filled steel piers based on effective notch strain approach, *Journal of Structural Engineering*, Vol.61A, pp.662-671, 2015.