

比較的幅厚比の大きい鋼製箱型断面における十字型補剛壁の補剛効果

熊本大学 学生員 松村 新也

熊本大学 正 員 山尾 敏孝 八代高専 正 員 岩坪 要

1. はじめに 鋼製橋脚が地震などの水平荷重を受けると、基部に局部座屈が生じると、強度が急激に失われ、橋脚としての機能を果たことができなくなる恐れがある。これらを回避するためには、基部の局部座屈の発生を抑制することが有効である。既往の研究において、著者らは図 1 に示すように鋼製橋脚内の基部に十字型に組んだ鋼製板を配置することを提案し、鋼製橋脚の強度と変形性能の向上を確認してきた。特に、十字型補剛壁高さが変形性能に大きく影響するので、その算定式について検討してきた¹⁾が、いずれも幅厚比パラメータ R_R が小さな母材についての検討にとどまり、耐震性能に乏しいとされる、 R_R の大きな橋脚について算定式が有効かどうか検討の余地がある。

本研究では、既往の薄肉多補剛、厚肉少補剛橋脚の実験²⁾結果を比較対象とし、比較的大きい R_R を持つ鋼製橋脚に、提案した算定式を用いて設計した十字型補剛壁を配置した鋼製橋脚の耐震性能について解析的に検討したものである。

2. 解析モデルと解析概要 解析モデルの断面図を図 2 に示す。KD1、KD3 はそれぞれ文献 2) による多補剛リブ、または少補剛リブの実験供試体の断面である。これらの、補剛材を全て取り去り、代わりに式(3)により算定した高さを持つ十字型補剛壁を配置したものを KD1C、KD3C とする。また、十字型補剛壁が無くなる上側の部分に補剛材を 1 本配置したものを KD1CS、KD3CS とする。モデルの高さは全て 3037mm、その他の諸元はまとめて表 1 に示す。比較的大きい幅厚比の場合には、式(3)を用いても、十字型補剛壁の無い部分で、母材の局部変形が発生する恐れがあるため、この部分を図 3 に示すように母材幅の分、細かいメッシュとした。境界条件は、基部部分は完全固定で、その他は自由である。載荷条件は、一定軸力 1783kN を柱頂部に載荷し、正負交番の両振り強制変位を与えた。材料特性は、図 4 に示すような関係で、式(1)、(2)で定義した。鋼材は全て SM490 である。解析には汎用解析プログラム MARC を使用した。

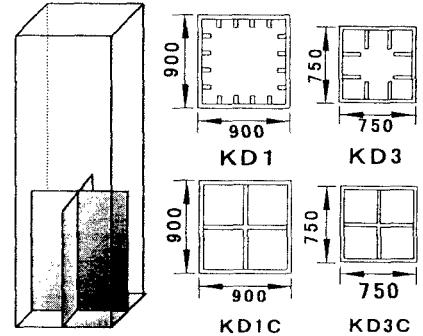


図1 十字型補剛橋脚

図2 モデル断面

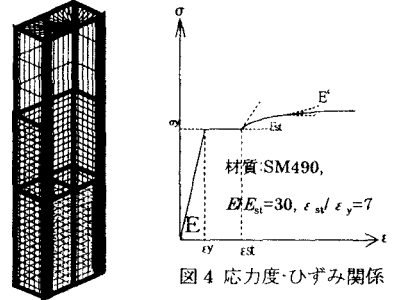


図3 解析モデルとメッシュ分割

図4 応力度・ひずみ関係

$$\frac{\sigma}{\sigma_y} = \frac{1}{0.06} \frac{E_s}{E} \left\{ 1 - e^{-0.06 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_y} - \frac{\epsilon_s}{\epsilon_y} \right)} \right\} + 1 \left(\epsilon_s \leq \epsilon \right)$$

$$E' = \frac{d\sigma}{d\epsilon} = E_s \cdot e^{-0.06 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_y} - \frac{\epsilon_s}{\epsilon_y} \right)} \quad (1), (2)$$

$$\frac{h_0}{h} = 1 - \frac{\sigma_B I_B}{\sigma_A I_A} \quad (3)$$

I_A : 補剛壁を含む断面の断面2次モーメント

I_B : 補剛壁の無い断面の断面2次モーメント

σ_A : 十字壁を含む補剛板の終局応力度

σ_B : 十字壁を含まない補剛板の終局応力度

表 1 モデル諸元

モデル名	降伏点 σ_y (MPa)	外形寸法 (mm)	母材板厚 t (mm)	十字壁を含む 断面の R_R	十字壁を含ま ない断面の R_R	縦補剛材 寸法(mm)	断面積 A (cm ²)	十字型補剛壁 高さ h_0 (mm)	h/h_c (%)
KD1									
多補剛リブ									
KD1C									
十字型補剛のみ	371	900*900	9	1.12	2.24	60*9	320.8	1135	36.9
KD1CS									
十字型補剛と補剛材				1.12	1.12	60*9	320.8	1129	36.7
KD3									
少補剛リブ									
KD3C									
十字型補剛のみ	360	750*750	12	0.69	1.37	90*9	419	1131	36.8
KD3CS									
十字型補剛と補剛材				0.69	0.69	90*9	354.2	1232	40.1

3. 解析結果及び考察 図5にKD1, KD3の柱頭部における水平荷重と水平変位を、降伏水平荷重、降伏水平変位で除して無次元化した荷重変位履歴曲線を示す。図中の実験とあるのは文献1)で得られた実験結果である。幅厚比パラメータ R_R は $R_R=0.45, 0.46$ と、耐震性能が高いと分類される補剛橋脚だが、実験結果からは大きな劣化勾配が確認される。また両者の R_R はほぼ同じ値だが、 R_F が、多補剛リブのKD1は0.45、少補剛リブのKD3は0.27と異なるためKD1は全体座屈形状となり、KD3に比べ最大強度以降の強度劣化が著しい。次に、図5(b)に示すように補剛材をすべて取り去った無補剛断面に十字型補剛壁のみを配置したKD1Cでは耐力の上昇が見られず、最大強度以降の劣化勾配も大きなものとなり、橋脚は早期に崩壊した。これは、式(3)で十字型補剛壁高さを算定したものの、母材の幅厚比パラメータが2.21と大きくなり、母材が早期に局部座屈したことが原因と考えられる。しかしながら、図5(b)の点線に見られるように、十字型補剛壁橋脚に、補剛材を1本だけ配置したKD1CSは、母材の幅厚比パラメータ R_R が $R_R=1.12$ と比較的大きいにもかかわらず、KD1ほどの最大強度は得られなかったものの、最大強度以降の劣化勾配は比較的緩やかで、多補剛リブのKD1モデルより高い変形性能を得ることができた。これは、十字壁上部パネルにかかる曲げモーメントが基部分より小さいため、基部に要求されるほどの強度は必要とされないことに起因すると思われる。KD3シリーズについても同様で、大きな変形性能の向上が見られた。これらのことは、図6に示される包絡線からも確認できた。図7(a), (b)にはKD3C, KD3CSの、最大強度を過ぎて、強度劣化が始まった $4\delta_y$ 時の変形図を示すが、KD3Cは、十字壁上部母材の R_R が大きく、補剛壁上部のパネルで局部変形を起こしているのに対し、KD3CSは十字壁上部母材の R_R がKD3Cより小さいので、十字型補剛壁がある部分が先に局部変形を起こし、全体として、強度劣化を緩慢にしていると考えられる。この程度であれば、式(3)は有効であると思われる。このように、提案した高さ算定式により設計された十字型補剛鋼製橋脚の耐震性能の向上を期待する際には、十字型補剛壁が無くなる部分の母材の幅厚比に、ある程度の制限を設ける必要があると思われる。

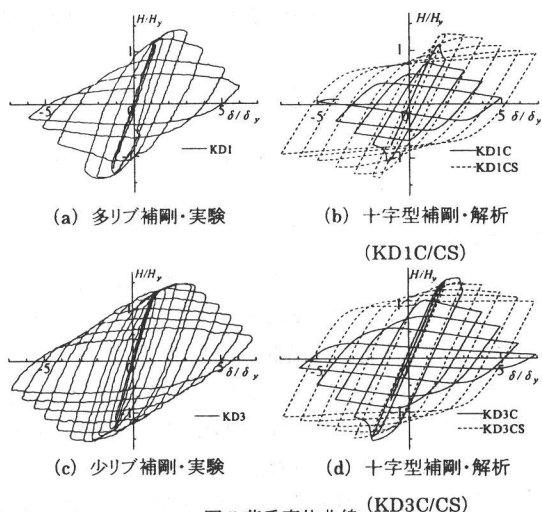


図5 荷重変位曲線

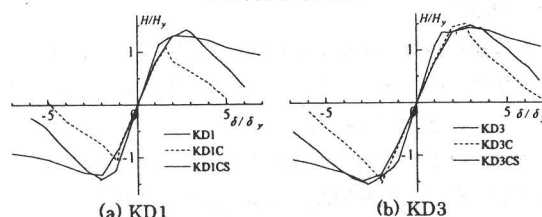
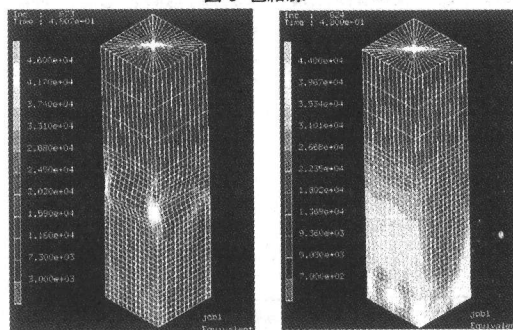


図6 包絡線



(a) KD3C (b) KD3CS
図7 変形モード($4\delta_y$ 時)

4. まとめ 提案している十字型補剛壁高さ算定式の有効性を、比較的大きな幅厚比を持つ鋼製橋脚で検討した。十字型補剛壁が無くなる断面においても、明らかに大きな R_R では、変形能は乏しくなり、ある程度の幅厚比制限は必要であると思われる。しかしながら、基部分に要求される R_R に比べ、少々大きな R_R でも、橋脚全体としての変形性能は飛躍的に向上することがうかがえる。幅厚比の制限等については、今後更に検討する予定である。

参考文献 1) 松村新也: 十字型補剛壁を有する鋼製橋脚の耐震性能に関する研究, 構造工学論文集 Vol.47A, 2001.3

2) 安波博道他: 「少補剛コンパクト断面鋼製橋脚の耐震性能評価」橋梁と基礎, 98・4