

I - B117

極軟鋼板を用いた鋼製橋脚の損傷制御

東京大学 学生員 大野隆平

東京大学 正会員 阿部雅人

東京大学 フェロー 藤野陽三

東京大学 学生員 Yi ZHENG

1. はじめに

現在の耐震設計は、地震時に構造物の塑性変形を許している。そのため、地震後に構造物を復元するのが困難である。そこで本研究では、あらかじめ決められた部材だけが損傷を受ける構造物を提案する。この構造では地震により降伏するのは一部の部材だけなので、これを交換するだけで地震前の状態に復元することが可能である。具体的には、鋼製橋脚において、極軟鋼による制振部材を取り付け、損傷をこの部材だけに集中させるという構造を提案し、実験によりこの構造の実用性を検討する。

2. 極軟鋼板を用いた鋼製橋脚

本研究で使用する極軟鋼は、図1のような特性を持つ日本鋼管製 NK-LY100 である。通常土木構造物に用いられる SS400 や SM490 などの鋼材と比べ、降伏強度が約 1/2~1/3 で、破断ひずみが約 2 倍と、エネルギー吸収能力が優れている。本研究ではこの極軟鋼の特性を活かし、図2のような橋脚への極軟鋼板の接着を考える。

これは、大きいモーメントが働く橋脚の下部側面に極軟鋼による制振部材を装着し、これが主部材に先行して降伏して地震のエネルギーを吸収することにより、主部材の損傷を防ぐことを意図したものである。

このような制振橋脚を設計するにあたり、制振部材の降伏のみを許容し、主部材の降伏を許容しない場合の等価減衰比を予測する簡易理論式を導く。制振部材と主部材の境界面においてひずみが連続であり、かつ制振部材の軸方向ひずみが一定であると仮定する。このとき、荷重 P を加えたときの橋脚上端の変位 d は、

$$d = \frac{Ph^3}{3EI_1} \left\{ \left(\frac{h-h_2}{h} \right)^3 + \frac{I_1}{I_2} - \frac{I_1}{I_2} \left(\frac{h-h_2}{h} \right)^3 \right\} \quad (1)$$

となる。ここで、 E は鋼材のヤング率、 h, h_2 はそれぞれ主部材と制振部材の高さで、 I_1, I_2 はそれぞれ主部材の断面二次モーメントと制振部材装着部分の断面二次モーメントである。また、制振部材が完全弾塑性である場合の等価減衰比 ξ は、

$$\xi = \frac{3}{\pi} \cdot \frac{b_1^2 E_1 I_1 \sigma_{py} b_2 t_2 h_2 \left\{ \frac{\sigma_{py}}{h E_1} \left(\frac{h-h_2}{2} \right) - \epsilon_{by} \right\}}{I_2^2 \sigma_{py}^2 h \left\{ \left(\frac{h-h_2}{h} \right)^3 + \frac{I_1}{I_2} - \frac{I_1}{I_2} \left(\frac{h-h_2}{h} \right)^3 \right\}} \quad (2)$$

と表される。ここで、 b, t_1, σ_{py} は、それぞれ主部材の幅、鋼材厚さ、降伏強度であり、 t_2, σ_{py} はそれぞれ制振部材の厚さと降伏強度である。また、 α は、制振部材の降伏後の割線剛性の、弾性ヤング率からの低減率を表

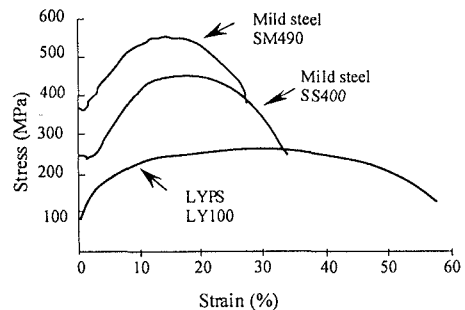


図1. 応力ひずみ関係

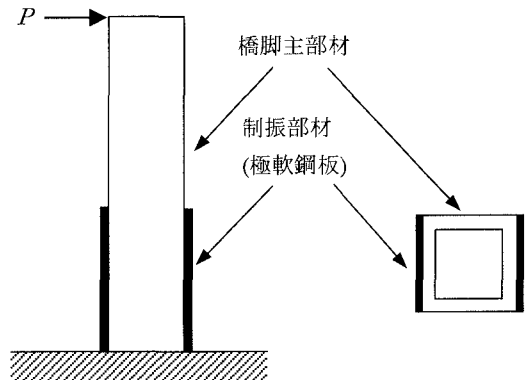


図2. 極軟鋼を用いた制振橋脚

キーワード：極軟鋼，損傷制御，等価減衰比

連絡先 〒113-8685 東京都文京区本郷 7-3-1 TEL 03-3812-2111（内線 6099） FAX 03-5689-7292

したものである。この簡易式によると、体積比で 15% の極軟鋼板を装着したときに最大減衰比 6 % の減衰付加が可能であることが分かった。

3. 静的載荷試験

簡易式を用いて図 3 のような橋脚モデルを設計した。これは制振部材の上端と下端を溶接で主部材に接合し、さらに、 $\phi 10\text{mm}$ のボルト 8 本で接合してある。この橋脚モデルは簡易式によると約 8% の減衰が期待できる。この橋脚モデルを図 4 のようにアクチュエータで静的に載荷し、荷重 P と変位 d 、ひずみの大きさを測定した。その結果が図 5、図 6 である。図 5 から分かるように、1 サイクル目に大きなループを描いた後、2 サイクル目以降はその半分程度の大きさのループを描いている。また、簡易理論よりも剛性が大きくなっていることが分かる。また、図 6 よりひずみの大きさは簡易理論値よりも小さく、とくに上端部分がとくに上端部分が小さいことが分かる。

(3)

次に (3) 式より等価減衰比を求めた。

$$\xi = \frac{W}{2\pi Pd}$$

ここで、 W は 1 サイクルあたりに橋脚モデルが吸収するエネルギーの大きさを、図 5 のループの面積に等しい。このとき、1 サイクル目の等価減衰比は約 4% で 2 サイクル目以降は約 2.6% であった。理論と比べて減衰が低くなった原因としては以下の要因が考えられる。

- ・主部材に極軟鋼板を完全に密着して接合させることは困難であり、極軟鋼板のひずみの大きさは理論のように一様に大きくはならない。
- ・簡易理論で考慮されていない極軟鋼の等方硬化により、2 サイクル目以降の減衰は 1 サイクル目の約 6 割程度に減少する。
- ・溶接や加工により極軟鋼が硬化し、剛性が大きくなる。

4. 結論

本研究で提案した極軟鋼板接着では極軟鋼板の主部材への接合方法が重要であることが分かった。今後この接合方法を再検討する必要がある。また、試験から極軟鋼板を装着することで 2% 以上の減衰が得られることが分かったが、これだけでは地震時に主部材の損傷を防ぎ、制振部材のみに損傷を集中させるという損傷制御を実現するには不十分である。そこで、今後接合法を工夫するとともに、他の制振装置との併用を検討する必要がある。

謝辞：日本鋼管（株）建材技術開発部島岡久壽氏、同鉄鋼事業部石川博氏、同総合材料技術研究所大森俊道氏、同基盤技術研究所岡本隆氏には供試体製作にあたり、援助と助言を頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献：大野隆平、極軟鋼を用いた鋼製橋脚の損傷制御に関する実験的研究、東京大学卒業論文、1998 年

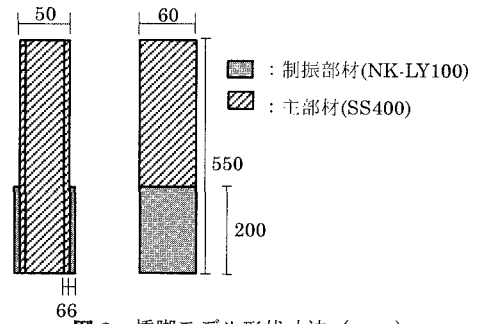


図 3. 橋脚モデル形状寸法 (mm)

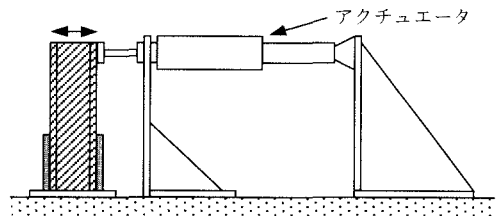


図 4. 試験装置概略図

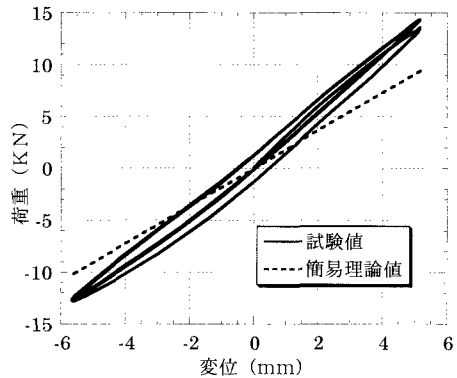


図 5. 試験結果 (変位－荷重曲線)

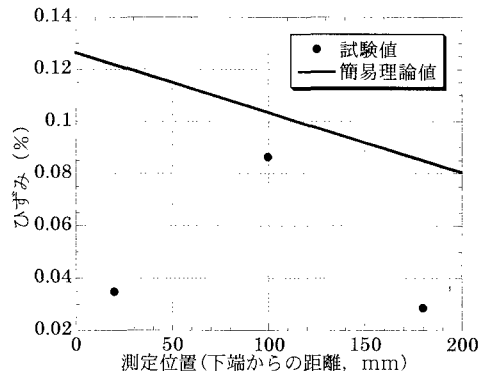


図 6. 試験結果 (制振部材のひずみ分布)