

I-A88

変厚鋼板を腹板に用いた鋼桁断面の極限曲げ強度

岐阜大学大学院 学生員 萩島茂樹
岐阜大学工学部 正員 奈良 敬

1. はじめに 鋼桁断面において、水平補剛材を2段から1段にすると腹板高は約2割減少、また1段から無補剛にすると約4割減少し、かなり腹板高が低くなる。そこで、腹板に圧縮縁の板厚を厚くし、引張縁の板厚を薄くした変厚鋼板¹⁾を用いることで腹板高の拡大が可能と考えられる。ここでは、変厚鋼板を腹板に用いた鋼桁を対象として、その断面の極限曲げ強度について報告する。

2. 解析モデル Hybrid displacement model を用いた弾塑性有限変位解析法²⁾により、変厚鋼板を腹板に用いた鋼桁断面の弾塑性挙動について、定厚鋼板を用いた従来の鋼桁断面との比較を行う。なお、フランジの局部座屈は考慮しないものとする。

(1) 変厚鋼板を用いた鋼桁断面 図-1に変厚鋼板を用いた鋼桁断面の解析モデル³⁾を示す。

腹板において、面外の境界条件は周辺単純支持とし、非載荷辺の面内境界条件は自由とする。面内曲げ圧縮応力度の導入方法は、図-1に示すように、載荷辺 $X = \pm a/2$ に曲げ剛性無限大の剛棒を取り付け、剛棒の中心に回転変位 θ を与え圧縮変位 u は自由とする変位増分法とする^{4) 5)}。弹性状態では、図-1に示すように応力分布は直線となる。

断面に関するパラメータとして、式(1)～式(3)で与えられる腹板の縦横比 α 、腹板の座屈抵抗の指標である幅厚比 R_w 、ラメータ R_w 、フランジ断面の剛性を表す f を考える。ここで、 t_w は平均腹板厚、 σ_y ($=2400 \text{ kgf/cm}^2$) は降伏応力度、 E ($=2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$) はヤング係数、 ν ($=0.3$) はポアソン比、 k ($=23.9$) は純曲げを受ける無補剛板の座屈係数、 M_{pf} はフランジの全塑性モーメントであり、 $\alpha = a/h$ とする。また、実橋断面調査⁶⁾より $f=0.001$ および 0.004 とする。

腹板は、上フランジ側の腹板厚を $t_{w1}=1.6 \text{ cm}$ 、下フランジ側の腹板厚を $t_{w2}=0.8 \text{ cm}$ とし、腹板高が変化する。また、フランジについては、変厚鋼板を用いた鋼桁断面の中立軸を桁高の中央と一致させるため、上下で板厚の異なるフランジを用いる。ここで、フランジの幅厚比は実橋断面調査⁶⁾より $B/t_{fl}=9$ とする。

解析モデルの鋼種として、腹板およびフランジともに一般的な SM400 を採用する。面内曲げモーメントを M とし、極限曲げ強度は極限面内曲げモーメント M_u を全塑性モーメント M_p で無次元化して表示する。

初期不整として、初期たわみ波形は、式(4)のように逆対称波形で与えられ、最大初期たわみ量 $W_{0,max}$ は道路橋示方書⁷⁾に規定される許容値に準拠して $h/150$ を用いる。残留応力は、腹板およびフランジとともに板の縦方向および板厚方向で一定値を持つ矩形分布とし、自己平衡となるように導入する。残留応力の大きさは、残留圧縮応力度 $\sigma_{rt}=\sigma_y$ 、残留引張応力度 $\sigma_{re}=-0.3 \sigma_y$ である。

$X \geq 0$ の領域の要素分割は、X 軸方向に 6 分割、Y 軸方向に 12 分割とした。

(2) 定厚鋼板を用いた鋼桁断面 定厚鋼板を用いた従来の鋼桁断面の解析モデルは、平均腹板厚、腹板高、

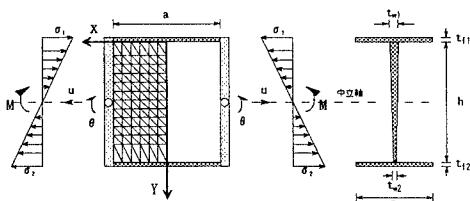


図-1 解析モデル

$$\alpha = a/h \quad (1)$$

$$R_w = \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{\sigma_y \cdot 12(1-\nu^2)}{E \cdot \pi^2 k}} \quad (2) \quad f = \frac{M_{pf}}{h^2 t_w \sigma_y} \quad (3)$$

$$W_0(X, Y) = W_{0,max} \cos(\pi X/a) \sin(2\pi Y/h) \quad (4)$$

キーワード (鋼桁、腹板、変厚鋼板、弾塑性、極限曲げ強度)

連絡先 (〒501-11 岐阜市柳戸 1-1 TEL 058-293-2405 FAX 058-293-2425)

桁高、および断面二次モーメントの値が、変厚鋼板を用いた鋼桁断面の解析モデルの値にそれぞれ等しく、上下のフランジが等厚である。その他の条件は定厚鋼板を用いた鋼桁断面の解析モデルに準ずる。

3. 数値解析結果と考察 変厚鋼板および定厚鋼板を用いた鋼桁断面について、図-2に極限曲げ強度曲線、図-3に荷重と変位の関係、図-4に腹板のたわみ波形、および図-5に極限状態の塑性分布図を用いて、両者のによる比較を示す。

図-2から、どの幅厚比に対しても変厚鋼板を用いた鋼桁断面の極限曲げ強度は定厚鋼板を用いた従来の鋼桁断面より高く、約12~16%の強度上昇がみられる。また、図-3から、定厚鋼板を用いた場合は従来の鋼桁断面より剛性の低下が緩やかであり、塑性変形能も十分であるといえる。図-4から、変厚鋼板を用いた鋼桁断面の腹板の最大たわみ量は、 $R_w=0.5$ のとき従来の鋼桁断面より小さい。しかし、変厚鋼板を用いた鋼桁断面のたわみ波形は、たわみを平均腹板厚で無次元化しているため、板厚が平均腹板厚より大きい最大たわみ点では、さらに約15%小さく表示できる。この状態において、従来の鋼桁断面の最大たわみ点と比較すると板厚で無次元化したたわみ量が約22%減少する。図-5から、変厚鋼板を用いた鋼桁断面の圧縮による塑性領域は、 $R_w=0.5$ のとき従来の鋼桁断面より約5%狭くなることがわかる。すなわち、変厚鋼板を用いた鋼桁断面の腹板上部における板厚が、従来の鋼桁断面より厚いため、塑性化を抑えているといえる。

4.まとめ 本研究での数値計算例より得られた結論を以下に列挙する。

①変厚鋼板を用いた鋼桁断面の極限曲げ強度は、定厚鋼板を用いた従来の鋼桁断面のそれより約12~16%高い。

②変厚鋼板を用いた鋼桁断面の塑性変形能は定厚鋼板を用いた従来の鋼桁断面より剛性の低下が緩やかであり、塑性変形能も十分である。

③ $R_w=0.5$ のとき変厚鋼板を用いた鋼桁断面の最大たわみ量は、定厚鋼板を用いた従来の鋼桁断面より板厚で無次元化すると約22%減少する。

④ $R_w=0.5$ のとき変厚鋼板を用いた鋼桁断面の腹板上部における塑性領域の大きさは、定厚鋼板を用いた従来の鋼桁断面より約5%減少する。

以上から、現段階において変厚鋼板を用いた鋼桁断面の腹板の幅厚比の拡大は十分可能であるといえる。

参考文献 1) 関西道路研究会道路調査委員会：橋梁の技術革新、構造計画小委員会報告書、1994年3月。 2) Nara, S. and Yamaguchi, H.: Elasto-Plastic Finite Displacement Analysis of Steel Plates under In-Plane Combined Loading, Research Report of the Faculty of Engineering, Gifu University, No.44, pp.25-45, 1994. 3) 永田暁大：面内曲げを受ける差厚鋼板の極限強度に関する研究、岐阜大学卒業論文、1996年2月。 4) 奈良 敏・小島 治男・津田 真・小松定夫：面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度特性に関する研究、土木学会論文集、第386号／I-8, 1987年10月。 5) 奈良 敏・津田 真・福本博士：面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度の評価法に関する研究、土木学会論文集、第392号／I-9, 1988年4月。 6) 奈良 敏：面内力を受ける鋼板および補剛板の極限強度に関する研究、大阪大学学位論文、1986年12月。 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（II鋼橋編），丸善、1990年2月。

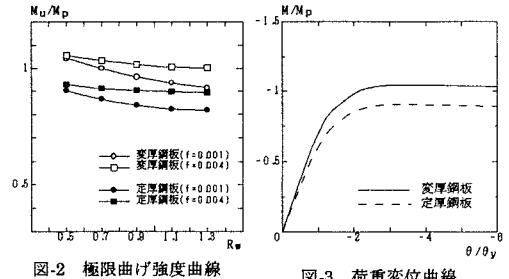
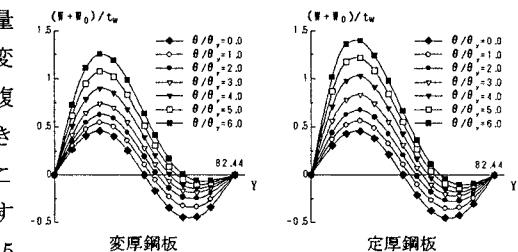
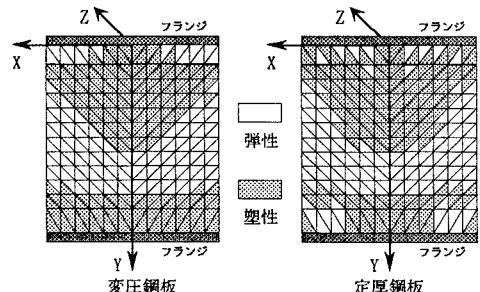


図-2 極限曲げ強度曲線

図-3 荷重変位曲線
($R_w=0.5, f=0.001$)図-4 腹板のたわみ波形による比較 ($R_w=0.5, f=0.001$)図-5 極限状態の塑性分布による比較 ($R_w=0.5, f=0.001$)