

東北大学工学部 ○正員 中沢 正利
 東北大学工学部 正員 倉西 茂
 東北大学工学部 正員 岩熊 哲夫

1. まえがき

プレートガーダーを構成するパネルにおいて、主に曲げを受けるパネルあるいは主にせん断を受ける場合に対しては、実験的・解析的手法によって多くの研究がなされ成果が蓄積されている。これに対し、曲げとせん断の両者を受けるパネルの強度については、Basler¹⁾、Evans et al.²⁾らの研究以後、小松ら³⁾の実験および解析に基づく連成強度曲線が示された程度であり、さほど多くない。実際のプレートガーダーの各パネルの強度の大部分が、曲げとせん断の連成によって決定されることを考えると、この連成強度を早急に明らかにする必要がある。塩見・伊藤・福本⁴⁾らの実験データベースによる統計的解析によっても、連成強度に対する既存の実験結果に大きなばらつきのあることが指摘されている。よって本研究では、総合的なプレートガーダーの強度特性を明らかにするための基礎的な研究として、数値解析によって曲げとせん断の連成強度を調べたので報告する。

2. 解析手法とモデルの概要

プレートガーダーの垂直補剛材間パネル(上下対称フランジを有する)を取り出し、板要素で離散化した。連成荷重を受ける場合の左右垂直補剛材での境界条件を等しくするために、図-1に示す様に剛棒要素を用い、平面保持の状態での載荷辺に曲げ荷重を作用させる。剛棒の変形は橋軸方向変位 U_r と回転変位 θ_r で表わされ、橋軸方向軸力 F_r を拘束しない様に U_r を自由にしながら、曲げモーメント M_r と一様分布せん断力 S を比率を変えて比例載荷した。なお剛棒自体の伸び剛性は考えていない。また右端で橋軸方向変位を拘束しているため、左端(M)から右端($M'=M+S \cdot a$, a は垂直補剛材間隔)へと線形増加するモーメント分布が実際のプレートガーダー構造に即して再現される。ウェブパネルの面外方向には単純支持とし、初期面外たわみは道路橋示方書の仮組立の規定より桁高/250の二重正弦波を仮定し、残留応力は考慮しないものとした。曲げによるフランジの不安定挙動(ねじれ座屈、横倒れ座屈等)を避けるために、フランジの自由突出端幅厚比を13.0、フランジとウェブの断面積比 A_f/A_w を0.5とした。

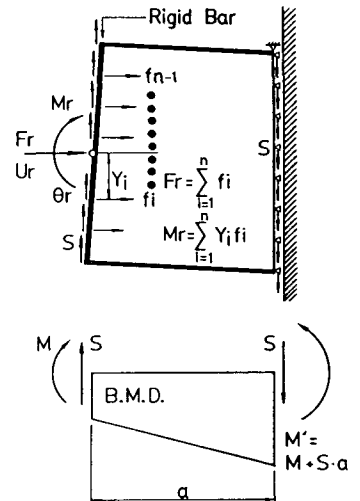


図-1 剛棒要素を用いた解析モデル

3. 連成荷重を受けるパネルの挙動

図-2は縦横比 $\alpha=1.00$ 、幅厚比 $\beta=250$ の場合で、無次元化せん断力 S/S_p と無次元化曲げモーメント M/M_p (S_p , M_p は各々、全塑性せん断力と全塑性モーメント)の比率を2:1, 1:1, 1:2とした場合の終局時のウェブ面外たわみの変形形状を等高線で表示したものである。曲げモーメントの影響により、対角線方向に発生した波状の面外たわみの幅が狭くなりかつ波の大きさが小さくなって平坦化されている。

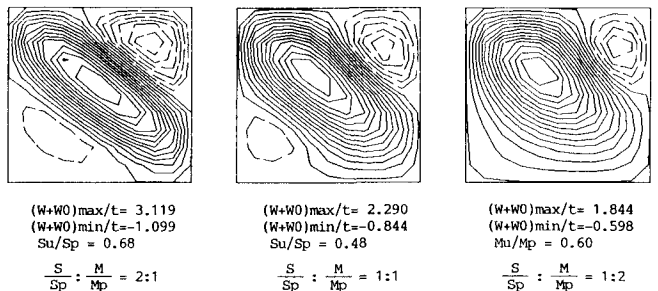


図-2 等高線で表わした終局時のウェブの面外たわみ形状(破線は負の面外たわみを示す)

崩壊要因は明確には分けられないが、崩壊がせん断によって支配される場合には、対角線方向に形成される張力場の斜張力に対する、曲げ引張応力の協力作用によって張力場の早期降伏が生じている。曲げ強度が支配的な場合には、純曲げ状態でのフランジ内等応力状態とは異なり、せん断の影響によってモーメント勾配が生じ、曲げモーメントの値の大きい右端側のフランジ部分に応力集中が起こり、強度低下の原因となっている。また、せん断と曲げの比率が等しい場合にも、その縦横比によって曲げモーメントの影響の度合いが異なり、崩壊要因は変化してゆく。

4. 曲げとせん断の連成強度特性

図-3は従来の連成強度曲線と比較するために、縦軸に $M=0$ の場合のせん断強度で無次元化したせん断強度 S_u/S_u^0 、横軸に同じく $S=0$ の場合の曲げ強度で無次元化した最大曲げ強度 $M'u/M_u^0$ を用い、縦横比 α を変化させて曲げとせん断の連成強度を示したものである。一般に曲げとせん断の比率が1:1 付近を除いて各々の単独強度からの急激な強度低下は見られず、特に $\alpha=1.5$ の場合には純曲げ強度よりも大きな連成曲げ強度が得られている。また曲げとせん断の比率のほぼ等しい領域では $\alpha=0.75$ の場合に最も低い連成強度となる。これらの連成強度特性を把握し、強度評価式を構築する時、 $(S_u/S_u^0)^n + (M'u/M_u^0)^m = 1.0$ 、 n, m は未定定数、の形の式としてまとめるのが最も簡便であると考えられるが、 n, m の決定になんら根拠を与えることができない。そこで本研究では連成強度を作用曲げモーメントと作用せん断力で表わし、図-4に示す。この時、せん断強度は小さな曲げモーメントから影響を受けてほぼ直線的に低下している。曲げ強度の面からみても、せん断力の影響が大きくなるとともにやはりほぼ直線とみなせる強度低下が生じるという特性が得られた。よって、ある縦横比に対する連成強度は、せん断のみあるいは曲げのみの強度から低下する2本の直線で表わすことができると考えられる。また $\alpha=1.0$ の場合の連成強度が最も小さくなる。図-5は $S/S_p : M/M_p = 1:1$ の場合の縦横比と連成強度の関係を示している。せん断のみの場合には $\alpha=1.5$ の強度が $\alpha=1.0$ の場合の強度よりも小さくなるが、図-5はむしろ $\alpha=1.5$ の場合に、せん断の影響を受けて曲げモーメントによる面外変形が拘束を受け、純曲げ強度よりも大きな連成曲げ強度を発揮するためであると考えられる。

6. 参考文献

- 1) Basler, K. : Strength of plate girders under combined bending and shearing, Proc. ASCE, J. Struct. Div., Vol.87, No. ST7., pp.181-197, 1961.
- 2) Evans, H.R., Porter, D.M. and Rockey, K.C. : The collapse behaviour of plate girders subjected to shear and bending, IABSE Proceedings, P-18/78, pp.1-20, 1978.
- 3) 小松・森脇・藤野・滝本：組み合わせ荷重を受けるプレートガーダーの極限強度、土木学会論文報告集、第321号、pp.1-14, 1982年 5月。
- 4) 塩見・伊藤・福本：プレートガーダーの耐荷力実験データの調査、構造工学論文集、Vol.33A, pp.127-139, 1987.
- 5) 小松・北田：初期不整を含む自由突出圧縮鋼板の極限強度特性について、土木学会論文報告集、第314号、pp.15-27, 1981年10月。

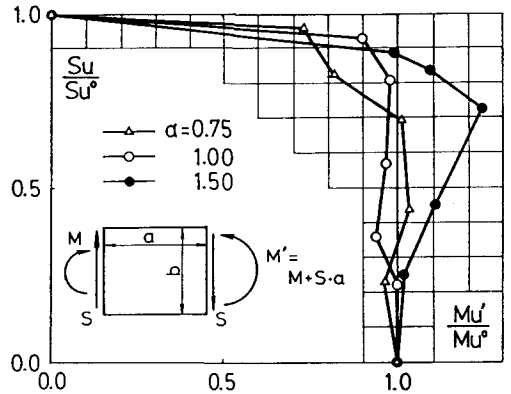


図-3 曲げとせん断の連成強度

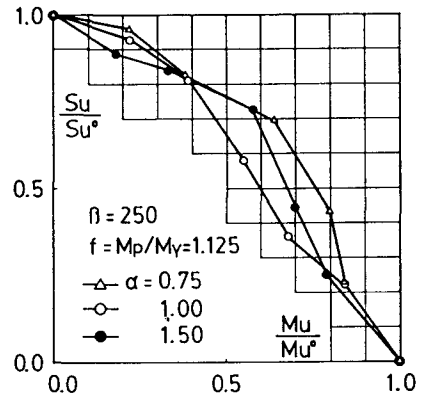


図-4 作用曲げモーメントと作用せん断力で表した連成強度

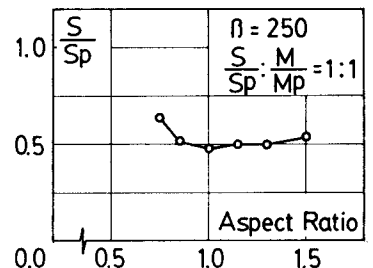


図-5 縦横比と連成強度の関係