

I-42

軸圧縮、曲げ、せん断を受ける補剛板の座屈挙動

本州四国連絡橋公団 正員 藤井裕司
同 正員 山口和範
建設省土木研究所 正員 西川和廣
同 正員 〇田中良樹

1. まえがき

斜張橋の補剛桁腹板には、軸圧縮力、曲げモーメント及びせん断力が同時に作用する。これらの作用を受ける腹板の安定照査は、所要の剛度を有するスティフナで囲まれたサブパネルの局部座屈の照査によって行われることが多い¹⁾。しかし、中央径間が数100mに及ぶ長大な斜張橋では、主塔付近の補剛桁の腹板に、これまでにない高い軸圧縮力が曲げ、せん断とともに作用する。このことから、このような条件下での腹板の座屈挙動を把握しておくとともに、現行の安定照査法によって設計される腹板の安全性を確認するため、実橋の縮尺1/2の供試体を2体用意し、それぞれせん断の影響を変えて耐荷力試験を行った。

2. 供試体の設計と載荷方法

表-1及び図-1に供試体の諸元及び載荷方法を示す。テストパネルの断面寸法は、実橋腹板の1/2とした。本試験では、フランジとの連成座屈は対象とせず、腹板の座屈のみに着目することとし、腹板及びスティフナのみを実橋と相似させた。腹板降伏後もフランジは降伏しないように、腹板には実橋と同じSM490Yを用い、上下フランジにはHT80を用いた。表-2に材料試験結果を示す。供試体は表-3に示すように実橋の設計と同じ応力状態を発生させるType-1及びそのせん断力のみ1/2としたType-2の2体を用意した。実橋においては、軸圧縮力と曲げ、せん断とは比例関係でないが、ここでは、試験の簡素化を図るため、供試体形状に傾斜、偏心を与えた上で一軸載荷による方法を採用し、設計荷重作用時のみに実橋の設計と同じ応力状態となるようにした。

なお、テストパネルと同一形状の供試体による残留応力測定結果では、サブパネル、スティフナの溶接部及び自由縁を除く部分に最大1000kgf/cm²程度の軸方向圧縮残留応力が生じていた。また、テストパネルの初期面外変位はType-1で-1.0～2.0mm、Type-2で-1.6～1.3mm(+;スティフナ側)であった。

3. 腹板の座屈挙動

表-4に試験結果を示す。

- 1) Type-1,2ともに、設計荷重で座屈、降伏等の変状は見られなかった。
- 2) 7段の水平スティフナを有する腹板は、軸圧縮、曲げ、せん断を同時に受けた場合、①局所的なサブパネルの面外曲げ(設計荷重の1.0～1.1倍)、②一部のスティフナの面外曲げ(同1.1～1.2倍)、③腹板の分担モーメントの低下(同1.7倍)の順に、安定性を失っていく。

3) さらに、面外曲げが全てのスティフナに及ぶと、テストパネルの2方向の対角変位は直線性を失い、その後急増していく(④)。その発生荷重は、せん断の影響が設計値相当のType-1で設計荷重の1.6倍、同影響が設計値の1/2相当のType-2で同1.9倍であった。さらに、Type-1,2ともにそれらの発生荷重の約1.2倍で、

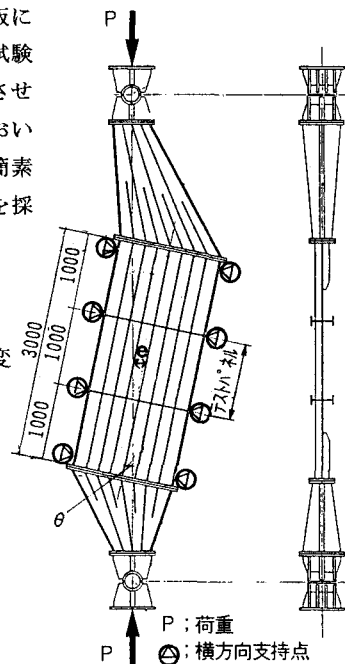


図-1 供試体の形状と載荷方法

表-1 テストパネル諸元

腹板断面 :mm	1316×8 (SM490Y)
水平スティフナ本数:本	7
断面 :mm	170×16 (SM490Y)
間隔 :mm	170.5+6×162.5+170.5
垂直スティフナ間隔:mm	1000
上下フランジ断面:mm	300×20 (HT80)

注) 本文のスティフナは水平スティフナをいう。

表-2 材料試験結果 (kgf/cm²)

部材	降伏点	引張強度	板厚 mm	設計値	降伏点設計値
腹板	4310	5850	8.0	3600	1.20
スティフナ	4030	5740	7.7	3600	1.12

材質: SM490Y、それぞれ3回の平均値

表-3 供試体の設計条件

供試体	Type-1	Type-2
傾斜角 θ : deg.	10.1	5.1
偏心量 e : mm	200	202
設計荷重 P_d : tf	356.4	352.3
軸圧縮力 : tf	350.9	350.9
曲げモーメント : tf·m	71.4	71.4
せん断力 : tf	62.5	31.3
軸圧縮応力度 : kgf/cm ²	-1286	
曲げ応力度 : kgf/cm ²	±637	
縁応力度 : kgf/cm ²	-1923, -649	
せん断応力度 : kgf/cm ²	594	297

*) テストパネル中央での値

下フランジの応力度が直線性を失った(⑤)。

4. 計算値との比較

①に関して、サブパネルの面外曲げは、Type-1,2それぞれ計算値の0.88倍、0.77倍で発生しており、試験結果の方が計算値よりも小さかった。

②に関して、表-4に記す柱モデルの座屈荷重は、1本のスティフナと腹板(有効幅×腹板厚)で断面構成される柱を仮想したモデルによる計算値をいう²⁾。ただし、せん断の影響を考慮するため、換算降伏点 σ_y^* (表-4下欄)を算定に用いた¹⁾。柱モデルの座屈荷重(②')は、Type-2の方がType-1よりも20%大きくなるが、スティフナの面外曲げ発生荷重はType-1,2ともに450tfであり、両者に差が見られなかった。

5. 曲げモーメントの分担

③に関して、図-2にテストパネル中央断面におけるフランジと腹板の曲げモーメントの分担(Type-1の例)を示す。Type-1,2ともに500tf程度で実測値の線形性が失われた。さらに、腹板モーメントはType-1,2ともに734tfで最大となった。

6. せん断の影響

図-3に、せん断の影響を見るため、表-4の結果を降伏荷重 $P_{y(N+M)}$ 、 $P_{y(s)}$ でそれぞれ無次元化して示す。サブパネル、スティフナの面外曲げ発生荷重及び腹板モーメント最大値発生荷重(①～③)については、いずれもType-1,2に有意な差は見られず、せん断の影響は見られなかった。せん断の影響は、対角変位の直線性限界荷重、全スティフナの面外曲げ発生荷重及び下フランジ応力度の直線性限界荷重(④、⑤)において見られた。

7. まとめ

本試験により、軸圧縮、曲げ、せん断を同時に受ける腹板(補剛板)について、各部の面外曲げ等の座屈挙動とその発生荷重を確認した。

(1) 部分的なサブパネルやスティフナの面外曲げは設計荷重の1.0～1.2倍の荷重で発生したが、腹板全体に座屈が発生し、腹板としての機能が低下するのは、同1.6～1.7倍以上の荷重が作用した時であった。

(2) せん断の影響は、腹板全体の座屈発生の時点で見られたが、設計荷重相当の作用力下では見られなかった。

表-4 試験結果

	供試体	Type-1		Type-2	
		荷重tf	Pd*比	荷重tf	Pd*比
	設計荷重 Pd	356	0.83	352	0.83
	設計荷重(補正值) Pd*	427	1.00	422	1.00
計算値	軸力、曲げによる腹板降伏 $P_{y(N+M)}$	536	—	566	—
	せん断による腹板降伏 $P_{y(s)}$	1147	—	2263	—
	①' サブパネルの座屈	535	1.25	567	1.34
	②' 柱モデルの座屈	385	0.96	462	1.19
	① サブパネルの面外曲げ発生	470	1.10	435	1.03
試験結果	② スティフナの面外曲げ発生	450	1.13	450	1.16
	③ 腹板モーメント最大値発生	734	1.72	734	1.74
	④ 対角変位の直線性の限界	680	1.59	800	1.89
	全スティフナ面外曲げ発生	800	1.87	930	2.20
	⑤ 下フランジ応力度直線性限界	1031	2.41	1071	2.54
計算値との比較	①/①'	0.88		0.77	
	②/②'	1.17		0.97	

注 1) 計算値は残留応力度を一律1000kgf/cm²と仮定して算出した。

2) $P_{y(s)}$ の計算では、以下のように降伏点を補正した¹⁾。

換算降伏点 $\sigma_y^* = \sqrt{\sigma_y^2 - 3(\nu_s \cdot \tau)^2}$ 、座屈安全率 $\nu_s = 1.7$

3) Pd^* は表-2に基づき補正した値(×1.2、但し②、②'の時×1.1)

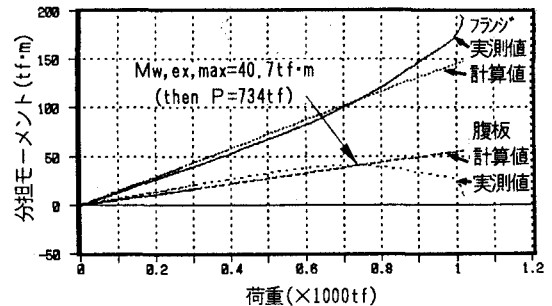


図-2 モーメントの分担(Type-1の例)

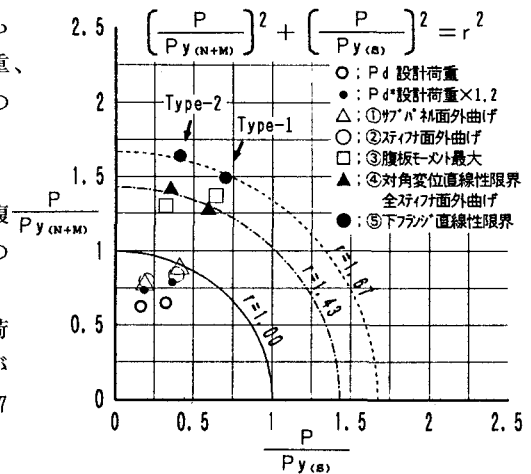


図-3 相関曲線(せん断の影響)

謝辞：本試験の実施にあたり、大阪市立大学北田俊行助教授及び同助教授を含む本州四国連絡橋公団鋼上部構造委員会構造分科会(主査：早稲田大学依田照彦教授)の委員の方々に、貴重なご助言を頂き、感謝致します。

参考文献：1) 鋼上部構造委員会報告書、本州四国連絡橋公団、(財)海洋架橋調査会、平成4年3月

2) H. NAKAI, Y. TAIDO, T. KITADA, H. HAYASHI; A DESIGN METHOD FOR ORTHOGONALLY STIFFENED PLATES WITH OR WITHOUT STRINGERS SUBJECTED TO UNIAXIAL COMPRESSION, PROC. OF JSCE, Vol. 2, No. 2 Oct. 1985