

プレートガーダー橋の
横方向荷重に対する挙動及び
設計法に関する研究

Study on behavior and design method of
steel plate girder bridge against lateral loads

石原 大作

2019 年 9 月

論文要旨

我が国の鋼道路橋は長年、降伏応力度に対して所定の安全率を考慮する許容応力度法による設計法が用いられてきていた。米国や欧州諸国においては 1990 年代より限界状態設計法にもとづく部分係数設計法または荷重抵抗係数設計法による設計体系に移行していた。1998 年には ISO2394 が制定され¹⁾、構造物の信頼性に関する基本的な原則が示された。これを受け、設計に係わる国際技術標準への対応といった面のみならず、国内の各技術標準間及び国際技術標準との整合性の確保といった面も含め、分野・構造種別を超えた「日本の考え」を示すことを主目的とした、土木・建築にかかる設計の基本²⁾が 2002 年に策定された。それらを受け、国内の道路橋設計法の基準体系である道路橋示方書は、平成 29 年度に性能設計にもとづく部分係数設計法に移行したが、その基本となる設計法—外力等の作用に対して構造物がどのように抵抗しどのような状態にあるかについて、断面計算等により応力度等を算出する方法—いわゆる設計法—は従来から用いられているものを踏襲しているのが現状である。

以上のような状況を鑑み、本研究では国内の鋼道路橋で一般的な構造形式である鋼多主桁橋及び鋼少数主桁橋を対象とし、風を主とした横方向荷重に対する設計法の合理化に関する検討を行う。

1 章では、プレートガーダー橋の諸元に関する実績調査を行い、本研究で対象とするプレートガーダー橋の諸元を検討した。あわせて、横方向力及び横方向荷重に対する既往の調査研究事例を整理し、鋼道路橋に生じた横方向部材の損傷事例を整理したうえで、横方向荷重に対する鋼橋の損傷の傾向を把握した。

2 章では鋼道路橋の横方力に対する設計法に関する基準・規程類を概説し、実務上一般的に用いられている横方向力に対する設計法を整理した。

3 章では、プレートガーダー橋に作用する風力特性、つまり桁毎の風荷重の分担率について風洞実験及び数値流体解析を用いて検証し、現行設計で用いられる風荷重のモデル化における仮定について、その妥当性を検証した。つまり、主桁及び地覆毎の抗力の分担率を風洞実験及び数値流体解析により検討した。

4 章では、現行設計により設計されたプレートガーダー橋を対象に、3 章で求めた風荷重の分担率をもとに有限要素解析により風荷重に対する挙動を確認した。あわせて地震荷重に対するプレートガーダー橋の挙動も確認した。5 章では、前章までの検討結果を踏まえて、現行設計法により算出される応力度等と有限要素解析により算出された応力度の比較を行うことにより、プレートガーダー橋の横方向荷重に対する設計法の検討を行い、風時における端対傾構の斜材応力算出時には、補正係数として 1.5 程度考慮することが望ましいことを明らかにした。

目次

1	序論	1
1.1	研究の背景	1
1.2	研究の目的	1
1.3	プレートガーダー橋の諸元に関する実績調査	1
1.3.1	実績調査結果	2
1.4	横方向部材及び横方向荷重に関する既往の調査研究	4
1.4.1	横方向部材の設計に対する解析的検討	4
1.4.2	横方向部材の設計に対する風洞実験による検討	5
1.4.3	ずれ止めの合成効果に関する調査研究	5
1.5	横方向部材の損傷事例	6
1.6	本論文の内容及び構成	7
2	設計基準類におけるプレートガーダー橋の横方向力に対する設計法の概要	8
2.1	道路橋示方書	8
2.2	鋼道路橋設計便覧	10
2.3	道路橋耐風設計便覧	11
2.4	建設省制定土木構造物標準設計第 23 巻 27 巻（単純プレートガーダー橋）の手引き	12
2.5	鋼構造物設計要領（案）名古屋高速道路	13
2.6	Eurocode	13
2.7	AASHTO	13
2.8	まとめ	14
3	プレートガーダー橋に作用する風力特性に関する風洞実験及び数値流体解析を用いた検討	15
3.1	検討対象橋梁諸元	15
3.2	風洞実験による検討	15
3.2.1	風洞実験装置の概要	15
3.2.2	実験模型の概要	16
3.2.3	実験法概要及び各物理量の定義	22
3.2.4	実験結果	23
3.3	数値計算による検討	36
3.3.1	解析手法の妥当性検証	36
3.3.2	検証目的	37
3.3.3	流れ場の支配方程式	37
3.3.4	解析手法	38
3.3.5	解析モデル	38

3.3.6	解析手法・解析条件の妥当性検証	39
3.4	鋼多主桁橋周りの流れ特性	60
3.4.1	解析モデル	60
3.4.2	流線特性	60
3.4.3	抗力係数	67
3.5	鋼少数主桁橋周りの流れ特性	75
3.5.1	解析モデル	75
3.5.2	流線特性	75
3.5.3	抗力係数	77
4	プレートガーダー橋の横方向荷重に対する挙動に関する有限要素解析を用いた検討	81
4.1	検討対象橋梁	81
4.2	解析モデル	83
4.3	モデル化方針	83
4.4	要素分割	86
4.5	境界条件	88
4.6	荷重条件	88
4.7	ずれ止めの再現解析	88
4.8	横方向部材の試設計	89
4.9	鋼多主桁橋の風荷重に対する挙動	91
4.10	鋼少数主桁橋の風荷重に対する挙動	99
4.11	鋼多主桁橋の地震荷重に対する挙動	102
5	現行設計法の検証	104
5.1	現行設計法の概要	104
5.2	現行設計法と有限要素解析による発生応力度の比較	105
5.3	桁・床版間の合成効果による影響	117
6	結論	120
	参考文献	121
	謝辞	127

図目次

図-1.1	年度毎のプレートガーダー橋数	2
図-1.2	年度毎のプレートガーダー橋の総高と総幅員の関係	3
図-1.3	年度毎のプレートガーダー橋の総高と総幅員の比	3
図-1.4	年度毎のプレートガーダー橋の張出し長と桁間隔の比	4
図-1.5	中間支点上対傾構の損傷事例	6
図-1.6	鋼単純 I 桁下横構の変形（夙川橋 P9-P10 径間）	7
図-2.1	鋼道路橋設計便覧における分配対傾構の計算モデル	10
図-2.2	鋼道路橋設計便覧における対傾構の計算モデル	11
図-2.3	鋼桁の抗力係数	11
図-2.4	鋼道路橋設計便覧における分配対傾構の計算モデル	12
図-2.5	鋼道路橋設計便覧における端対傾構の計算モデル	12
図-2.6	鋼道路橋設計便覧における中間対傾構の計算モデル	13
図-2.7	Harper らにより提案された架設時の桁毎の抗力係数	14
図-3.1	風洞実験装置平面図	16
図-3.2	メロンテクノス社製圧力計測システム	16
図-3.3	模型設置状況	17
図-3.4	模型概況	17
図-3.5	鋼多主桁橋模型概要図	18
図-3.6	鋼少数主桁橋模型概要図	19
図-3.7	圧力計概要図（主桁部）	20
図-3.8	圧力計概要図（地覆部）	20
図-3.9	圧力模型設置状況（側面）	21
図-3.10	圧力模型設置状況（側面）	21
図-3.11	圧力模型設置状況（側面）	22
図-3.12	鋼多主桁橋の圧力分布図（迎角-3°，風速 5m/s）	24
図-3.13	鋼多主桁橋の圧力分布図（迎角 0°，風速 5m/s）	24
図-3.14	鋼多主桁橋の圧力分布図（迎角+3°，風速 5m/s）	24
図-3.15	鋼多主桁橋の圧力分布図（迎角-3°，風速 7.5m/s）	25
図-3.16	鋼多主桁橋の圧力分布図（迎角 0°，風速 7.5m/s）	25
図-3.17	鋼多主桁橋の圧力分布図（迎角+3°，風速 7.5m/s）	25
図-3.18	鋼多主桁橋の圧力分布図（迎角-3°，風速 10m/s）	26
図-3.19	鋼多主桁橋の圧力分布図（迎角 0°，風速 10m/s）	26
図-3.20	鋼多主桁橋の圧力分布図（迎角+3°，風速 10m/s）	26
図-3.21	鋼少数主桁橋の圧力分布図（迎角-3°，風速 5m/s）	27
図-3.22	鋼少数主桁橋の圧力分布図（迎角 0°，風速 5m/s）	27

図-3.23 鋼少数主桁橋の圧力分布図（迎角 $+3^{\circ}$ ，風速 5m/s）	27
図-3.24 鋼少数主桁橋の圧力分布図（迎角 -3° ，風速 7.5m/s）	28
図-3.25 鋼少数主桁橋の圧力分布図（迎角 0° ，風速 7.5m/s）	28
図-3.26 鋼少数主桁橋の圧力分布図（迎角 $+3^{\circ}$ ，風速 7.5m/s）	28
図-3.27 鋼少数主桁橋の圧力分布図（迎角 -3° ，風速 10m/s）	29
図-3.28 鋼少数主桁橋の圧力分布図（迎角 0° ，風速 10m/s）	29
図-3.29 鋼少数主桁橋の圧力分布図（迎角 $+3^{\circ}$ ，風速 10m/s）	29
図-3.30 各ケースの抗力係数と迎角の関係	30
図-3.31 鋼多主桁橋の抗力分担率（迎角 $=-3^{\circ}$ ，風速 5.0m/s）	31
図-3.32 鋼多主桁橋の抗力分担率（迎角 $=0^{\circ}$ ，風速 5.0m/s）	31
図-3.33 鋼多主桁橋の抗力分担率（迎角 $=3^{\circ}$ ，風速 5.0m/s）	31
図-3.34 鋼多主桁橋の抗力分担率（迎角 $=-3^{\circ}$ ，風速 7.5m/s）	32
図-3.35 鋼多主桁橋の抗力分担率（迎角 $=0^{\circ}$ ，風速 7.5m/s）	32
図-3.36 鋼多主桁橋の抗力分担率（迎角 $=3^{\circ}$ ，風速 7.5m/s）	32
図-3.37 鋼多主桁橋の抗力分担率（迎角 $=-3^{\circ}$ ，風速 10.0m/s）	33
図-3.38 鋼多主桁橋の抗力分担率（迎角 $=0^{\circ}$ ，風速 10.0m/s）	33
図-3.39 鋼多主桁橋の抗力分担率（迎角 $=3^{\circ}$ ，風速 10.0m/s）	33
図-3.40 鋼少数主桁橋の抗力分担率（迎角 $=-3^{\circ}$ ，風速 5.0m/s）	34
図-3.41 鋼少数主桁橋の抗力分担率（迎角 $=0^{\circ}$ ，風速 5.0m/s）	34
図-3.42 鋼少数主桁橋の抗力分担率（迎角 $=3^{\circ}$ ，風速 5.0m/s）	34
図-3.43 鋼多主桁橋の流線観測結果（迎角 $=0^{\circ}$ ，風速 5.0m/s）	35
図-3.44 鋼少数主桁橋の流線観測結果（迎角 $=0^{\circ}$ ，風速 5.0m/s）	35
図-3.45 検証対象橋梁（鋼多主桁橋）概要図	36
図-3.46 検証対象橋梁（鋼少数主桁橋）概要図	37
図-3.47 解析モデル概要図	38
図-3.48 鋼多主桁橋モデル概要図（全体）	39
図-3.49 鋼多主桁橋モデル概要図（桁付近）	39
図-3.50 鋼多主桁橋モデル概要図（桁部拡大）	40
図-3.51 鋼少数主桁橋モデル概要図（全体）	40
図-3.52 鋼少数主桁橋モデル概要図（桁付近）	40
図-3.53 鋼少数主桁橋モデル概要図（桁部拡大）	41
図-3.54 鋼多主桁橋モデル流線図：側面（解析時間 17 秒時点の瞬間値）	41
図-3.55 鋼多主桁橋モデル流線図：斜め下から（解析時間 17 秒時点の瞬間値）	42
図-3.56 鋼少数主桁橋モデル流線図：側面（解析時間 19 秒時点の瞬間値）	42
図-3.57 鋼少数主桁橋モデル流線図：斜め下から（解析時間 19 秒時点の瞬間値）	43
図-3.58 鋼多主桁橋モデル風速分布（1 秒）	43
図-3.59 鋼多主桁橋モデル風速分布（2 秒）	44
図-3.60 鋼多主桁橋モデル風速分布（3 秒）	44

図-3.61 鋼多主桁橋モデル風速分布（4 秒）	44
図-3.62 鋼多主桁橋モデル風速分布（5 秒）	45
図-3.63 鋼多主桁橋モデル風速分布（6 秒）	45
図-3.64 鋼多主桁橋モデル風速分布（7 秒）	45
図-3.65 鋼多主桁橋モデル風速分布（8 秒）	46
図-3.66 鋼多主桁橋モデル風速分布（9 秒）	46
図-3.67 鋼多主桁橋モデル風速分布（10 秒）	46
図-3.68 鋼多主桁橋モデル風速分布（11 秒）	47
図-3.69 鋼多主桁橋モデル風速分布（12 秒）	47
図-3.70 鋼多主桁橋モデル風速分布（13 秒）	47
図-3.71 鋼多主桁橋モデル風速分布（14 秒）	48
図-3.72 鋼多主桁橋モデル風速分布（15 秒）	48
図-3.73 鋼多主桁橋モデル風速分布（16 秒）	48
図-3.74 鋼多主桁橋モデル風速分布（17 秒）	49
図-3.75 鋼多主桁橋モデル風速分布（18 秒）	49
図-3.76 鋼多主桁橋モデル風速分布（19 秒）	49
図-3.77 鋼多主桁橋モデル風速分布（20 秒）	50
図-3.78 鋼少数主桁橋モデル風速分布（1 秒）	50
図-3.79 鋼少数主桁橋モデル風速分布（2 秒）	50
図-3.80 鋼少数主桁橋モデル風速分布（3 秒）	51
図-3.81 鋼少数主桁橋モデル風速分布（4 秒）	51
図-3.82 鋼少数主桁橋モデル風速分布（5 秒）	51
図-3.83 鋼少数主桁橋モデル風速分布（6 秒）	52
図-3.84 鋼少数主桁橋モデル風速分布（7 秒）	52
図-3.85 鋼少数主桁橋モデル風速分布（8 秒）	52
図-3.86 鋼少数主桁橋モデル風速分布（9 秒）	53
図-3.87 鋼少数主桁橋モデル風速分布（10 秒）	53
図-3.88 鋼少数主桁橋モデル風速分布（11 秒）	53
図-3.89 鋼少数主桁橋モデル風速分布（12 秒）	54
図-3.90 鋼少数主桁橋モデル風速分布（13 秒）	54
図-3.91 鋼少数主桁橋モデル風速分布（14 秒）	54
図-3.92 鋼少数主桁橋モデル風速分布（15 秒）	55
図-3.93 鋼少数主桁橋モデル風速分布（16 秒）	55
図-3.94 鋼少数主桁橋モデル風速分布（17 秒）	55
図-3.95 鋼少数主桁橋モデル風速分布（18 秒）	56
図-3.96 鋼少数主桁橋モデル風速分布（19 秒）	56
図-3.97 鋼少数主桁橋モデル風速分布（20 秒）	56
図-3.98 鋼多主桁橋モデル抗力係数の時刻歴	57

図-3.99 鋼多主桁橋モデル桁・地覆位置における抗力係数の時刻歴	57
図-3.100 鋼多主桁橋モデル抗力分担率	58
図-3.101 鋼少数主桁橋モデル抗力係数の時刻歴	58
図-3.102 鋼少数主桁橋モデル桁・地覆位置における抗力係数の時刻歴	59
図-3.103 鋼少数主桁橋モデル抗力分担率	59
図-3.104 鋼多主桁モデル (C-1) の流線図：正面（解析時間 19 秒時点の瞬間値）	61
図-3.105 鋼多主桁モデル (C-1) の流線図：斜め下から（解析時間 19 秒時点の瞬間値）	61
図-3.106 鋼多主桁モデル (C-2) の流線図：正面（解析時間 14 秒時点の瞬間値）	62
図-3.107 鋼多主桁モデル (C-2) の流線図：斜め下から（解析時間 14 秒時点の瞬間値）	62
図-3.108 鋼多主桁モデル (C-3) の流線図：正面（解析時間 15 秒時点の瞬間値）	63
図-3.109 鋼多主桁モデル (C-3) の流線図：斜め下から（解析時間 15 秒時点の瞬間値）	63
図-3.110 鋼多主桁モデル (C-4) の流線図：正面（解析時間 13 秒時点の瞬間値）	64
図-3.111 鋼多主桁モデル (C-4) の流線図：斜め下から（解析時間 13 秒時点の瞬間値）	64
図-3.112 鋼多主桁モデル (C-5) の流線図：正面（解析時間 14 秒時点の瞬間値）	65
図-3.113 鋼多主桁モデル (C-5) の流線図：斜め下から（解析時間 14 秒時点の瞬間値）	65
図-3.114 鋼多主桁モデル (C-7) の流線図：正面（解析時間 19 秒時点の瞬間値）	66
図-3.115 鋼多主桁モデル (C-7) の流線図：斜め下から（解析時間 19 秒時点の瞬間値）	66
図-3.116 鋼多主桁モデル (C-8) の流線図：正面（解析時間 19 秒時点の瞬間値）	67
図-3.117 鋼多主桁モデル (C-8) の流線図：斜め下から（解析時間 19 秒時点の瞬間値）	67
図-3.118 鋼多主桁モデル (C-1) の抗力係数の時刻歴	68
図-3.119 鋼多主桁モデル (C-2) の抗力係数の時刻歴	68
図-3.120 鋼多主桁モデル (C-3) の抗力係数の時刻歴	69
図-3.121 鋼多主桁モデル (C-4) の抗力係数の時刻歴	69
図-3.122 鋼多主桁モデル (C-5) の抗力係数の時刻歴	70
図-3.123 鋼多主桁モデル (C-1) の地覆及び各主桁毎の抗力係数の時刻歴	70
図-3.124 鋼多主桁モデル (C-2) の地覆及び各主桁毎の抗力係数の時刻歴	71
図-3.125 鋼多主桁モデル (C-3) の地覆及び各主桁毎の抗力係数の時刻歴	71
図-3.126 鋼多主桁モデル (C-4) の地覆及び各主桁毎の抗力係数の時刻歴	72
図-3.127 鋼多主桁モデル (C-5) の地覆及び各主桁毎の抗力係数の時刻歴	72
図-3.128 鋼多主桁モデル (C-1) の抗力分担率	73
図-3.129 鋼多主桁モデル (C-2) の抗力分担率	73
図-3.130 鋼多主桁モデル (C-3) の抗力分担率	74
図-3.131 鋼多主桁モデル (C-4) の抗力分担率	74
図-3.132 鋼多主桁モデル (C-5) の抗力分担率	75
図-3.133 鋼少数主桁橋モデル (C-7) の流線図：正面（解析時間 19 秒時点の瞬間値）	76
図-3.134 鋼少数主桁橋モデル (C-7) の流線図：斜め下から（解析時間 19 秒時点の瞬間値）	76
図-3.135 鋼少数主桁橋モデル (C-8) の流線図：正面（解析時間 15 秒時点の瞬間値）	77
図-3.136 鋼少数主桁橋モデル (C-8) の流線図：斜め下から（解析時間 15 秒時点の瞬間値）	77

図-3.137鋼少数主桁橋モデル（C-7）の抗力係数の時刻歴	78
図-3.138鋼少数主桁橋モデル（C-8）の抗力係数の時刻歴	78
図-3.139鋼少数主桁橋モデル（C-7）の地覆及び主桁毎の抗力係数の時刻歴	79
図-3.140鋼少数主桁橋モデル（C-8）の地覆及び主桁毎の抗力係数の時刻歴	79
図-3.141鋼少数主桁橋モデル（C-7）の抗力分担率	80
図-3.142鋼少数主桁橋モデル（C-8）の抗力分担率	80
図-4.1 鋼多主桁橋（F-01）有限要素モデル形状図（全体）	83
図-4.2 鋼多主桁橋（F-01）有限要素モデル形状図（下面）	84
図-4.3 鋼多主桁橋（F-01）有限要素モデル形状図（前面）	84
図-4.4 鋼多主桁橋（F-01）有限要素モデル形状図（側面）	84
図-4.5 鋼少数主桁橋（F-07）有限要素モデル形状図（全体）	85
図-4.6 鋼少数主桁橋（F-07）有限要素モデル形状図（下面）	85
図-4.7 鋼少数主桁橋（F-07）有限要素モデル形状図（前面）	85
図-4.8 鋼少数主桁橋（F-07）有限要素モデル形状図（側面）	86
図-4.9 鋼多主桁橋有限要素モデルメッシュ分割図（全体）	86
図-4.10 鋼多主桁橋有限要素モデルメッシュ分割図（桁部）	87
図-4.11 鋼多主桁橋有限要素モデルメッシュ分割図（端対傾構）	87
図-4.12 鋼多主桁橋有限要素モデルメッシュ分割図（中間対傾構）	87
図-4.13 鋼多主桁橋有限要素モデルメッシュ分割図（下横構）	88
図-4.14 ずれ止めの再現解析結果概要図	89
図-4.15 ずれ止めの再現解析結果側面図（左：RC 部材，右：H 鋼部材）	89
図-4.16 F-01 ケースの横方向部材諸元	90
図-4.17 F-03 ケースの横方向部材諸元	90
図-4.18 F-04 ケースの横方向部材諸元	90
図-4.19 F-05 ケースの横方向部材諸元	90
図-4.20 F-06 ケースの横方向部材諸元	91
図-4.21 F-07 ケースの横方向部材諸元	91
図-4.22 鋼多主桁橋モデル（F-1）ミーゼス応力度コンター図（風時：端対傾構）	91
図-4.23 鋼多主桁橋モデル（F-1）ミーゼス応力度コンター図（風時：中間対傾構）	92
図-4.24 鋼多主桁橋（F-1）ミーゼス応力度コンター図（風時：下横構）	92
図-4.25 鋼多主桁橋モデル（F-2）ミーゼス応力度コンター図（風時：端対傾構）	93
図-4.26 鋼多主桁橋モデル（F-3）ミーゼス応力度コンター図（風時：端対傾構）	93
図-4.27 鋼多主桁橋モデル（F-3）ミーゼス応力度コンター図（風時：中間対傾構）	94
図-4.28 鋼多主桁橋（F-3）ミーゼス応力度コンター図（風時：下横構）	94
図-4.29 鋼多主桁橋モデル（F-4）ミーゼス応力度コンター図（風時：端対傾構）	95
図-4.30 鋼多主桁橋モデル（F-4）ミーゼス応力度コンター図（風時：中間対傾構）	95
図-4.31 鋼多主桁橋（F-4）ミーゼス応力度コンター図（風時：下横構）	96
図-4.32 鋼多主桁橋モデル（F-5）ミーゼス応力度コンター図（風時：端対傾構）	96

図-4.33 鋼多主桁橋モデル (F-5) ミーゼス応力度コンター図 (風時：中間対傾構)	97
図-4.34 鋼多主桁橋 (F-5) ミーゼス応力度コンター図 (風時：下横構)	97
図-4.35 鋼多主桁橋モデル (F-6) ミーゼス応力度コンター図 (風時：端対傾構)	98
図-4.36 鋼多主桁橋モデル (F-6) ミーゼス応力度コンター図 (風時：中間対傾構)	98
図-4.37 鋼多主桁橋 (F-6) ミーゼス応力度コンター図 (風時：下横構)	99
図-4.38 鋼少数主桁橋モデル (F-7) ミーゼス応力度コンター図 (風時：端横桁)	99
図-4.39 鋼少数主桁橋モデル (F-7) ミーゼス応力度コンター図 (風時：中間横桁)	100
図-4.40 鋼少数主桁橋モデル (F-8) ミーゼス応力度コンター図 (風時：端横桁)	100
図-4.41 鋼少数主桁橋モデル (F-8) ミーゼス応力度コンター図 (風時：中間横桁)	101
図-4.42 鋼少数主桁橋モデル (F-9) ミーゼス応力度コンター図 (風時：端横桁)	101
図-4.43 鋼少数主桁橋モデル (F-9) ミーゼス応力度コンター図 (風時：中間横桁)	102
図-4.44 鋼多主桁橋モデル (F-1) ミーゼス応力度コンター図 (地震時：端対傾構)	102
図-4.45 鋼多主桁橋モデル (F-1) ミーゼス応力度コンター図 (地震時：中間対傾構)	103
図-4.46 鋼多主桁橋 (F-1) ミーゼス応力度コンター図 (地震時：下横構)	103
図-5.1 対傾構の設計概念図	105
図-5.2 鋼多主桁橋モデル (F-1) 対傾構の発生応力度比較 (風時，解析値/設計値)	106
図-5.3 鋼多主桁橋モデル (F-1) 下横構の発生応力度比較 (風時，解析値/設計値)	106
図-5.4 鋼多主桁橋モデル (F-2) 対傾構の発生応力度比較 (風時，解析値/設計値)	107
図-5.5 鋼多主桁橋モデル (F-2) 下横構の発生応力度比較 (風時，解析値/設計値)	107
図-5.6 鋼多主桁橋モデル (F-3) 対傾構の発生応力度比較 (風時，解析値/設計値)	107
図-5.7 鋼多主桁橋モデル (F-3) 下横構の発生応力度比較 (風時，解析値/設計値)	108
図-5.8 鋼多主桁橋モデル (F-4) 対傾構の発生応力度比較 (風時，解析値/設計値)	108
図-5.9 鋼多主桁橋モデル (F-4) 下横構の発生応力度比較 (風時，解析値/設計値)	108
図-5.10 鋼多主桁橋モデル (F-5) 対傾構の発生応力度比較 (風時，解析値/設計値)	109
図-5.11 鋼多主桁橋モデル (F-5) 下横構の発生応力度比較 (風時，解析値/設計値)	109
図-5.12 鋼多主桁橋モデル (F-6) 対傾構の発生応力度比較 (風時，解析値/設計値)	109
図-5.13 鋼多主桁橋モデル (F-6) 下横構の発生応力度比較 (風時，解析値/設計値)	110
図-5.14 鋼多主桁橋モデル (F-1) 風時における全体変形図 (上から，変形倍率 100 倍)	110
図-5.15 鋼多主桁橋モデル (F-1) 風時における中間対傾構変形図 (変形倍率 100 倍)	110
図-5.16 鋼多主桁橋モデル (F-1) 風時における端対傾構変形図 (変形倍率 100 倍)	111
図-5.17 鋼多主桁橋モデル (F-1) 対傾構の発生応力度比較 (地震時，解析値/設計値)	111
図-5.18 鋼多主桁橋モデル (F-1) 下横構の発生応力度比較 (地震時，解析値/設計値)	112
図-5.19 鋼多主桁橋モデル (F-1) 対傾構上弦材の発生応力度比較 (風時，解析値/設計値)	117
図-5.20 鋼多主桁橋モデル (F-1) 対傾構下弦材の発生応力度比較 (風時，解析値/設計値)	117
図-5.21 鋼多主桁橋モデル (F-1) 対傾構斜材の発生応力度比較 (風時，解析値/設計値)	118
図-5.22 鋼多主桁橋モデル (F-7) 横桁の発生応力度比較 (風時，解析値/設計値)	118
図-5.23 鋼多主桁橋モデル (F-8) 横桁の発生応力度比較 (風時，解析値/設計値)	119
図-5.24 鋼多主桁橋モデル (F-9) 横桁の発生応力度比較 (風時，解析値/設計値)	119

表目次

表-2.1	道路橋示方書における風荷重の変遷	9
表-3.1	検討対象橋梁の諸元（※付のケースは風洞実験も実施）	15
表-3.2	検証ケース諸元	36
表-4.1	有限要素解析検討対象橋梁の諸元	82
表-5.1	道示に規定される鋼桁の風荷重（kN/m）	104
表-5.2	風荷重に対する有限要素解析と現行設計法による対傾構発生応力度の比較（F-1） . .	113
表-5.3	風荷重に対する有限要素解析と現行設計法による下横構発生応力度の比較（F-1） . .	114
表-5.4	地震に対する有限要素解析と現行設計法による対傾構発生応力度の比較（F-1） . . .	115
表-5.5	地震荷重に対する有限要素解析と現行設計法による下横構発生応力度の比較（F-1）	116

1 序論

1.1 研究の背景

日本の鋼道路橋設計は、昭和 31 年に鋼道路橋設計示方書（現在の道路橋示方書）³⁾において許容応力度設計法が示されて以降、構造細目や許容応力度などの改定はなされてきたものの、設計体系としては大きく変わることなく用いられてきた。米国では性能設計にもとづく荷重抵抗係数設計法⁴⁾、欧州では性能設計にもとづく部分係数設計法⁵⁾が 20 年ほど前から適用されており、道路橋示方書・同解説（以下、道路橋示方書）も平成 29 年に部分係数設計法・限界状態設計法への移行がなされた⁶⁾。限界状態設計法は照査の対象となる限界状態に対し、各部材の状態が要求される性能を発揮できるかどうかを検証する性能照査型設計法である。一般的に、性能照査型設計においては使用限界状態と終局限界状態の 2 つが照査対象となるが、鋼道路橋の横方向荷重に対する限界状態における挙動に関しては十分な検討がなされているとは言い難い。部材単位もしくは橋全体系としての鉛直荷重に対する終局限界状態（例えば柱の座屈、板の引張降伏、鋼部材の疲労など）に関しては、種々の検討がこれまでにおこなわれ、実験データ及び設計法の蓄積がなされてきた一方で（例えば 7-15）、横方向荷重に対する限界状態及びその照査方法については、実験の困難さ、解析の複雑さ等からほとんど検討がなされていないため、およそ 40 年前に示された慣用的な設計法にもとづいて現在も横方向部材の設計がなされている。

1.2 研究の目的

本研究では、鋼道路橋のうち一般的に適用されることが多い鋼多主桁橋及び鋼少数主桁橋（以下、両者をまとめてプレートガーダー橋という）における、横方向荷重に対する挙動について、関連する設計基準類を整理したうえで、プレートガーダー橋に作用する風荷重の分布について風洞実験及び数値計算による検討を行う。そこで得られた風荷重の分布に基づき、プレートガーダー橋に風荷重が作用する状態の有限要素解析を実施することで、その抵抗機構を検討する。それらを踏まえ、風荷重に対するプレートガーダー橋の設計法について検討する。

1.3 プレートガーダー橋の諸元に関する実績調査

プレートガーダー橋に作用する風荷重特性に影響する要因としては、2 章において後述するように、「橋の総幅（以下、B）」、「橋の総高（以下、D）」にくわえ、「主桁間隔（以下、I）」及び「主桁張出し長（以下、O）」が挙げられる。本検討の対象とする B、D、I について、実橋における傾向を確認するために、1979 年（昭和 54 年）から 2007 年（平成 20 年）に刊行された橋梁年鑑¹⁶⁾（昭和 38 年から昭和 47 年までは鉄骨橋梁年鑑¹⁷⁾）に掲載されているプレートガーダー橋の諸元に関する実績調査を実施した。なお、総高は桁高と床版厚、地覆高さ及び壁高欄の高さの合計であるが、床版厚、地覆高さ及び壁高欄の高さについては明記されていないものが大半であるため、床版厚は 0.25m、地覆高さは 0.20m、壁高欄高さは 0.9m と仮定して総高を算出した。

1.3.1 実績調査結果

調査対象とした橋梁数は 637 橋であり，年度ごとの橋梁数を図-1.1 に示す．ここでは橋梁数の多少を議論することを目的とはしていないが，1990 年前後をピークとして，プレートガーダー橋の建設数は減少傾向にあることが確認できる．

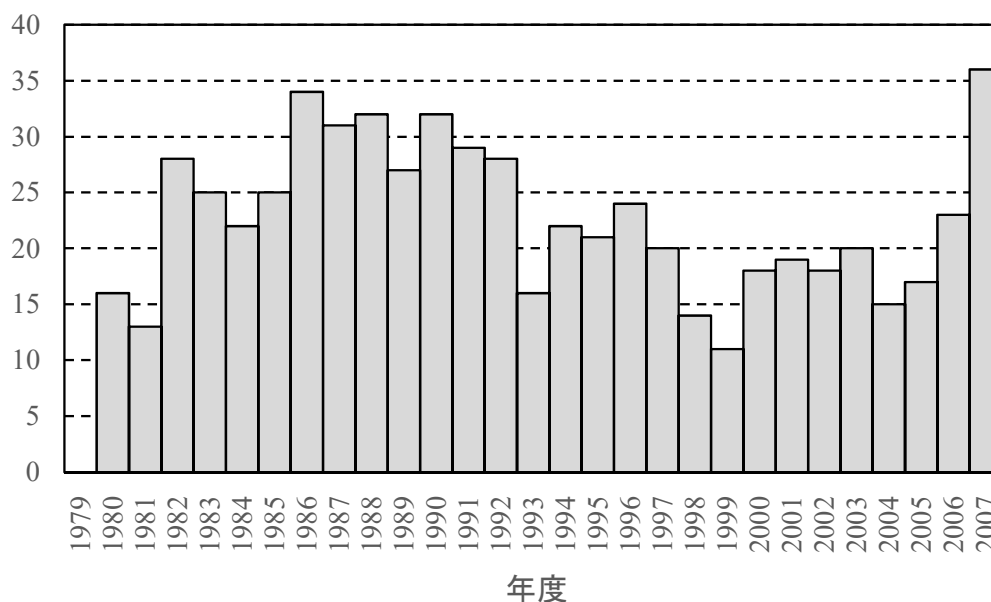


図-1.1 年度毎のプレートガーダー橋数

橋梁毎の B と D については図-1.2 に，B/D の関係については図-1.3 に，O/I の関係分布については図-1.4 に示す．

総高 B については，2～4m の範囲にほぼ全てが含まれており，桁高に換算して 0.75m～2.65m の範囲となる．これは，桁高は輸送に使用される低床式セミトレーラーに載荷可能である部材高さ 3.0m を上限として設計される場合が一般的であることに起因すると考えられる．総高 B と総幅員 D の比については，2.0～5.0 の範囲に大部分が分布している．総幅員は車線数，車線幅員，路肩幅員，及び歩道の有無等により約 10～30m の値となることが多いのに対し，総高は 2.0～4.0m の範囲となることによると考えられる．また，主桁張出し長と主桁間隔の比については，0.4 を中央値として約 0.2～0.7 の範囲となっている．一般的に，主桁張出し長と主桁間隔の比は 0.4 程度が最も構造的に合理性が高く，車道の両側に歩道等が設置される場合はそれよりも大きい張出し長が構造的に有利になることによる傾向と考えられる．

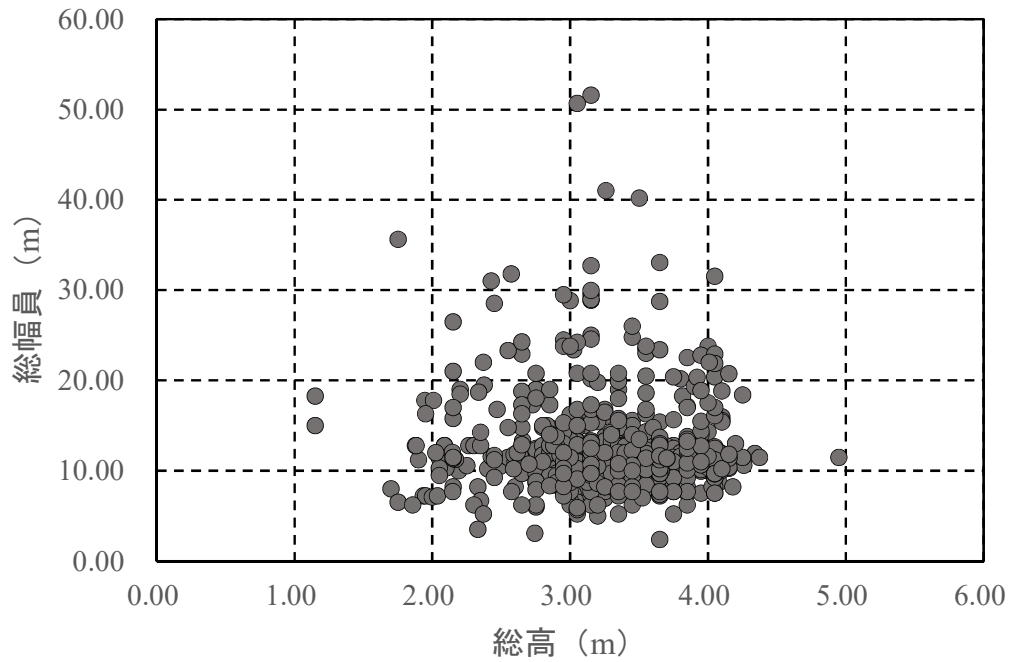


図-1.2 年度毎のプレートガーダー橋の総高と総幅員の関係

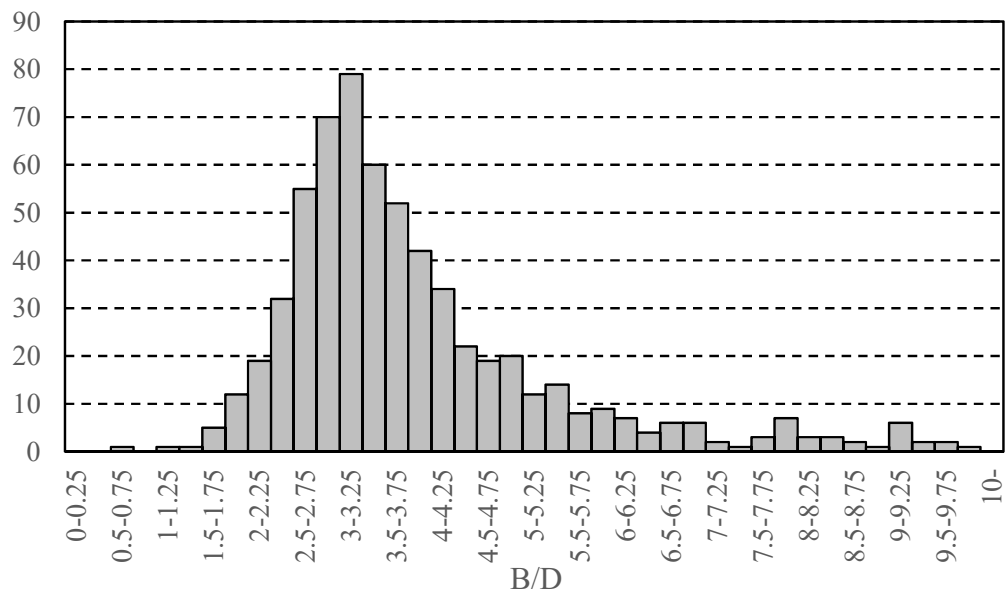


図-1.3 年度毎のプレートガーダー橋の総高と総幅員の比

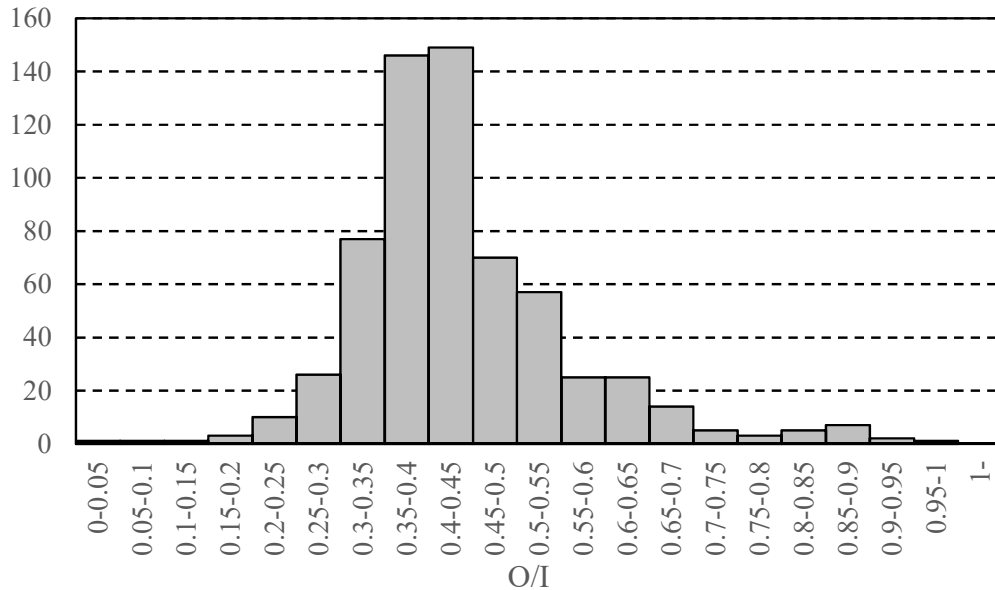


図-1.4 年度毎のプレートガーダー橋の張出し長と桁間隔の比

1.4 横方向部材及び横方向荷重に関する既往の調査研究

1.4.1 横方向部材の設計に対する解析的検討

本研究で対象とするプレートガーダー橋の横方向力に対する静的挙動に関する解析を用いた既往研究については、主に合理化橋梁のひとつである少数主桁橋を導入する際に検討がなされたものが多数を占める。高橋ら¹⁸⁾は有限要素解析を用いて、床版と桁を完全合成とした場合の横構省略検討及びずれ止めの配置検討を行っており、横構を省略しても安全であること、ならびに中間支点付近においては、ずれ止めに生じる水平力が大きく、可能な限りずれ止めを多く配置するよう配慮する必要があるとしている。また、酒井ら¹⁹⁾も同様の有限要素解析を実施し、風荷重及び地震荷重に対して横構を省略しても問題ないとしている。同様の少数主桁を対象とし、吉田ら²⁰⁾は鉛直方向に作用する車両荷重に対して横方向部材の省力化を検討し、シンプルな横補剛材である横桁を用いたとしても荷重分配性能や床版応力に差はほとんどないとしている。長井ら²¹⁾は3主桁のプレートガーダー橋について、補剛部材の撤去に伴う橋全体及び主桁と横桁もしくは横構等との接合部における局所応力の変化に着目した有限要素解析を行い、下横構や中間対傾構を省略したとしても一部の局所応力が大きくなるものの、全体としての挙動に大きな影響はないことを確認している。半野ら²²⁾は、3主桁のプレートガーダー橋に対し、レベル1地震時における中間対傾構及び下横構の省略による影響を有限要素解析により確認し、支間部ではその影響は小さいものの、支点部近傍では影響が大きくなる傾向を示している。辻角ら²³⁾は、日本国内で初の少数主桁橋であり、横構を省略した構造を採用したホロナイ川橋に対して地震時における時刻歴応答解析を実施し、地震荷重に対しては横構の寄与は少なく、横構を省略しても安全であると述べている。これらの既往研究は桁と床版を完全に剛で結合する、いわゆる完全合成桁として解析上の仮定を行い、床版の横方向力に対する抵抗を期待した有限要素解析を実施している。緒方ら²⁴⁾は広幅員合成2主桁橋の水平

方向荷重に対する横方向部材の影響検討として、風荷重及び地震荷重に対する中間横桁の本数及び横構の有無による影響を有限要素解析により検討している。検討の結果、中間横桁 5 本（横桁間隔 7.5m）としても応力上問題ないことを確認している。ただし、これらの検討も主桁と床版は完全合成と仮定し、解析上は剛結としている。坂井ら²⁵⁾も同様に広幅員合成 2 主桁橋の立体挙動特性に関する検討として、常時（死荷重＋活荷重時）における主桁、横桁、ずれ止めの挙動を解析的に検討し、中間横桁に発生する応力はそれほど大きな値でないことを確認している。

また、尾下は^{26,27)}、疑似箱桁理論を用いて下横構を有する曲線プレートガーダー橋の下横構部材力の近似解法を提案し、斜角を有する直線プレートガーダー橋の下横構による主桁付加応力度を立体骨組解析により算出している。これらは活荷重等の鉛直力に対する曲線もしくは斜角によるねじれの影響を検討するものであり、本検討の目的である風もしくは地震による横方向力に対するものではない。

その他、対傾構や下横構等の横方向部材に関する既往検討として、端対傾構を有する桁端部構造の耐荷力に関する解析的検討^{例えば28)}や、鋼上路式アーチ橋の耐震補強対策の一つとして、既設の対傾構や下横構を利用しエネルギー吸収性能を期待した耐震補強策の提案^{例えば29)}はなされているが、それらは鉛直荷重に対するものや既設橋の耐荷性能・耐震性能に関するものである。n

1.4.2 横方向部材の設計に対する風洞実験による検討

千葉ら³⁰⁾は幅員を変化させたプレートガーダー橋を対象とした風洞実験を実施し、床版部と主桁部の抗力係数の比率を計測しており、合計 3 ケースのうち 2 ケースは床版部 40 %，主桁部 60 %，1 ケースは床版部，主桁部 50 %となっていることを確認している。

小松らは³¹⁻³³⁾、以下の事項を明らかにすることを目的とし、プレートガーダー橋を対象とした風洞実験を行っている。

- 遮音板を高欄上に設置した場合の遮音板及び遮音板を含めた橋体の風荷重
- 2 橋並列状態にある橋体の風荷重
- 平面的に曲率を有する橋体の風荷重
- 橋面勾配を有する橋体の風荷重
- 桁形式と風荷重の関係

標準的な I 桁橋については、迎角と断面比をパラメーターとしてプロットした実験結果より抗力係数と断面比との関係式を提案している。

1.4.3 ずれ止めの合成効果に関する調査研究

非合成桁を対象とし、床版と主桁のずれ止めとしてスラブアンカーを使用した場合のスラブアンカーに生じるせん断応力の解析的検討を偏心骨組み要素により行った研究によれば³⁴⁾、支点上では大きなせん断力がスラブアンカーに生じ、実橋で用いられるスラブアンカーは支点付近で間隔を減少させて配置されることの妥当性を確認している。

枅田ら³⁵⁾は、非合成桁で用いられるスラブアンカーの合成効果を明らかにするため、スラブアンカーを対象とした静的押抜きせん断試験を実施し、死荷重相当の拘束力を与えた場合の最大せん

断耐力及びずれ定数を確認している。

山田ら³⁶⁾は、スラブアンカーを使用した場合の RC 床版と主桁間の結合強度を検討するために、押抜き試験体による静的試験及び繰返し載荷試験を実施し、スラブアンカーと付着による床版-フランジ間の結合では、付着によるずれ剛性が非常に大きいこと、また付着の破壊後も床版-フランジ間のずれ剛性が大きく、摩擦等の影響が考えられることを示した。

小松ら³⁷⁾は、ずれ止めの弾性変形による床版と鋼桁との相対変位の影響について、有限要素法を用いて、床版を連続体とした不完全合成桁の解析を行い、模型実験の結果と比較し、よい一致を確認している。また、ずれ止めの単位長さあたりのばね定数に関する無次元量としてフレキシビリティ定数 $s = \sqrt{k_0/k}$ を提案している。ここに、 k はずれ止めの単位長さあたりのばね定数、 k_0 は基準ばね定数として $20\text{t/cm/cm}(1.96\text{GN} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{m}^{-1})$ である。 $s = 0$ の場合は完全合成、 $0 < s < 7$ の場合が不完全合成、 $s > 7$ の場合が非合成となるとしている。

その他、孔あき鋼板ジベル等のずれ止め部材に関する検討は数多くなされている^{例えば38-44)}が、桁と床版を接合する観点からの検討ではない。

1.5 横方向部材の損傷事例

これまでに国内で発生した鋼道路橋における横方向部材の損傷事例を以下に整理する。

横方向部材については大規模地震により損傷が生じている事例が多く⁴⁵⁻⁴⁷⁾、特に支点近傍の対傾構や横構で損傷が生じている事例がある^{48,49)}。図-1.5、図-1.6 に損傷事例を示す⁵⁰⁾⁵¹⁾。



図-1.5 中間支点上対傾構の損傷事例⁵⁰⁾

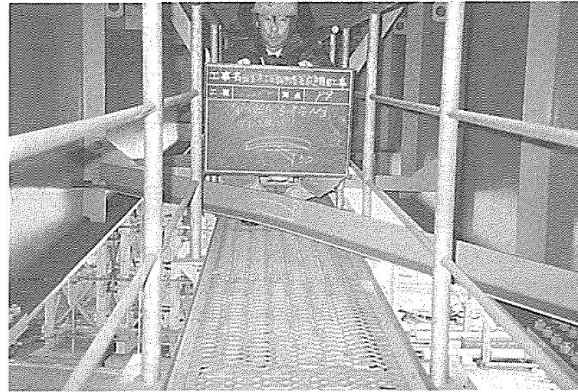


図-1.6 鋼単純 I 桁下横構の変形（夙川橋 P9-P10 径間）⁵¹⁾

プレートガーダー橋において風荷重による静的作用により損傷が生じた事例は国内では過去に確認されておらず，アーチ橋の吊材やトラス部材などの細長比が大きな部材では，風で振動が発生し取付部の疲労損傷の原因となっている程度である⁵²⁾。

1.6 本論文の内容及び構成

本論文の内容及び構成を以下に示す。

- a) 国内及び国外における横方向力に対する設計基準類を整理し，前提とされている仮定をとりまとめる（2章）。
- b) プレートガーダー橋を対象とした風洞実験を実施し，桁全体の空力特性のほか，桁位置及び地覆位置において計測した圧力計により桁毎に生じる圧力分布を計測した．それらを踏まえ，プレートガーダー橋の諸元を変化させたパラメトリックな数値流体解析を実施し，プレートガーダー橋の主桁毎の抗力係数の分担率をあきらかにする（3章）
- c) 3章において算出された主桁毎の抗力係数の分担率をもとに，プレートガーダー橋を対象とした有限要素解析を行い，風荷重に対するプレートガーダー橋の挙動を把握する．あわせて，地震荷重に対するプレートガーダー橋の挙動についても確認する（4章）
- d) 現行設計法での設計結果と4章における有限要素解析結果を比較し，実挙動を踏まえたプレートガーダー橋の横方向荷重に対する設計法について検討する（5章）

2 設計基準類におけるプレートガーダー橋の横方向力に対する設計法の概要

本章では、横方向部材に関する設計の概要として、道路橋示方書等の国内・国外における基準・ガイドライン類に規定される設計法の概要を示す。

2.1 道路橋示方書

道路橋示方書⁶⁾において、プレートガーダー橋に作用する風力特性のうち、プレートガーダー橋の抗力係数については式に示されるように橋の全幅と全高の比で算出式が与えられている。

$$C_d = \begin{cases} 2.1 - 0.1(B/D) & (1 \leq B/D < 8) \\ 1.3 & (8 \leq B/D) \end{cases} \quad (2.1)$$

また、対傾構及び横構についての要求性能に関する規定がなされている。

- (1) 橋の立体的機能を確保するために、橋の断面形の保持、剛性の確保、横荷重の支承部への円滑な伝達が図れる構造とする必要がある。
- (2) 橋の支点部は、原則として対傾構、橋門構又は横桁を設けて床版又は上横構に作用する全横荷重を支承部に円滑に伝達できる構造とする。

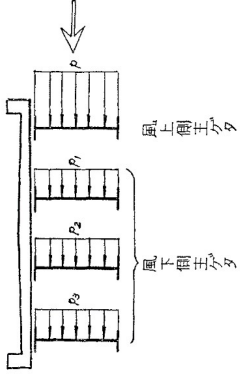
風や地震などの横荷重に対して断面形を保持し、支承部への荷重伝達を行うことが対傾構及び横構の主な要求性能であるが、一方で、これらの要求性能に対する具体的な照査法については示されておらず、次項以降に示す設計便覧等によっているのが現状である。

なお、現在の道路橋示方書における風荷重規定は 1990 年に改定された際に、以下の点が改訂、追加されている⁵³⁾。

- プレートガーダーに載荷する風荷重は、橋の総高 D に対する橋の総幅の比 (B/D) の関数として、2 主構トラスについては充実率（トラス外郭面積に対するトラス投影面積の比）の関数として規定された。
- 遮音壁を設置する場合、風上だけに風荷重を載荷し風下側の遮音壁には載荷しないことを明確化した。また、遮音壁を設置する橋梁で市街地のように周囲に建物が密集している場合には、風荷重を 20 % 低減できるものとした。
- プレートガーダー橋が並列する場合は橋桁相互の干渉作用により、上流側及び下流側の橋桁に作用する風荷重は単独時とは異なってくる。そこで、プレートガーダー橋が並列する場合は、その位置関係に応じて補正係数により風荷重を適当に補正することとした。

道路橋示方書における風荷重の変遷を表-2.1 に示す。

表-2.1 道路橋示方書における風荷重の変遷

年	名称	風荷重に関する規定・記述	横方向力に対する耐荷機構に関する規定・記述
1926	道路構造に関する細則	径間50m以上の場合、載荷弦1mにつき400kgf、無載荷弦1mにつき200kgfの動荷重 径間50m以上の場合、上記値に対して径間長10m増加する毎に15kgf増加させる	なし
1956 昭和31年	鋼道路橋設計示方書	<p>風上側主桁：無載荷時に300kgf/m、載荷時に150kgf 風下側主桁：風下側主桁に作用する風荷重の合計が風上側主桁の風荷重の0.5倍</p>  <p style="text-align: center;">プレートトガーター $p_1 + p_2 + \dots = 0.5 p$</p>	主桁には上横構および下横構を設けるのを原則とする ※上路プレートトガーターで鋼床版あるいは鉄筋コンクリート床版と桁が強固に固定されている（スラブアンカーを1m程度の間隔で設置する等）場合には、上横構を省略することができる
1964 昭和39年	鋼道路橋設計示方書	同上	なし
1972 昭和47年	道路橋示方書 I共通編	<p>プレートトガーターの風荷重（橋軸方向の長さ1mにつき）（kg） 上路プレートトガーター：240+450≧h 600 下路プレートトガーター：450h≧600 （解説） 抗力係数の大きさは、従来の風洞実験による測定結果を参考にして主げた構造および活荷重に対して1.6とした。 風下側主げたには風上側主げたに作用する抗力の1/2を載荷する。</p>	なし
1980 昭和55年	道路橋示方書 I共通編	同上	なし
1990	道路橋示方書 I共通編	<p>プレートトガーターの風荷重（橋軸方向の長さ1mにつき）（kgf/m） $1 \leq B/D < 8 : [400-20/(B/D)]D \geq 600$ $8 \leq B/D : 240D \geq 600$ （解説） なお、断面形状が軸方向に変化する場合には、各径間において、その径間の平均的な断面のB及びDを用いてよい。例えば、3径間連続変断面橋の場合には、側径間では径間中央、</p>	なし
1993	道路橋示方書 I共通編	同上 ※以降の改定における記載の変更はなし	なし

2.2 鋼道路橋設計便覧

鋼道路橋設計便覧⁵⁴⁾において示される，横方向部材に関する主な項目は以下の通りである．

- 荷重分配効果を期待する横桁に必要となる格子剛度の目安値として， $Z=10$ 以上にするのがよい．

$$Z = \frac{I_a}{I} \left(\frac{l}{2a} \right)^3 \quad (2.2)$$

I_a ：横桁の断面二次モーメント

I ：主桁の断面二次モーメント

l ：支間長（連続桁では等価支間長）

a ：主桁間隔

- 垂直補剛材の照査方法（溶接部に対する照査及び補剛材の座屈照査）
- 分配対傾構の計算モデル

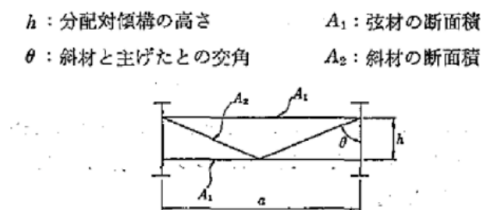


図-2.1 鋼道路橋設計便覧における分配対傾構の計算モデル

- 中間対傾構の機能
 - － 主桁の横倒れを防止する
 - － 主桁の相対変位を規制し，床版を保護するとともに，荷重分配作用に寄与する．
 - － 横荷重に対して主桁，横構及び中間対傾構からなる平面トラス系を構築する．
 - － 架設時の位置決めに必要な部材となる．
- 端対傾構の機能
 - － 主桁の位置を確保し，ねじれ変形を拘束する．
 - － 端対傾構の上弦材は輪荷重を支持できるように設計する．
- 中間対傾構及び端対傾構の計算モデル
- 横構の機能
 - － 地震荷重，風荷重などの水平荷重を支点まで伝達する．
 - － 架設時の位置決め材となる．
 - － 下フランジの横振れを止める．
 - － 主桁と共同して一種の準箱桁を形成する．しかし，この効果は余剰耐力と考える．

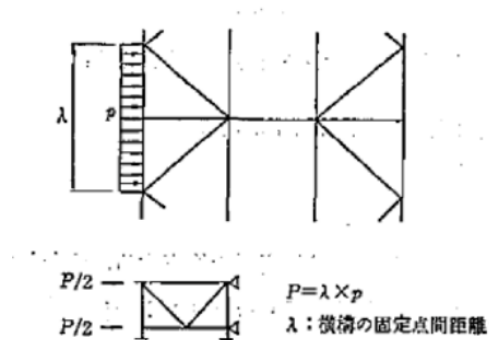


図-2.2 鋼道路橋設計便覧における対傾構の計算モデル

2.3 道路橋耐風設計便覧

道路橋耐風設計便覧⁵²⁾において、鋼桁の抗力係数を定めた際の実験結果が示されている。図-2.3に示されるとおり、風洞実験により得られた箱桁及びI桁（遮音壁あり・なし）の抗力係数を包含するように定められている。橋の総高（D）に対する、橋の総幅（B）の比が大きくなるにつれ抗力係数（ C_d ）が小さくなり、 B/D が8以上になると抗力係数が1.3に収束するとされている。

ただし、同じ B/D であっても、風洞実験により得られる抗力係数には0.8程度のばらつきがあり、抗力係数の算定式は安全側に定められていることが分かる。

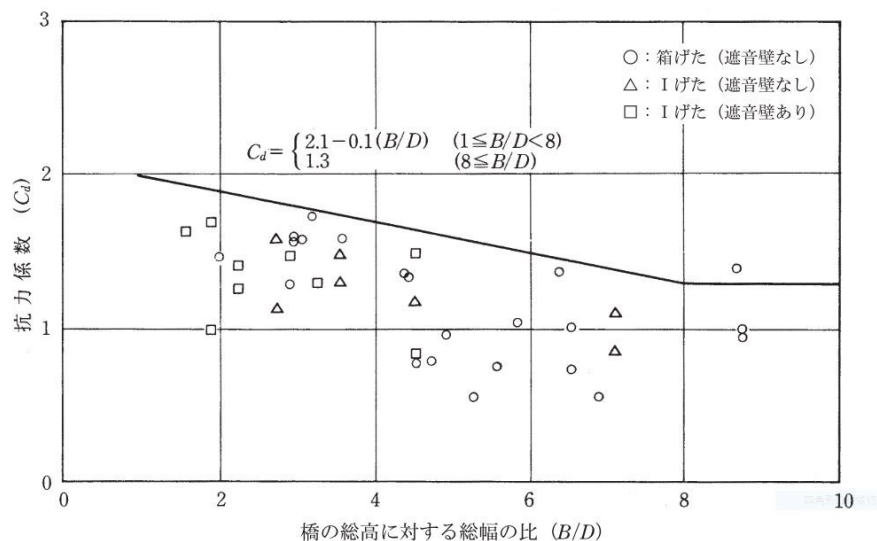


図-2.3 鋼桁の抗力係数

2.4 建設省制定土木構造物標準設計第 23 巻 27 巻（単純プレートガーダー橋）の手引き

建設省制定土木構造物標準設計第 23 巻 27 巻（単純プレートガーダー橋）の手引き⁵⁵⁾において規定される，横方向部材に関する主な項目は以下の通りである．

- 端対傾構の計算モデルにおける荷重（活荷重，死荷重，風荷重）の載荷方法

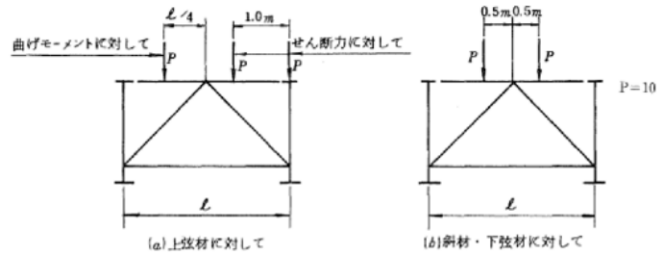


図-2.4 鋼道路橋設計便覧における分配対傾構の計算モデル

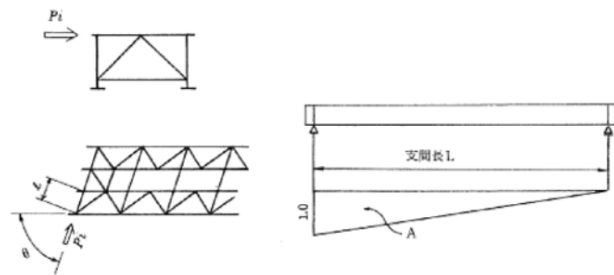


図-2.5 鋼道路橋設計便覧における端対傾構の計算モデル

$$P_w = w \cdot A \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{\sin \theta} \quad (2.3)$$

P_w : 1 組の対傾構に作用する外力

w : 風荷重強度

A : 影響線面積

θ : 斜角

$$P_E = E_Q \cdot A \cdot \frac{1}{(n-1)} \cdot \frac{1}{\sin \theta} \quad (2.4)$$

P_E : 1 組の対傾構に作用する外力

E_Q : 自信荷重強度

A : 影響線面積

n : 対傾構の組数

θ : 斜角

- 中間対傾構の計算モデルにおける荷重（活荷重，死荷重，風荷重）の載荷方法

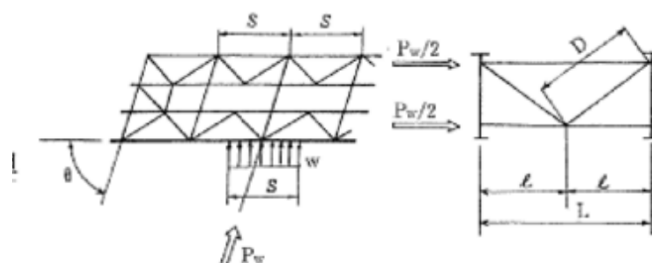


図-2.6 鋼道路橋設計便覧における中間対傾構の計算モデル

- 地震荷重または風荷重は，床版と横構が 1/2 ずつ分担する．
- 横構は 2 組設けてあり，これらは対傾構によって荷重伝達をうけるので，1 組の横構の分担する荷重はさらに 1/2 とする．

2.5 鋼構造物設計要領（案）名古屋高速道路

鋼構造物設計要領（案）⁵⁶⁾において規定される，横方向部材に関する主な項目は以下の通りである．

- 端横桁及び中間支点上横桁の横荷重及び鉛直荷重に対する設計法
 - － 風荷重に対しては 2 組の端横桁で抵抗し，地震荷重に対しては全組の端横桁で抵抗する．
 - － レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動に対して照査する．なお，レベル 1 地震動に対しては許容応力度の割増係数 1.5 を考慮し，レベル 2 地震動に対しては降伏応力度を許容応力度とする．
- 横桁位置の垂直補剛材に対する照査方法

2.6 Eurocode

Eurocode⁵⁾においては横方向荷重に対する設計の具体は示されていない．

2.7 AASHTO

AASHTO⁴⁾においては，Harper ら⁵⁷⁾は，架設時の横補剛されていない上部工桁に対する風荷重の影響について，風洞実験により検討を行った結果に基づき，架設時の主桁毎の抗力係数に関する規定が追加された．主桁本数 1, 2, 5, 10 本とした場合の主桁毎の抗力係数の比率を算出し，最も上流側に位置する主桁の分担率が最も高く，上流側から 2 本目の主桁はほぼ抗力係数がゼロとなっ

ており，上流側から 3 本目以降の主桁は最も上流側の主桁の約半分となっていることを示している (図-2.7)．これらの桁毎の抗力係数の分担率を用いて，架設時における横倒れに対する照査を行い，横倒れ防止材等の設計を行っている．

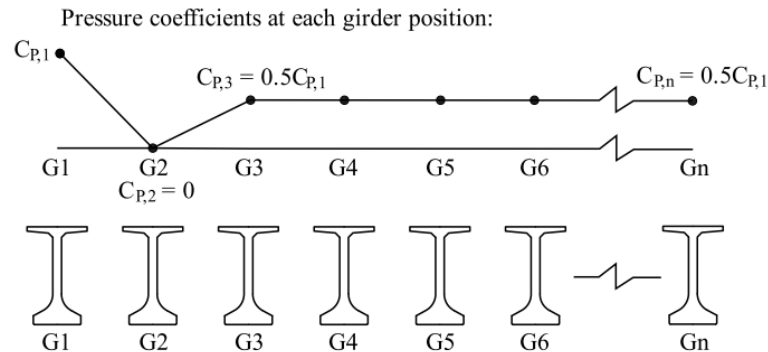


図-2.7 Harper らにより提案された架設時の桁毎の抗力係数

2.8 まとめ

本章では，国内外における設計基準・ガイドライン類における横方向部材に関する設計法を整理した．現行設計法における主な仮定を以下に示す．

- 横方向部材設計上は断面形状は保持されている
- 風荷重に対しては 2 組の対傾構・横桁で抵抗し，地震荷重に対しては全組の対傾構・横桁で抵抗する
- 横構は全体の横荷重の $1/2$ を分担する
- 鋼桁の抗力係数は橋の総高に対する総幅の比 (B/D) に反比例する

3 プレートガーダー橋に作用する風力特性に関する風洞実験及び数値流体解析を用いた検討

3.1 検討対象橋梁諸元

1 章における実績調査より、B/D の範囲として 2.5～4.0 程度となり、主桁高さは一般的に適用事例が多い 2.0m～3.0m となるように、表-3.1 に示す諸元のプレートガーダー橋を検討対象とする。

表-3.1 検討対象橋梁の諸元（※付のケースは風洞実験も実施）

ケース名	主桁本数	主桁間隔 (m)	主桁高さ (m)	総高 D(m)	総幅員 B(m)	B/D
C-1	4	2.5	2.0	3.0	9.5	3.2
C-2		2.5	2.5	3.5	9.5	2.7
C-3		2.5	3.0	4.0	9.5	2.4
C-4		3.0	2.0	3.0	11.4	3.8
C-5		3.0	2.5	3.5	11.4	3.3
C-6 ※		3.0	3.0	4.0	11.4	2.85
C-7	2	6.0	2.0	3.0	10.8	3.6
C-8		6.0	2.5	3.5	10.8	3.1
C-9 ※		6.0	3.0	4.0	10.8	2.7

3.2 風洞実験による検討

3.2.1 風洞実験装置の概要

本検討に使用した風洞実験装置は横浜国立大学学内に設置されている水平回流式ゲッチング風洞⁵⁸⁾を使用した（図-3.1）。最大風速は 35m/s 程度，縮流洞下流端（測定部上流端）での主流方向の乱れ強度 I_u は 0.1 % である。

風速設定は，送風機を回転数制御することによって，任意の風速を安定的に発生させ，風洞内に設置してあるピトー管にて計測したマノメータの圧力計測値から風速を算出することで行う。ピトー管は風向偏角 $\phi = 0^\circ$ の模型設置位置の直下に設置した。

圧力計はメロンテクノス株式会社の圧力計測システムを使用した（図-3.2）。模型に設置したチューブを圧力センサに接続し，AD コンバータユニットにて電圧へ変換し，出力された電圧を再び圧力に換算して算出する。このように圧力センサと模型の圧力孔はチューブを使って接続されるが，このチューブは長さや内径に応じて伝達特性が変化し，平均圧では特に問題とならないが，変動圧を分析する場合には大きな影響を及ぼす。したがって，内径の等しいチューブを使用してチューブの伝達特性を算出し，そのチューブに模型のチューブの長さを合わせ，システム上でその特性によって補正する。本検討では，10Hz 単位で 500Hz までで算出した補正データを使用した。

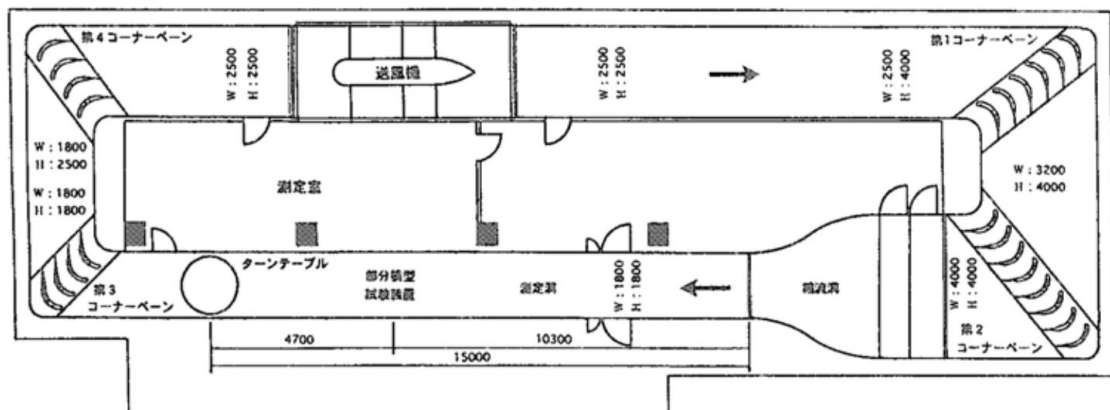


図-3.1 風洞実験装置平面図



図-3.2 メロンテクノス社製圧力計測システム

3.2.2 実験模型の概要

本検討で用いた実験模型はプレートガーダー橋のうち、主桁本数が4本の鋼多主桁橋と主桁本数が2本の鋼少数主桁橋に大別される。主桁高等の諸元は表-3.2における、C-6及びC-9を適用し、模型の縮尺は桁断面形状の再現性を考慮し、風洞内に設置可能な模型縮尺で最大となる1/66とした。

模型を風洞に設置した状況を、模型の概況を示す。寸法等を表記した、模型概要図を図-3.5、図-3.6に示す。



図-3.3 模型設置状況



図-3.4 模型概況

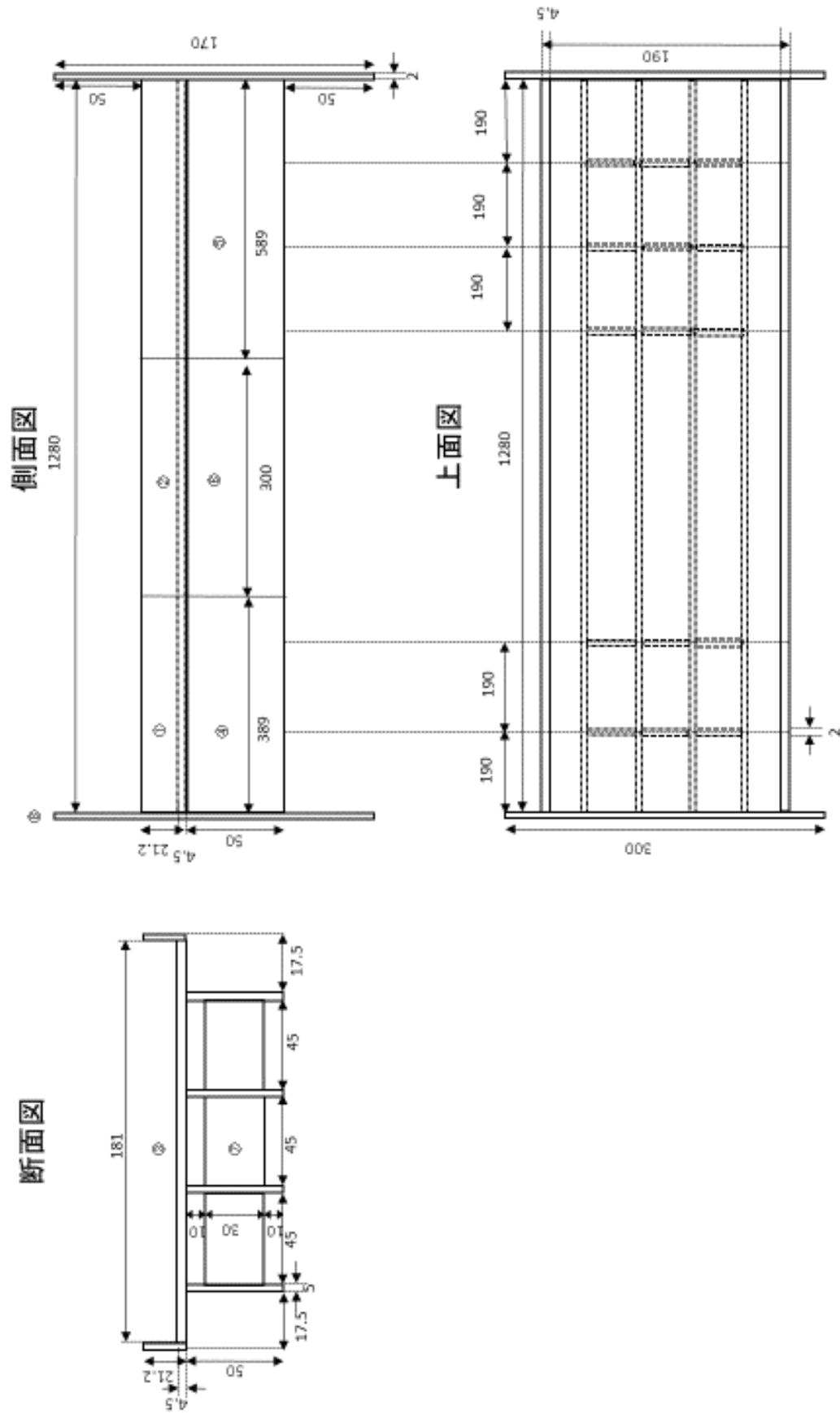


図-3.5 鋼多主桁橋模型概要図

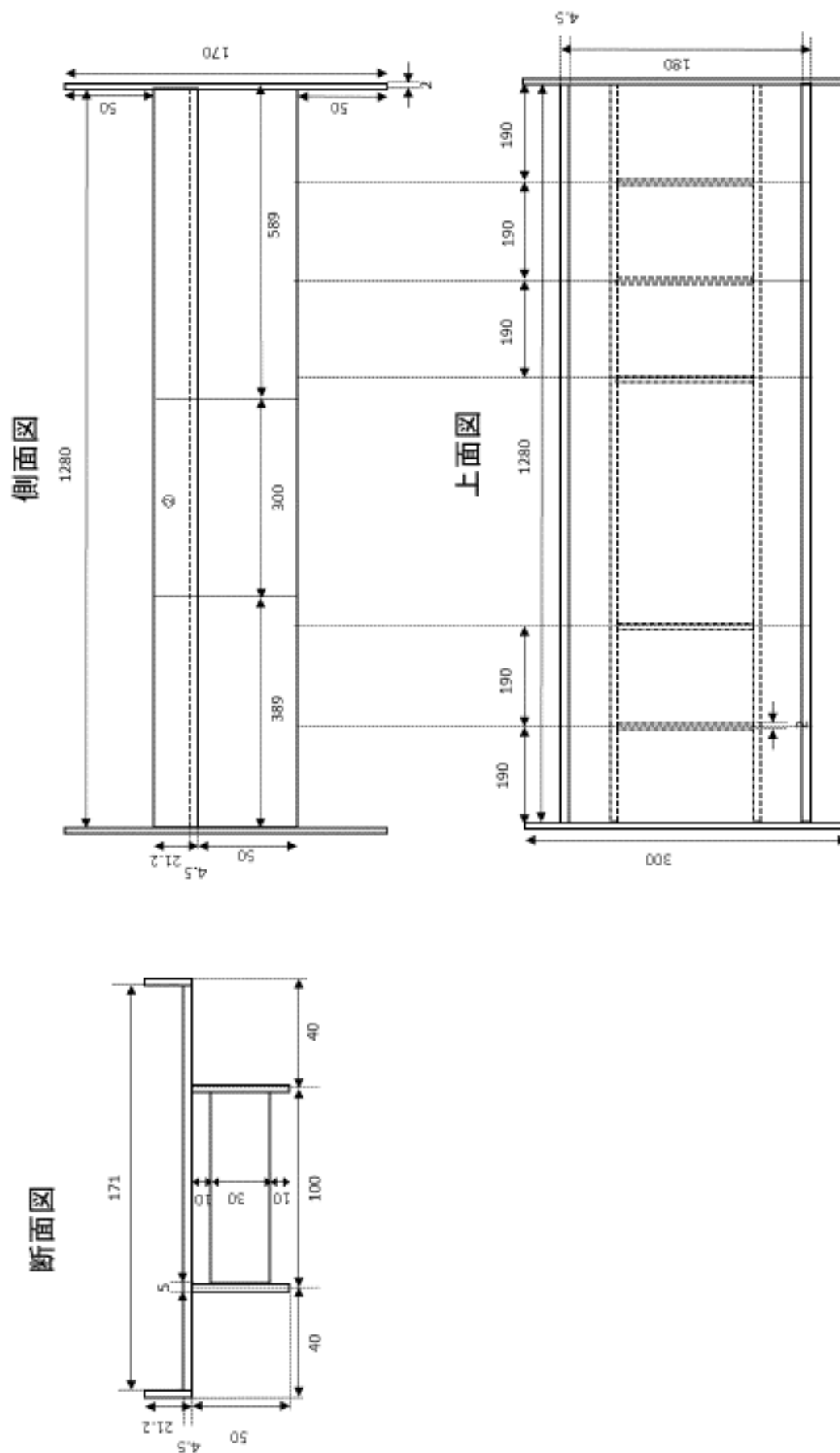


図-3.6 鋼少数主桁橋模型概要図

圧力計は主桁部及び地覆部に設置した．それぞれの圧力計概要図を図-3.7，図-3.8 に示す．図中の黒の圧力孔はチューブ抜き穴と同じ面，オレンジの圧力孔は反対側を表している．圧力孔の位置とチューブ抜き穴の孔は，重ならないようスパン方向に 10 ずらしている．各圧力孔につながっている圧力チューブは束になって圧力チューブ抜き穴から出ているが，可能な限り風の流れや圧力などに影響しないように橋体，壁に貼り付けて固定した．図-3.9～図-3.11 に圧力模型の設置状況を示す．

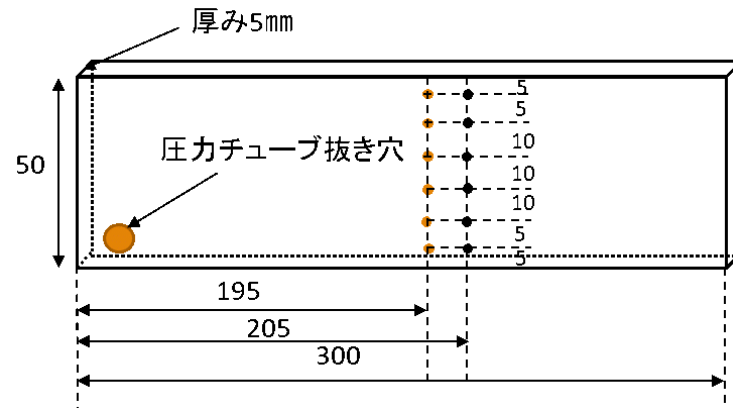


図-3.7 圧力計概要図（主桁部）

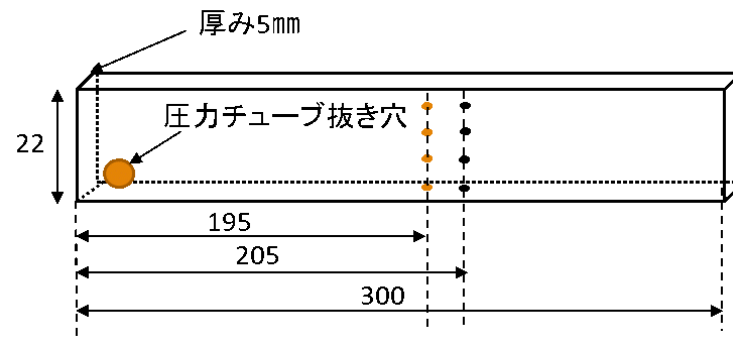


図-3.8 圧力計概要図（地覆部）



図-3.9 圧力模型設置状況（側面）

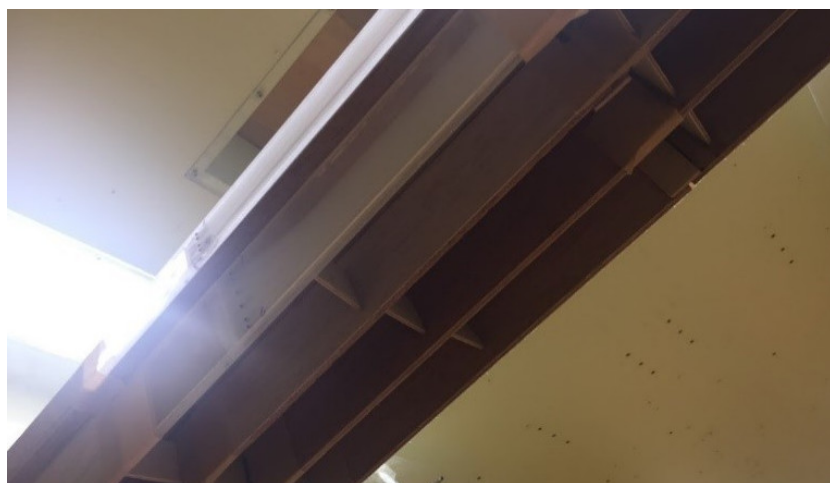


図-3.10 圧力模型設置状況（側面）



図-3.11 圧力模型設置状況（側面）

3.2.3 実験法概要及び各物理量の定義

本研究では静的空気力測定実験及び流線観測を行った．各実験法の概要と物理量の定義を概説する．

3.2.3.1 静的空気力測定実験

静的空気力測定実験では，サンプリング周波数 200Hz とし 30.0 秒間の計測を 3 回実施した．迎角については -3° ， 0° ， 3° の 3 ケースを実施した．なお，迎角は頭上げを正としている．本実験で計測した静的空気力は，圧力孔で計測された平均圧力 \bar{P} 及び抗力係数 C_D であり，次式で定義される．

$$\bar{P} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (P_i - P_\infty) \quad (3.1)$$

$$C_D = \frac{Drag}{\frac{1}{2}\rho U^2 L_D l} \quad (3.2)$$

ここで， N ：データ数（6000）， P_i ：各計測孔の圧力， P_∞ ：風洞内静圧， $Drag$ ：平均抗力（ N ：下流方向正）， ρ ：空気密度（ kg/m^3 ）， U ：風速（ m/s ）， L_D ：流れ直角方向の代表長（ m ）， l ：模型スパン長（ m ）とする．

実験風速については，風速 5m/s でレイノルズ数 250000 程度である，風速の違いによる影響は実橋と同等であると考えられることから風速 5m/s を基準とした．

3.2.3.2 流線観測

流線観測では，風速 5m/s において白煙を放出し，流況状況の動画を撮影した．撮影された動画をカトウ光研製の PIV システムである FlowExpert を用いて流線を可視化した．

3.2.4 実験結果

3.2.4.1 静的空気力測定試験結果

3.2.4.1.1 圧力計測結果 静的空気力測定試験より計測された各圧力孔の圧力分布を示す。図中における、オレンジの線は圧力孔の外から中にかかる圧力（以下、正の圧力とする）を示し、青の線は圧力孔の中から外にかかる圧力（以下、負の圧力とする）を表す。また、図中の左側が風上で右側が風下となる。

正の圧力は風上側の地覆外側と風上側の主桁の外側のみに作用し、他の桁と地覆のすべての面には負の圧力が作用している。風上側の地覆外側に作用する圧力は床版に近づくにつれ、その値は大きくなっている。風上側の地覆内側は高さ方向中心において最も負の値が小さく、縁にいくにつれ大きくなっていく、いわゆるお椀型の圧力分布となっている。風下側の地覆の両面も同様にお椀型になっているが、風下側では内側より外側のほうが負の値が大きく縁と中心の差も大きい。

迎角による影響については、風上側の地覆の圧力はあまり変化がみられなかったが、風下側の地覆の外側は $\alpha = -3^\circ$ において高さ方向の圧力変化が大きく、 $\alpha = +3^\circ$ において高さ方向の圧力変化が小さかった。地覆内側の圧力については、迎角による影響は確認できなかった。

主桁の圧力分布については、地覆とは異なり、高さ方向中心位置において圧力の絶対値が大きく、縁にいくにつれて圧力が小さくなる傾向がどの主桁でも確認された。迎角による影響については、鋼多主桁橋と鋼少数主桁橋で異なる傾向がみられた。また、両ケースとも風上側の主桁を除いた他の主桁においては、同じ高さにある内側外側の圧力はほぼ同等の値となっている。

鋼少数主桁橋において、風速 5m/s の場合は主桁の圧力に対する迎角の影響は確認できなかった。風速 7.5m/s の場合においては、風上側主桁の圧力は $\alpha = -3^\circ$ と $\alpha = 0^\circ$ で変化はみられなかったが、 $\alpha = +3^\circ$ においては、圧力が全体的に増加した一方で、風上側の主桁の内側の圧力はあまり変化がみられなかった。風上側から 2 番目の主桁の外側の圧力については $\alpha = -3^\circ$ 、 0° 、 $+3^\circ$ の順に徐々に負の圧力の絶対値が増加している。一方で、風上側から 2 番目の主桁の内面に作用する圧力はあまり変化がみられなかった。風速 10m/s の場合は、風上側の主桁の外側に作用する圧力は迎角による影響は確認できなかった。一方で、内側に作用する圧力については、迎角が増加するにつれて、負の圧力の絶対値が増加している。第 2 主桁の表面は負の値が一番大きいのは $\alpha = 0$ 度だったが、 $\alpha = +3$ は $\alpha = 0$ 度に比べて微かに負の値が小さいだけであまり変わらなかった。裏面はほぼ迎角によって変化はみられないが $\alpha = +3$ が微かに負の値が大きい。鋼多主桁橋において、風速 5m/s の場合においては、風上側から 1 番目から 3 番目の主桁は迎角による影響は確認されなかった。風下側の主桁については、迎角が $\alpha = -3$ 、 $\alpha = 0$ の場合において鉛直方向の圧力変化の傾向が他の主桁と異なっており、表と裏も全体的に圧力変化の勾配が大きい。 $\alpha = +3^\circ$ の場合は、他の主桁と同様の圧力変化の傾向となっている。風速 7.5m/s 及び風速 10m/s の場合は、風速 5m/s と同様の圧力分布であり、 $\alpha = -3^\circ$ と $\alpha = 0^\circ$ の時の風下側の主桁の圧力分布形状は風速 5m/s の場合と比較し、他の主桁の形状に近くなっている。

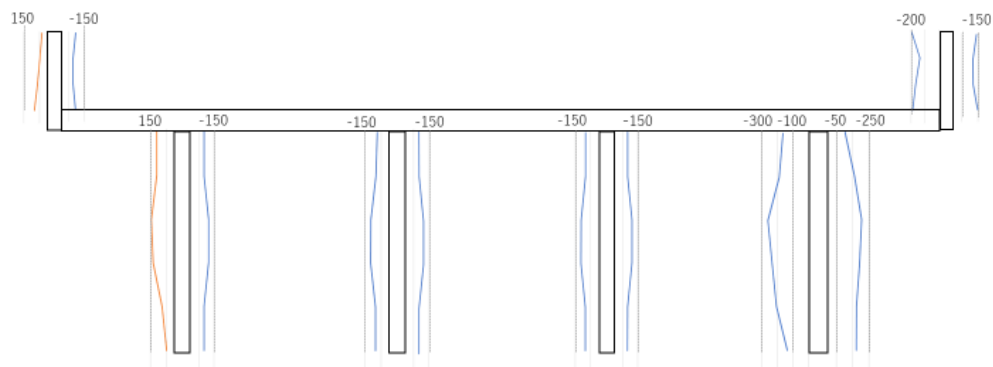


図-3.12 鋼多主桁橋の圧力分布図（迎角-3°，風速 5m/s）

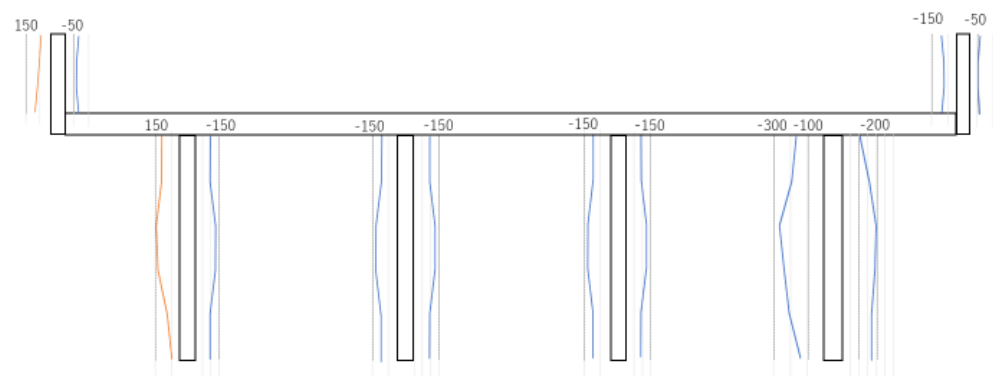


図-3.13 鋼多主桁橋の圧力分布図（迎角 0°，風速 5m/s）

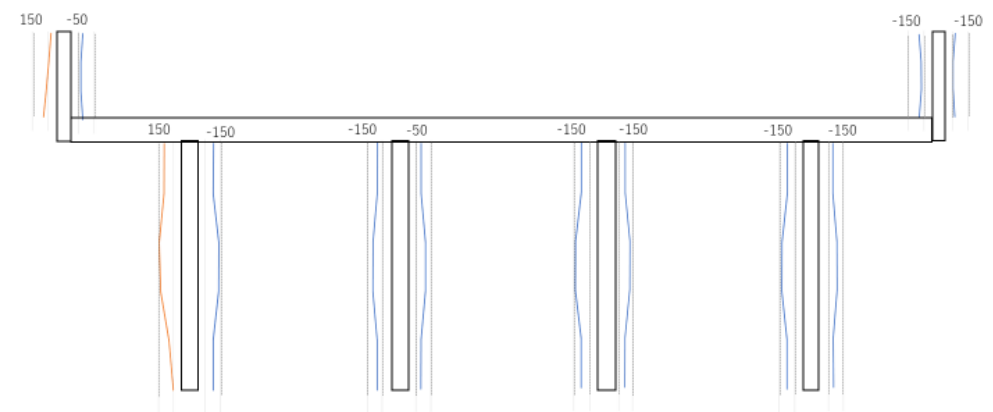
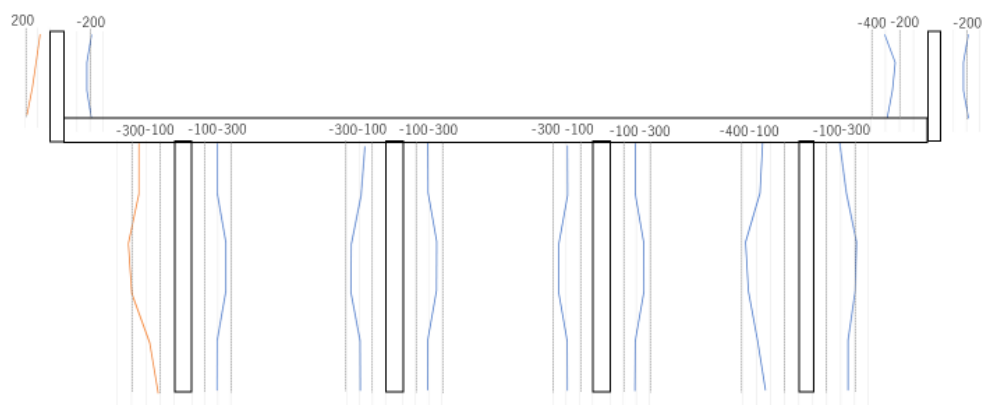
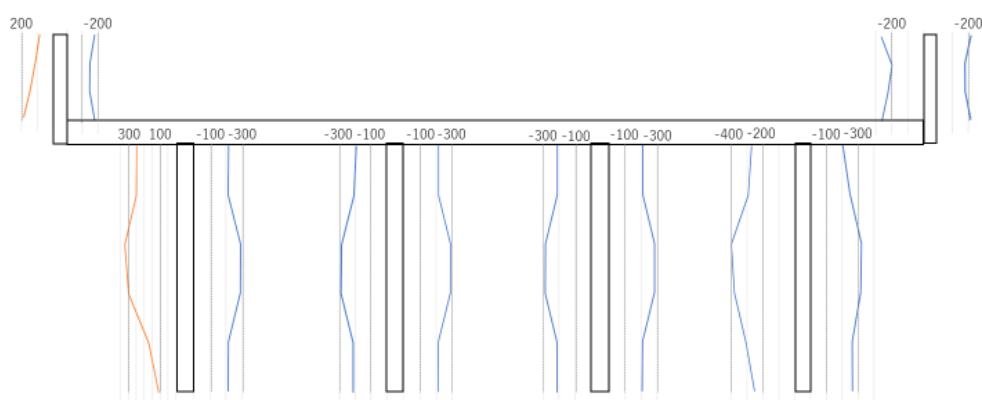
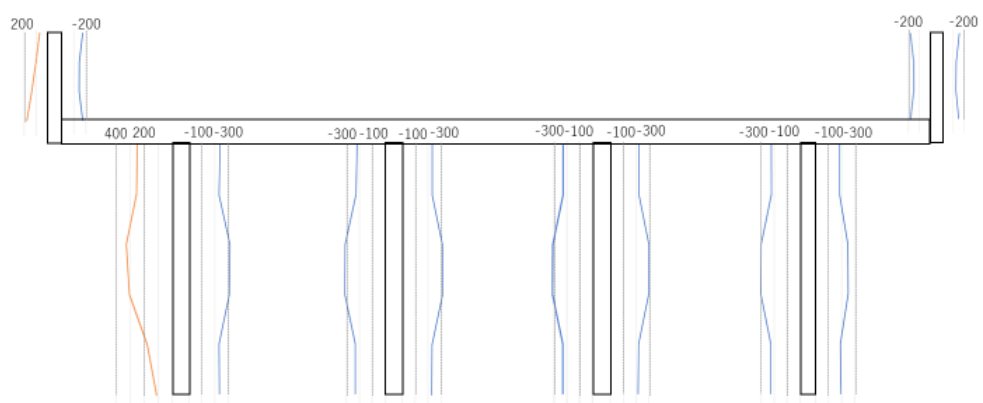


図-3.14 鋼多主桁橋の圧力分布図（迎角+ 3°，風速 5m/s）

図-3.15 鋼多主桁橋の圧力分布図（迎角 -3° ，風速 7.5m/s）図-3.16 鋼多主桁橋の圧力分布図（迎角 0° ，風速 7.5m/s）図-3.17 鋼多主桁橋の圧力分布図（迎角 $+3^{\circ}$ ，風速 7.5m/s）

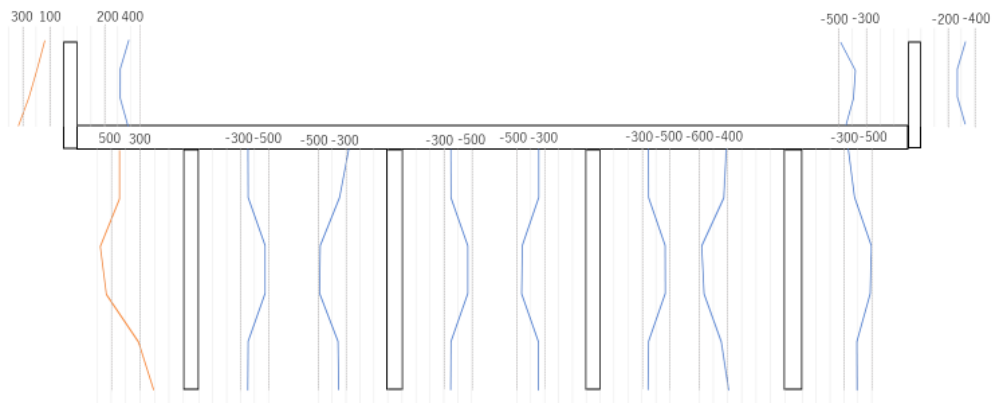


図-3.18 鋼多主桁橋の圧力分布図（迎角 -3° ，風速 10m/s）

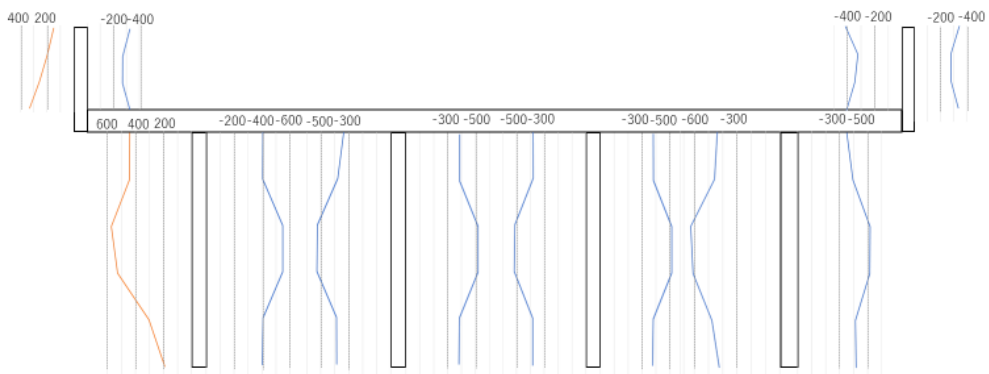


図-3.19 鋼多主桁橋の圧力分布図（迎角 0° ，風速 10m/s）

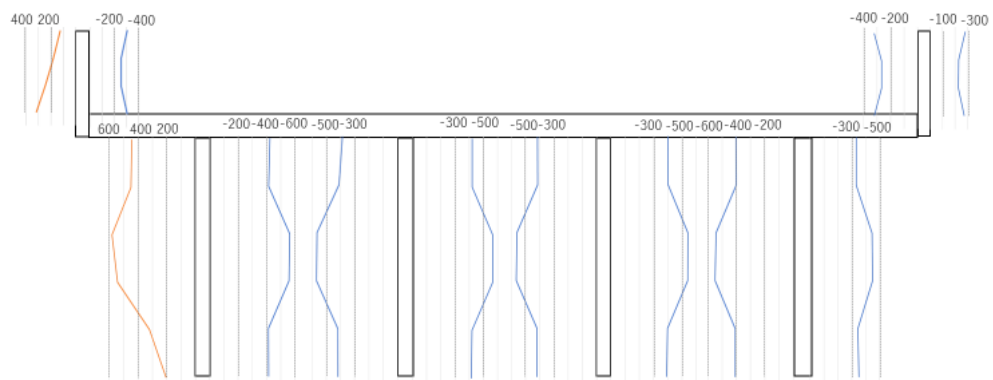
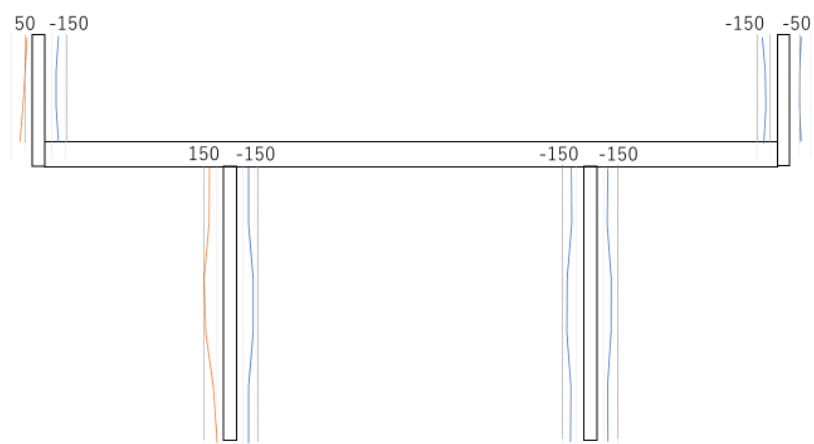
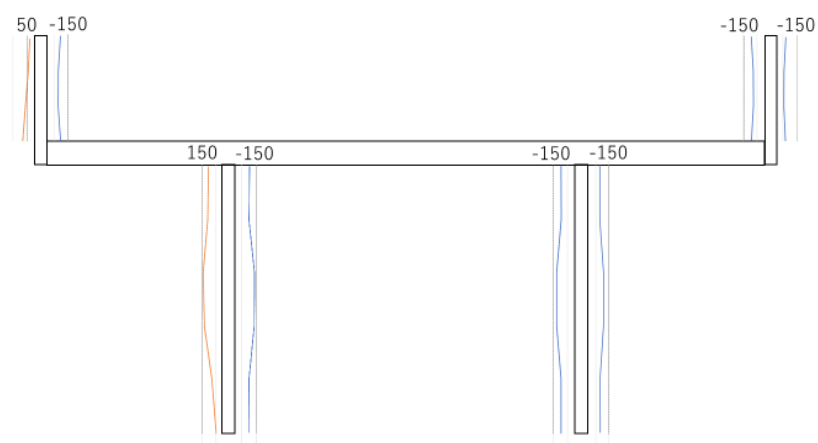
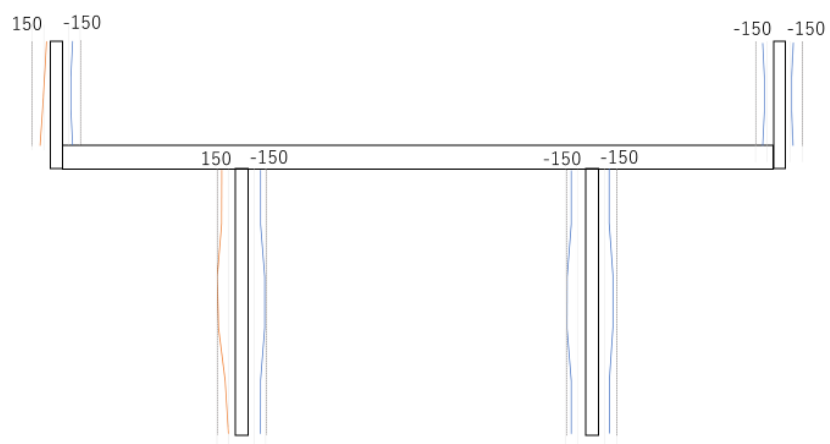


図-3.20 鋼多主桁橋の圧力分布図（迎角 $+3^{\circ}$ ，風速 10m/s）

図-3.21 鋼少数主桁橋の圧力分布図（迎角 -3° ，風速 5m/s）図-3.22 鋼少数主桁橋の圧力分布図（迎角 0° ，風速 5m/s）図-3.23 鋼少数主桁橋の圧力分布図（迎角 $+3^\circ$ ，風速 5m/s）

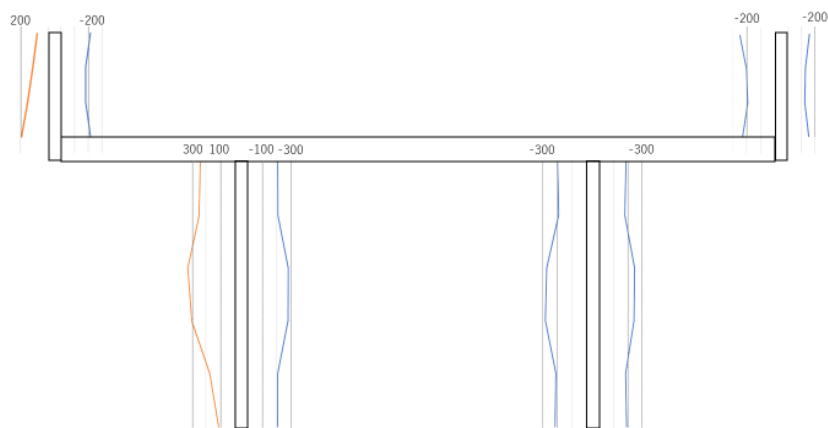


図-3.24 鋼少数主桁橋の圧力分布図（迎角 -3° ，風速 7.5m/s）

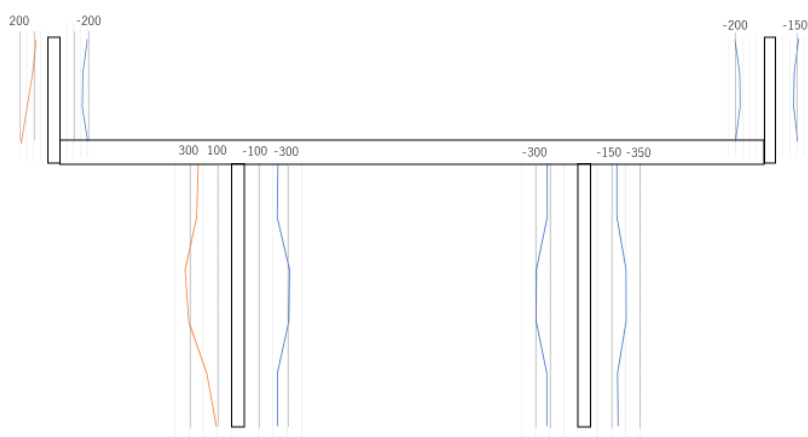


図-3.25 鋼少数主桁橋の圧力分布図（迎角 0° ，風速 7.5m/s）

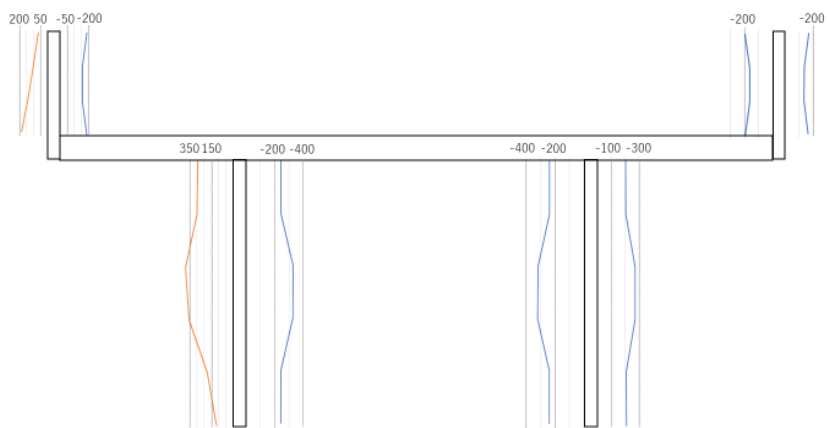


図-3.26 鋼少数主桁橋の圧力分布図（迎角 $+3^{\circ}$ ，風速 7.5m/s）

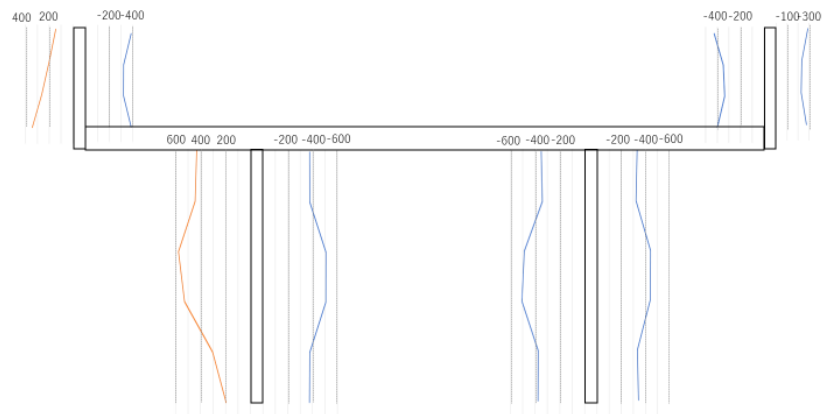


図-3.27 鋼少数主桁橋の圧力分布図（迎角 -3° ，風速 10m/s）

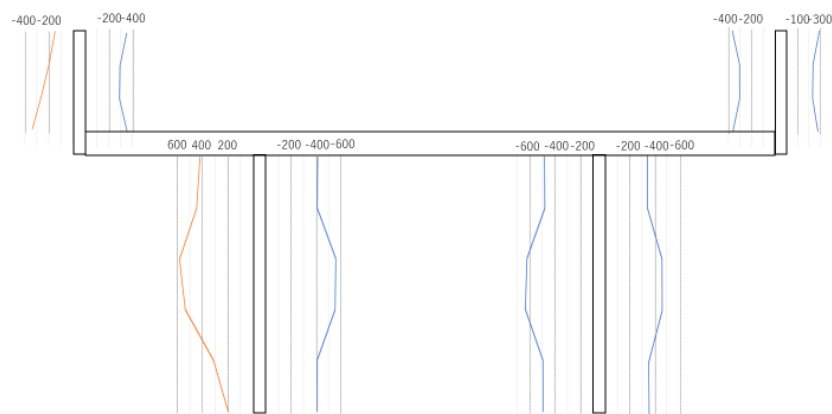


図-3.28 鋼少数主桁橋の圧力分布図（迎角 0° ，風速 10m/s）

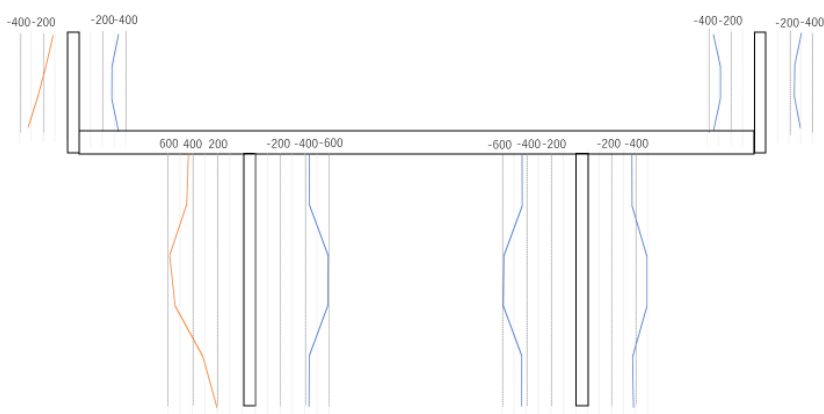


図-3.29 鋼少数主桁橋の圧力分布図（迎角 $+3^{\circ}$ ，風速 10m/s）

3.2.4.1.2 抗力係数 静的空気力測定試験より得られた各ケースの抗力係数と迎角の関係を図-3.30に示す。

鋼多主桁橋については、迎角 -3° 及び 0° の場合において、風速の影響を受けていることが確認できる。一方で迎角 3° の場合においては、風速の影響を受けず、ほぼ一定の抗力係数となっていることが確認できる。これは、圧力計測結果においても、風下側の圧力分布形状が風速による影響を受けていなかったことから、風下側の圧力については風速の影響を受けないことが確認できる。

鋼少数主桁橋については、風速による影響を受けず、ほぼ同様の抗力係数と迎角の関係となっていることが確認できる。

なお、鋼少数主桁の抗力係数の方が、鋼少数主桁橋の抗力係数よりも大きな値となっているが、これは B/D の値が鋼少数主桁橋の 2.40 に対し、鋼多主桁橋は 2.54 となっており、図-2.3 に示されるように、 B/D が 1 以上 8 未満の場合は B/D の増加にともない、抗力係数は減少するという既往の検討結果と整合する。

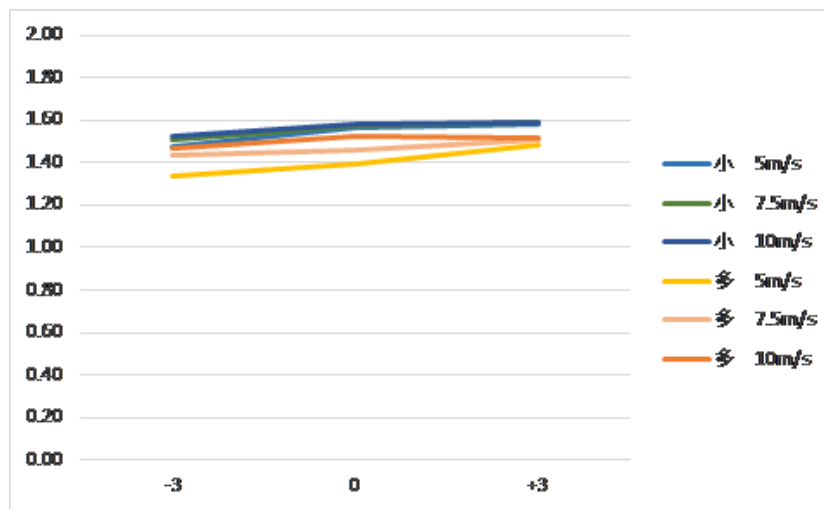


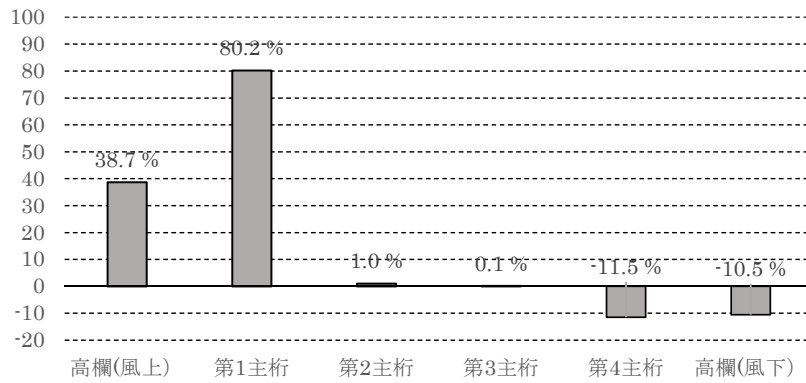
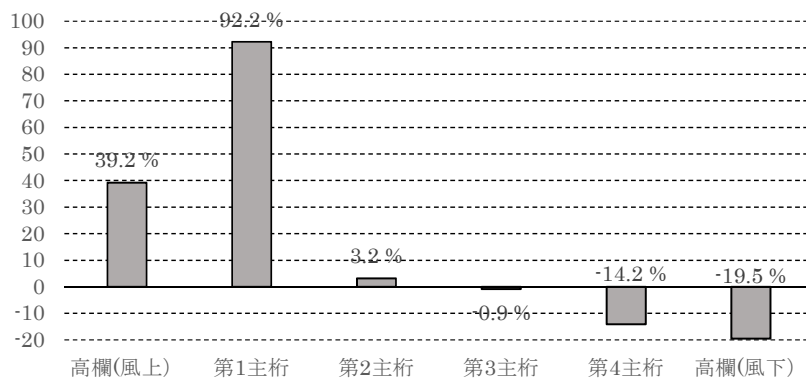
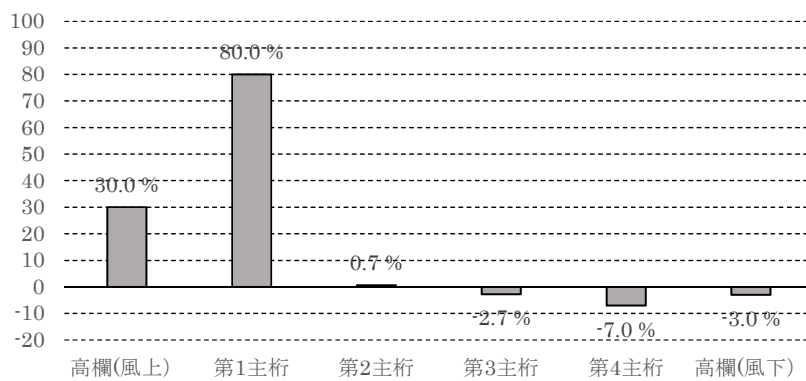
図-3.30 各ケースの抗力係数と迎角の関係

3.2.4.1.3 抗力分担率 上下流側の地覆及び各主桁で分担する抗力の比率を明らかにするため、3.3 に示す抗力分担率を各ケースで算出した。

$$\text{抗力分担率} = \frac{C_{Di}}{\Sigma C_D} \times 100 \quad (3.3)$$

ここに、 C_{Di} は上下流側の地覆及び各主桁の抗力である。

鋼多主桁橋の場合、図-3.31～図-3.39 に示すように、風速及び迎角により多少の変動はあるものの、上流側の地覆及び主桁でほぼ全ての抗力を分担しており、地覆は 30～40 %，上流側の主桁は 80～90 % 分担している。迎角 0° に着目する場合、風速 5m/s と、7.5m/s 及び 10m/s では下流側の地覆の抗力分担率が異なる。鋼少数主桁橋の場合、全ての風速で抗力分担率に差異が確認できなかったため、代表ケースとして風速 5m/s の抗力分担率を図-3.40～図-3.42 に示す。

図-3.31 鋼多主桁橋の抵抗力分担率（迎角 = -3° ，風速 5.0m/s）図-3.32 鋼多主桁橋の抵抗力分担率（迎角 = 0° ，風速 5.0m/s）図-3.33 鋼多主桁橋の抵抗力分担率（迎角 = 3° ，風速 5.0m/s）

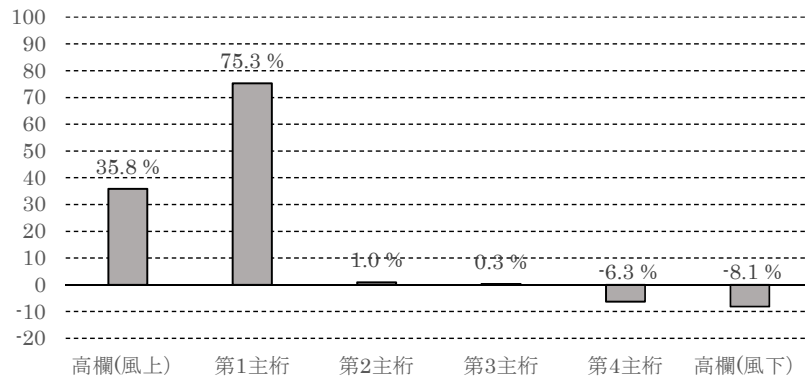


図-3.34 鋼多主桁橋の抵抗力分担率（迎角 = -3° ，風速 7.5m/s）

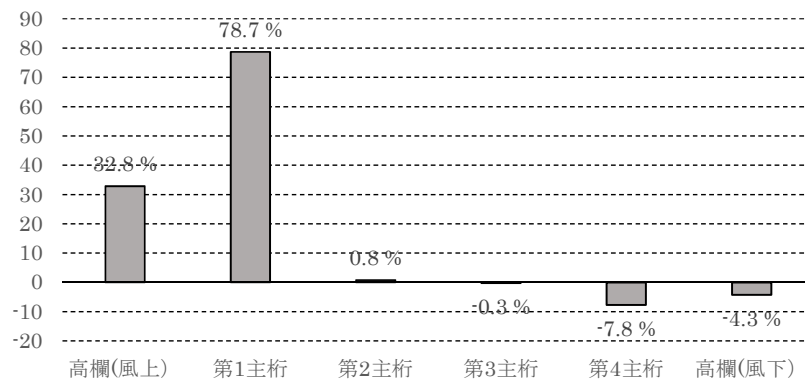


図-3.35 鋼多主桁橋の抵抗力分担率（迎角 = 0° ，風速 7.5m/s）

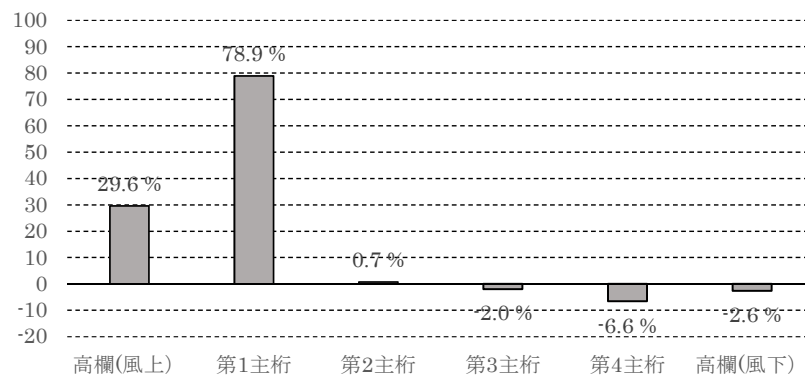
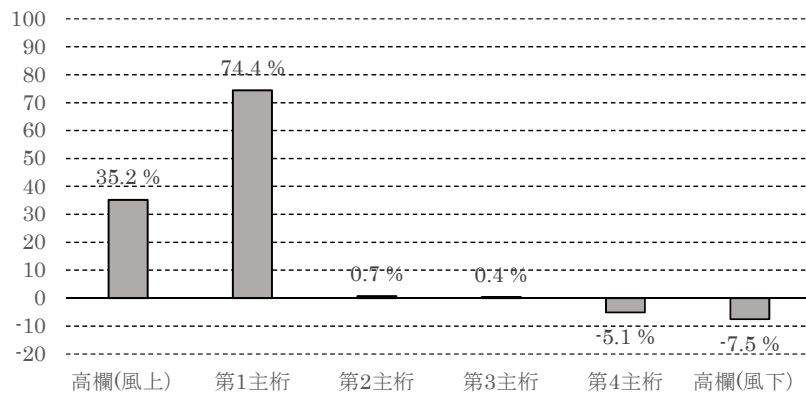
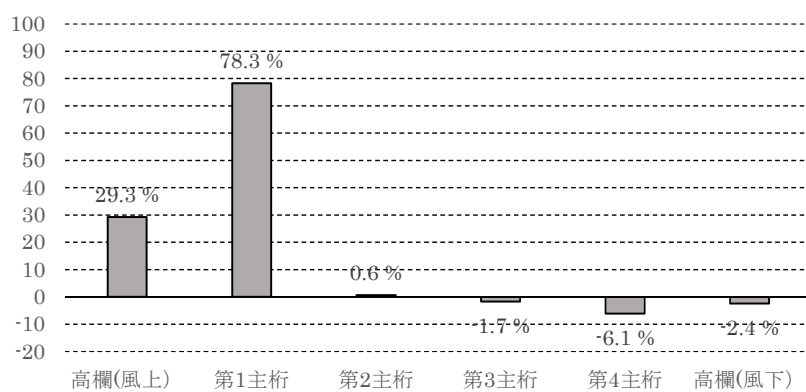


図-3.36 鋼多主桁橋の抵抗力分担率（迎角 = 3° ，風速 7.5m/s）

図-3.37 鋼多主桁橋の抗力分担率（迎角 = -3° ，風速 10.0m/s）図-3.38 鋼多主桁橋の抗力分担率（迎角 = 0° ，風速 10.0m/s）図-3.39 鋼多主桁橋の抗力分担率（迎角 = 3° ，風速 10.0m/s）

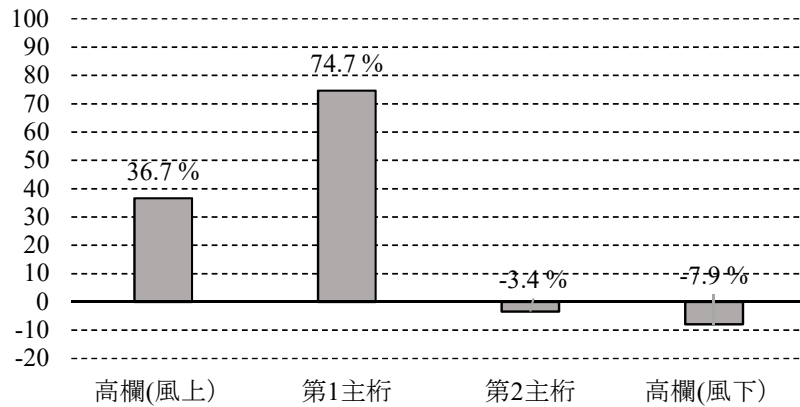


図-3.40 鋼少数主桁橋の抗力分担率（迎角 = -3° ，風速 5.0m/s）

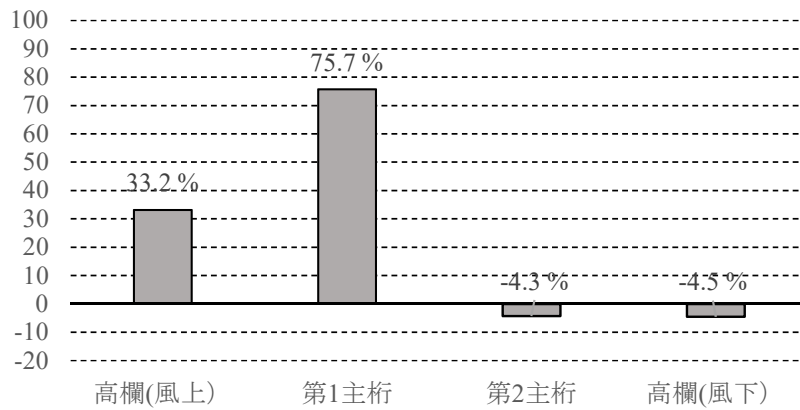


図-3.41 鋼少数主桁橋の抗力分担率（迎角 = 0° ，風速 5.0m/s）

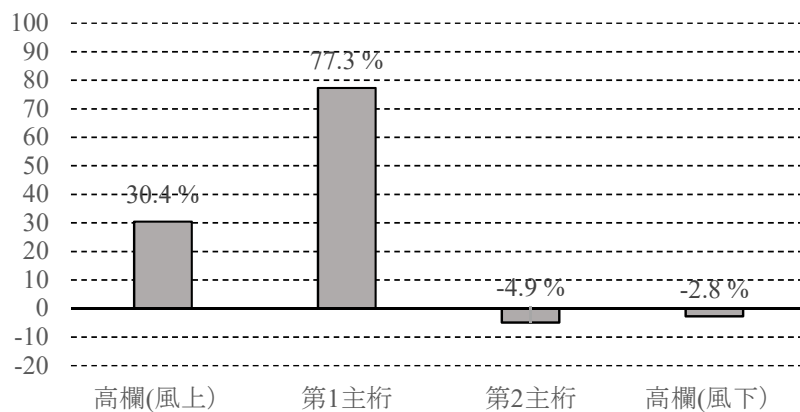


図-3.42 鋼少数主桁橋の抗力分担率（迎角 = 3° ，風速 5.0m/s）

3.2.4.1.4 流線観測結果 図-3.43, 図-3.44 に代表的な瞬間流れ場を可視化した流線観測結果を示す。

鋼多主桁橋の場合，上流側の主桁から剥離した流れが上流から2番目と3番目及び3番目と4番目の主桁間に再付着する状況確認できる．一方で，主桁間の流れの状況については，光の反射等による影響のためやや流線が明確に出力されていない傾向が確認できる．

鋼少数主桁橋の場合，上流側の主桁から剥離した流れが主桁間及び上流から2番目の主桁の下流にまわり込んでいる状況が確認できる．

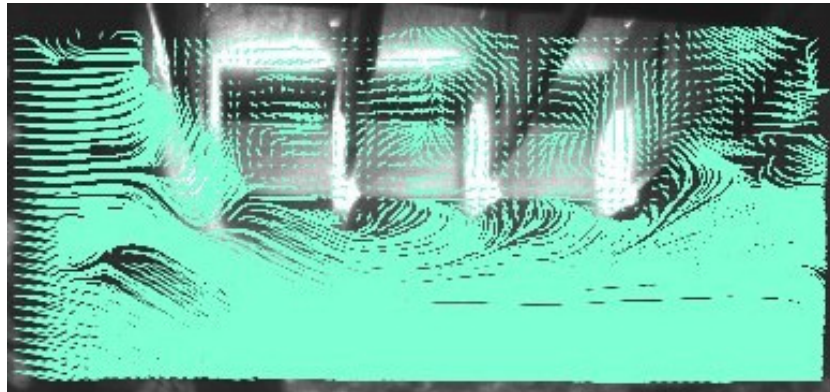


図-3.43 鋼多主桁橋の流線観測結果（迎角 = 0° ，風速 5.0m/s）

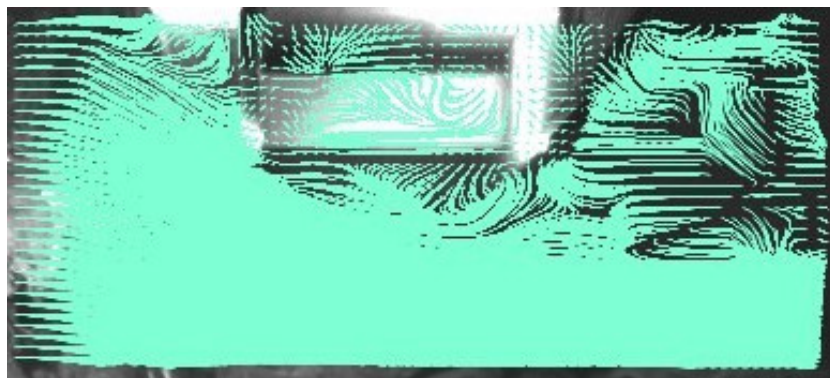


図-3.44 鋼少数主桁橋の流線観測結果（迎角 = 0° ，風速 5.0m/s）

3.3 数値計算による検討

3.3.1 解析手法の妥当性検証

解析手法の妥当性検証として、3.2 に示す風洞実験で得られた、抗力係数及び抗力分担率について、有限体積法を用いた数値計算での再現を試みる。本検証で対象とする橋梁の諸元を表-3.2 及び図-3.45、図-3.46 に示す。

近年、数値計算による角柱及び円柱まわりの流れに関する研究^{例えば59-73)}や橋梁桁断面まわりの流れに関する研究は数多くなされているが、それらは長大橋梁の断面を想定した箱桁断面がほとんどである^{例えば74-82)}。本検討で対象とするプレートガーダー橋は主桁下フランジから剥離した流れが、後流側の主桁に再付着する流れとなることが想定されるが、それらの現象を再現するために妥当なメッシュ分割及び境界条件を確認するために妥当性検証を行う。

なお、表-3.2 における、鋼多主桁橋は表-3.1 における C-6 ケースが対応し、鋼少数主桁橋は C-9 ケースが対応する。

表-3.2 検証ケース諸元

ケース名	主桁 本数	主桁 間隔 (m)	主桁 高さ (m)	総高 (m)
鋼多主桁橋	4	3.0	3.0	4.0
鋼少数主桁橋	2	3.0	3.0	4.0

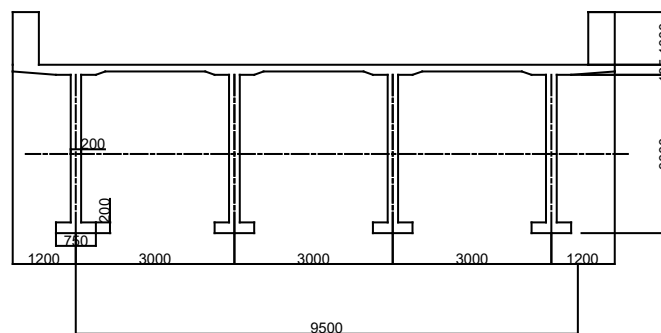


図-3.45 検証対象橋梁（鋼多主桁橋）概要図

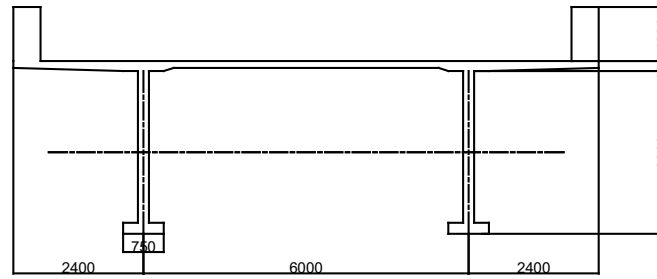


図-3.46 検証対象橋梁（鋼少数主桁橋）概要図

鋼多主桁橋ケースとしては、従来より適用実績が多い RC 床版を有する鋼多主桁橋を対象とする。桁高については輸送限界を考慮し 3.0m とし、桁間隔は RC 床版の最大支間である 3.0m とする。最外縁の桁と床版端部の距離、いわゆる張出し長については、一般的に床版設計上合理的となる桁間隔の 0.4 倍とした。床版厚は、道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編（以下、道示）⁶⁾ に示される最小床版厚とした。なお、車両用防護柵については、RC 製の剛性防護柵と鋼製、アルミ製及びステンレス製のたわみ製防護柵の大きく二種類に分類されるが、ここでは桁に作用する風荷重に着目するため、剛性防護柵のみを対象とする。剛性防護柵の高さは、防護柵の設置基準・同解説⁸³⁾ に準拠し、1.0m とした。

鋼少数主桁橋ケースとしては、近年適用実績が多い合理化床版を用いた少数主桁橋を対象とする。桁高については、鋼多主桁橋と同様に輸送限界を考慮し 3.0m とし、桁間隔は PC 床版の最大支間である 6.0m とする。張出し長については、鋼多主桁橋と同様、桁間隔の 0.4 倍とした。床版厚は、道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編（以下、道示）⁶⁾ に示される最小床版厚とし、車両用防護柵は高さ 1.0m の剛性防護柵を対象とする。

3.3.2 検証目的

本検証では数値計算により得られる鋼多主桁橋まわりの流れ特が風洞実験により得られるそれと同等であることを確認することを目的としていることから、同一の流れにおける鋼多主桁まわりの流線特性及び抗力係数が同等のものであることを確認する。

3.3.3 流れ場の支配方程式

橋梁周りの流れはマッハ数 0.3 よりも非常に小さいため非圧縮性を仮定できる。このような非圧縮性流れの質量保存の式は次式で表される。

$$\nabla \cdot \mathbf{u} = 0 \quad (3.4)$$

ここで、 \mathbf{u} は流速である。

非圧縮性流れの運動方程式（Navier-Stokes 方程式）は次式で表される。

$$\frac{\partial \mathbf{u}}{\partial t} + \nabla \cdot (\mathbf{u}\mathbf{u}) = -\nabla p + \nabla \cdot (\nu \nabla \mathbf{u}) + \nabla \cdot \left[\nu \left\{ (\nabla \mathbf{u})^T - \frac{2}{3} \nabla \cdot \mathbf{u} \mathbf{I} \right\} \right] \quad (3.5)$$

ここで、 p は密度で割られた圧力、 ν は動粘性係数、 \mathbf{I} は単位テンソルである。

3.3.4 解析手法

現在、橋梁に適用される数値流体解析の主なモデルは、レイノルズ平均型モデル（以下、RANS）と空間平均型 LES（以下、LES）、及び直接数値シミュレーション（以下、DNS）の三種類に分類され、RANS は乱流の渦運動を時間の平均により計算する手法であり、大きなスケールのはく離が生じる流れに対する再現性は低いとされ、検討対象とする鋼多主桁橋及び鋼少数主桁橋の流れを再現するには適していない。また、DNS は現在の計算機能力の下では、一様乱流でレイノルズ数が数百程度まで適用可能であり⁸⁴⁾、橋梁のような複雑な幾何形状で高レイノルズ数を対象とした計算は実行不可能であることから、本解析では LES を採用した。なお、数値計算ソルバは OpenFOAM4.1 を用いた。乱流モデルは Smagorinsky モデル⁸⁵⁾ とし、Smagorinsky 係数は理論値である 0.17 とした。圧力解法は pimple 法のアルゴリズムを使用し、対流項に風上差分スキーム LinearUpwind を、その他の発散項には TVD(Limited linear) スキームを用いた。

3.3.5 解析モデル

解析モデルの概要図を図-3.47 に示す。

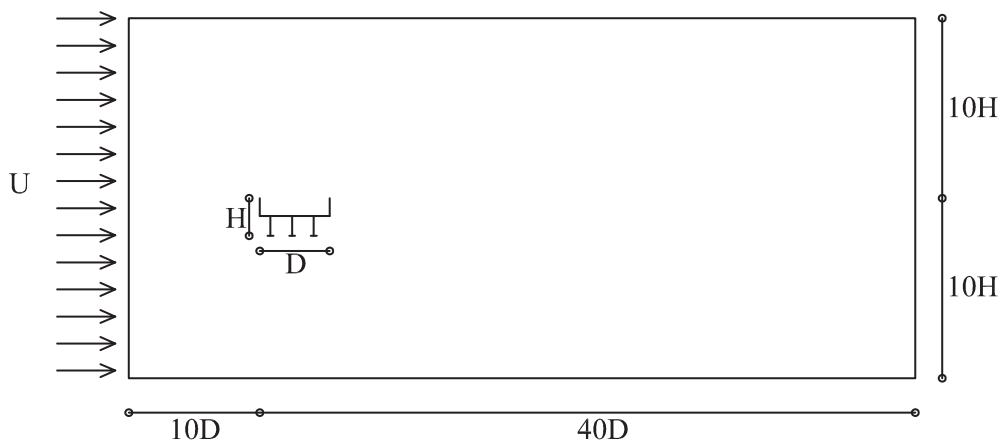


図-3.47 解析モデル概要図

解析領域は既往研究⁸⁶⁾を参考に、流れ上流側に10D、流れ下流側に40Dとし、上下方向にはそれぞれ10H、奥行き方向の長さは要素数や解析時間を考慮し1Dとした。なお、ここでのDは代表長さとして幅員方向の全幅員、Hは桁高に遮音壁または防護柵の高さを加えた総高を指す。メッシュサイズは解析領域を流れ方向に200分割、上下方向に30分割とすることを基本とし、流れ方向に橋梁が投影面となる範囲については、上下に1Hずつ高さ方向に加えた領域を3倍のメッシュ細分化を行った。更に、橋梁周りにおいては4倍から7倍のメッシュ細分化を行った。このような細分化により、フランジ幅方向に50分割程度のメッシュ分割となり、全体のメッシュ数は全てのモデルで約200万要素となった。境界条件は流入条件として流入側に一様流の風速1m/sに相当する風速をあたえ、応力は勾配なしを条件とする。風洞実験でのレイノルズ数と同様の20000程度となるように、動粘性係数を調整した。流出側の風速は勾配なし、応力は0、上下面については滑り

面とし、前面と背面は周期境界条件を設定した。解析時間刻み幅は初期ステップを 0.001 秒とし、以降のステップはクーラン数⁸⁷⁾を最大 1 とする自動調整時間刻み幅とした。

3.3.6 解析手法・解析条件の妥当性検証

3.3.6.1 本解析と実験結果の比較

鋼多主桁橋及び鋼少数主桁橋の風洞実験結果をもとに本解析条件の検証を行う。ここでは、流線観測結果と抗力係数を比較する。検証モデルの概要を図-3.48～図-3.50 に示す。前項に示すメッシュ分割を行い、総メッシュ数は 2644934 となった。

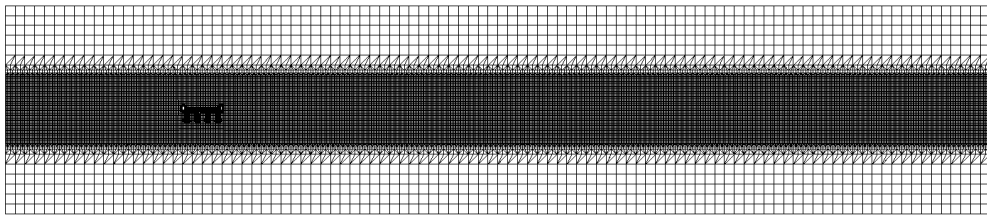


図-3.48 鋼多主桁橋モデル概要図（全体）

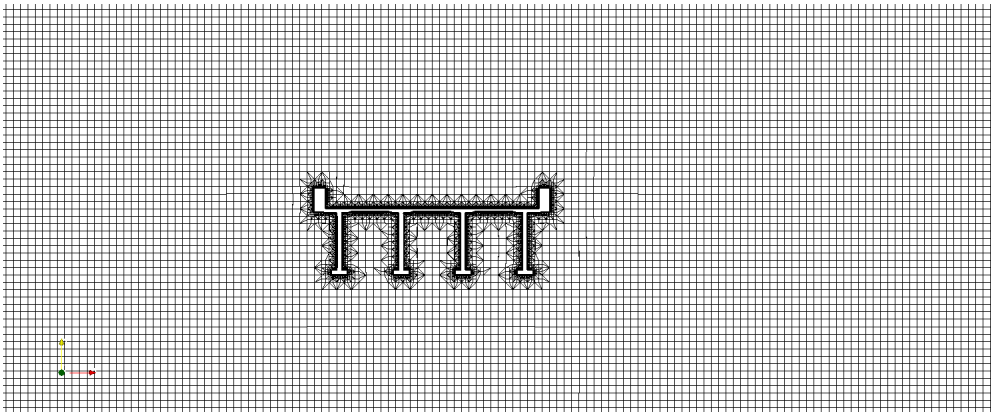


図-3.49 鋼多主桁橋モデル概要図（桁付近）

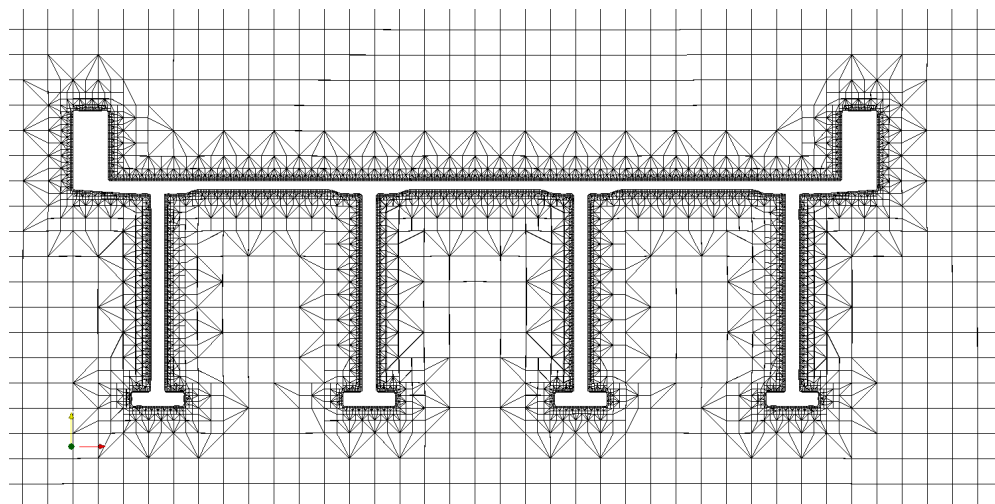


図-3.50 鋼多主桁橋モデル概要図（桁部拡大）

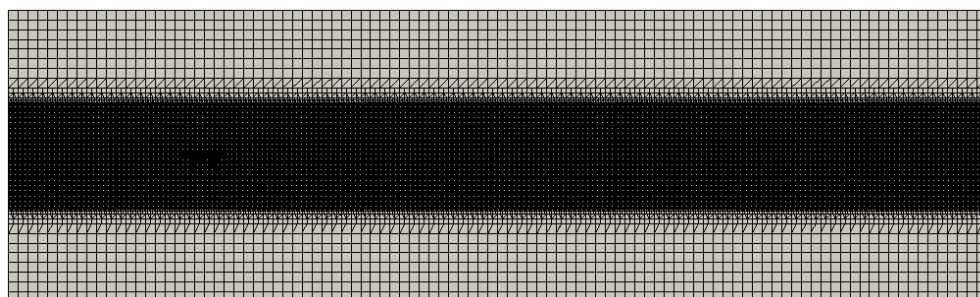


図-3.51 鋼少数主桁橋モデル概要図（全体）

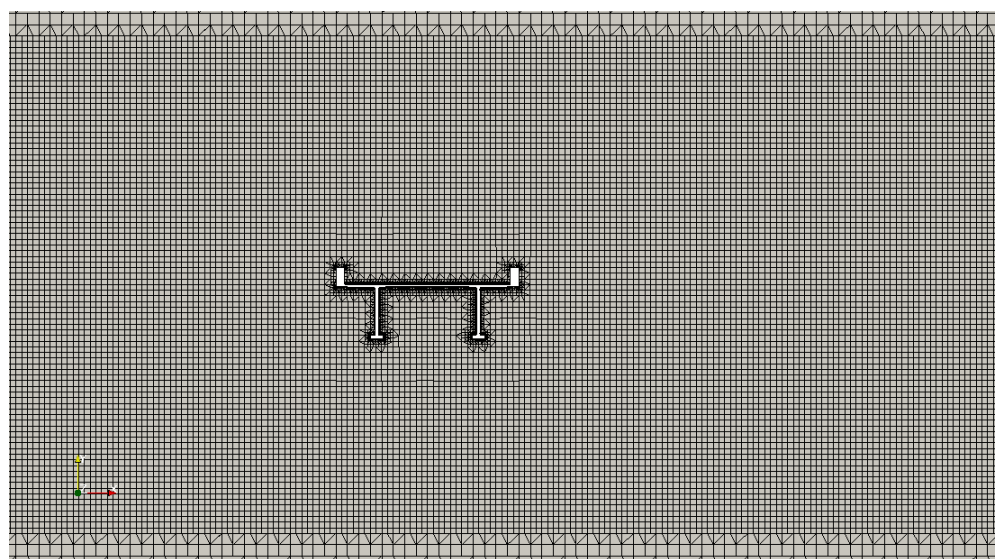


図-3.52 鋼少数主桁橋モデル概要図（桁付近）

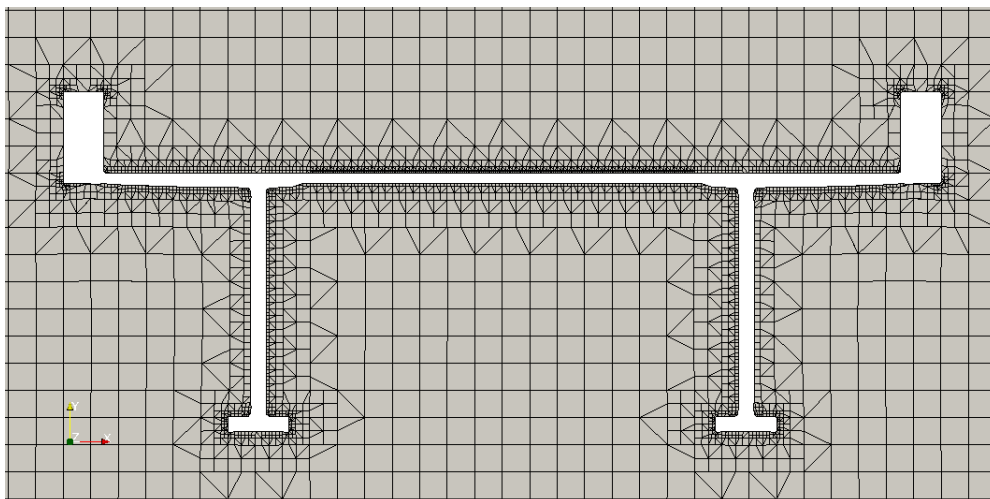


図-3.53 鋼少数主桁橋モデル概要図（桁部拡大）

本解析で得られた流線図の比較を図-3.54，図-3.55 に示す．

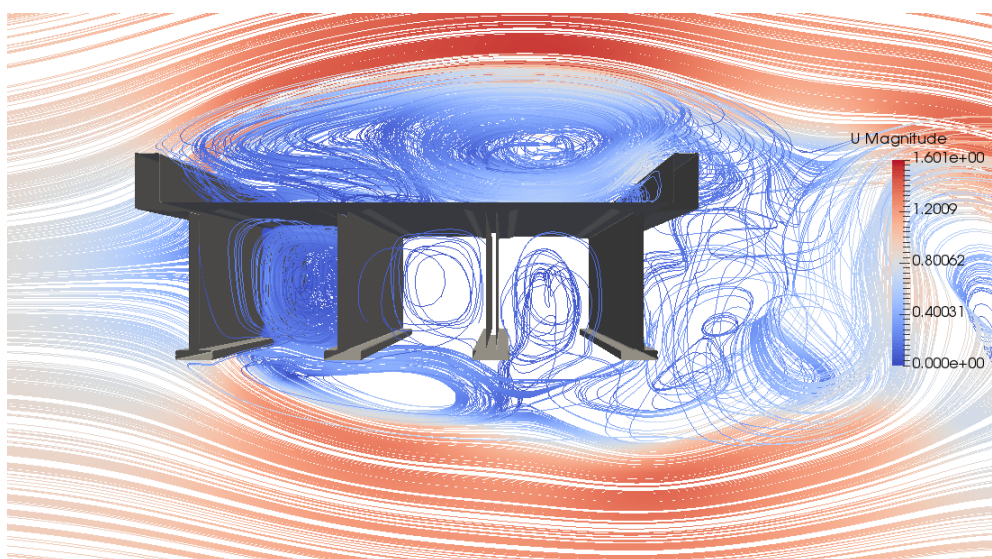


図-3.54 鋼多主桁橋モデル流線図：側面（解析時間 17 秒時点の瞬間値）

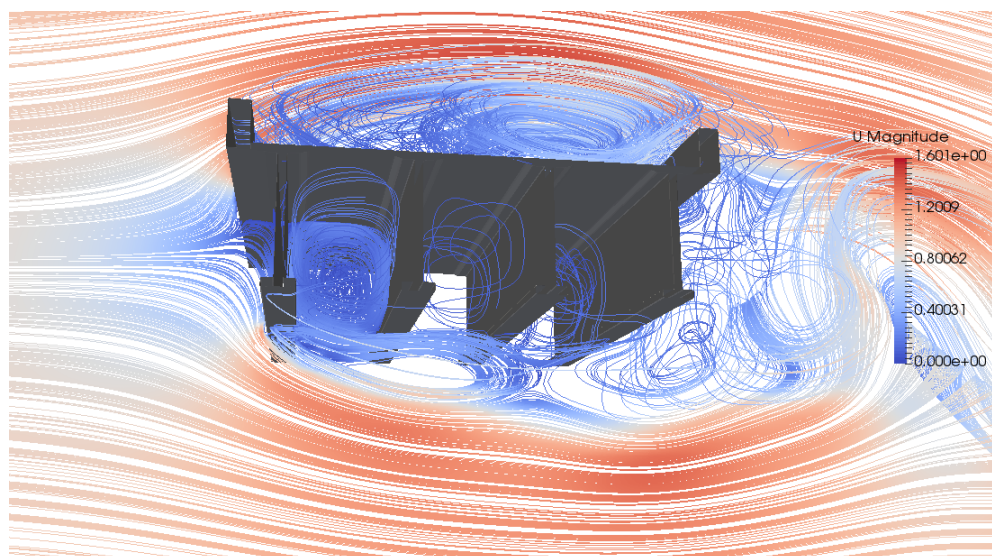


図-3.55 鋼多主桁橋モデル流線図：斜め下から（解析時間 17 秒時点の瞬間値）

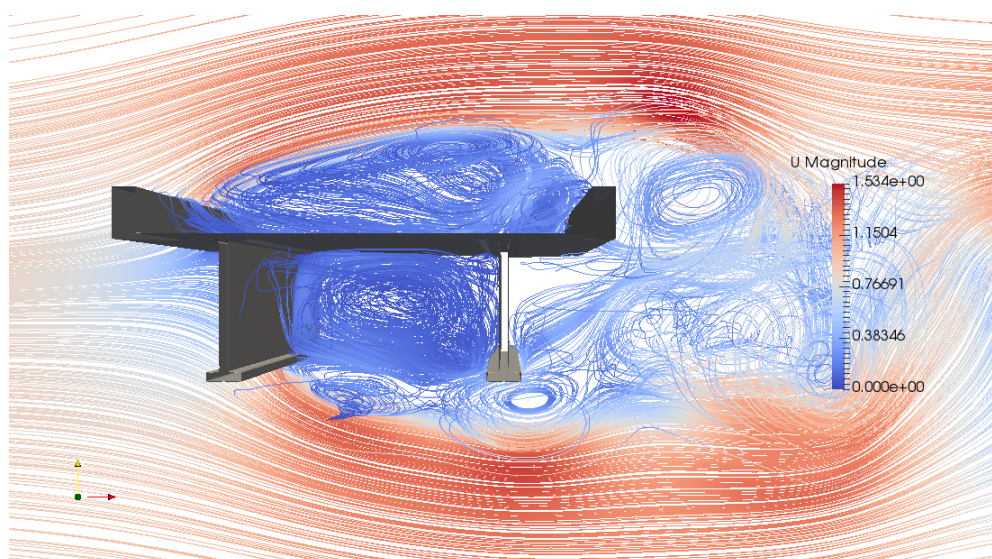


図-3.56 鋼少数主桁橋モデル流線図：側面（解析時間 19 秒時点の瞬間値）

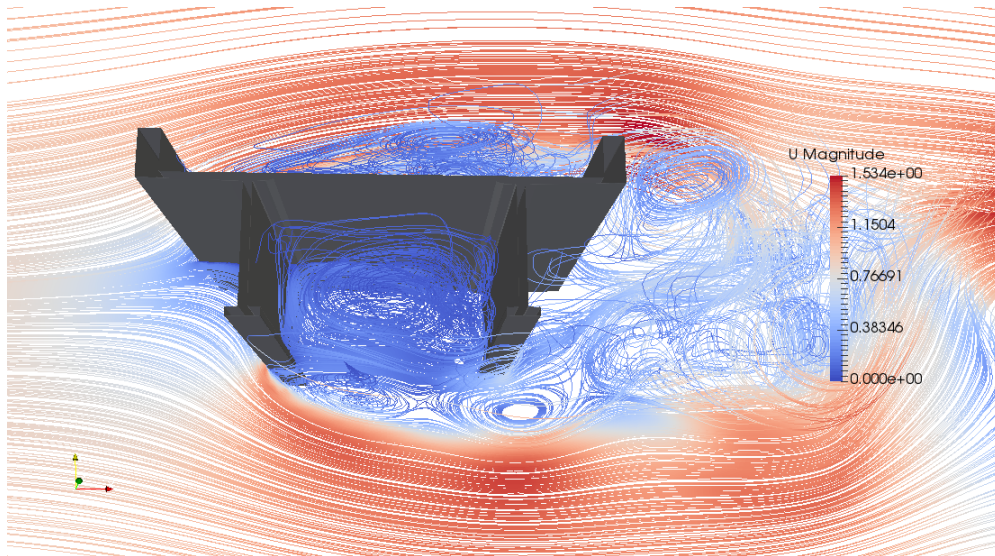


図-3.57 鋼少数主桁橋モデル流線図：斜め下から（解析時間 19 秒時点の瞬間値）

なお，鋼多主桁橋の流線図は解析ステップ 17 秒において抗力係数が平均値の 1.48 となる時点，鋼少数主桁橋の流線図は解析ステップ 19 秒において抗力係数が平均値の 1.58 となる時点の流況を示している．図-3.43，図-3.44 に示す風洞実験結果及び解析結果ともに上流側の桁側面ではく離れた流れが，床版側及び桁下にまわりこみ，下流側の車両用防護柵及び桁の位置で渦となっている状況が確認できる．橋梁よりも後流側の流れについても，桁上下面からの流れにより橋梁全幅員（代表長さ）の半分程度の領域で渦を生じている状況が確認できる．

本解析における計算開始時（1 秒）から計算終了時（20 秒）までの 1 秒毎の風速分布を図-3.58 から図-3.77 に示す．

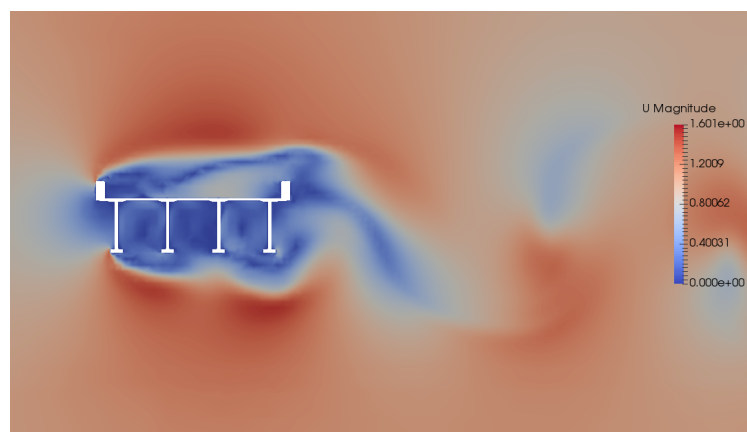


図-3.58 鋼多主桁橋モデル風速分布（1 秒）

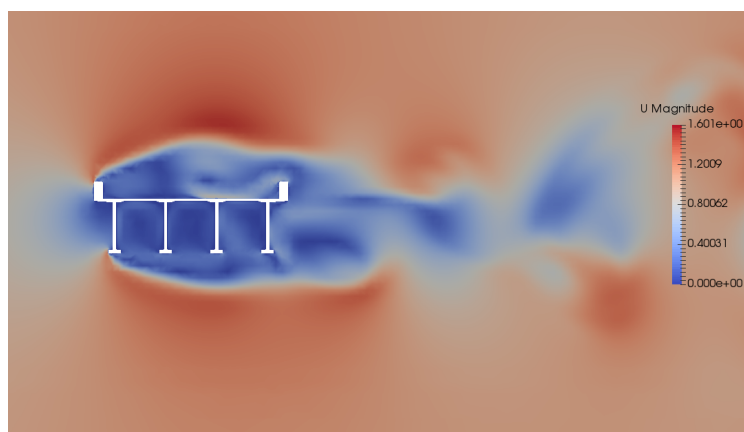


図-3.59 鋼多主桁橋モデル風速分布（2 秒）

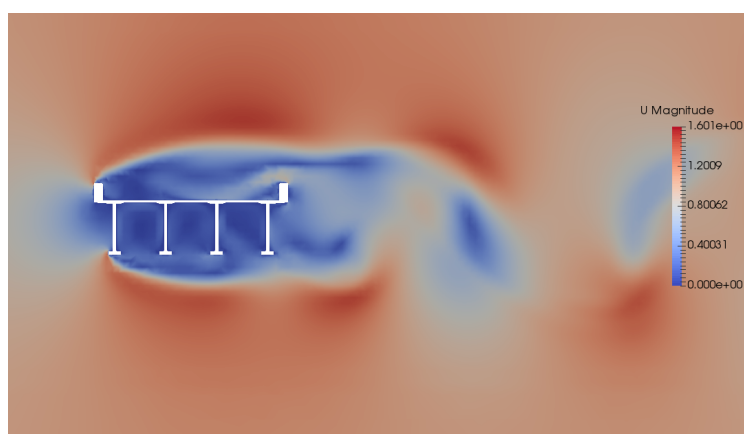


図-3.60 鋼多主桁橋モデル風速分布（3 秒）

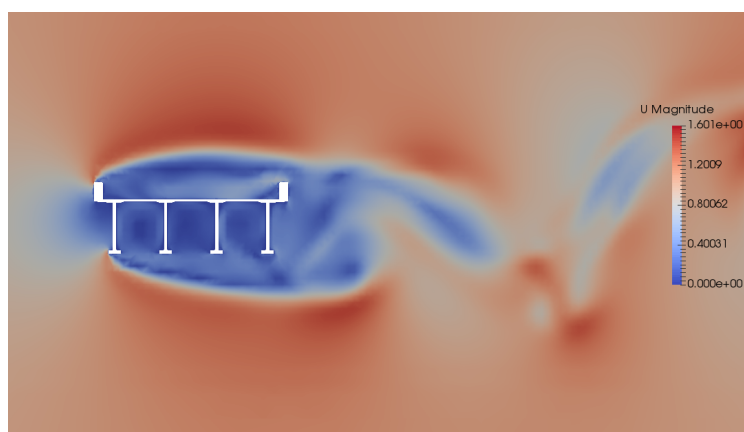


図-3.61 鋼多主桁橋モデル風速分布（4 秒）

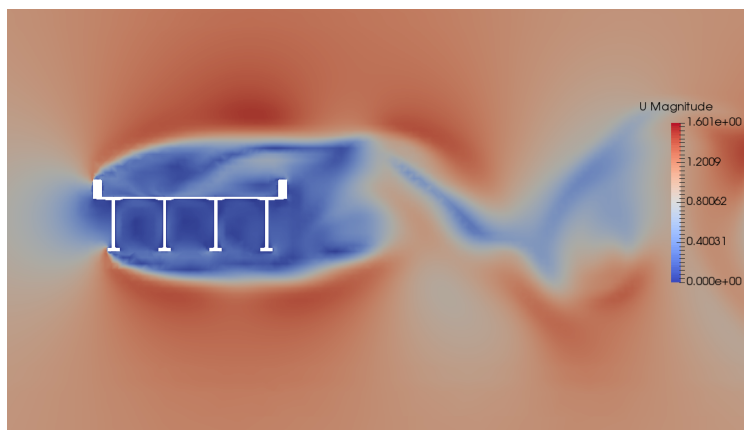


図-3.62 鋼多主桁橋モデル風速分布（5 秒）

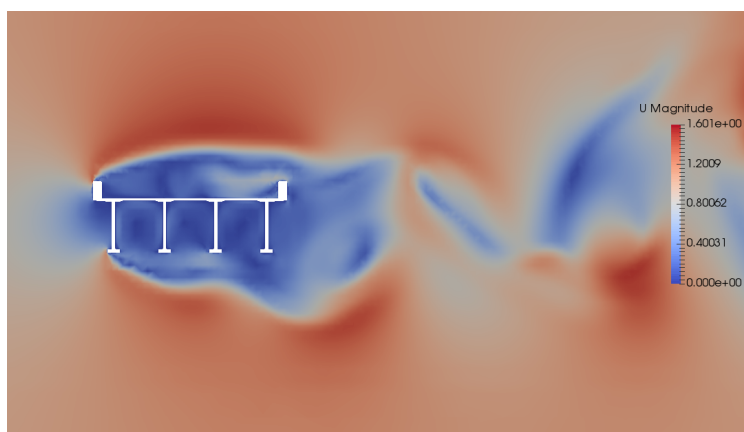


図-3.63 鋼多主桁橋モデル風速分布（6 秒）

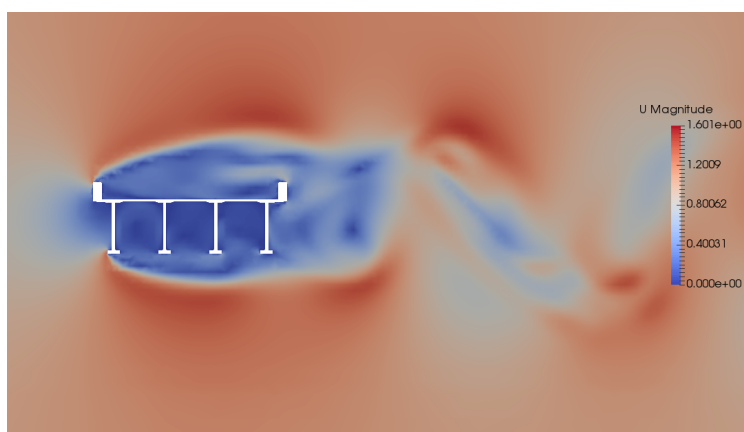


図-3.64 鋼多主桁橋モデル風速分布（7 秒）

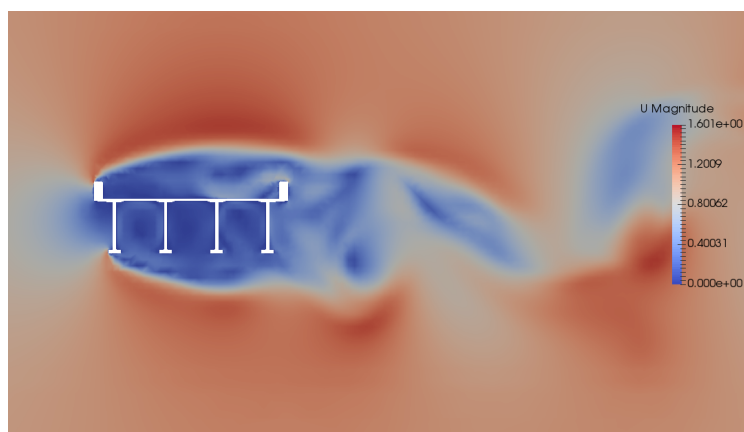


図-3.65 鋼多主桁橋モデル風速分布（8 秒）

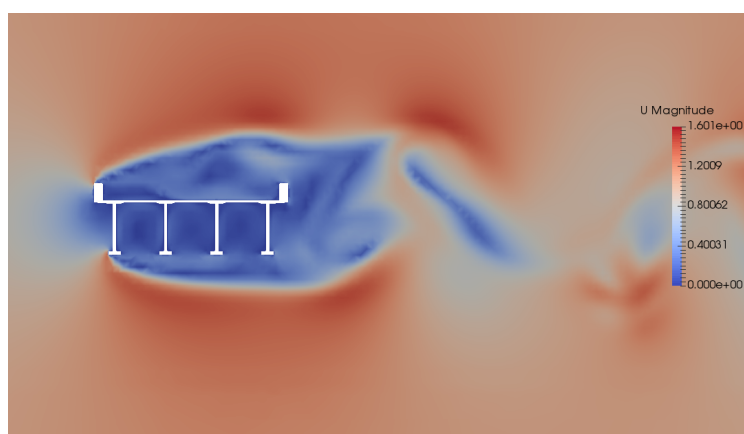


図-3.66 鋼多主桁橋モデル風速分布（9 秒）

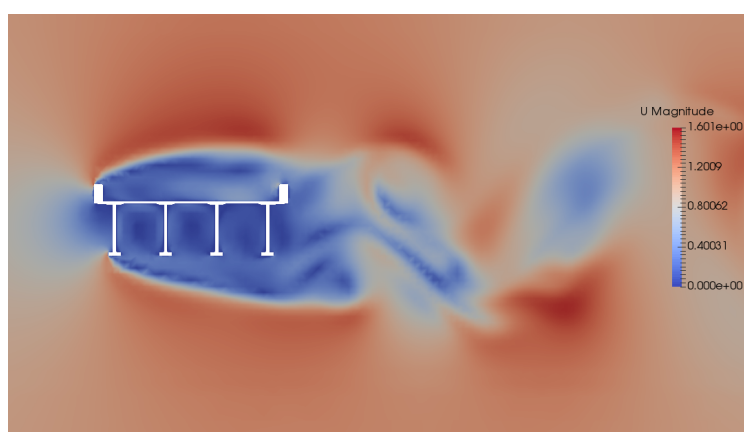


図-3.67 鋼多主桁橋モデル風速分布（10 秒）

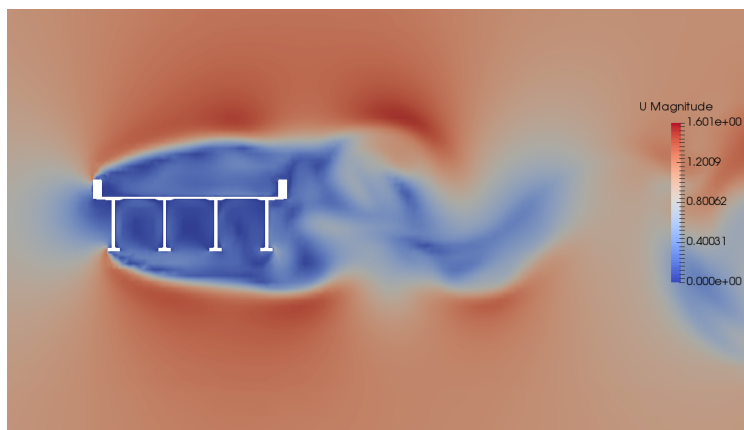


図-3.68 鋼多主桁橋モデル風速分布（11 秒）

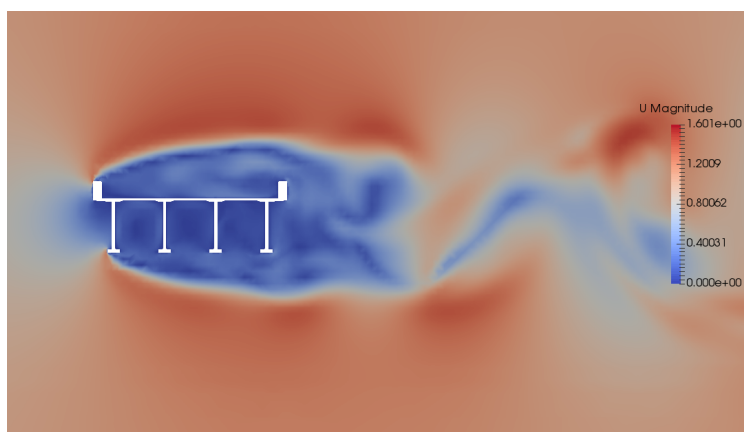


図-3.69 鋼多主桁橋モデル風速分布（12 秒）

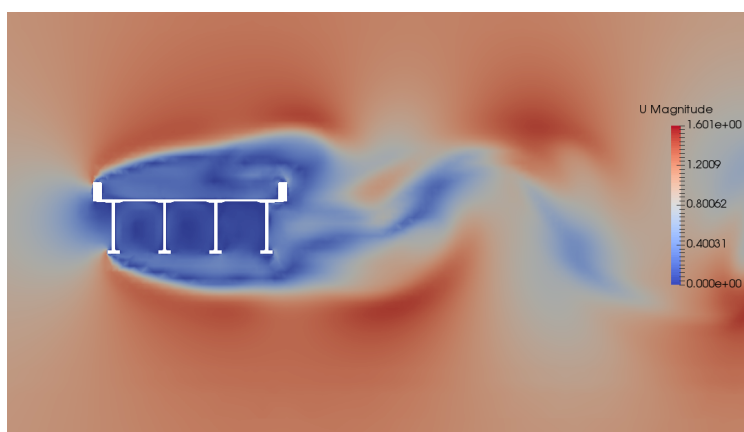


図-3.70 鋼多主桁橋モデル風速分布（13 秒）

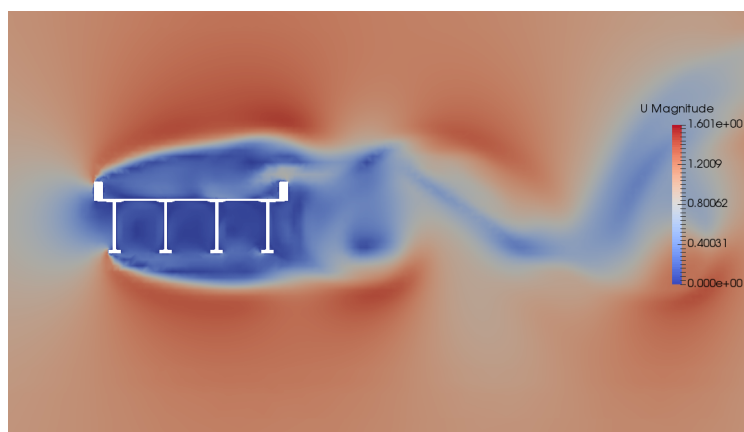


図-3.71 鋼多主桁橋モデル風速分布（14 秒）

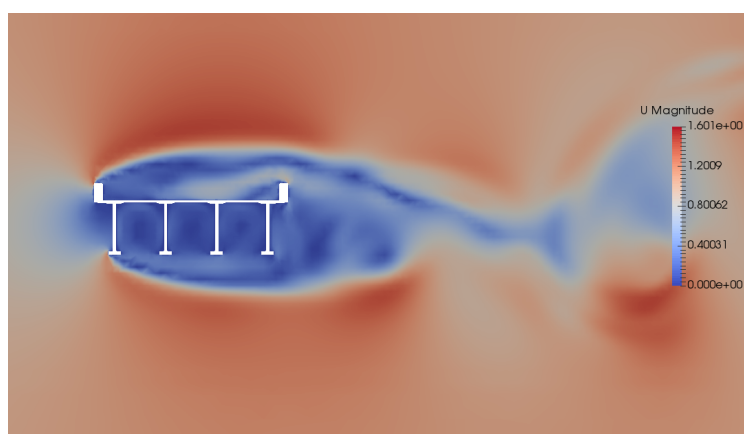


図-3.72 鋼多主桁橋モデル風速分布（15 秒）

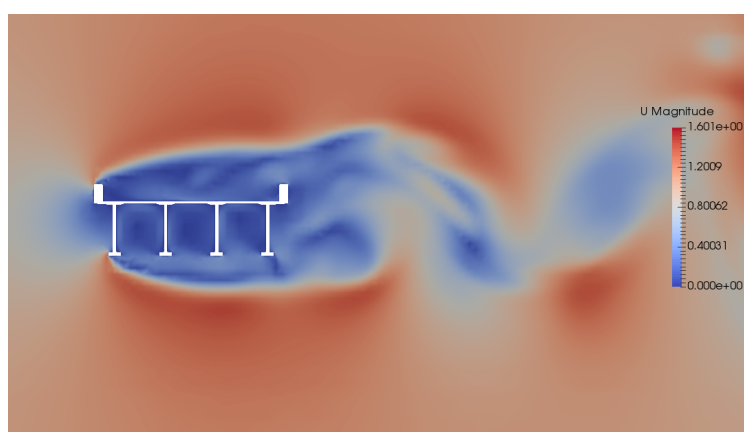


図-3.73 鋼多主桁橋モデル風速分布（16 秒）

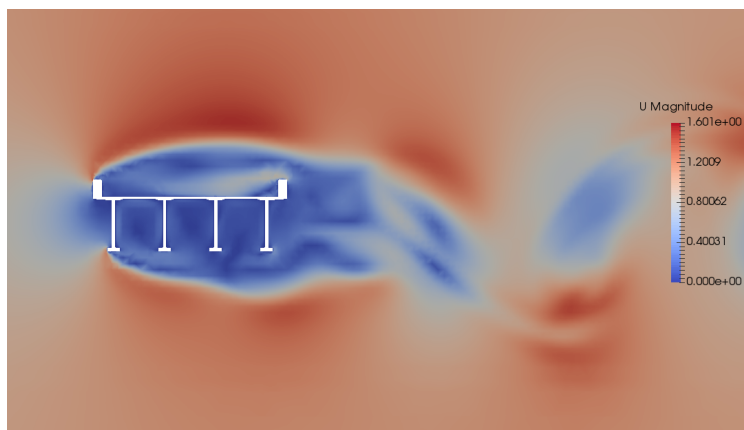


図-3.74 鋼多主桁橋モデル風速分布（17 秒）

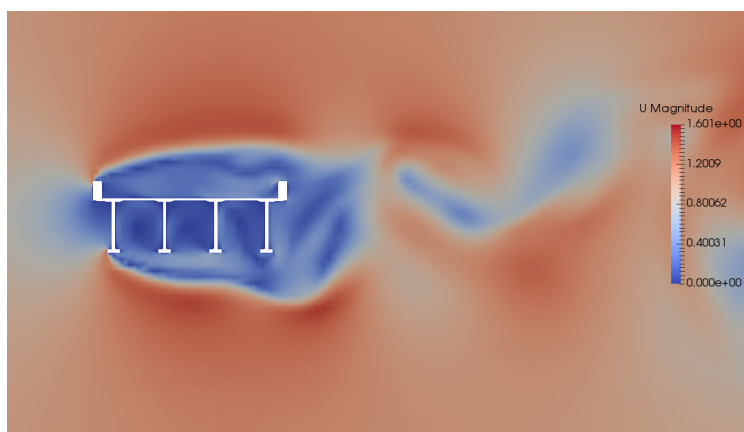


図-3.75 鋼多主桁橋モデル風速分布（18 秒）

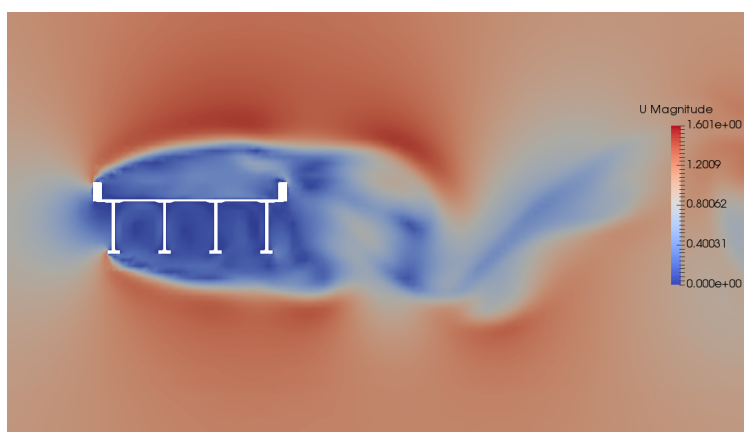


図-3.76 鋼多主桁橋モデル風速分布（19 秒）

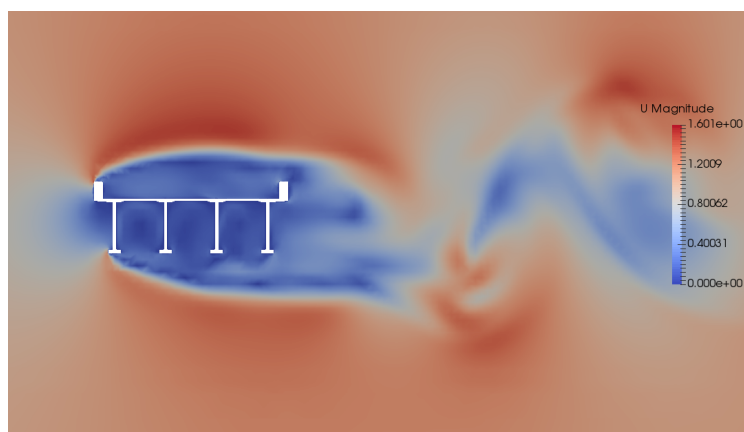


図-3.77 鋼多主桁橋モデル風速分布（20 秒）

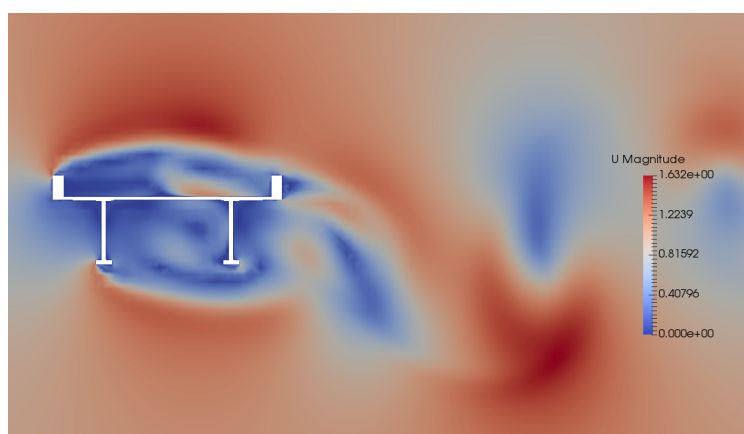


図-3.78 鋼少数主桁橋モデル風速分布（1 秒）

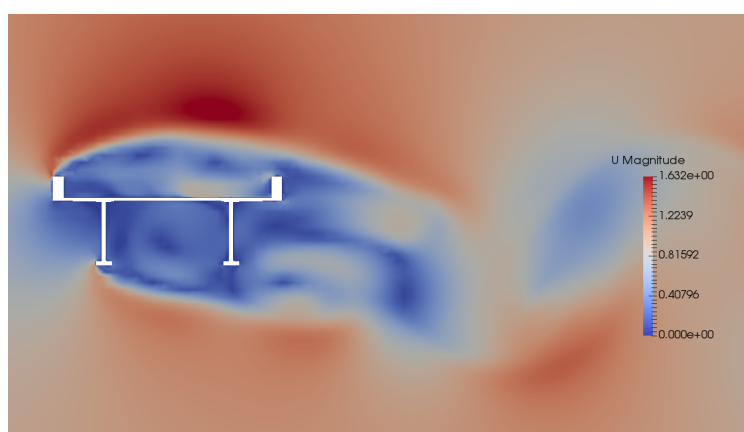


図-3.79 鋼少数主桁橋モデル風速分布（2 秒）

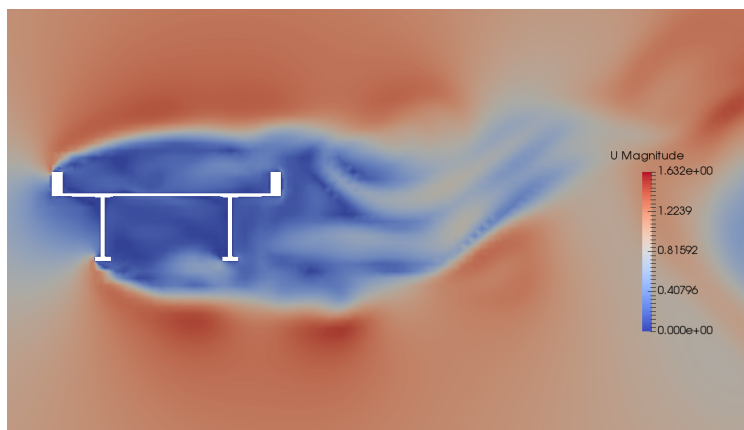


図-3.80 鋼少数主桁橋モデル風速分布（3 秒）

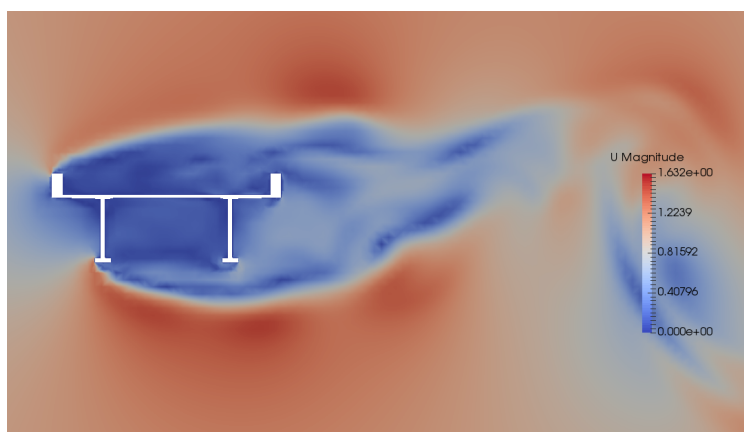


図-3.81 鋼少数主桁橋モデル風速分布（4 秒）

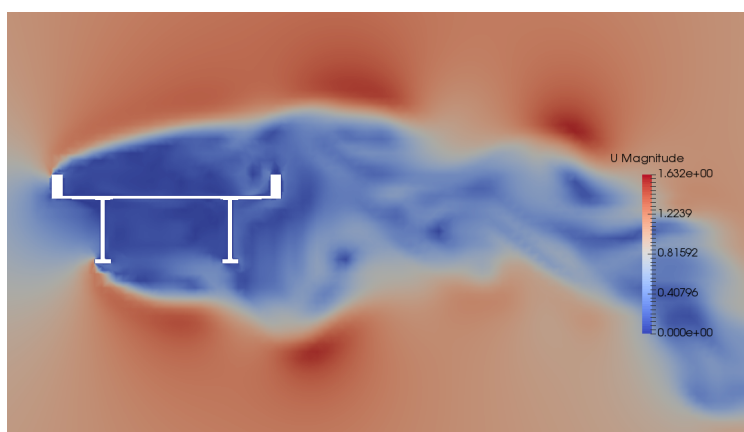


図-3.82 鋼少数主桁橋モデル風速分布（5 秒）

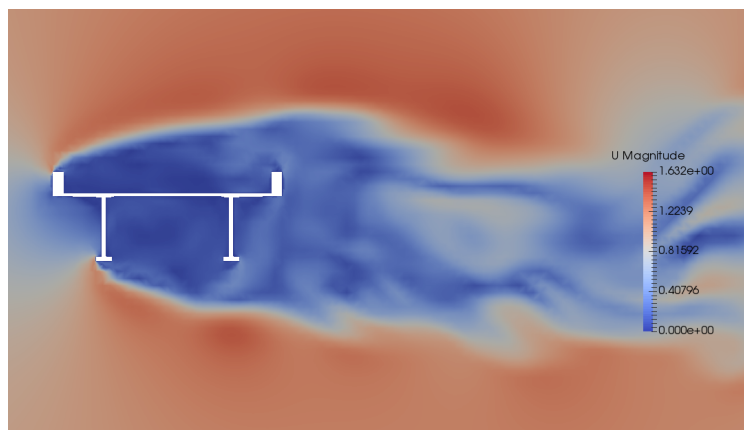


図-3.83 鋼少数主桁橋モデル風速分布（6 秒）

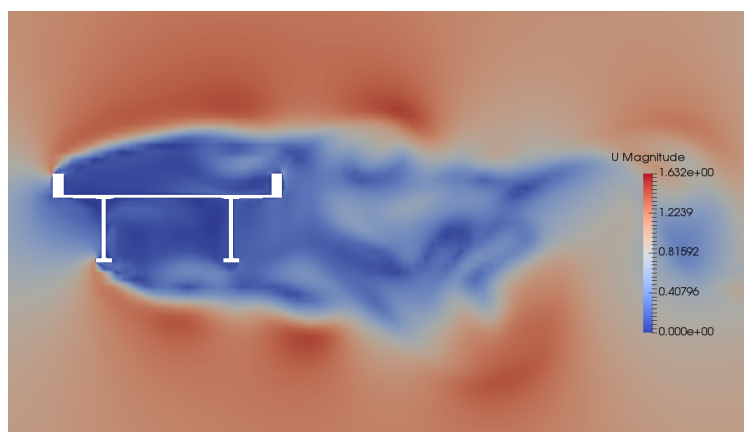


図-3.84 鋼少数主桁橋モデル風速分布（7 秒）

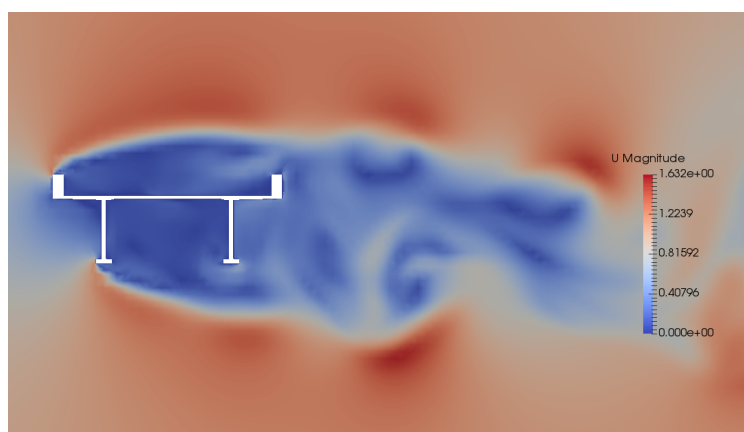


図-3.85 鋼少数主桁橋モデル風速分布（8 秒）

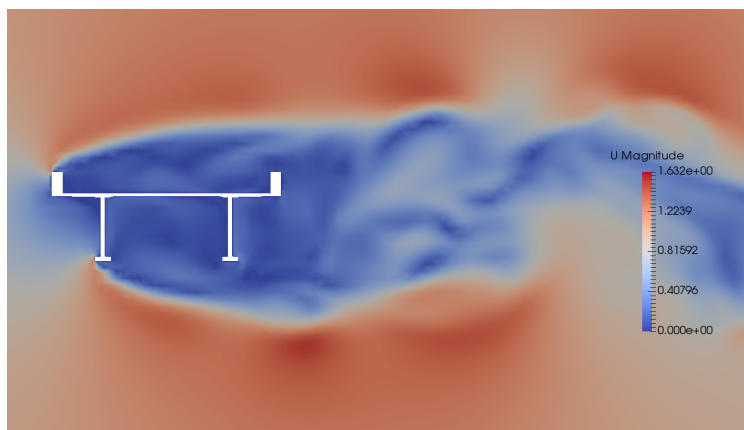


図-3.86 鋼少数主桁橋モデル風速分布（9 秒）

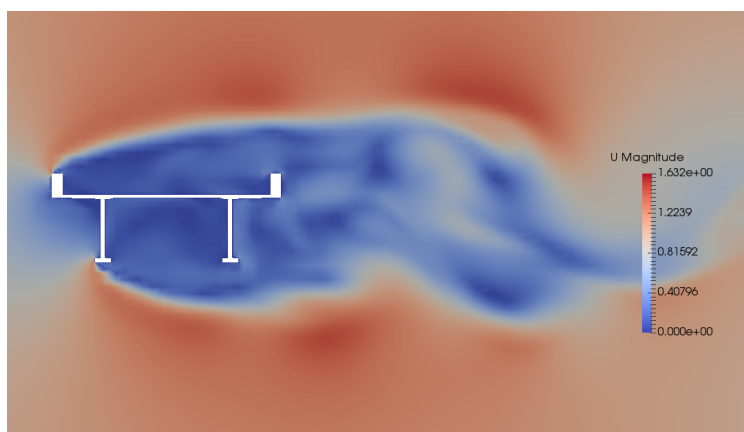


図-3.87 鋼少数主桁橋モデル風速分布（10 秒）

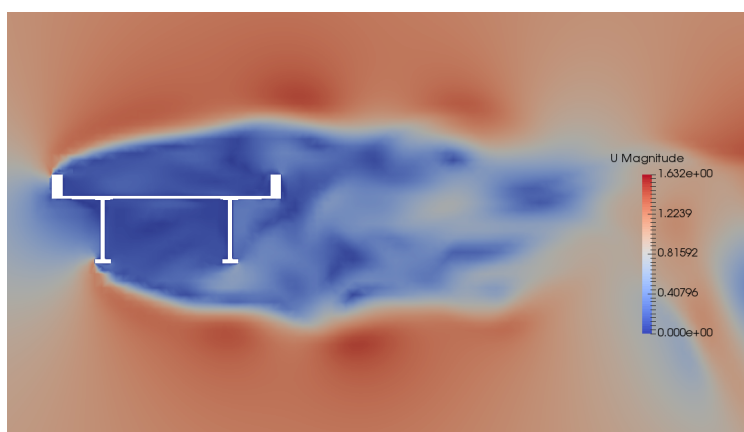


図-3.88 鋼少数主桁橋モデル風速分布（11 秒）

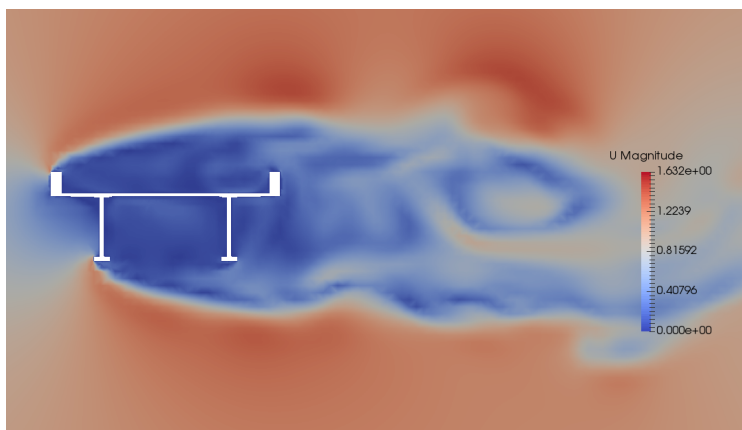


図-3.89 鋼少数主桁橋モデル風速分布（12 秒）

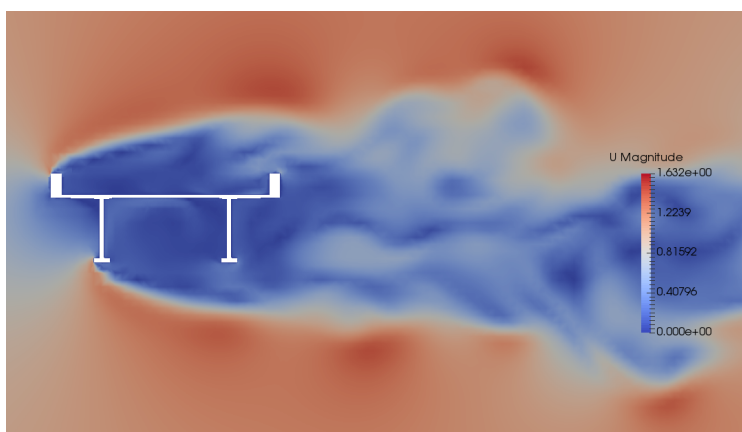


図-3.90 鋼少数主桁橋モデル風速分布（13 秒）

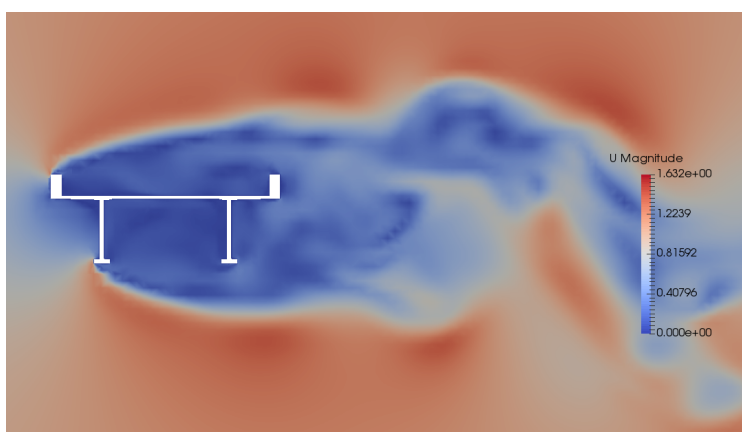


図-3.91 鋼少数主桁橋モデル風速分布（14 秒）

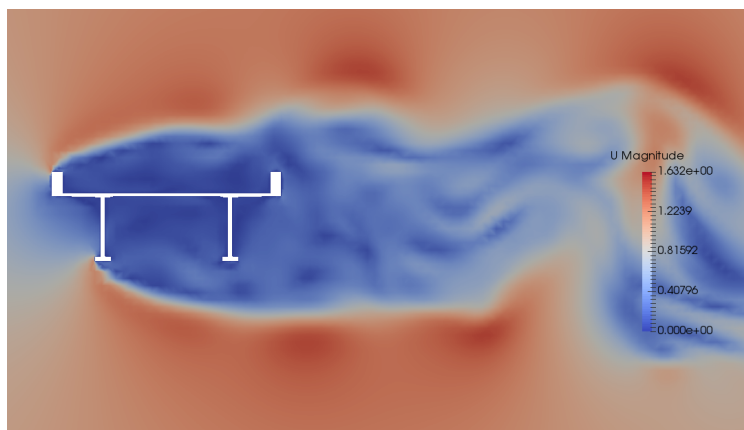


図-3.92 鋼少数主桁橋モデル風速分布（15 秒）

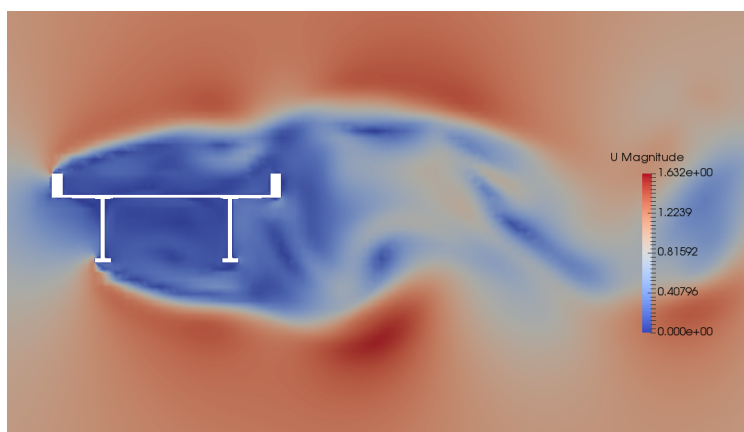


図-3.93 鋼少数主桁橋モデル風速分布（16 秒）

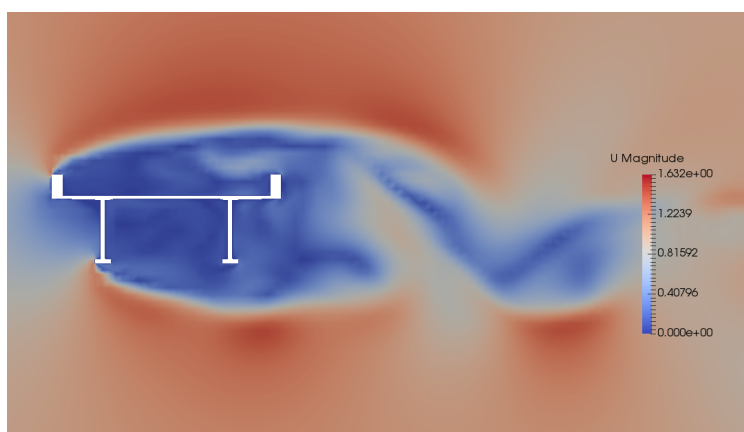


図-3.94 鋼少数主桁橋モデル風速分布（17 秒）

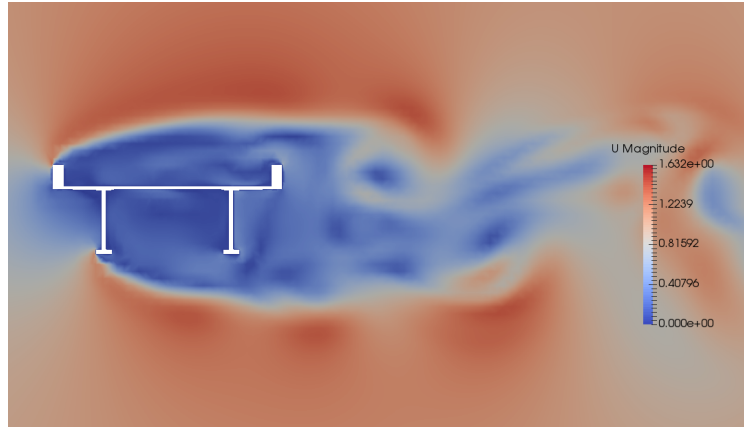


図-3.95 鋼少数主桁橋モデル風速分布（18 秒）

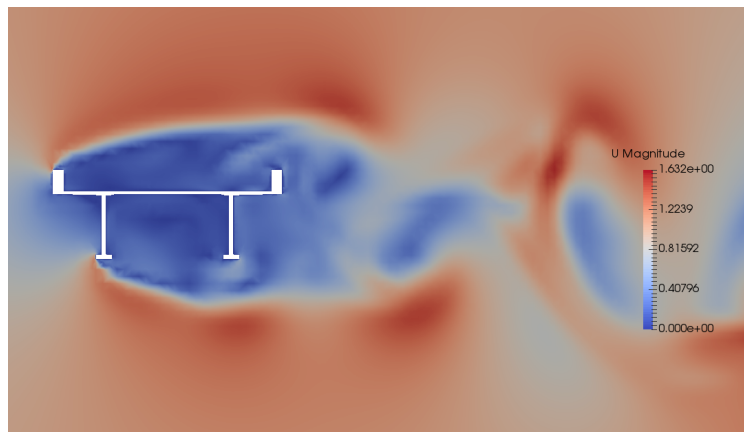


図-3.96 鋼少数主桁橋モデル風速分布（19 秒）

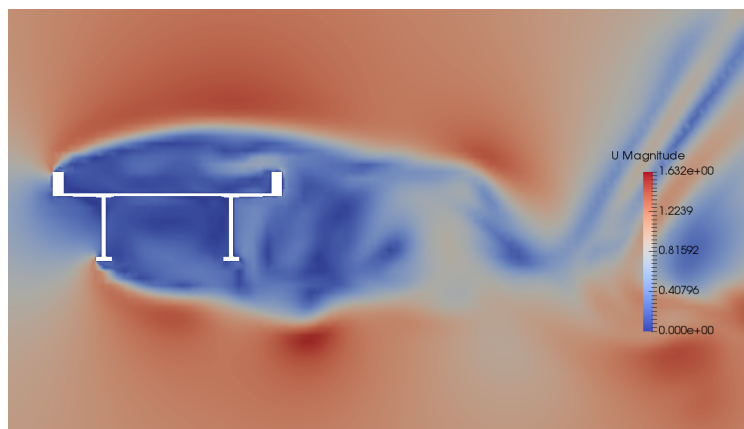


図-3.97 鋼少数主桁橋モデル風速分布（20 秒）

本解析における抗力係数の時刻歴を図-3.98 に、桁及び地覆位置における抗力係数の時刻歴を

図-3.99 に、桁及び地覆位置毎の抗力分担率を図-3.100 に示す。

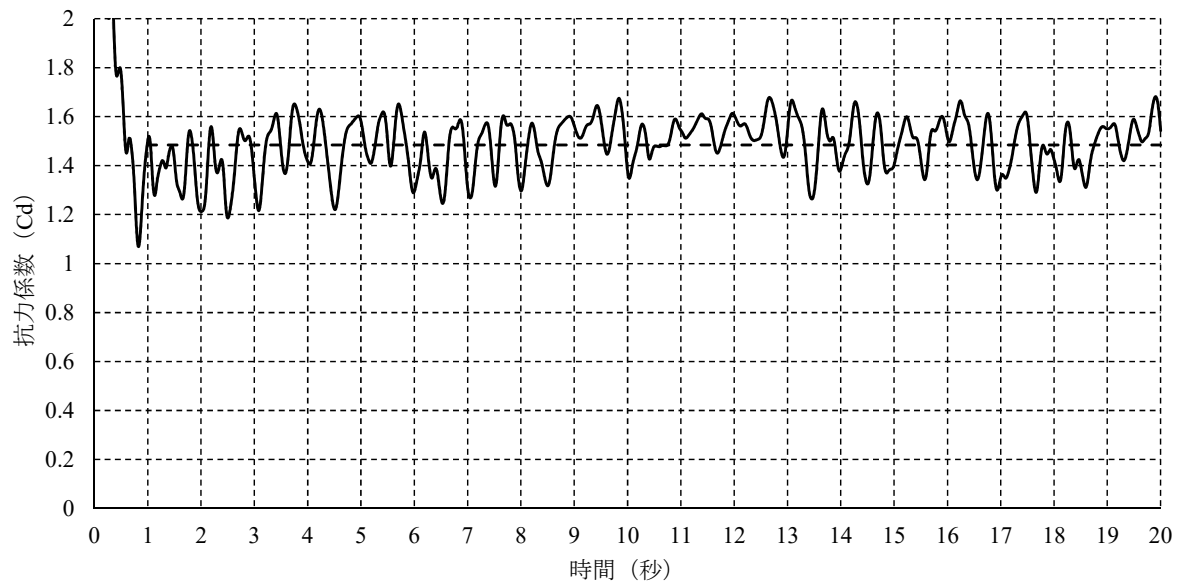


図-3.98 鋼多主桁橋モデル抗力係数の時刻歴

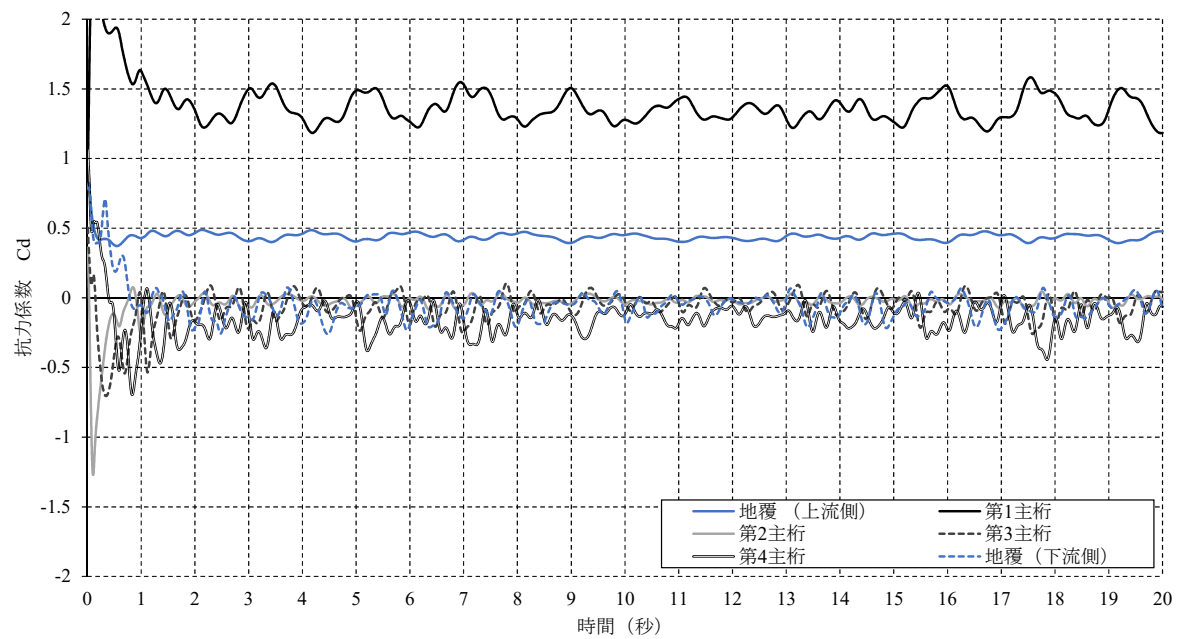


図-3.99 鋼多主桁橋モデル桁・地覆位置における抗力係数の時刻歴

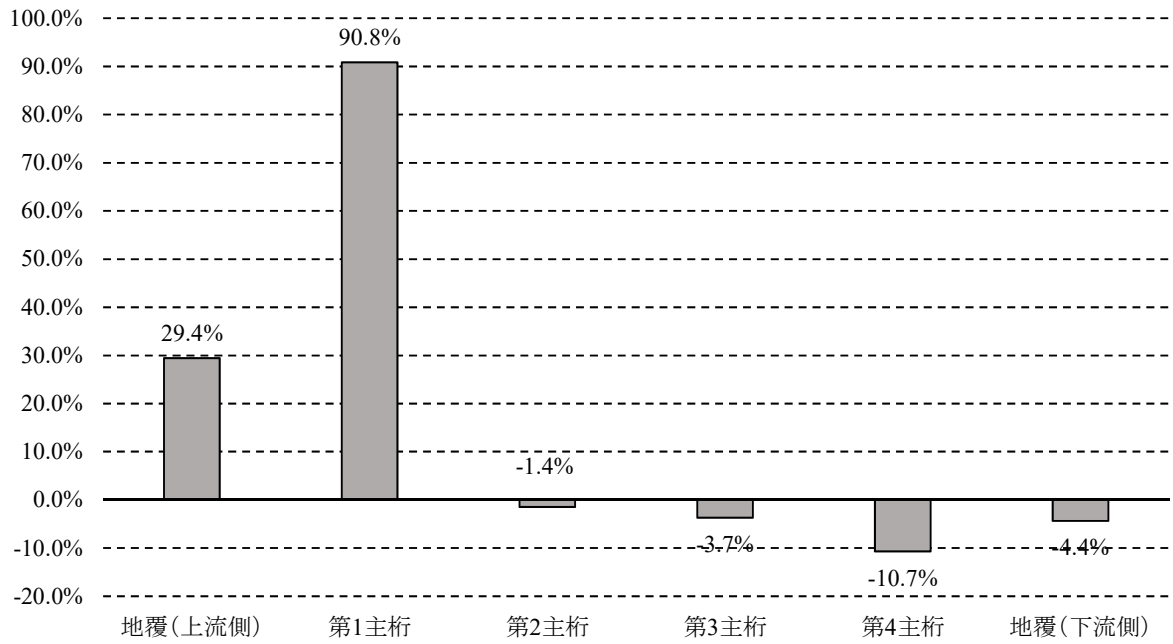


図-3.100 鋼多主桁橋モデル抵抗力分担率

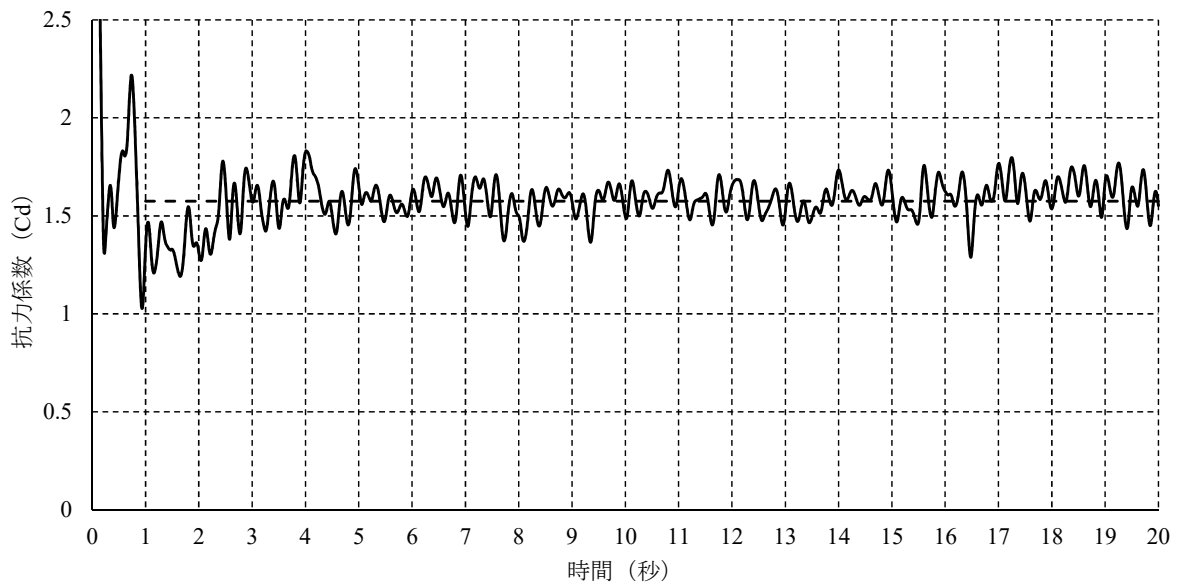


図-3.101 鋼少数主桁橋モデル抵抗力係数の時刻歴

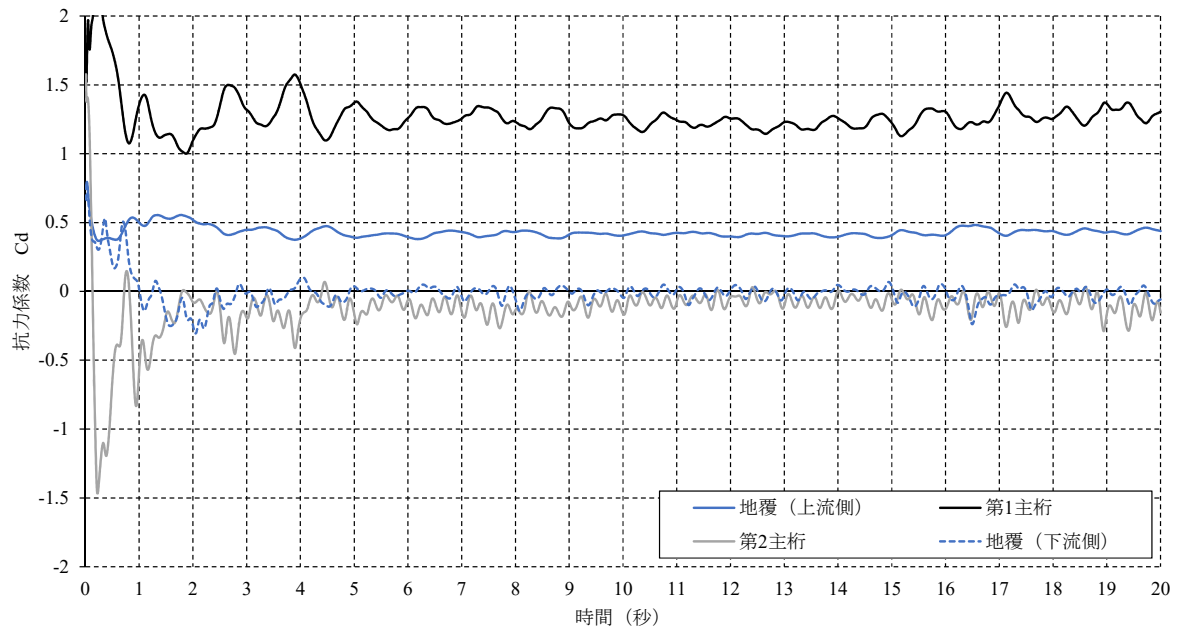


図-3.102 鋼少数主桁橋モデル桁・地覆位置における抗力係数の時刻歴

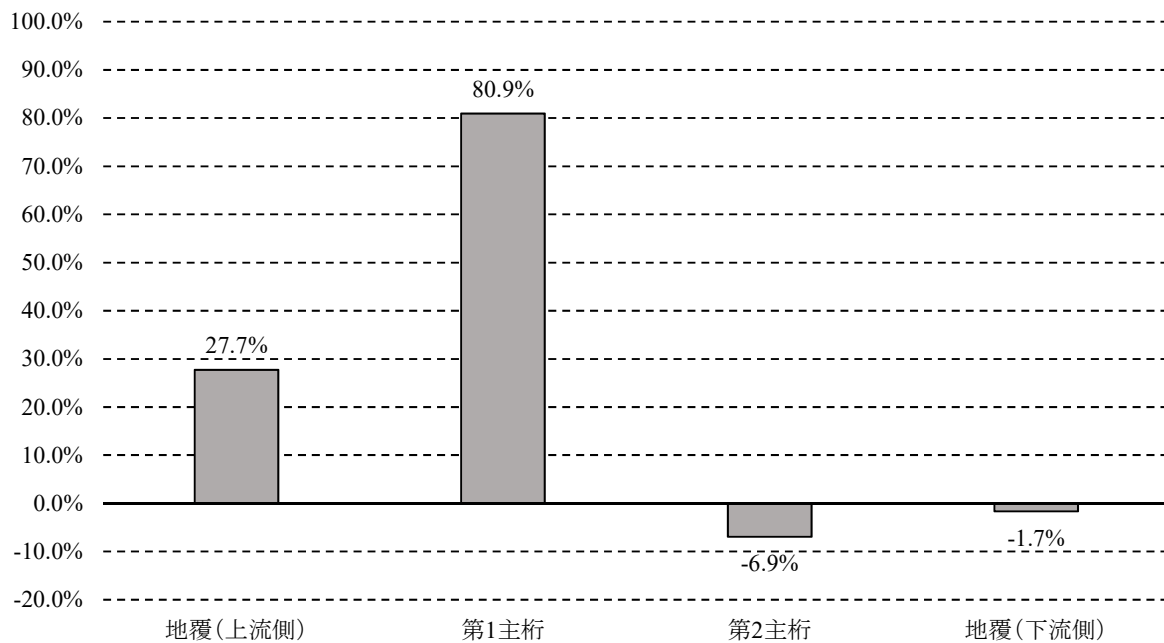


図-3.103 鋼少数主桁橋モデル抗力分担率

抗力係数は次式により算出した。

$$C_d = \frac{P_D}{\frac{1}{2}\rho U^2 A_n} \quad (3.6)$$

ここで、 P_D は構造物に作用する単位長さあたりの抗力 (kN/m)、 ρ は空気密度 (1.23kg/m³)、 U は風速 (m/s)、 A_n は有効鉛直投影面積 (m²/m) である。

鋼多主桁橋モデルの風洞実験結果は抗力係数 1.4 となっているのに対し、解析結果は 1.5 の抗力係数となっている。抗力分担率については、地覆（風上側）の実験値が約 40 %となっているのに対し、解析値は約 30 %であり、第 1 主桁については実験値が約 80 %となっているのに対し、解析値は約 90 %となっている。その他の主桁及び地覆（下流側）については実験値、解析値ともに 10 %以下の値となっている。

鋼少数主桁橋モデルの風洞実験結果は抗力係数 1.6 となっているのに対し、解析結果も 1.6 の抗力係数となっている。抗力分担率については、地覆（風上側）の実験値が約 33 %となっているのに対し、解析値は約 27 %であり、第 1 主桁については実験値が約 75 %となっているのに対し、解析値は約 81 %となっている。その他の主桁及び地覆（下流側）については実験値、解析値ともに 10 %以下の値となっている。

鋼多主桁橋モデル及び鋼少数主桁橋モデルともに抗力係数については 10 %以下の誤差、抗力分担率についても最大で 10 %程度の誤差であり、本検討で用いた解析条件の妥当性を確認できたことから、その他の鋼多主桁橋モデル及び鋼少数主桁橋モデルにおいても同様の解析条件を用いることとする。

3.4 鋼多主桁橋周りの流れ特性

3.4.1 解析モデル

鋼多主桁橋のその他のケース（C-1～C-5）についても、検証モデル（C-6）と同様のメッシュ分割を行い、総メッシュ数は 200～250 万程度となった。境界条件についても検証モデルと同様の条件を与え、風速 40m/s に相当するレイノルズ数となるよう、動粘性係数 ν を調整した。

3.4.2 流線特性

鋼多主桁橋 C-1～C-5 の流線を図-3.104～図-3.113 に示す。検証モデルと同様に、上流側の桁側面ではく離れた流れが、床版側及び桁下にまわりこみ、下流側の防護柵及び桁の位置で渦となっている状況が確認できる。なお、各ケースの抗力係数が平均となった時点付近の流線を示す。

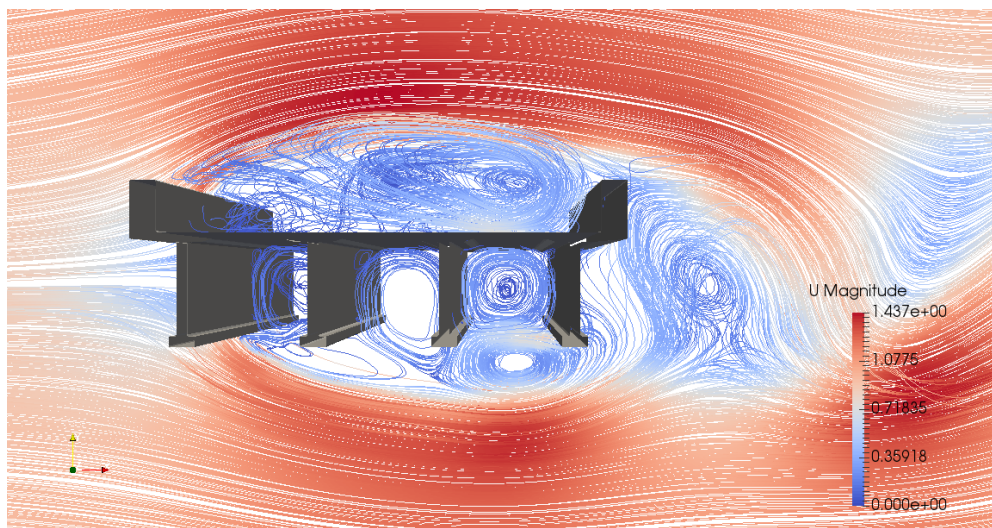


図-3.104 鋼多主桁モデル（C-1）の流線図：正面（解析時間 19 秒時点の瞬間値）

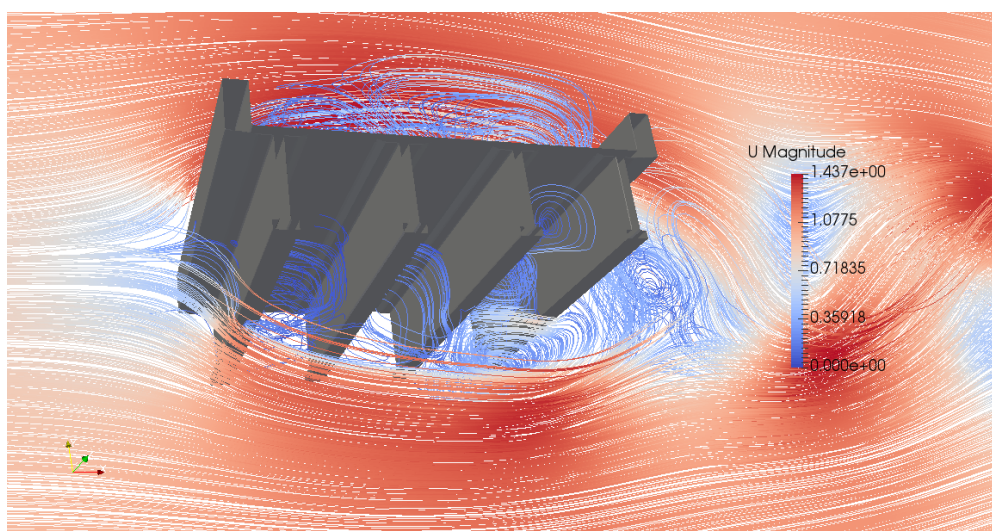


図-3.105 鋼多主桁モデル（C-1）の流線図：斜め下から（解析時間 19 秒時点の瞬間値）

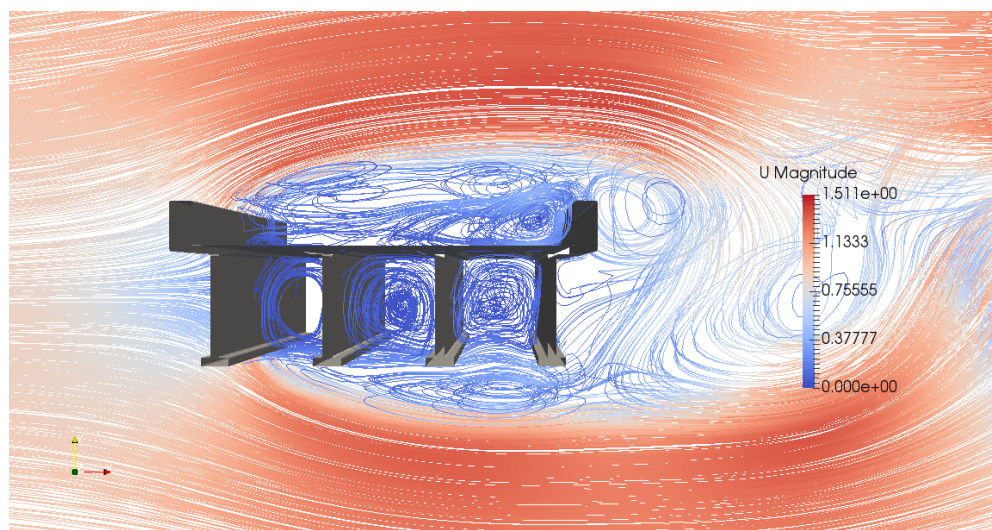


図-3.106 鋼多主桁モデル (C-2) の流線図：正面（解析時間 14 秒時点の瞬間値）

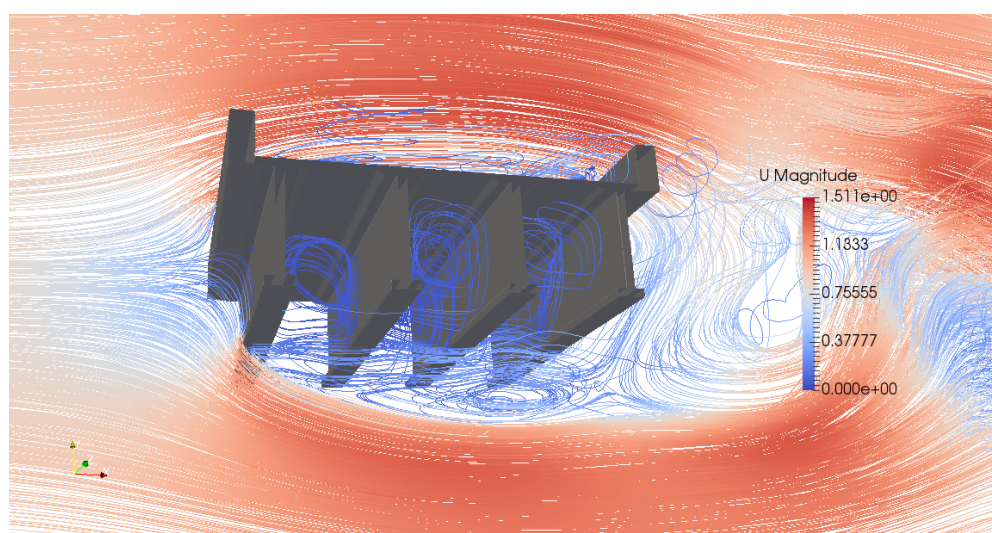


図-3.107 鋼多主桁モデル (C-2) の流線図：斜め下から（解析時間 14 秒時点の瞬間値）

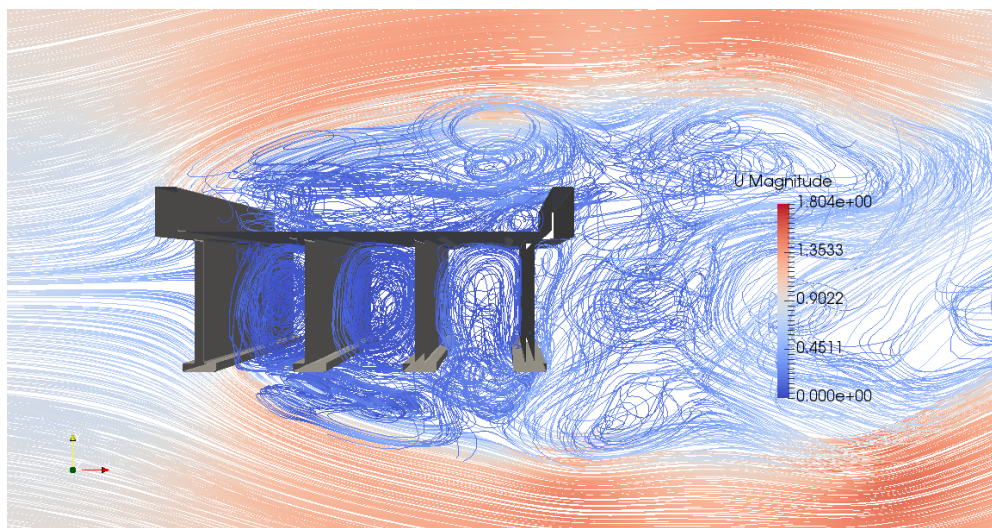


図-3.108 鋼多主桁モデル（C-3）の流線図：正面（解析時間 15 秒時点の瞬間値）

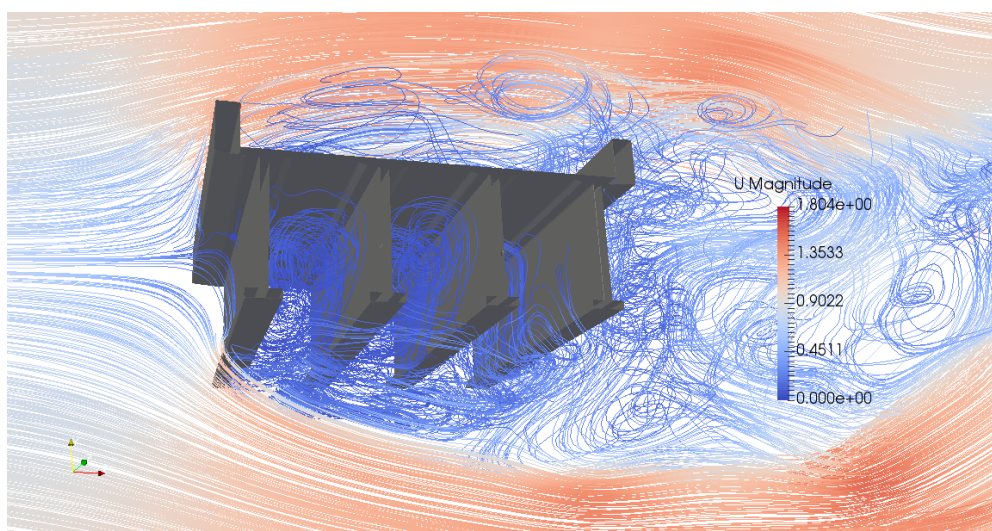


図-3.109 鋼多主桁モデル（C-3）の流線図：斜め下から（解析時間 15 秒時点の瞬間値）

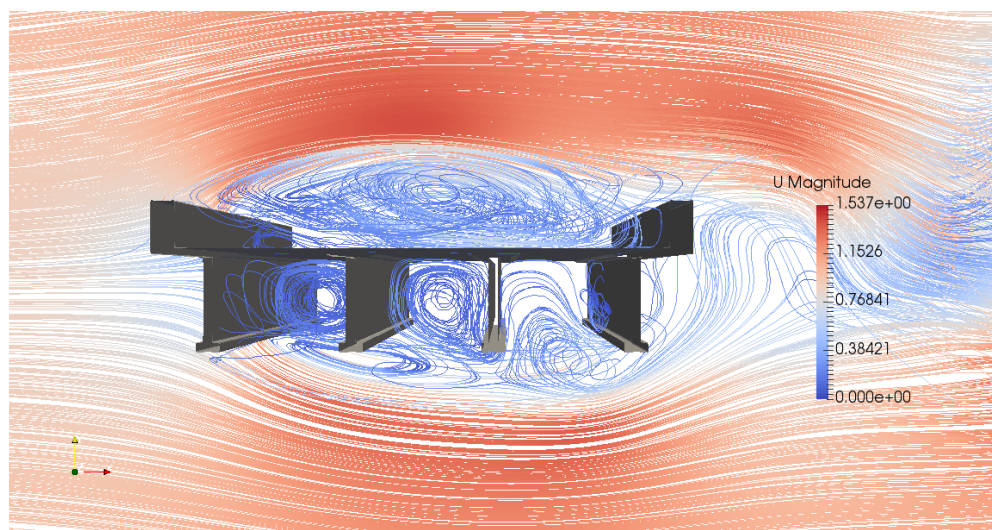


図-3.110 鋼多主桁モデル (C-4) の流線図：正面（解析時間 13 秒時点の瞬間値）

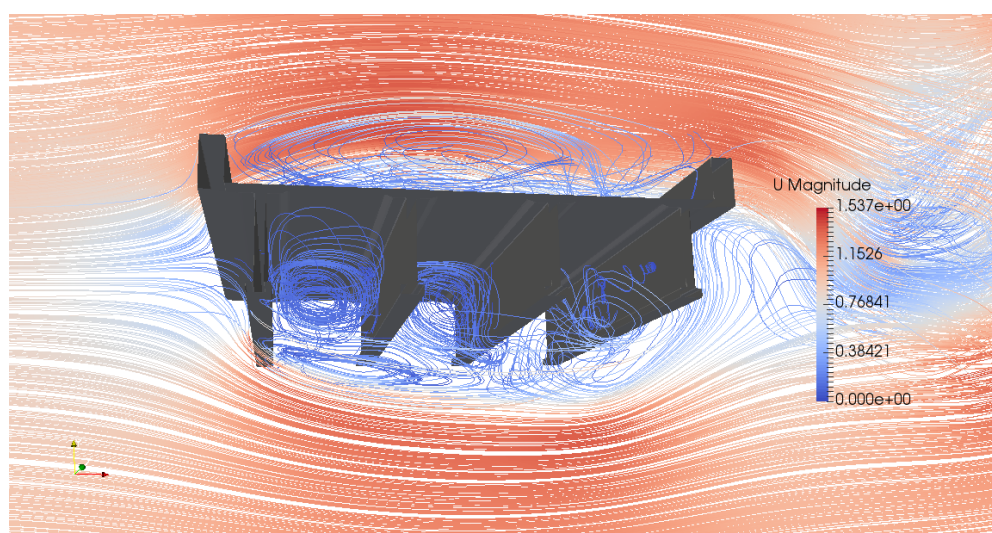


図-3.111 鋼多主桁モデル (C-4) の流線図：斜め下から（解析時間 13 秒時点の瞬間値）

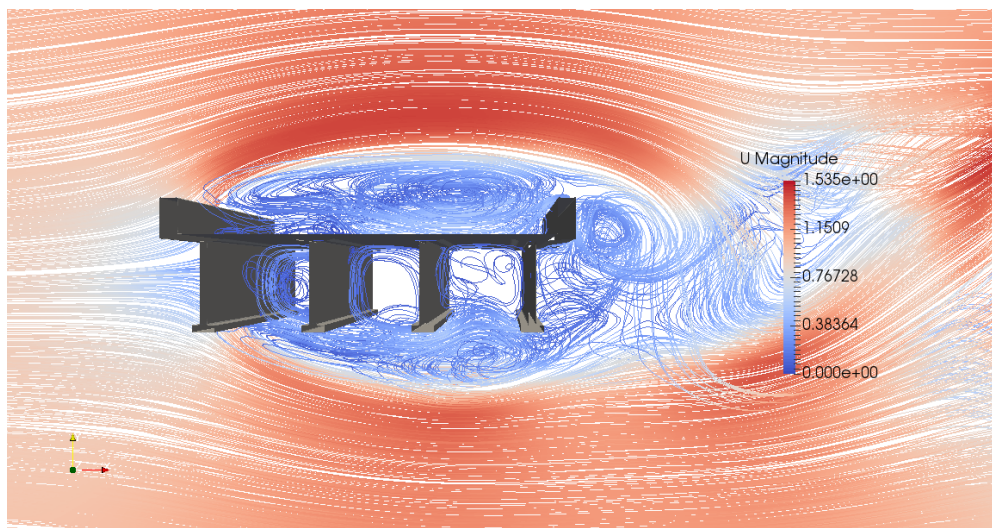


図-3.112 鋼多主桁モデル（C-5）の流線図：正面（解析時間 14 秒時点の瞬間値）

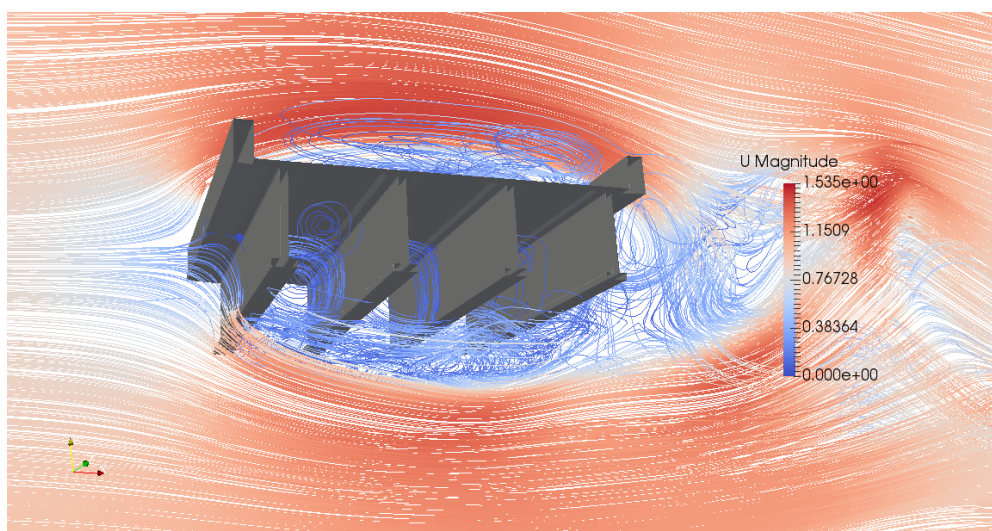


図-3.113 鋼多主桁モデル（C-5）の流線図：斜め下から（解析時間 14 秒時点の瞬間値）

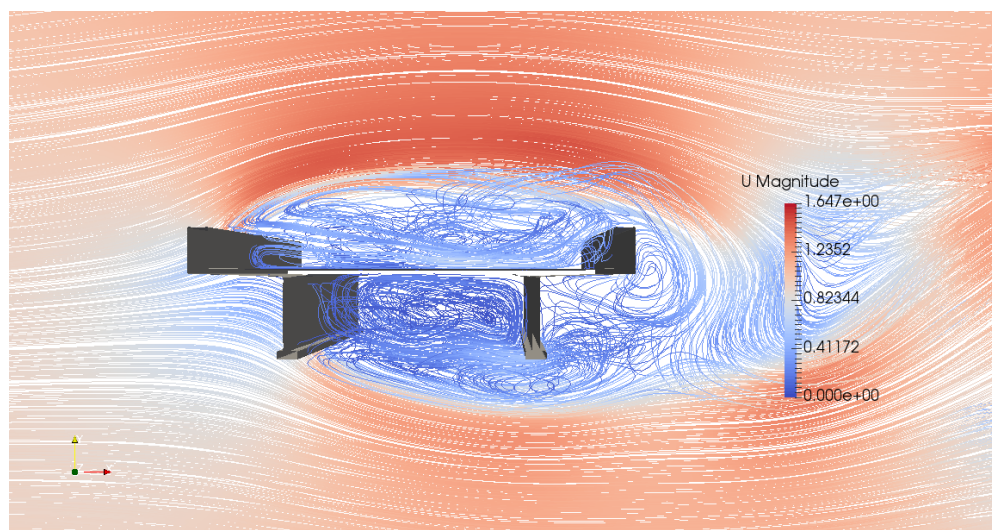


図-3.114 鋼多主桁モデル (C-7) の流線図：正面（解析時間 19 秒時点の瞬間値）

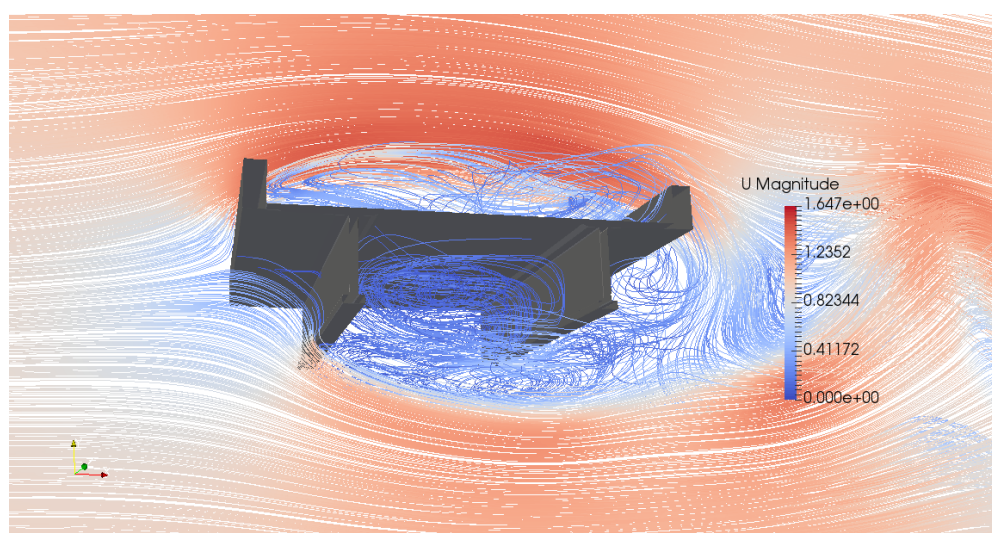


図-3.115 鋼多主桁モデル (C-7) の流線図：斜め下から（解析時間 19 秒時点の瞬間値）

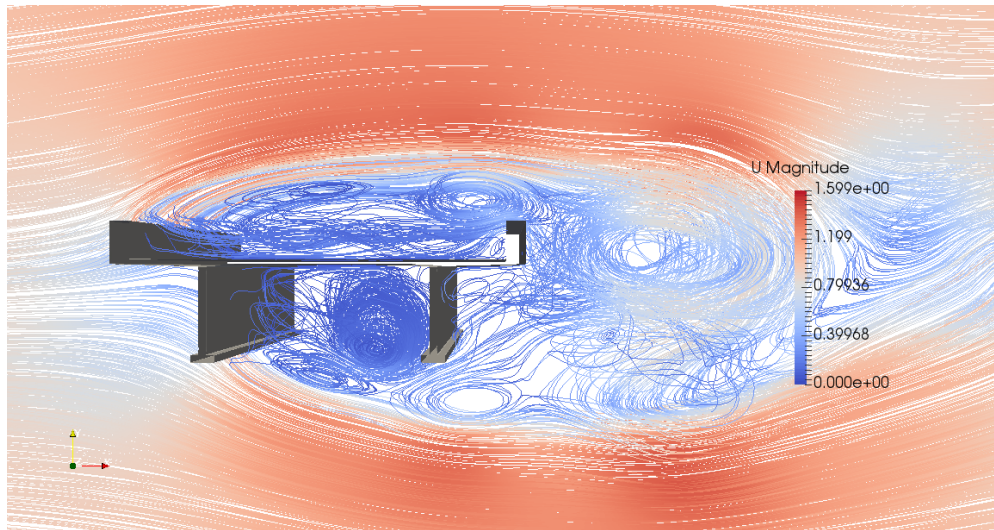


図-3.116 鋼多主桁モデル（C-8）の流線図：正面（解析時間 19 秒時点の瞬間値）

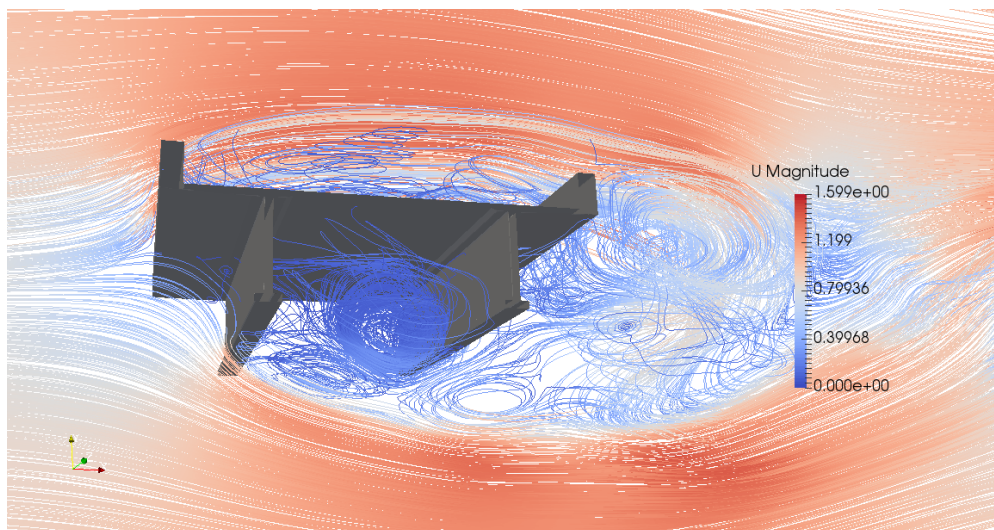


図-3.117 鋼多主桁モデル（C-8）の流線図：斜め下から（解析時間 19 秒時点の瞬間値）

3.4.3 抗力係数

鋼多主桁橋モデル C-1～C-5 の抗力係数の時刻歴を図-3.118～図-3.121 に、地覆及び主桁毎の抗力係数の時刻歴を図-3.123～図-3.127 に、抗力分担率を図-3.128～図-3.132 に示す。

抗力係数の時刻歴からは、解析開始から 1 秒後付近から概ね周期的な状態となっていることが確認できる。そのため、図中には解析時間 1 秒から解析終了までの抗力係数の平均値を破線で示す。

地覆及び主桁毎の抗力係数の時刻歴からは、剥離した流れの影響を受けやすい主桁の抗力係数の変動の方が地覆の抗力係数の変動よりも大きくなっていることがわかる。

なお、鋼多主桁橋モデル C-2 は解析時間 16 秒付近で数値計算が終了している。要因としては計

算上発散が生じたことによると考えられるが、他ケースでは発散が生じておらず、抗力係数の時刻歴も他ケースと相違はみられず周期的な状態となっているため、本検討では解析時間 1 秒から解析終了までの抗力係数の平均値をとった。

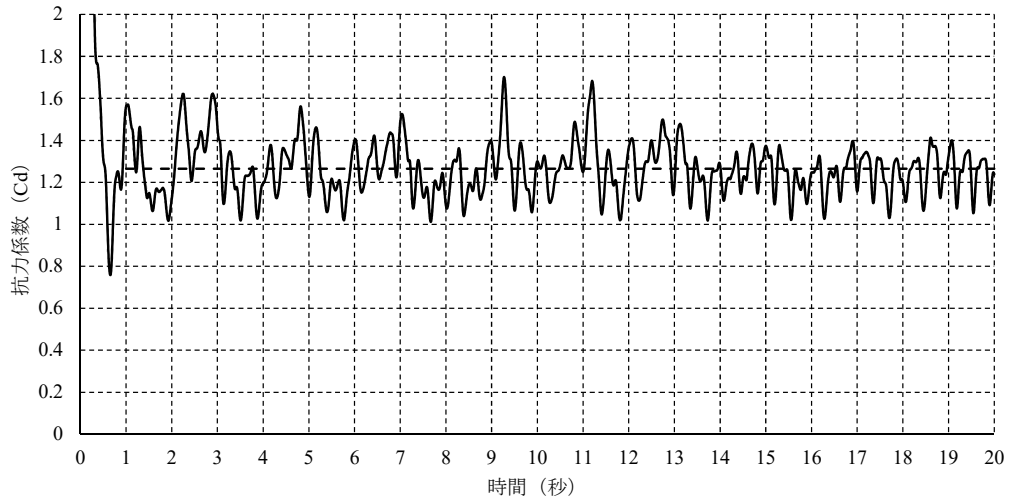


図-3.118 鋼多主桁モデル (C-1) の抗力係数の時刻歴

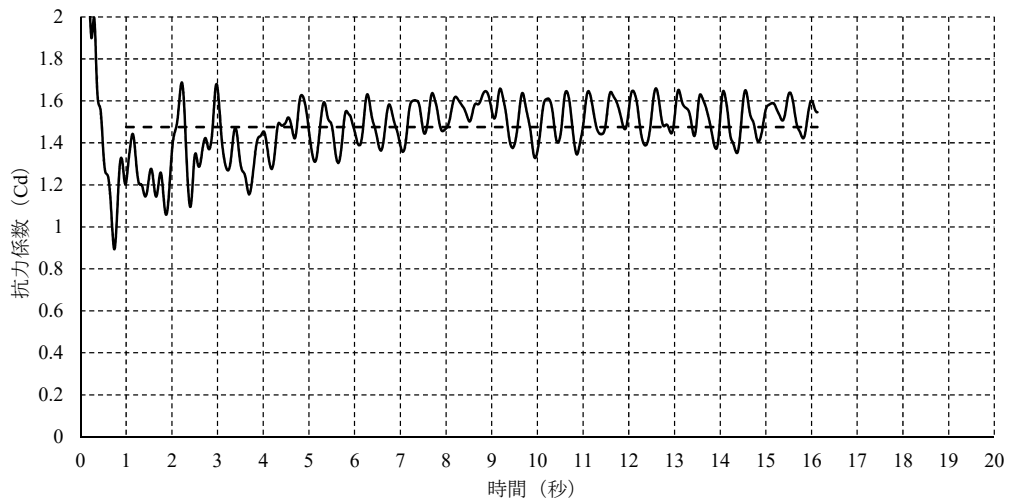


図-3.119 鋼多主桁モデル (C-2) の抗力係数の時刻歴

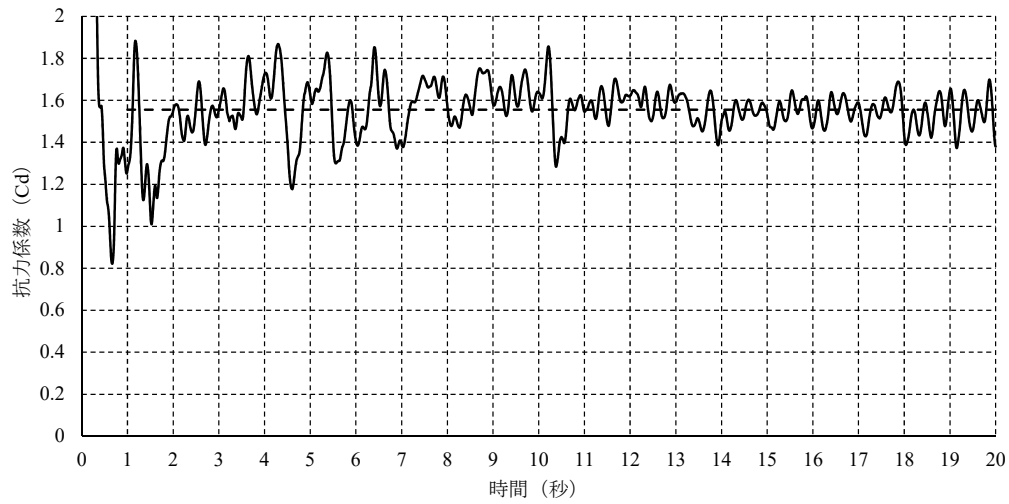


図-3.120 鋼多主桁モデル（C-3）の抗力係数の時刻歴

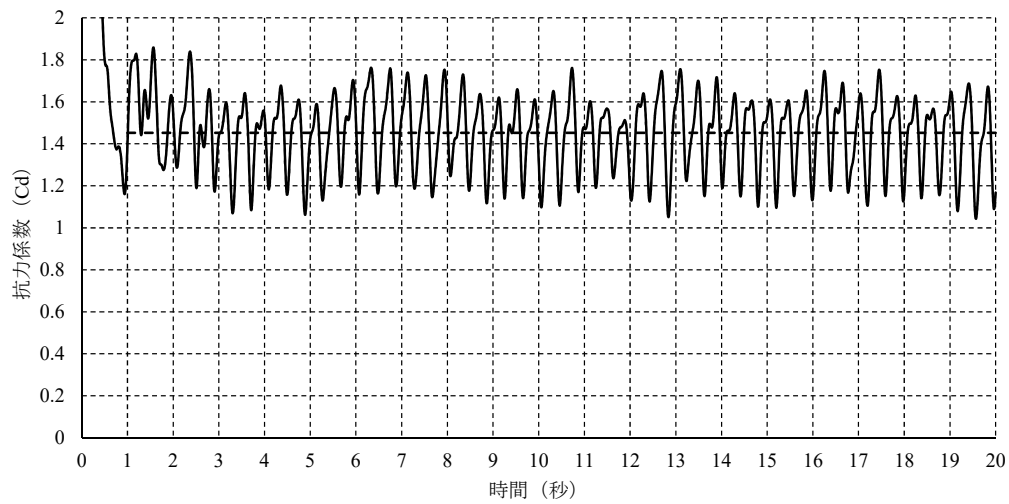


図-3.121 鋼多主桁モデル（C-4）の抗力係数の時刻歴

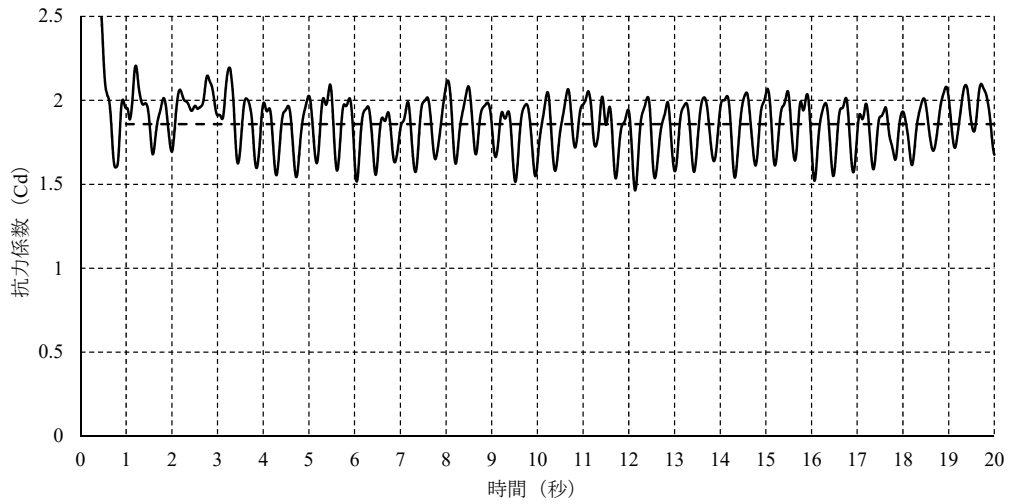


図-3.122 鋼多主桁モデル (C-5) の抗力係数の時刻歴

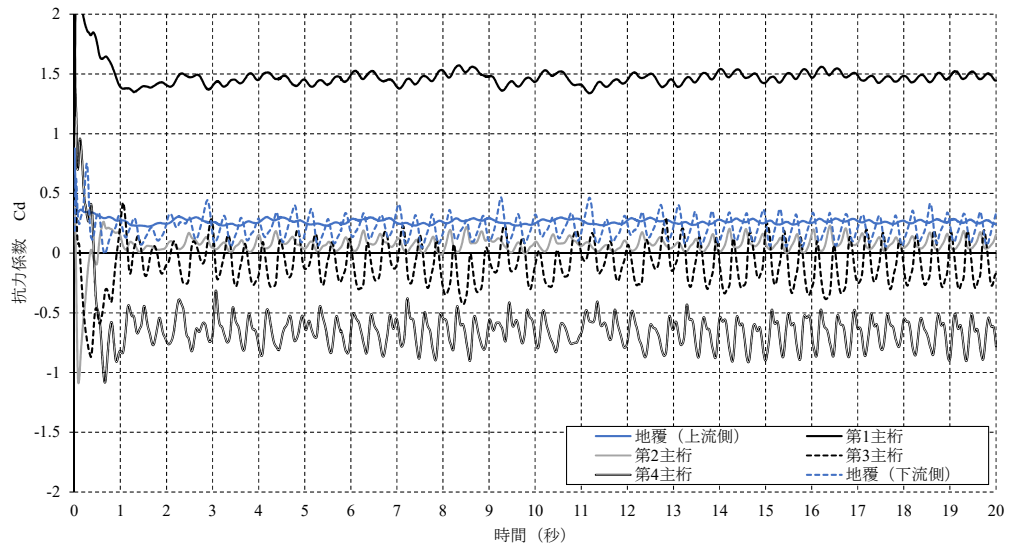


図-3.123 鋼多主桁モデル (C-1) の地覆及び各主桁毎の抗力係数の時刻歴

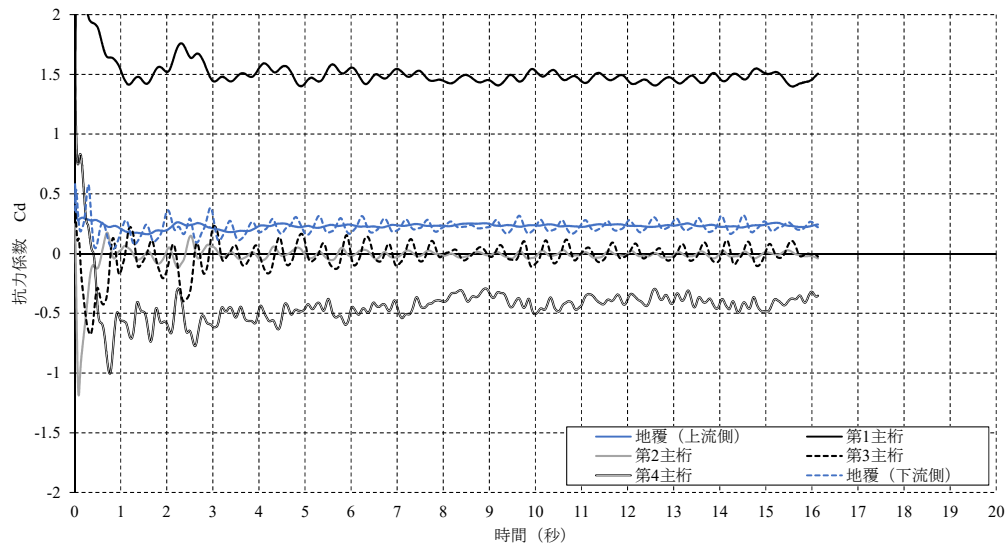


図-3.124 鋼多主桁モデル（C-2）の地覆及び各主桁毎の抗力係数の時刻歴

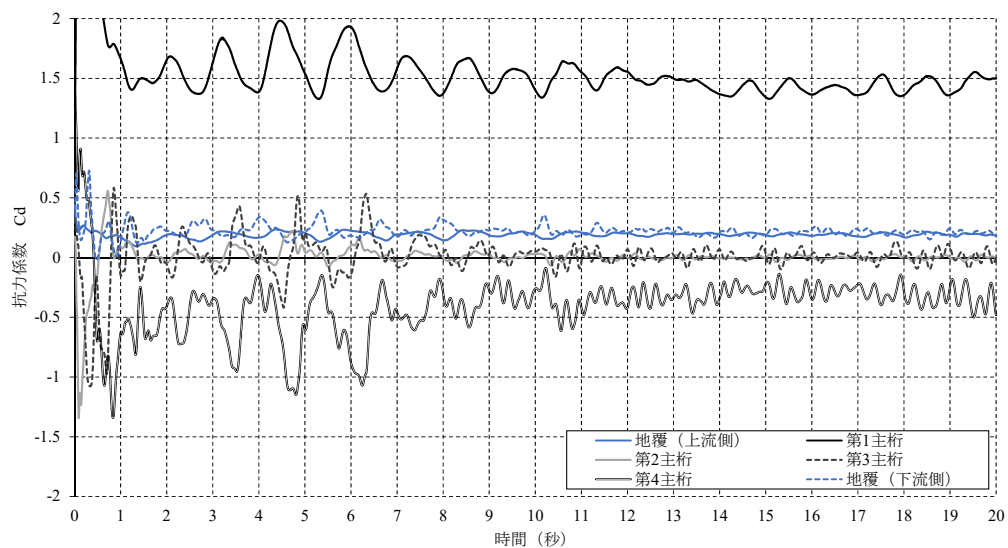


図-3.125 鋼多主桁モデル（C-3）の地覆及び各主桁毎の抗力係数の時刻歴

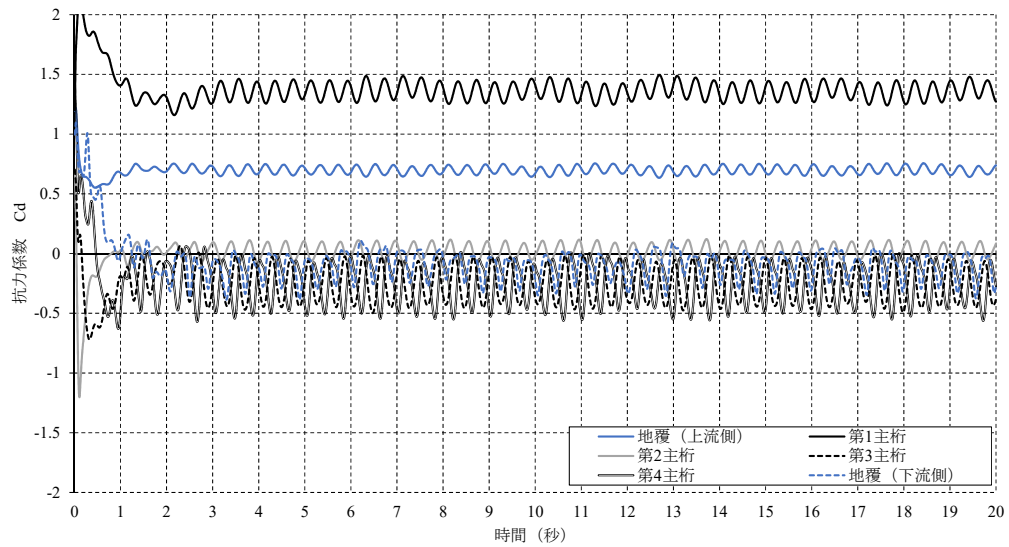


図-3.126 鋼多主桁モデル (C-4) の地覆及び各主桁毎の抗力係数の時刻歴

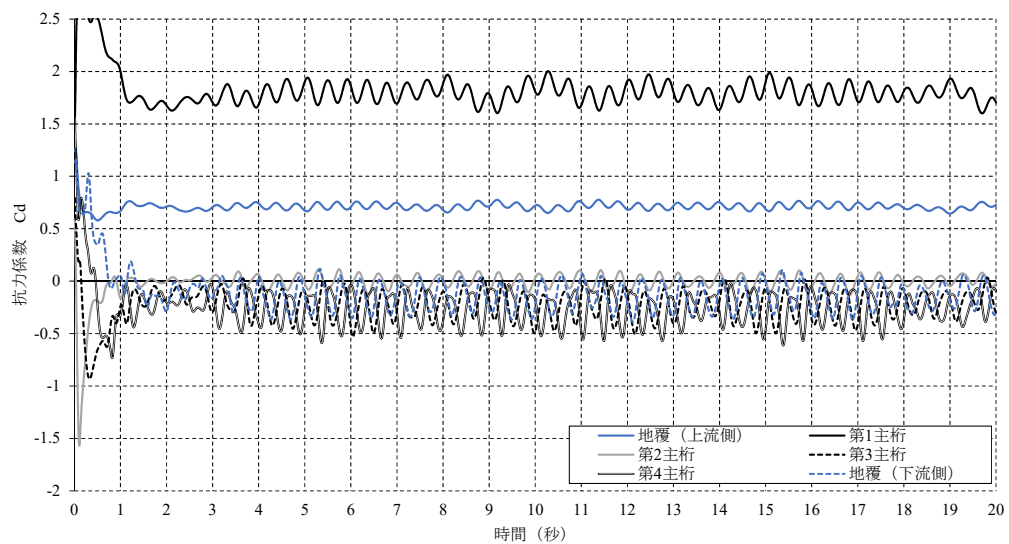


図-3.127 鋼多主桁モデル (C-5) の地覆及び各主桁毎の抗力係数の時刻歴

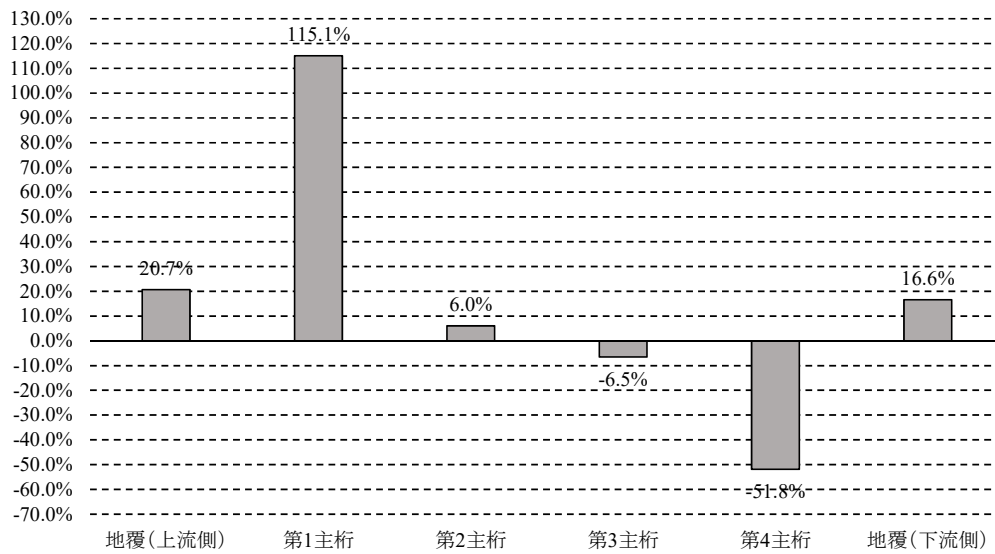


図-3.128 鋼多主桁モデル (C-1) の抗力分担率

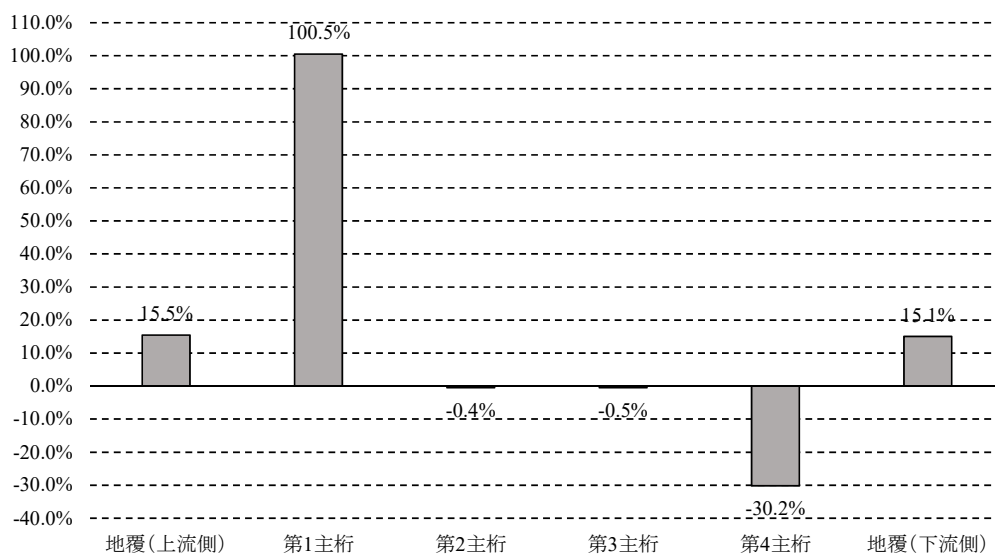


図-3.129 鋼多主桁モデル (C-2) の抗力分担率

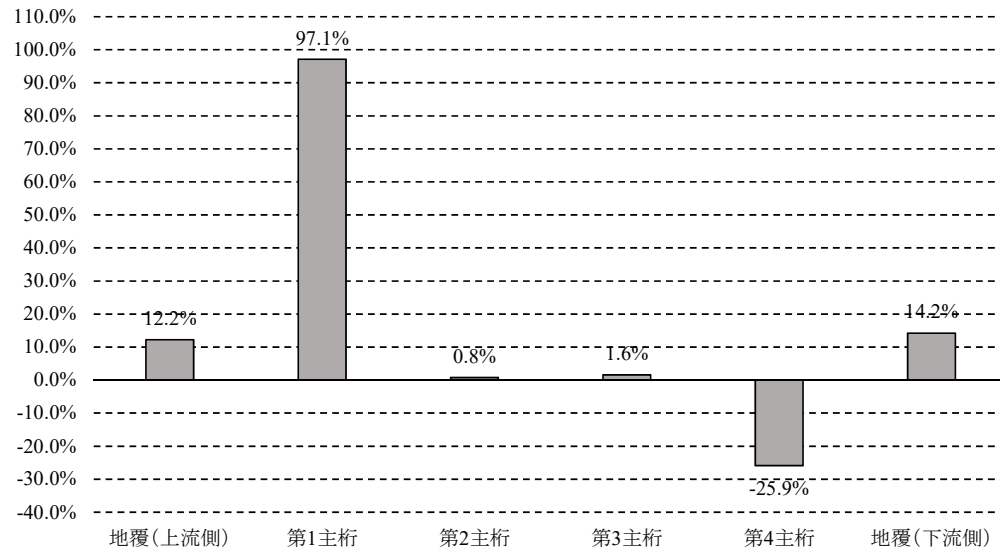


図-3.130 鋼多主桁モデル (C-3) の抵抗力分担率

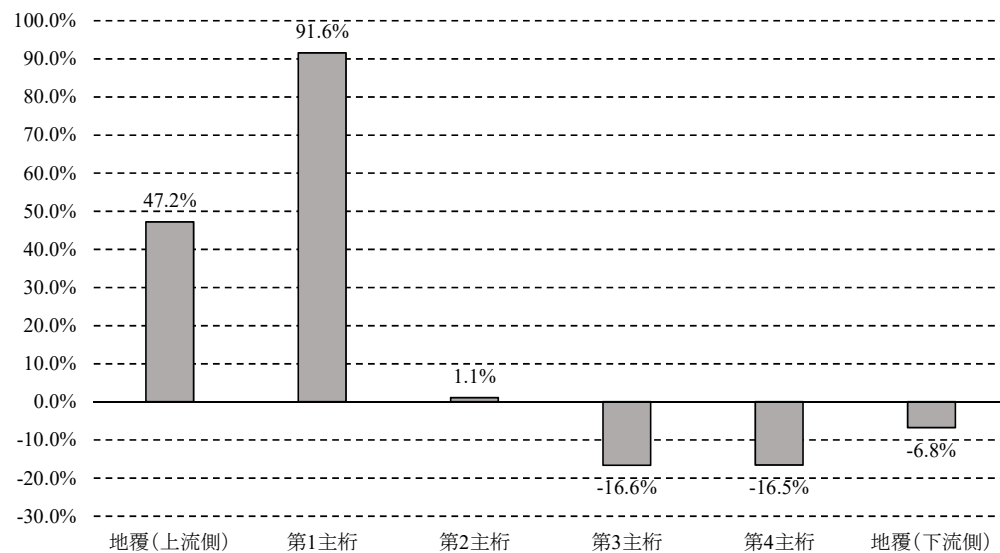


図-3.131 鋼多主桁モデル (C-4) の抵抗力分担率

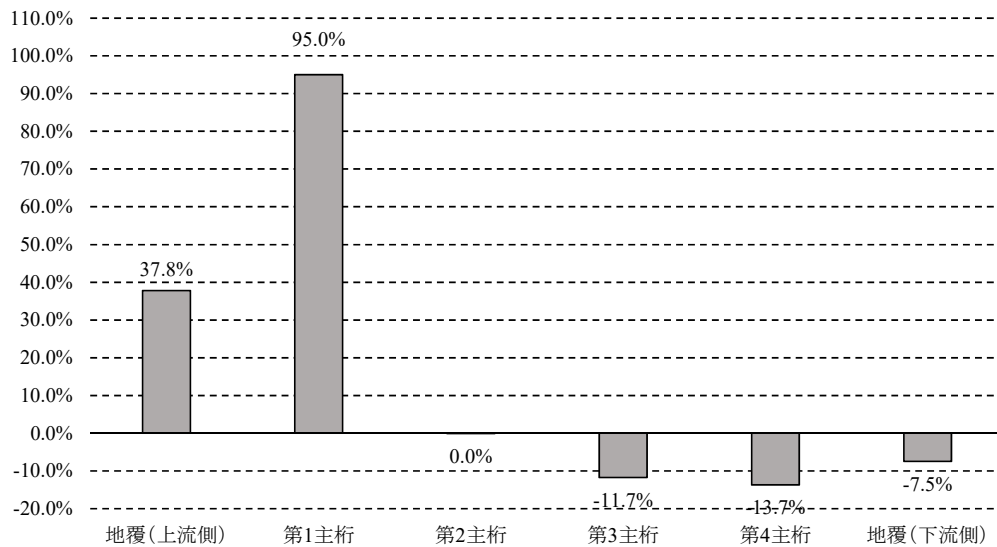


図-3.132 鋼多主桁モデル（C-5）の抗力分担率

3.5 鋼少数主桁橋周りの流れ特性

3.5.1 解析モデル

鋼少数主桁橋モデルの概要を??に示す．検証モデルと同様のメッシュ分割を行い，総メッシュ数は 2420772 となった．境界条件についても検証モデルと同様の条件を与え，風速 40m/s に相当するレイノルズ数となるよう，動粘性係数 ν を調整した．

3.5.2 流線特性

鋼少数主桁橋 C-7～C-8 の流線を図-3.133～図-3.136 に示す．鋼多主桁橋モデルと同様に，上流側の桁側面ではく離れた流れが，床版側及び桁下にまわりこみ，下流側の防護柵及び桁の位置で渦となっている状況が確認できる．なお，各ケースの抗力係数が平均となった時点付近の流線を示す．

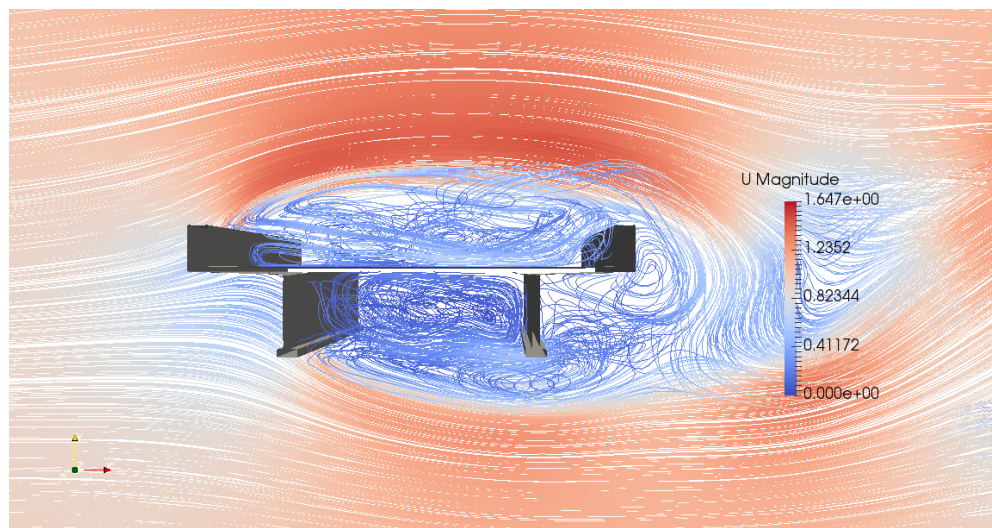


図-3.133 鋼少数主桁橋モデル（C-7）の流線図：正面（解析時間 19 秒時点の瞬間値）

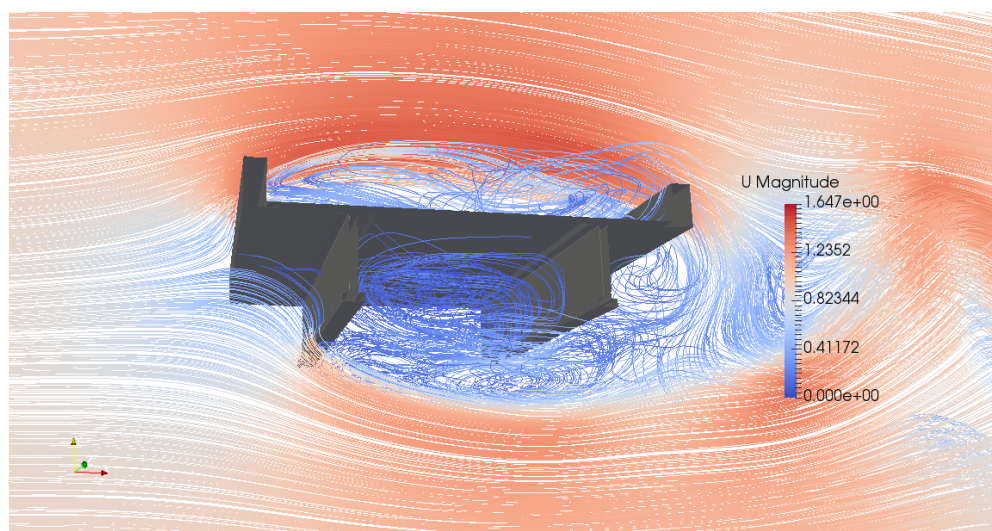


図-3.134 鋼少数主桁橋モデル（C-7）の流線図：斜め下から（解析時間 19 秒時点の瞬間値）

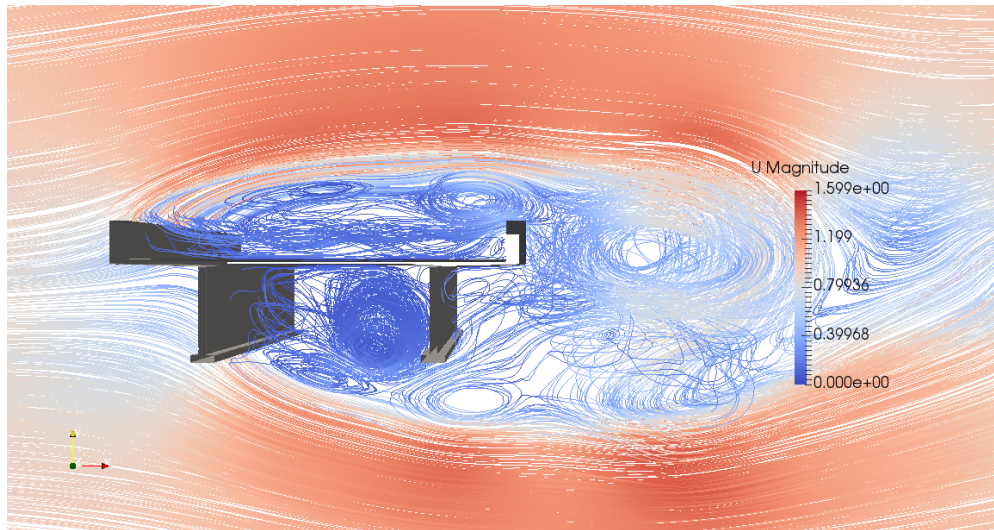


図-3.135 鋼少数主桁橋モデル（C-8）の流線図：正面（解析時間 15 秒時点の瞬間値）

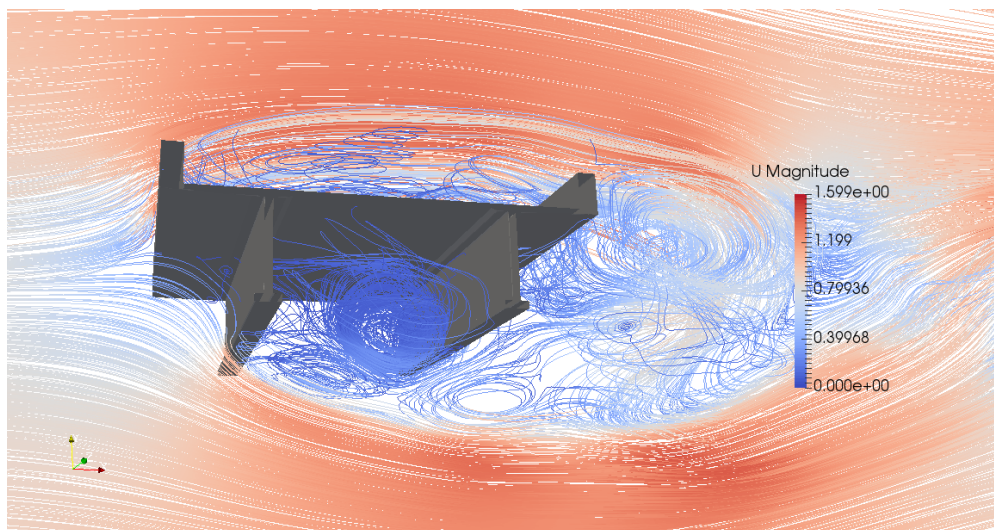


図-3.136 鋼少数主桁橋モデル（C-8）の流線図：斜め下から（解析時間 15 秒時点の瞬間値）

3.5.3 抗力係数

鋼少数主桁橋モデルの抗力係数の時刻歴を図-3.137 及び図-3.138 に、地覆及び主桁毎の抗力係数の時刻歴を図-3.139 及び図-3.140 に、抗力分担率を図-3.141 及び図-3.142 に示す。抗力係数の時刻歴からは、鋼多主桁橋モデルと同様に解析時間 1 秒付近から概ね周期的な状態となっていることが確認できる。地覆及び主桁毎の抗力係数の時刻歴からは、C-7 ケースにおいては地覆と主桁位置における抗力係数の変動成分の大きさは同様であるものの、C-8 ケースにおいては、鋼多主桁橋モデルと同様に地覆位置における抗力係数の変動成分は主桁位置におけるそれよりも小さいことが確認できる。

抗力分担率については、C-7 ケースは上流側の地覆位置における分担率が約 50 % と他ケースと比較し大きな値となっている。C-7 ケースの $B/D3.6$ に対し、C-8 ケースは B/D が 3.1 となっているため、全体の抗力に対して地覆位置の抗力の影響が大きくなっているものと考えられる。

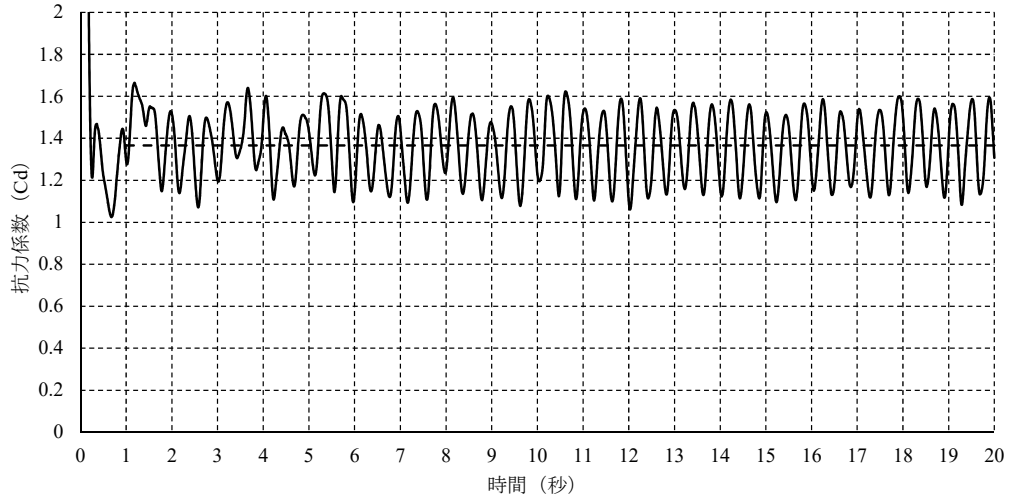


図-3.137 鋼少数主桁橋モデル (C-7) の抗力係数の時刻歴

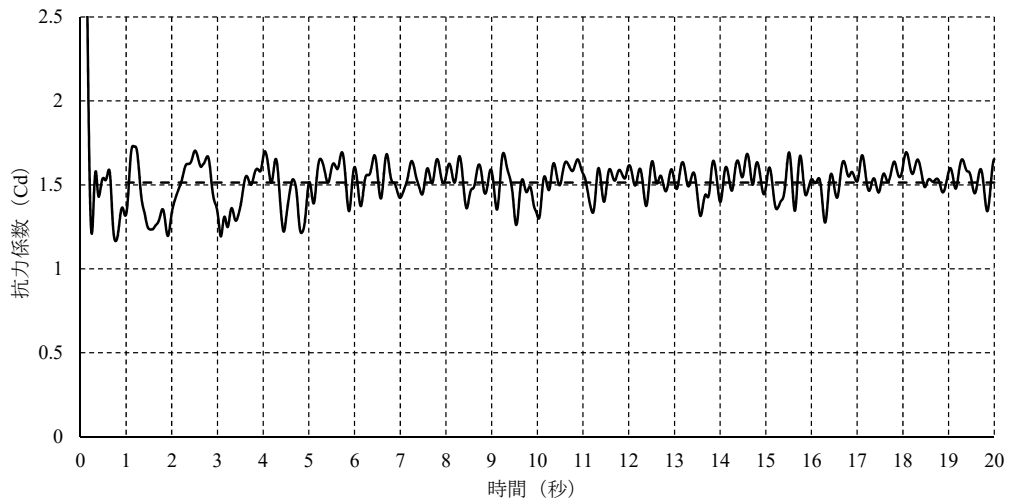


図-3.138 鋼少数主桁橋モデル (C-8) の抗力係数の時刻歴

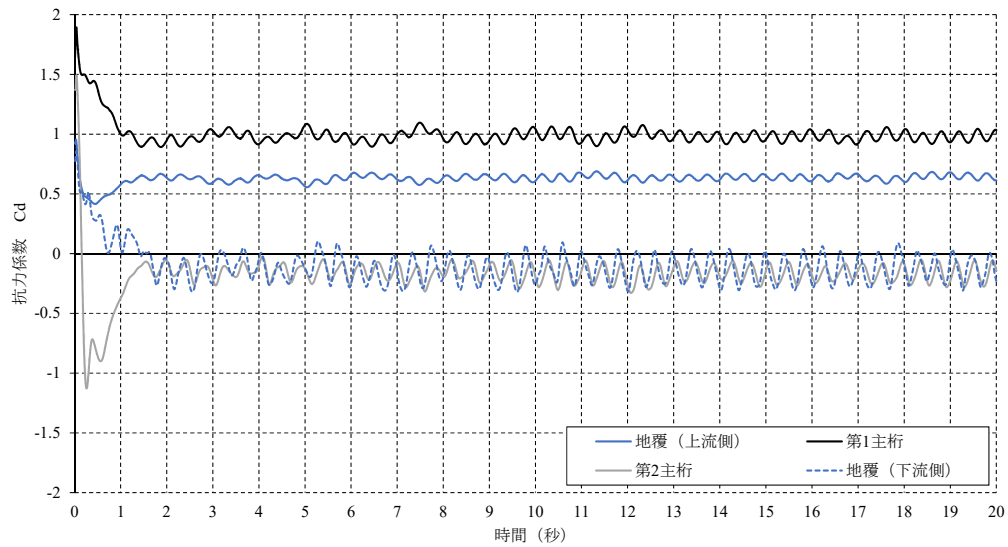


図-3.139 鋼少数主桁橋モデル (C-7) の地覆及び主桁毎の抗力係数の時刻歴

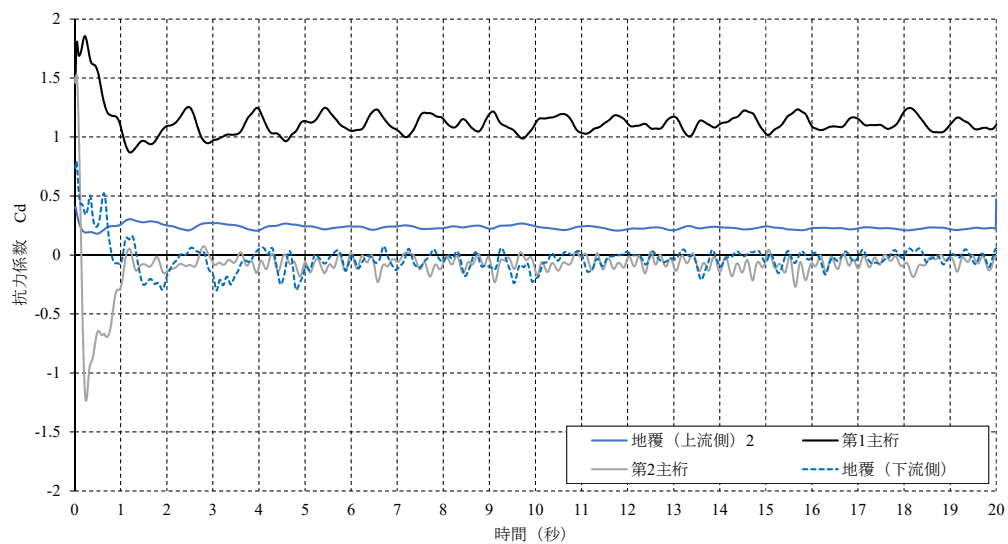


図-3.140 鋼少数主桁橋モデル (C-8) の地覆及び主桁毎の抗力係数の時刻歴

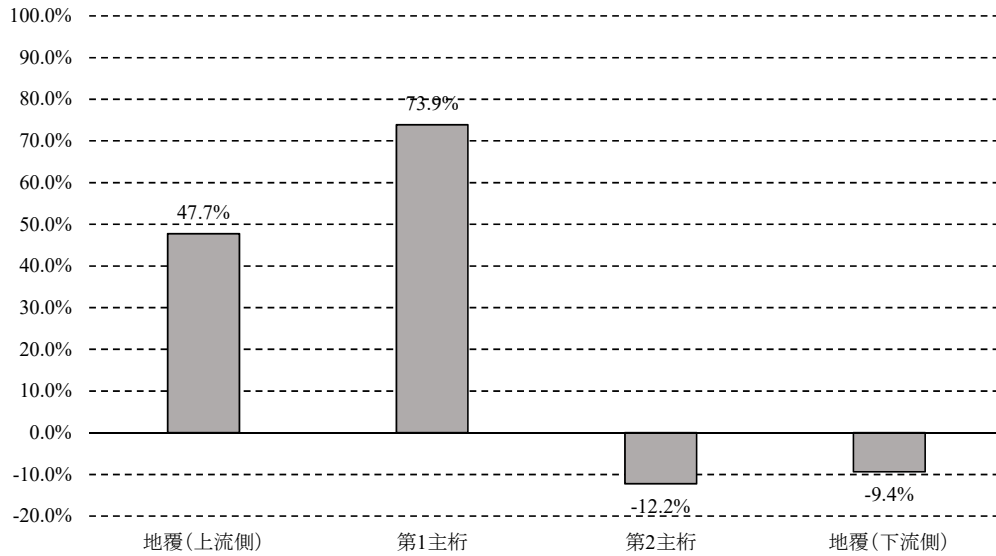


図-3.141 鋼少数主桁橋モデル（C-7）の抗力分担率

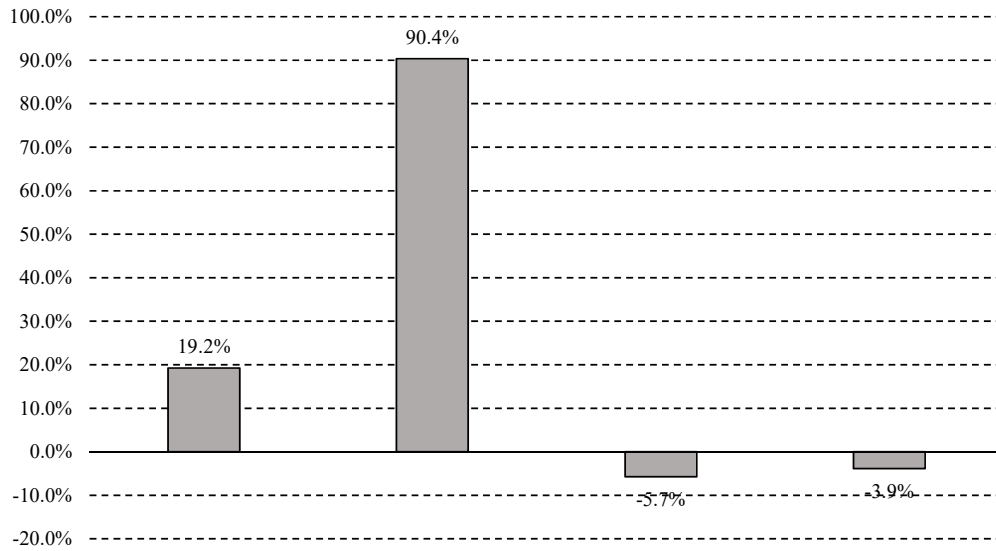


図-3.142 鋼少数主桁橋モデル（C-8）の抗力分担率

4 プレートガーダー橋の横方向荷重に対する挙動に関する有限要素解析を用いた検討

4.1 検討対象橋梁

本検討で対象とする橋梁の諸元を以下に示す．対象橋梁は前章と同様，一般的に適用事例が多い主桁高さ 2.0m～3.0m の鋼多主桁橋及び鋼少数主桁橋とする．総高，総幅員などの諸元は 3 と同様とするが，横方向力に対するプレートガーダー橋の挙動において影響が大きいと考えられる，桁と床版の合成効果（以下，床版合成効果）については，桁と床版が剛結合となるいわゆる完全合成の状態と，ずれ止めとしてスラブアンカーもしくはスタッドジベルを配置した場合に生じる実際の合成効果（実合成）の影響を F-1 及び F-7～F-9 ケースに対して検討する．なお，解析には Abaqus/Standard ver.6.14⁸⁸⁾ を使用した．

表-4.1 有限要素解析検討対象橋梁の諸元

ケース名	主桁本数	主桁間隔 (m)	主桁高さ (m)	総高 D (m)	張出し長 (m)	総幅員 B (m)	B/D	床版合成効果
F-1	4	2.5	2	3	1	9.5	3.2	完全合成, 実合成
F-2		2.5	2.5	3.5	1	9.5	2.7	
F-3		2.5	3	4	1	9.5	2.4	
F-4		3	2	3	1.2	11.4	3.8	
F-5		3	2.5	3.5	1.2	11.4	3.3	
F-6		3	3	4	1.2	11.4	2.85	
F-7	2	6	2	3	2.4	10.8	3.6	
F-8		6	2.5	3.5	2.4	10.8	3.1	
F-9		6	3	4	2.4	10.8	2.7	

4.2 解析モデル

4.3 モデル化方針

本検討で用いる解析モデルは，以下の方針によりモデル化を行う．

- 主桁，対傾構，下横構，横桁等の鋼部材は四節点シェル要素（S4），床版部材は 8 節点ソリッド要素（C3D6）を用いる．
- 要素サイズは既往の研究⁸⁹⁻⁹¹⁾を参考に，対傾構，下横構，横桁については 20mm を基本とし，主桁については 50mm を基本とする．
- 床版の要素サイズは主桁とのバランスを考慮し，100mm を基本とする．
- ずれ止めの影響を考慮するため，ずれ止めのずれ剛性を相互特性：粘着挙動（Cohesive Behavior）によって床版-主桁間に設置されるずれ止をモデル化する．
- 鋼とコンクリートのヤング係数比は 7 とする．
- 横構・横桁のガセット継手における偏心の影響は考慮しない．
- 主桁，横構，対傾構及び横桁の，部材の連結方式は溶接継手を想定する．

鋼多主桁橋については F-1 ケースを例として，鋼少数主桁橋については F-7 を例として解析モデルの形状図を図-4.1～図-4.8 に示す．

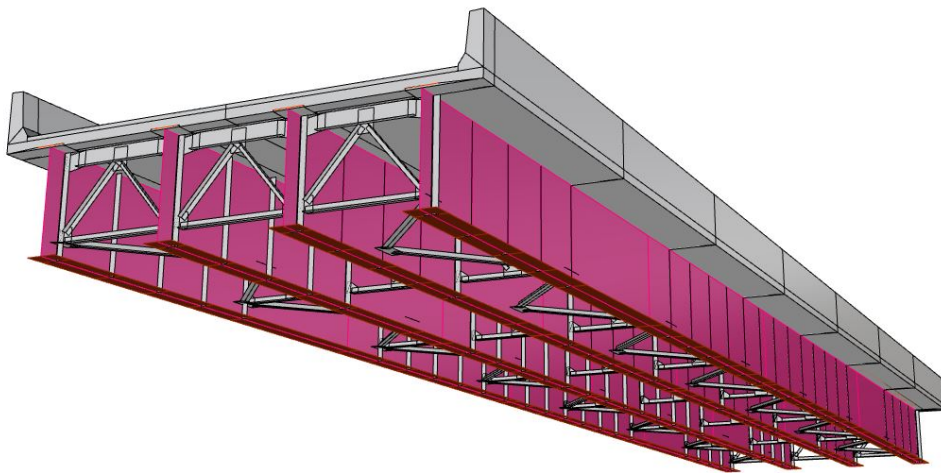


図-4.1 鋼多主桁橋（F-1）有限要素モデル形状図（全体）

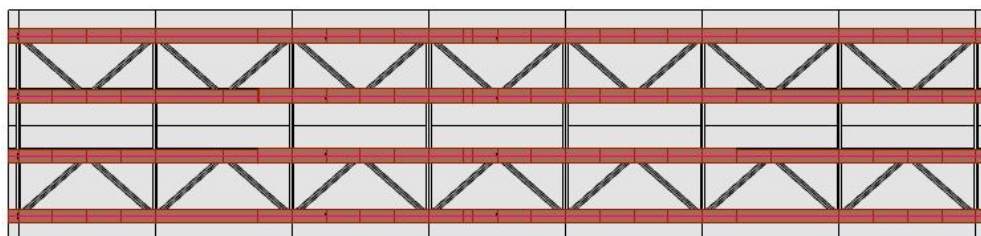


図-4.2 鋼多主桁橋（F-1）有限要素モデル形状図（下面）

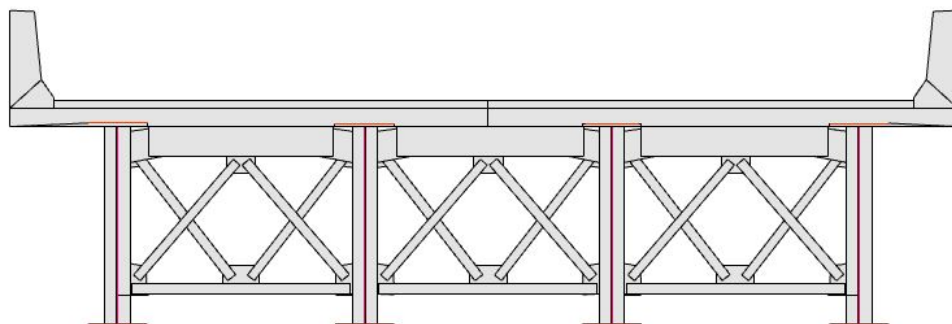


図-4.3 鋼多主桁橋（F-1）有限要素モデル形状図（前面）

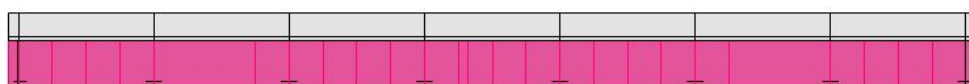


図-4.4 鋼多主桁橋（F-1）有限要素モデル形状図（側面）

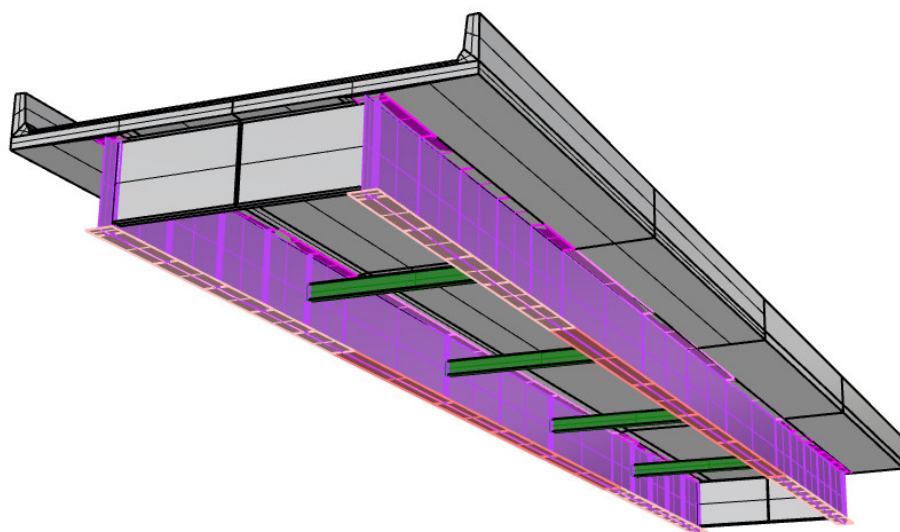


図-4.5 鋼少数主桁橋 (F-7) 有限要素モデル形状図 (全体)

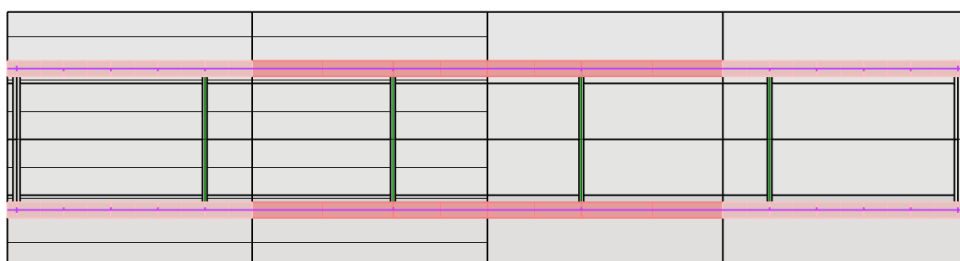


図-4.6 鋼少数主桁橋 (F-7) 有限要素モデル形状図 (下面)

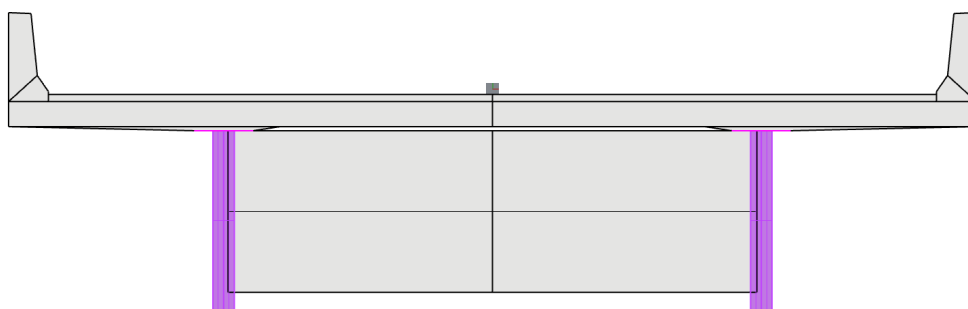


図-4.7 鋼少数主桁橋 (F-7) 有限要素モデル形状図 (前面)

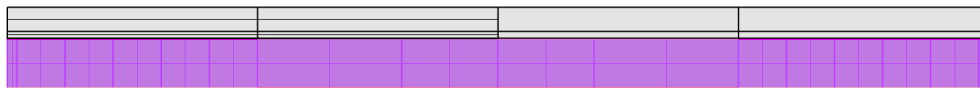


図-4.8 鋼少数主桁橋（F-7）有限要素モデル形状図（側面）

4.4 要素分割

本検討では、主桁、横桁、対傾構、横構等の部材の有限要素解析により算出される応力度と、設計計算上算出される応力度との比較を行うことを目的としている。そのため、局所的な応力集中ではなく、部材全体の応力性状が確認できる分割数として部材の端点を結ぶ長さを10分割以上とすることを基本とする⁹²⁾。例えば、主桁ウェブの場合はウェブ高さを10分割とし、対傾構や横構などの細長部材については、部材長さ方向に10分割を基本とする。各部材の要素分割図を図-4.9～図-4.13に示す。

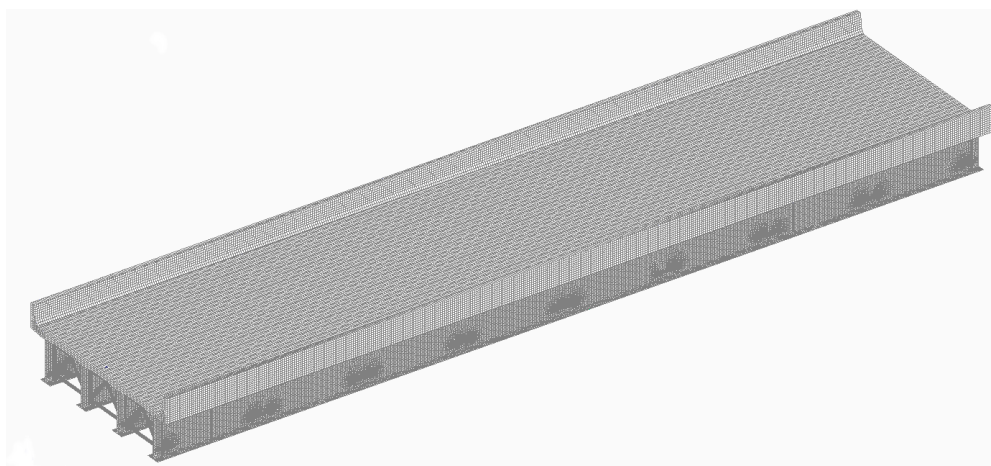


図-4.9 鋼多主桁橋有限要素モデルメッシュ分割図（全体）

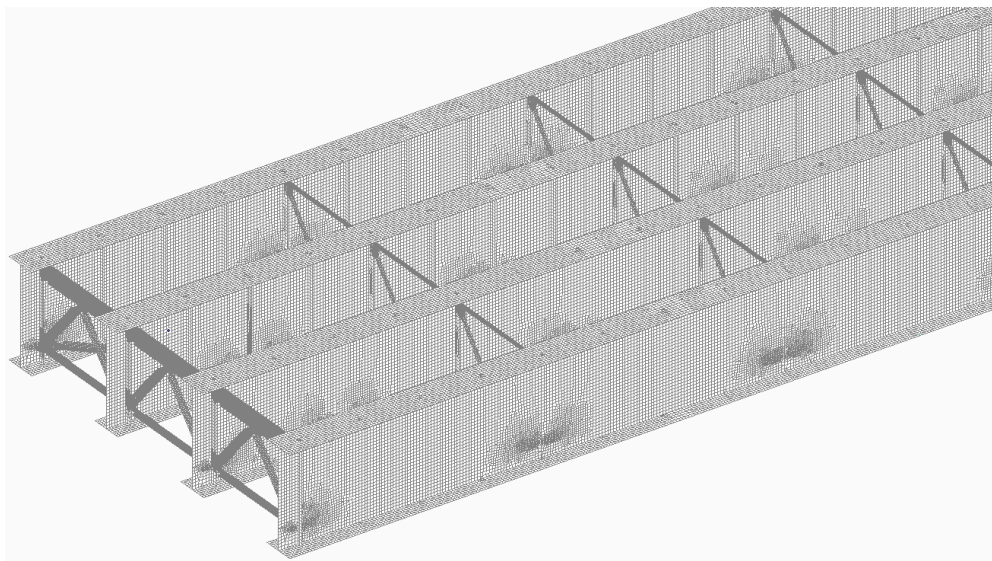


図-4.10 鋼多主桁橋有限要素モデルメッシュ分割図（桁部）

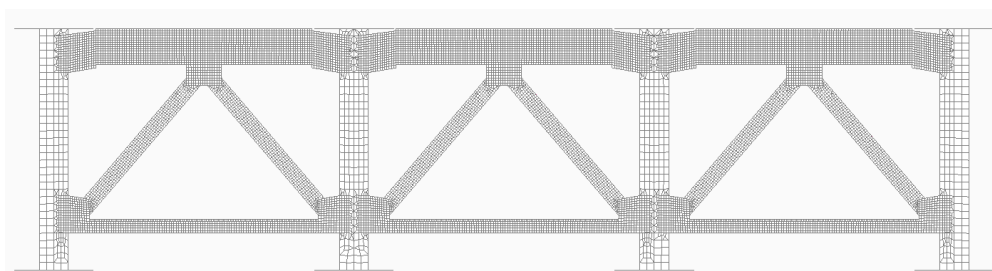


図-4.11 鋼多主桁橋有限要素モデルメッシュ分割図（端対傾構）

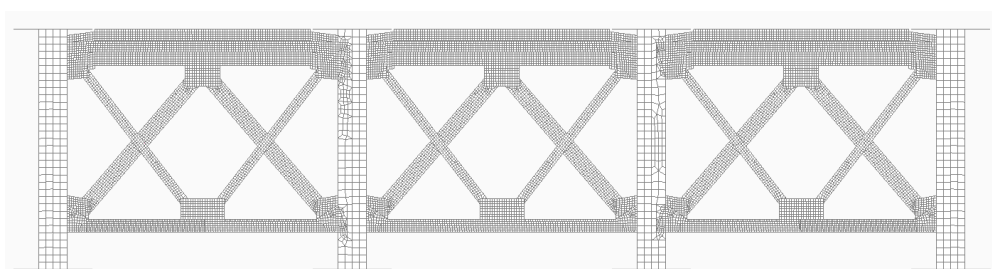


図-4.12 鋼多主桁橋有限要素モデルメッシュ分割図（中間対傾構）

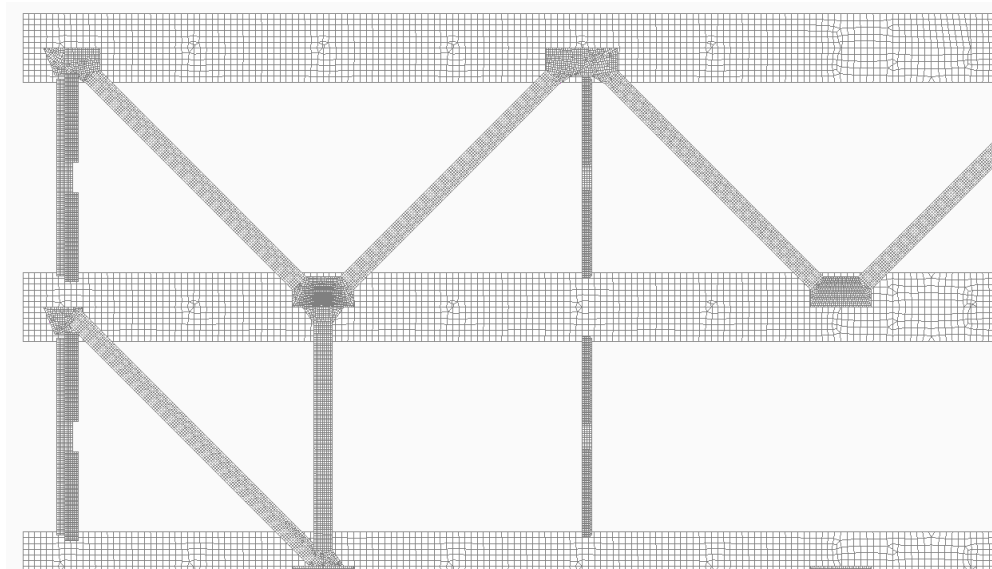


図-4.13 鋼多主桁橋有限要素モデルメッシュ分割図（下横構）

4.5 境界条件

境界条件については、本検討は横方向力に対するプレートガーダー橋の挙動を確認することを目的とし、一般的に橋軸直角方向の支承条件は固定とすることが多いこと、橋軸方向については免震支承、弾性支承、固定・可動支承等の種別が用いられるが、横方向力に対する挙動への影響は大きくないと考え、橋軸直角方向及び橋軸方向を固定とする。なお、上部工設計時における橋軸方向支承バネの参考値としては $1200\text{kN/mm}^{93)}$ 程度を考慮することが一般的であり、本検討においてはそれらのバネ剛性の影響は小さいと考え、固定とする。

4.6 荷重条件

荷重条件としては、前章にて算出された風荷重の分担率を考慮した風荷重を面荷重として載荷する。風荷重算出時の抗力係数は、後述の現行設計法との比較のため耐風設計便覧⁵²⁾により算出される値を用いる。あわせて、地震荷重としてレベル1地震動を想定した設計水平震度0.2相当の加速度を載荷する。

4.7 ずれ止めの再現解析

主桁と床版間に設置されるずれ止めについては、既往検討により非合成桁として設計されたプレートガーダー橋であっても合成効果があることが確認されている⁹⁴⁻⁹⁹⁾。そのため、既往実験結果³⁵⁾を参考にモデル化を行い、ずれ止めの剛性による影響を確認する。図-4.14、図-4.15に示すように実験と同一寸法の解析モデルを作成し、コンクリートとH鋼間には接触バネ値 ($3.75 \times 10^5\text{kN/m}$) を設定し、実験値と同等の変位 (400kN 載荷時の変位が約 6mm) となることを確認し

た．また，既設橋の荷重試験により，ずれ止めのバネ値の影響を確認した事例によると¹⁰⁰⁾，バネ値を既往実験結果で得られた $3.75 \times 10^5 \text{ kN/m}$ とした場合よりも， $3.75 \times 10^6 \text{ kN/m}$ とした方が，輪荷重荷重時における床版と主桁間の相対変位の計測値と解析値の整合がよいことが確認されている．

本検討では，ずれ止めの剛性の影響を確認するため F-1 ケースについては， $3.75 \times 10^5 \text{ kN/m}$ ， $3.75 \times 10^6 \text{ kN/m}$ ， $3.75 \times 10^3 \text{ kN/m}$ の 3 ケースを比較することとする．なお， $3.75 \times 10^3 \text{ kN/m}$ のバネ値については，仮にずれ止めが損傷し，限りなく合成効果が失われた状態を想定した仮定値である．

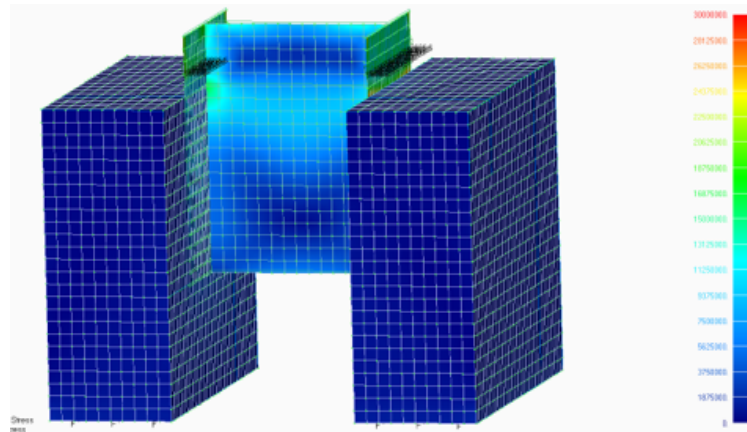


図-4.14 ずれ止めの再現解析結果概要図

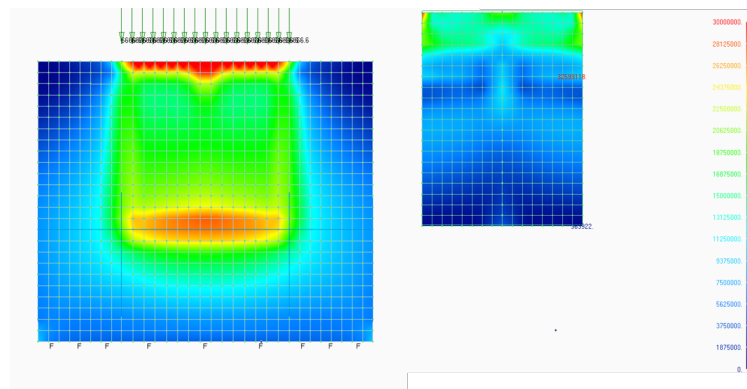


図-4.15 ずれ止めの再現解析結果側面図（左：RC 部材，右：H 鋼部材）

4.8 横方向部材の試設計

鋼多主桁橋の主桁，対傾構及び下横構及び少数主桁橋の主桁及び横桁については，現行設計にもとづき試設計を行った．試設計には JIP テクノサイエンス株式会社の JSP-1W¹⁰¹⁾ 及び株式会社横河技術情報の APOLLO SuperDesigner¹⁰²⁾ を使用した．鋼多主桁橋の横方向部材の断面諸元を図-4.16～図-4.21 に示す．

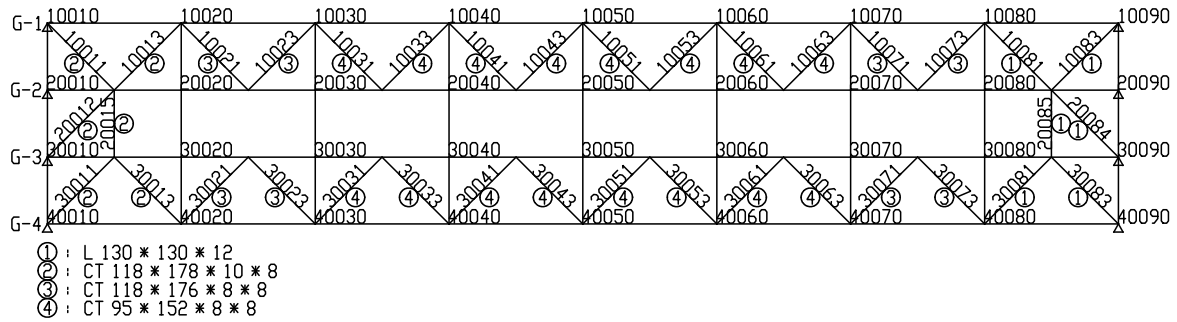


図-4.16 F-1 ケースの横方向部材諸元

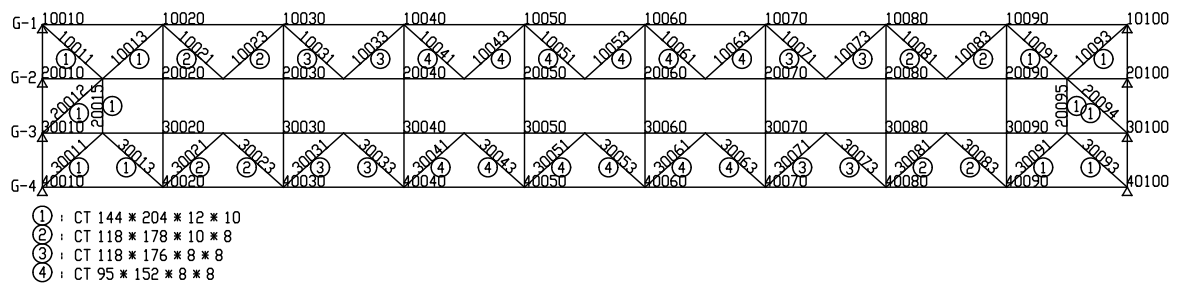


図-4.17 F-2 ケースの横方向部材諸元

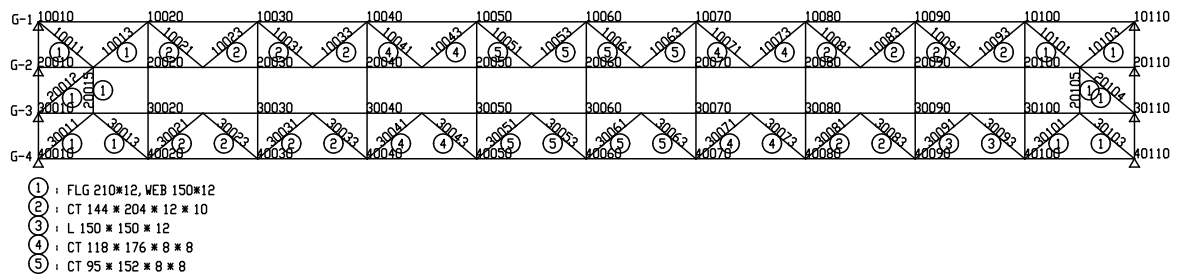


図-4.18 F-3 ケースの横方向部材諸元

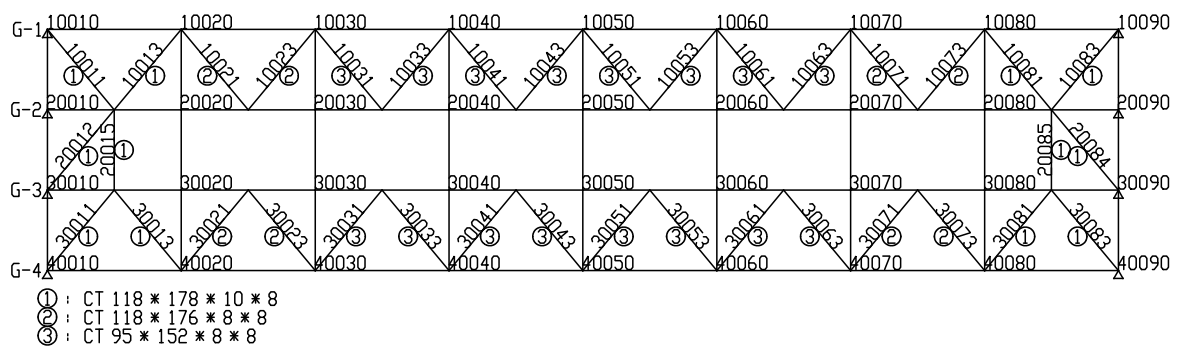


図-4.19 F-4 ケースの横方向部材諸元

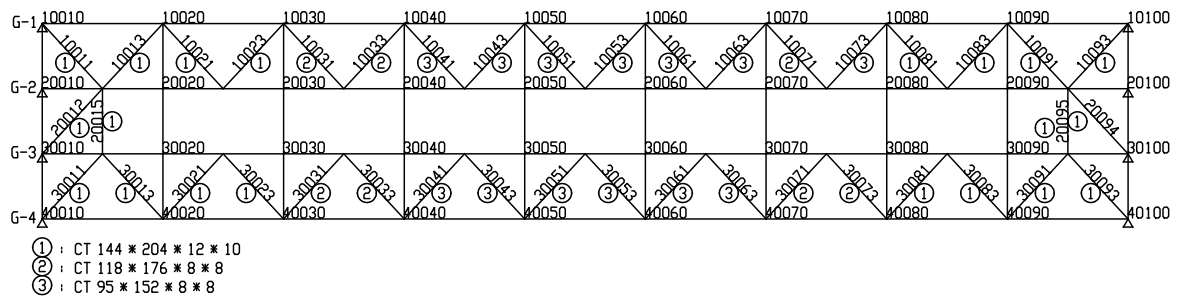


図-4.20 F-5 ケースの横方向部材諸元

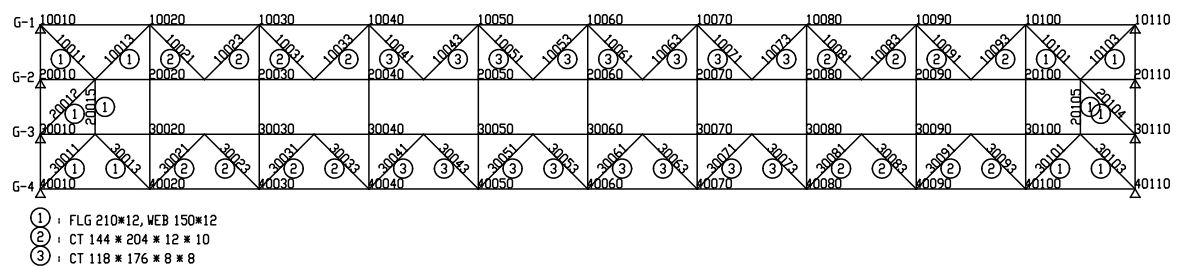


図-4.21 F-6 ケースの横方向部材諸元

4.9 鋼多主桁橋の風荷重に対する挙動

鋼多主桁橋の風荷重に対する挙動として、図-4.22～図-4.37 に各ケースにおけるミーゼス応力図を示す。橋全体としては端対傾構におけるミーゼス応力が他部材の発生応力より大きく、地覆及び主桁に载荷された風荷重が支点部付近で端対傾構を介して支承に伝達される挙動が確認できる。

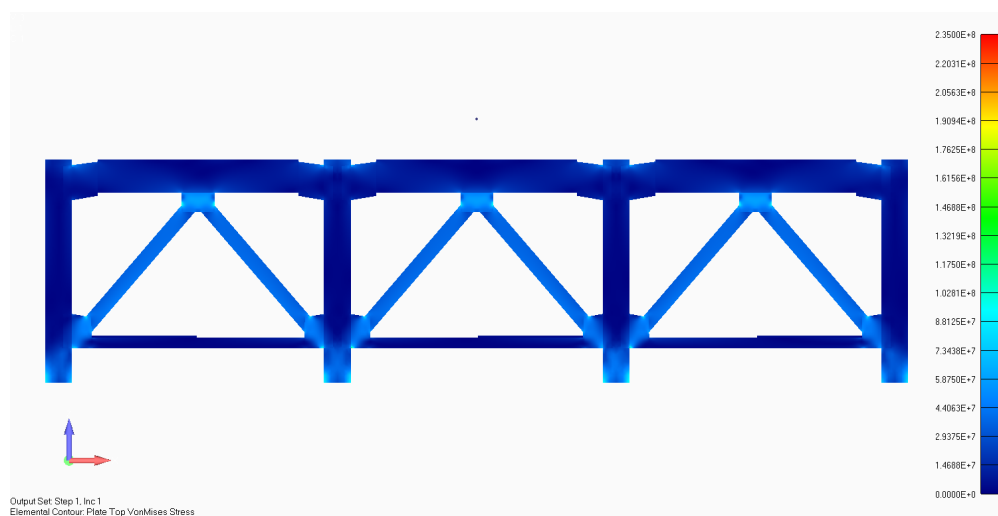


図-4.22 鋼多主桁橋モデル (F-1) ミーゼス応力度コンター図 (風時：端対傾構)

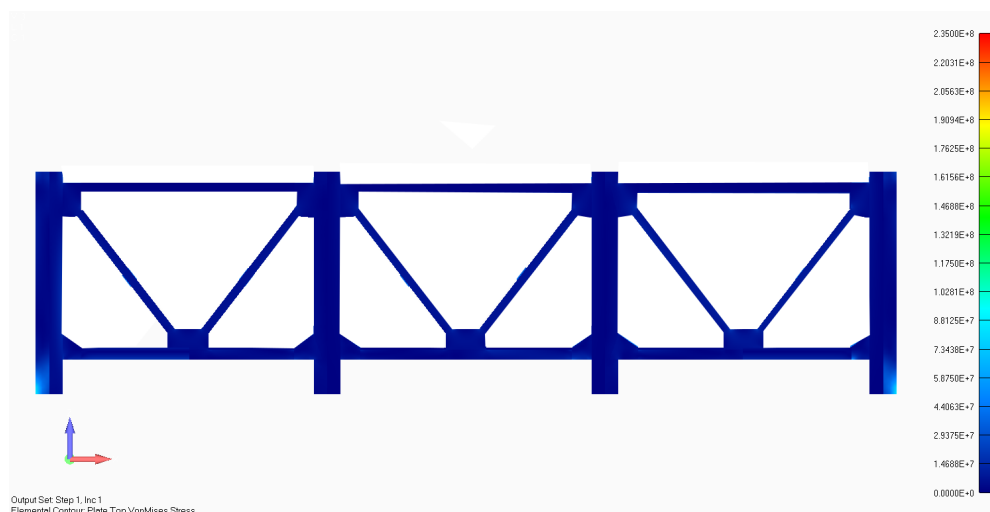


図-4.23 鋼多主桁橋モデル (F-1) ミーゼス応力度コンター図 (風時：中間対傾構)

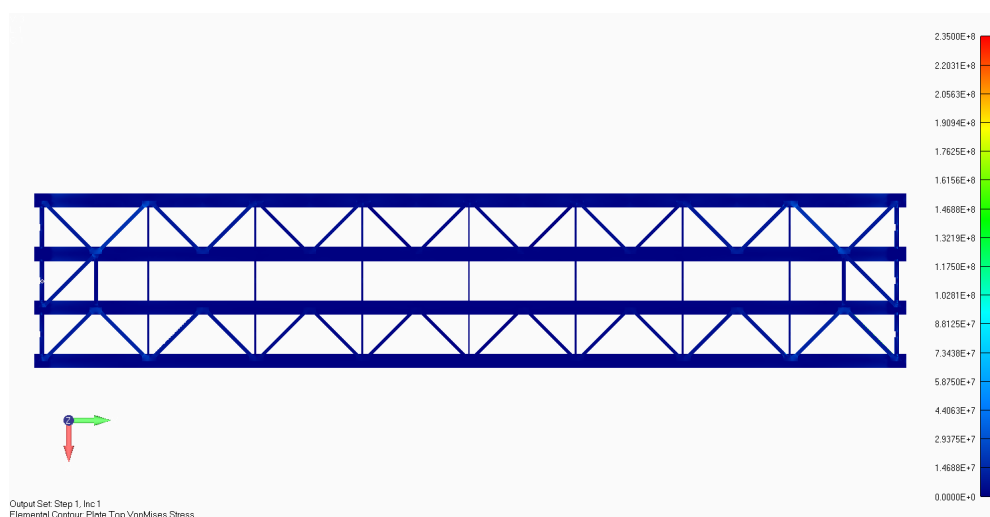


図-4.24 鋼多主桁橋 (F-1) ミーゼス応力度コンター図 (風時：下横構)

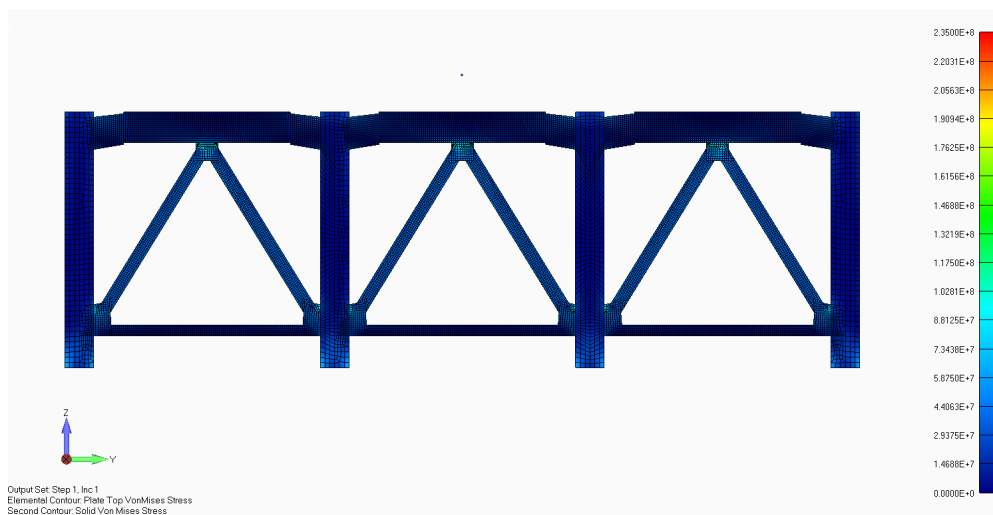


図-4.25 鋼多主桁橋モデル (F-2) ミーゼス応力度コンター図 (風時：端対傾構)

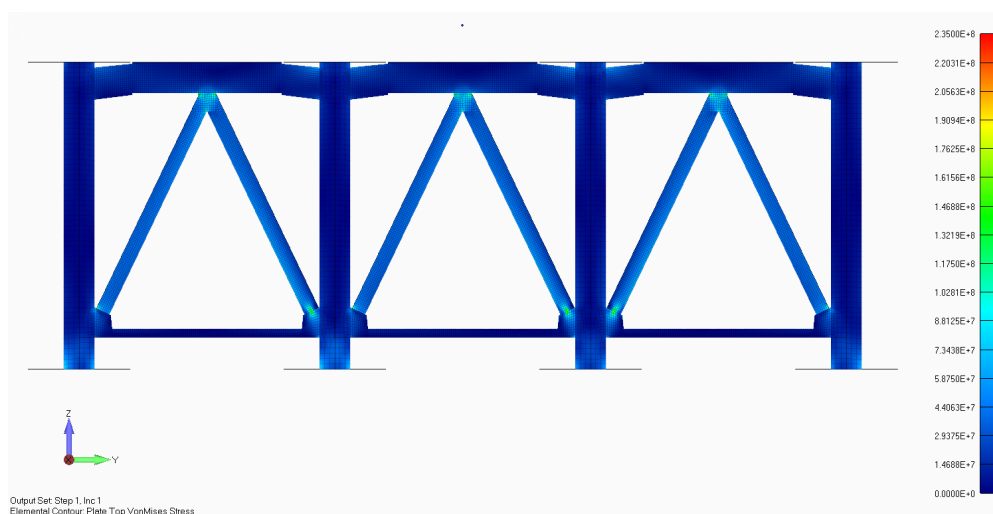


図-4.26 鋼多主桁橋モデル (F-3) ミーゼス応力度コンター図 (風時：端対傾構)

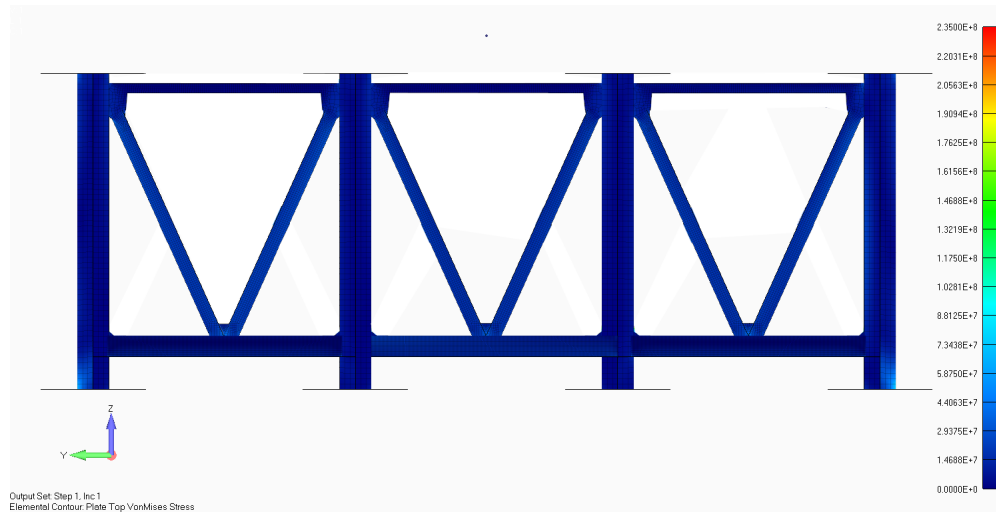


図-4.27 鋼多主桁橋モデル (F-3) ミーゼス応力度コンター図 (風時：中間対傾構)

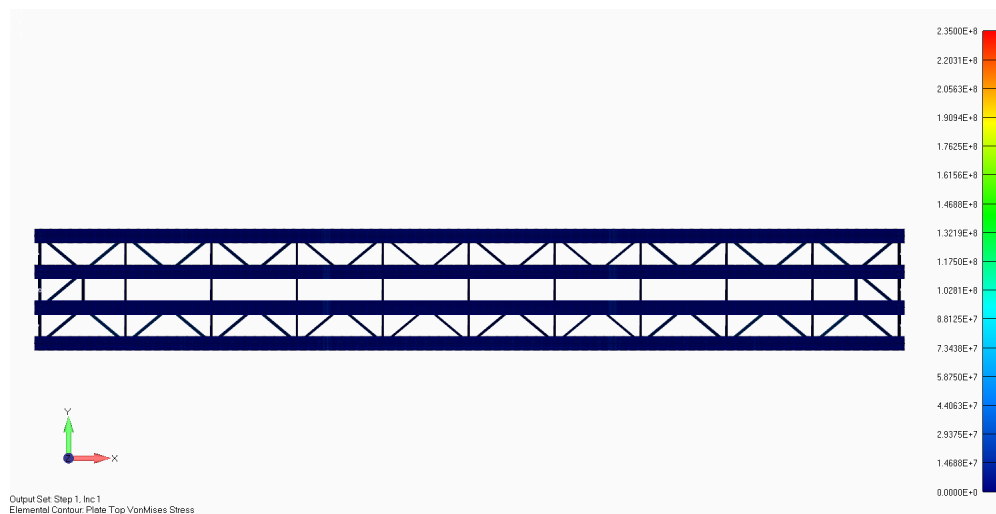


図-4.28 鋼多主桁橋 (F-3) ミーゼス応力度コンター図 (風時：下横構)

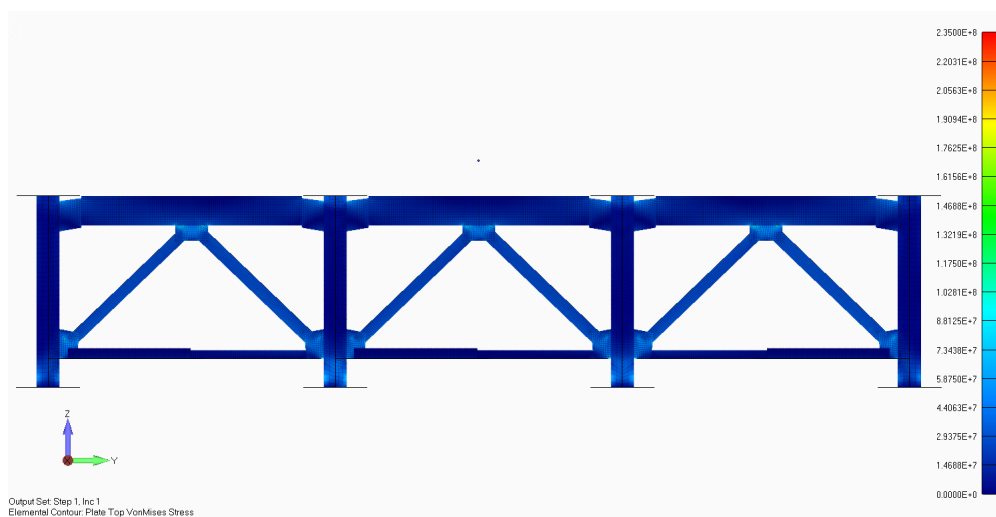


図-4.29 鋼多主桁橋モデル（F-4）ミーゼス応力度コンター図（風時：端対傾構）

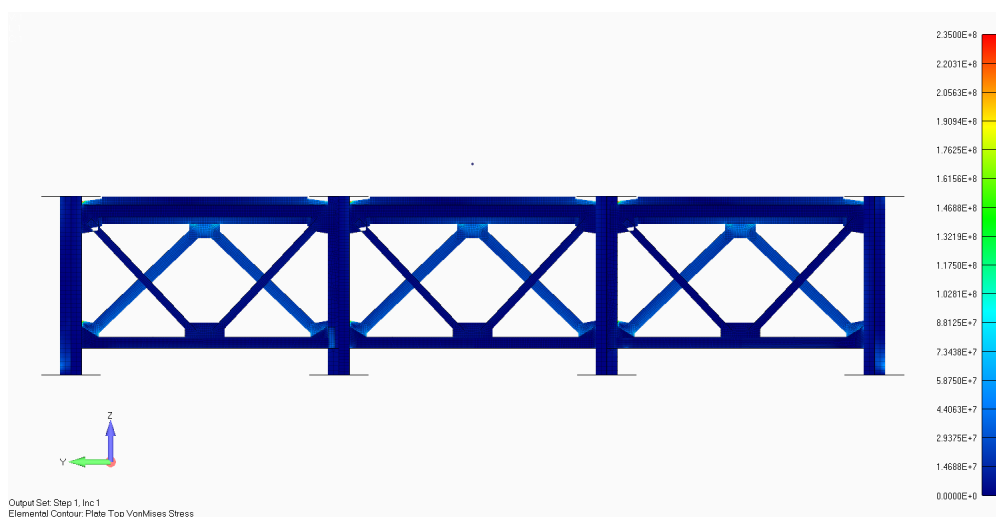


図-4.30 鋼多主桁橋モデル（F-4）ミーゼス応力度コンター図（風時：中間対傾構）

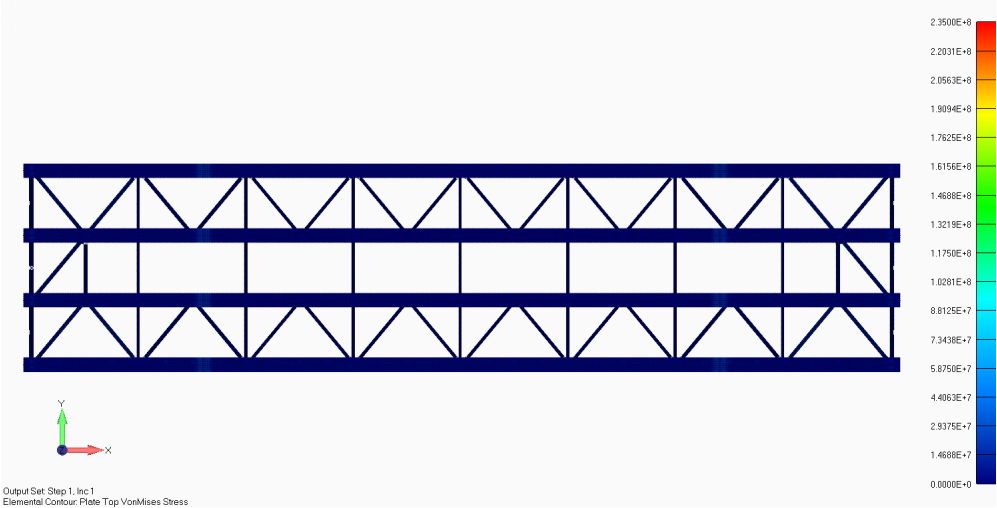


図-4.31 鋼多主桁橋（F-4）ミーゼス応力度コンター図（風時：下横構）

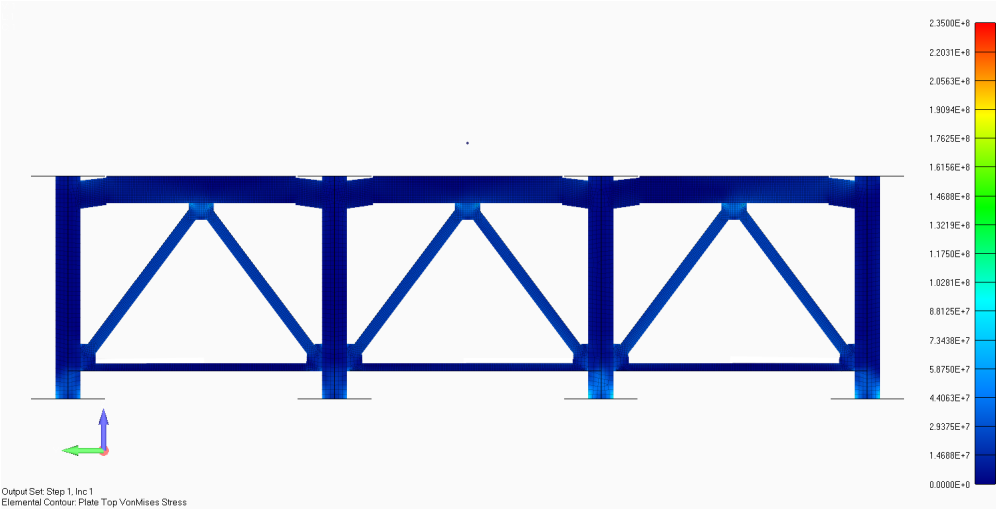


図-4.32 鋼多主桁橋モデル（F-5）ミーゼス応力度コンター図（風時：端対傾構）

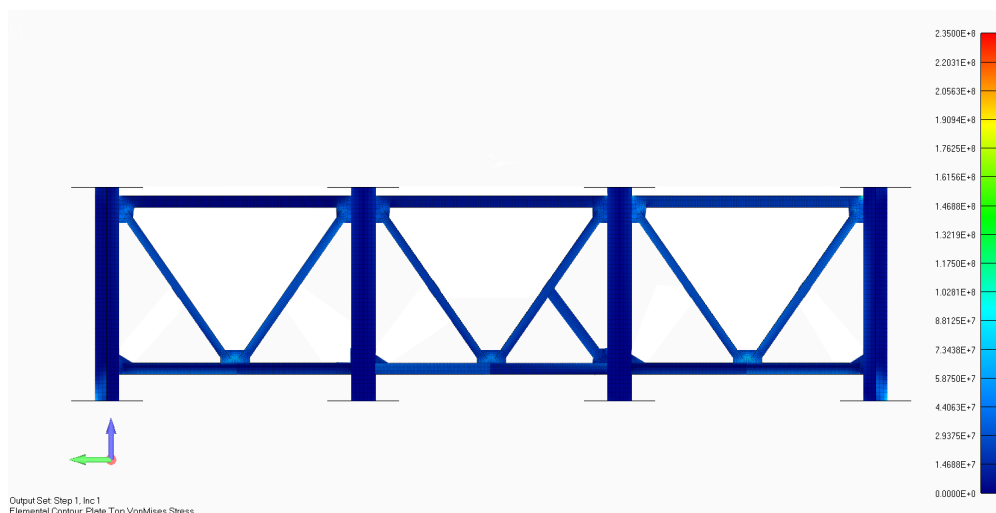


図-4.33 鋼多主桁橋モデル (F-5) ミーゼス応力度コンター図 (風時：中間対傾構)

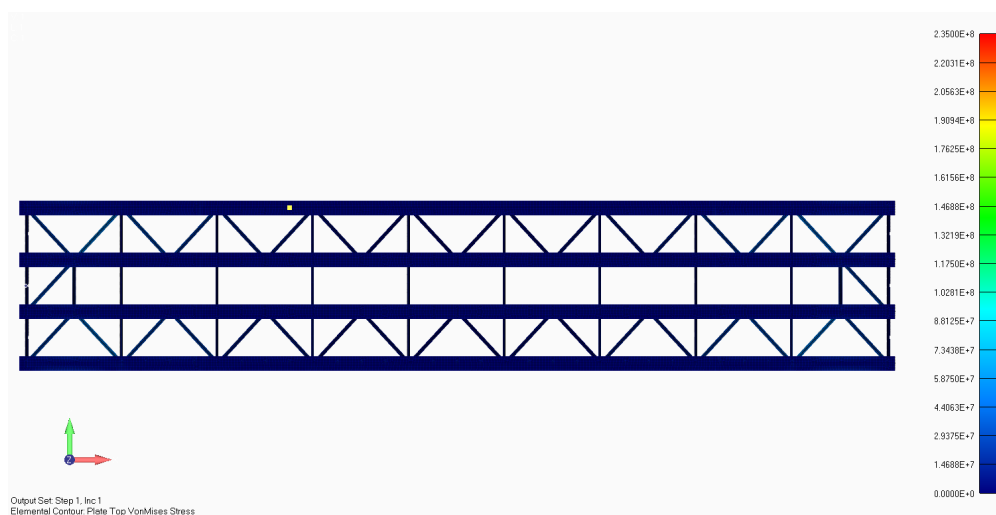


図-4.34 鋼多主桁橋 (F-5) ミーゼス応力度コンター図 (風時：下横構)

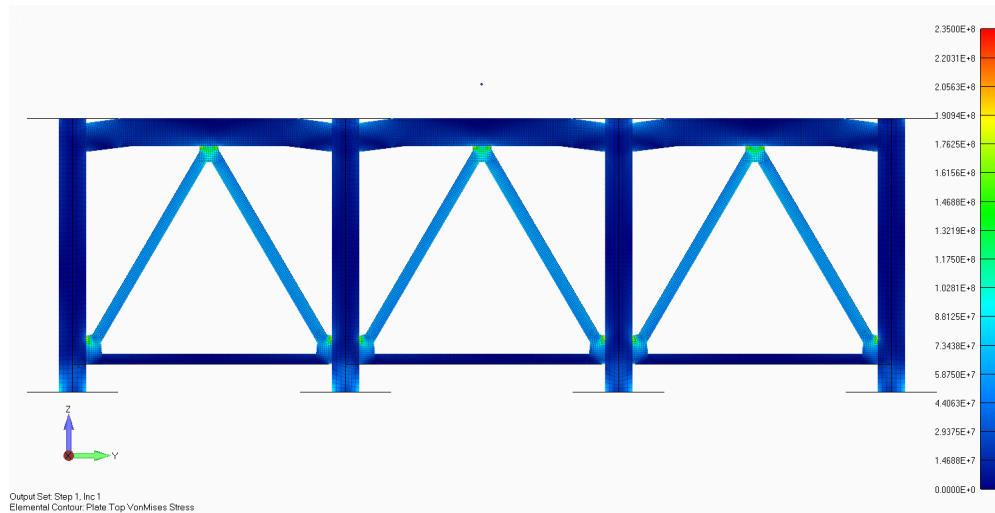


図-4.35 鋼多主桁橋モデル (F-6) ミーゼス応力度コンター図 (風時：端対傾構)

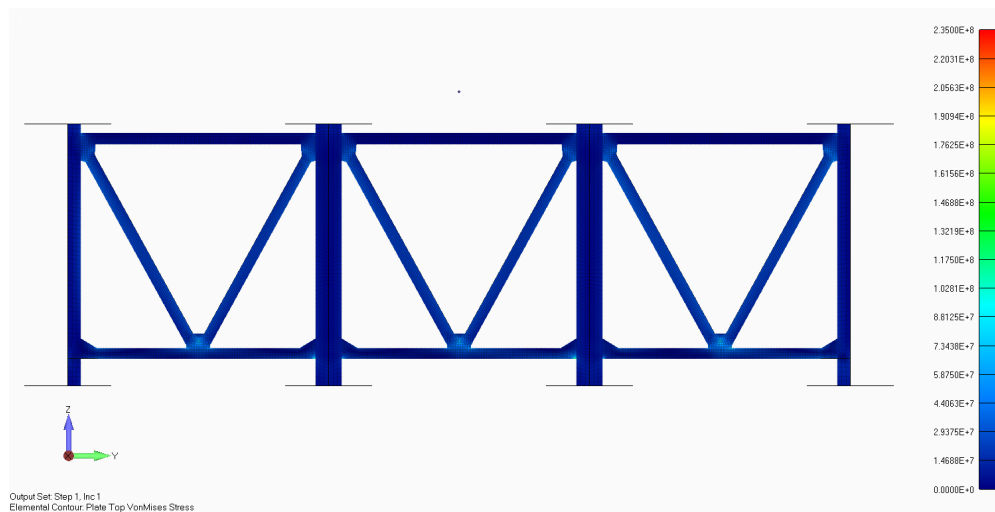


図-4.36 鋼多主桁橋モデル (F-6) ミーゼス応力度コンター図 (風時：中間対傾構)

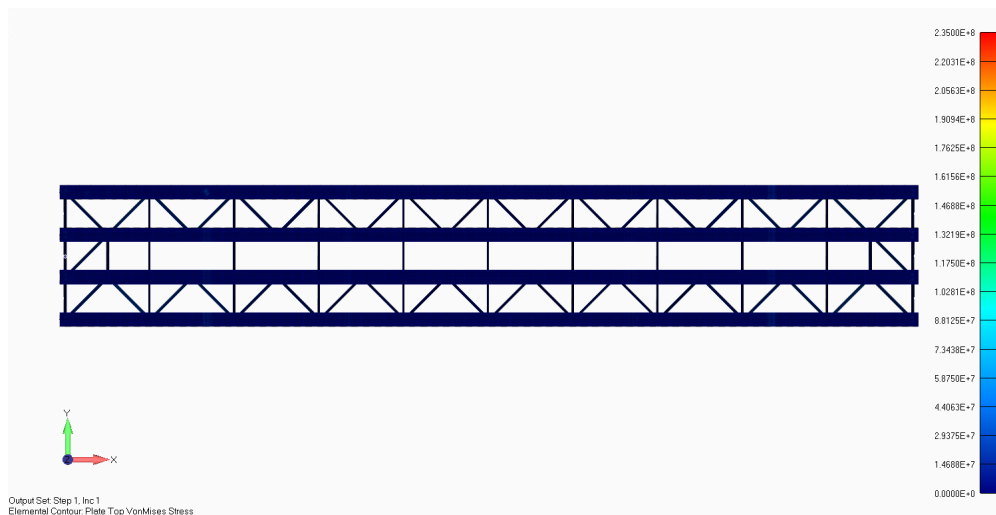


図-4.37 鋼多主桁橋（F-6）ミーゼス応力度コンター図（風時：下横構）

4.10 鋼少数主桁橋の風荷重に対する挙動

鋼少数主桁橋の風荷重に対する挙動として、図-4.38～図-4.43 に各ケースにおけるミーゼス応力図を示す。橋全体としては端横桁におけるミーゼス応力が他部材の発生応力より大きく、地覆及び主桁に载荷された風荷重が支点部付近で端横桁を介して支承に伝達される挙動が確認できる。



図-4.38 鋼少数主桁橋モデル（F-7）ミーゼス応力度コンター図（風時：端横桁）



図-4.39 鋼少数主桁橋モデル (F-7) ミーゼス応力度コンター図 (風時：中間横桁)



図-4.40 鋼少数主桁橋モデル (F-8) ミーゼス応力度コンター図 (風時：端横桁)

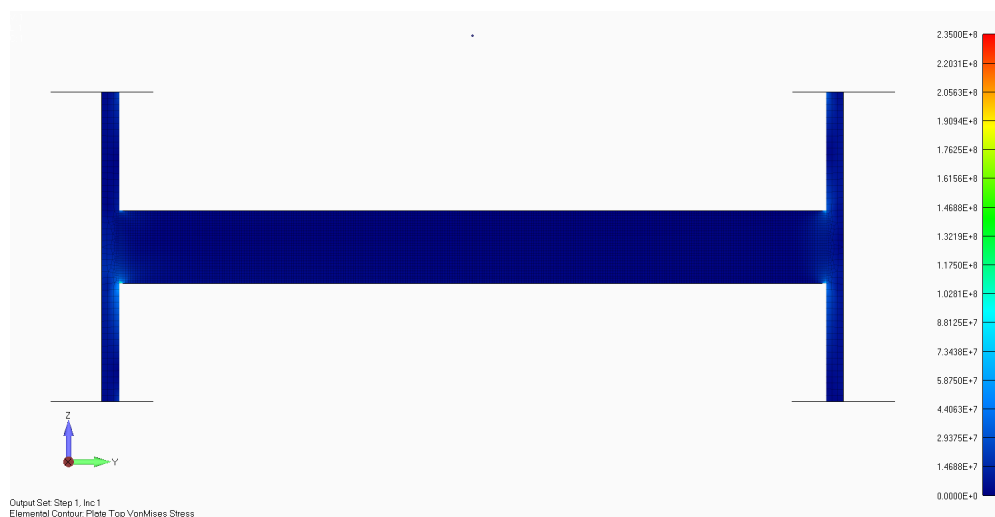


図-4.41 鋼少数主桁橋モデル（F-8）ミーゼス応力度コンター図（風時：中間横桁）



図-4.42 鋼少数主桁橋モデル（F-9）ミーゼス応力度コンター図（風時：端横桁）

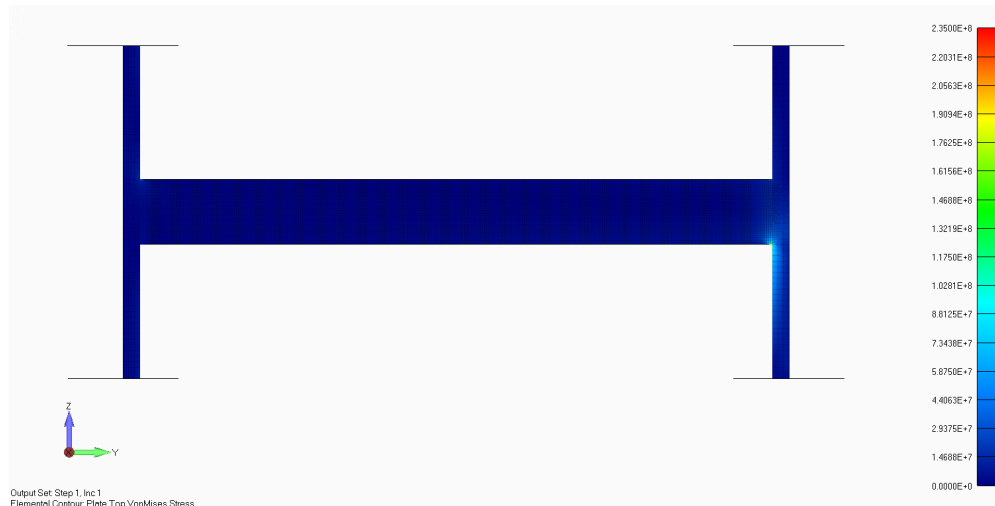


図-4.43 鋼少数主桁橋モデル（F-9）ミーゼス応力度コンター図（風時：中間横桁）

4.11 鋼多主桁橋の地震荷重に対する挙動

鋼多主桁橋の地震荷重に対する挙動として、図-4.44～図-4.46 に F-1 ケースにおけるミーゼス応力図を示す。橋全体としては端対傾構におけるミーゼス応力が他部材の発生応力より大きく、地覆及び主桁に載荷された風荷重が支点部付近で端対傾構を介して支承に伝達される挙動が確認できる。

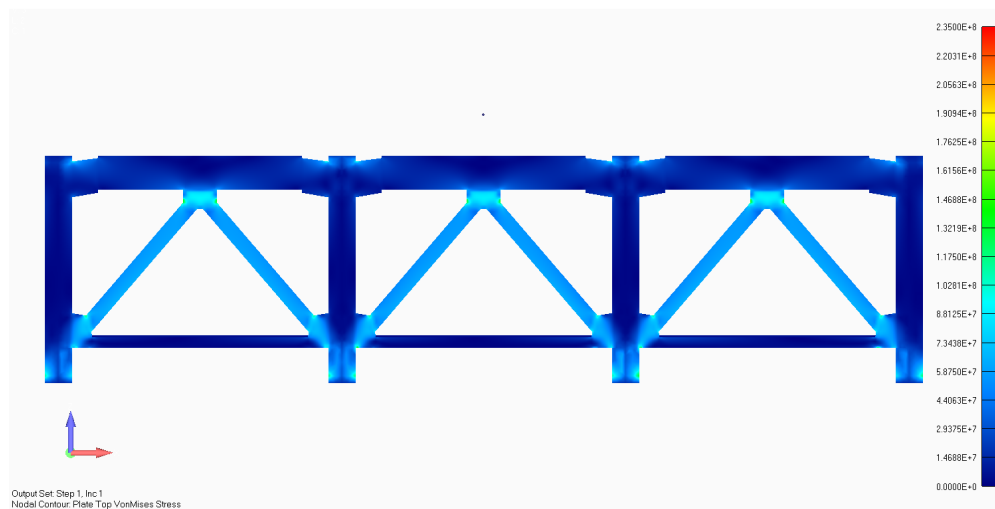


図-4.44 鋼多主桁橋モデル（F-1）ミーゼス応力度コンター図（地震時：端対傾構）

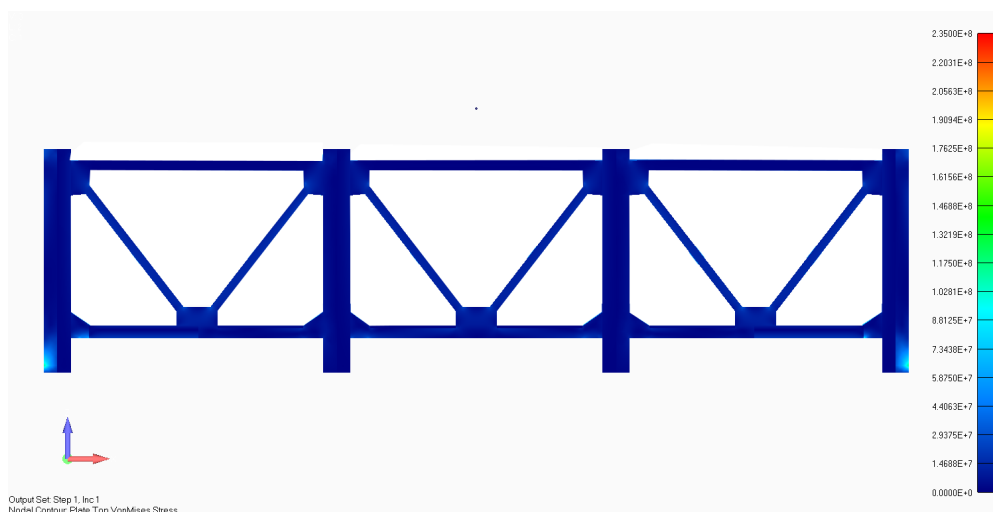


図-4.45 鋼多主桁橋モデル（F-1）ミーゼス応力度コンター図（地震時：中間対傾構）

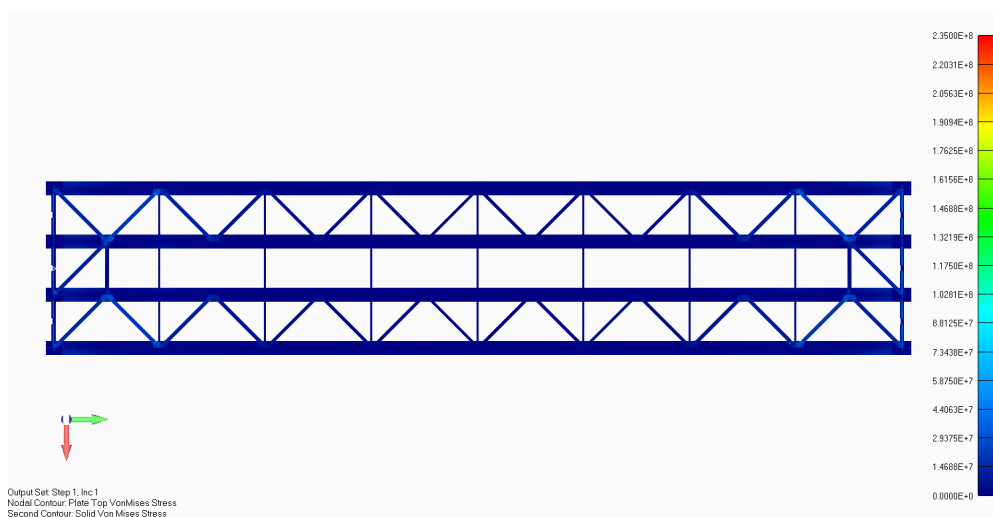


図-4.46 鋼多主桁橋（F-1）ミーゼス応力度コンター図（地震時：下横構）

5 現行設計法の検証

5.1 現行設計法の概要

道示では，鋼桁橋に作用する風荷重について主に以下の規定がなされている．

- 上部構造に作用する風荷重は，橋軸に直角に作用する水平荷重とし，設計部材に最も不利な応力を生じるように載荷する．
- 鋼桁に作用する風荷重は，1 橋の橋軸方向の長さ 1 m につき次表に示す値とする．

表-5.1 道示に規定される鋼桁の風荷重 (kN/m)

断面形状	風荷重 (kN/m)
$1 \leq B/D < 8$	$[4.0 - 0.2(B/D)]D \geq 6.0$
$8 \leq B/D$	$2.4D \geq 6.0$

ここに，B：橋の総幅 (m)，D：橋の総高 (m)

ここでの風荷重は地上 10 m において，50 年間のうちに非超過確率 0.6 となる風速として 10 分間平均風速で 40m/s の風速を基本とした風荷重が適用されている．

鋼多主桁橋の対傾構・横構等の横方向部材を設計するうえでは一般的に以下の仮定がなされている⁵⁵⁾．

- 対傾構は風荷重に対して 2 組で抵抗する
- 横構は床版と 1/2 ずつの風荷重を分担し，2 組の横構で抵抗する

上記仮定にもとづき 1 組の対傾構に作用する風荷重は次式で表される．

$$P = W \cdot A \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{\sin\theta} \quad (5.1)$$

ここに，W は風荷重強度 (kN/m)，A はパネル長 (対傾構間隔) (m)， θ は斜角 (°) である．

一般的な現在の設計法における対傾構の設計概念図を図-5.1 に示す．

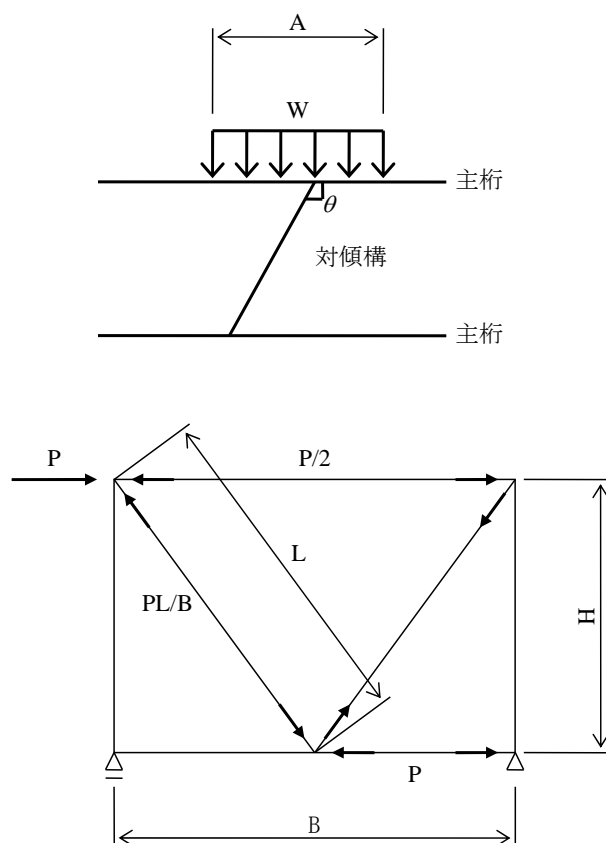


図-5.1 対傾構の設計概念図

ここに、 L は斜材の長さ (m)、 H は主桁高さ (m)、 B は主桁間隔 (m) である。さらに、部材の細長比（主要部材：120 以下，二次部材：150 以下）の規定を満足することが求められている。前項における鋼多主桁橋の桁毎の抗力係数分担比率によれば，ほぼ全ての風荷重が上流側の外桁に作用しており，対傾構・横構が 2 組で抵抗すると仮定している状況とは異なり 1 組の対傾構・横構で抵抗していると考えられる。また，床版と主桁の分担比率についても，主桁高さと剛性防護柵の高さの影響を受けると推定されるものの，例えば本解析対象のような主桁高さ 3m の場合には，床版の約 3 倍の風荷重が主桁に作用することになり，必ずしも現行設計法が安全とは限らない可能性がある。

5.2 現行設計法と有限要素解析による発生応力度の比較

風荷重時において，現行設計法により算出される対傾構及び下横構の発生応力度に対する 4 章において算出された発生応力度の比率を図-5.2～図-5.24 に示す。F-1～6 ケースの全ての鋼多主桁橋モデルで端対傾構の斜材の解析値が設計値を上回る結果となった。F-5，6 ケースを除く F-1～4 ケースは設計値に対する解析値の比率が約 120～約 150 %となっている。一方で中間対傾構については，全ケースで解析値が設計値を下回る結果となっており，概ね支間中央の比率が最も小さく，支点部の端対傾構に近づくに従って比率が増加する傾向にある。これは，XXX に示すように支間

中央では桁断面形状が全体として回転し形状保持されているのに対して、支点部の端対傾構では支承で拘束されているため、桁にねじりが生じ形状が保持されていないことが要因と考えられる。

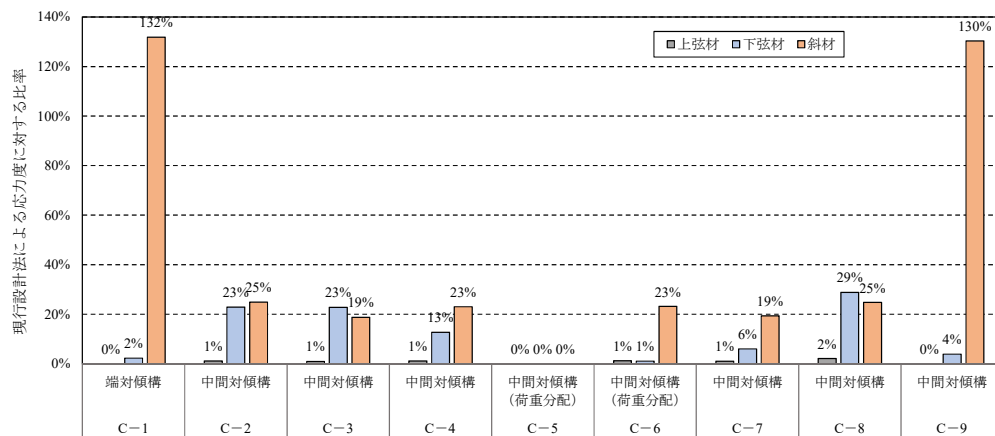


図-5.2 鋼多主桁橋モデル (F-1) 対傾構の発生応力度比較 (風時, 解析値/設計値)

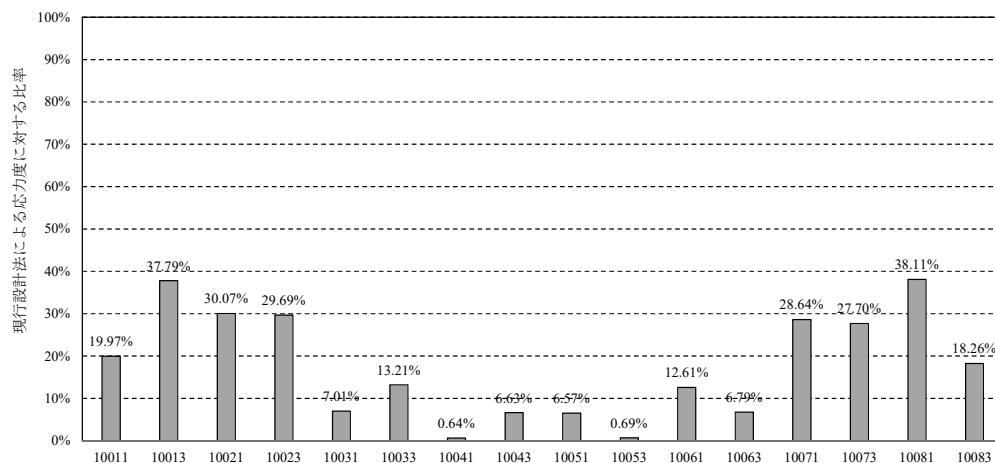


図-5.3 鋼多主桁橋モデル (F-1) 下横構の発生応力度比較 (風時, 解析値/設計値)

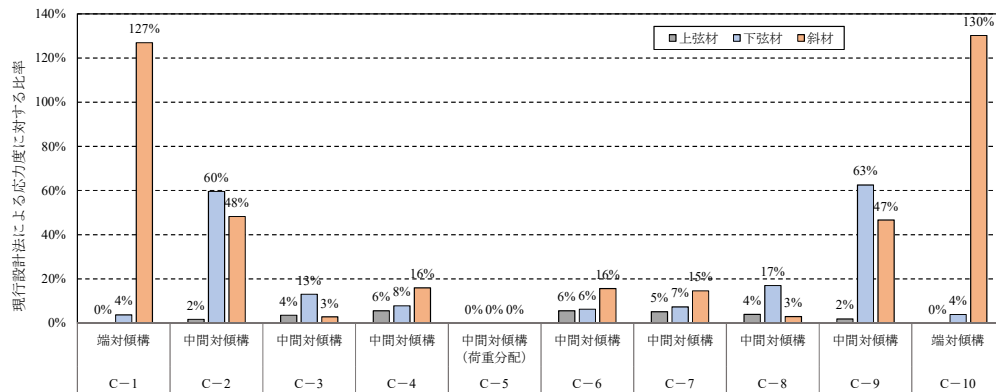


図-5.4 鋼多主桁橋モデル (F-2) 対傾構の発生応力度比較 (風時, 解析値/設計値)

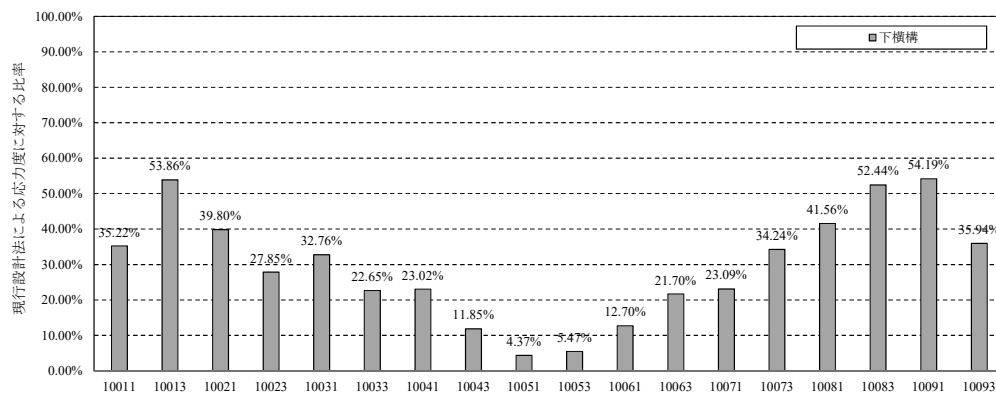


図-5.5 鋼多主桁橋モデル (F-2) 下横構の発生応力度比較 (風時, 解析値/設計値)

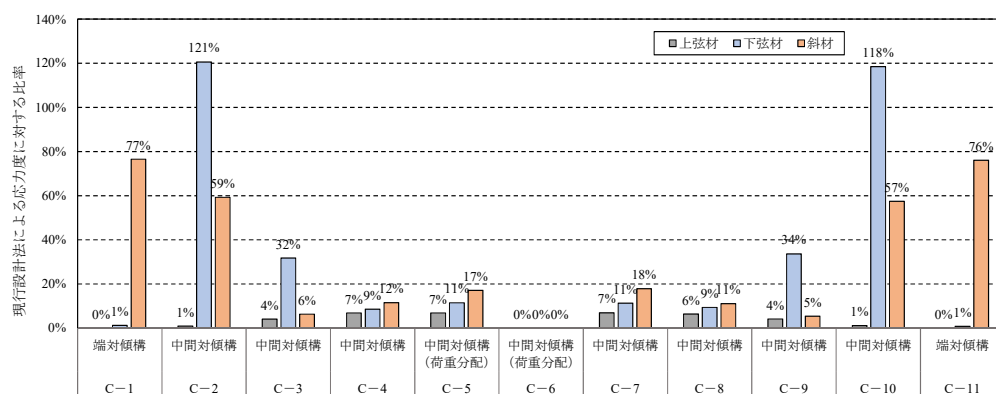


図-5.6 鋼多主桁橋モデル (F-3) 対傾構の発生応力度比較 (風時, 解析値/設計値)

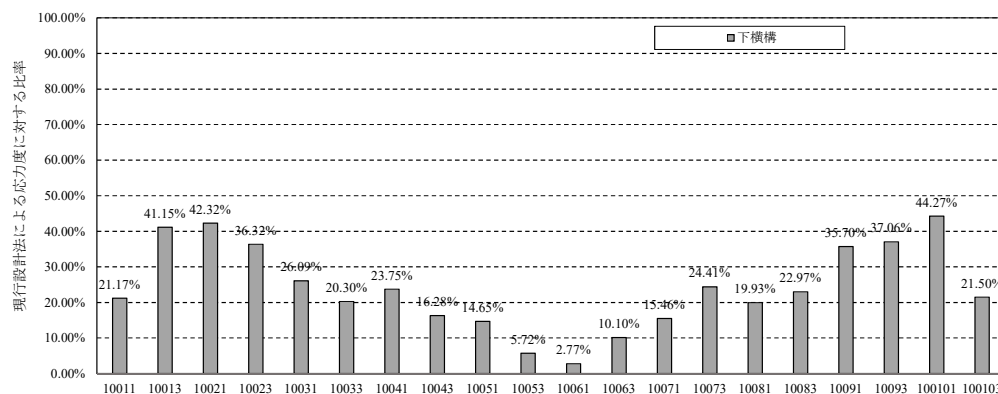


図-5.7 鋼多主桁橋モデル (F-3) 下横構の発生応力度比較 (風時, 解析値/設計値)

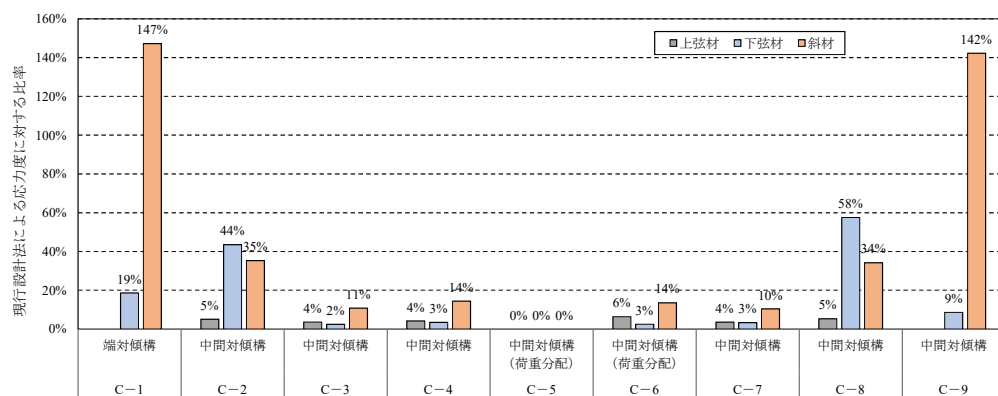


図-5.8 鋼多主桁橋モデル (F-4) 対傾構の発生応力度比較 (風時, 解析値/設計値)

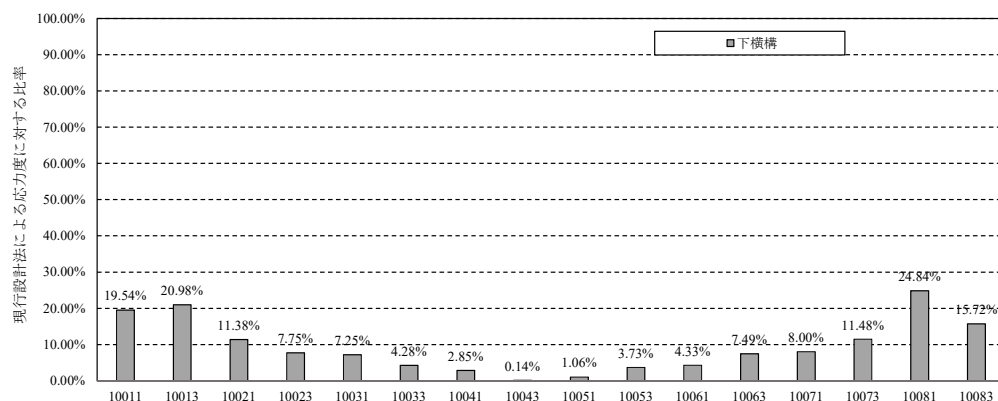


図-5.9 鋼多主桁橋モデル (F-4) 下横構の発生応力度比較 (風時, 解析値/設計値)

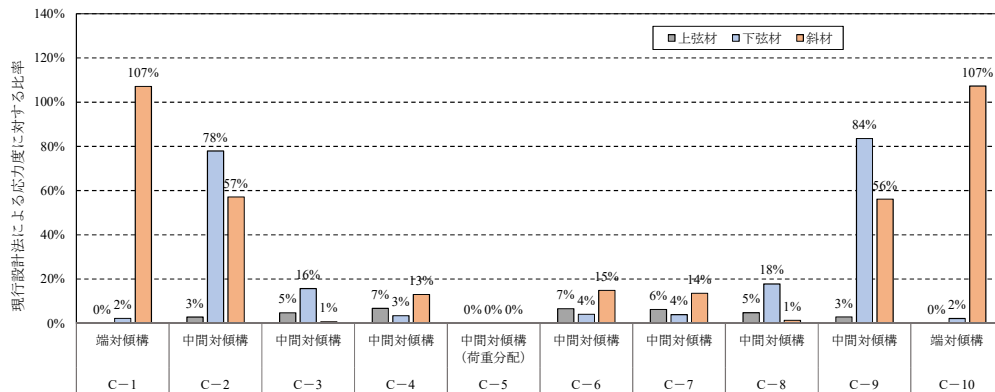


図-5.10 鋼多主桁橋モデル (F-5) 対傾構の発生応力度比較 (風時, 解析値/設計値)

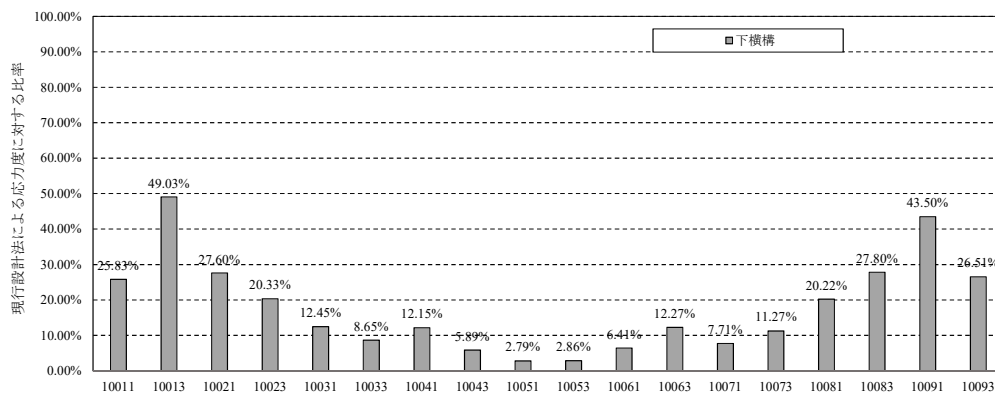


図-5.11 鋼多主桁橋モデル (F-5) 下横構の発生応力度比較 (風時, 解析値/設計値)

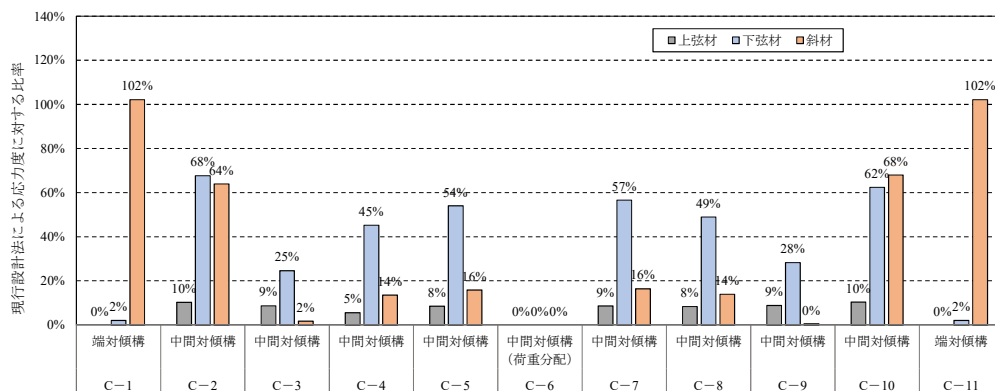


図-5.12 鋼多主桁橋モデル (F-6) 対傾構の発生応力度比較 (風時, 解析値/設計値)

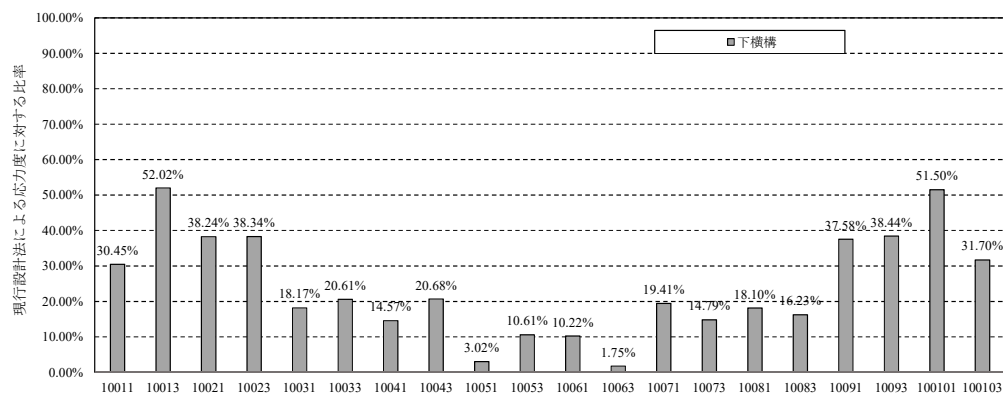


図-5.13 鋼多主桁橋モデル (F-6) 下横構の発生応力度比較 (風時, 解析値/設計値)



図-5.14 鋼多主桁橋モデル (F-1) 風時における全体変形図 (上から, 変形倍率 100 倍)

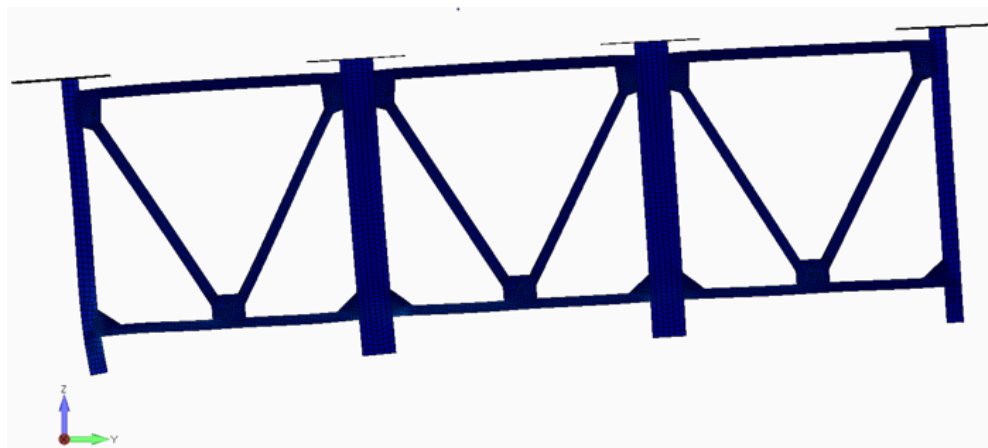


図-5.15 鋼多主桁橋モデル (F-1) 風時における中間対傾構変形図 (変形倍率 100 倍)

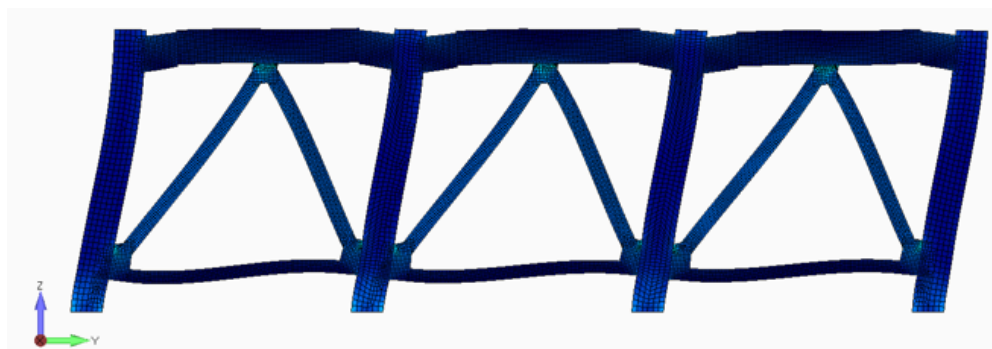


図-5.16 鋼多主桁橋モデル（F-1）風時における端対傾構変形図（変形倍率 100 倍）

地震時において、現行設計法により算出される対傾構及び下横構の発生応力度に対する 4 章において算出された発生応力度の比率を図-5.17、図-5.17 に示す。地震時については、対傾構及び下横構全ての部材において解析値が設計値を下回る結果となった。地震荷重は慣性力として作用するため、風荷重と異なり桁全体に荷重が作用することから、風時のように解析値が設計値を上回ることはなかったと考えられる。

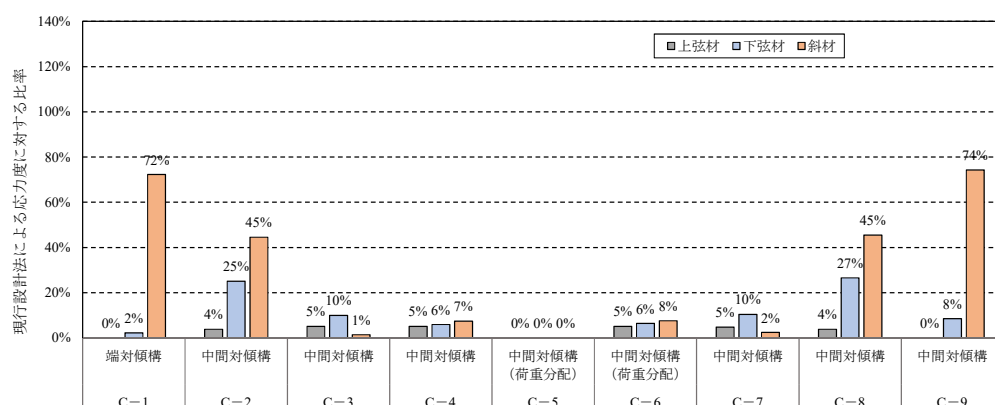


図-5.17 鋼多主桁橋モデル（F-1）対傾構の発生応力度比較（地震時，解析値/設計値）

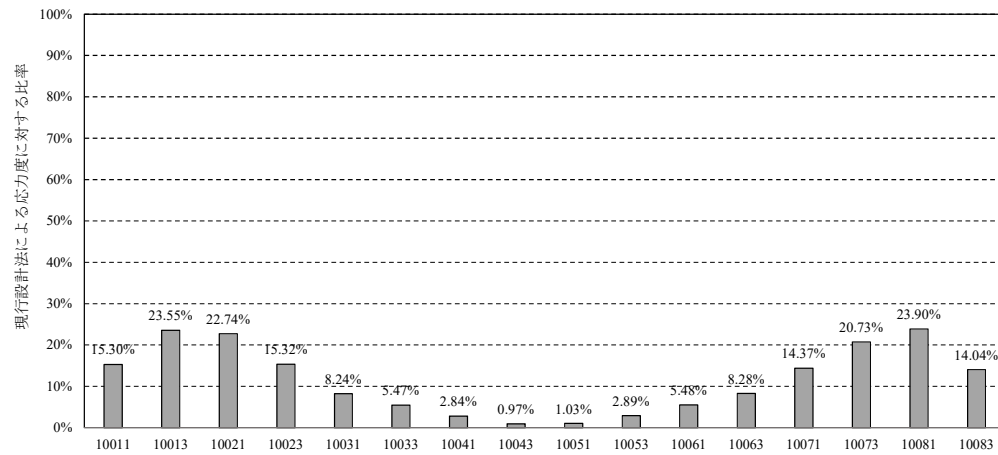


図-5.18 鋼多主桁橋モデル（F-1）下横構の発生応力度比較（地震時，解析値/設計値）

参考として F-1 ケースにおける発生応力度の設計値と有限要素解析の比較を表-5.2～表-5.5 に示す。

表-5.2 風荷重に対する有限要素解析と現行設計法による対傾構発生応力度の比較 (F-1)

	部材名	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6	C-7	C-8	C-9
		端対傾構	中間対傾構	中間対傾構	中間対傾構	中間対傾構 (荷重分配)	中間対傾構	中間対傾構	中間対傾構	端対傾構
解析値	上弦材	6.44E+06	2.13E+05	1.67E+05	2.11E+05	2.29E+05	2.22E+05	1.86E+05	3.87E+05	6.49E+06
	下弦材	1.11E+06	4.19E+06	4.18E+06	2.33E+06	1.19E+06	1.96E+05	1.10E+06	5.29E+06	1.85E+06
	斜材	3.96E+07	6.63E+06	5.01E+06	6.14E+06	6.05E+06	6.18E+06	5.17E+06	6.61E+06	3.91E+07
設計値	上弦材	-	1.83E+07	1.83E+07	1.83E+07	-	1.83E+07	1.83E+07	1.83E+07	-
	下弦材	4.78E+07	1.83E+07	1.83E+07	1.83E+07	-	1.83E+07	1.83E+07	1.83E+07	4.78E+07
	斜材	3.00E+07	2.67E+07	2.67E+07	2.67E+07	-	2.67E+07	2.67E+07	2.67E+07	3.00E+07
比率 (解析/設計)	上弦材	-	1%	1%	1%	-	1%	1%	2%	-
	下弦材	2%	23%	23%	13%	-	1%	6%	29%	4%
	斜材	132%	25%	19%	23%	-	23%	19%	25%	130%

※解析値は風上側の対傾構における値を示している

表-5.3 風荷重に対する有限要素解析と現行設計法による下横構発生応力度の比較 (F-1)

部材名	10011	10013	10021	10023	10031	10033	10041	10043
解析値	9.4E+06	1.78E+07	8.76E+06	8.65E+06	2.37E+06	4.46E+06	2.14E+05	2.23E+06
設計値	4.72E+07	4.72E+07	2.91E+07	2.91E+07	3.37E+07	3.37E+07	3.37E+07	3.37E+07
比率 (解析/設計)	19.97%	37.79%	30.07%	29.69%	7.01%	13.21%	0.64%	6.63%
部材名	10051	10053	10061	10063	10071	10073	10081	10083
解析値	2.21E+06	2.34E+05	4.26E+06	2.29E+06	8.35E+06	8.07E+06	1.80E+07	8.62E+06
設計値	3.37E+07	3.37E+07	3.37E+07	3.37E+07	2.91E+07	2.91E+07	4.72E+07	4.72E+07
比率 (解析/設計)	6.57%	0.69%	12.61%	6.79%	28.64%	27.70%	38.11%	18.26%

※解析値は風上側の下横構における値を示している

表-5.4 地震に対する有限要素解析と現行設計法による対傾構発生応力度の比較 (F-1)

	部材名	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6	C-7	C-8	C-9
		端対傾構	中間対傾構	中間対傾構	中間対傾構	中間対傾構 (荷重分配)	中間対傾構	中間対傾構	中間対傾構	端対傾構
解析値	上弦材	1.19E+07	8.48E+05	1.12E+06	1.12E+06	1.07E+06	1.12E+06	1.05E+06	8.48E+05	9.96E+06
	下弦材	1.26E+06	5.52E+06	2.20E+06	1.30E+06	1.38E+06	1.41E+06	2.28E+06	5.84E+06	4.67E+06
	斜材	5.92E+07	1.42E+07	4.68E+05	2.38E+06	2.45E+06	2.43E+06	7.71E+05	1.45E+07	6.09E+07
設計値	上弦材	-	2.20E+07	2.20E+07	2.20E+07	-	2.20E+07	2.20E+07	2.20E+07	-
	下弦材	5.50E+07	2.20E+07	2.20E+07	2.20E+07	-	2.20E+07	2.20E+07	2.20E+07	5.50E+07
	斜材	8.20E+07	3.20E+07	3.20E+07	3.20E+07	-	3.20E+07	3.20E+07	3.20E+07	8.20E+07
比率 (解析/設計)	上弦材	-	4%	5%	5%	-	5%	5%	4%	-
	下弦材	2%	25%	10%	6%	-	6%	10%	27%	8%
	斜材	72%	45%	1%	7%	-	8%	2%	45%	74%

※解析値は風上側の対傾構における値を示している

表-5.5 地震荷重に対する有限要素解析と現行設計法による下横構発生応力度の比較 (F-1)

部材名	10011	10013	10021	10023	10031	10033	10041	10043
解析値	1.3E+07	2.00E+07	1.16E+07	7.81E+06	4.20E+06	2.79E+06	1.45E+06	4.96E+05
設計値	8.50E+07	8.50E+07	5.10E+07	5.10E+07	5.10E+07	5.10E+07	5.10E+07	5.10E+07
比率 (解析/設計)	15.30%	23.55%	22.74%	15.32%	8.24%	5.47%	2.84%	0.97%
部材名	10051	10053	10061	10063	10071	10073	10081	10083
解析値	5.27E+05	1.47E+06	2.80E+06	4.22E+06	7.33E+06	1.06E+07	2.03E+07	1.19E+07
設計値	5.10E+07	5.10E+07	5.10E+07	5.10E+07	5.10E+07	5.10E+07	8.50E+07	8.50E+07
比率 (解析/設計)	1.03%	2.89%	5.48%	8.28%	14.37%	20.73%	23.90%	14.04%

※解析値は風上側の下横構における値を示している

5.3 桁・床版間の合成効果による影響

図-5.19～図-5.24 に、桁・床版間の合成を完全合成、 $3.75 \times 10^5 \text{kN/m}$ 、 $3.75 \times 10^6 \text{kN/m}$ 、 $3.75 \times 10^3 \text{kN/m}$ に変化させた場合の対傾構上弦材、下弦材及び斜材の発生応力度の設計法による発生応力度に対する比率を示す。F-1 ケースでは、桁・床版間の合成効果が低下するほど対傾構上弦材の発生応力度の比率が増加している。対傾構下弦材の発生応力度の比率は、端対傾構に隣接する中間対傾構では、桁・床版間の合成効果が低下するほど増加している一方で、さらに支間中央側の対傾構では桁・床版間の合成効果が $3.75 \times 10^3 \text{kN/m}$ となる場合、比率が低下している。また、対傾構斜材については、端対傾構においては合成効果が低下するにつれて比率が小さくなり、端対傾構に隣接する中間対傾構においては合成効果が低下するにつれて比率が大きくなっている。

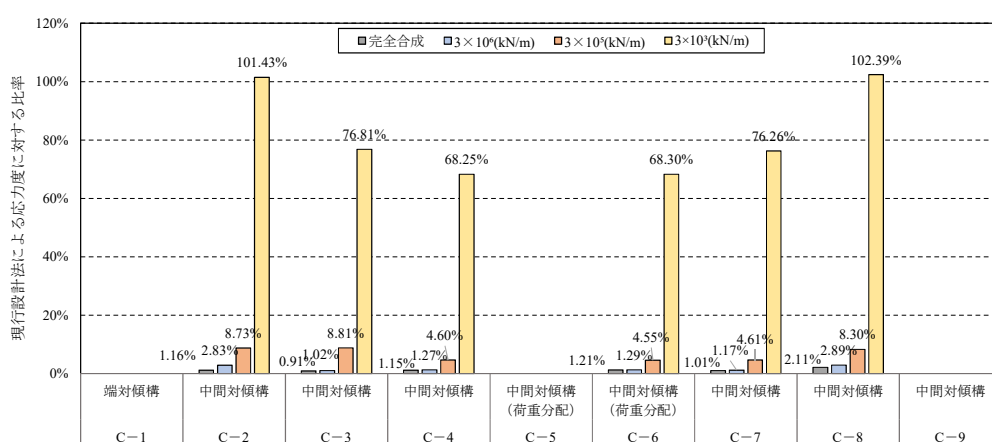


図-5.19 鋼多主桁橋モデル (F-1) 対傾構上弦材の発生応力度比較 (風時, 解析値/設計値)

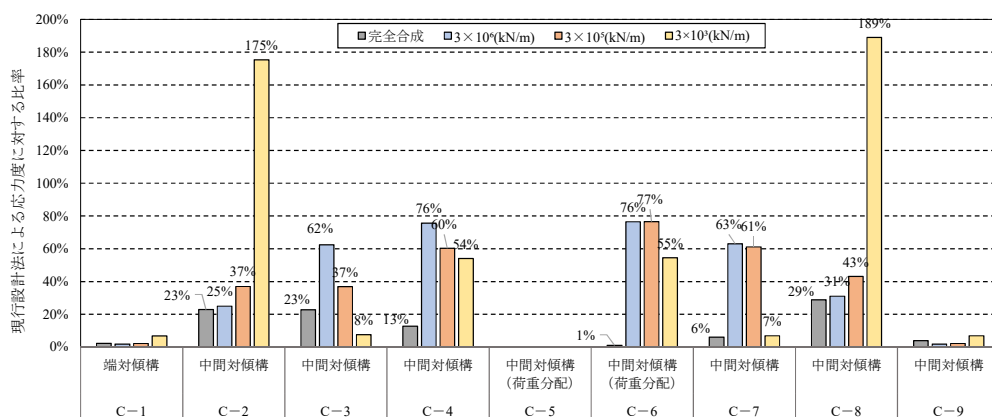


図-5.20 鋼多主桁橋モデル (F-1) 対傾構下弦材の発生応力度比較 (風時, 解析値/設計値)

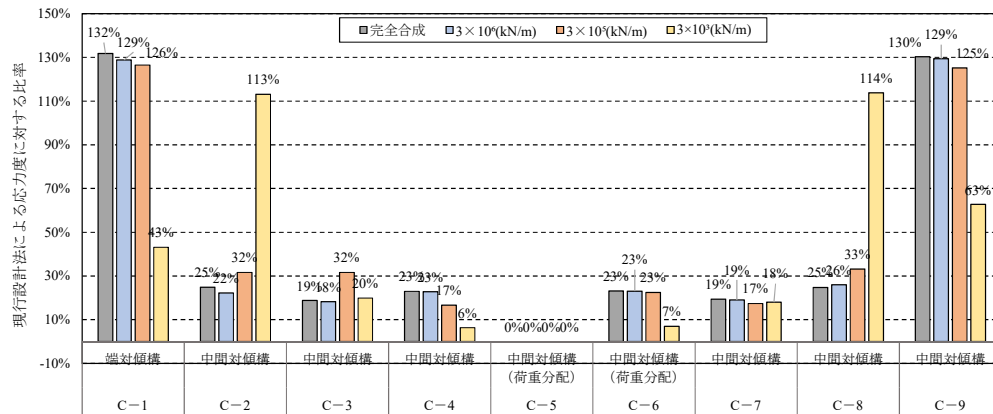


図-5.21 鋼多主桁橋モデル (F-1) 対傾構斜材の発生応力度比較 (風時, 解析値/設計値)

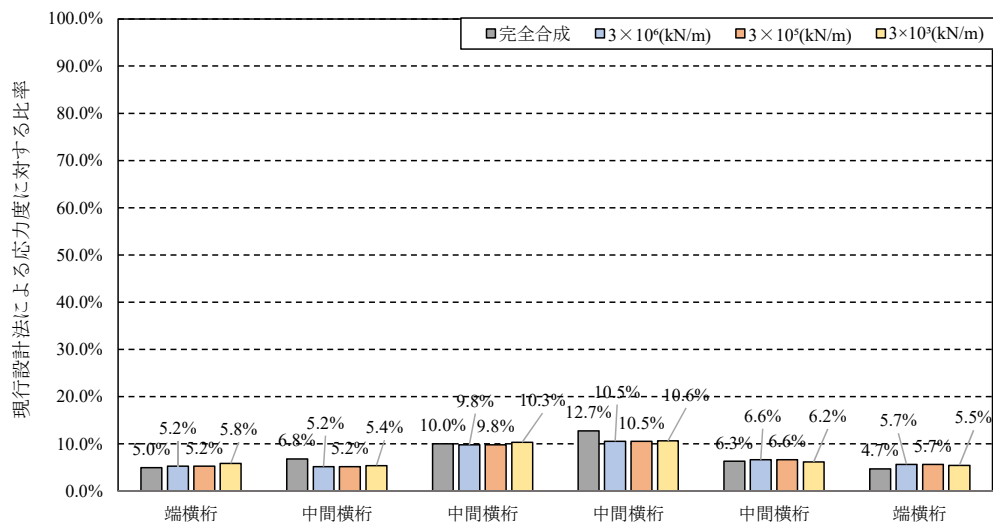


図-5.22 鋼多主桁橋モデル (F-7) 横桁の発生応力度比較 (風時, 解析値/設計値)

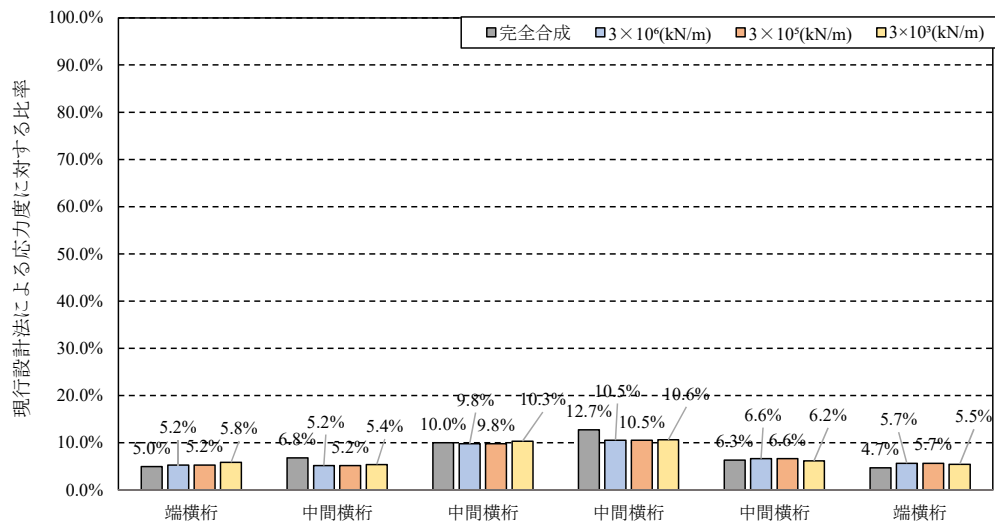


図-5.23 鋼多主桁橋モデル (F-8) 横桁の発生応力度比較 (風時, 解析値/設計値)

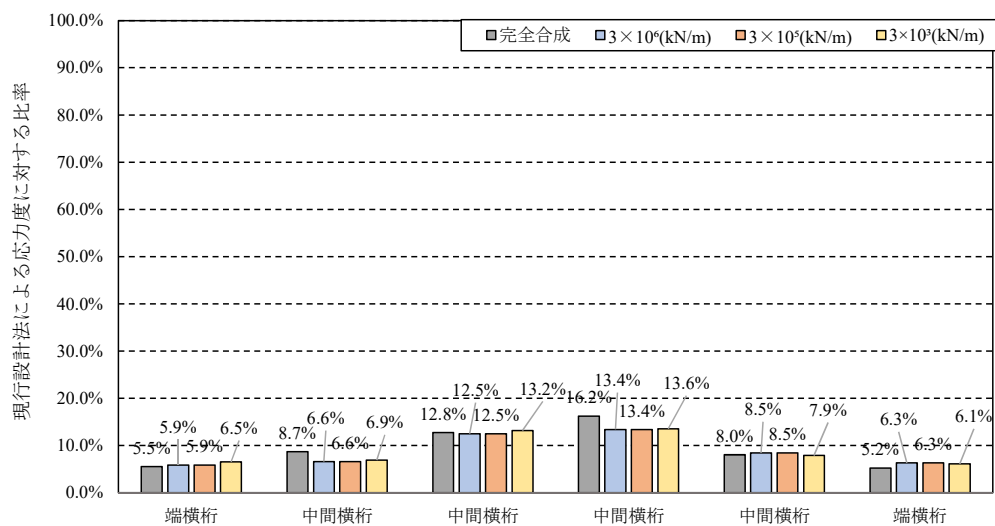


図-5.24 鋼多主桁橋モデル (F-9) 横桁の発生応力度比較 (風時, 解析値/設計値)

6 結論

本研究では鋼多主桁橋を対象に、LES を用いた数値計算により橋梁周りの流れ特性について検討し、FE 解析を用いた風及び地震に対する挙動を検討し、それらの結果にもとづいて対傾構の試計算を行った。得られた主な結果を以下にまとめる。

- 迎角 0° の場合においては、LES を用いた数値計算結果と既往の鋼多主桁橋風洞実験による流線図及び抗力係数とほぼ一致した。
- 風洞実験及び LES を用いた数値計算結果により、迎角 0° の場合のプレートガーダー橋の桁毎の抗力分担率は風上側の主桁が全体の抗力の約 80~110 % を分担することを明らかにした。
- 鋼多主桁橋に迎角 0° の風が作用した場合、橋梁全体としては圧縮される方向に風荷重が作用する。
- 風荷重及び地震荷重に対する有限要素解析を行った結果、支間中央部と支点部では桁断面の形状保持の有無が異なり、支点部においてはねじりの影響が大きいことを明らかにした。
- 床版と主桁間に配置されるずれ止めの剛性を考慮した場合においても、横方向部材に生じる応力度への影響は大きくない。
- 仮にずれ止めが損傷した場合（ずれ止め剛性が健全時の 1/100 となった場合）、支点部に隣接する対傾構に生じる応力度への影響が大きくなることが想定される。
- 本解析結果により得られた風荷重に対する抵抗比率に基づき有限要素解析を行った結果、端対傾構の斜材は現行設計法により算出される発生応力度より大きくなる。
- 特に風時における端対傾構の斜材は、現行設計法により算出される応力度よりも有限要素解析による応力度が大きくなり、端対傾構の斜材に生じる応力度を算出する際には、風荷重の補正係数として 1.5 程度考慮することが望ましい。
- 風時における下横構の有限要素解析による発生応力度は現行設計法による応力度の 1/4 程度であった。
- 地震時に対する有限要素解析を行った結果、現行設計法による発生応力度より小さい値となった。

プレートガーダー橋の横方向荷重に対する設計合理化をすすめていくにあたっての今後の検討に関する展望を以下に示す。

- 剛性防護柵の高さと主桁との比率による抗力分担率への影響を検証する必要がある。
- 遮音壁の有無による抗力分担率への影響を検証する必要がある。
- 桁と床版間に配置されるずれ止めによる合成効果の影響については実橋・実験等を用いた検証が必要である。
- 横方向部材の要求性能のひとつである、橋の立体的機能の確保のために必要となる性能を明らかにする必要がある。

参考文献

- 1) ISO 2394:1998.
- 2) 国土交通省: 土木・建築にかかる設計の基本, 2002.
- 3) 社団法人 日本道路協会: 鋼道路橋設計示方書, 1956.
- 4) American Association of State Highway and Transportation Officials: AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 1994.
- 5) Eurocode3 2 Committee: EN1993: Eurocode 3 Design of steel structures - Part 2: Steel Bridges, *Eurocode 3*, Vol.2, No.2006, 2006.
- 6) 社団法人 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋・鋼部材編, 2017.
- 7) 奥村 敏恵, 西野 文雄, 長谷川 彰夫: 箱型断面柱の局部座屈強度, 土木学会論文報告集, Vol. 第 205 号, 1972.
- 8) 宇佐美 勉福本 秀士: 鋼圧縮部材の連成座屈強度実験と有効幅理論による解析, 土木学会論文報告集, 第 326 号, pp.41-50, 1982.
- 9) 小松 定夫: 道路橋示方書 (1971 年) 座屈関連規定の論拠, 橋梁と基礎, pp. 1-9, 1972.
- 10) 小松 定夫: 道路橋示方書 (1971 年) 座屈関連規定の論拠 (下), 橋梁と基礎, pp. 1-7, 1972.
- 11) 小松 定夫, 牛尾 正之, 北田 俊行: 補剛材を有する圧縮板の極限強度に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第 255 号, pp.47-61, 1978.
- 12) 福本 秀士伊藤 義則: フランジの局部座屈強度とフランジ幅厚比制限, 土木学会論文集, 第160号, pp.27-38, 1968.
- 13) 長谷川 彰夫, 長浜 正孝, 西野 文雄: 圧縮を受ける補剛された板の座屈強度, 土木学会論文報告集, 第 236 号, pp.1-14, 1975.
- 14) 東海鋼構造研究グループ: 鋼構造部材の抵抗強度の評価と信頼性設計への適用 (上) (下), 橋梁と基礎, 1980.
- 15) 建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室: 補剛板の限界状態 (その 1, 大型供試体による耐力試験), 土木研究所資料, 第 1779 号, 1982.
- 16) 一般社団法人 日本橋梁建設協会: 橋梁年鑑, 1973~2017.
- 17) 鉄骨橋梁協会: 鐵骨橋梁年鑑, 1963~1972.
- 18) 高橋 昭一, 橘 吉宏, 志村 勉, 伊藤 博章: 水平荷重に対する 2 主桁橋ホロナイ川橋の構造検討, 第 3 回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, 1995.
- 19) 酒井 秀明, 橘 吉宏, 志村 勉, 小西 哲司: 水平荷重を受ける PC 床版 2 主桁橋の挙動について, 土木学会第 48 回年次学術講演会, Vol.I-512, pp.1172-1173, 1993.
- 20) 吉田 康治長井 正嗣: シンプルな横補剛材をもつ多主 I 桁橋の荷重分配性能および床版応力, 土木学会第 51 回年次学術講演会, Vol.I-A 273, pp.546-547, 1996.
- 21) 長井 正嗣, 藤野 陽三, 黒田 充紀, 山崎 和夫, 柄川 伸一, 下見 成明: I 桁橋の横方向補剛材撤去に伴う鉛直荷重下の全体, 局所変形挙動, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.1081-1091, 1996.
- 22) 半野 久光, 田嶋 仁志, 下見 成明: 横荷重を受けた鋼 I 桁省力化構造の力学特性, 土木学会第 52

- 回年次学術講演会, Vol.I-A 258, pp.514–515, 1997.
- 23) 辻角 学, 橘 吉宏, 高橋 昭一, 牛島 祥貴, 山中 治, 米田 昌弘: 2 主桁橋の横構省略に対する耐震設計上からの検討, 土木学会第 51 回年次学術講演会, Vol.I-A 275, pp.550–551, 1996.
- 24) 緒方 紀夫, 岩立 次郎, 佐々木 保隆, 濱田 仁: 広幅員合成 2 主桁橋の水平方向荷重に対する横方向部材の影響に関する検討, 土木学会第 50 回年次学術講演会, pp. 634–635, 1995.
- 25) 坂井 藤一, 八部 順一, 大垣 賀津雄, 橋本 靖智, 友田 富雄: 合成 2 主桁橋の立体挙動特性に関する研究, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.945–954, 1995.
- 26) 尾下 里治: 疑似箱桁理論による曲線 I 桁橋の横構部材力の近似解法, 土木学会論文集, Vol.380, pp.485–491, 1987.
- 27) 尾下 里治: 直交格子斜橋の横構軸力と主桁付加応力度に関する研究, 土木学会論文集, Vol.404, pp.321–330, 1989.
- 28) 松村 政秀, 有山 大地, 山口 隆司: 端対傾構を有する桁端部構造の耐荷力に関する解析的検討, 鋼構造年次論文報告集, Vol.22, pp.117–122, 2014.
- 29) 本荘 清司, 中野 将宏, 田崎 賢治, 山崎 敏宏 and 藤井 堅, 大塚 久哲: 鋼橋耐震性向上のための既設部材の変形能改善に関する検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.68, No.3, pp.655–672, 2012.
- 30) 千葉 静男, 伊藤 鉦一, 高井 睿, 戸倉 隆: けた橋構造の横構に関する実験的研究 (風洞実験), 土木学会関西支部年次学術講演会概要集, pp. 39–40, 1967.
- 31) 小松 定夫, 田井戸 米好, 坂田 弘: 高架桁橋の風荷重に関する実験的研究, 土木学会論文集, Vol. 第 303 号, pp.1–14, 1980.
- 32) 坂田 弘, 小松 定夫, 吉川 実: 並列桁橋の抗力係数について, 土木学会年次学術講演会講演概要集 第 1 部, Vol. 第 32 巻, pp.215–216, 1977.
- 33) 中村 一平, 小松 定夫, 渡部 洋八郎: 各種桁橋の静的風洞実験について, 土木学会年次学術講演会講演概要集 第 1 部, Vol. 第 32 巻, pp.217–218, 1977.
- 34) 長野 克哉増田 陳紀: 風荷重に対する非合成桁のスラブアンカーのせん断力に関する一考察, 土木学会第 46 回年次学術講演会, pp. 638–639, 1991.
- 35) 栢田 智子, 平城 弘一, 渡辺 滉, 高田 嘉秀, 宮地 真一, 牛島 祥貴: スラブアンカーの静的ずれ耐荷力特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.1373–1380, 2001.
- 36) 山田 真幸, サトーン ペンボン, 三木 千壽, 市川 篤司, 入部 孝夫: RC 床版と鋼フランジ間の付着とスラブアンカーによるせん断抵抗の評価, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.1161–1168, 2001.
- 37) 小松 定夫佐々木 孝: 不完全合成格子桁橋の理論と近似計算法について, 土木学会論文報告集, 第 329 号, pp.27–37, 1983.
- 38) 導管 裕一, 藤井 堅, 民家 洋輔, 藤井 大成: 孔あき鋼板ジベルの荷重伝達メカニズムに関する一考察, 構造工学論文集, Vol.60A, pp.827–836, 2014.
- 39) 平城 弘一, 松井 繁之, 福本 嘯士: 頭付きスタッドの強度評価式の誘導-静的強度評価式-, 構造工学論文集, Vol.35A, pp.1221–1232, 1989.
- 40) 園田 恵一郎蛸名 貴之: パーフォボンドリブにおけるコンクリートのせん断強度特性に関する

- 極限解析理論による考察, 土木学会論文集, pp. 213–218, 2005.
- 41) 古川 祐輔, 藤井 堅, 山口 詩織, 道菅 裕一, 江口 昇吾: PBL の各種パラメータがずれ耐力に及ぼす影響と破壊メカニズム, 土木学会中国支部研究発表会発表概要集, Vol.63, pp.I–7, 2011.
 - 42) 園田 佳巨手嶋 康博: 3 次元弾塑性 FEM による孔あき鋼板ジベルの設計式に関する基礎的考察, 応用力学論文集, Vol.11, pp.283–290, 2008.
 - 43) 藤井 堅, 岩崎 初美, 深田 和宏, 豊田 正, 藤村 伸智: 孔あき鋼板ジベルの終局ずれ挙動とコンクリート拘束因子, 土木学会論文集 A, Vol.64, No.2, pp.502–512, 2008.
 - 44) 保坂 鐵矢, 光木 香, 平城 弘一, 牛島 祥貴: 孔あき鋼板ジベルのせん断強度評価式と設計法に関する研究, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.1265–1272, 2002.
 - 45) 川田工業 (株) 技術本部研究室: 阪神淡路大震災橋梁等被害調査報告, 1995.
 - 46) 平成 20 年岩手・宮城内陸地震 4 学協会東北合同調査委員会: 平成 20 年 (2008 年) 岩手・宮城内陸地震災害調査報告書, Technical report, 2009.
 - 47) (社) 地盤工学会 2008 年岩手・宮城内陸地震災害調査委員会: 平成 20 年 (2008 年) 岩手・宮城内陸地震 災害調査報告書, 土木学会 震災報告デジタルアーカイブ, 2009.
 - 48) 国土交通省国土技術政策総合研究所, 独立行政法人土木研究所, 独立行政法人建築研究所: 平成 19 年 (2007 年) 新潟県中越沖地震被害調査報告, 2008.
 - 49) 土木学会鋼構造委員会: 東日本大震災鋼構造物調査特別委員会報告書, 2012.
 - 50) 小森暢行, 運上茂樹, 堺淳一, 星隈順一: 地震による鋼上部構造横げたの損傷分析と 部材補強に関する試算, 第 13 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 291–296, 2010.
 - 51) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会: 阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害 第 1 章橋梁, 丸善 (株), 1996.
 - 52) 社団法人 日本道路協会: 道路橋耐風設計便覧 (平成 19 年度改訂版), 丸善, 2007.
 - 53) 横山 功一: 道路橋の風荷重規定と耐風設計便覧, 日本風工学会誌, 第 44 号, pp.1–11, 1990.
 - 54) 社団法人 日本道路協会: 鋼道路橋設計便覧, 1979.
 - 55) 全日本建設技術協会: 建設省制定土木構造物標準設計 23~27 巻 (単純プレートガーダー橋) の手引き, 1994.
 - 56) 名古屋高速道路公社: 鋼構造物設計要領 (案), 2003.
 - 57) Harper Zachary S: Bridge Girder Drag Coefficients and Wind-Related Bracing Recommendations University of Florida Civil and Coastal Engineering, 2013.
 - 58) 宮田 利雄山田 均: 横浜国立大学新設風洞の紹介, 日本風工学会誌, 第65号, pp.25–31, 1995.
 - 59) 中口 博, 橋本 貴久裕, 武藤 真理: 矩形断面の柱の抗力に関する一実験, 航空学会誌, 第 16 巻, pp.1–5, 1968.
 - 60) 溝田 武人岡島 厚: 角柱周りの時間平均流れに関する実験的研究, 土木学会論文集, 第 312 号, pp.49–57, 1981.
 - 61) 溝田 武人岡島 厚: 一様流中にある断面比 0.4~1.5 角柱周りの剥離流れと流体力の変化について, 第 7 回風工学シンポジウム論文集, pp. 75–82, 1982.

- 62) 平野 廣和, 渡邊 茂, 丸岡 晃: 矩形断面の空力特性に及ぼすレイノルズ数の影響, 応用力学論文集, Vol.1, pp.655–663, 1998.
- 63) 西村 宏昭: *Bluff Body* の空力特性に関する基礎的研究, 京都大学博士論文, 2001.
- 64) 中村 颯一郎, 山田 均, 勝地 弘: 臨界辺長比を含む背高矩形断面周りの流れ特性解析, 風工学シンポジウム, 第 24 回, pp.163–168, 2016.
- 65) Haque Naimul, Katsuchi Hiroshi, Yamada Hitoshi, Nishio Mayuko: Numerical simulation for effects of wind turbulence on flow field around rectangular cylinder, *Journal of Structural Engineering*, Vol.59, pp.605–615, 2013.
- 66) 北川 徹哉太田 祐希: 数値流体解析による 静止タンDEM 2 円柱まわりの流れ場の考察, 土木学会論文集 A, Vol.63, No.1, pp.153–166, 2007.
- 67) 加藤 真志: 修正生産項 $k-\epsilon$ を用いた静止・振動角柱周りの二次元流れ解析, 土木学会論文集土木学会論文集, No.577, pp.217–230, 1997.
- 68) 黒田 眞一: 正方形角柱まわりの流れの数値計算, 第 42 回流体力学講演会／航空宇宙数値シミュレーション技術シンポジウム 2010 論文集, 2010.
- 69) 石原 孟, 岡 新一, 藤野 陽三: 一様流中に置かれた正方形角柱の空気力特性の数値予測に関する研究, 土木学会論文集 A, Vol.62, No.1, pp.78–90, 2006.
- 70) 東 隆介平野 廣和: 1:13 矩形断面に作用する非定常空気力の数値流体解析による検討, 第 18 回風工学シンポジウム, pp. 287–292, 2004.
- 71) 田村 哲郎: 角柱まわりの流れと空力特性, ながれ, Vol.22, pp.7–13, 2003.
- 72) 糟谷 直樹, 平野 廣和, 丸岡 晃, 佐藤 尚次: 数値流体解析を用いた臨界領域における円柱まわりの流れの特徴の把握, 構造工学論文集, Vol.60A, pp.410–417, 2014.
- 73) 野澤 剛二郎田村 哲郎: 角柱まわりの複雑乱流に対する LES 適用法の提案とその課題, 土木学会論文集, No.591/I-, pp.151–161, 1998.
- 74) Laima Shujin, Jiang Chao, Li Hui, Chen Wenli, Ou Jinping: A numerical investigation of Reynolds number sensitivity of flow characteristics around a twin-box girder, 2018.
- 75) 杉山 裕樹, 野田 博, 中山 昭彦, 佐藤 彰紀, 金治 英貞: LES と剛体振動連成計算による一様風中橋梁振動の解析, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.70, No.2, pp.869–876, 2014.
- 76) 石原 孟, 嶋田 健司, 山崎 康嗣, 池田 虎彦: 3 次元数値流体解析による斜張橋主桁断面の空力性能の予測, 構造工学論文集, Vol.52A, pp.611–620, 2006.
- 77) 石原 孟: 数値流体解析による長大橋の耐風設計, 日本風工学会誌, Vol. 第 34 巻, No. 第 4 号, pp.457–464, 2009.
- 78) 上島 秀作, 黒田 眞一, 山内 邦博, 杉山 高志: 数値流体解析による扁平な二箱桁断面の非定常空気力特性の評価, 第 20 回風工学シンポジウム論文集, 2008.
- 79) Mannini Claudio, Soda Antě, Voß Ralph, Unter Schewe G.: Unsteady RANS simulations of flow around a bridge section, *Jnl. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol.98, pp.742–753, 2010.
- 80) 白井 秀治, 植田 利夫, 与口 正敏, 山口 映二: CFD による複雑橋梁断面の流場と空気力の解析, 土木学会第 53 回年次学術講演会, pp. 8–9, 1998.

- 81) Shirai Shuji, Ueda Toshio: Aerodynamic simulation by CFD on flat box girder of super-long-span suspension bridge, Technical report, 2003.
- 82) Anina Šarkić, Rüdiger Höffer, Stanko Brčić: Numerical simulations and experimental validations of force coefficients and flutter derivatives of a bridge deck, *Jnl. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol.144, pp.172–182, 2015.
- 83) 社団法人 日本道路協会: 防護柵の設置基準・同解説, 2016.
- 84) Ferziger Joel H., Peri M. (Milovan), 小林 敏雄, 大島 伸行, 坪倉 誠: コンピュータによる流体力学, 丸善, 2012.
- 85) J. Smagorinsky: General circulation experiments with the primitive equations, *Monthly Weather Review*, Vol.91, No.3, pp.99–164, 1963.
- 86) 川 貴之, 樽川 智一, 佐藤 亮, 平野 廣和, 佐藤 尚次: 数値流体解析による二箱桁断面橋梁の耐風安定性の検討, 応用力学論文集, Vol.11, pp.761–768, 2008.
- 87) Courant R., Friedrichs K., Lewy H.: Über die partiellen differenzengleichungen der mathematischen physik, *Mathematische Annalen*, Vol.100, No.1, pp.32–74, 1928.
- 88) Systemes Dassault: Abaqus 6.14 Online Documentation, 2014.
- 89) 玉越 隆史, 中洲 啓太, 石尾 真里, 武田 達也, 水津 紀陽: 道路橋の局部腐食に関する調査研究, 国土技術政策総合研究所資料, Vol. 第 294 号, 2006.
- 90) 有村 健太郎, 有山 大地, 船越 博行, 山口 隆司: 桁端部に腐食劣化の生じた鋼 I 桁橋の 耐荷性能評価に関する解析的検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.73, No.1, pp.232–247, 2017.
- 91) 構造物メンテナンス研究センター 独立行政法人 土木研究所: 鋼橋桁端部の腐食対策に関する研究, 土木研究所資料 第 4121 号, 土木研究所, 2010.
- 92) 岸 正彦: 有限要素法・要素分割の勘どころ, 森北出版, 2017.
- 93) 日本道路公団: 設計要領第二集 橋梁建設編, 2004.
- 94) 佐藤 浩一, 安栗 大樹, 林川 俊郎, 小幡 卓司, 平沢 秀之: 非合成桁と不完全合成桁に関する一考察, 土木学会北海道支部論文報告集, 第 59 号, pp.162–163, 2002.
- 95) 中島 章典, 池川 真也, 山田 俊行, 阿部 英彦: ずれ止めの非線形挙動を考慮した不完全合成桁の弾塑性解析, 土木学会論文集, Vol.537, No.I-35, pp.97–106, 1996.
- 96) 中島 章典, 溝江 慶久: 活荷重レベルにおける連続非合成桁橋の挙動に関する一考察, 土木学会論文集, Vol.626, No.I-48, pp.163–172, 1999.
- 97) 山口 惣也, 浜田 純夫, 高海 克彦: 不完全合成版の有限要素解析, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.1259–1268, 1993.
- 98) 三木 千壽, 山田 真幸, 長江 進, 西 浩嗣: 既設非合成連続桁橋の活荷重応答の実態とその評価, 土木学会論文集, Vol.647, No.I-51, pp.281–294, 2000.
- 99) 山田 真幸: 既設非合成桁橋梁の活荷重応答と実耐荷力評価, 東京工業大学博士論文, 2000.
- 100) 村越 潤, 梁取 直樹, 澤田 守, 前田 和裕, 西 弘明, 三田村 浩: 約 50 年間供用された床版目地を有する連続非合成鋼 I 桁橋の損傷状況と現地載荷試験, 構造工学論文集, Vol.56A, 2010.

-
- 101) JIP テクノサイエンス株式会社: JSP-1W.
 - 102) 株式会社横河技術情報: APOLLO SuperDesiner.

謝辞

本研究の実施ならびに本論文の作成にあたっては、多くの方々にご協力ならびにご支援を賜りました。ここに謹んで御礼申し上げます。

主指導教官である横浜国立大学大学院都市イノベーション研究院 勝地弘教授には、博士課程への入学から論文執筆にいたるまで終始ご指導賜りました。進捗が芳しくないなかでも、的確なご助言・ご指摘をいただき、本論文を仕上げることができました。深く感謝の意を表し、心より御礼申し上げます。

本論文の査読にあたり、同大学先端科学高等研究院 藤野陽三上席特別教授、同大学都市イノベーション研究院 山田均教授、早野公敏教授ならびに田村洋准教授には多くのご助言、ご示唆を与えていただきました。ここに深く御礼申し上げます。

数値流体解析の実施にあたっては、横浜国立大学先端科学高等研究院 金恵英特任助教に数多くのご助言・ご支援いただきました。深く感謝いたします。

風洞実験の実施に際しては、当時 B4 生であった小川菜穂氏に多大なるご助力を頂きました。ここに感謝の念を表します。

研究室秘書の坂井美由紀氏には、あまり研究室に在室できない筆者に代わり、諸々の対応を快く承諾いただきました。あらためて御礼申し上げます。

勤務先であるパシフィックコンサルタンツ株式会社の皆様は多大なるご支援を賜りました。博士後期課程入学に際しては、山口恒太博士、佐藤成博士に多くの貴重なご助言を頂戴し、入学の背中を押して頂きました。また在学中には藤井久矢本部長、峯谷部長、南口室長ならびに橋梁第一室 室員各位には多大なるご配慮を頂きました。ここに記して深く謝意を表します。

博士後期課程入学時は、国立研究開発法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センターに出向中であり、当時の村越潤上席研究員（現：首都大学東京）には出向中にも関わらず、入学に関するご助言・ご快諾いただきました。ここに、厚く御礼申し上げます。出向中に道路橋示方書の改定に関わることができたことが、本研究のきっかけとなっていることは間違いありません。

最後に、在学中には仕事だけでなく研究の支えにもなり我慢をし続けてくれた妻 美奈子と、入学3ヶ月前に誕生し、今では父が橋の仕事をしていると嬉しそうにしてくれる息子 大道に心から感謝いたします。