

4. ケーブルチューブ形式の検討

4-1. 検討方針

(1) 検討方針

2-1 で抽出したケーブルチューブ形式橋梁について、構造景観や歩行体験の新規性の追求するような構造を具現化し、静的な概略設計により桁支持構造が成立することを確認し、歩行者に対する使用性に関連する分析を行う。以下が検討フローである。

【検討フロー】

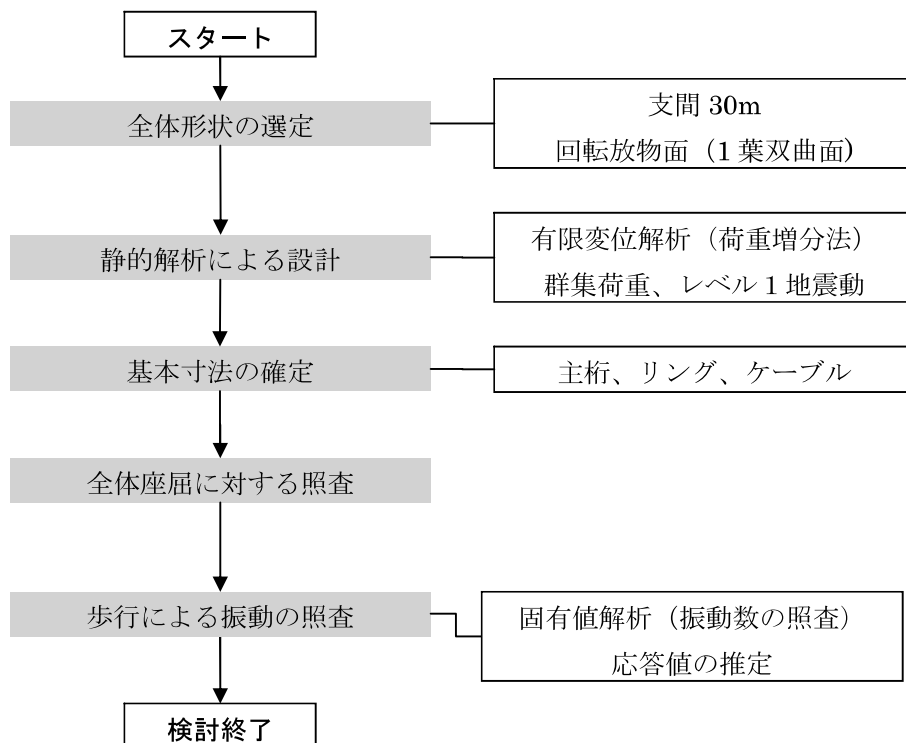


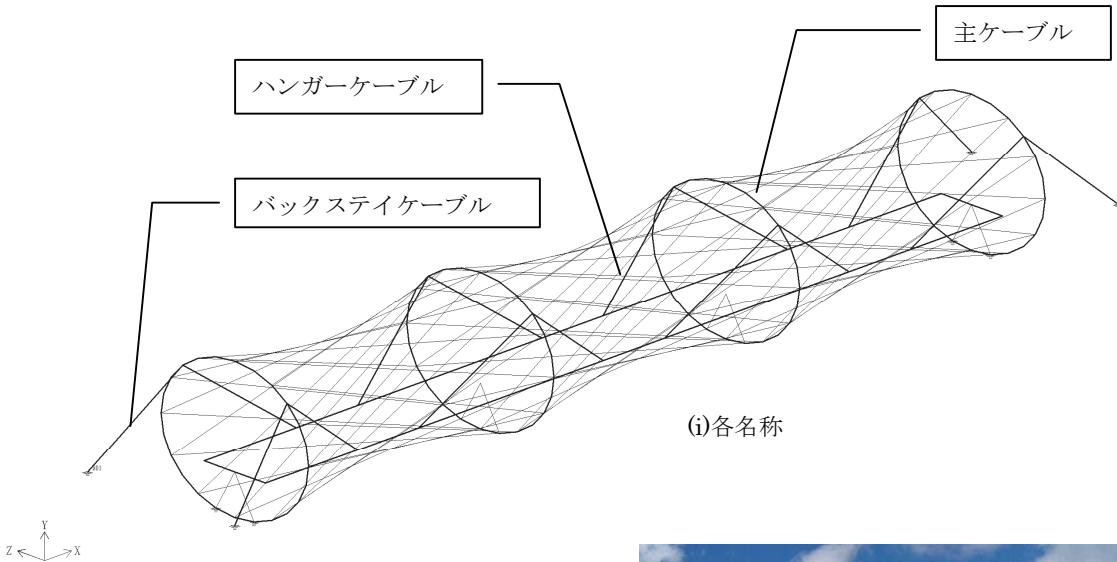
図 4-1 検討フロー図

【検討条件】

- ・歩行空間を 高さ：2,500mm、有効幅員 2,500mm を確保する。
- ・構造形態は景観性を損なわないように、極カスレンダーにする。
- ・支間長 30m および 60m で成立構造を具現化する。
- ・ケーブル等の使用部材は、構造が成立する部材を使用する。使用部材は汎用性がある部材を使用するが、床版を支持する補剛桁は軽量化のため、FRP 引抜成形材とする。
- ・床版を支持する補剛桁の検討は本検討では実施しない。
- ・ケーブルに部分的にプレストレス力を与えれば、考慮したすべての荷重ケースにおいてケーブルの張力抜けは発生しないことを確認する。
- ・決定した構造対して、たわみおよび全体座屈および振動の照査を実施し、安全性を確認する。
- ・歩行に対する振動の照査について、水平方向の振動使用性に関する感度分析を行う。

(2) 構造検討

放物線の回転体で、円と直線で構成できる回転放物面により構成されている一葉双曲面形状の構造体とする。この一葉双曲面形状は、少ない形状で剛性を確保する利点もあり、発電所における冷却塔などに応用されている。この形態を、ケーブルを用いて構成することで、歩道橋の桁を支持する軽量な主構造となし、さらに中空部分に歩行者空間を確保する構造とする。



(i)各名称



(ii)冷却塔のイメージ¹¹⁾

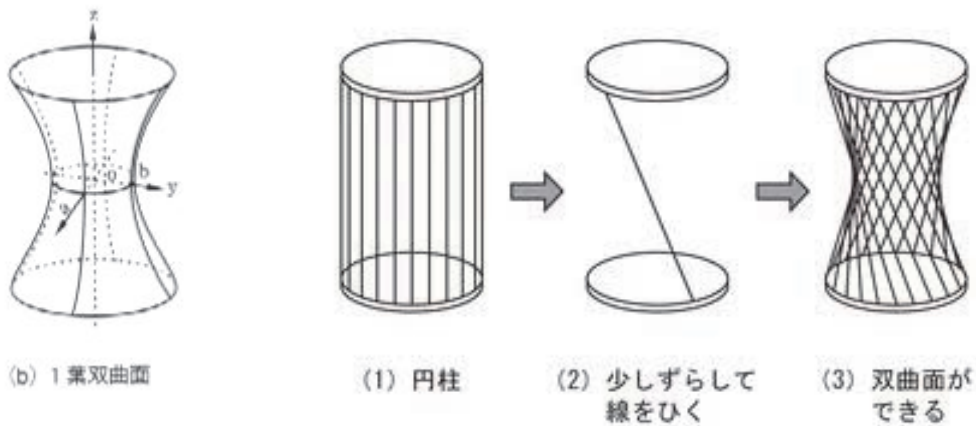


図1 双曲面

図4-2 ケーブル構成の概念

4-2. 適用可能支間長の検討

(1) 検討ケース

死荷重で自立することを前提条件として支間長 30m、60m で試設計を実施した。支間長 30m のタイプでは中間部リング 6.5m、端リング 6.9m になり、支間長 60m のタイプは、中間部リング 8m、端リング 15m の形状になる（図 4-3 参照）。以上の結果より支間長 30m 程度が適用支間の限界と思われるので、支間長 30m で検討を行う。

■ Case-1（支間長 30m）

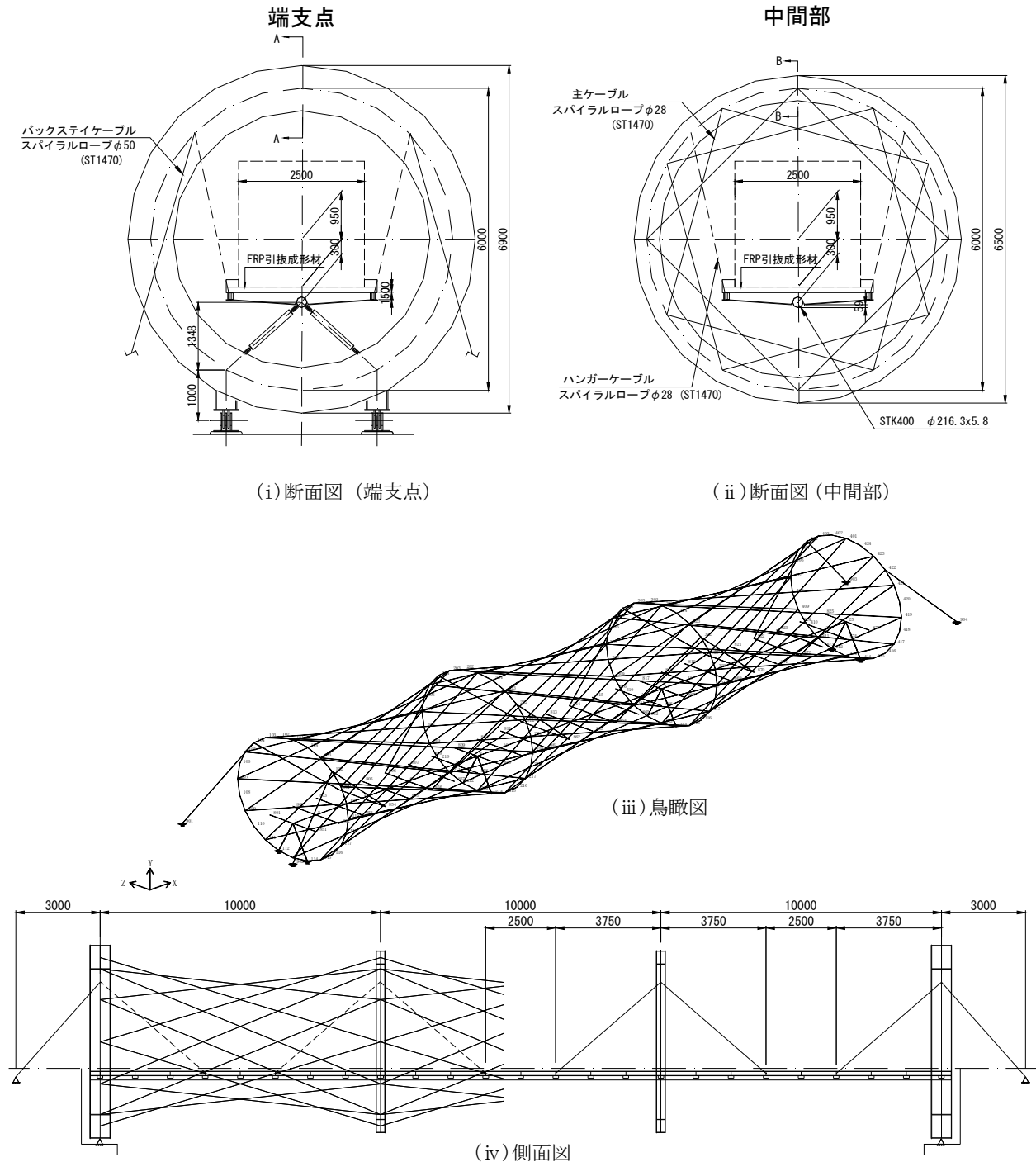


図 4-3 構造図（支間長：30m）

■ Case-2 (支間長 60m)

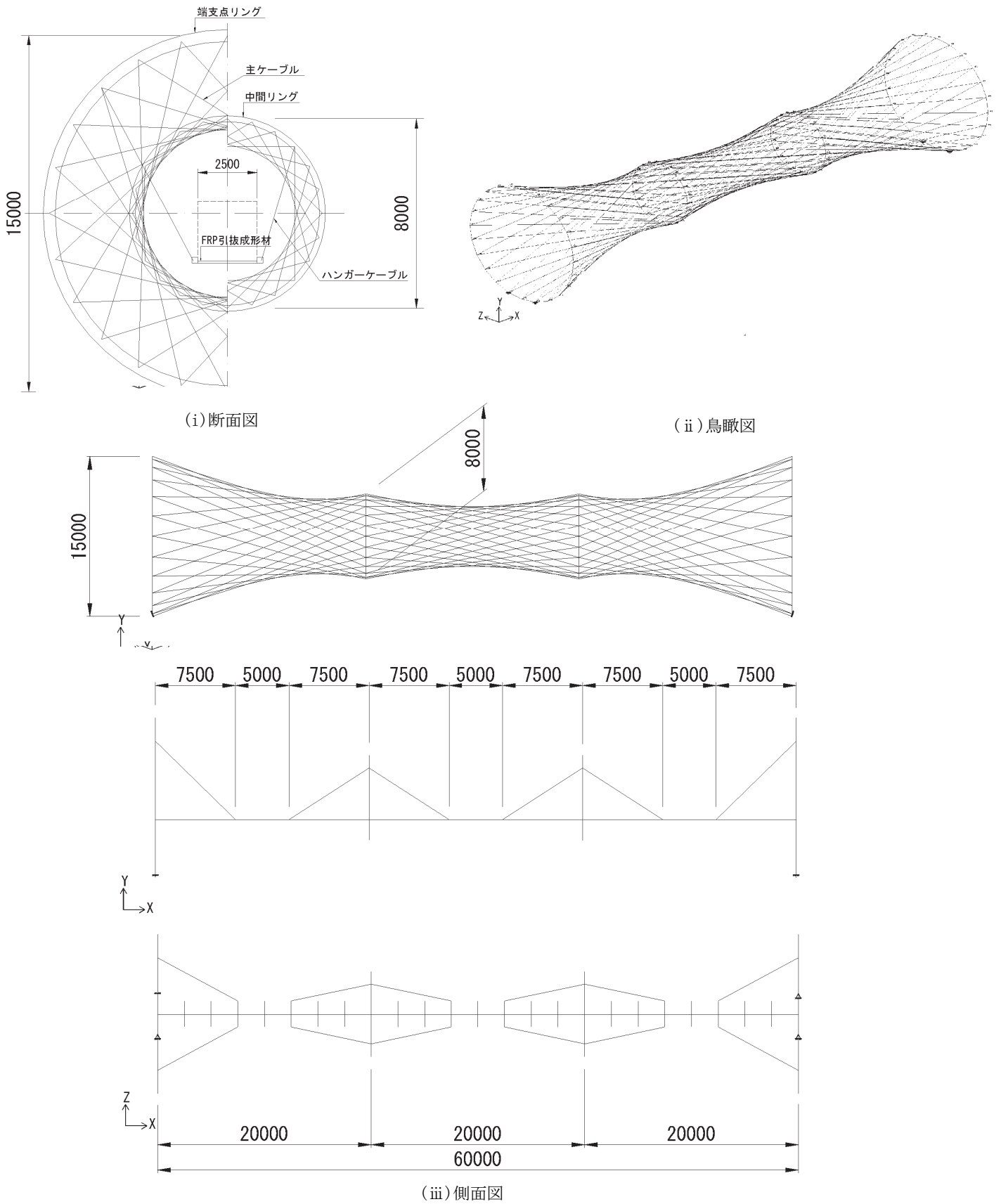


図 4-4 構造図 (支間長 : 60m)

(2) 骨組図

■ Case-1 (支間長 30m)

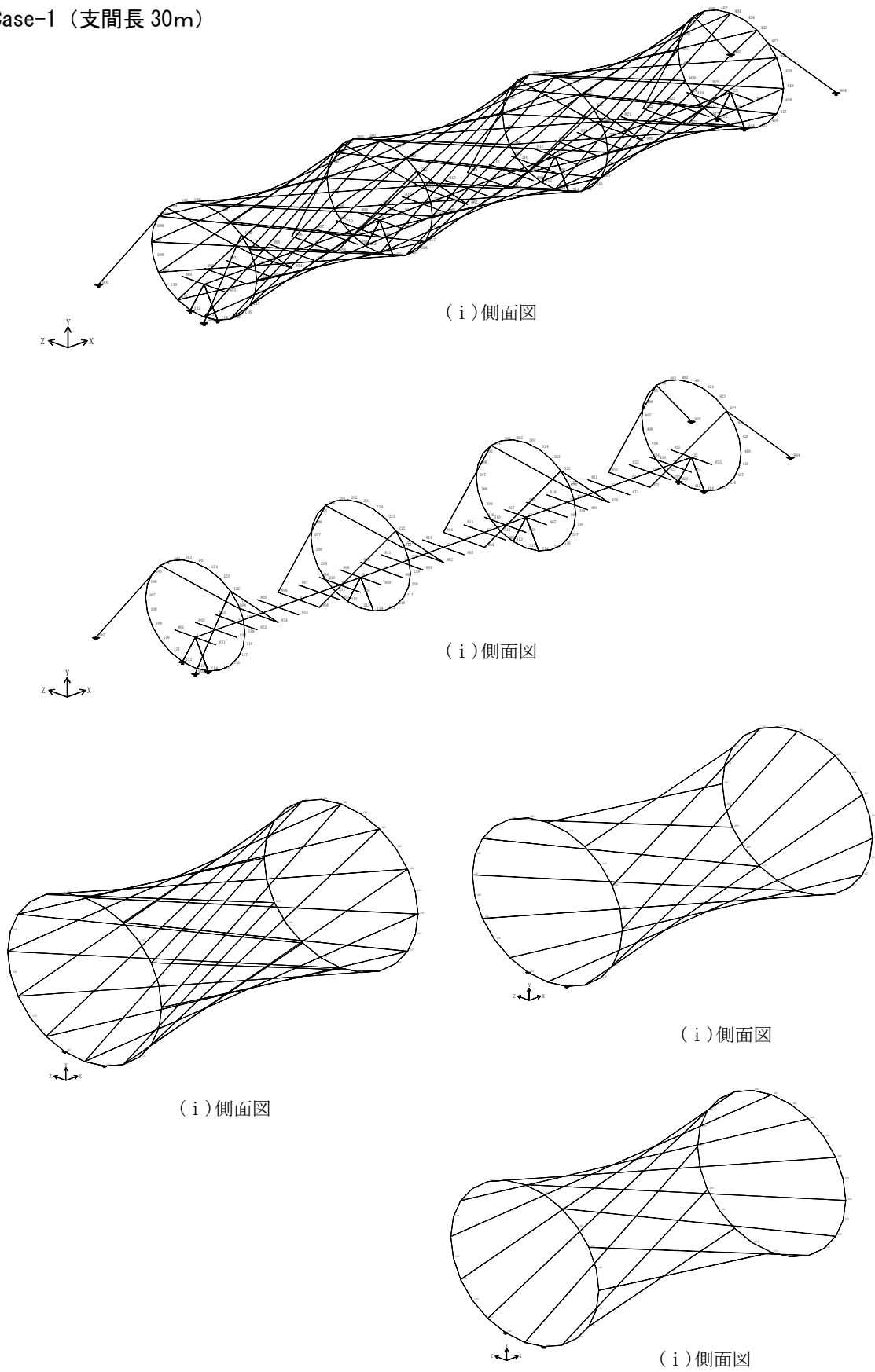


図 4-5 モデル図 (支間長 : 30m)

■ Case-2 (支間長 60m)

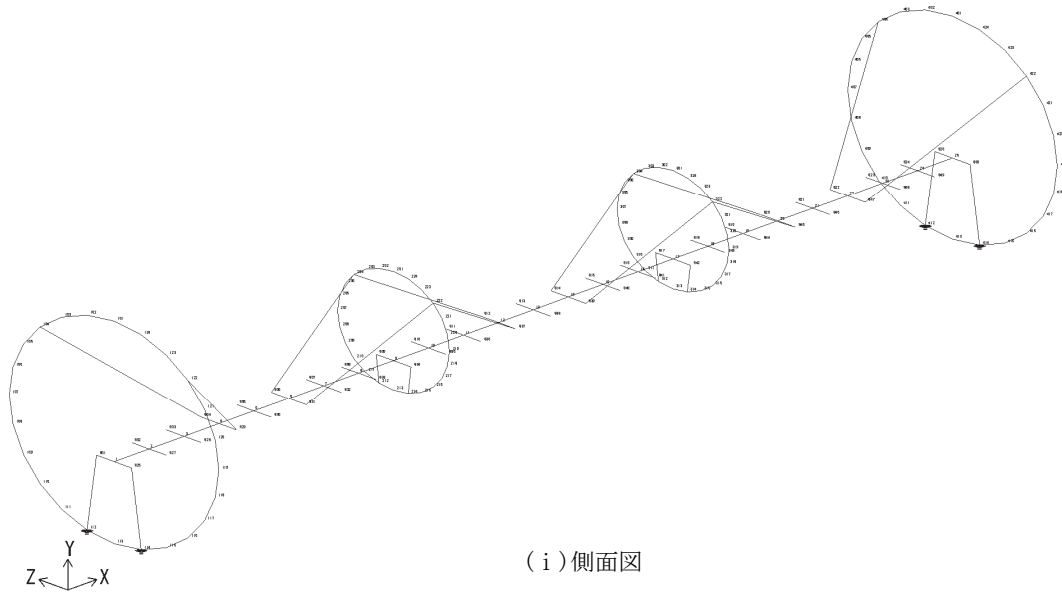


図 4-6 モデル図 (支間長 : 60m)

4-3. 設計条件（静的解析による概略設計）

ケーブル構造の成立可否を確認するための試設計条件を表 4-1 に示した。主ケーブルについては本来であれば解体計算など架設ステップを再現した解析を要する。しかしここでは、概念設計であるため、静的荷重に対して張力が抜けのないようなプレストレス力(60kN/本)を第 2、第 3 リング間の主ケーブルに、プレストレス力 (5 kN/本)をバックステイケーブルに一律に導入するものとした。

表 4-1 設計条件

支間長	30m
荷重	死荷重 D、群集荷重 L、レベル 1 地震動相当の慣性力 EQ (kh=0.2) を考慮
荷重組合せ	D+L および D+EQ
歩行者密度	0.7/m ²
使用材料	鋼材：SM400、 STK400 ケーブル：スパイラルロープ (ST1470)
安全率	鋼材：約 1.7 (地震時 1.7/1.5)、ケーブル：2.5、たわみ制限値：L/600=50mm

【荷重条件】 荷重図

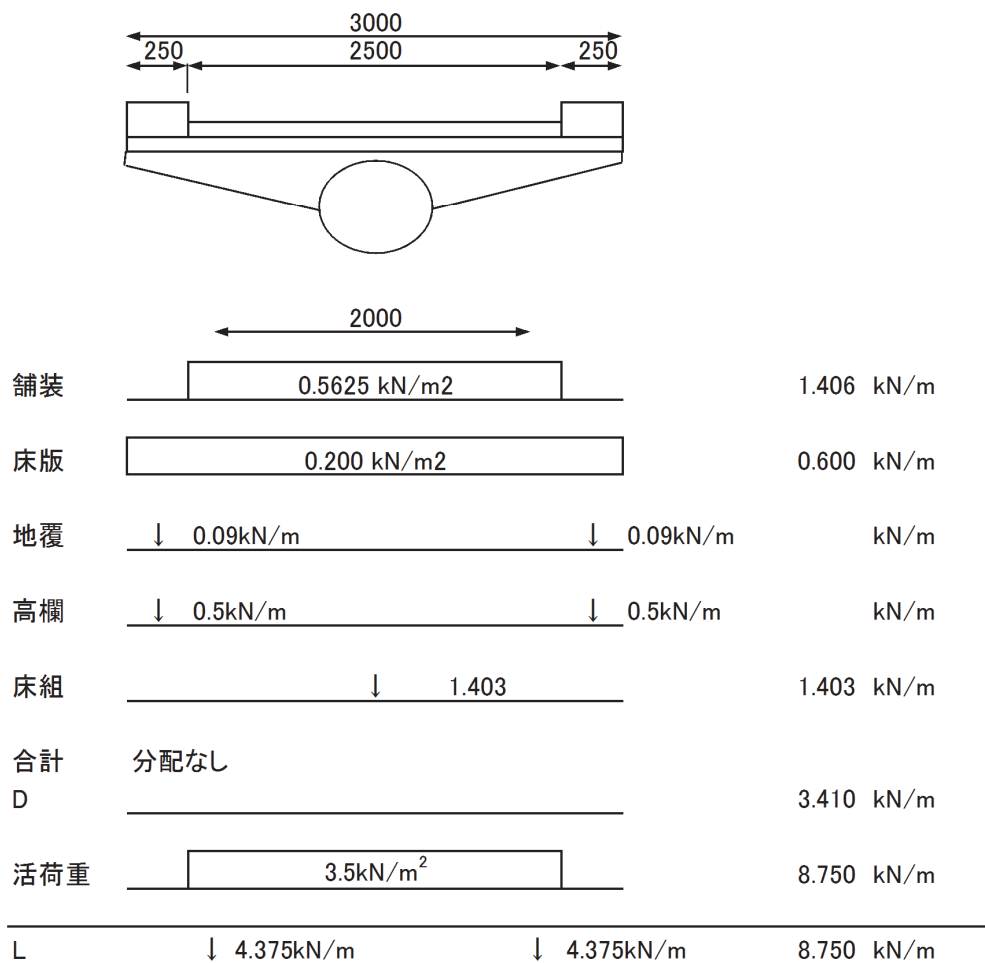


図 4-7 荷重条件

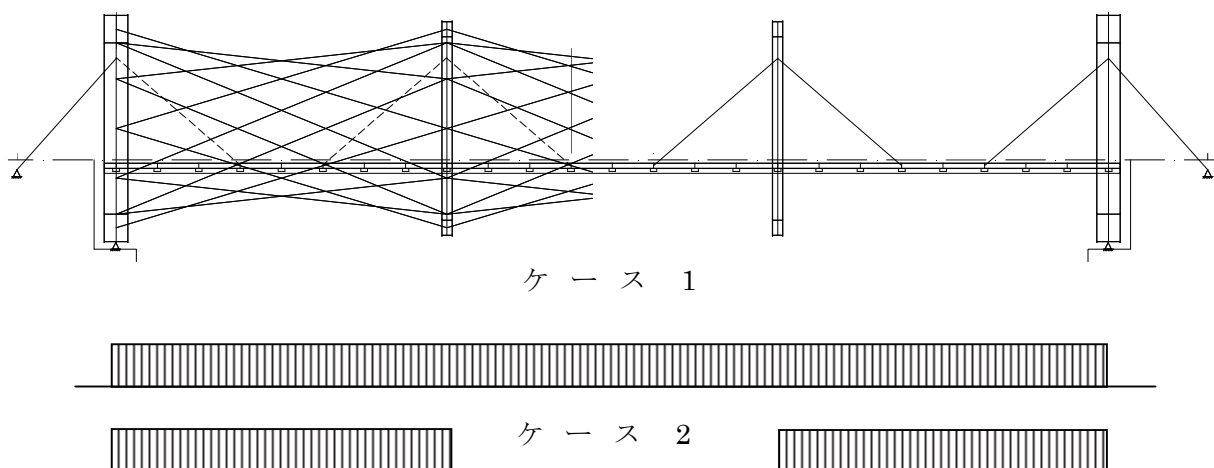


図 4-8 荷重条件一覧

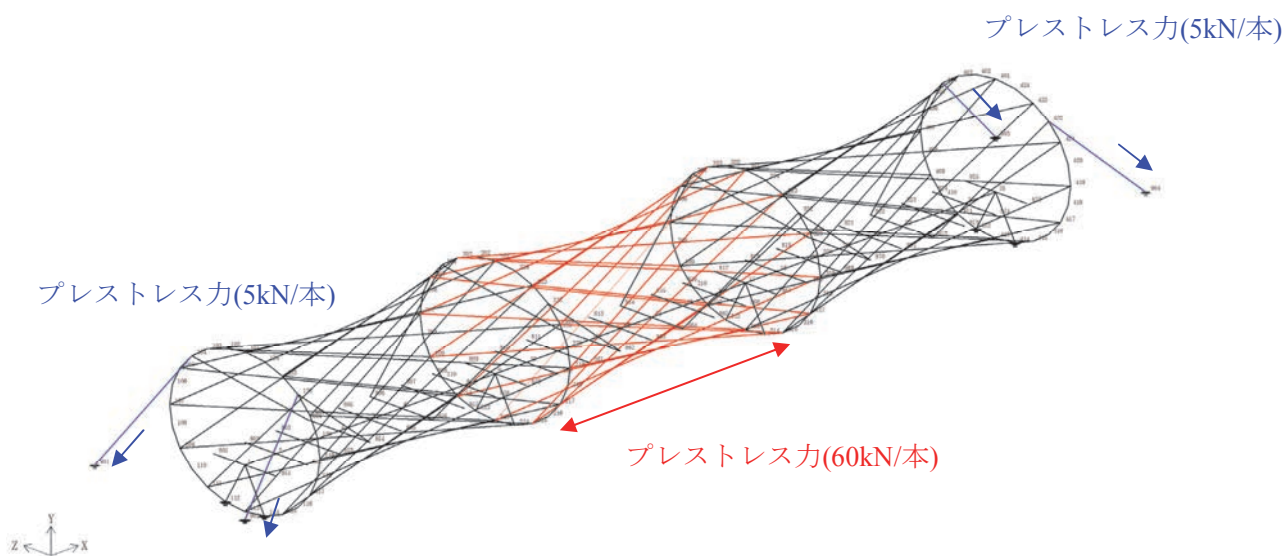


図 4-9 プレストレス導入配置図

荷重増分法による有限変位解析を用いた。

- ・ 材料特性については、すべて線形部材とした。なお、ケーブルについては、張力抜けが生じないことを確認した。
- ・ 群集荷重については、影響線解析は行わず、固定荷重として載荷した。
- ・ ケーブルの安全率については、下記の通りとした。
 - 主ケーブル（双曲面上のケーブル） : $\alpha = 2.5$
 - バックステイクケーブル : $\alpha = 2.5$
 - ハンガーケーブル : $\alpha = 2.5$

表 4-2 主要部材照査結果

	主桁	端支点リング	中間リング
断面図			
断面構成	$\phi 216.3 \times 5.8$ (STK400)	1-U.FLG 700 x 10 0-U.RIB 150 x 12 2-WEB 900 x 10 0-W.RIB 150 x 12 0-L.RIB 150 x 12 1-L.FLG 700 x 10	1-U.FLG 300 x 9 2-WEB 500 x 9 1-L.FLG 300 x 9

4-4. 照査結果（静的解析による概略設計）

(1) プレストレス力によるケーブル照査

- ・ ケーブルに作用する引張力から、スパイラルロープ（ST1470）の中から径を選定した。
 - 主ケーブル、ハンガー： $\phi 28\text{mm}$ 、破断荷重 633 kN
 - バックステイクケーブル： $\phi 50\text{mm}$ 、破断荷重 1,980 kN
 - ・ 第2径間のケーブルに 60kN/本のプレストレス力、バックステイクケーブルに 5kN/本のプレストレス力を与えれば、考慮したすべての荷重ケースにおいてケーブルの張力抜けは発生しない。
- ※ 解体計算による最適化を行うことも考えられるが、簡略化のためここでは一律に 60kN/本のプレストレスを与えるものとした。

表 4-3 ケーブルの照査結果

	引張最大時			引張最小時			
	Nmax	Na	荷重ケース	Nmin	Na	荷重ケース	
主ケーブル 第1径間 (右回り)	1	80.7 <	253.2	D+LP1	47.7 >	0.0	D+EQ(TR)→
	2	87.5 <	253.2	D+LP1	50.5 >	0.0	D+EQ(LG)←
	3	85.5 <	253.2	D+LP1	48.5 >	0.0	D+EQ(TR)←
	4	73.0 <	253.2	D+LP1	42.3 >	0.0	D+EQ(TR)←
	5	56.0 <	253.2	D+LP2	35.2 >	0.0	D+EQ(TR)←
	6	42.3 <	253.2	D+LP2	29.2 >	0.0	D+EQ(TR)←
	7	30.1 <	253.2	D+LP2	20.7 >	0.0	D+LP1
	8	23.8 <	253.2	D+EQ(LG)←	12.5 >	0.0	D+LP1
	9	24.1 <	253.2	D+EQ(LG)←	15.6 >	0.0	D+LP1
	10	36.3 <	253.2	D+LP2	28.3 >	0.0	D+EQ(TR)→
	11	52.8 <	253.2	D+LP2	37.1 >	0.0	D+EQ(TR)→
	12	69.2 <	253.2	D+LP1	43.8 >	0.0	D+EQ(TR)→
主ケーブル 第2径間 (右回り)		Nmax	Na	荷重ケース	Nmin	Na	荷重ケース
	1	37.9 <	253.2	D+LP2	28.3 >	0.0	D+EQ(TR)→
	2	48.4 <	253.2	D+LP2	32.7 >	0.0	D+EQ(TR)→
	3	60.2 <	253.2	D+LP2	38.3 >	0.0	D+EQ(TR)→
	4	73.2 <	253.2	D+LP1	43.5 >	0.0	D+EQ(TR)→
	5	80.4 <	253.2	D+LP1	46.7 >	0.0	D+EQ(TR)→
	6	80.4 <	253.2	D+LP1	46.7 >	0.0	D+EQ(TR)←
	7	73.2 <	253.2	D+LP1	43.5 >	0.0	D+EQ(TR)←
	8	60.2 <	253.2	D+LP2	38.3 >	0.0	D+EQ(TR)←
	9	48.4 <	253.2	D+LP2	32.7 >	0.0	D+EQ(TR)←
	10	37.9 <	253.2	D+LP2	28.3 >	0.0	D+EQ(TR)←
	11	32.5 <	253.2	D+LP2	19.4 >	0.0	D+LP1
12	32.5 <	253.2	D+LP2	19.4 >	0.0	D+LP1	
バックステイク ケーブル		Nmax	Na	荷重ケース	Nmin	Na	荷重ケース
	1	711.8 <	792.0	D+LP1	429.3 >	0.0	D+EQ(LPG)→
	2	711.8 <	792.0	D+LP1	429.3 >	0.0	D+EQ(LPG)→
	3	711.8 <	792.0	D+LP1	429.3 >	0.0	D+EQ(LPG)←
4	711.8 <	792.0	D+LP1	429.3 >	0.0	D+EQ(LPG)←	

凡 例

D (死荷重),
 LP1 (群衆荷重ケース 1),
 LP2 (群衆荷重ケース 2),
 EQ (レベル 1 地震動相当の慣性力 kh=0.2)

(2) 部材照査

- ・ 主桁、リングはそれぞれ断面変化を設けず一定の構成とした。
- ・ 軸力及び 2 軸曲げを受ける部材として設計した。この結果、表 4-4 に示す構造諸元を用いれば、静的荷重に対する安全性およびたわみの照査を満足することを確認した。

表 4-4 主要部材照査結果

	主 桁	端支点リング	中間リング
断面図			
断面構成	$\phi 216.3 \times 5.8$ (STK400)	1-U.FLG 700 x 10 0-U.RIB 150 x 12 2-WEB 900 x 10 0-W.RIB 150 x 12 0-L.RIB 150 x 12 1-L.FLG 700 x 10	1-U.FLG 300 x 9 2-WEB 500 x 9 1-L.FLG 300 x 9
有効座屈長[m]	3.750	1.571	1.571
最大応力度	81.2 < 140.0	-109.6 < 125.3	-25.0 < 140.0
せん断応力度	8.3 < 79.4	42.8 < 80.0	6.3 < 80.0
合成応力度 (組合せ座屈)	(0.591 < 1.0)	0.737 < 1.2	0.032 < 1.2
安定の照査	0.537 < 1.0	0.793 < 1.0	0.178 < 1.0
局部座屈	-75.2 < 140.0	-109.6 < 125.3	-25.0 < 140.0

(3)たわみの照査

活荷重たわみは 15 mm 程度であり、活荷重たわみの制限値 50mm (=L/600) に対して照査を満足している。これは、ハンガーによりたわみが抑えられていると考えられる。

⇒ケース 2 は側径間のたわみ最大に着目した。

主桁の変形図・断面力図

以下に、主桁（鋼管）の変形図および断面力図を示す。

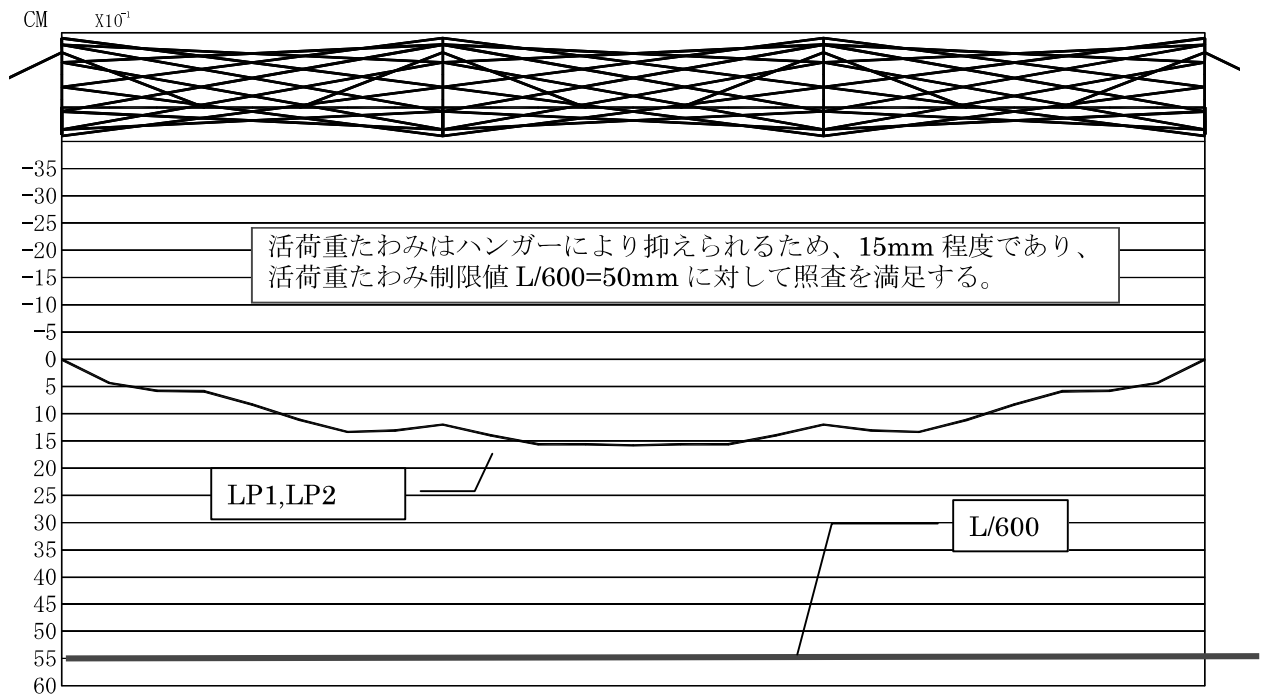


図 4-10 主桁の群集荷重によるたわみ

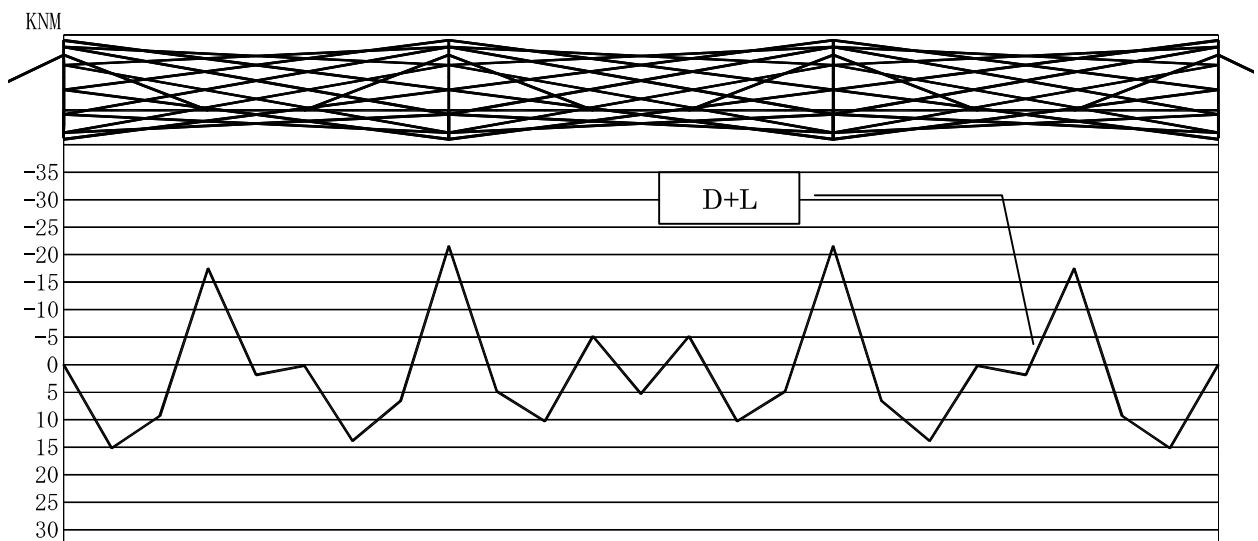


図 4-11 主桁の死活荷重曲げモーメント図

1) 变位图

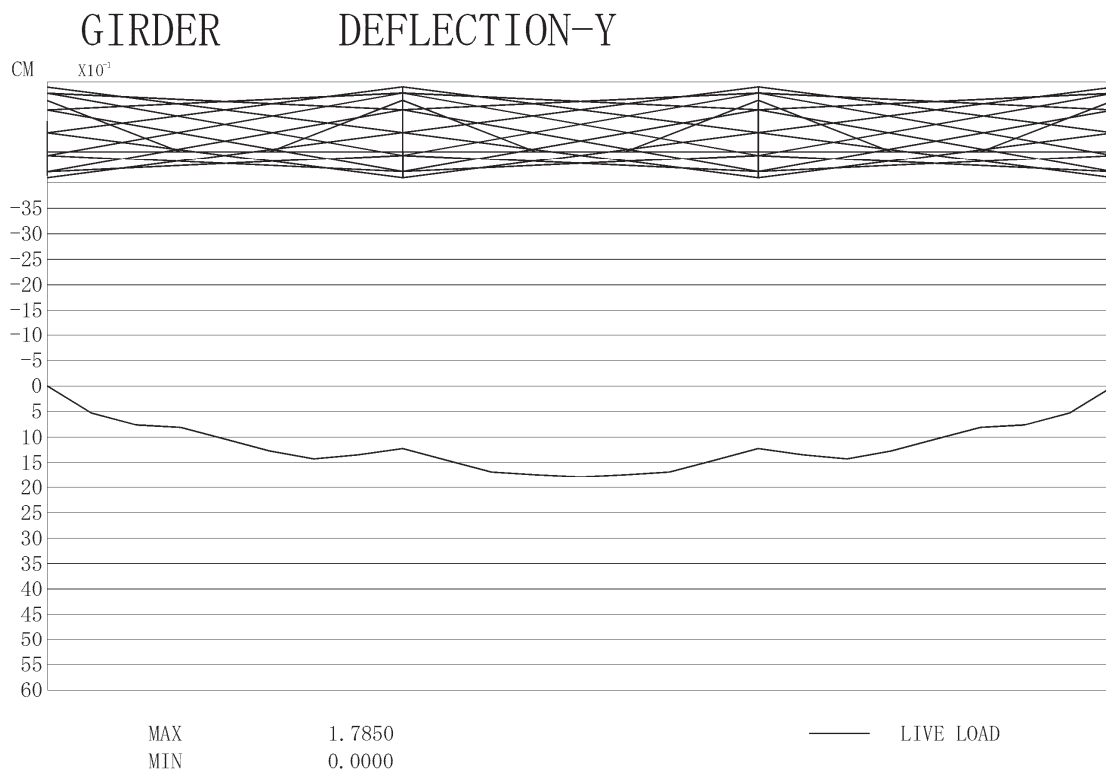
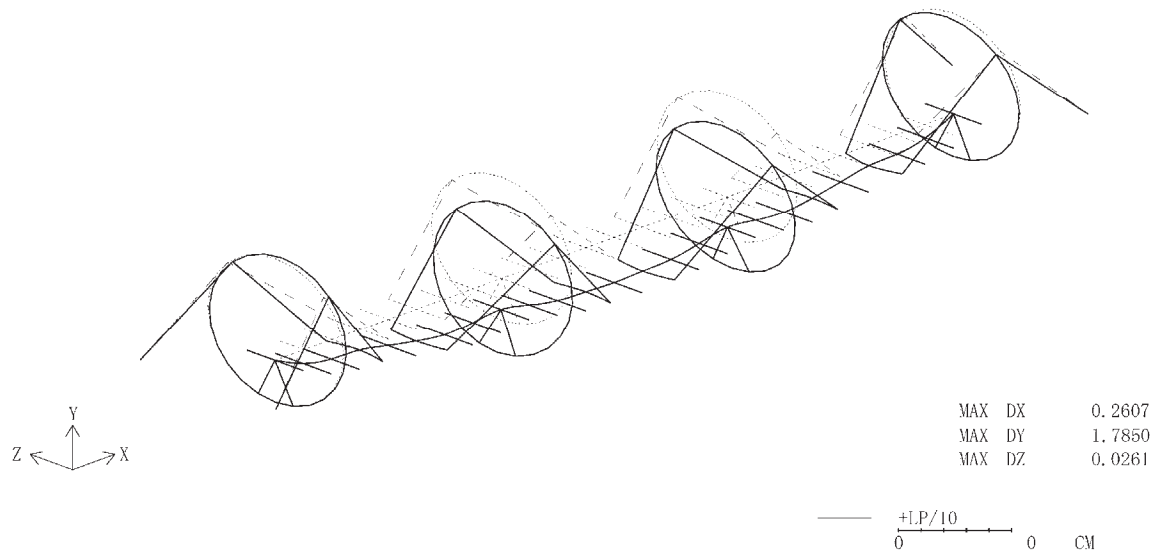


图 4-12 变位图

2) 軸力図

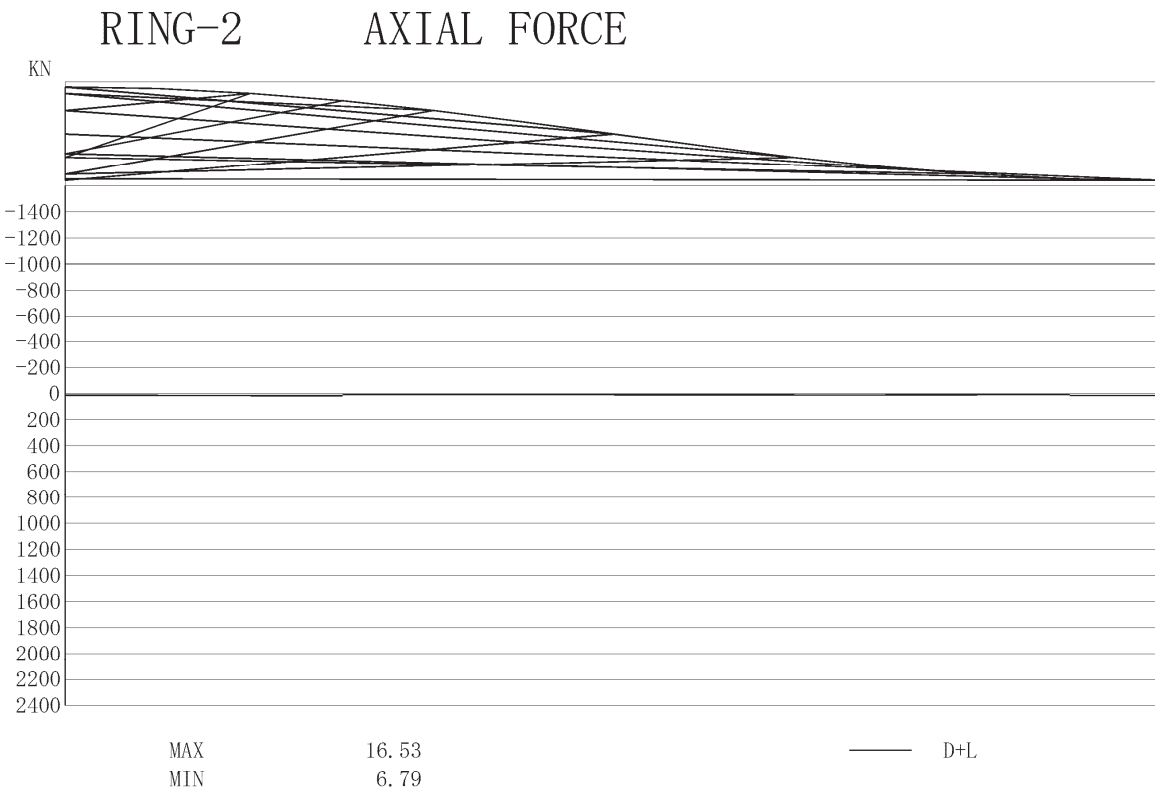
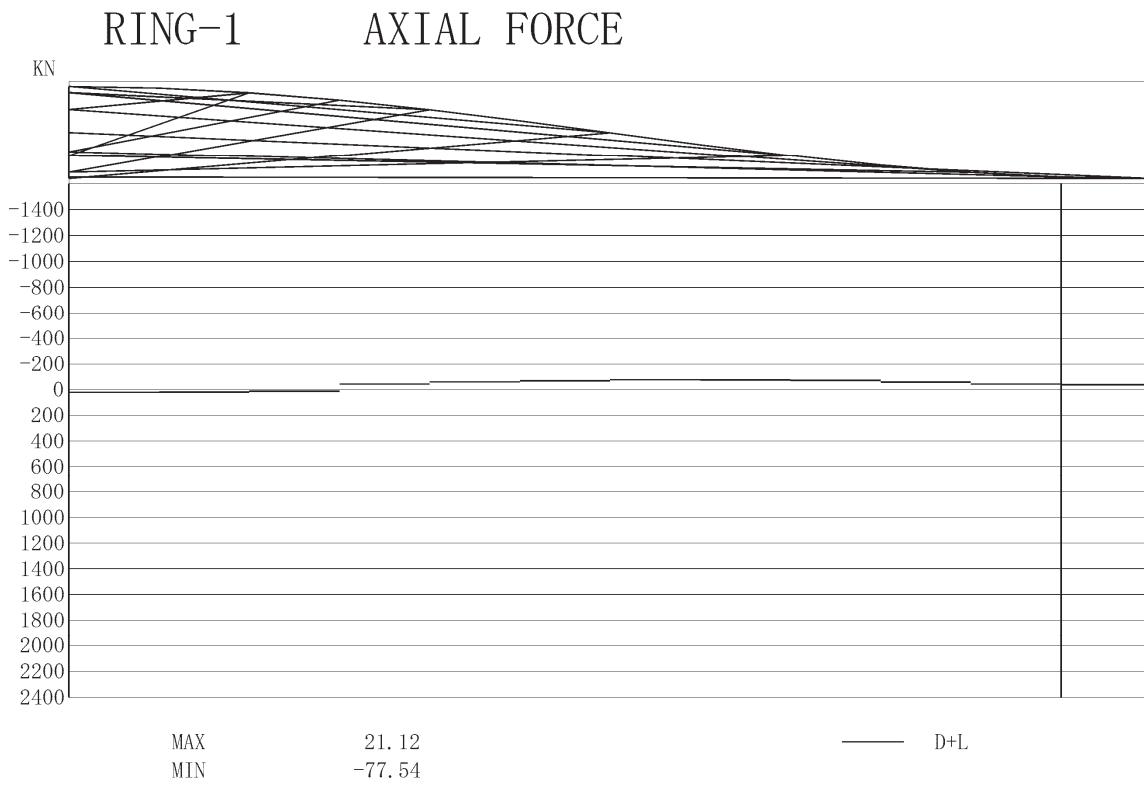


图 4-13 軸力図

3) 曲げ図 (面内曲げモーメント)

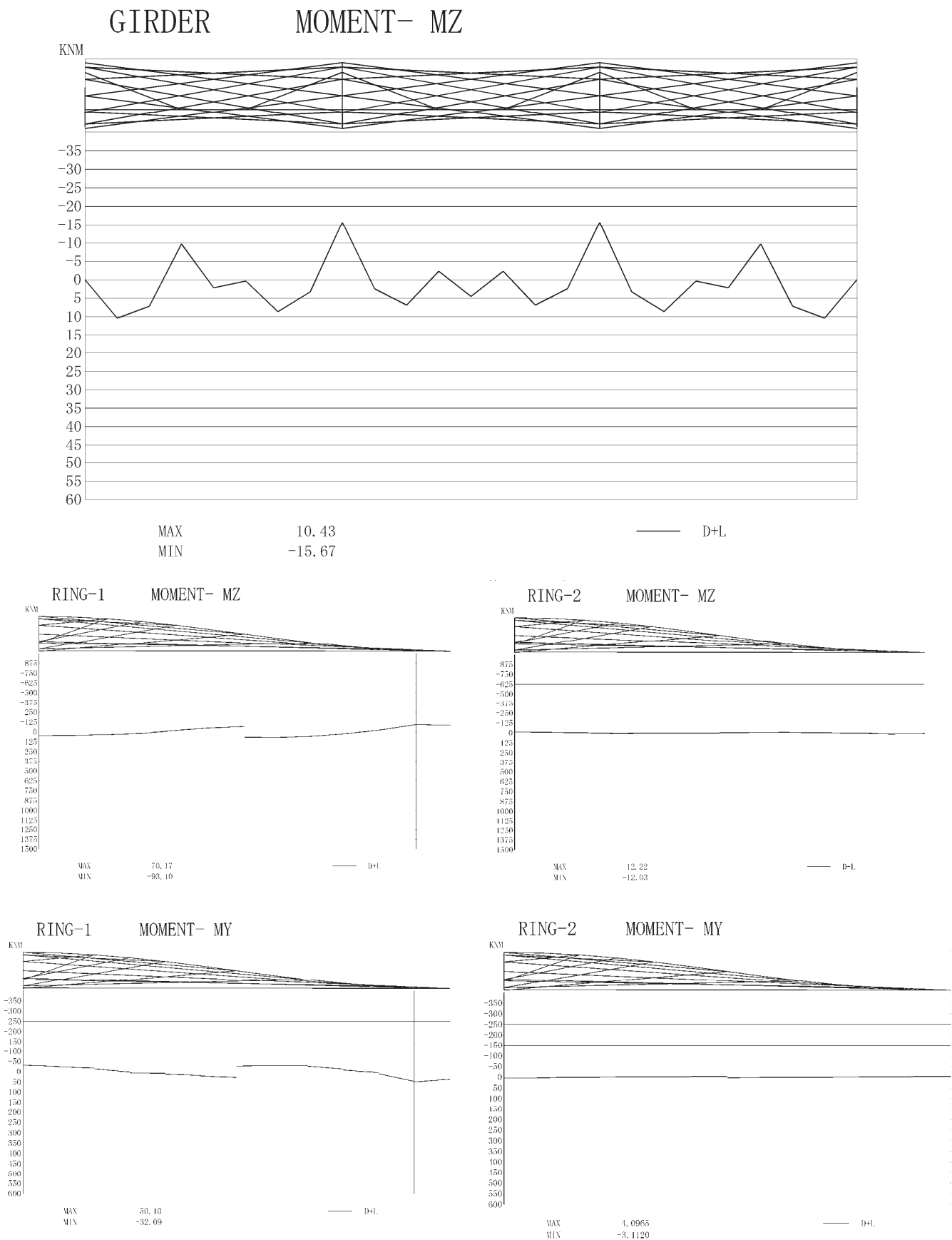
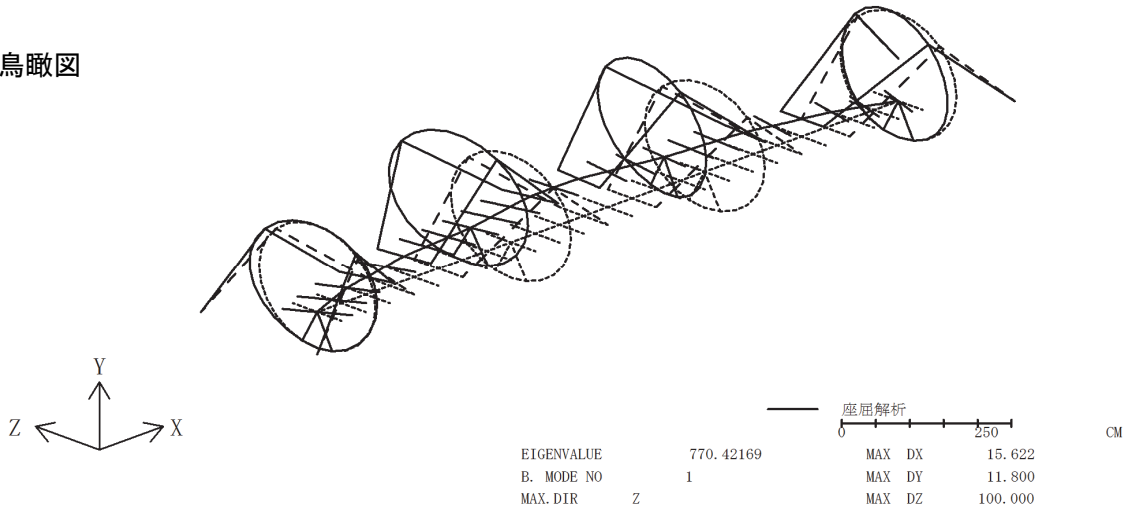


図 4-14 曲げモーメント図

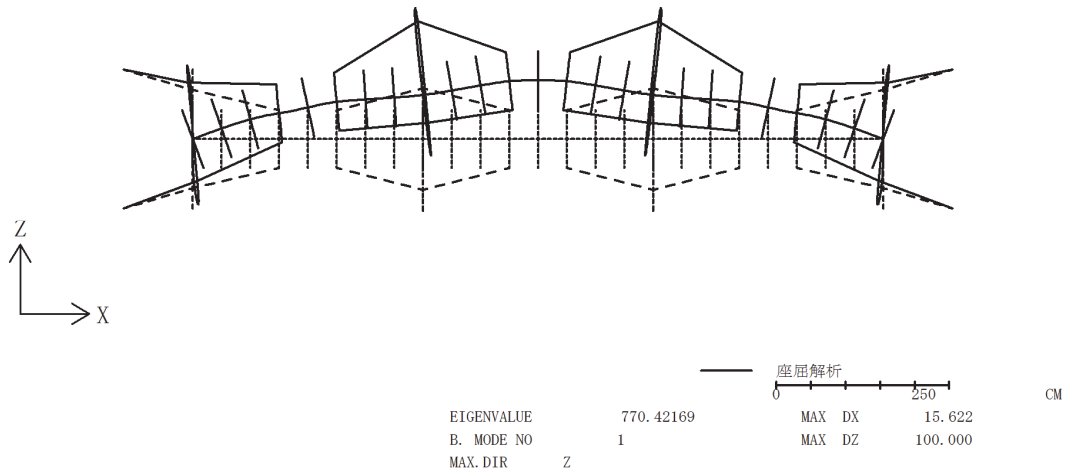
(4) 全体座屈に対する安全性の照査

全体座屈に対する照査として、完成形のモデルに活荷重のみを載荷した状態の線形座屈解析を実施した。結果は770となった。これは、使用プログラムの制約から死荷重およびプレストレスを除いた状態（活荷重に対する荷重倍率）を示す。数値が非常に大きいことから、構造安定性について問題はないと推察される。

■ 鳥瞰図



■ 平面図



■ 側面図

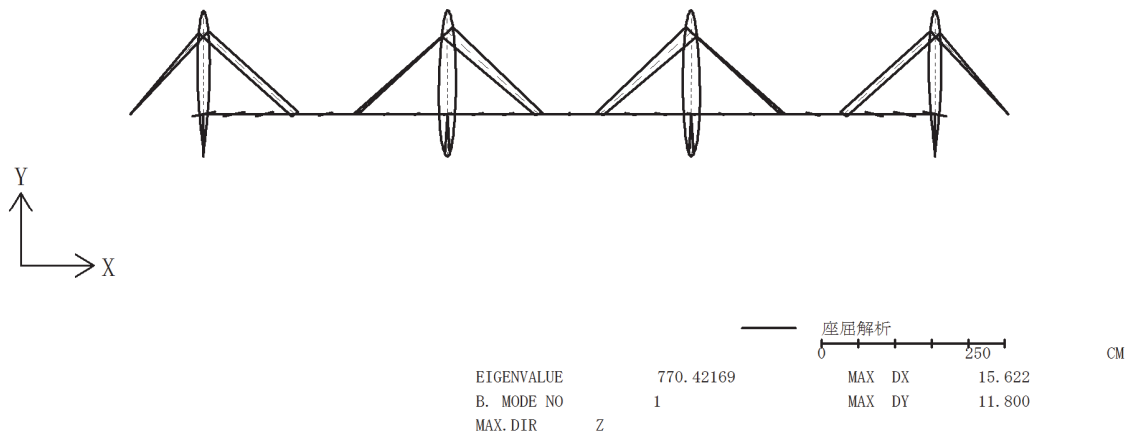


図 4-15 線形座屈解析結果

4-5. 振動の照査（固有値解析）

歩行者への不快感を与えない照査として、振動数の照査（固有値解析）が挙げられる。固有値解析の結果を示す（表 4-5、図 4-14 参照）。

鉛直方向 1 次（全体 3 次）の有効質量比は 28.1、直角方向 1 次（全体 4 次）は 32.2 であり、鉛直方向 1 次（全体 5 次）は 56.0 であり、橋軸方向および橋軸直角方向（水平モード）に対して鉛直方向（鉛直モード）の有効質量比が大きい結果となった。この卓越した鉛直方向の振動は、中間リングがハンガーケーブルによって支持され、固定されていない状態にあること、および鉛直方向の振動に対して抑制する機能がない構造特性から現れた結果と考えられる。

(1) 固有振動数による照査

鉛直方向 1 次（全体 5 次）の振動数は 4.55Hz であった。共振の可能性のある 1.5~2.5Hz の範囲を大きくはずれていることから、鉛直方向の振動の照査は満足していると言える。

また、近年、歩行による水平振動で使用性が損なわれた例が報告されている。この水平振動は、1Hz 程度の固有振動数を有する吊り形式橋梁のような柔構造で生じやすいと考えられている。本橋の水平 1 次の固有振動数は 1.7Hz であり、通常的设计であれば要求性能を満足すると判断できる。

表 4-5 固有値解析結果

次数	方向	振動数	周期	有効質量比		
		[Hz]	[sec.]	橋軸	鉛直	直角
1	1DZ- 1	1.70	0.587	0.0	0.0	6.7
2	1DZ- 2	1.85	0.540	0.0	0.0	0.0
3	1DZ- 3	2.36	0.424	0.0	0.0	28.1
4	1DX- 1	3.92	0.255	32.2	0.0	0.0
5	1DY- 1	4.55	0.220	0.0	56.0	0.0
6	5DZ- 1	5.19	0.193	0.0	0.0	20.2
7	5DZ- 2	5.36	0.186	0.0	0.0	1.2
8	5DZ- 3	5.63	0.177	0.0	0.0	1.9
9	5DY- 1	6.15	0.163	0.0	0.0	0.3
10	5DY- 2	6.64	0.151	0.0	0.0	0.0
合計				32.2	56.0	58.3

X：橋軸
Y：鉛直
Z：橋軸直角

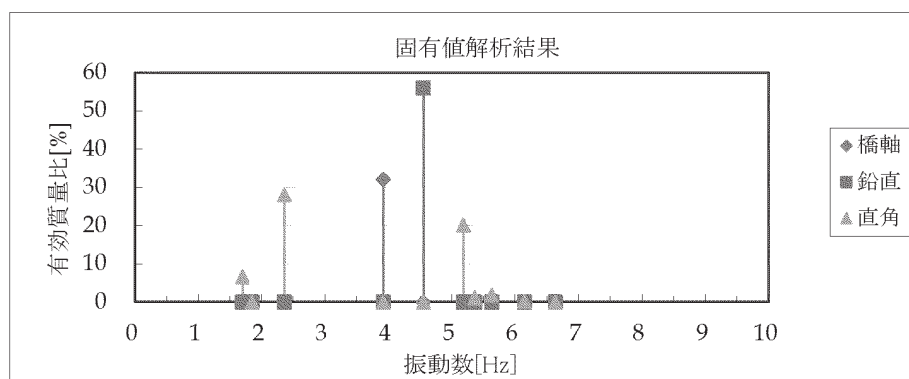
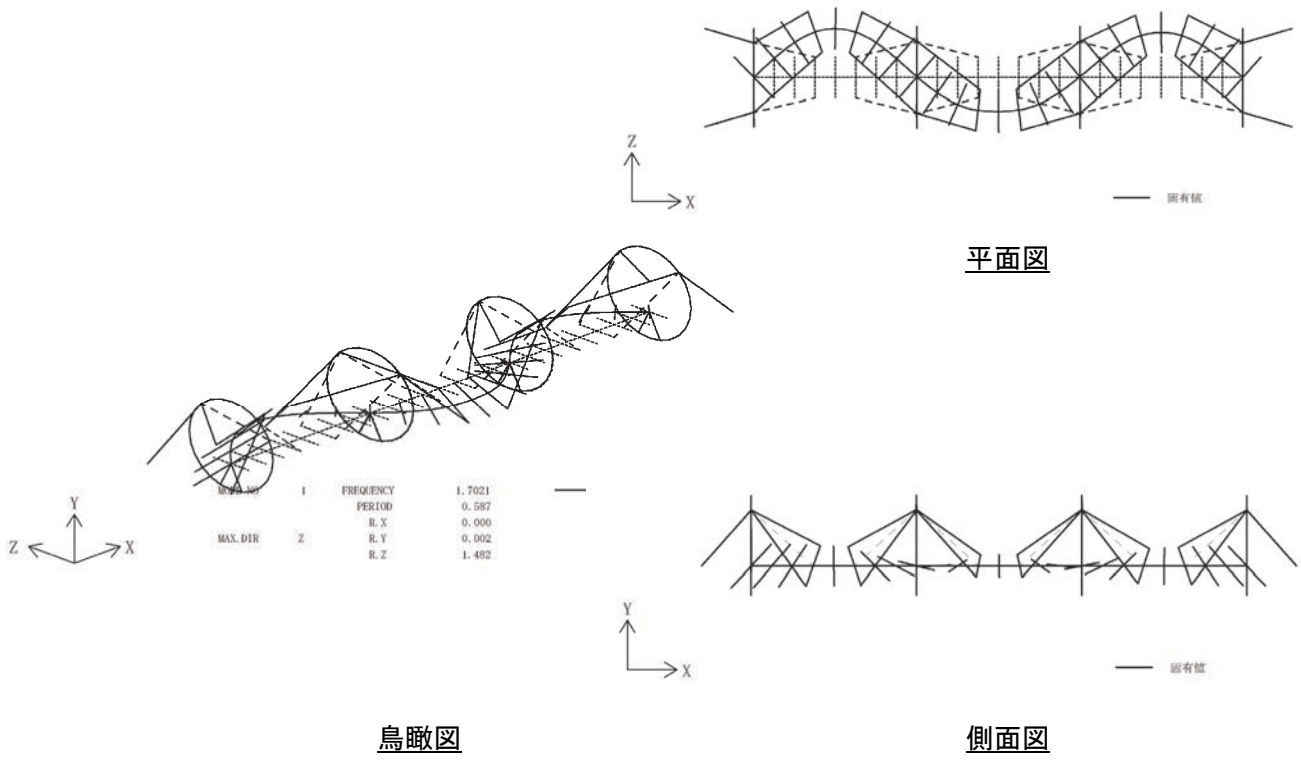


図 4-16 固有値解析結果一覧

■全体1次モード



■全体2次モード

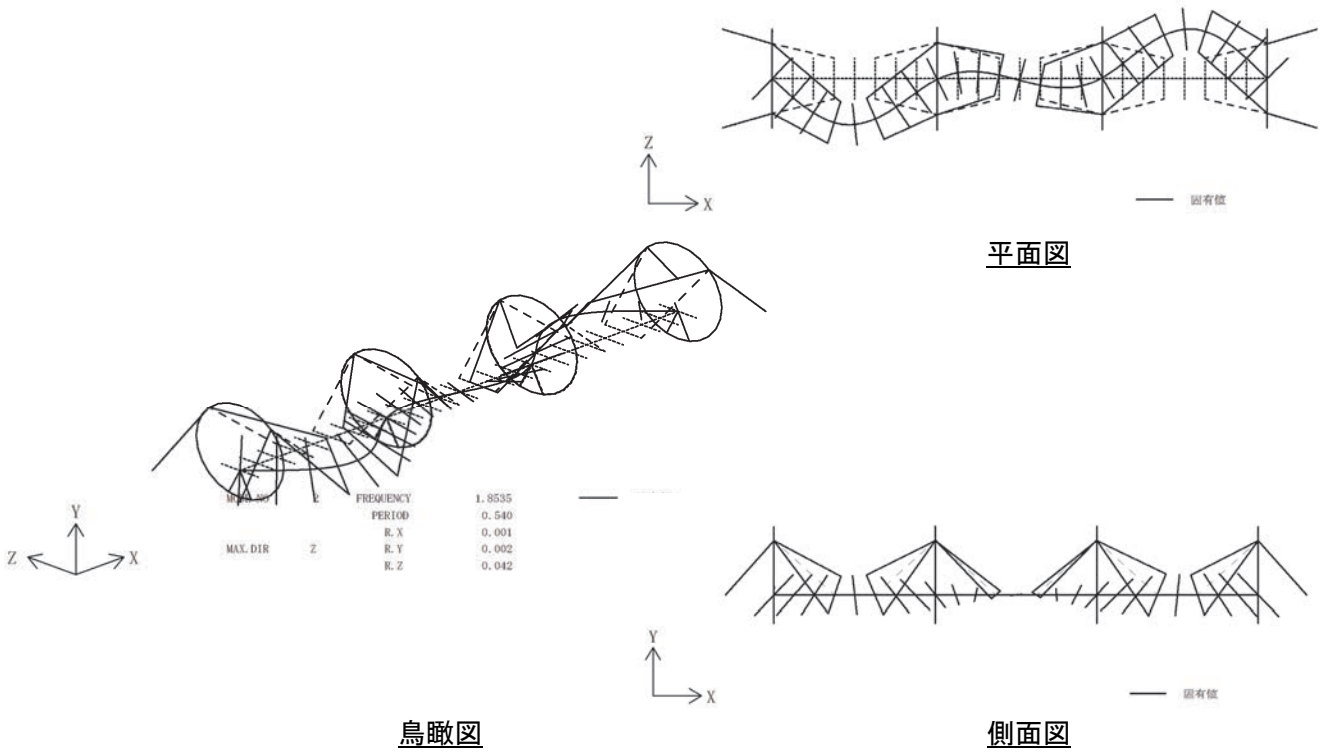
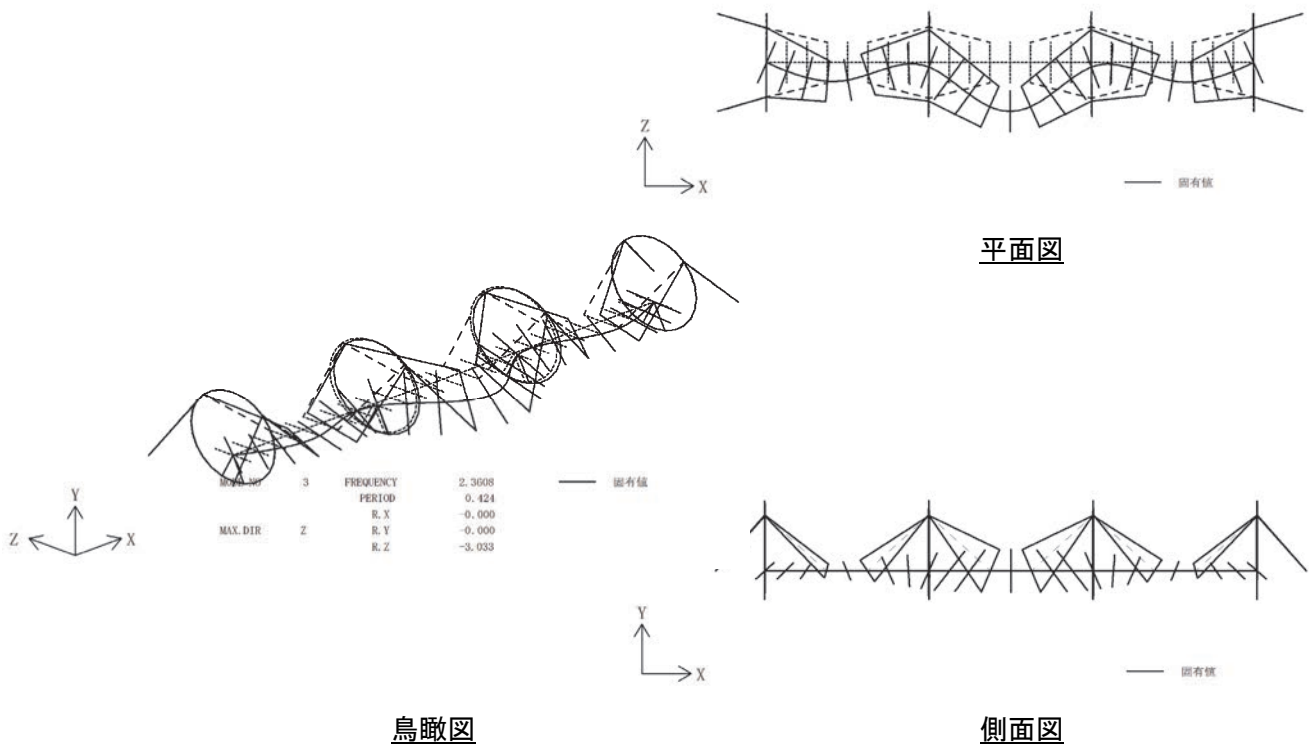


図 4-17 固有値解析結果 (全体1次モード, 全体2次モード)

■全体 3 次モード



■全体 4 次モード

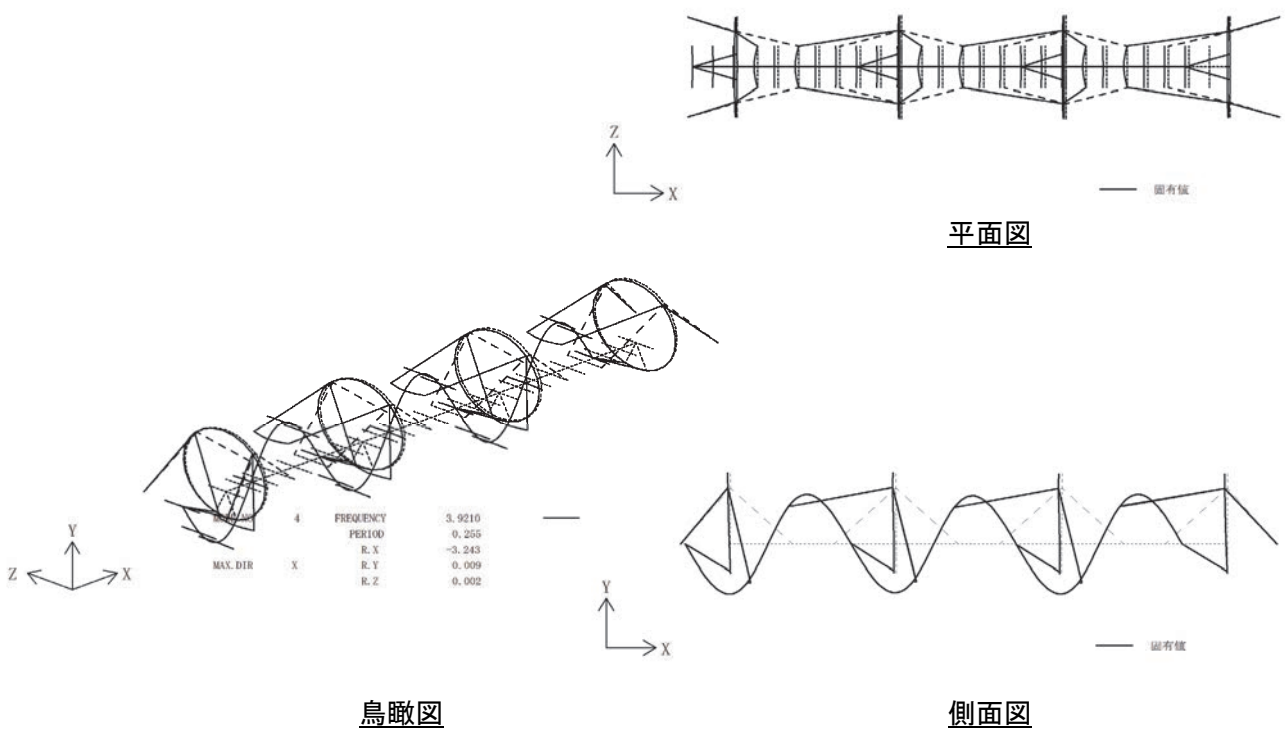
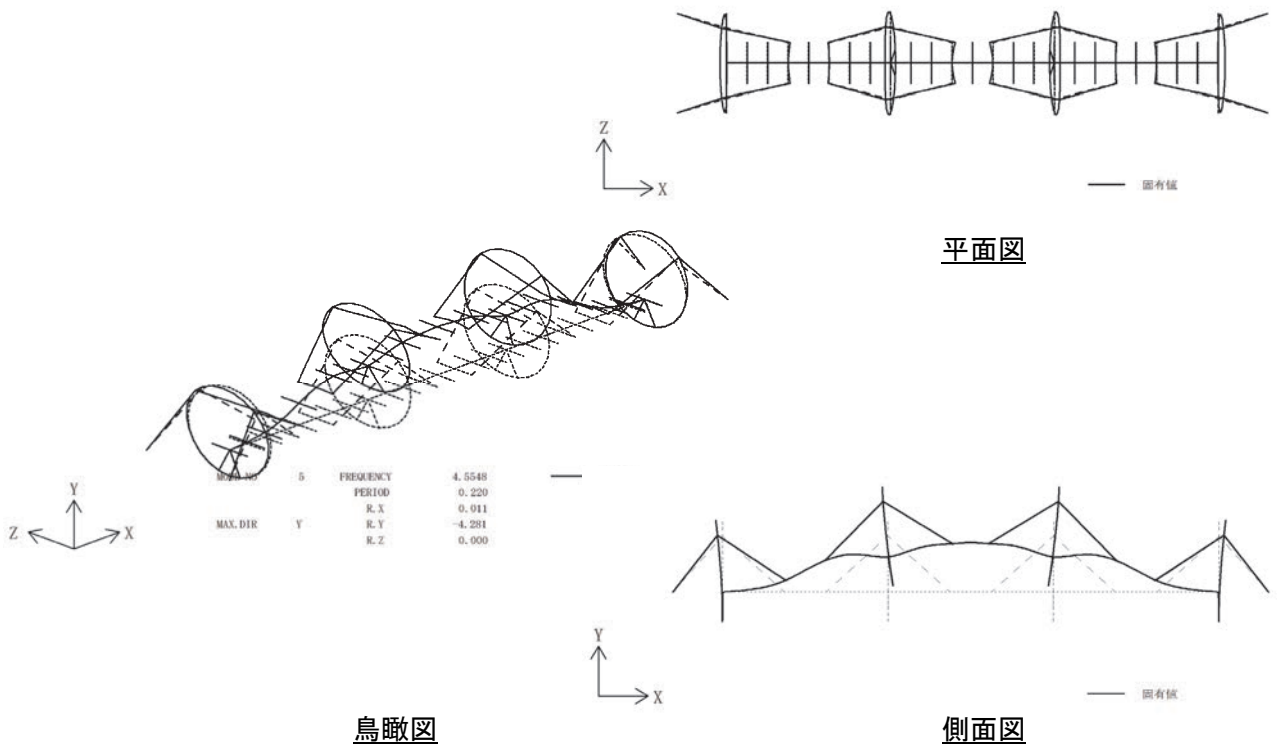


図 4-18 固有値解析結果 (全体 3 次モード, 全体 4 次モード)

■全体 5 次モード



■全体 6 次モード

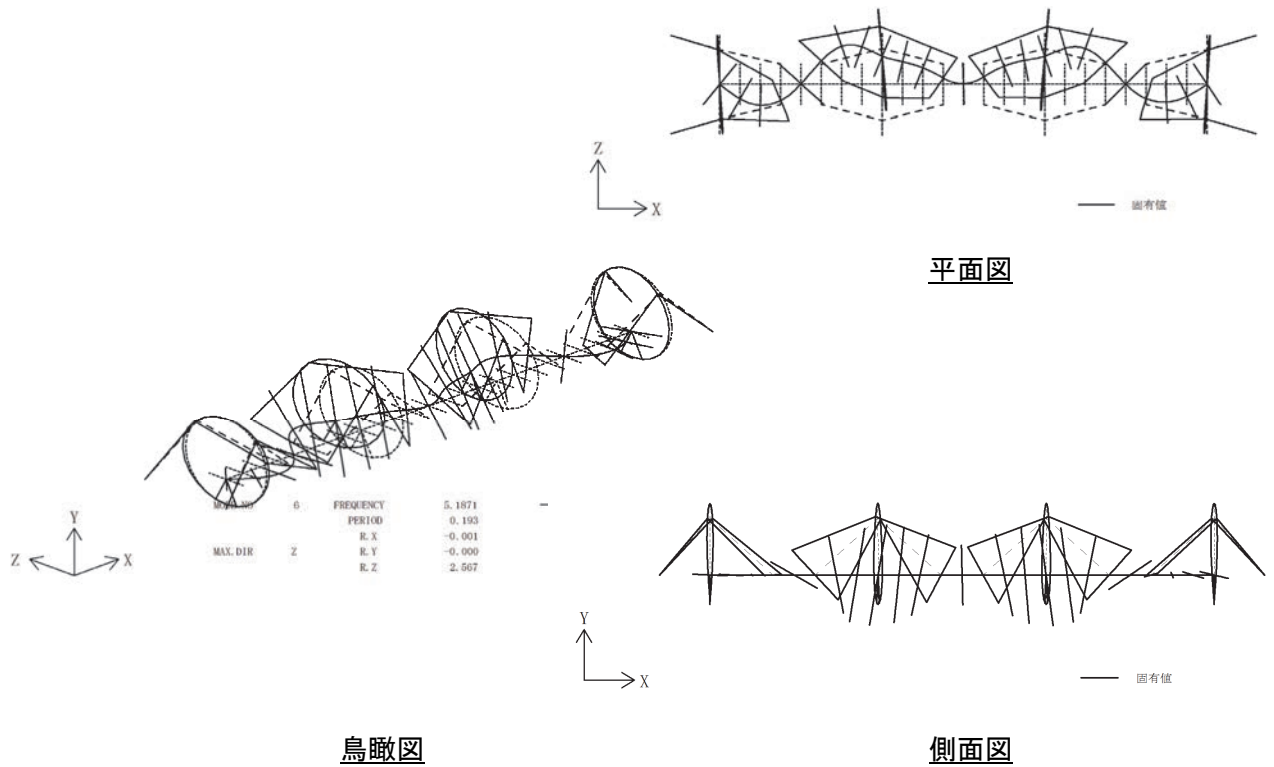
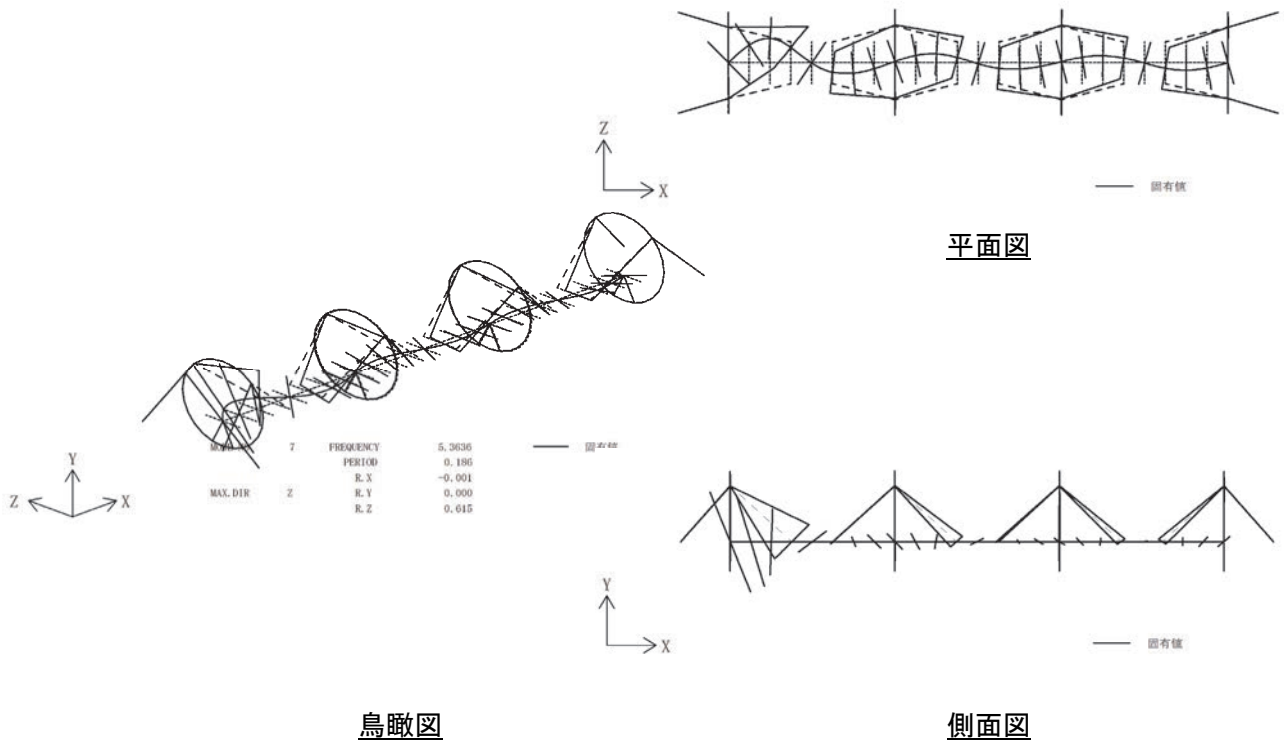


図 4-19 固有値解析結果 (全体 5 次モード, 全体 6 次モード)

■全体 7 次モード



■全体 8 次モード

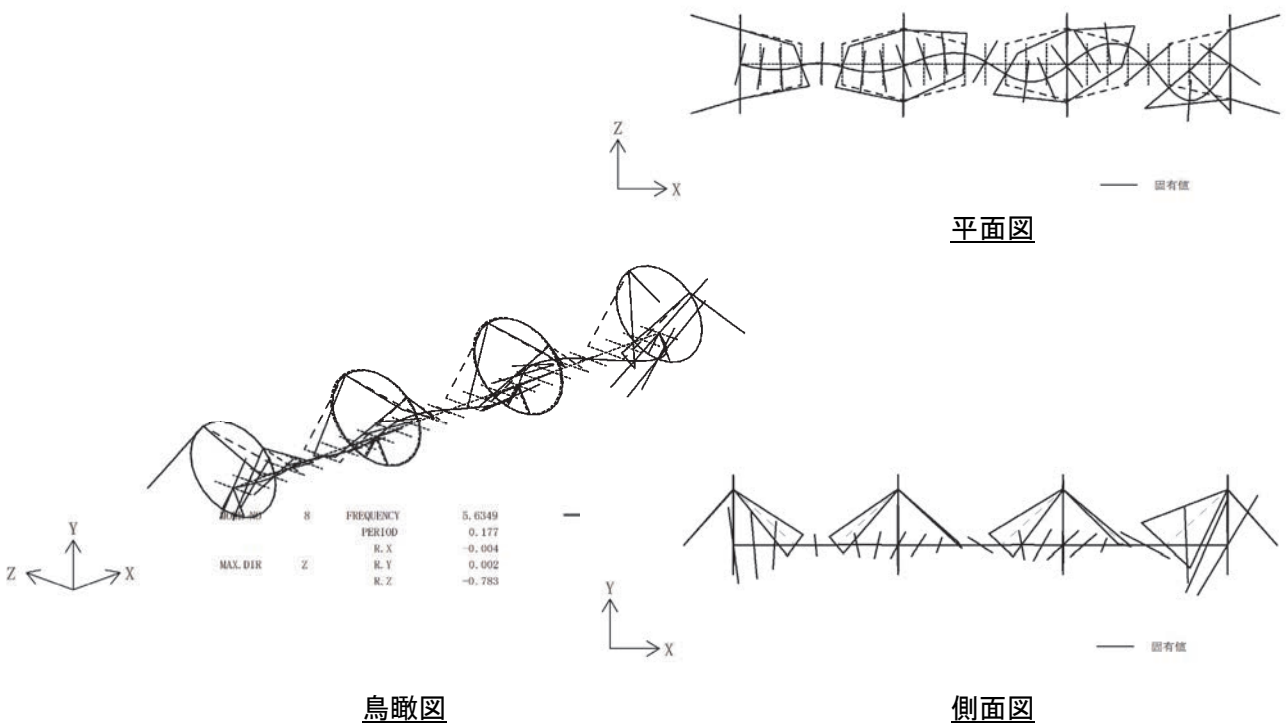
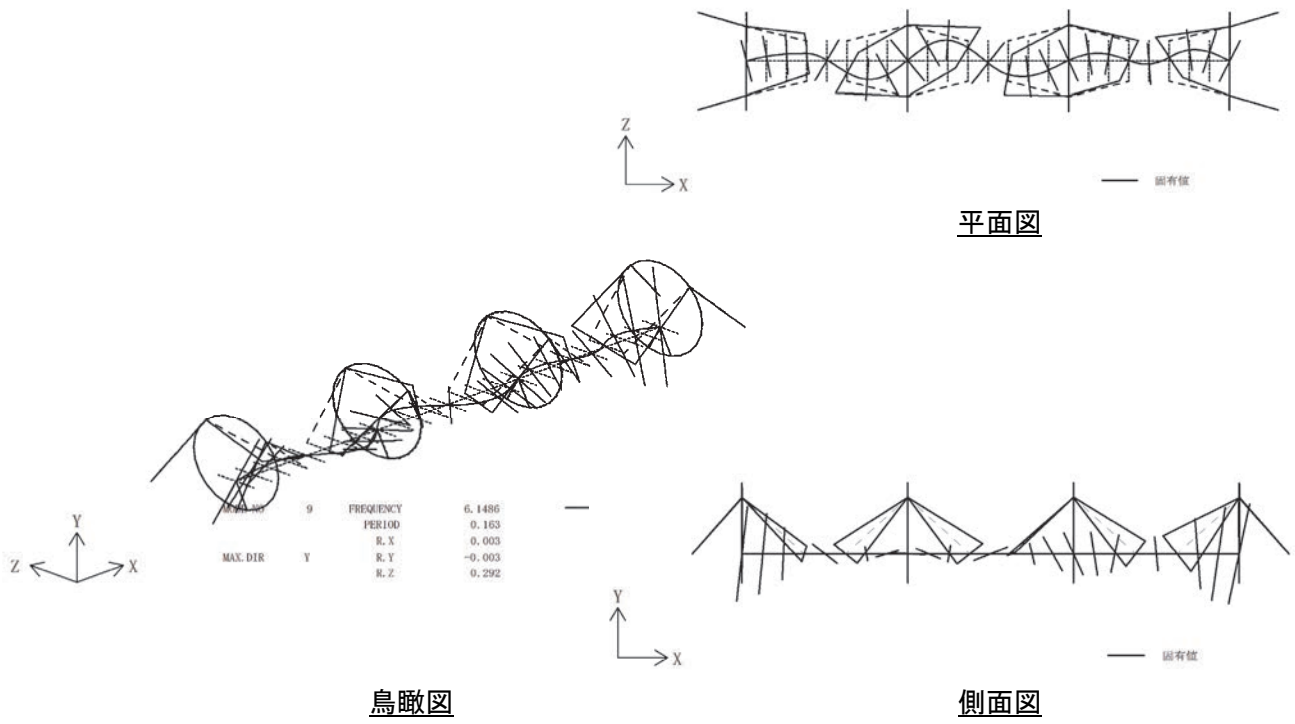


図 4-20 固有値解析結果 (全体 7 次モード, 全体 8 次モード)

■全体 9 次モード



■全体 10 次モード

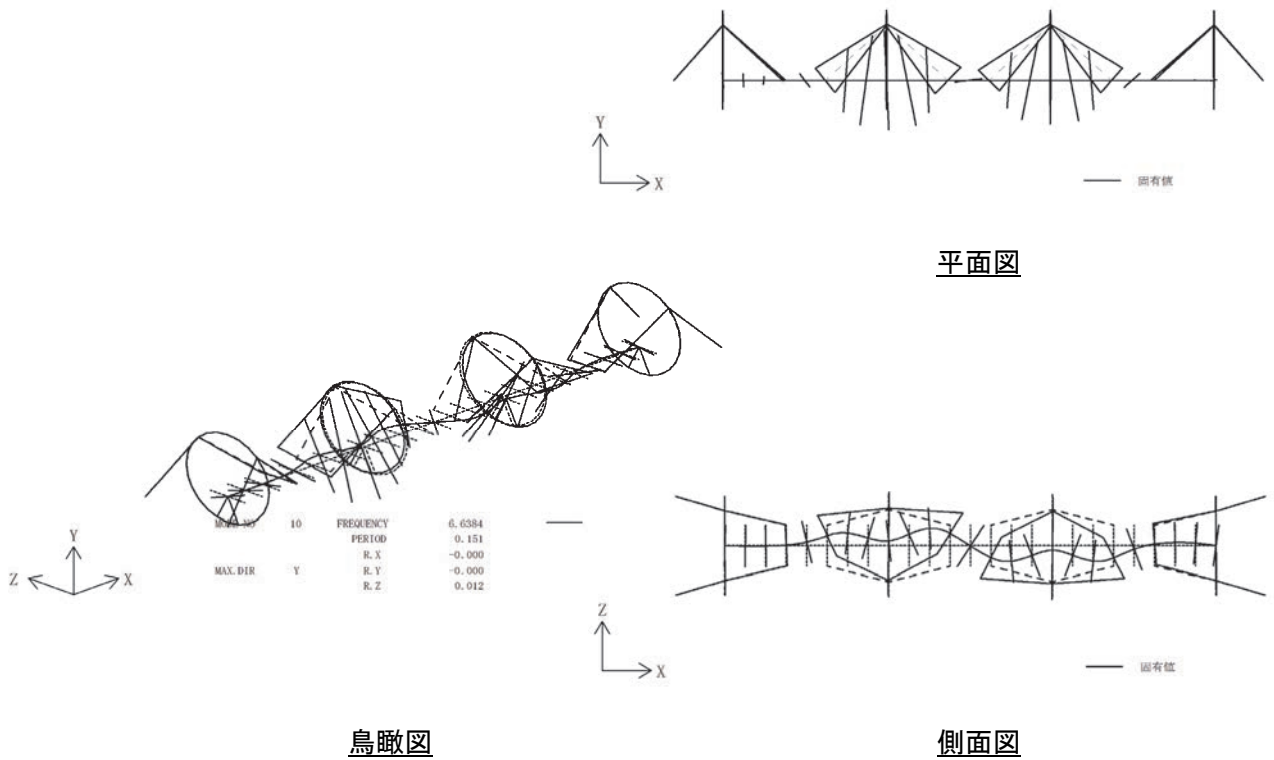


図 4-21 固有値解析結果 (全体 9 次モード, 全体 10 次モード)

4-6. 水平方向の振動使用性に関する感度分析（参考）

ここでは、固有振動数および水平方向の振動使用性に関する感度分析を行う。感度分析にあたっては、既往論文「歩行者により励起される橋桁の水平応答値の推定法」¹²⁾の式を適用する。ただし、対象論文は、歩行による水平振動で使用性が損なわれやすい1Hz程度の固有振動数を有する吊り形式橋梁のような柔構造を対象としているため、本橋梁の水平1次の固有振動数は1.7Hz程度と固有振動数が異なる。したがって、水平振動数の応答値への適用については参考値扱いとする。

4-6-1 解析条件

質量および剛性は静的解析により決定された数値を用いた。また、減衰は明確な数値が得られていないため、以下の範囲（3 ケース）を想定した。

表 4-6 減衰の設定

減衰設定	減衰比 h[%]		
	ケース A	ケース B	ケース C
桁	0.2	1.0	2.0
床組			
リング			
ケーブル	1.0	2.5	5.0

4-6-2 固有値解析結果

固有値解析結果より、水平 1 次モードの特性を示す数値を算出した。

表 4-7 固有値解析によるモード減衰・質量・剛性

変数	減衰設定ケース名			備考
	A	B	C	
減衰比 h 桁	0.002	0.010	0.020	0.002、0.01、0.02
減衰比 h 床組	0.002	0.010	0.020	
減衰比 h リング	0.002	0.010	0.020	
減衰比 h ケーブル	0.010	0.025	0.050	0.01、0.025、0.05
固有振動数 (Hz)	1.702			水平 1 次
モード減衰比 h	0.00231	0.01059	0.02118	
モード質量 M_B (t)	1.355			
モード剛性 K_B (t/sec ²)	12.447			
桁のモード減衰定数 C_B	0.01897	0.08697	0.17394	
歩行者密度 (人/m ²)	0.7			
歩行者質量 (kg/人)	70.0			
歩行者のモード質量 M_P (t)	0.153			

水平 1 次モードを対称に、水平振動応答値に関する提案式を用いて、応答変位及び速度を推定した。

$$M_B x_B'' + C_B x_B' + K_B x_B = F_P(t) \quad \dots\dots (2)$$

$$F_P(t) = k_1 k_2 H(x_B') G(f_B) M_P g \quad \dots\dots (3)$$

$$H(x_B') = \frac{x_B'(t)}{k_3 + |x_B'(t)|} \quad \dots\dots (4)$$

$$G(f_B) = 1.0 \quad \dots\dots (5)$$

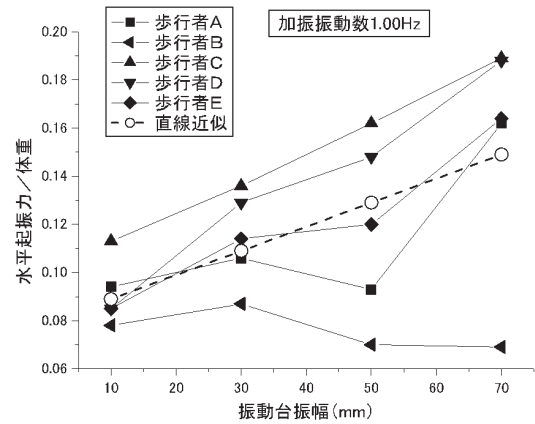


図-2 無次元化水平起振力 (係数 k_1)

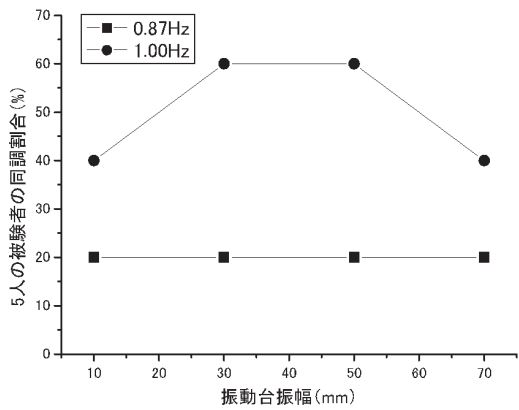


図-3 被験者の同調割合 (係数 k_2)

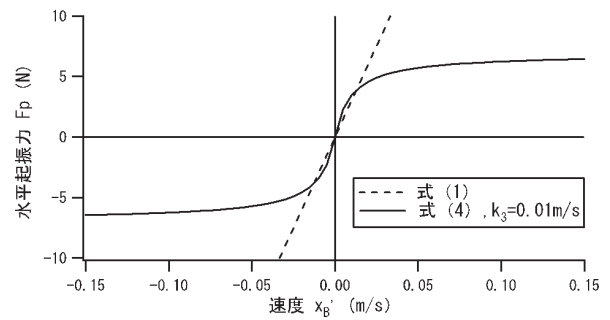


図-6 関数 $H(x_B')$ (係数 k_3)

図 4-22 水平振動の推定手法

推定条件として係数 $k_1 \sim k_3$ を一意に設定することは困難であるため、本検討では感度分析を行うこととした。

固有値解析における減衰設定ケース A、B、C それぞれに対して図 4-22 を参考に k_1 および k_2 をそれぞれ 3 ケース (減衰 1 種類に対して 9 ケース) 設定した。

表 4-10 推定条件

減衰設定ケース	A (減衰小)	B (減衰中)	C (減衰大)
モード質量 M_B (t)	1.355	1.355	1.355
モード剛性 K_B (t/sec ²)	12.447	12.447	12.447
桁のモード減衰定数 C_B	0.01897	0.08697	0.17394
歩行者のモード質量 M_P (t)	0.153	0.153	0.153
係数 k_1	0.10、0.15、0.20		
係数 k_2	0.1、0.3、0.5		
係数 k_3	0.01		

係数 k1、k2 をパラメータにし、桁応答変位および桁応答速度を算出した。

表 4-11 推定結果一覧表

減衰条件A (減衰小)

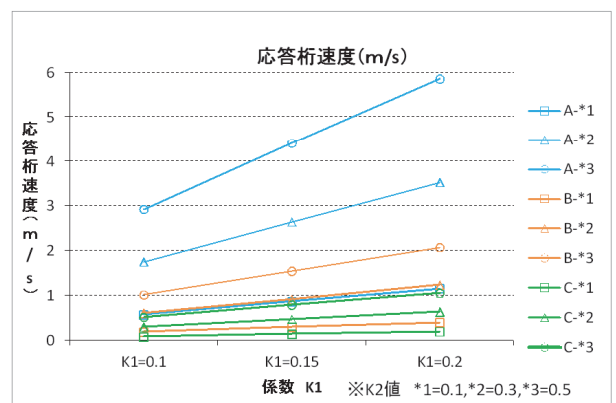
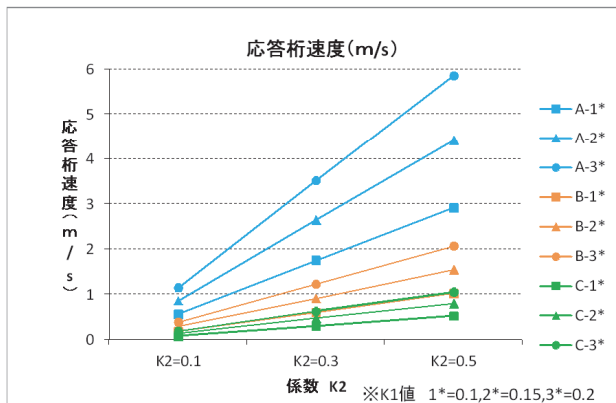
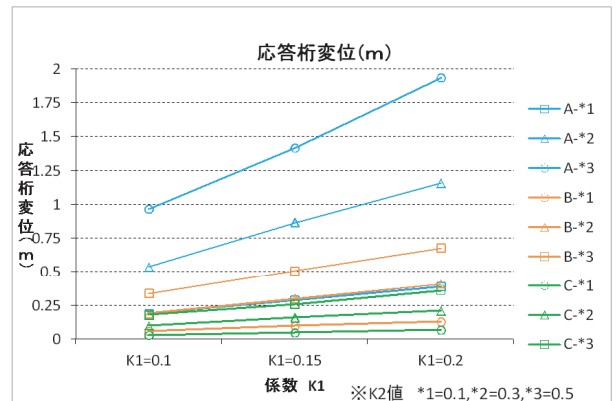
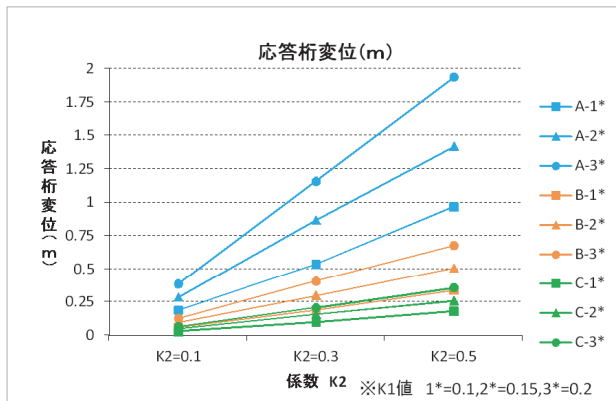
変数	ケース番号									備考
	11	12	13	21	22	23	31	32	33	
モード減衰比 h	0.00231									固有値解析結果A
桁のモード減衰定数 C _B	0.01897									固有値解析結果A
係数 k1	0.10	0.10	0.10	0.15	0.15	0.15	0.20	0.20	0.20	0.10、0.15、0.20
係数 k2	0.10	0.30	0.50	0.10	0.30	0.50	0.10	0.30	0.50	0.1、0.3、0.5
係数 k3	0.01									
桁応答変位 (m)	0.19	0.54	0.97	0.29	0.87	1.42	0.39	1.16	1.94	
桁応答速度 (m/s)	0.58	1.76	2.93	0.87	2.65	4.42	1.16	3.53	5.87	

減衰条件B (減衰中)

変数	ケース番号									備考
	11	12	13	21	22	23	31	32	33	
モード減衰比 h	0.01059									固有値解析結果B
桁のモード減衰定数 C _B	0.08697									固有値解析結果B
係数 k1	0.10	0.10	0.10	0.15	0.15	0.15	0.20	0.20	0.20	0.10、0.15、0.20
係数 k2	0.10	0.30	0.50	0.10	0.30	0.50	0.10	0.30	0.50	0.1、0.3、0.5
係数 k3	0.01									
桁応答変位 (m)	0.06	0.19	0.34	0.1	0.3	0.51	0.13	0.41	0.68	
桁応答速度 (m/s)	0.19	0.61	1.03	0.3	0.92	1.55	0.4	1.24	2.08	

減衰条件C (減衰大)

変数	ケース番号									備考
	11	12	13	21	22	23	31	32	33	
モード減衰比 h	0.02118									固有値解析結果C
桁のモード減衰定数 C _B	0.17394									固有値解析結果C
係数 k1	0.10	0.10	0.10	0.15	0.15	0.15	0.20	0.20	0.20	0.10、0.15、0.20
係数 k2	0.10	0.30	0.50	0.10	0.30	0.50	0.10	0.30	0.50	0.1、0.3、0.5
係数 k3	0.01									
桁応答変位 (m)	0.03	0.1	0.18	0.05	0.16	0.26	0.07	0.21	0.36	
桁応答速度 (m/s)	0.09	0.31	0.53	0.15	0.48	0.8	0.2	0.64	1.06	



2) パラメータ (K2)

1) パラメータ (K1)

図 4-23 水平振動の推定結果

その結果、桁応答変位では0.03~1.94m のレンジ幅が見られ、桁応答速度では0.09~5.87m/s のレンジ幅が見られた。パラメータにより大きくばらつく傾向がみられるが、固有値解析結果では減衰が小さく、さらに文献13) の実験で算出されたk2 のパラメータ値が0.2 程度であることから、本構造の応答変位は最大で30cm 程度、応答速度は最大で1.0 m/s 程度であると推定する。

ただし、文献13) の提案式は対象橋の固有振動数fB が1.0 Hz であることを前提にしたものであり、本橋の場合、応答値は過大評価されていることに注意を要する。すなわち、同調性に応じた水平起振力に乗じられる係数G (fB) は1.0 としており、対象橋の固有振動数fBが1.0 Hz から大きく外れた場合、G (fB) は1.0 より小さくなる。

さらに、この分析では、振動に対して安全側の仮定として、床組の横構を無視した剛性により評価を行った。主桁の剛性が小さいことから、横構の存在によって実際の水平固有振動数は増加し、応答変位は低減されると考え、文献14)における使用性の評価(人によっては自然に歩行することに困難を感じ、手すりに触れながら歩行するようになる)の変位2.5[cm]、速度14 [cm/s]内にはおさまると考えられる。このため、振動使用性の観点からも、対象橋梁は成立しうるものと推察される。

4-7 振動解析における参考資料

(1) 積分時間の違いにより応答値の変化

表 4-12 積分時間による応答変位値の違い (K1=0.1、K2=0.2)

減衰設定ケース		A (減衰小)	B (減衰中)	C (減衰大)
積分時間	0.1	0.3158	0.1315	0.0667
	0.15	0.3110	0.1313	0.0669
	0.2	0.2941	0.1261	0.0651
	0.25	0.2459	0.1111	0.0593
	0.3	0.1997	0.0992	0.0562
	0.35	0.1342	0.0773	0.0482
	0.4	0.0765	0.0704	0.0363

減衰ケースによっては、同じ積分時間でも収束時刻に達しない場合がある (図 4-24 参照)。

⇒積分時間を調整する必要がある。

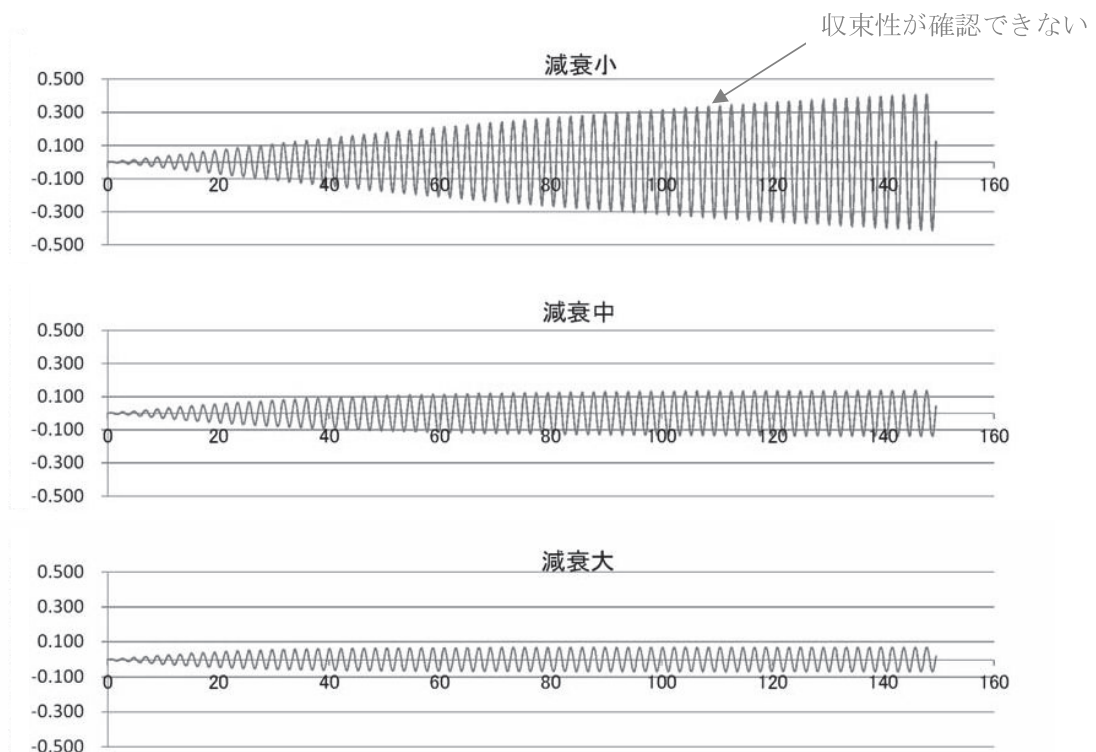


図 4-24 応答変位 (t=0.1)

積分時間算出条件を以下のものに仮設定し、積分時間を算出した。

- ・ 積分結果が表示されている領域で応答値が収束方向に向かっていること
- ・ 応答値の増加の収束値が 50 s ~ 100 s までにあること (T-Bridge の水平変位と同程度)

積分 1 回で変位 x や速度 z の符号が逆転することがないこと

⇒ケース A (減衰小) : t=0.25、 ケース B (減衰中) : t=0.2、 ケース C (減衰大) : t=0.15

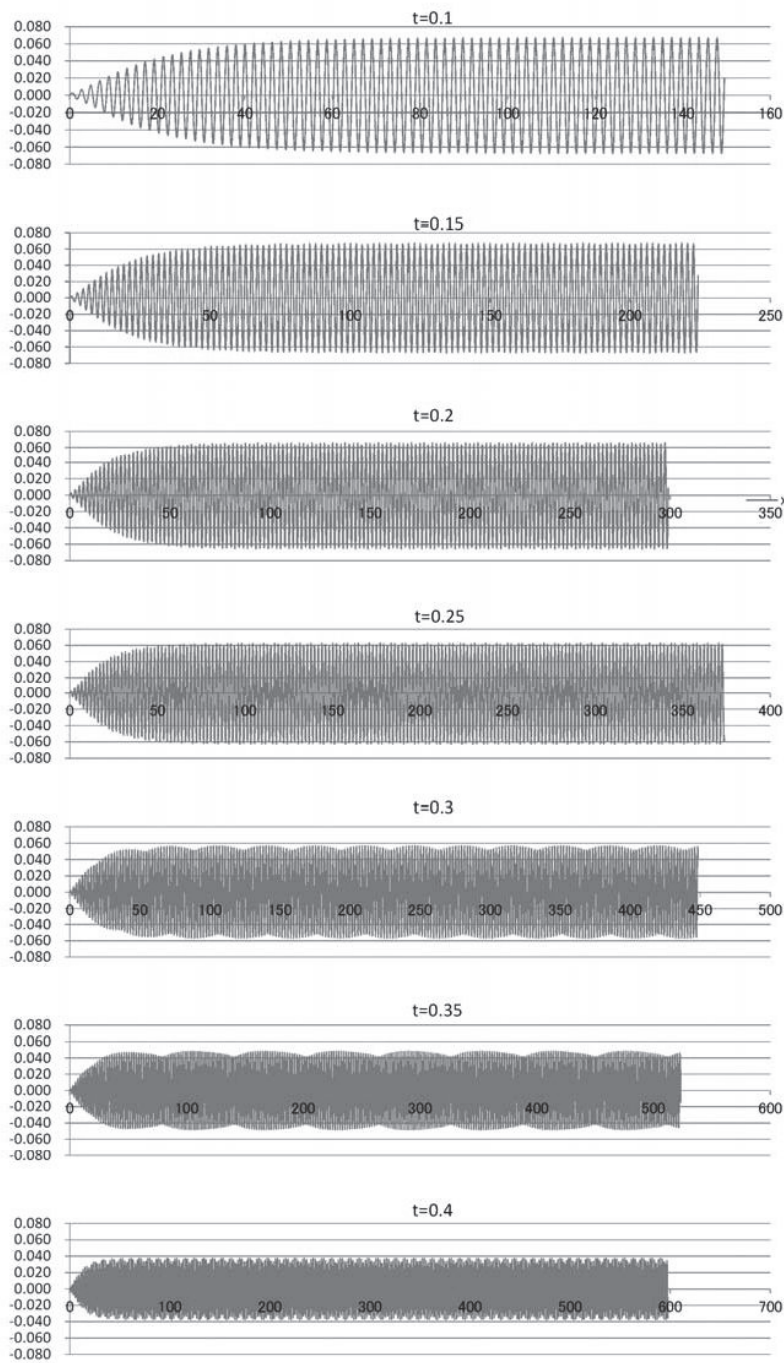


図 4-25 応答変位 ($t=0.1$: ケース C、 $K1=0.1$ 、 $K2=0.2$)