

第7編 鋼斜張橋

第1章 はじめに

兵庫県南部地震の経験を踏まえて、平成8年12月に、道路橋示方書が改訂され、斜張橋等「地震時の挙動が複雑な橋は、動的解析を行い、その結果を設計に反映させる」こととなった。したがって、それ以前に設計された既設の橋梁であっても、その被害が社会に大きな影響を及ぼすような重要な橋梁では、同様の手法で耐震性を照査し、被害に至ることが明らかになった場合には、速やかに対策を立てることが必要であると考えられる。

しかしながら、斜張橋、とりわけ鋼斜張橋の地震応答解析例は少なく、どのようにモデル化するべきであるか等不明確な点も多い。したがって、本グループでは、鋼斜張橋の地震応答解析に際して問題となるモデル化の比較検討や解析プログラムの性能比較を踏まえて、橋脚の非線形性を考慮した地震応答解析を実施し、解析結果の考察を行った。

解析モデルとしては実在しているA斜張橋を用いた。第2章でその概要を述べた。

第3章のモデル化の検討では主塔、補剛桁、橋脚をモデル化した「標準モデル」からスタートし、地盤をもモデル化した「地盤ばねモデル」、支承を厳密にモデル化した「主塔部3支承モデル」、チューンドマスダンパーをモデル化した「TMDモデル」、それら全てを統合した「統合モデル」の説明を行った。

第4章では、解析プログラムの比較を固有値解析、線形地震応答解析、非線形地震応答解析に対して行った結果を述べた。

第5章では、標準モデルと他のモデルとの比較、統合モデルの解析結果、入力地震波形の違いによる影響等について述べた。そしてそれぞれのモデルから有意義な知見が得られている。

これらの結果を総合すると、本斜張橋に兵庫県南部地震に匹敵する巨大地震が作用した場合の構造上の弱点が明らかになった。

第6章では、その弱点を改善するための耐震補強対策案を検討した。すなわち免震支承の使用や落橋防止装置の設置によって、断面力や変位・加速度応答値に加震方向毎にどのような変化が現れるかを解析し、結果を数値で示した。

これらの耐震補強案は補強工事で問題になる施工

上の諸問題、例えば交通規制や施工に必要な資材が現実問題として確保できるか否かといった検討は行っていない。単に力学的な見地からの可能性と実施後の動力学的な応答値の変化について言及したに過ぎないことをお断りしておく。

これらの研究成果は3年間にわたる委員会活動で積み上げてきたものを整理したものであり、各委員が分担して解析した膨大な計算結果をまとめたものである。解析プログラムの違いや時間的な経緯の中で入力データを一部変更したところもあり、章が違えば出力結果が完全に整合していないところがある。これらは報告書作成までの時間的制約の中で、最終データで再計算を行うよりも、マクロ的な成果のまとめに重点を置いたためである。ご容赦をいただきたい。

本研究は鋼斜張橋の耐震設計上の諸問題を明らかにし、耐震性向上のための補強方針の策定に貢献するという目的のもとに実施された。解析対象としたA斜張橋のみならず、類似の鋼橋の耐震性向上を検討し、耐震補強を実施する際に少しでも参考になれば幸いである。

第2章 解析対象橋梁

解析の対象となるA橋は、航路部約 180m を跨ぐ斜張橋で、昭和 58 年度に設計されており、設計条件は表 2-1 の通りである。

表 2-1 対象橋梁の設計条件

上部工形式	鋼3径間連続斜張橋
橋 格	1等橋
橋 長	L = 345.0 m
支 間 長	184.2 m + 115.0 m + 44.425 m
幅 員	W = 8.5 m
下部工形式	P1-266 橋脚 (M) : 鋼製ラーメン橋脚
	P1-267 橋脚 (H) : RC中空断面橋脚
	P1-268 橋脚 (H) : 鋼製ラーメン橋脚
	P1-269 橋脚 (M) : 鋼製ラーメン橋脚
基礎工形式	P1-266 橋脚 : 場所打ち杭 ϕ 1200 n=36本
	P1-267 橋脚 : ニューマチックケソン基礎
	P1-268 橋脚 : 場所打ち杭 ϕ 1200 n=12本
	P1-269 橋脚 : 場所打ち杭 ϕ 1200 n=12本
地盤種別	II種地盤
適用示方書	道路橋示方書(昭和55年)

斜張橋形式としては、マルチフィン形一面ケーブル (13 段)主塔1本柱形式であり、主塔とRC橋脚は、ピボット沓を介して結合されている。また、施工時に生じたレインバイブレーションの対策として、ケーブルにはオイルダンパーが設置され、耐風安定性の向上を目的としたTMDが主塔頂部に設置されている。

上部構造は、鋼床版3室箱桁で、航路幅による制約により、支間割りは非対称型となっている。

また、完成時ケーブルに作用する張力は、表 2-2 の値となっている。

表 2-2 完成時に作用するケーブル張力

ケーブル番号	完成時ケーブル張力(tf)	ケーブル番号	完成時ケーブル張力(tf)
E-1	402.4	W-1	407.0
E-2	393.8	W-2	398.4
E-3	377.0	W-3	381.6
E-4	366.0	W-4	370.5
E-5	359.3	W-5	364.5
E-6	368.3	W-6	373.1
E-7	373.3	W-7	378.5
E-8	369.8	W-8	375.1
E-9	369.8	W-9	375.4
E-10	307.0	W-10	311.9
E-11	311.8	W-11	316.9
E-12	312.0	W-12	317.5
E-13	308.0	W-13	313.4

下部構造は、主塔を支える P1-267 橋脚が、RC中空橋脚で、残りの P1-266, P1-268, P1-269 橋脚は、鋼製二柱二層式ラーメン橋脚である。

いずれの橋脚も脚高40, 0m前後の高橋脚であり、フレキシブルな構造である。

P1-267 橋脚については、景観性を考慮した変形小判型の断面を有する (図 2-1)。

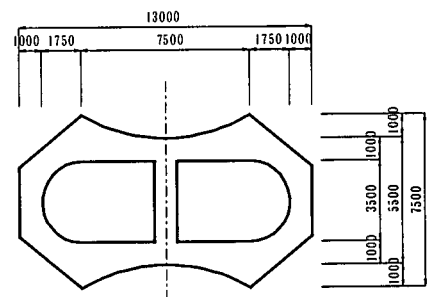


図 2-1 P1-267 橋脚断面図

本橋は、設計当初より固有周期が 2.0sec 以上の長周期であること、基礎構造形式が異なること、主塔部橋脚と他の橋脚の剛性差が大きいこと、起点部にA (クロノイドパラメータ)=120m の曲線区間があること等の理由により、立体モデルによる地震時動的解析 (応答スペクトル法による) が、実施されている。

この応答スペクトル法に用いられているスペクトル曲線は、架橋地点付近での地震記録より作成された最大加速度約 320gal のスペクトル曲線である。

本橋の概要図を図 2-2 に示す。

第3章 解析モデルおよび解析条件

3.1 標準モデル

様々な比較，検討解析の比較対象として使用する為，できるだけ簡素化したモデル（以下標準モデルという）を設定する。標準モデルを図 3.1-1 に示す。

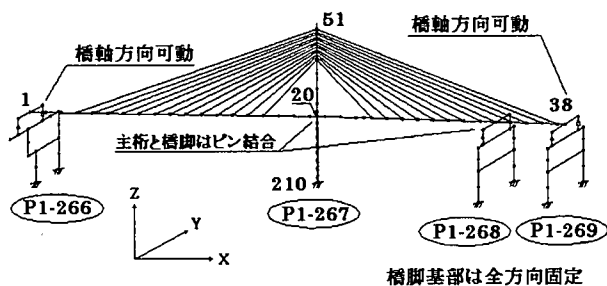


図 3.1-1 標準モデル

P1-266 橋脚および P1-269 橋脚について，橋軸方向可動支承であることから，主桁との結合条件を橋軸方向自由とした。P1-267 橋脚および P1-268 橋脚については，固定支承であることから，橋軸方向を固定条件とし，回転成分を自由とした。

標準モデルでは，モデル化の簡素化をはかる為，ケーブル初期張力，構造物の初期応力状態（死荷重）を考慮しないこととした。

3.2 地盤ばねモデル

標準モデルに対して，地盤～構造物の動的相互作用の効果を検討するため，地盤をばねでモデル化した解析モデル（以下ばねモデル）を設定する。解析モデルは，昭和 58 年当初応答スペクトル法解析に用いられていたモデルで，地盤を線形ばね要素として評価し，杭基礎については 12 本～36 本の杭を水平変位が等しくなる剛性の等価な 4 本の杭に置き換えている（図 3.2-1 参照）。

基礎モデル各節点に対するばね値は，表 3.2-1 の通りとなる。

地盤の減衰定数については，G- γ 曲線より求められる減衰定数を各層毎に算出し，表 3.2-2 の様与えている。

与えている減衰定数は，5%～16%となり，現行の道示 V 表-解 6.2.1 の減衰定数 10%～30%と比較すると若干小さい値となっている。

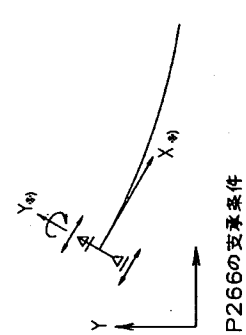
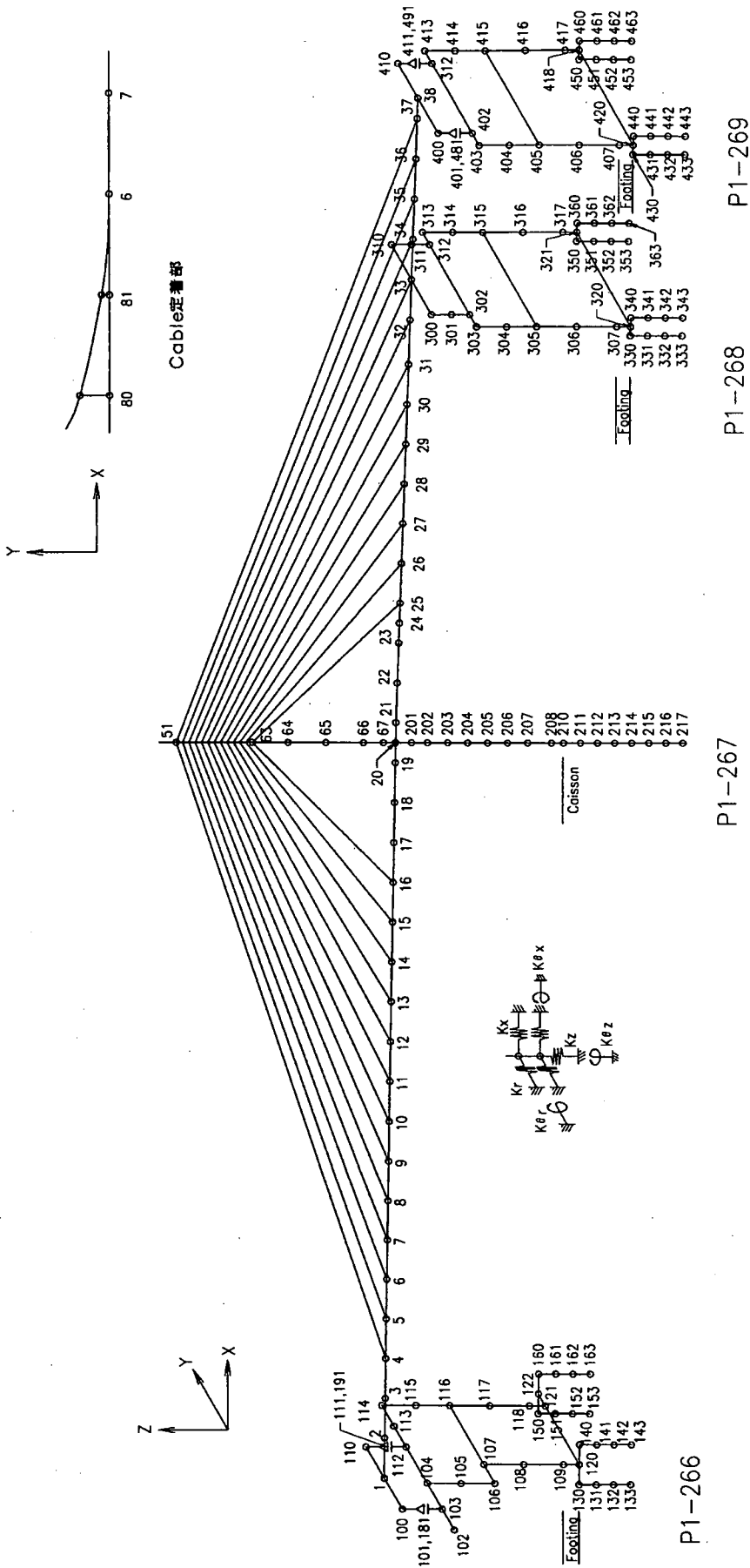
表 3.2-2 各基礎に与える減衰比

橋脚	杭周辺の地層	減衰定数 h (%)
P ₁ -266 橋脚	沖積砂層	16%
	沖積砂層	16%
P ₁ -267 橋脚	洪積粘土層	5%
	沖積粘土層	9%
P ₁ -268 橋脚	沖積砂層	13%
	沖積粘土層	9%
P ₁ -269 橋脚	沖積粘土層	9%
	沖積砂層	13%

表 3.2-1 各基礎節点ばね値

橋脚	節点No.	K _x (tf/m)	K _y (tf/m)	K _z (tf/m)	K θ_x (tf·m/rad)	K θ_y (tf·m/rad)	K θ_z (tf·m/rad)
P1-266	130(140,150,160)	475,100	475,100	0	0	0	0
	131(141,151,161)	950,000	950,000	0	0	0	0
	132(142,152,162)	950,000	950,000	0	0	0	0
	133(143,153,163)	3,514,000	3,514,000	1,638,800	0	0	0
P1-267	212	35,700	35,700	0	0	0	0
	213	168,200	168,200	0	0	0	0
	214	578,200	578,200	0	0	0	0
	215	1,090,100	1,090,100	0	0	0	0
	216	1,084,800	1,084,800	0	0	0	0
	217	441,600	441,600	6.453E+07	2.151E+09	2.151E+09	Fix
P1-268	330(340,350,360)	95,910	95,910	0	0	0	0
	331(341,351,361)	359,380	359,380	0	0	0	0
	332(342,352,362)	1,620,000	1,620,000	0	0	0	0
	333(343,353,363)	1,355,000	1,355,000	547,400	0	0	0
P1-269	430(440,450,460)	95,910	95,910	0	0	0	0
	431(441,451,461)	359,380	359,380	0	0	0	0
	432(442,452,462)	1,620,000	1,620,000	0	0	0	0
	433(443,453,463)	1,355,000	1,355,000	547,400	0	0	0

第7編 鋼斜張橋



P266の支承条件

Pier	Point	1. 自由度					
		X	Y	Z	X	Y	Z
266	101(181), 121(191)	0	1	1	0	0	0
267	201	1	1	1	0	1	0
268	301, 311	1	1	1	1	0	1
269	401(481), 411(491)	0	1	1	1	0	1

図 3-2-1 地盤ばねモデル図

3. 3 主塔部3支承モデル

主桁と主塔との交差部は剛結となっており、橋軸直角方向に同じタイプの3つのピボット支承(塔支承と2つの桁支承)が並んでいる。

タワーも橋脚も1本の梁でモデル化しているため、支承に関してもひとまとめにしてモデル化したいところであり、標準モデルはそのようなモデル化になっている。

しかしながら、例えば橋軸直角方向の地震入力に対して2つの桁支承の軸力は正しく評価することができるのであろうか。

3支承をまとめて1支承としてモデル化を行った場合にどのような問題があるか、あるいは問題はないのかを調べるために、主塔部3支承モデル(図 3.3-1)を作成した。このモデルを用いた解析結果と標準モデルで解析し、結果の比較を比較することにより、上記疑問点の解明を行う。

このモデルの場合、支承間を結ぶ部材(支点上横梁およびRC橋脚天端)の剛性が結果に少なからぬ影響を及ぼし得る。また支承剛性(断面積等)の与え方によっては、支承相互間の反力のバランスに影響を与える。したがって、本モデルの入力データでは不用意に剛性の高い部材を用いることがないように注意して、実際の構造にできる限り合致した入力データを用いた。

3. 4 チューンドマスダンパーモデル

本橋梁には、耐風安定性の向上を目的としたチューンド・マス・ダンパー(以下 TMD という)が主塔の塔頂部に設置されている。この TMD は、橋軸方向からの強風による主塔の振動を押さえる目的で設置されたものだが、地震動に対しても、主塔の橋軸直角方向の振動を押さえる効果が期待できるのかを検討する。

本橋梁に設置されている TMD の概略を図 3.4-1 に示す。板ばね②を支持材④を介して主塔壁面⑤に固定し、板ばね下端に固定されたウェイト①が振子運動をする構造になっている。外力による主塔の振動と、それに伴う TMD のウェイトの振動の相対速度によって、減衰力がオイルダンパーによって主塔にもたらされる。

骨組み解析に用いる TMD のモデルを図 3.4-2 に示す。実際の TMD と同様に、振子構造になるようにモデル化した。NODE-A と MASS の相対変位量が、オイルダンパーのストローク量(200mm)をこえないように、DAMPER 要素と平行して SPRING 要素(非線形ばね)を設け、MASS の移動を制限する。

このような要素群を主塔塔頂部にモデル化したモデル(以下 TMD モデルという)と標準モデルとで、橋軸直角方向加震の時刻歴応答解析を行い、主塔の応答値を比較する。

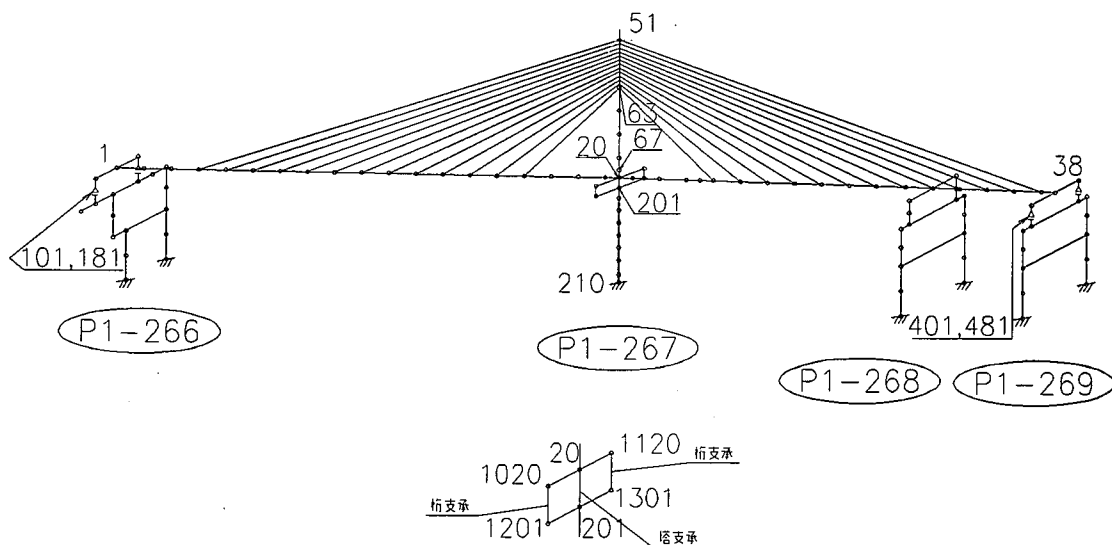


図 3.3-1 主塔部3支承モデル

- ①ウエイト
3.58tf (35.11kN)
- ②板ばね
- ③オイルダンパー
0.265tf/m/sec×2本 (2.599kN/m/sec×2本)
- ④支持材
- ⑤主塔壁面

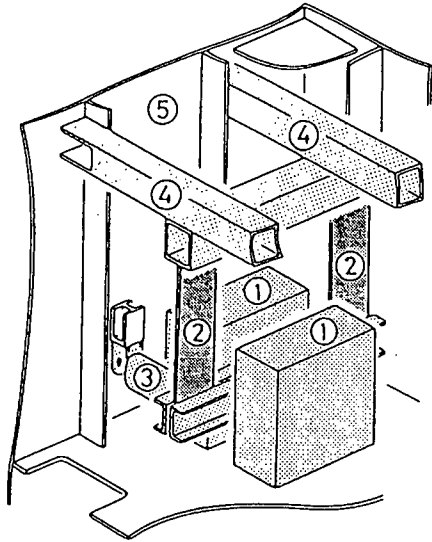


図 34-1 TMD の概略

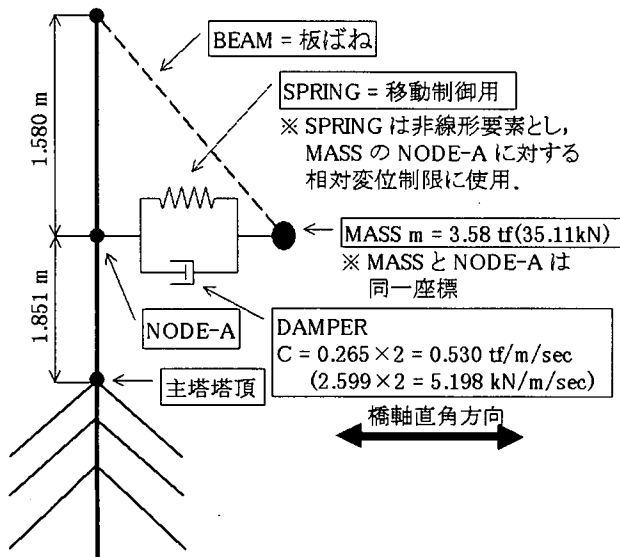


図 34-2 TMD のモデル化

3.5 統合モデル

地盤ばねモデル, 主塔部3支承モデル, チューンドマスダンパーモデルにおける各モデルの変更部分をまとめたモデルを「統合モデル」とする。

すなわち,

- ① 基礎～地盤は, ばねでモデル化
- ② 主塔部支承は, 3支承モデル
- ③ 主塔頂部のチューンドマスダンパーを考慮したモデルである(図 3.5-1 参照).

地盤ばねモデル, 主塔部3支承モデル, チューンドマスダンパーモデルは, 基礎地盤の影響, 主塔部支承モデル化の影響, チューンドマスダンパーの影響を検討するためのモデルであり, 結果に与える影響の大小関係なく, これら全てをモデル化したものが, 最も実橋に近いモデルであると言える。

加えて, 統合モデル以外のモデル検討時には考慮していない初期応力, すなわち,

- ① ケーブル張力
 - ② 自重により生じる断面力
- を考慮し, 解析を行うものとする。

ケーブル張力については, 表 3.5-1 の通り, 完成時に作用するケーブル張力を用いる。

表 3.5-1 完成時に作用するケーブル張力

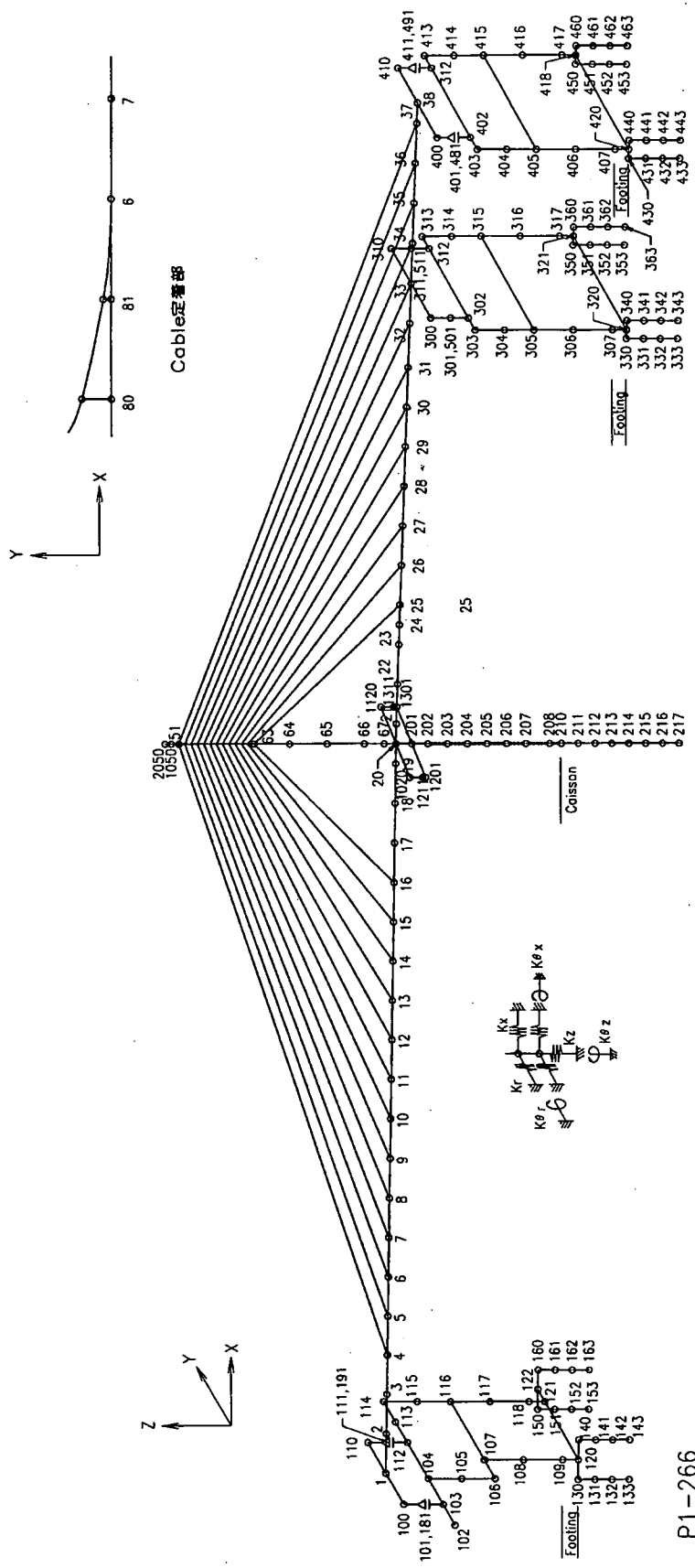
ケーブル番号	完成時ケーブル張力(tf)	ケーブル番号	完成時ケーブル張力(tf)
E-1	402.4	W-1	407.0
E-2	393.8	W-2	398.4
E-3	377.0	W-3	381.6
E-4	366.0	W-4	370.5
E-5	359.3	W-5	364.5
E-6	368.3	W-6	373.1
E-7	373.3	W-7	378.5
E-8	369.8	W-8	375.1
E-9	369.8	W-9	375.4
E-10	307.0	W-10	311.9
E-11	311.8	W-11	316.9
E-12	312.0	W-12	317.5
E-13	308.0	W-13	313.4

非線形部材については, 以下の部材で考慮する。

- ① 鋼製橋脚(P1-266,P1-268,P1-269)橋脚柱
- ② RC 中空断面橋脚 P1-267
- ③ 主塔

本橋の場合, 鋼製橋脚である P1-266, P1-268,P1-269 では, 既に耐震補強工事がなされているため, 補強後の断面で, 非線形性能を定義している。

本橋の最終的な耐震性の有無, 及び補強対策案の検討は, この「統合モデル」により行うものとする。



P1-266

P1-267

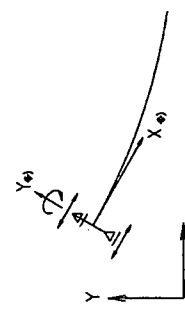
P1-268

P1-269

支承销束条件

Pier	Point	支 位					
		X	Y	Z	X	Y	Z
266	101 (181), 121 (191)	0	1	1	0	0	0
267	112 (120), 512 (201), 1311 (1301)	1	1	1	0	0	0
268	301 (501), 311 (511)	1	1	1	0	0	1
269	401 (481), 411 (491)	0	1	1	1	0	1

1:拘束, 0:自由



P266の支承销束条件

図 3.5-1 統合モデル モデル図

3.6 解析条件

各モデルで共通の解析条件は以下のとおりとした。
 入力地震動;JR鷹取EW成分(橋軸方向),
 NS成分(橋軸直角方向),
 UD成分(上下方向)
 地域別補正係数;0.7
 減衰;減衰定数0.02(レイリー減衰)
 ケーブル初期張力;考慮
 非線形復元力特性;
 トリニア武田モデル(RC橋脚)
 バイリニアモデル(鋼製脚,塔)
 応答計算時間;20秒
 応答計算の積分時間間隔;0.01秒

死荷重による解析結果を重ねあわせる場合には、断面力については初期断面力として考慮し、変位に関しては、製作キャンバーで処理するため、重ねあわせをしないことを原則とした。

鋼製橋脚および主塔の非線形復元力特性を定義する際のM- ϕ 関係については、コンクリート充填部は道路橋示方書・同解説V耐震設計編¹⁾の考え方に従って、鉄筋コンクリート構造として算出し、コンクリート非充填部は阪神高速道路公団の考え方をを用いて算出した(鋼ラーメン編を参照)。

第4章 解析プログラムの比較

本研究に使用した解析プログラムはTDAPⅢとDYNA2Eである。詳細な解析結果の比較を行う前に、これらのプログラム間で、解析結果に問題となるような差異がないということの検証をおこなった。

標準モデルを用いて、固有値解析、線形地震応答解析、非線形地震応答解析を行い、いずれの場合においても、ほぼ同様の解析結果が得られることを確認した。

以下にその結果を示す。

4.1 固有値解析

標準モデルで固有値解析を行い、TDAPⅢとDYNA2Eを比較した結果を文献5)の振動実験結果とともに表4.1-1に示す。DYNA2Eでは梁要素のせん断変形を無視した場合と考慮した場合の2ケースについて固有値解析を実施したので、それぞれの結果を示す。

次に固有振動モード図を図4.1-1と図4.1-2に示す。

これらの結果を見ると、両プログラムの解析結果に問題となるような差はなく、実験値とも比較的よく一致している。また、せん断変形を考慮するか否かは結果にさほど影響を及ぼさない。

表4.1-1 固有値解析結果の比較

A橋モード解析結果一覧表(標準モデル;せん断変形無視)

モード次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	X方向 有効質量(%)	Y方向 有効質量(%)	Z方向 有効質量(%)	X方向 刺激係数	Y方向 刺激係数	Z方向 刺激係数	RX方向 有効質量(%)	RX方向 刺激係数	RX方向 刺激係数	備考	KABSE報告書と の対応
1	0.431	2.322	0.6	10.4	0.0	2.634	10.833	-0.280	0.0	-1.547	0.0	面内	面内1次
2	0.462	2.166	0.0	0.0	4.1	0.030	0.077	6.806	0.0	2.322	0.0	面外	面外1次
3	0.670	1.493	0.1	0.0	2.3	-0.858	0.306	-5.087	0.1	-4.936	0.1	面外	面外2次
4	0.777	1.286	13.9	4.8	0.1	12.511	-7.347	1.241	0.1	3.096	0.1	面内	面内2次
5	0.849	1.178	0.1	0.0	41.3	-1.265	0.555	21.600	0.3	7.102	0.3	面外	面外3次
6	0.928	1.078	59.4	0.6	0.1	-25.896	-2.511	-7.883	0.0	1.863	0.0	面内	-
7	1.149	0.871	0.1	11.1	0.0	0.896	11.210	-0.681	1.2	14.215	1.2	橋脚、橋軸方向	面内3次
8	1.169	0.855	1.3	0.0	0.0	-3.801	0.000	0.000	0.0	0.000	0.0	橋脚、橋軸方向	-
9	1.227	0.815	0.1	0.3	0.0	-0.753	-1.820	-0.733	39.2	82.880	39.2	ねじれ	ねじれ1次
10	1.271	0.787	1.8	0.0	0.5	4.487	-0.387	-2.290	1.3	15.261	1.3	橋脚、橋軸方向	-
11	1.563	0.640	0.0	1.3	1.0	0.293	3.795	-3.355	0.1	4.432	0.1	面内、面外	面外4次
12	1.609	0.622	0.6	2.9	0.9	-2.590	5.717	3.220	0.1	3.207	0.1	面内、面外	面内4次
13	1.738	0.575	0.1	0.0	4.3	-0.349	-0.349	6.936	0.4	8.866	0.4	面外	面外5次
14	1.984	0.504	0.0	0.2	0.0	-0.378	-1.508	-0.393	23.4	63.961	23.4	ねじれ	ねじれ2次
15	1.988	0.503	0.1	2.6	0.0	-1.042	-5.375	0.281	1.9	-18.076	1.9	面内	-
16	2.444	0.409	0.0	0.1	0.3	-0.834	0.907	-1.733	0.0	2.553	0.0	面外	-
17	2.541	0.394	0.1	1.1	0.1	-0.834	3.561	1.181	0.0	-0.826	0.0	面内、面外	-
18	2.735	0.366	0.0	0.0	10.6	-0.034	0.709	-10.923	0.0	1.936	0.0	面外	-
19	2.859	0.350	0.0	3.5	0.1	-0.032	6.314	9.030	0.0	-0.208	0.0	面内、面外	-
20	3.053	0.328	0.1	0.0	0.0	0.829	0.344	0.178	0.0	0.958	0.0	橋脚	-
total			78.4	38.9	65.7				68.1				

A橋モード解析結果一覧表(標準モデル;せん断変形考慮)

モード次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	X方向 有効質量(%)	Y方向 有効質量(%)	Z方向 有効質量(%)	X方向 刺激係数	Y方向 刺激係数	Z方向 刺激係数	RX方向 有効質量(%)	RX方向 刺激係数	RX方向 刺激係数	備考	KABSE報告書と の対応
1	0.430	2.328	0.6	10.3	0.0	2.648	10.788	-0.308	0.0	-1.564	0.0	面内	面内1次
2	0.461	2.169	0.0	0.0	4.2	0.032	0.078	6.852	0.0	2.336	0.0	面外	面外1次
3	0.654	1.530	0.1	0.0	2.7	-0.804	0.283	-5.485	0.1	-4.972	0.1	面外	面外2次
4	0.774	1.292	14.2	4.8	0.3	12.659	-7.353	1.915	0.1	3.339	0.1	面内	面内2次
5	0.825	1.212	0.2	0.1	41.1	-1.626	0.790	21.548	0.3	6.865	0.3	面外	面外3次
6	0.921	1.086	59.1	0.6	0.0	-25.836	-2.596	-0.714	0.0	1.916	0.0	面内	-
7	1.146	0.873	0.1	11.1	0.0	0.868	11.203	-0.709	1.3	14.82	1.3	橋脚、橋軸方向	面内3次
8	1.165	0.858	1.3	0.0	0.0	-3.804	0.000	0.000	0.0	0.000	0.0	橋脚、橋軸方向	-
9	1.223	0.817	0.0	0.3	0.0	-7.430	-1.908	-0.734	39.3	82.928	39.3	ねじれ	ねじれ1次
10	1.262	0.792	1.8	0.0	0.4	4.452	-0.474	-2.225	1.2	14.622	1.2	橋脚、橋軸方向	-
11	1.519	0.658	0.1	0.6	0.8	-1.021	-2.576	3.071	0.2	-5.505	0.2	面内、面外	面外4次
12	1.596	0.627	0.5	3.6	0.7	-2.394	6.355	2.862	0.1	4.063	0.1	面内、面外	面内4次
13	1.675	0.597	0.2	0.1	4.7	-1.332	0.963	-7.271	0.2	-6.609	0.2	面外	面外5次
14	1.976	0.506	0.1	2.3	0.0	-1.032	-5.098	0.022	4.1	26.806	4.1	面内	-
15	1.978	0.506	0.0	0.4	0.0	0.395	2.250	-0.254	21.5	61.385	21.5	ねじれ	ねじれ2次
16	2.433	0.411	0.0	0.1	0.4	-0.006	0.978	-2.029	0.0	2.679	0.0	面外	-
17	2.520	0.397	0.1	1.1	0.2	0.818	-3.448	-1.590	0.0	1.029	0.0	面内、面外	-
18	2.683	0.373	0.0	0.0	11.6	-0.054	0.663	-11.449	0.0	-1.004	0.0	面外	-
19	2.922	0.342	0.0	3.4	0.1	-0.548	6.176	0.979	0.0	-1.004	0.0	面内	-
20	3.053	0.328	0.0	0.4	0.0	-0.700	-2.042	-0.517	0.0	-0.399	0.0	橋脚	-
total			78.4	39.2	67.2				68.4				

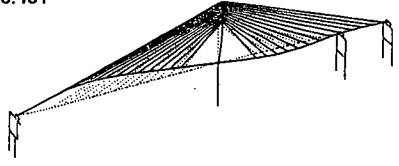
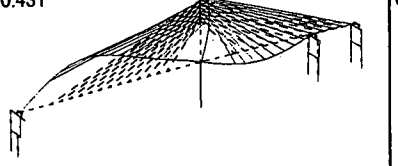
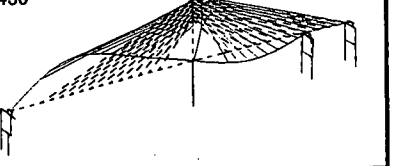
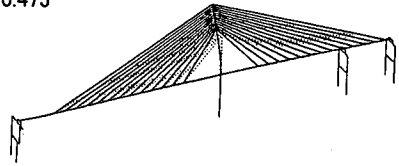
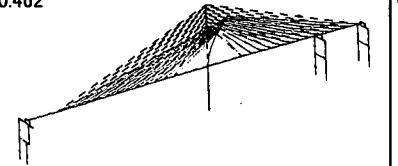
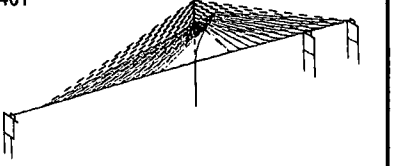
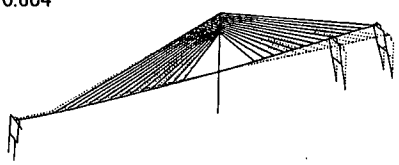
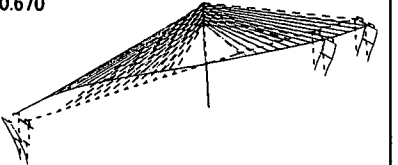
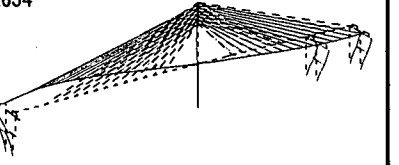
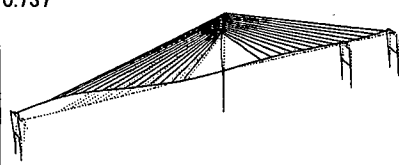
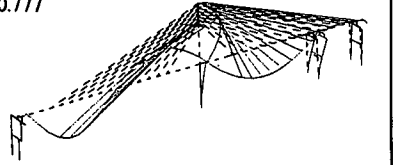
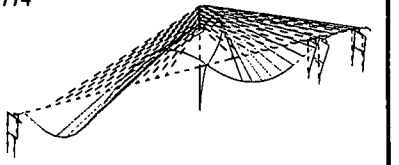
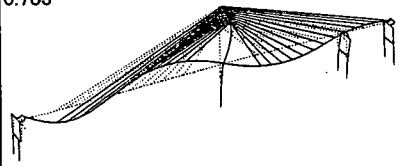
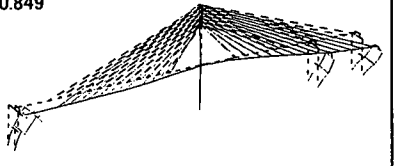
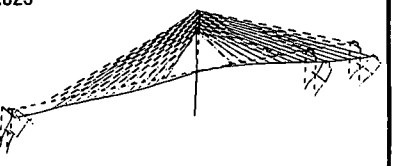
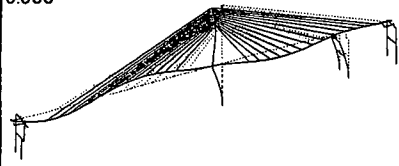
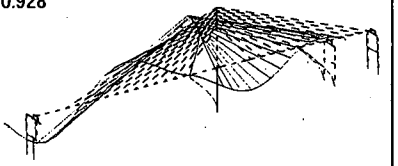
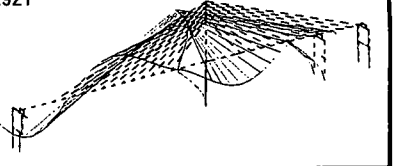
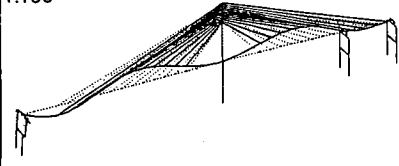
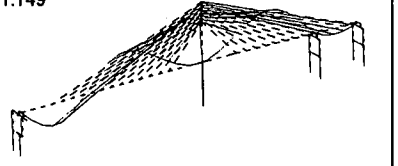
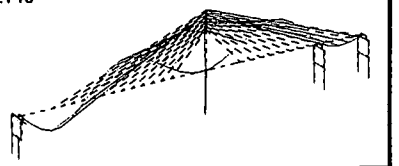
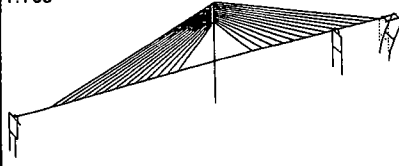
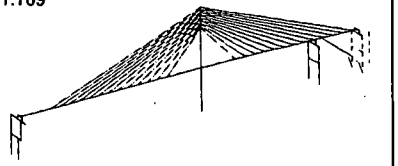
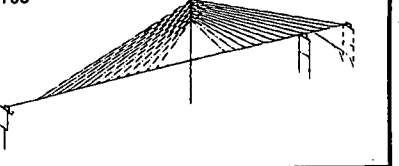
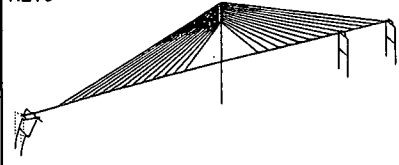
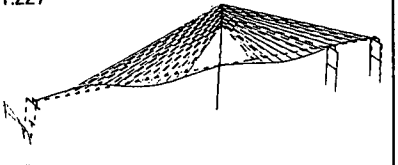
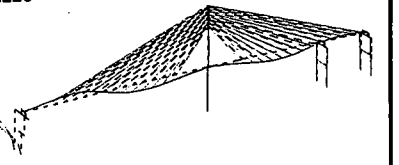
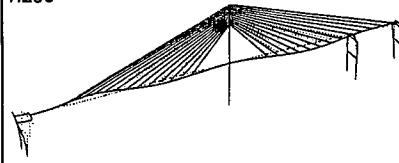
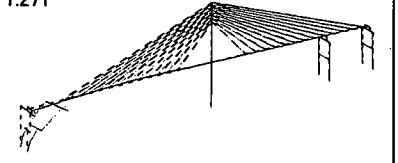
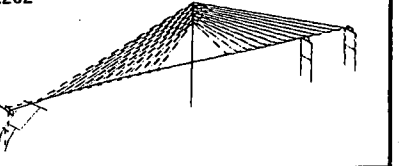
次数	TDAPⅢ	DYNA2E(せん断変形無視)	DYNA2E(せん断変形考慮)
1次	0.431 	0.431 	0.430 
2次	0.475 	0.462 	0.461 
3次	0.604 	0.670 	0.654 
4次	0.737 	0.777 	0.774 
5次	0.783 	0.849 	0.825 
6次	0.933 	0.928 	0.921 
7次	1.150 	1.149 	1.146 
8次	1.169 	1.169 	1.165 
9次	1.219 	1.227 	1.223 
10次	1.253 	1.271 	1.262 

図 4.1-1 標準モデルの固有振動モード(1/2)

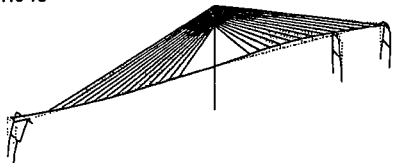
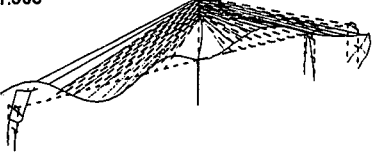

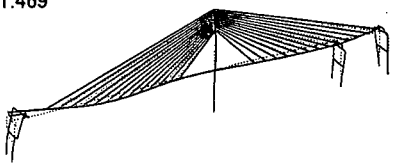
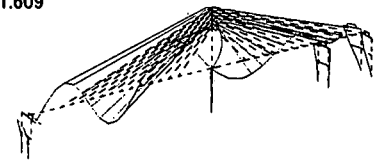
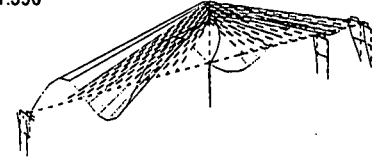
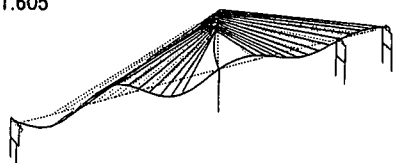
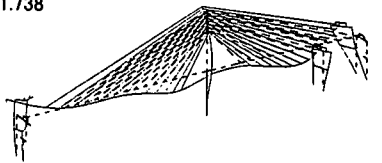

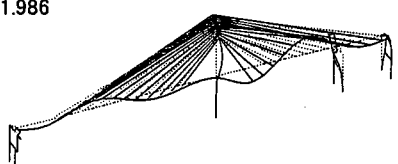
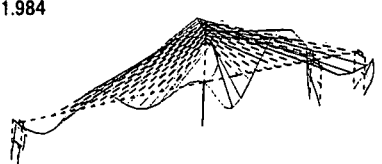
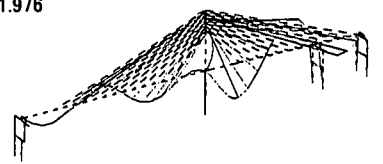
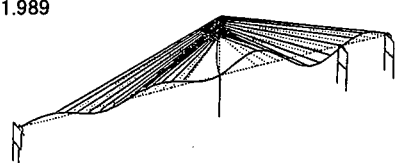
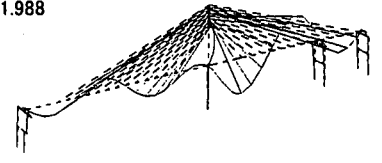

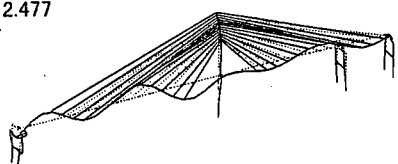
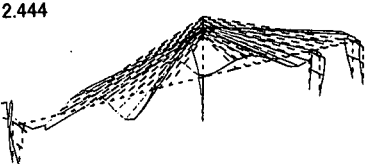
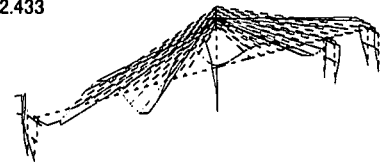
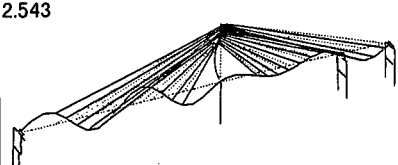
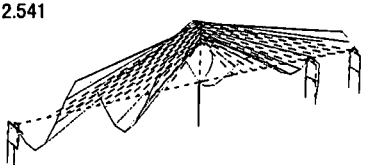
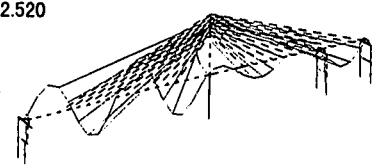
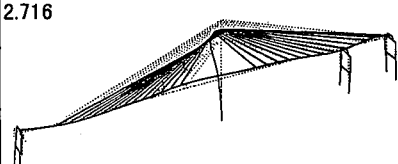
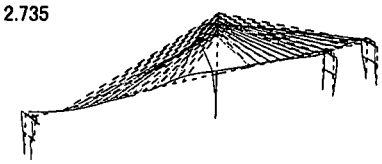

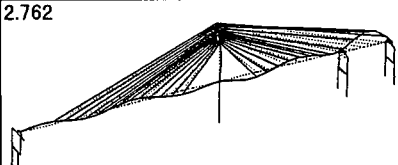
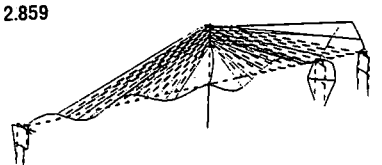
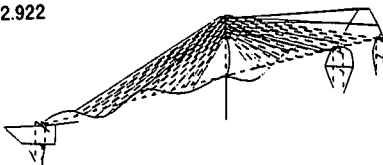
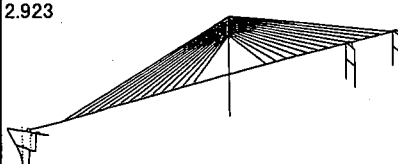
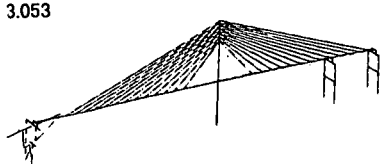
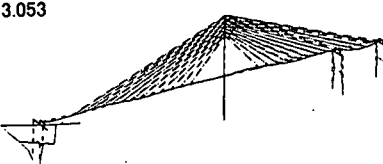
次数	TDAP III	DYNA2E(せん断変形無視)	DYNA2E(せん断変形考慮)
11次	1.348 	1.563 	1.519 
12次	1.469 	1.609 	1.596 
13次	1.605 	1.738 	1.675 
14次	1.986 	1.984 	1.976 
15次	1.989 	1.988 	1.978 
16次	2.477 	2.444 	2.433 
17次	2.543 	2.541 	2.520 
18次	2.716 	2.735 	2.683 
19次	2.762 	2.859 	2.922 
20次	2.923 	3.053 	3.053 

図 4.1-1 標準モデルの固有振動モード(2/2)

4.2 線形地震応答解析

4.2.3 解析結果

4.2.1 着目点及び着目部材

線形地震応答解析による、解析プログラムの比較検討では、着目点及び着目部材を限定し、対比を行う。着目節点は、

- ・主桁、横梁結合節点
- ・主桁、ケーブル結合節点
- ・主桁部
- ・タワー頂部
- ・タワー、ケーブル結合節点
- ・タワー、主桁結合節点
- ・各橋脚柱下端

を選んでいる。また、着目部材については、着目節点を結ぶ部材を選んでいる(図 4.2-1)。

4.2.2 解析条件

モデルの条件は、以下の通りである。

- a) 柱下端固定
- b) 支承条件固定・可動(バネモデルは用いない)
- c) せん断変形無視
- d) 自重及びケーブル張力により発生する断面力を含まない。

TDAPⅢ及びDYNA2Eによる線形地震応答解析の結果(橋軸方向加震時の加速度、変位、断面力)を表 4.2-1～表 4.2-9 に示す。

これらを比較した結果、以下のことが言える。

- a) 加震方向に対する変位・加速度については、ほとんど誤差が生じないが、加震方向に直交する方向の変位・加速度については、絶対値は小さいものの、比率としては大きな差が生じる。
- b) 断面力についても同様の傾向があり、さらにねじりモーメント(T)、せん断力(Sy、Sz)については、差が大きい。

本モデルは平面線形の一部に曲線が入った立体モデルであり、節点の拘束条件は不動点(柱下端)を除き橋軸方向、直角方向共、自由としている。従って、本橋のような比較的平面に近いモデルであっても、加震方向と直交する方向にもわずかながら応答が生じる。

本検討結果を見ると、上記これらの応答に比率としては大きな差が生じる結果となっている。

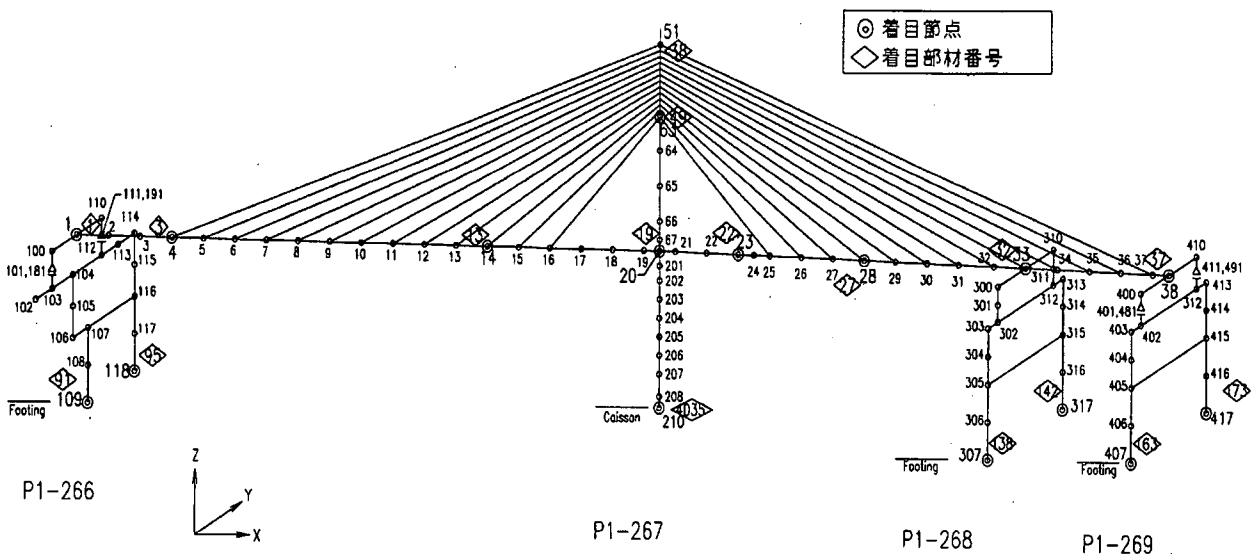


図 4.2-1 着目接点及び部材

表 4.2-1 TDAPⅢ線形地震応答解析結果(橋軸方向加震, 変位)

節点番号	橋軸方向				橋軸直角方向			
	最大応答変位 $\delta x_{max}(m)$	発生時刻 $T_{xmax}(sec)$	最少応答変位 $\delta x_{min}(m)$	発生時刻 $T_{xmin}(sec)$	最大応答変位 $\delta y_{max}(m)$	発生時刻 $T_{ymax}(sec)$	最少応答変位 $\delta y_{min}(m)$	発生時刻 $T_{ymin}(sec)$
主桁								
1	0.5717	9.440	-0.5890	8.890	0.0786	7.480	-0.0695	5.370
4	0.5629	9.440	-0.5793	8.890	0.0806	8.930	-0.0668	9.500
14	0.5500	9.440	-0.5661	8.890	0.0647	8.850	-0.0803	8.310
20	0.5377	9.440	-0.5538	8.890	0.0048	5.270	-0.0051	8.350
23	0.5523	9.440	-0.5700	8.890	0.0204	5.870	-0.0199	6.260
28	0.5718	9.440	-0.5912	8.890	0.0430	5.870	-0.0422	6.260
33	0.5632	9.440	-0.5789	8.890	0.0253	7.370	-0.0232	6.260
38	0.5652	9.440	-0.5808	8.890	0.0443	10.160	-0.0504	9.510
タワー								
51	0.6165	9.440	-0.6196	8.890	0.0126	8.310	-0.0126	8.830
63	0.4406	11.550	-0.4052	12.150	0.0039	8.110	-0.0041	8.960

表 4.2-2 DYNA2E線形地震応答解析結果(橋軸方向加震, 変位)

節点番号	橋軸方向				橋軸直角方向			
	最大応答変位 $\delta x_{max}(m)$	発生時刻 $T_{xmax}(sec)$	最少応答変位 $\delta x_{min}(m)$	発生時刻 $T_{xmin}(sec)$	最大応答変位 $\delta y_{max}(m)$	発生時刻 $T_{ymax}(sec)$	最少応答変位 $\delta y_{min}(m)$	発生時刻 $T_{ymin}(sec)$
主桁								
1	0.5711	9.440	-0.5865	8.890	0.0717	7.880	-0.0657	8.700
4	0.5611	9.440	-0.5772	8.890	0.0601	7.960	-0.0809	8.720
14	0.5481	9.440	-0.5641	8.890	0.0711	8.150	-0.0548	9.880
20	0.5357	9.440	-0.5517	8.890	0.0071	8.130	-0.0055	12.010
23	0.5503	9.440	-0.5679	8.890	0.0155	12.680	-0.0174	9.530
28	0.5698	9.440	-0.5889	8.890	0.0496	11.450	-0.0506	10.790
33	0.5611	9.440	-0.5765	8.890	0.0859	11.430	-0.0877	12.010
38	0.5633	9.440	-0.5786	8.890	0.1024	11.410	-0.1073	12.050
タワー								
51	0.6143	9.440	-0.6172	8.890	0.0100	10.900	-0.0145	8.120
63	0.4366	11.550	-0.4002	12.160	0.0040	8.700	-0.0044	7.900

表 4.2-3 結果対比表([TDAPⅢ結果]/[DYNA2E結果])(橋軸方向加震, 変位)

節点番号	橋軸方向				橋軸直角方向			
	最大応答変位 $\delta x_{max}(m)$	発生時刻 $T_{xmax}(sec)$	最少応答変位 $\delta x_{min}(m)$	発生時刻 $T_{xmin}(sec)$	最大応答変位 $\delta y_{max}(m)$	発生時刻 $T_{ymax}(sec)$	最少応答変位 $\delta y_{min}(m)$	発生時刻 $T_{ymin}(sec)$
主桁								
1	1.001	1.000	1.004	1.000	1.097	0.949	1.057	0.617
4	1.003	1.000	1.004	1.000	1.342	1.122	0.826	1.089
14	1.003	1.000	1.004	1.000	0.910	1.086	1.465	0.841
20	1.004	1.000	1.004	1.000	0.682	0.648	0.934	0.695
23	1.004	1.000	1.004	1.000	1.318	0.463	1.144	0.657
28	1.004	1.000	1.004	1.000	0.867	0.513	0.834	0.580
33	1.004	1.000	1.004	1.000	0.294	0.645	0.265	0.521
38	1.003	1.000	1.004	1.000	0.433	0.890	0.469	0.789
タワー								
51	1.004	1.000	1.004	1.000	1.258	0.762	0.867	1.087
63	1.009	1.000	1.013	0.999	0.985	0.932	0.931	1.134

第7編 鋼斜張橋

表 4.2-4 TDAPⅢ線形地震応答解析結果(橋軸方向加震, 加速度)

節点番号	橋 軸 方 向				橋 軸 直 角 方 向			
	最大応答加速度 Gmax(gal)	発生時刻 Tmax(sec)	最少応答加速度 Gmin(gal)	発生時刻 Tmin(sec)	最大応答加速度 Gmax(gal)	発生時刻 Tmax(sec)	最少応答加速度 Gmin(gal)	発生時刻 Tmin(sec)
主桁								
1	2042.7	8.880	-1945.4	9.430	454.5	5.360	-482.6	4.990
4	2012.3	8.880	-1920.8	9.430	198.1	6.980	-232.6	8.950
14	1969.0	8.880	-1880.2	9.440	304.4	4.970	-294.2	5.350
20	1927.0	8.880	-1848.4	9.440	38.0	4.930	-35.9	5.260
23	1981.6	8.880	-1893.5	9.440	130.9	6.250	-133.9	5.880
28	2052.6	8.880	-1951.5	9.430	281.9	6.250	-285.2	5.880
33	2011.9	8.880	-1918.6	9.430	160.5	6.250	-161.5	5.890
38	2018.6	8.880	-1924.9	9.430	232.0	5.870	-229.7	6.250
タワー								
51	2119.8	8.880	-2043.9	9.440	50.2	5.250	-55.3	4.930
63	1356.6	12.150	-1338.7	12.700	16.7	4.950	-14.6	5.940

表 4.2-5 DYNA2E線形地震応答解析結果(橋軸方向加震, 加速度)

節点番号	橋 軸 方 向				橋 軸 直 角 方 向			
	最大応答加速度 Gmax(gal)	発生時刻 Tmax(sec)	最少応答加速度 Gmin(gal)	発生時刻 Tmin(sec)	最大応答加速度 Gmax(gal)	発生時刻 Tmax(sec)	最少応答加速度 Gmin(gal)	発生時刻 Tmin(sec)
主桁								
1	2037.8	8.880	-1948.9	9.430	542.9	5.400	-552.4	5.710
4	2007.3	8.880	-1914.7	9.430	371.6	8.720	-318.8	5.710
14	1962.8	8.880	-1872.4	9.440	275.5	5.110	-359.2	8.150
20	1921.1	8.880	-1840.3	9.440	48.6	7.860	-57.5	8.130
23	1975.6	8.880	-1885.1	9.440	82.8	9.510	-72.2	12.730
28	2046.0	8.880	-1943.9	9.430	187.8	13.080	-184.7	12.710
33	2005.4	8.880	-1910.3	9.430	259.6	12.000	-246.0	11.450
38	2012.9	8.880	-1917.3	9.430	372.5	12.010	-361.1	1.500
タワー								
51	2114.5	8.880	-2031.1	9.440	90.5	8.140	-62.9	5.100
63	1342.9	12.150	-1317.4	11.530	32.2	7.880	-35.1	7.610

表 4.2-6 結果対比表([TDAPⅢ結果]/[DYNA2E結果])(橋軸方向加震, 加速度)

節点番号	橋 軸 方 向				橋 軸 直 角 方 向			
	最大応答加速度 Gmax(gal)	発生時刻 Tmax(sec)	最少応答加速度 Gmin(gal)	発生時刻 Tmin(sec)	最大応答加速度 Gmax(gal)	発生時刻 Tmax(sec)	最少応答加速度 Gmin(gal)	発生時刻 Tmin(sec)
主桁								
1	1.002	1.000	0.998	1.000	0.837	0.993	0.874	0.874
4	1.002	1.000	1.003	1.000	0.533	0.800	0.730	1.567
14	1.003	1.000	1.004	1.000	1.105	0.973	0.819	0.656
20	1.003	1.000	1.004	1.000	0.782	0.627	0.624	0.647
23	1.003	1.000	1.004	1.000	1.580	0.657	1.854	0.462
28	1.003	1.000	1.004	1.000	1.501	0.478	1.544	0.463
33	1.003	1.000	1.004	1.000	0.618	0.521	0.656	0.514
38	1.003	1.000	1.004	1.000	0.623	0.489	0.636	4.167
タワー								
51	1.003	1.000	1.006	1.000	0.554	0.645	0.879	0.967
63	1.010	1.000	1.016	1.101	0.518	0.628	0.416	0.781

表 4.2-7 TDAPⅢ線形地震応答解析結果(橋軸方向加震, 断面力)

要素番号	接点番号	Nmax(G1)	Nmin(G1)	Nmax(G2)	Nmin(G2)	Tmax(G1)	Tmin(G1)	Tmax(G2)	Tmin(G2)	Symax(G1)	Symin(G1)	Szmax(G1)	Szmin(G1)
主桁													
1	1 - 2	127.4	-134.4	134.4	-127.4	1391.0	-1657.9	1657.9	-1391.0	219.5	-247.1	718.2	-759.9
3	3 - 4	763.1	-798.9	798.9	-763.1	868.9	-1003.2	1003.2	-868.9	236.5	-207.7	349.0	-382.1
13	13 - 14	3516.9	-3972.3	3972.3	-3516.9	733.5	-584.7	584.7	-733.5	210.2	-250.7	211.4	-199.5
19	19 - 20	5555.0	-5880.7	5880.7	-5555.0	1063.2	-902.3	902.3	-1063.2	326.8	-398.1	427.7	-435.7
22	22 - 23	5718.4	-5471.1	5471.1	-5718.4	66.8	-65.8	65.8	-66.8	231.9	-234.9	368.6	-343.2
27	27 - 28	3540.1	-3491.5	3491.5	-3540.1	14.9	-13.7	13.7	-14.9	106.9	-105.6	150.0	-178.1
32	32 - 33	1363.9	-1414.4	1414.4	-1363.9	110.6	-115.5	115.5	-110.6	114.2	-111.8	867.1	-778.1
37	37 - 38	61.4	-59.3	59.3	-61.4	20.3	-18.8	18.8	-20.3	108.4	-107.7	288.1	-306.2
タワー													
38	51 - 52	77.7	-88.5	88.5	-77.7	0.0	-0.0	0.0	-0.0	275.0	-256.7	2.9	-3.2
49	62 - 63	942.5	-1203.3	1203.3	-942.5	0.0	-0.0	0.0	-0.0	398.0	-408.5	5.4	-5.7
4035	628 - 210	898.3	-1206.7	1206.7	-898.3	7503.7	-7941.3	7941.3	-7503.7	15294.0	-15356.0	485.0	-448.8
橋脚													
91	108 - 109	1154.1	-1001.9	1001.9	-1154.1	426.3	-389.4	389.4	-426.3	236.7	-280.2	183.5	-217.9
95	117 - 118	649.8	-608.2	608.2	-649.8	325.1	-296.3	296.3	-325.1	112.1	-141.3	146.7	-161.2
138	306 - 307	595.9	-611.6	611.6	-595.9	18.5	-17.9	17.9	-18.5	109.5	-106.2	17.9	-18.9
142	316 - 317	522.4	-624.9	624.9	-522.4	19.0	-18.8	18.8	-19.0	114.3	-110.1	19.2	-19.8
169	406 - 407	213.0	-213.3	213.3	-213.0	34.6	-33.8	33.8	-34.6	146.2	-137.9	35.5	-31.6
173	416 - 417	157.5	-188.3	188.3	-157.5	35.6	-35.3	35.3	-35.6	130.8	-141.1	39.0	-34.1
要素番号	接点番号	Symax(G2)	Symin(G2)	Szmax(G2)	Szmin(G2)	Mymax(G1)	Mymin(G1)	Mzmax(G1)	Mzmin(G1)	Mymax(G2)	Mymin(G2)	Mzmax(G2)	Mzmin(G2)
主桁													
1	1 - 2	247.1	-219.5	759.9	-718.2	28.2	-27.4	292.5	-430.5	7136.6	-6729.7	1812.3	-1998.2
3	3 - 4	207.7	-236.5	382.1	-349.0	12715.0	-13518.0	4343.9	-4219.2	17339.0	-16197.0	6583.8	-6395.1
13	13 - 14	250.7	-210.2	199.5	-211.4	11533.0	-11106.0	8577.6	-8564.8	9828.3	-10276.0	6966.6	-7042.7
19	19 - 20	398.1	-326.8	435.7	-427.7	6640.2	-6948.1	11811.0	-10335.0	8993.9	-8582.9	11840.0	-13801.0
22	22 - 23	234.9	-231.9	343.2	-368.6	4741.5	-4156.0	5696.2	-5558.5	4034.7	-5332.6	4928.4	-5360.1
27	27 - 28	105.6	-106.9	178.1	-150.0	9294.9	-9296.3	6430.2	-6225.8	11070.0	-10469.0	7260.5	-7432.9
32	32 - 33	111.8	-114.2	778.1	-867.1	3635.8	-3887.1	6929.4	-6853.0	11639.0	-12300.0	5734.5	-5789.2
37	37 - 38	107.7	-108.4	306.2	-288.1	1356.0	-1275.9	345.8	-344.0	0.0	-0.0	135.5	-132.8
タワー													
38	51 - 52	256.7	-275.0	3.2	-2.9	0.0	-0.0	0.0	-0.0	4.8	-4.3	412.5	-385.1
49	62 - 63	408.5	-398.0	5.7	-5.4	77.5	-84.1	22008.0	-21626.0	92.6	-85.5	21319.0	-21909.0
4035	628 - 210	15356.0	-15294.0	448.8	-485.0	17578.0	-16443.0	529100.0	-513190.0	16892.0	-18063.0	528490.0	-544450.0
橋脚													
91	108 - 109	280.2	-236.7	217.9	-183.5	561.4	-654.6	4453.0	-3846.8	2326.0	-2017.6	6061.0	-7184.6
95	117 - 118	141.3	-112.1	161.2	-146.7	480.4	-577.9	4147.6	-3561.4	2009.3	-1826.7	4304.1	-5405.3
138	306 - 307	106.2	-109.5	18.9	-17.9	44.2	-40.0	2077.9	-2022.9	180.8	-185.7	3112.4	-3134.2
142	316 - 317	110.1	-114.3	19.8	-19.2	36.3	-41.1	2108.2	-2058.0	201.9	-181.8	3195.0	-3203.9
169	406 - 407	137.9	-146.2	31.6	-35.5	77.3	-67.9	2473.7	-2554.4	367.9	-415.6	3947.1	-3785.8
173	416 - 417	141.1	-130.8	34.1	-39.0	66.0	-59.4	2491.2	-2478.8	383.1	-437.1	3718.0	-3831.3

表 4.2-8 DYNA2E線形地震応答解析結果(橋軸方向加震, 断面力)

要素番号	接点番号	Nmax(G1)	Nmin(G1)	Nmax(G2)	Nmin(G2)	Tmax(G1)	Tmin(G1)	Tmax(G2)	Tmin(G2)	Symax(G1)	Symin(G1)	Szmax(G1)	Szmin(G1)
主桁													
1	1 - 2	129.3	-137.9	137.9	-129.3	1417.0	-1540.9	1540.9	-1417.0	290.0	-198.2	725.8	-768.2
3	3 - 4	761.8	-799.0	799.0	-761.8	765.0	-795.1	795.1	-765.0	182.5	-209.4	351.7	-380.8
13	13 - 14	3474.6	-3932.8	3932.8	-3474.6	663.9	-595.2	595.2	-663.9	235.8	-199.1	207.7	-203.9
19	19 - 20	5531.0	-5883.6	5883.6	-5531.0	803.4	-786.0	786.0	-803.4	440.1	-292.4	424.7	-439.1
22	22 - 23	5671.0	-5452.6	5452.6	-5671.0	102.6	-107.5	107.5	-102.6	200.0	-191.2	367.9	-342.2
27	27 - 28	3509.1	-3478.7	3478.7	-3509.1	23.1	-22.8	22.8	-23.1	134.4	-126.5	146.0	-175.0
32	32 - 33	1354.0	-1405.2	1405.2	-1354.0	121.4	-124.2	124.2	-121.4	58.0	-75.6	863.8	-784.3
37	37 - 38	61.2	-58.9	58.9	-61.2	18.8	-20.4	20.4	-18.8	146.1	-150.5	299.4	-306.5
タワー													
38	51 - 52	77.6	-88.8	88.8	-77.6	0.0	0.0	0.0	0.0	255.8	-274.1	3.6	-5.2
49	62 - 63	948.8	-1183.7	1183.7	-948.8	0.0	0.0	0.0	0.0	397.3	-391.8	6.2	-9.3
4035	628 - 210	892.8	-1178.0	1178.0	-892.8	6506.3	-9427.8	9427.8	-6506.3	15312.5	-15236.1	644.9	-498.9
橋脚													
91	108 - 109	1391.4	-1151.7	1151.7	-1391.4	822.0	-890.6	890.6	-822.0	195.5	-200.7	102.3	-125.8
95	117 - 118	649.2	-747.2	747.2	-649.2	976.3	-1059.6	1059.6	-976.3	224.8	-199.7	269.1	-281.8
138	306 - 307	612.6	-704.9	704.9	-612.6	12.7	-14.8	14.8	-12.7	108.6	-110.0	61.0	-62.5
142	316 - 317	507.7	-536.0	536.0	-507.7	10.8	-12.7	12.7	-10.8	106.7	-112.7	59.4	-60.0
169	406 - 407	349.2	-361.0	361.0	-349.2	11.6	-12.9	12.9	-11.6	137.2	-138.0	98.8	-103.5
173	416 - 417	315.8	-334.7	334.7	-315.8	13.8	-15.0	15.0	-13.8	141.2	-138.5	98.8	-104.1
要素番号	接点番号	Symax(G2)	Symin(G2)	Szmax(G2)	Szmin(G2)	Mymax(G1)	Mymin(G1)	Mzmax(G1)	Mzmin(G1)	Mymax(G2)	Mymin(G2)	Mzmax(G2)	Mzmin(G2)
主桁													
1	1 - 2	198.2	-290.0	768.2	-725.8	61.6	-75.7	746.2	-863.1	6846.7	-7139.4	1675.3	-1936.6
3	3 - 4	209.4	-182.5	380.8	-351.7	13504.5	-12876.6	4258.2	-3748.0	16334.4	-17312.2	4258.2	-5853.7
13	13 - 14	199.1	-235.8	203.9	-207.7	11126.7	-11554.0	5955.2	-8530.1	10310.8	-9740.6	6214.2	-5136.6
19	19 - 20	292.4	-440.1	439.1	-424.7	6848.1	-6634.6	12562.5	-10040.7	8598.6	-8833.1	11494.7	-14752.7
22	22 - 23	191.2	-200.0	342.2	-367.9	4114.0	-4601.9	6994.3	-7792.9	5140.6	-4287.8	6061.4	-5130.3
27	27 - 28	126.5	-134.4	175.0	-146.0	9301.6	-9278.0	3609.0	-3428.1	10489.1	-11032.4	3318.4	-3946.1
32	32 - 33	75.6	-58.0	784.3	-863.8	3935.4	-3712.3	3507.5	-3506.9	12336.2	-11730.0	2959.5	-2989.1
37	37 - 38	150.5	-146.1	306.5	-299.4	1299.4	-1357.4	696.1	-667.0	0.0	-0.0	40.7	-50.2
タワー													
38	51 - 52	274.1	-255.8	5.2	-3.6	0.0	-0.0	0.0	-0.0	5.4	-7.8	411.2	-383.7
49	62 - 63	391.8	-397.3	9.3	-6.2	137.6	-94.0	22012.8	-21698.4	103.4	-151.6	21389.4	-21908.9
4035	628 - 210	15236.1	-15312.5	498.9	-644.9	18524.5	-23997.9	527549.0	-511209.0	24642.1	-19023.4	526445.0	-542862.0
橋脚													
91	108 - 109	200.7	-195.5	125.8	-102.3	747.5	-695.4	4022.9	-4271.1	1067.6	-1535.8	5592.6	-5217.1
95	117 - 118	199.7	-224.8	281.8	-269.1	851.6	-698.3	4542.4	-4680.2	2462.7	-2704.5	5966.3	-5810.4
138	306 - 307	110.0	-108.6	62.5	-61.0	55.0	-51.7	2088.9	-2022.2	657.4	-670.2	3117.2	-3169.8
142	316 - 317	112.7	-106.7	60.0	-59.4	60.0	-56.5	2077.1	-2039.5	647.0	-648.2	3160.9	-3138.8
169	406 - 407	138.0	-137.2	103.5	-98.8	11.2	-106.2	2472.6	-2491.1	1046.8	-1097.5	3804.2	-3770.3
173	416 - 417	138.5	-141.2	104.1	-98.8	109.7	-105.8	2472.5	-2494.0	1047.2	-1101.2	3813.3	-3836.7

第7編 鋼斜張橋

表 4.2-9 結果対比表([TDAPⅢ結果]/[DYNA2E結果](橋軸方向加震, 断面力)

要素番号	接点番号	Nmax(G1)	Nmin(G1)	Nmax(G2)	Nmin(G2)	Tmax(G1)	Tmin(G1)	Tmax(G2)	Tmin(G2)	Symax(G1)	Symin(G1)	Szmax(G1)	Szmin(G1)
主桁													
1	1 - 2	0.986	0.975	0.975	0.986	0.982	1.076	1.076	0.982	0.757	1.247	0.990	1.002
3	3 - 4	1.002	1.000	1.000	1.002	1.136	1.262	1.262	1.136	1.296	0.992	0.992	1.003
13	13 - 14	1.012	1.010	1.010	1.012	1.105	0.982	0.982	1.105	0.892	1.259	1.018	0.979
19	19 - 20	1.004	1.000	1.000	1.004	1.323	1.148	1.148	1.323	0.743	1.361	1.007	0.992
22	22 - 23	1.008	1.003	1.003	1.008	0.651	0.612	0.612	0.651	1.159	1.229	1.002	1.003
27	27 - 28	1.009	1.004	1.004	1.009	0.645	0.599	0.599	0.645	0.795	0.835	1.027	1.018
32	32 - 33	1.007	1.007	1.007	1.007	0.911	0.930	0.930	0.911	1.969	1.479	1.004	0.992
37	37 - 38	1.004	1.007	1.007	1.004	1.081	0.923	0.923	1.081	0.742	0.715	0.962	0.999
タワー													
38	51 - 52	1.001	0.996	0.996	1.001	3.714	-0.562	0.562	-3.714	1.075	0.937	0.803	0.614
49	62 - 63	0.993	1.017	1.017	0.993	2.186	-0.690	0.690	-2.186	1.002	1.043	0.870	0.612
4035	628 - 210	1.006	1.024	1.024	1.006	1.153	0.842	0.842	1.153	0.999	1.008	0.752	0.900
橋脚													
91	108 - 109	0.829	0.870	0.870	0.829	0.519	0.437	0.437	0.519	1.211	1.396	1.793	1.732
95	117 - 118	1.001	0.814	0.814	1.001	0.333	0.280	0.280	0.333	0.499	0.707	0.545	0.572
138	306 - 307	0.973	0.868	0.868	0.973	1.453	1.207	1.207	1.453	1.008	0.965	0.294	0.303
142	316 - 317	1.029	1.166	1.166	1.029	1.756	1.484	1.484	1.756	1.071	0.977	0.324	0.331
169	406 - 407	0.610	0.591	0.591	0.610	2.981	2.622	2.622	2.981	1.066	0.999	0.360	0.306
173	416 - 417	0.499	0.563	0.563	0.499	2.580	2.355	2.355	2.580	0.926	1.019	0.395	0.327
要素番号	接点番号	Symax(G2)	Symin(G2)	Szmax(G2)	Szmin(G2)	Mymax(G1)	Mymin(G1)	Mzmax(G1)	Mzmin(G1)	Mymax(G2)	Mymin(G2)	Mzmax(G2)	Mzmin(G2)
主桁													
1	1 - 2	1.247	0.757	1.002	0.990	0.458	0.362	0.392	0.499	1.042	0.943	1.082	1.032
3	3 - 4	0.992	1.296	1.003	0.992	0.942	1.050	1.020	1.126	1.062	0.936	1.546	1.074
13	13 - 14	1.259	0.892	0.979	1.018	1.037	0.961	1.440	1.004	0.953	1.055	1.121	1.371
19	19 - 20	1.361	0.743	0.992	1.007	0.970	1.047	0.940	1.029	1.046	0.972	1.030	0.935
22	22 - 23	1.229	1.159	1.003	1.002	1.153	0.903	0.814	0.713	0.785	1.244	0.813	1.045
27	27 - 28	0.835	0.795	1.018	1.027	0.999	1.002	1.782	1.816	1.055	0.949	2.188	1.884
32	32 - 33	1.479	1.969	0.992	1.004	0.924	1.047	1.976	1.954	0.943	1.049	1.938	1.937
37	37 - 38	0.715	0.742	0.999	0.962	1.044	0.940	0.497	0.516	0.997	1.009	3.329	2.644
タワー													
38	51 - 52	0.937	1.075	0.614	0.803	0.815	1.328	0.649	2.149	0.887	0.556	1.003	1.004
49	62 - 63	1.043	1.002	0.612	0.870	0.563	0.895	1.000	0.997	0.896	0.564	0.997	1.000
4035	628 - 210	1.008	0.999	0.900	0.752	0.949	0.685	1.003	1.004	0.685	0.950	1.004	1.003
橋脚													
91	108 - 109	1.396	1.211	1.732	1.793	0.751	1.099	1.107	0.901	2.179	1.314	1.084	1.377
95	117 - 118	0.707	0.499	0.572	0.545	0.564	0.828	0.913	0.761	0.816	0.675	0.719	0.930
138	306 - 307	0.965	1.008	0.303	0.294	0.803	0.774	0.995	1.000	0.275	0.277	0.998	0.989
142	316 - 317	0.977	1.071	0.331	0.324	0.606	0.728	1.015	1.009	0.312	0.280	1.011	1.021
169	406 - 407	0.999	1.066	0.306	0.360	6.898	0.640	1.000	1.025	0.351	0.379	1.038	1.004
173	416 - 417	1.019	0.926	0.327	0.395	0.601	0.561	1.008	0.994	0.366	0.397	0.975	0.999

4.3.2 解析条件

4.3 非線形地震時刻歴応答解析

非線形要素を P1-267 の RC 橋脚に取り入れたモデルについても、線形解析同様橋軸方向加震の時刻歴応答解析を行い、解析結果の比較を行った。

P1-267 橋脚に非線形要素を取り入れる以外は、線形解析時と同様。

4.3.3 解析結果

4.3.1 着目点及び着目部材

線形地震応答解析と同様(図 4.2-1)。

ただし、非線形要素を取り入れた P1-267 橋脚については、線形地震応答解析時より細かく節点を設ける。

TDAPⅢ及び DYN2E による非線形地震応答解析の結果(橋軸方向加震時の変位、加速度、断面力)を表 4.3-1～表 4.3-9 に示す。

解析結果については、線形解析時と同様の傾向で両プログラム間に違いが生じている。

表 4.3-1 TDAPⅢ 非線形地震応答解析結果(橋軸方向加震, 変位)

節点番号	橋軸方向				橋軸直角方向			
	最大応答変位 $\delta x_{max}(m)$	発生時刻 Txmax(sec)	最少応答変位 $\delta x_{min}(m)$	発生時刻 Txmin(sec)	最大応答変位 $\delta y_{max}(m)$	発生時刻 Tymax(sec)	最少応答変位 $\delta y_{min}(m)$	発生時刻 Tymin(sec)
主桁								
1	0.2777	7.14	-0.4382	8.07	0.0511	5.74	-0.0433	5.35
4	0.2796	7.14	-0.4372	8.07	0.0317	5.78	-0.0250	8.67
14	0.2756	7.14	-0.4342	8.07	0.0292	4.60	-0.0304	5.00
20	0.2700	7.15	-0.4312	8.07	0.0032	5.97	-0.0032	4.94
23	0.2694	7.15	-0.4333	8.07	0.0139	6.62	-0.0129	7.01
28	0.2704	7.15	-0.4360	8.07	0.0290	6.63	-0.0281	6.25
33	0.2748	7.14	-0.4333	8.07	0.0164	5.88	-0.0188	6.26
38	0.2752	7.14	-0.4335	8.07	0.0289	7.01	-0.0272	6.60
タワー								
51	0.2673	7.18	-0.4215	8.09	0.0047	6.35	-0.0054	9.37
63	0.3364	7.11	-0.4908	11.14	0.0023	14.90	-0.0023	18.13

表 4.3-2 DYN2E 非線形地震応答解析結果(橋軸方向加震, 変位)

節点番号	橋軸方向				橋軸直角方向			
	最大応答変位 $\delta x_{max}(m)$	発生時刻 Txmax(sec)	最少応答変位 $\delta x_{min}(m)$	発生時刻 Txmin(sec)	最大応答変位 $\delta y_{max}(m)$	発生時刻 Tymax(sec)	最少応答変位 $\delta y_{min}(m)$	発生時刻 Tymin(sec)
主桁								
1	0.2818	7.14	-0.4388	8.07	0.0422	5.23	-0.0415	5.60
4	0.2829	7.14	-0.4385	8.07	0.0341	8.52	-0.0251	5.61
14	0.2787	7.14	-0.4355	8.07	0.0254	4.91	-0.0282	4.53
20	0.2732	7.14	-0.4325	8.07	0.0025	4.90	-0.0028	11.49
23	0.2726	7.15	-0.4346	8.07	0.0085	5.98	-0.0089	11.40
28	0.2736	7.15	-0.4372	8.07	0.0159	5.99	-0.0228	11.42
33	0.2780	7.14	-0.4346	8.07	0.0275	10.85	-0.0310	11.47
38	0.2785	7.14	-0.4348	8.07	0.0430	12.02	-0.0344	11.58
タワー								
51	0.2707	7.18	-0.4574	11.09	0.0114	13.86	-0.0103	19.33
63	0.3376	7.11	-0.5310	11.12	0.0052	18.35	-0.0053	19.40

表 4.3-3 結果対比表([TDAPⅢ結果]/[DYN2E結果])(橋軸方向加震, 変位)

節点番号	橋軸方向				橋軸直角方向			
	最大応答変位 $\delta x_{max}(m)$	発生時刻 Txmax(sec)	最少応答変位 $\delta x_{min}(m)$	発生時刻 Txmin(sec)	最大応答変位 $\delta y_{max}(m)$	発生時刻 Tymax(sec)	最少応答変位 $\delta y_{min}(m)$	発生時刻 Tymin(sec)
主桁								
1	0.986	1.000	0.999	1.000	1.210	1.098	1.042	0.955
4	0.988	1.000	0.997	1.000	0.931	0.678	0.996	1.545
14	0.989	1.000	0.997	1.000	1.151	0.937	1.078	1.104
20	0.988	1.001	0.997	1.000	1.280	1.218	1.151	0.430
23	0.988	1.000	0.997	1.000	1.632	1.107	1.449	0.615
28	0.988	1.000	0.997	1.000	1.826	1.107	1.234	0.547
33	0.989	1.000	0.997	1.000	0.597	0.542	0.606	0.546
38	0.988	1.000	0.997	1.000	0.672	0.583	0.791	0.570
タワー								
51	0.987	1.000	0.922	0.729	0.415	0.458	0.524	0.485
63	0.996	1.000	0.924	1.002	0.437	0.812	0.430	0.935

第7編 鋼斜張橋

表 4.3-4 TDAPⅢ 非線形地震応答解析結果（橋軸方向加震, 加速度）

節点番号	橋 軸 方 向				橋 軸 直 角 方 向			
	最大応答加速度 Gmax(gal)	発生時刻 Tmax(sec)	最少応答加速度 Gmin(gal)	発生時刻 Tmin(sec)	最大応答加速度 Gmax(gal)	発生時刻 Tmax(sec)	最少応答加速度 Gmin(gal)	発生時刻 Tmin(sec)
主桁								
1	400.3	5.87	-322.6	7.12	307.1	5.35	-292.7	5.00
4	397.8	5.87	-326.3	7.12	135.8	5.37	-137.0	5.76
14	368.0	5.83	-319.2	7.17	187.0	4.99	-172.6	4.62
20	374.0	5.93	-308.5	7.17	25.8	4.94	-23.8	5.96
23	368.8	5.94	-302.2	7.17	89.0	6.25	-90.9	6.62
28	371.2	5.83	-302.8	2.96	195.2	6.25	-195.9	6.62
33	378.0	5.86	-328.8	7.11	119.8	6.26	-113.6	5.89
38	386.0	5.86	-336.5	7.11	164.9	6.61	-161.3	7.00
タワー								
51	401.0	5.84	-335.8	7.15	34.0	5.96	-37.3	4.93
63	405.9	6.12	-429.3	7.14	10.5	4.94	-8.3	5.96

表 4.3-5 DYNA2E 非線形地震応答解析結果（橋軸方向加震, 加速度）

節点番号	橋 軸 方 向				橋 軸 直 角 方 向			
	最大応答加速度 Gmax(gal)	発生時刻 Tmax(sec)	最少応答加速度 Gmin(gal)	発生時刻 Tmin(sec)	最大応答加速度 Gmax(gal)	発生時刻 Tmax(sec)	最少応答加速度 Gmin(gal)	発生時刻 Tmin(sec)
主桁								
1	413.2	5.87	-332.1	7.13	326.6	4.90	-332.6	5.23
4	403.9	5.87	-332.3	7.13	153.6	4.91	-179.3	5.23
14	374.0	5.83	-323.7	7.17	167.4	4.56	-186.1	4.90
20	376.4	5.94	-312.6	7.17	22.6	6.90	-22.0	4.89
23	370.1	5.93	-307.2	7.17	56.1	12.63	-54.5	5.96
28	380.9	5.83	-305.6	7.13	110.0	12.62	-95.3	5.96
33	381.7	5.86	-335.5	7.11	94.6	11.47	-76.9	9.59
38	391.6	5.86	-343.5	7.11	161.7	5.30	-223.9	12.01
タワー								
51	406.4	5.86	-346.8	7.15	35.2	4.91	-36.2	11.48
63	432.4	11.12	-437.6	6.93	13.8	7.46	-13.0	7.69

表 4.3-6 結果対比表（[TDAPⅢ結果]／[DYNA2E結果]）（橋軸方向加震, 加速度）

節点番号	橋 軸 方 向				橋 軸 直 角 方 向			
	最大応答加速度 Gmax(gal)	発生時刻 Tmax(sec)	最少応答加速度 Gmin(gal)	発生時刻 Tmin(sec)	最大応答加速度 Gmax(gal)	発生時刻 Tmax(sec)	最少応答加速度 Gmin(gal)	発生時刻 Tmin(sec)
主桁								
1	0.969	1.000	0.971	0.999	0.940	1.092	0.880	0.956
4	0.985	1.000	0.982	0.999	0.884	1.094	0.764	1.101
14	0.984	1.000	0.986	1.000	1.117	1.094	0.927	0.943
20	0.994	0.998	0.987	1.000	1.142	0.716	1.080	1.219
23	0.996	1.002	0.984	1.000	1.587	0.495	1.669	1.111
28	0.975	1.000	0.991	0.415	1.774	0.495	2.056	1.111
33	0.990	1.000	0.980	1.000	1.267	0.546	1.478	0.614
38	0.986	1.000	0.980	1.000	1.020	1.247	0.721	0.583
タワー								
51	0.987	0.997	0.968	1.000	0.965	1.214	1.031	0.429
63	0.939	0.550	0.981	1.030	0.760	0.662	0.635	0.775

表 4.3-7 TDAPⅢ 非線形地震応答解析結果 (橋軸方向加震, 断面力)

要素番号	接点番号	Nmax(G1)	Nmin(G1)	Nmax(G2)	Nmin(G2)	Tmax(G1)	Tmin(G1)	Tmax(G2)	Tmin(G2)	Symax(G1)	Symin(G1)	Szmax(G1)	Szmin(G1)		
主桁															
1	1	-	2	29.5	-26.5	26.5	-29.5	551.7	-487.4	487.4	-551.7	61.3	-72.5	187.1	-175.4
3	3	-	4	131.2	-155.5	155.5	-131.2	434.2	-435.1	435.1	-434.2	73.2	-82.3	96.8	-98.9
13	13	-	14	1186.6	-1063.1	1063.1	-1186.6	216.6	-269.0	269.0	-216.6	101.8	-97.2	34.0	-37.1
19	19	-	20	1328.9	-1377.0	1377.0	-1328.9	457.7	-456.3	456.3	-457.7	192.6	-202.5	102.7	-67.9
22	22	-	23	824.8	-813.6	813.6	-824.8	45.2	-41.0	41.0	-45.2	169.2	-161.9	60.6	-54.4
27	27	-	28	799.0	-721.1	721.1	-799.0	10.5	-8.6	8.6	-10.5	82.3	-81.5	30.4	-33.1
32	32	-	33	418.5	-390.4	390.4	-418.5	74.4	-75.0	75.0	-74.4	78.9	-74.6	187.8	-156.6
37	37	-	38	13.4	-13.8	13.8	-13.4	9.7	-10.5	10.5	-9.7	74.7	-74.6	71.9	-57.6
タワー															
38	51	-	52	25.2	-29.2	29.2	-25.2	0.0	0.0	0.0	0.0	64.7	-61.8	2.0	-2.2
49	62	-	63	520.5	-562.0	562.0	-520.5	0.0	0.0	0.0	0.0	120.6	-132.5	3.6	-3.9
4035	628	-	210	488.4	-544.6	544.6	-488.4	4024.0	-4373.8	4373.8	-4024.0	2265.2	-2696.8	286.8	-293.0
橋脚															
91	108	-	109	424.4	-442.1	442.1	-424.4	294.9	-281.0	281.0	-294.9	165.9	-196.5	106.7	-109.2
95	117	-	118	350.8	-386.6	386.6	-350.8	224.2	-214.5	214.5	-224.2	78.3	-99.5	105.0	-100.1
138	306	-	307	144.5	-163.8	163.8	-144.5	13.4	-12.6	12.6	-13.4	59.6	-57.0	13.1	-11.4
142	316	-	317	140.2	-171.3	171.3	-140.2	13.2	-13.5	13.5	-13.2	53.7	-57.1	10.2	-10.3
169	406	-	407	57.0	-75.8	75.8	-57.0	24.4	-23.8	23.8	-24.4	101.8	-98.1	21.3	-22.1
173	416	-	417	46.1	-37.6	37.6	-46.1	25.1	-24.2	24.2	-25.1	92.1	-97.2	21.6	-23.1
要素番号	接点番号	Symax(G2)	Symin(G2)	Szmax(G2)	Szmin(G2)	Mymax(G1)	Mymin(G1)	Mzmax(G1)	Mzmin(G1)	Mymax(G2)	Mymin(G2)	Mzmax(G2)	Mzmin(G2)		
主桁															
1	1	-	2	72.5	-61.3	175.4	-187.1	12.6	-12.5	148.4	-196.9	1640.8	-1753.3	688.9	-808.4
3	3	-	4	82.3	-73.2	98.9	-96.8	3305.3	-3138.1	1506.9	-1246.5	4107.9	-4271.1	1760.3	-2226.1
13	13	-	14	97.2	-101.8	37.1	-34.0	2103.0	-2440.3	4715.0	-4941.7	2411.5	-2001.1	4025.7	-3800.7
19	19	-	20	202.5	-192.6	67.9	-102.7	1706.0	-1610.7	4609.3	-4633.5	1679.4	-1901.8	5556.0	-5591.7
22	22	-	23	161.9	-169.2	54.4	-60.6	1707.2	-1739.3	2460.0	-2738.2	1870.2	-1735.8	2026.6	-2062.6
27	27	-	28	81.5	-82.3	33.1	-30.4	1777.3	-2088.7	4479.3	-4295.4	2218.1	-1967.3	4939.9	-5174.9
32	32	-	33	74.6	-78.9	156.6	-187.8	1153.6	-816.5	4816.7	-4555.3	2352.9	-3019.4	3808.6	-4029.4
37	37	-	38	74.6	-74.7	57.6	-71.9	255.0	-318.3	235.6	-251.1	0.0	0.0	95.6	-93.1
タワー															
38	51	-	52	61.8	-64.7	2.2	-2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.2	-2.9	97.1	-92.8
49	62	-	63	132.5	-120.6	3.9	-3.6	52.4	-57.1	4694.0	-5027.8	62.9	-57.9	5147.8	-4892.5
4035	628	-	210	2696.8	-2265.2	293.0	-286.8	10779.0	-10811.0	78957.0	-76024.0	11104.0	-11066.0	78270.0	-81118.0
橋脚															
91	108	-	109	196.5	-165.9	109.2	-106.7	276.6	-350.9	3042.7	-2697.2	1428.6	-1322.7	4275.8	-4959.8
95	117	-	118	99.5	-78.3	100.1	-105.0	291.1	-369.9	2835.0	-2477.9	1354.2	-1312.1	3029.4	-3718.5
138	306	-	307	57.0	-59.6	11.4	-13.1	13.6	-15.9	1626.9	-1060.1	123.6	-141.0	1576.6	-2188.2
142	316	-	317	57.1	-53.7	10.3	-10.2	21.2	-18.4	1616.0	-1040.9	112.3	-122.3	1481.4	-2159.4
169	406	-	407	98.1	-101.8	22.1	-21.3	37.6	-41.3	1743.7	-1783.9	251.8	-240.6	2753.8	-2676.4
173	416	-	417	97.2	-92.1	23.1	-21.6	36.7	-37.9	1732.0	-1724.7	258.3	-242.1	2590.5	-2654.9

表 4.3-8 DYNA2E 非線形地震応答解析結果 (橋軸方向加震, 断面力)

要素番号	接点番号	Nmax(G1)	Nmin(G1)	Nmax(G2)	Nmin(G2)	Tmax(G1)	Tmin(G1)	Tmax(G2)	Tmin(G2)	Symax(G1)	Symin(G1)	Szmax(G1)	Szmin(G1)		
主桁															
1	1	-	2	28.9	-32.3	32.3	-28.9	416.6	-387.2	387.2	-416.6	60.8	-93.1	180.5	-179.5
3	3	-	4	132.8	-159.2	159.2	-132.8	267.5	-261.5	261.5	-267.5	68.2	-56.5	95.2	-97.8
13	13	-	14	1199.0	-1073.0	1073.0	-1199.0	200.7	-208.7	208.7	-200.7	65.2	-81.5	32.7	-35.1
19	19	-	20	1332.0	-1380.0	1380.0	-1332.0	343.1	-311.8	311.8	-343.1	176.3	-169.9	93.6	-65.6
22	22	-	23	896.8	-820.9	820.9	-896.8	47.5	-53.9	53.9	-47.5	99.3	-66.6	62.9	-56.0
27	27	-	28	858.3	-762.5	762.5	-858.3	12.6	-10.6	10.6	-12.6	55.1	-33.4	28.4	-31.6
32	32	-	33	443.1	-402.4	402.4	-443.1	63.6	-69.3	69.3	-63.6	48.9	-46.4	189.4	-153.7
37	37	-	38	13.6	-14.0	14.0	-13.6	9.1	-10.0	10.0	-9.1	49.0	-49.9	68.3	-58.8
タワー															
38	51	-	52	25.8	-29.4	29.4	-25.8	0.0	0.0	0.0	0.0	61.8	-65.4	2.1	-2.0
49	62	-	63	546.2	-595.5	595.5	-546.2	0.0	0.0	0.0	0.0	137.0	-116.6	4.1	-3.5
4035	628	-	210	494.0	-564.0	564.0	-494.0	1217.0	-1080.0	1080.0	-1217.0	2746.0	-2308.0	214.3	-242.8
橋脚															
91	108	-	109	355.5	-368.2	368.2	-355.5	367.8	-330.7	330.7	-367.8	189.9	-196.5	85.2	-70.2
95	117	-	118	240.1	-315.5	315.5	-240.1	275.2	-246.0	246.0	-275.2	87.5	-88.9	74.1	-59.4
138	306	-	307	175.5	-199.3	199.3	-175.5	11.1	-11.6	11.6	-11.1	60.5	-56.8	19.2	-20.7
142	316	-	317	127.8	-192.5	192.5	-127.8	10.1	-8.5	8.5	-10.1	60.1	-55.8	19.1	-22.1
169	406	-	407	116.0	-105.9	105.9	-116.0	9.7	-9.9	9.9	-9.7	98.0	-95.3	42.5	-33.0
173	416	-	417	100.6	-141.6	141.6	-100.6	9.9	-10.2	10.2	-9.9	97.1	-98.1	42.2	-33.0
要素番号	接点番号	Symax(G2)	Symin(G2)	Szmax(G2)	Szmin(G2)	Mymax(G1)	Mymin(G1)	Mzmax(G1)	Mzmin(G1)	Mymax(G2)	Mymin(G2)	Mzmax(G2)	Mzmin(G2)		
主桁															
1	1	-	2	93.1	-60.8	179.5	-180.5	21.7	-25.3	77.4	-91.5	1698.0	-1681.0	831.5	-555.5
3	3	-	4	56.5	-68.2	97.8	-95.2	3187.0	-3220.0	1042.0	-1514.0	4173.0	-4144.0	1989.0	-1620.0
13	13	-	14	81.5	-65.2	35.1	-32.7	2436.0	-2036.0	4760.0	-4648.0	1891.0	-2433.0	3998.0	-4003.0
19	19	-	20	169.9	-176.3	65.6	-93.6	1644.0	-1812.0	2945.0	-4064.0	1901.0	-1700.0	4844.0	-3826.0
22	22	-	23	66.6	-99.3	56.0	-62.9	1842.0	-1767.0	2806.0	-3401.0	1750.0	-1979.0	2945.0	-2821.0
27	27	-	28	33.4	-55.1	31.6	-28.4	2141.0	-1788.0	2547.0	-2628.0	1982.0	-2203.0	2728.0	-2558.0
32	32	-	33	46.4	-48.9	153.7	-189.4	835.4	-1200.0	1920.0	-1744.0	3087.0	-2299.0	1258.0	-1556.0
37	37	-	38	49.9	-49.0	58.8	-68.3	302.7	-260.4	224.2	-236.9	0.0	0.0	29.4	-29.3
タワー															
38	51	-	52	65.4	-61.8	2.0	-2.1	0.0	0.0	0.0	0.0	3.1	-3.0	98.1	-92.7
49	62	-	63	116.6	-137.0	3.5	-4.1	52.7	-56.8	4607.0	-4939.0	62.9	-57.9	5051.0	-4810.0
4035	628	-	210	2308.0	-2746.0	242.8	-214.3	8857.0	-7969.0	78870.0	-75970.0	8183.0	-9100.0	78120.0	-80980.0
橋脚															
91	108	-	109	196.5	-189.9	70.2	-85.2	298.2	-305.9	4343.3	-3883.3	1968.4	-1953.1	6147.8	-7086.3
95	117	-	118	88.9	-87.5	59.4	-74.1	306.1	-292.2	2767.0	-2608.0	987.0	-852.5	3481.0	-3514.0
138	306	-	307	56.8	-60.5	20.7	-19.2	21.6	-18.6	1615.0	-1058.0	205.7	-227.0	1548.0	-2172.0
142	316	-	317	55.8	-60.1	22.1	-19.1	18.7	-19.2	1613.0	-1049.0	204.7	-236.4	1526.0	-2179.0
169	406	-	407	95.3	-98.0	33.0	-42.5	35.1	-42.0	1739.0	-1750.0	447.0	-348.9	2643.0	-2672.0
173	416	-	417	98.1	-97.1	33.0	-42.2	34.9	-43.0	1732.0	-1754.0	445.2	-349.3	2689.0	-2655.0

第7編 鋼斜張橋

表 4.3-9 結果対比表(「TDAPⅢ結果」/「DYNA2E結果」(橋軸方向加震, 断面力))

要素番号	接点番号	Nmax(G1)	Nmin(G1)	Nmax(G2)	Nmin(G2)	Tmax(G1)	Tmin(G1)	Tmax(G2)	Tmin(G2)	Symax(G1)	Symin(G1)	Szmax(G1)	Szmin(G1)
主桁													
1	1 - 2	1.022	0.819	0.819	1.022	1.324	1.259	1.259	1.324	1.008	0.779	1.036	0.977
3	3 - 4	0.988	0.977	0.977	0.988	1.623	1.664	1.664	1.623	1.074	1.457	1.016	1.011
13	13 - 14	0.990	0.991	0.991	0.990	1.079	1.289	1.289	1.079	1.562	1.192	1.040	1.058
19	19 - 20	0.998	0.998	0.998	0.998	1.334	1.463	1.463	1.334	1.093	1.192	1.097	1.035
22	22 - 23	0.920	0.991	0.991	0.920	0.952	0.761	0.761	0.952	1.704	2.431	0.964	0.972
27	27 - 28	0.931	0.946	0.946	0.931	0.835	0.814	0.814	0.835	1.494	2.439	1.069	1.047
32	32 - 33	0.945	0.970	0.970	0.945	1.171	1.082	1.082	1.171	1.613	1.608	0.992	1.019
37	37 - 38	0.983	0.987	0.987	0.983	1.067	1.049	1.049	1.067	1.524	1.495	1.052	0.979
タワー													
38	51 - 52	0.978	0.993	0.993	0.978	0.253	0.000	0.000	0.253	1.047	0.946	0.934	1.078
49	62 - 63	0.953	0.944	0.944	0.953	0.474	0.000	0.000	0.474	0.880	1.136	0.887	1.110
4035	628 - 210	0.989	0.966	0.966	0.989	3.306	4.050	4.050	3.306	0.825	1.168	1.338	1.207
橋脚													
91	108 - 109	1.194	1.201	1.201	1.194	0.802	0.850	0.850	0.802	0.874	1.000	1.252	1.556
95	117 - 118	1.461	1.225	1.225	1.461	0.815	0.872	0.872	0.815	0.895	1.119	1.416	1.686
138	306 - 307	0.823	0.822	0.822	0.823	1.211	1.087	1.087	1.211	0.986	1.004	0.680	0.552
142	316 - 317	1.097	0.890	0.890	1.097	1.302	1.583	1.583	1.302	0.893	1.023	0.532	0.468
169	406 - 407	0.491	0.715	0.715	0.491	2.517	2.399	2.399	2.517	1.039	1.029	0.502	0.670
173	416 - 417	0.459	0.265	0.265	0.459	2.538	2.374	2.374	2.538	0.948	0.991	0.511	0.701
要素番号	接点番号	Symax(G2)	Symin(G2)	Szmax(G2)	Szmin(G2)	Mymax(G1)	Mymin(G1)	Mzmax(G1)	Mzmin(G1)	Mymax(G2)	Mymin(G2)	Mzmax(G2)	Mzmin(G2)
主桁													
1	1 - 2	0.779	1.008	0.977	1.036	0.582	0.495	1.917	2.151	0.966	1.043	0.829	1.455
3	3 - 4	1.457	1.074	1.011	1.016	1.037	0.975	1.446	0.823	0.984	1.031	0.885	1.374
13	13 - 14	1.192	1.562	1.058	1.040	0.863	1.199	0.991	1.063	1.275	0.822	1.007	0.949
19	19 - 20	1.192	1.093	1.035	1.097	1.038	0.889	1.565	1.140	0.883	1.119	1.147	1.462
22	22 - 23	2.431	1.704	0.972	0.964	0.927	0.984	0.877	0.805	1.069	0.877	0.688	0.731
27	27 - 28	2.439	1.494	1.047	1.069	0.830	1.168	1.759	1.634	1.119	0.893	1.811	2.023
32	32 - 33	1.608	1.613	1.019	0.992	1.381	0.680	2.509	2.612	0.762	1.313	3.028	2.590
37	37 - 38	1.495	1.524	0.979	1.052	0.842	1.222	1.051	1.060	0.000	0.000	3.253	3.179
タワー													
38	51 - 52	0.946	1.047	1.078	0.934	0.000	0.000	0.000	0.000	1.043	0.981	0.989	1.001
49	62 - 63	1.136	0.880	1.110	0.887	0.995	1.004	1.019	1.018	1.000	1.000	1.019	1.017
4035	628 - 210	1.168	0.825	1.207	1.338	1.217	1.357	1.001	1.001	1.357	1.216	1.002	1.002
橋脚													
91	108 - 109	1.000	0.874	1.556	1.252	0.927	1.147	0.701	0.695	0.726	0.677	0.696	0.700
95	117 - 118	1.119	0.895	1.686	1.416	0.951	1.266	1.025	0.950	1.372	1.539	0.870	1.058
138	306 - 307	1.004	0.986	0.552	0.680	0.632	0.852	1.007	1.002	0.601	0.621	1.018	1.007
142	316 - 317	1.023	0.893	0.468	0.532	1.134	0.956	1.002	0.992	0.548	0.517	0.971	0.991
169	406 - 407	1.029	1.039	0.670	0.502	1.070	0.983	1.003	1.019	0.563	0.690	1.042	-1.002
173	416 - 417	0.991	0.948	0.701	0.511	1.050	0.881	1.000	0.983	0.580	0.693	0.963	1.000

第5章 解析結果

5.1 標準モデルと地盤ばねモデルの解析結果比較

(TDAPⅢ使用)

5.1.1 固有振動数

標準モデル・地盤ばねモデル両者のモード解析結果の内、10次までの振動数を表5.1-1に示す。

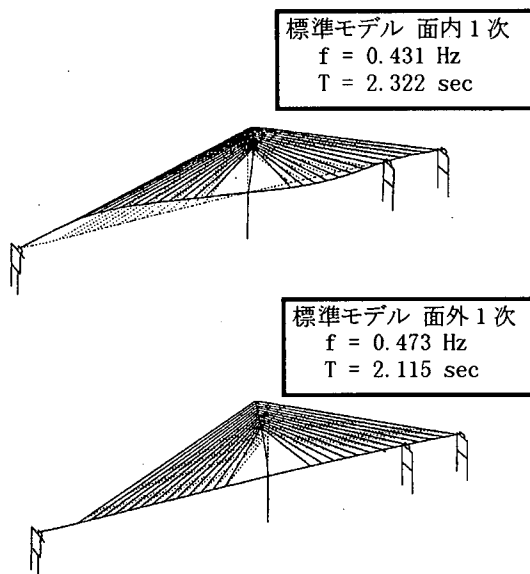
10次までの高次モードにおける固有振動数の差は、解析結果ではあまり出ていない。これは、上部・主塔・鋼橋脚の剛性が、基礎構造の持つ剛性に対して小さく基礎モデル化の影響が小さいためである。

しかし、5次以降のモード($f=0.780\text{Hz}$ 以降)では、若干固有振動数の値に差が生じている。この振動数がTYPEⅡ地震波における最大加速度領域に近いことより、各応答値に対して比較検討を行う必要があると言える。

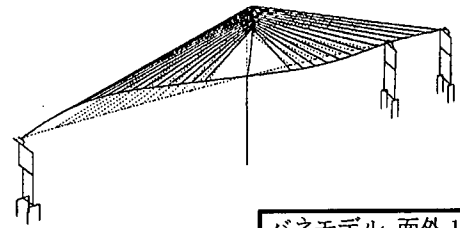
主要モード(面内外各1次モード)におけるモード変形図は図5.1-1の通りであり、モード変形に差はない。

表 5.1-1 各モード次数における固有振動数

モード次数	標準モデル固有振動数 $f_1(\text{Hz})$	ばねモデル固有振動数 $f_2(\text{Hz})$
1	0.431	0.431
2	0.473	0.473
3	0.597	0.595
4	0.725	0.720
5	0.780	0.769
6	0.933	0.879
7	1.150	1.109
8	1.169	1.149
9	1.219	1.219
10	1.248	1.250



ばねモデル 面内1次
 $f = 0.431 \text{ Hz}$
 $T = 2.323 \text{ sec}$



ばねモデル 面外1次
 $f = 0.473 \text{ Hz}$
 $T = 2.114 \text{ sec}$

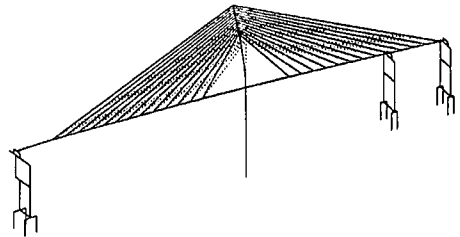


図 5.1-1 主要モード変形図

5.1.2 加速度, 変位

加速度・変位については、主塔頂部(節点番号51)及びRC橋脚頂部(節点番号201)の2点において比較を試みた。結果は表5.1-2の通りであり、橋軸方向加震時においては、地盤ばねモデルで最大応答加速度に増加の傾向が見られるが、最大応答変位にはほとんど差がない。

しかし、直角方向加震時については、地盤ばねの影響で変位の増加は予想されていたが、最大応答加速度についても約20%増加している。

従ってこの結果からは、直角方向加震時においては、地盤ばねモデルの方がTYPEⅡ地震の影響を強く受けるモデルであると言える。

表 5.1-2 主塔・P1-267 橋脚頂部における加速度・変位

節点番号	標準モデル		地盤ばねモデル	
	最大応答加速度 $G_{\text{max}}(\text{gal})$	最大応答変位 $\delta_{\text{max}}(\text{m})$	最大応答加速度 $G_{\text{max}}(\text{gal})$	最大応答変位 $\delta_{\text{max}}(\text{m})$
51 (主塔頂部)	401.0	-0.422	-592.7	-0.418
201 (RC橋脚頂部)	381.3	-0.433	399.0	-0.431

橋軸方向加震時

節点番号	標準モデル		地盤ばねモデル	
	最大応答加速度 $G_{\text{max}}(\text{gal})$	最大応答変位 $\delta_{\text{max}}(\text{m})$	最大応答加速度 $G_{\text{max}}(\text{gal})$	最大応答変位 $\delta_{\text{max}}(\text{m})$
51 (主塔頂部)	-1739.2	1.239	2155.8	1.428
201 (RC橋脚頂部)	685.9	-0.049	-843.8	0.088

直角方向加震時

5.1.3 断面力

断面力については、橋軸方向加震時における主桁・主塔・RC橋脚の最大応答モーメント及び直角方向加震時の主塔・RC橋脚の最大応答モーメントにより対比を行った。

図 5.1-2 は、橋軸方向加震時における主桁最大応答曲げモーメントであるが、主桁に関しては、応答値に差がほとんど生じていないことより、地盤の拘束条件の影響を受けていないと言える。

図 5.1-3 及び図 5.1-4 は、橋軸方向加震時及び直角方向加震時の主塔に発生する曲げモーメント分布であるが、橋軸方向については標準モデル、地盤バネモデルの差は小さいが、直角方向については地盤バネモデルの方が主塔基部において約 17% 断面力が大きくなっている。

これは、前述の加速度・変位と同じ傾向であり、地盤バネモデルの方が橋軸直角方向については、モデルとして大きな作用力を受けていることが分かる。図 5.1-5 及び図 5.1-6 は、主塔下部RC橋脚(P1-267)の橋軸方向及び直角方向加震時の応答モーメントであるが、主塔応答モーメントと同様の傾向が出ている。

ラーメン橋脚等の構造モデルでは、脚下端をバネでモデル化すれば、バネの弾性変形により脚下端に発生するモーメントの値は減少する。今回の解析結果からは、その逆の結果が出ていることより、一つとしては地盤バネモデルの方が標準モデルより検討に用いている地震波に対して共振しやすい事が考えられるが、さらに検討を行うべき重要な課題であると言える。

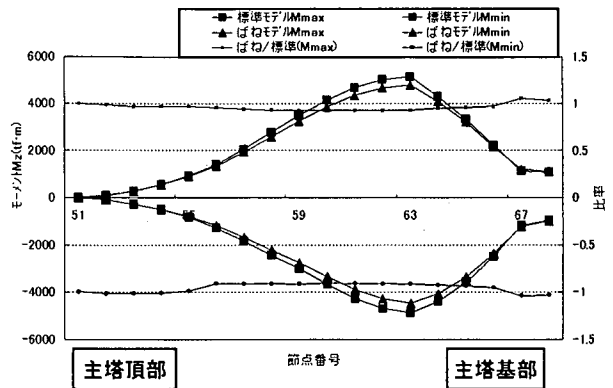


図 5.1-3 主塔応答モーメント(橋軸方向加震時)

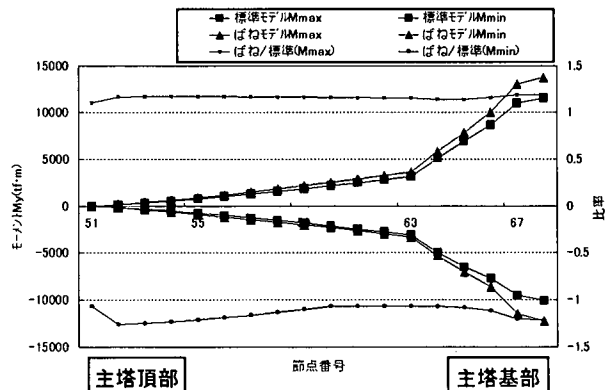


図 5.1-4 主塔応答モーメント(直角方向加震時)

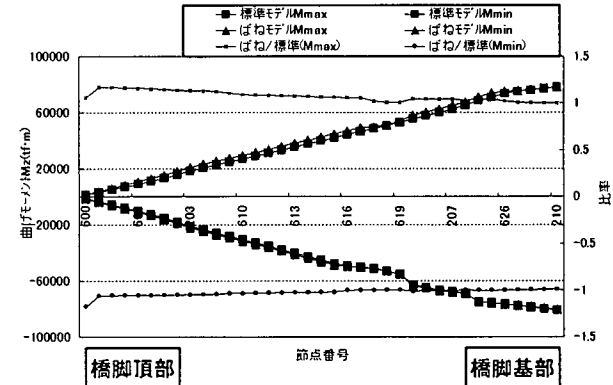


図 5.1-5 P1-267 橋脚応答モーメント(橋軸方向加震時)

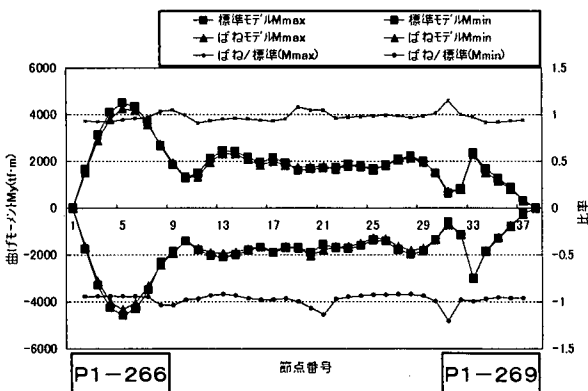


図 5.1-2 主桁応答モーメント(橋軸方向加震時)

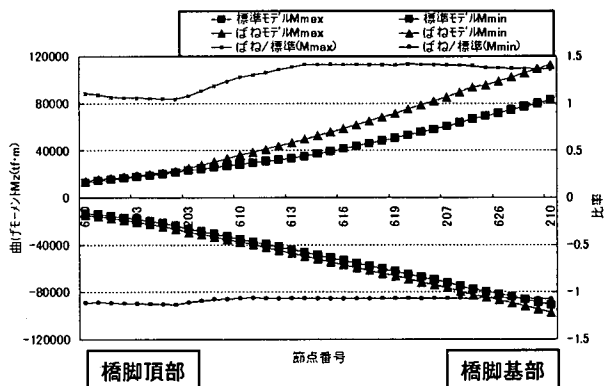


図 5.1-6 P1-267 橋脚応答モーメント(直角方向加震時)

5.2 標準モデルと主塔部3支承モデルの解析結果比較

(DYNA 2 E使用)

両モデルの違いが最も明確に出る P1-267 の支承に着目して、死荷重も足した断面力の比較を行った。

図 5.2-1 に主塔部3支承のスケッチを、図 5.2-2 に標準モデル橋軸直角方向加震時の支承軸力を、図 5.2-3 に主塔部3支承モデルの軸力を示す。これらより明らかとなったのは、塔支承(要素番号 650)では標準モデル、主塔部3支承モデルとも、軸力の変動がわずかである。当然ながら桁支承も含めてひとつの要素にモデル化している標準モデルの方が、値は大きいですが、その差は15%程度である。

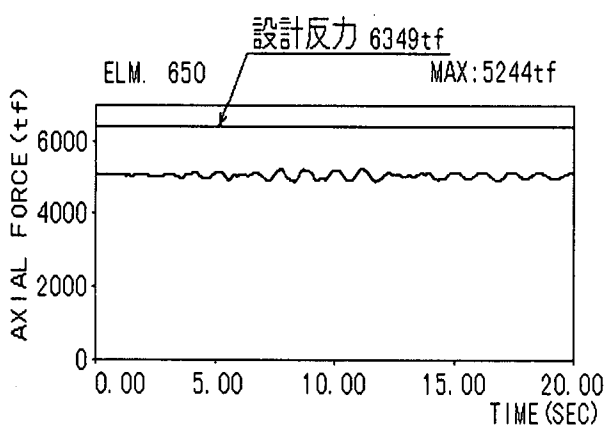


図 5.2-2 標準モデル支承軸力の時刻歴応答

一方、3つの支承を忠実にモデル化した3支承モデルにおいては、桁支承(要素番号 1650,1750)の軸力変動幅が非常に大きく、圧縮側では設計反力を、引張側では支承取付ボルトの引張破断強度を越えるような結果が出ている。

逆の見方をすれば、標準モデルにおいては、この本来生じるはずの桁支承における軸力変動が全く評価できないことになる。

このことより、支承部付近の設計には3支承モデルが不可欠である。

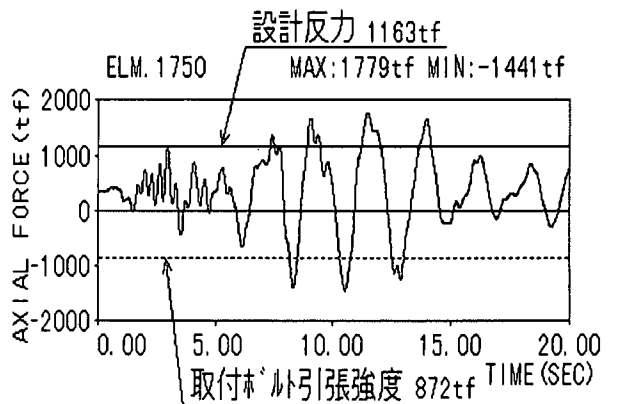
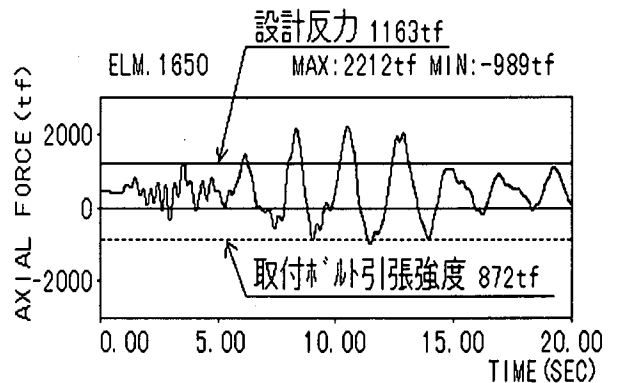
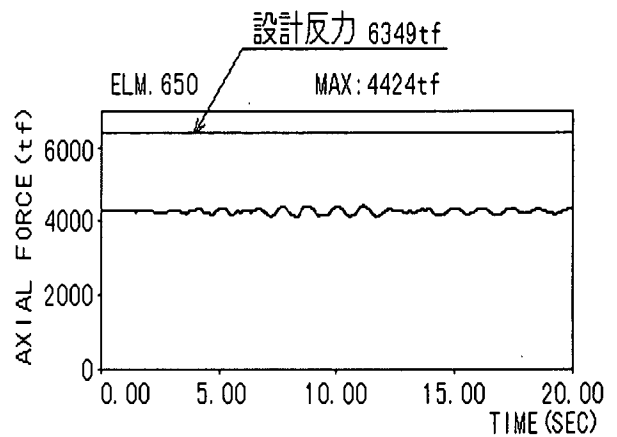


図 5.2-3 主塔部3支承モデルの支承軸力の時刻歴応答

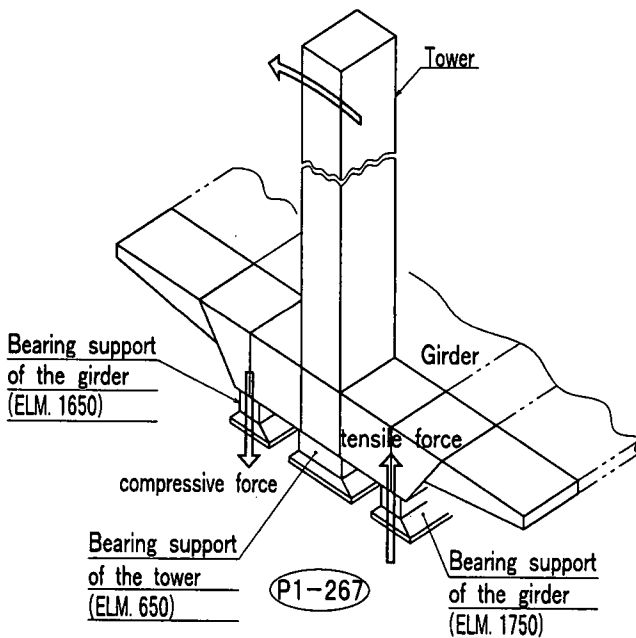


図 5.2-1 主塔部3支承

5.3 標準モデルとTMDモデルの解析結果比較

(TDAPⅢ使用)

TMDのモデル化の影響を把握する為に、参考としてTMDの相対移動量を制限しないで解析をおこなったモデルの応答値についても併記する。

また変位については、わずかに低下が見られるものの、効果があるとは言い難い。

この結果から、本橋梁に設置されてるTMDについては、地震動には効果が期待できないことがわかった。しかしながら、主塔の応答値を増加させる傾向にあるため、統合モデルにもTMD(移動制限装置有)をモデル化することにした。

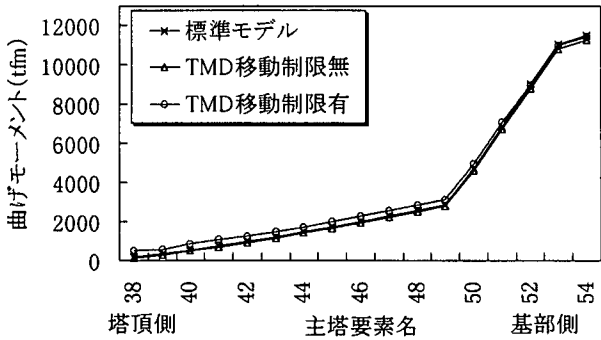


図 5.3-1 主塔の曲げモーメント(最大応答値)

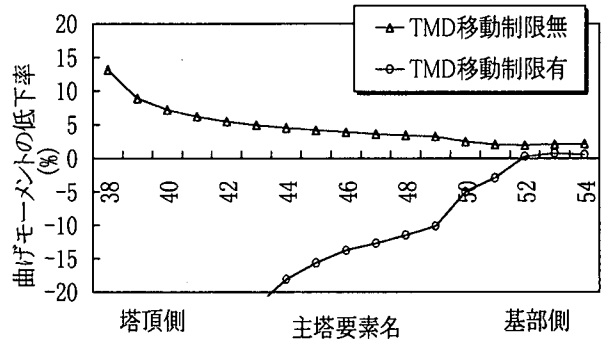


図 5.3-3 主塔の曲げモーメントの低下率

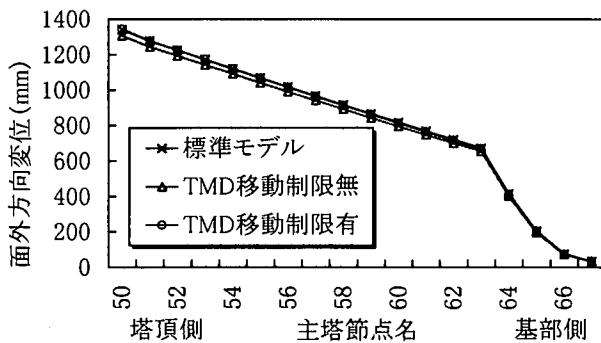


図 5.3-2 主塔の面外方向変位(最大応答値)

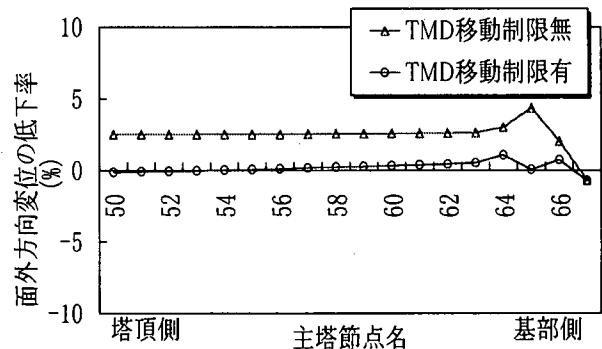


図 5.3-4 主塔の面外方向変位の低下率

図 5.3-1 に主塔の曲げモーメント、図 5.3-2 に主塔の面外方向変位の、それぞれ最大応答値を示す。TMDの移動を制限しないモデルでは、標準モデルに比べ若干の応答値の低下が見られるが、TMDの移動を制限したモデルでは、標準モデルとほとんど応答値に差が出ない結果となった。

標準モデルの応答値に対するTMDモデルの応答値の低下率をグラフにすると、図 5.3-3、図 5.3-4 のようになる。(低下率のマイナスは、応答値の増加を意味する。)

TMDの移動を制限しないモデルでは、主塔曲げモーメントで数%から10数%の低下、面外方向変位で基部を除いて2.5%の低下が見られるが、これによって応答値の低減を期待できる程の値ではない。

TMDの移動を制限したモデルについて、主塔の塔頂部から中間付近の曲げモーメントの応答値が、標準モデルに対して増加傾向にあることが読み取れる。

5. 4 統合モデル解析結果

(TDAPⅢ使用)

5.4.1 変位・加速度

橋軸方向加震時、直角方向加震時、鉛直方向加震時及び3方向同時加震時の変位・加速度の結果について、表 5.4-1～表 5.4-4 に示す。

着目点は、応答加速度、応答変位とも主塔頂部（節点番号 51）及び P1-267 橋脚頂部（節点番号 201）とした。また、可動支承を有する P1-266 橋脚及び P1-269 橋脚に関しては、支承に設置されている移動制限装置を考慮したモデル（移動制限あり）及び考慮しないモデル（移動制限なし）についても解析を行っている。

表 5.4-1 の結果では、橋軸方向、直角方向、鉛直方向各 1 成分のみの加震では、橋軸直角方向加震時の加速度が最も大きく、2800gal～2500gal という非常に大きい値を示している。表 5.4-2 においても同様の傾向があるが、最大応答加速度は 800gal～810gal と 30%程度に値が減少している。

表 5.4-3 及び表 5.4-4 に示す同着目点における変位では、主塔頂部で橋軸直角方向に約 1.5m の最大応答変位が生じているが、P1-267 橋脚頂部の応答変位は約 0.06m と 4%程度の値となっている。このことより、RC 橋脚に対して剛性の小さい主塔のみが橋軸直角方向に大きく振動していることが分かる。

表 5.4-1 主塔頂部(節点番号 51)最大応答加速度

加震方向	主塔頂部(節点番号51)応答加速度(gal)					
	Gmax(x)	Gmax(y)	Gmax(z)	Gmin(x)	Gmin(y)	Gmin(z)
橋軸方向 (移動制限なし)	733.5	108.8	6.6	-808.3	-126.3	-7.2
橋軸方向 (移動制限あり)	771.9	114.7	30.2	-831.5	-101.1	-26.0
直角方向	50.0	2787.7	2.9	-41.6	-2504.3	-2.7
鉛直方向	107.9	21.9	803.4	-133.9	-15.0	-857.4
3方向同時	648.4	2790.4	802.3	-757.5	-3363.6	-857.9

表 5.4-2 P1-267 橋脚頂部(節点番号 201) 応答加速度

加震方向	P1-267橋脚頂部(節点番号201)応答加速度(gal)					
	Gmax(x)	Gmax(y)	Gmax(z)	Gmin(x)	Gmin(y)	Gmin(z)
橋軸方向 (移動制限なし)	407.4	52.5	1.3	-351.4	-53.5	-1.4
橋軸方向 (移動制限あり)	612.2	47.5	3.7	-523.1	-37.2	-3.3
直角方向	41.1	795.0	0.4	-35.0	-814.4	-0.4
鉛直方向	35.6	13.2	421.0	-31.3	-15.5	-486.1
3方向同時	449.8	1129.8	420.9	-370.7	-1240.3	-486.5

表 5.4-3 主塔頂部(節点番号 51)最大応答変位

加震方向	主塔頂部(節点番号51)応答変位(m)					
	$\delta_{max}(x)$	$\delta_{max}(y)$	$\delta_{max}(z)$	$\delta_{min}(x)$	$\delta_{min}(y)$	$\delta_{min}(z)$
橋軸方向 (移動制限なし)	0.2532	0.0570	0.0024	-0.4030	-0.0573	-0.0023
橋軸方向 (移動制限あり)	0.2632	0.0481	0.0024	-0.4112	-0.0536	-0.0022
直角方向	0.0132	1.4560	0.0008	-0.0171	-1.5321	-0.0008
鉛直方向	0.0550	0.0025	0.0022	-0.0557	-0.0016	-0.0022
3方向同時	0.2431	1.3317	0.0041	-0.4138	-1.3980	-0.0032

表 5.4-4 P1-267 橋脚(節点番号 201)最大応答変位

加震方向	P1-267橋脚頂部(節点番号201)応答変位(m)					
	$\delta_{max}(x)$	$\delta_{max}(y)$	$\delta_{max}(z)$	$\delta_{min}(x)$	$\delta_{min}(y)$	$\delta_{min}(z)$
橋軸方向 (移動制限なし)	0.2400	0.0073	0.0002	-0.4075	-0.0072	-0.0002
橋軸方向 (移動制限あり)	0.2457	0.0045	0.0002	-0.4141	-0.0037	-0.0002
直角方向	0.0121	0.0562	0.0001	-0.0134	-0.0564	-0.0001
鉛直方向	0.0036	0.0006	0.0009	-0.0039	-0.0005	-0.0009
3方向同時	0.2567	0.0486	0.0008	-0.4295	-0.0471	-0.0009

また、可動支承を有する P1-266、P1-269 橋脚については、上部工側支承(P1-266 橋脚節点番号 101、P1-269 橋脚節点番号 401)と下部工側支承(P1-266 橋脚節点番号 181、P1-269 橋脚節点番号 481)の相対変位量についても検討を行った。

図 5.4-1 に P1-267 橋脚、図 5.4-2 に P1-269 橋脚の 20 秒間の時刻歴応答変位を示す。相対変位量の最大値は、P1-266 橋脚で約 0.5m、P1-269 橋脚で約 0.7m という値を示しており、特に上部工最大応答変位時に、橋脚の応答変位が上部工と逆方向に出ていることより、支承部分に発生する最大変位量は大きな値を示している。

移動制限装置を考慮しないモデルでは、上部工、橋脚間で逆位相が生じ、変位量が大きな値を示していたが、本橋の可動支承には移動制限装置（水平支承）が、設置されていることより、これをモデル化した際の影響についても検討を行う。

移動制限装置の移動量は、約±120mm で、耐力については、表 5.4-5 の通りである。ここで言う耐力は、移動制限装置の 1.5×許容支圧応力度に相当する値を示す。

表 5.4-5 移動制限装置耐力

橋脚	支圧面積			材質	許容支圧応力度 (kg/cm ²)	割増し 係数	耐力(t)
	b(mm)	h(mm)	A(cm ²)				
P1-266	270	50	135	SCW480	2500	1.5	506
P1-269	150	50	75	SCW480	2500	1.5	281

移動制限装置を考慮した場合の P1-267 橋脚の時刻歴応答値については、図 5.4-3 に示す。

移動制限装置を考慮したモデルでは、その効果により、上部工側支承、下部側支承の応答変位波形が

移動制限装置を考慮しないモデルと異なるが、最大応答値は0.3m~0.4mと言う値を示し、大きくは変わらない。

移動制限装置に生じる反力については、表 5.4-6 に示すとおりで、移動制限装置に作用する反力としては、移動制限装置が1橋脚1箇所しか付いていないため、支承反力の合計値となる。

P1-266 上で3.8倍、P1-269 上で2.6倍耐力を上回っているため、移動制限装置が破損する可能性は、高い。従って、構造全体としての地震時の挙動は、移動制限装置を考慮しないモデルに近いことが予想される。

表 5.4-6 移動制限装置反力

橋脚	節点	水平力		変形量	
		Pmax(t)	Pmin(t)	δ max(m)	δ min(m)
P1-266	101-181	940.0	-469.4	0.1254	-0.1247
	111-191	989.8	-1096.1	0.1255	-0.1256
	反力合計	1929.8	-1565.5	-	-
	平均	964.9	-782.7	0.1255	-0.1251
P1-269	401-481	367.7	-369.5	0.1237	-0.1237
	411-491	370.0	-368.3	0.1237	-0.1237
	反力合計	737.7	-737.8	-	-
	平均	368.9	-368.9	0.1237	-0.1237

残留変位については、入力地震波 40 秒に対し、加震後 40 秒間自由減衰運動をさせ、そのとき生じている変位を求めた。ただし、このときの値は、死荷重及びケーブル初期張力により生じる初期変位が含まれている。従って、塑性変形による残留変位としては、自由減衰運動終了後の変位より、初期変位を引いた値となる。

着目点は、構造全体系の中心となる主塔下部工 RC 橋脚頂部（節点番号 201）とし、橋軸方向加震時、直角方向加震時、鉛直方向加震時、3 方向同時入射時の各々の加震方向における変位を抽出した。

表 5.4-7 は、各方向に地震波を個別に入射した際の残留変位であるが、RC 橋脚に最も塑性化が生じる橋軸方向の残留変位が各入射方向の内最も大きい値を示す。

しかし、脚高 36.8m に対する許容残留変位は、

$$\delta a = 36.8/100 = 0.368 \text{ m}$$

となり、残留変位が最も大きい 3 方向同時加震時橋軸方向残留変位でも許容残留変位の 12%程度である。

表 5.4-7 P1-267 橋脚(節点 201)残留変位

加震方向	残留変位 δ (m)		
	δ x	δ y	δ z
橋軸方向 (移動制限なし)	0.0294	-0.0012	0.0000
橋軸方向 (移動制限あり)	0.0301	0.0000	0.0000
直角方向	0.0002	0.0046	0.0001
鉛直方向	0.0000	0.0000	0.0000
3 方向同時	0.0428	-0.0017	0.0000

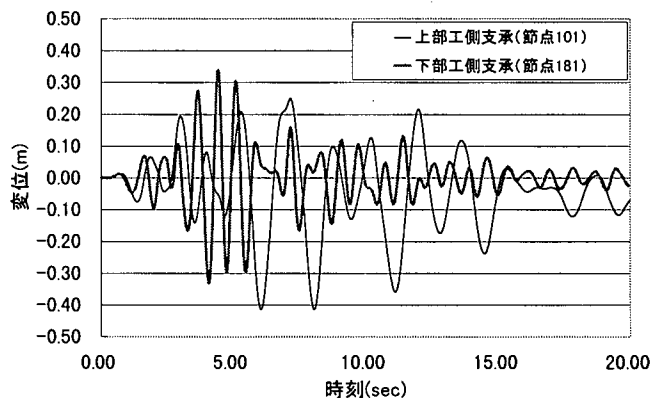


図 5.4-1 P1-266 橋脚支承部時刻歴応答変位

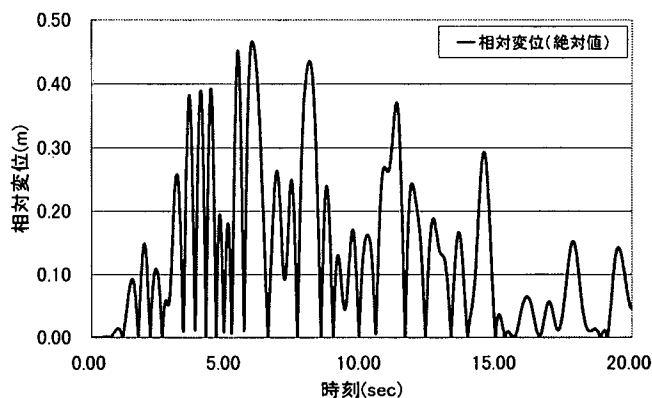


図 5.4-2 P1-266 橋脚支承部相対変位

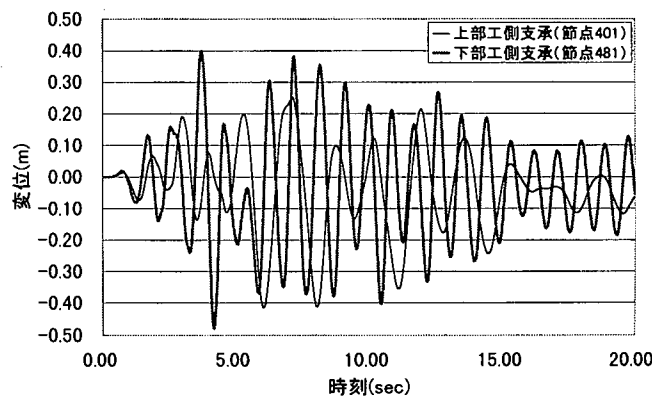


図 5.4-3 P1-269 橋脚支承時刻歴応答変位

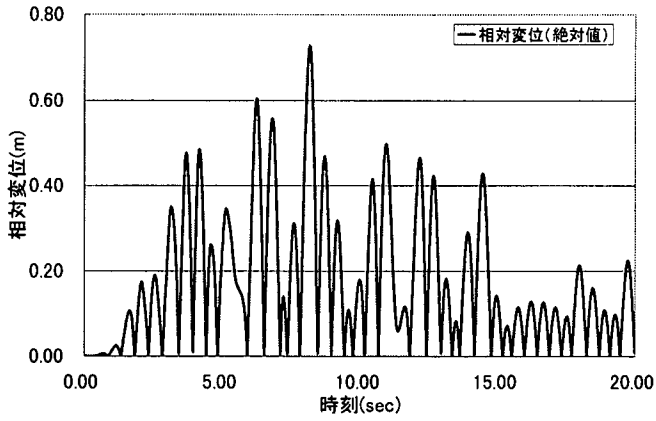


图 5.4-4 P1-269 橋脚支承部相对变位

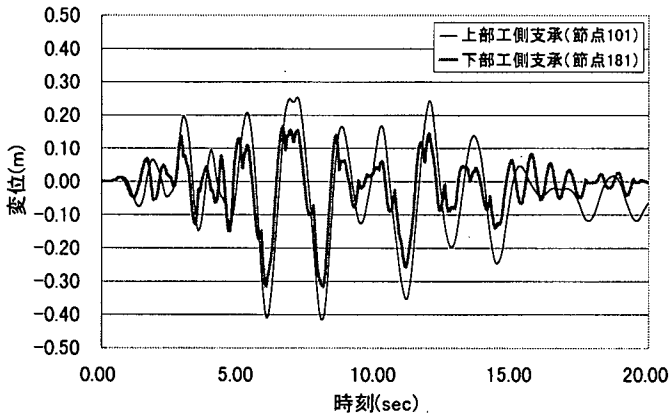


图 5.4-5 P1-266 橋脚支承部時刻歴応答变位(移動制限あり)

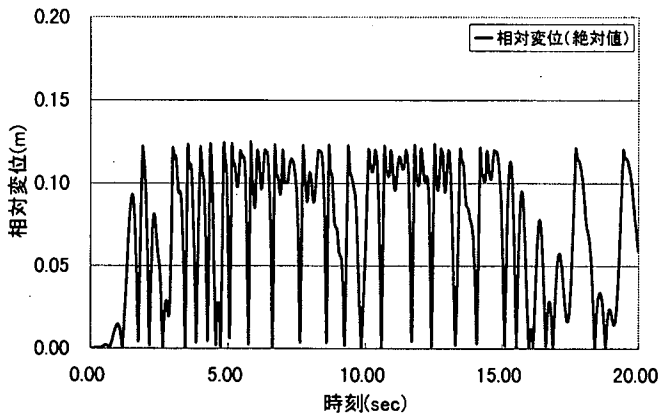


图 5.4-6 P1-266 橋脚支承部相对变位(移動制限あり)

5.4.2 断面力

断面力(曲げモーメント)の最大応答値(絶対値)について、図5.4-7～図5.4-16に示す。

面内方向の曲げモーメントに着目する場合は、橋軸方向加震(移動制限あり、なし)、鉛直方向加震、3方向同時加震の4ケース、面外方向の曲げモーメントについては、橋直方向加震(橋軸方向移動制限ありとなし)、鉛直方向加震、3方向同時加震の4ケースについて、それぞれ解析を行った。尚、面内とは橋軸方向、面外とは橋直方向を意味する。

主桁の面内曲げモーメントを図5.4-7、面外曲げモーメントを図5.4-8に示す。(図の左側がP1-266橋脚側、右側がP1-269側。)

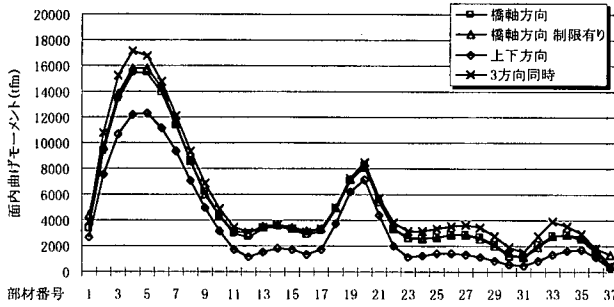


図 5.4-7 主桁 面内曲げモーメント

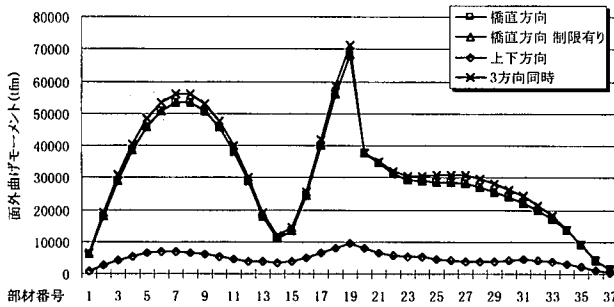


図 5.4-8 主桁 面外曲げモーメント

橋軸方向加震時と3方向同時加震時の応答値を比較してみても、際立った差がみられていない。本橋のような斜張橋においては、橋軸方向(面内)加振時の面外曲げモーメント、橋直方向(面外)加振時の面内曲げモーメントといった2軸曲げの影響が薄いということが考察できる。

橋軸方向への移動制限構造の影響については、橋軸方向加振時に、移動制限構造を取り付けた主桁端部の応答値が多少大きくなっているものの、ほとんど影響がみられない。

橋脚の面内、面外曲げモーメントおよび橋脚曲げ耐力(鋼製橋脚の場合、降伏、終局、RC橋脚の場合、ひびわれ、初期降伏、終局)を図5.4-9～図5.4-16に示す。(図の右側が橋脚基部側。)

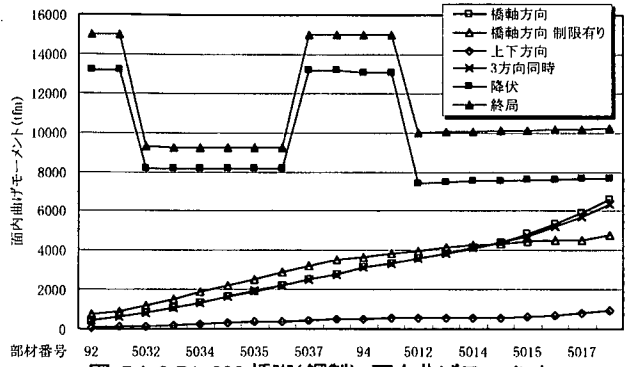


図 5.4-9 P1-266 橋脚(鋼製) 面内曲げモーメント

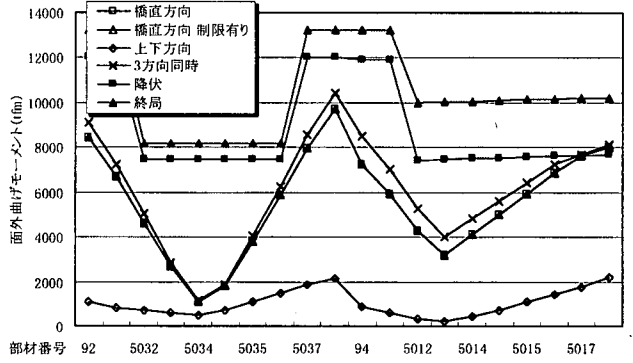


図 5.4-10 P1-266 橋脚(鋼製) 面外曲げモーメント

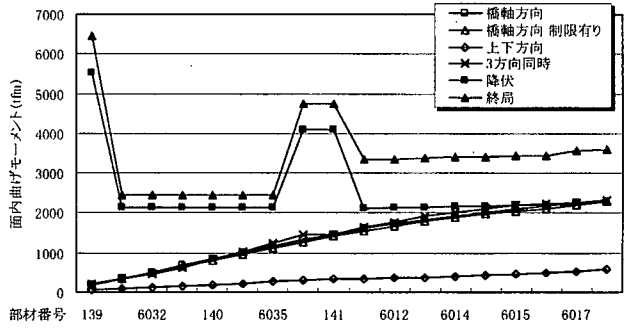


図 5.4-11 P1-268 橋脚(鋼製) 面内曲げモーメント

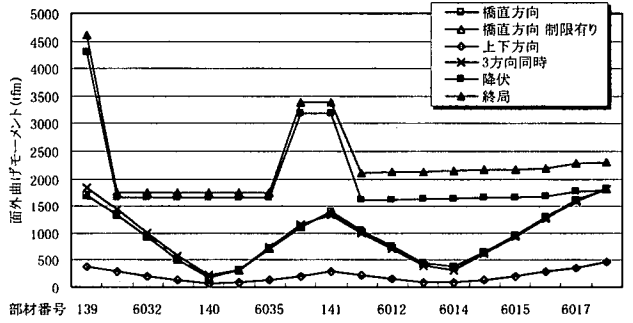


図 5.4-12 P1-268 橋脚(鋼製) 面外曲げモーメント

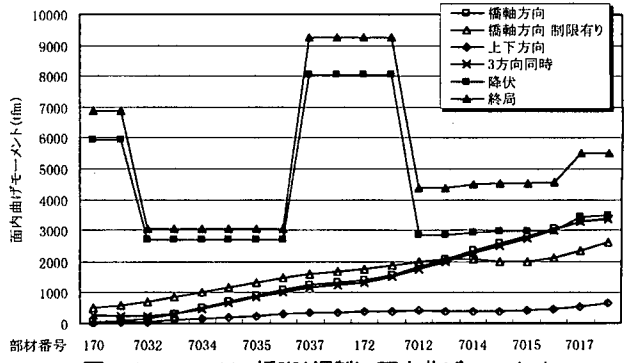


図 5.4-13 P1-269 橋脚(鋼製) 面内曲げモーメント

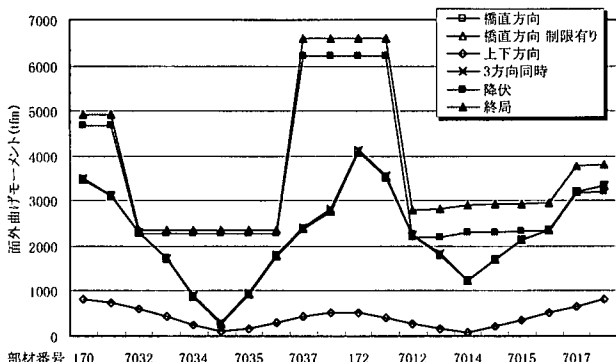


図 5.4-14 P1-269 橋脚(鋼製) 面外曲げモーメント

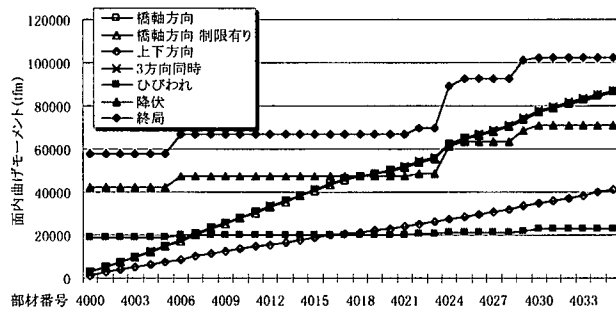


図 5.4-15 P1-267 橋脚(RC) 面内曲げモーメント

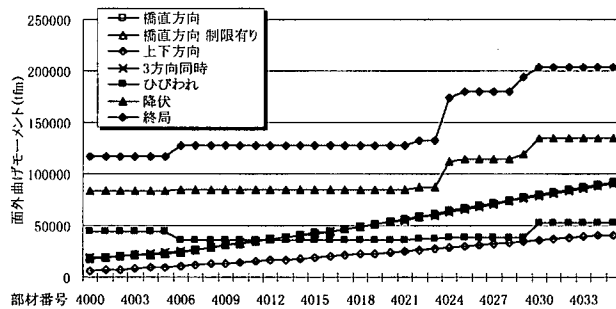


図 5.4-16 P1-267 橋脚(RC) 面外曲げモーメント

各入力波ごとの応答値に着目してみると、主桁の応答値以上に着目軸方向加振時と3方向同時加振時に差がなくなっている。

移動制限構造を考慮することにより、上部工の橋軸方向反力を受け持つと思われた P1-266, P1-269 橋脚の橋脚基部の面内曲げに着目してみると、移動制限構造を考慮したモデルのほうが、小さな応答値となっている。これは、上部工側支承と下部工側支承の変位応答履歴からみて、移動制限構造のないモデルでは橋脚単体で振動していたものが、移動制限構造を取り付けることにより、橋脚の振動が上部工に抑えられた結果と考えられる。

橋軸方向の上部工支持条件が固定である P1-267, P1-268 橋脚については、移動制限構造の影響はほとんど現れていない。

鋼製橋脚(P1-266, P1-268, P1-269)について、ほとんどの橋脚で橋脚基部が降伏を若干超える応答値を示している。しかしながら、鋼製橋脚はコンクリート充填による補強が行われており、橋脚耐力の範囲内であることを確認している。

橋脚中央の RC 橋脚(P1-267)についても、面内曲げモーメントが橋脚基部から3分の1程度の高さまでの範囲で、降伏(初期降伏)を上回る応答値を示しているが、橋脚耐力の範囲内であることを確認している。

図 5.4-17, 図 5.4-18 に P1-267 橋脚基部の応答曲げモーメントと応答曲率の履歴図を示す。

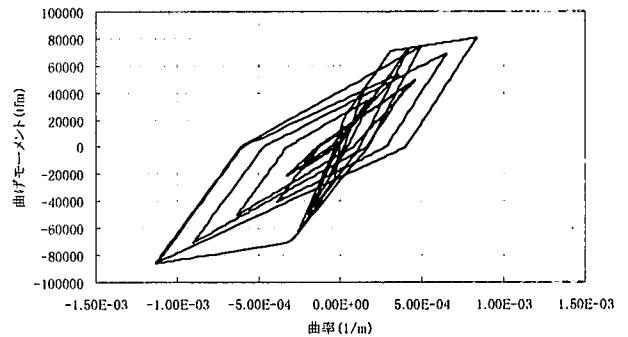


図 5.4-17 P1-267 橋脚(RC) 面内の履歴曲線

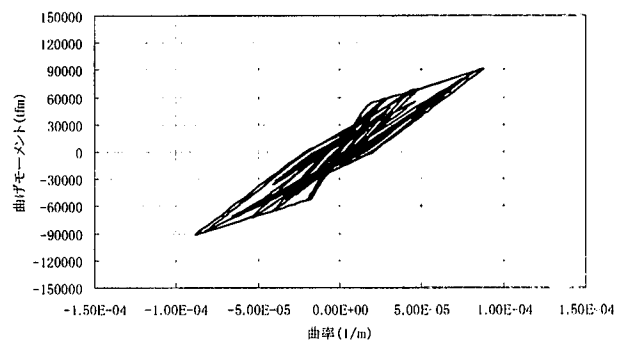


図 5.4-18 P1-267 橋脚(RC) 面外の履歴曲線

5.5 入力地震波の違いによる解析結果比較

(TDAPⅢ使用)

5.5.1 変位・加速度

今までの検討は、兵庫県南部地震JR鷹取駅の強震記録を標準応答加速度スペクトルに合わせ、振幅調整した標準波を用いて行ってきた。これは、本橋の架橋位置が、Ⅱ種地盤に該当していることによる。

ここでは、入力地震波そのものの、本橋に与える影響を検討するため、同じように振幅調整を行った、神戸ポートアイランドの強震記録を用いて、解析を行う。

検討に用いた地震波は、表 5.5-1 の通りであり、JR鷹取駅の記録が、Ⅱ種地盤相当、神戸ポートアイランドの記録がⅢ種地盤相当である。

表 5.5-1 検討ケースと入力地震波

検討ケース	解析方向	入力地震波	最大加速度
Ⅱ種地盤 (JR鷹取)	橋軸方向	Takatori E-W	-672.639gal
	直角方向	Takatori N-S	686.831gal
	鉛直方向	Takatori UD	343.415gal
Ⅲ種地盤 (神戸ポートアイランド)	橋軸方向	PortLand E-W	619.186gal
	直角方向	PortLand N-S	-557.427gal
	鉛直方向	PortLand UD	-309.593gal

解析結果について、前述の 5.4.1 と同様の着目における、神戸ポートアイランド標準波解析結果を表 5.5-2～表 5.5-5 に示す。

表 5.5-2 主塔頂部(節点 51)最大応答加速度(Portisland)

加震方向	主塔頂部(節点番号51)応答加速度(gal)					
	Gmax(x)	Gmax(y)	Gmax(z)	Gmin(x)	Gmin(y)	Gmin(z)
橋軸方向 (移動制限なし)	453.4	114.3	4.9	-459.3	-105.8	-4.8
橋軸方向 (移動制限あり)	563.5	101.7	30.9	-709.2	-155.0	-37.2
直角方向	30.0	2803.4	2.3	-31.5	-2827.7	-1.9
鉛直方向	94.9	15.0	475.5	-94.5	-14.5	-395.3
3方向同時	436.4	3353.7	474.2	-536.4	-3603.0	-396.3

表 5.5-3 P1-267 橋脚(節点 201)最大応答加速度(Portisland)

加震方向	P1-267橋脚頂部(節点番号201)応答加速度(gal)					
	Gmax(x)	Gmax(y)	Gmax(z)	Gmin(x)	Gmin(y)	Gmin(z)
橋軸方向 (移動制限なし)	374.9	25.0	0.7	-355.0	-24.5	-0.7
橋軸方向 (移動制限あり)	591.8	43.6	3.8	-560.9	-35.1	-4.1
直角方向	26.3	526.5	0.3	-28.6	-656.2	-0.3
鉛直方向	39.3	11.3	280.0	-27.6	-13.1	-301.0
3方向同時	354.2	952.2	279.9	-368.2	-958.3	-300.7

表 5.5-4 主塔頂部(節点 51)最大応答変位(Portisland)

加震方向	主塔頂部(節点番号51)応答変位(m)					
	δ max(x)	δ max(y)	δ max(z)	δ min(x)	δ min(y)	δ min(z)
橋軸方向 (移動制限なし)	0.3988	0.0664	0.0023	-0.4790	-0.0684	-0.0022
橋軸方向 (移動制限あり)	0.4371	0.0612	0.0024	-0.4725	-0.0612	-0.0022
直角方向	0.0131	2.1039	0.0005	-0.0123	-2.0403	-0.0005
鉛直方向	0.0554	0.0059	0.0026	-0.0596	-0.0060	-0.0021
3方向同時	0.4329	1.7981	0.0029	-0.4760	-1.7908	-0.0021

表 5.5-5 P1-267 橋脚(節点 201)最大応答変位(Portisland)

加震方向	P1-267橋脚頂部(節点番号201)応答変位(m)					
	δ max(x)	δ max(y)	δ max(z)	δ min(x)	δ min(y)	δ min(z)
橋軸方向 (移動制限なし)	0.3885	0.0046	0.0002	-0.4796	-0.0042	-0.0002
橋軸方向 (移動制限あり)	0.4258	0.0026	0.0002	-0.4729	-0.0038	-0.0002
直角方向	0.0108	0.0952	0.0000	-0.0108	-0.0672	0.0000
鉛直方向	0.0054	0.0006	0.0006	-0.0055	-0.0008	-0.0005
3方向同時	0.4258	0.0633	0.0006	-0.4825	-0.0598	-0.0006

最大応答加速度については、橋軸方向加震時主塔頂部で約 1.7 倍、P1-267 橋脚頂部で 0.99～1.09 倍、JR鷹取標準波の方が応答値が大きく、直角方向加震時においては、主塔頂部で 0.89～0.99 倍、P1-267 橋脚頂部で 1.24～1.50 倍、JR鷹取標準波の方が値が大きくなっている。

上記結果から応答加速度については、全体的にはJR鷹取標準波のほうが、応答値が大きいと判断できるが、各接点・加震方向に対する応答値に相関性は見られない。

最大応答変位については、神戸ポートアイランド標準波の方が全体的に値が大きくなっている。

図 5.5-1 及び図 5.5-2 に主塔頂部(節点 51)及び P1-267 橋脚頂部(節点 201)の橋軸方向加震時及び橋軸直角方向加震時の時刻歴応答変位を示す。

橋軸方向入力地震波が異なるため、位相は違うが、最大応答変位の周期は、同程度である。このことより、入力する地震波が異なっても、応答は構造物の持つ固有周期に依存することが分かる。

また、主塔頂部(節点 51)と、P1-267 橋脚頂部(節点 201)の応答波形が酷似していることから、構造全体の固有周期に依存している事が分かる。

橋軸直角方向については、応答値も異なるが波形も異なる。これは、主塔と P1-267 橋脚の剛性差により、主塔の持つ固有周期、P1-267 橋脚の持つ固有周期により振動しているからであると言える。

本橋は、固有周期 2.0sec 以上の長周期の橋梁であり、道路橋示方書 V 編 6.3 図-解 6.3.4 における標

準応答加速度スペクトルに当てはめるとⅢ種地盤の加速度応答スペクトルの方が、値が大きくなる。

今回の結果では、加速度応答は概ねJR鷹取駅標準波(Ⅱ種地盤相当)の方が値が大きく、図-解 6.3.4 と結果が異なるが、応答変位においては神戸ポートアイランド標準波(Ⅲ種地盤相当)の方が応答値が大きいため、図-解 6.3.4 と結果が合う。

従って、構造全体形に対しては、神戸ポートアイランド標準波の方が与える影響が大きく不利な地震波であると言える。

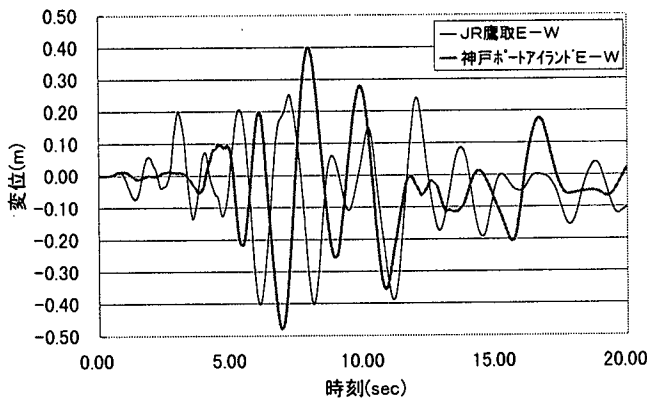


図 5.5-1 主塔頂部(節点 51)時刻歴応答変位(橋軸方向)

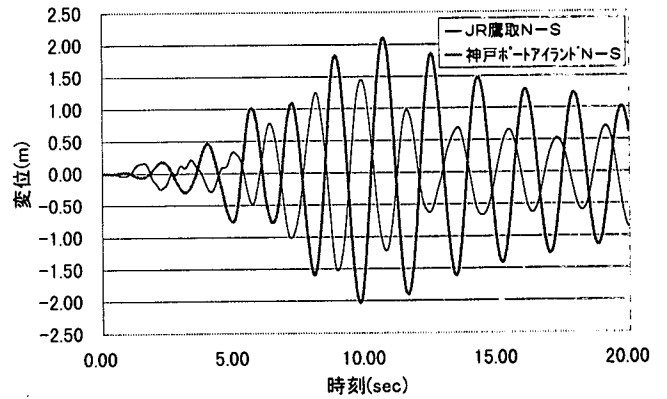


図 5.5-3 主塔頂部(節点 51)時刻歴応答変位(直角方向)

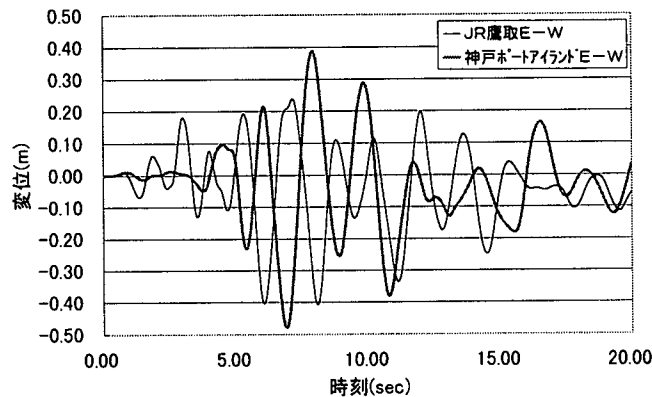


図 5.5-2 P1-267 橋脚頂部(節点 201)時刻歴応答変位(橋軸方向)

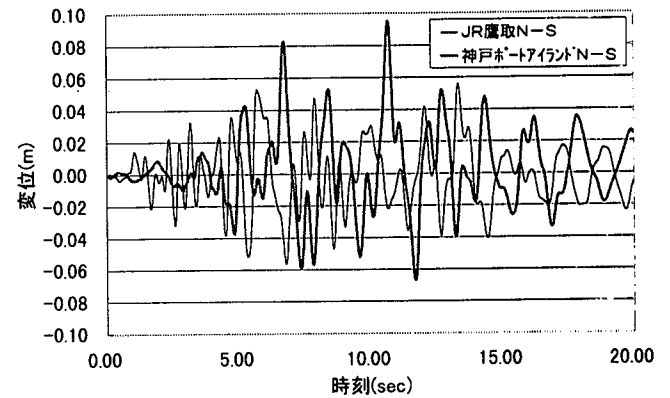


図 5.5-4 P1-267 橋脚頂部(節点 201)時刻歴応答変位(直角方向)

5.5.2 断面力

断面力については、橋軸方向、橋直方向加震時の2ケースにおける曲げモーメントの最大応答値（絶対値）で、両地震波の違いを検証する。尚、面内曲げモーメントについては、橋軸方向加震時、面外曲げモーメントについては、橋直方向加震時の応答値で比較を行う。

図 5.5-5、図 5.5-6 に主桁の曲げモーメントを示す。

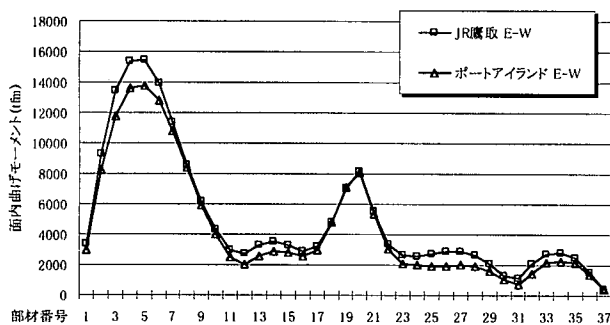


図 5.5-5 主桁 面内曲げモーメント

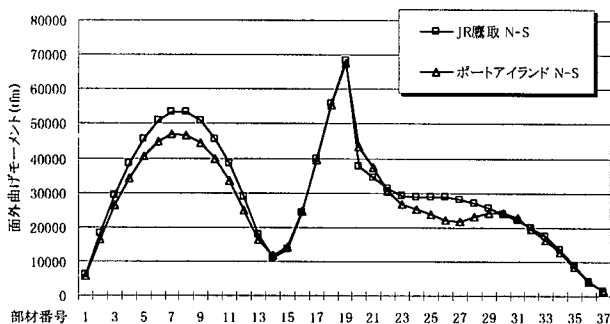


図 5.5-6 主桁 面外曲げモーメント

主桁の応答性状については、両地震波に大差は見られないが、各スパン中央での曲げモーメントはJR 鷹取標準波（両方向とも）のほうが大きな応答値になっている。

図 5.5-7～図 5.5-14に橋脚の曲げモーメントを示す。

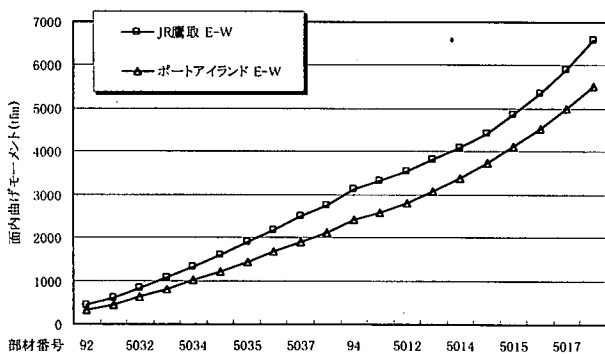


図 5.5-7 P1-266 橋脚(鋼製) 面内曲げモーメント

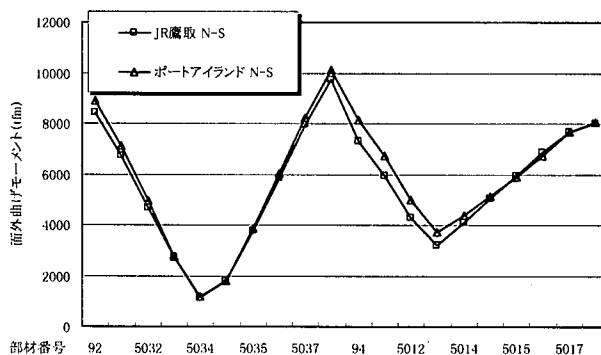


図 5.5-8 P1-266 橋脚(鋼製) 面外曲げモーメント

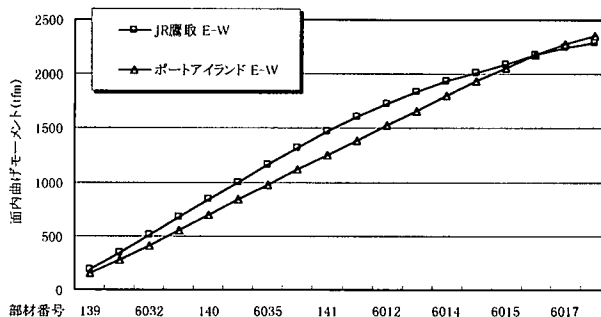


図 5.5-9 P1-268 橋脚(鋼製) 面内曲げモーメント

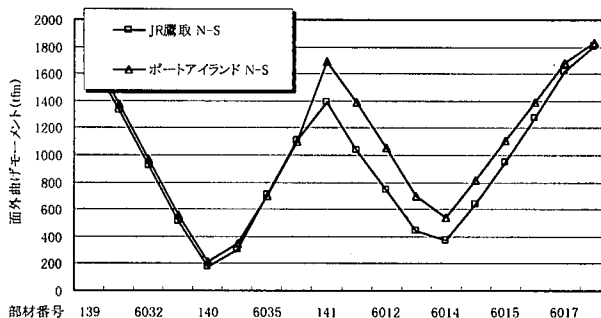


図 5.5-10 P1-268 橋脚(鋼製) 面外曲げモーメント

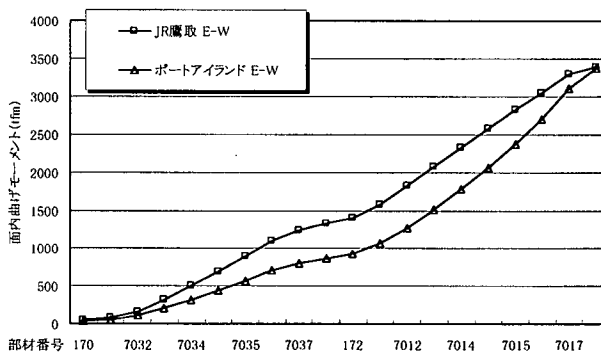


図 5.5-11 P1-269 橋脚(鋼製) 面内曲げモーメント

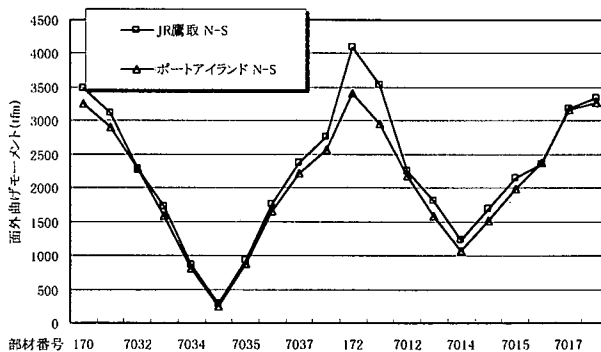


図 5.5-12 P1-269 橋脚(鋼製) 面外曲げモーメント

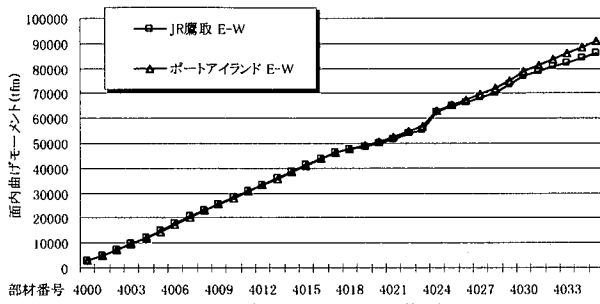


図 5.5-13 P1-267 橋脚(RC) 面内曲げモーメント

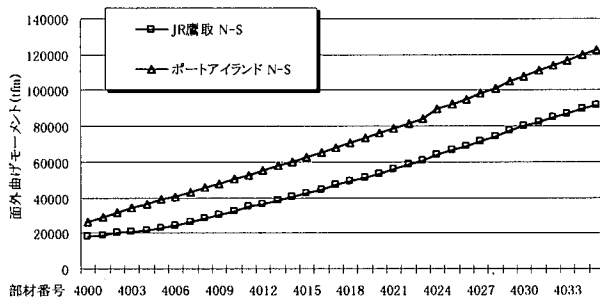


図 5.5-14 P1-267 橋脚(RC) 面外曲げモーメント

橋脚の面内曲げモーメントについて、可動支承を有する P1-266 橋脚と P1-269 橋脚では、JR 鷹取駅標準波のほうが大きな応答値を示している。固定支承を有する P1-267 橋脚については、神戸ポートアイランド標準波のほうが大きな応答値を示している。同じく固定支承を有する P1-268 橋脚では、JR 鷹取駅標準波のほうが大きな応答値を示しているものの、橋脚基部の応答値は神戸ポートアイランド標準波のほうが大きく、塑性域に達している。

面外曲げモーメントについても同様の傾向になっており、地震力の負担が最も大きい P1-267 橋脚では、神戸ポートアイランド標準波のほうが、1割から2割程度大きい応答値になっている。

しかしながら、面内および面外方向の神戸ポートアイランド標準波による応答値についても、橋脚耐力の範囲内であることは確認している。

図 5.5-15、図 5.5-16 に神戸ポートアイランド標準波による P1-267 橋脚基部の応答曲げモーメントと応答曲率の履歴図を示す。

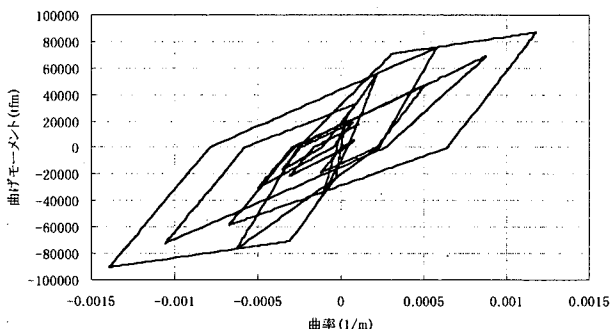


図 5.5-15 P1-267 橋脚(RC) 面内の履歴

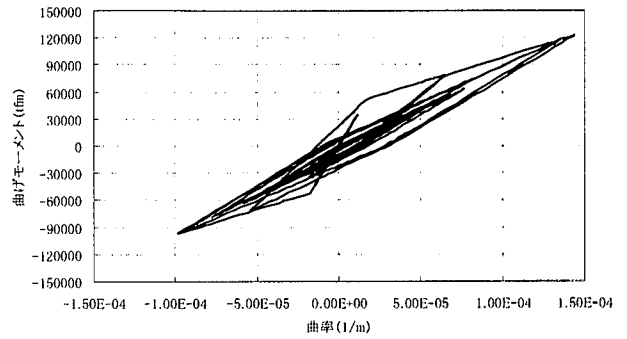


図 5.5-16 P1-267 橋脚(RC) 面外の履歴

JR 鷹取駅標準波 (図 5.4-17 および図 5.4-18 参照) に比べ、大きな履歴ループを描いていることが確認できる。

第6章 補強対策案の検討

5章の解析結果の検討により、本橋に兵庫県南部地震に匹敵する地震力を受けた場合には、橋軸方向、橋軸直角方向とも支承付近に問題点があることが明らかになった。

橋軸方向に加震した場合には、P1-266、P1-269の可動支承の相対移動量が移動可能量(200~220mm)をはるかに越える値となっている(問題点1)。可動支承のタイプはピボットローラー支承であり、兵庫県南部地震の際に見られたようにローラーが散逸し、支承と桁の衝突により相互に損傷する可能性がある。

橋軸直角方向に加震した場合には、P1-267の桁支承(固定)に取付ボルトの引張強度を越える引張力や設計反力の2倍相当の圧縮力が作用する(問題点2)。したがって桁支承の破壊から構造系全体に損傷が及ぶ可能性が考えられる。

これらの問題点に対する耐震補強対策として、以下に2つの対策案をとりあげて、シミュレーションにより、その効果を検証してみる。

6.1 支承免震化

(DYNA 2 E使用)

免震支承の使用が支承の圧縮・引張軸力を低減するという点に関しては、鋼製橋脚上の鋼床版箱桁橋に関して、既に報告がなされている^{6)~8)}。これらを踏まえて、構造形式が異なる斜張橋の場合にも同様に、「問題点2」の解決に繋がらないかと考え、最初に支承の免震化を検討してみた。具体的には、P268橋脚上の支承は常時でも上揚力が働くので鋼製支承のままとし、P266、P267、P269橋脚上の6つの桁支承を免震支承に置き換える案である。塔支承についても施工上の問題等を考慮して鋼製支承のままとした。

まず、橋脚の剛性を考慮して免震支承の試設計を行った。免震支承のタイプとしてはHDR(高減衰ゴム支承)を想定した。結果を表6.1-1に示す。

表 6.1-1 免震支承の試設計

	鉛直圧縮剛性 Kv (tf/m/個)	鉛直引張剛性 1次K1 (tf/m/個)	鉛直引張剛性 2次K2 (tf/m/個)	降伏引張力 Pyt (tf)	せん断剛性 1次K1 (tf/m/個)	せん断剛性 2次K2 (tf/m/個)	降伏せん断力 Pys (tf)	回転剛性 橋軸方向Kθ1 (tf/m/個)	回転剛性 橋直方向Kθ2 (tf/m/個)	有効面積 As (cm2)
P266	166204	10388	104	162	1426	391	35	4325	4325	8100
P267	2681600	167600	1676	1352	4500	1500	113	14548	14548	33800
P269	73792	4612	46	72	725	194	17	852	852	3600

免震支承では、圧縮剛性に比べて引張剛性がかなり小さくなることが知られている。引張剛性の設定は文献^{10),11)}によった。P1-267の桁支承は、塔支承を鋼製支承のままとしたので、鉛直方向の軸力が大きく、他はほぼ無視できる。このため、建築構造物で使われるような鉛直剛性の高い支承を想定した。

6.1.1 復元力特性のモデル化

免震支承の剛性のモデル化に関して図6.1-1~6.1-3に示す。

(1) 水平剛性 (バイリニア型)

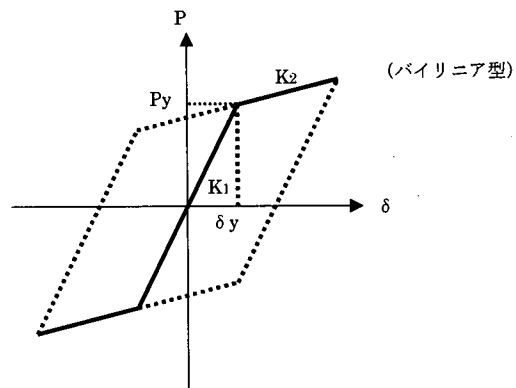


図 6.1-1 免震支承の水平剛性

(2) 鉛直剛性 (非対称逆行型)

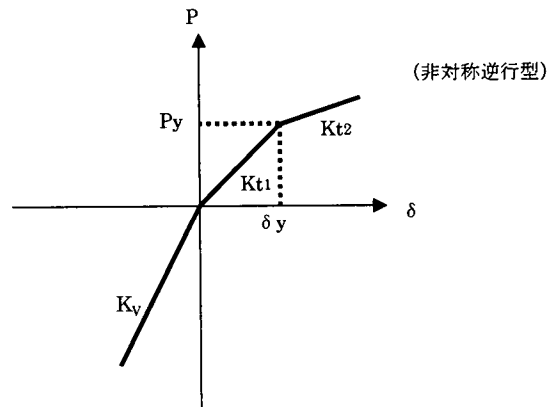


図 6.1-2 免震支承の鉛直剛性

(3) 回転剛性 (線形)

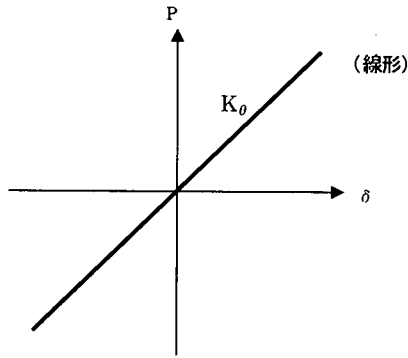


図 6.1-3 免震支承の回転剛性

表 6.1-2 橋軸方向加震時の免震化による補強効果

		鋼製支承	免震支承
支承の橋軸方向相対変位(mm)	P266	260	312
	P269	451	298
塔頂変位(橋軸方向,mm)		446	498
桁支承軸力(tf)	P266圧縮	714	712
	P266引張	0	0
	P267圧縮	632	497
	P267引張	0	0
	P268圧縮	644	713
	P268引張	0	0
	P269圧縮	151	157
	P269引張	5	1
塔支承軸力(tf)	P267圧縮	3645	3755
塔基部曲げモーメント(橋軸方向,tfm)		4184	4349
塔基部せん断力(橋軸方向,tfm)		195	203
橋脚基部曲げモーメント(橋軸方向,tf)	P266	6105	6329
	P267	76410	76540
	P268	2208	2216
	P269	3120	2717
橋脚基部せん断力(橋軸方向,tf)	P266	401	298
	P267	2634	2745
	P268	139	132
	P269	222	149
橋脚基部軸圧縮力(tf)	P266	2862	2512
	P267	8829	8867
	P268	942	1018
	P269	784	757

6.1.2 解析結果 1 (支承軸力の時刻歴応答)

問題となる支承軸力がどの程度変化したかについて、図 6.1-4 に鋼製支承の場合の支承軸力の時刻歴応答図、図 6.1-5 に免震支承を用いた場合の支承軸力の時刻歴応答図を示す。加震方向は橋軸直角方向である。符号は圧縮力を正として出力している。

この応答波形から、問題となる桁支承の引張軸力は低減しているが、逆に圧縮軸力が増加していることが解る。桁支承の引張軸力に対する抵抗力が弱くなった分だけ、反対側の圧縮軸力が増加した訳である。これでは効果があるとは言えない。

表 6.1-3 橋軸直角方向加震時の免震化による補強効果

		鋼製支承	免震支承
支承の橋軸方向相対変位(mm)	P266	231	99
	P269	25	38
塔頂変位(橋軸直角方向,mm)		1195	1352
桁支承軸力(tf)	P266圧縮	1107	770
	P266引張	146	0
	P267圧縮	2930	3808
	P267引張	2314	994
	P268圧縮	794	835
	P268引張	0	0
	P269圧縮	288	114
	P269引張	130	0
塔支承軸力(tf)	P267圧縮	3516	3518
塔基部曲げモーメント(橋軸直角方向,tfm)		10260	11440
塔基部せん断力(橋軸直角方向,tfm)		521	549
橋脚基部曲げモーメント(橋軸直角方向,tf)	P266	6886	5575
	P267	154600	151400
	P268	1654	1724
	P269	2729	2709
橋脚基部せん断力(橋軸直角方向,tf)	P266	815	616
	P267	4242	4401
	P268	235	235
	P269	372	393
橋脚基部軸圧縮力(tf)	P266	5474	3938
	P267	8587	8502
	P268	1606	1833
	P269	2017	1740

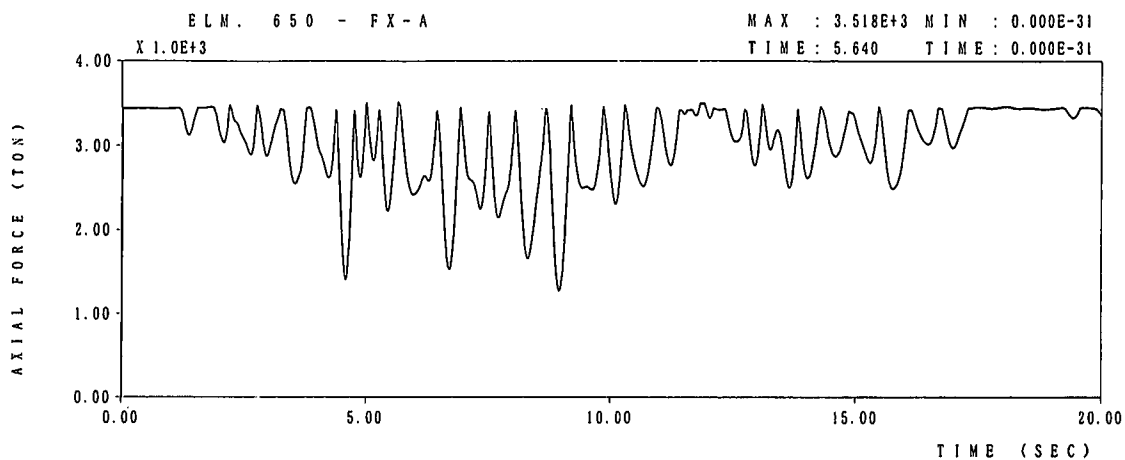
6.1.3 解析結果 2 (補強効果)

主要着目点の変位と断面力を補強対策前後で比較した。その結果を橋軸方向加震について表 6.1-2 に、橋軸直角方向加震について 6.1-3 に示す。

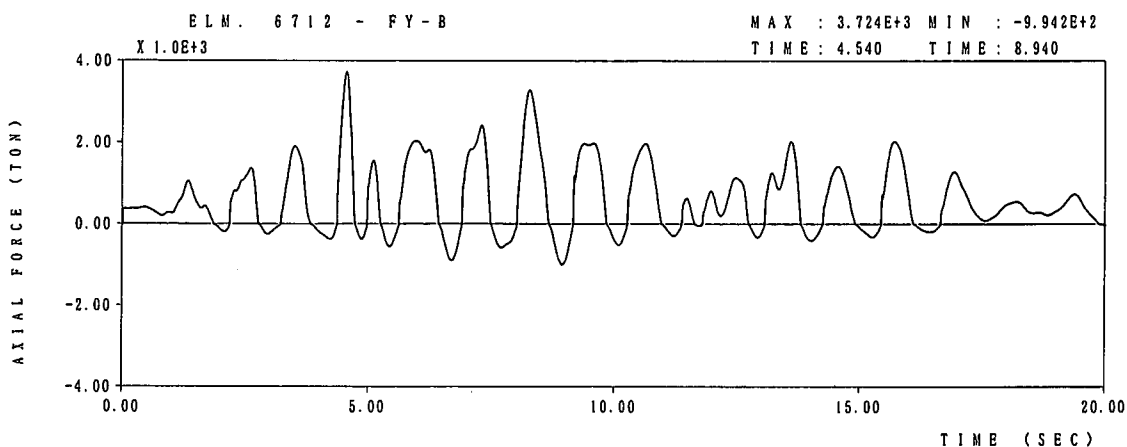
橋軸方向加震、橋軸直角方向加震とも、支承反力および橋脚基部や塔基部の断面力はほとんど変わっていない。

橋軸方向の支承の相対変位に関しては、橋軸方向加震時に P269橋脚上で、橋軸直角方向加震時には P266橋脚上で相対変位量が減少しているが、逆に増加している場合もある。

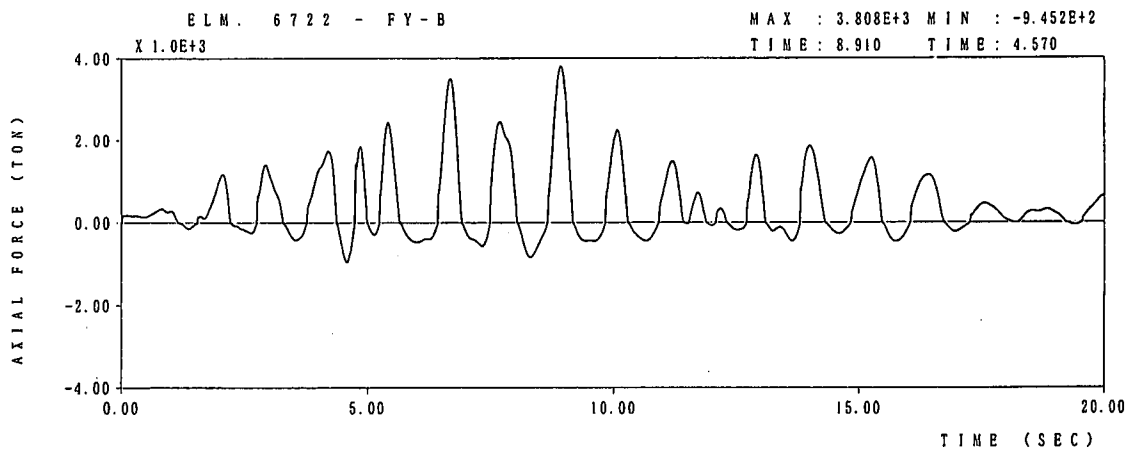
以上の結果を総合すると、支承の免震化という対策は、橋軸方向加震時の支承の相対変位問題(問題点1)に関しても、橋軸直角方向加震時の桁支承反力の増大問題(問題点2)に関しても、さしたる効果はないと言える。



(a) 塔支承軸力の時刻歴応答



(b) 桁支承(要素番号6712)軸力の時刻歴応答



(c) 桁支承(要素番号6722)軸力の時刻歴応答

図 6.1-5 支承を免震化した場合の軸力変動

6.2 落橋防止構造

(TDAPⅢ使用)

統合モデル解析結果において、可動支承(P1-266及びP1-269)の移動量が、設計移動量を超える結果となっている。

この結果を受け、支承損傷後の落橋を防ぐ目的で落橋防止構造を設けた場合について検討する。

6.2.1 落橋防止構造モデル

落橋防止構造としては、一般的に用いられる桁一下部工のPCケーブル連結を想定し、試設計を行った。

試設計においては、死荷重反力の大きい P1-266 橋脚で行い、P1-269 橋脚にも同じものを設置するものとする。

設計荷重は $1.5 \times R_d$ (R_d 死荷重反力)とし、2本のケーブルで下部工と連結する構造としている(図6.2-1, 図6.2-2)。また、試設計に際しては、上下部工取付位置の相違による偏心を考慮している。

表 6.2-1 落橋防止構造試設計結果

橋脚	単位	P1-266	P1-269
死荷重反力 R_d	tf	230.0	40.0
ケーブル本数	本	2	
ケーブル構成		8T21.8	
降伏耐力 P_y	tf	404.0	
緩衝ゴム断面積	cm ²	2450	
バネ値	tf/m	2265	
設計移動量	mm	300	

設計移動量については、道示V13.3に準拠し考えると、 $0.75SE$ (SE :桁かかり長)以下で出来る限り長く取るのがよい、とあるが本橋の場合、隣接橋梁との干渉の可能性があるので、設計移動量を300mm、緩衝ゴム厚を100mm合計400mmとして桁遊間と同値以下程度に設定する。

6.2.2 落橋防止構造のモデル化

落橋防止構造のモデルについては、設計移動量を制約無く動き、緩衝ゴム衝突後、緩衝ゴムのばね値を有する非線形弾性モデルを採用する(図6.2-3)。

一般的に落橋防止に用いる緩衝ゴムの厚さは50mmであるが、ここでは緩衝ゴムの衝撃吸収力を高めるた

め、100mmで設定している。また、緩衝ゴムの材質は、通常のゴム支承に用いられるゴムと同材質であるため、2%の要素減衰を見込むものとする。

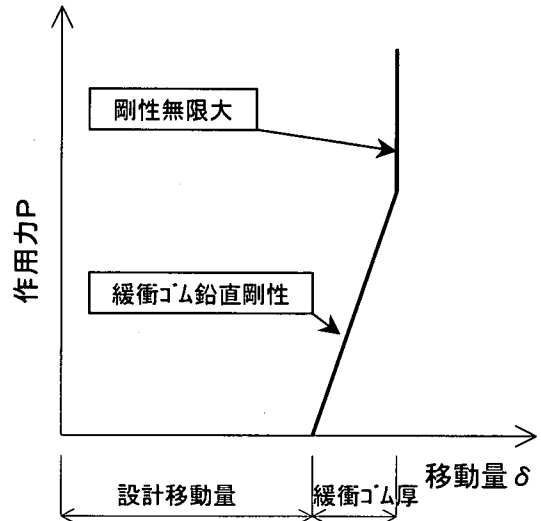


図 6.2-3 落橋防止構造非線形弾性モデル

6.2.3 解析結果

(1) 落橋防止構造移動量及び作用力

橋軸方向にJR鷹取駅 E-W 標準波を加震した結果を、表6.2-2に示す。

表 6.2-2 支承部応答水平力

橋脚	節点	水平力		変形量	
		$P_{max}(tf)$	$P_{min}(tf)$	$\delta_{max}(m)$	$\delta_{min}(m)$
P1-266	101-181	260.6	-100.9	0.3575	-0.3223
	111-191	266.9	-12.9	0.3589	-0.3029
	平均	263.7	-56.9	0.3582	-0.3126
P1-269	401-481	292.1	-223.6	0.3645	-0.3494
	411-491	292.7	-224.2	0.3646	-0.3495
	平均	292.4	-223.9	0.3645	-0.3494

水平力については、300tf以下の値となり、試設計で考慮した $1.5 \times R_d$ ($=345tf$)を下回る値となっている。

P1-269 橋脚は、死荷重反力は小さいが、地震時慣性力は、P1-266 橋脚と同等の値を示しており、本橋のような非対称型の斜張橋において、落橋防止構造を設計する場合、橋脚上の死荷重反力で設計すると過小評価となる結果を示している。

支承部の時刻歴応答変位及び非線形モデルの履歴曲線については、図6.2-4~図6.2-8に示す。

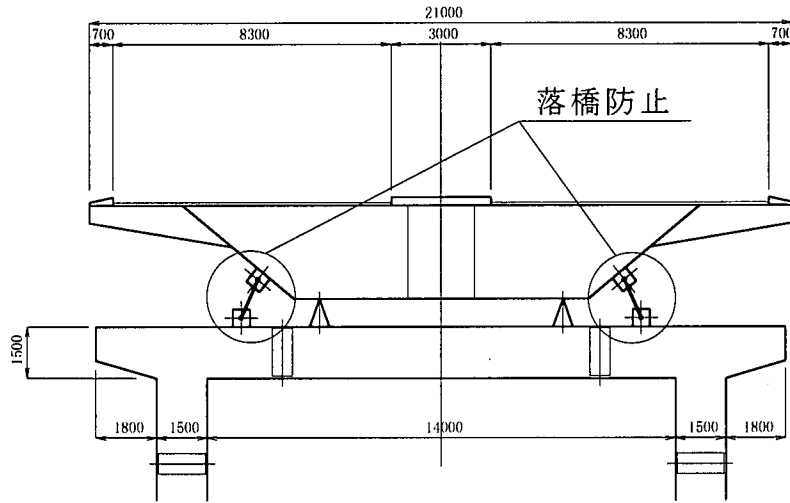


图 6.2-1 落橋防止構造概略図(正面図)

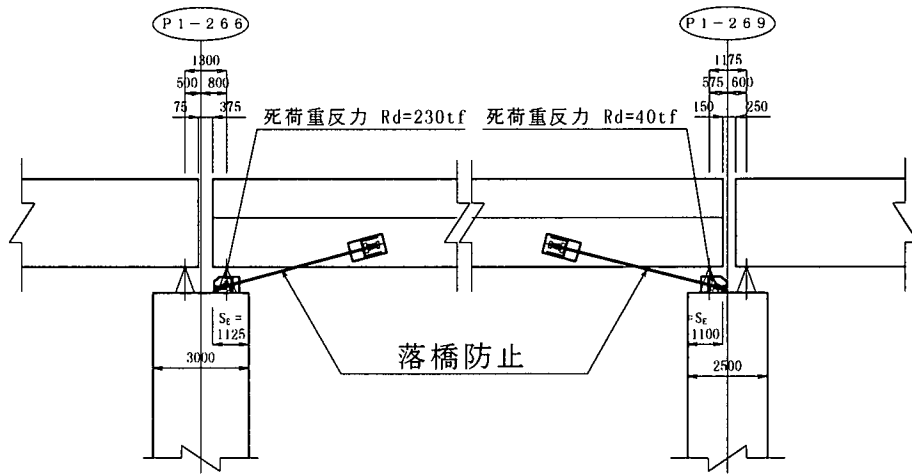


图 6.2-2 落橋防止構造概略図(側面図)

第7編 鋼斜張橋

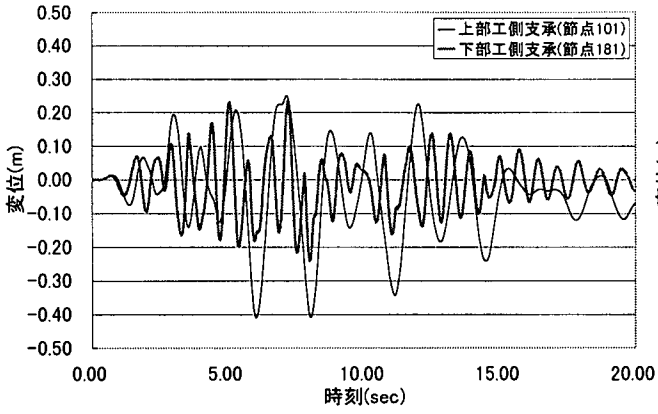


图 6.2-4 P1-266 時刻歴応答変位

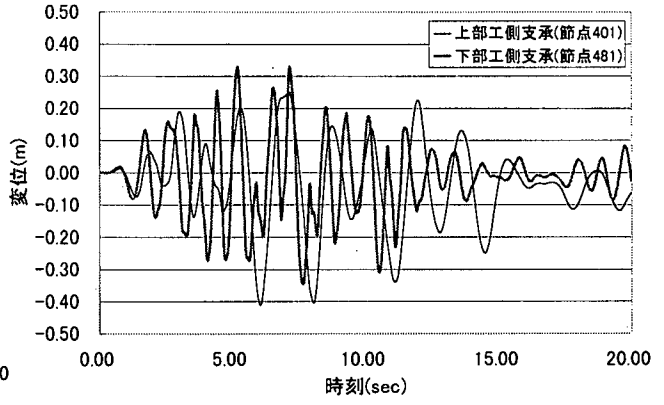


图 6.2-6 P1-269 時刻歴応答変位

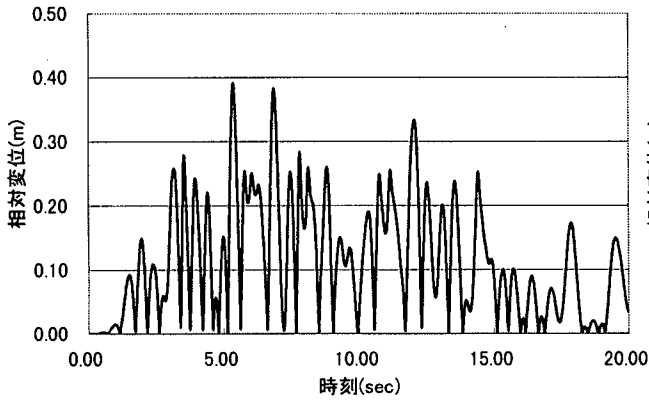


图 6.2-5 相对変位(絶対値)

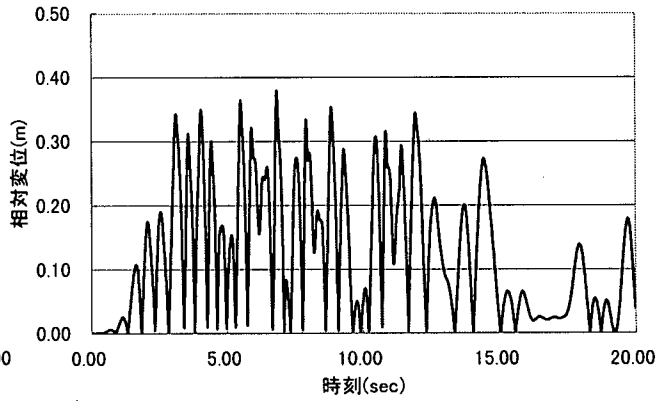


图 6.2-7 相对変位(絶対値)

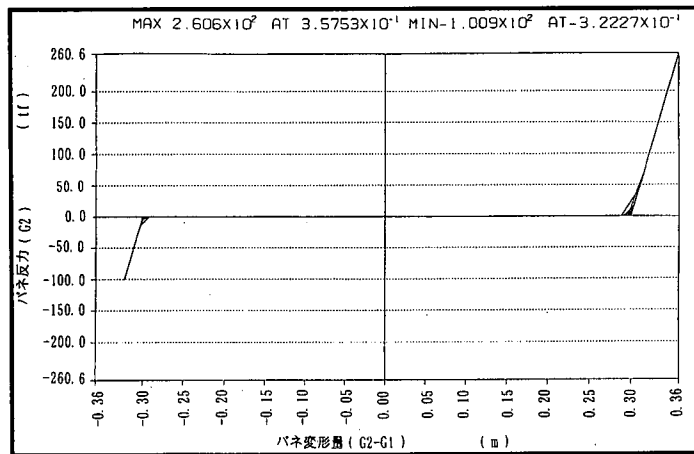


图 6.2-8 P1-266 橋脚支承部 (101-181) 履歴図

(2) 断面力

落橋防止構造を設置した際の、P1-266 橋脚及び P1-269 橋脚の柱部材の応答モーメントを図 6.2-10～図 6.2-13 に示す。

P1-266 橋脚については、移動制限を考慮しないモデルと対比して、応答値が下がる。これは、橋脚単独の固有周期より、上部工の影響を受けた固有周期の方が長く、共振領域から外れた事と、落橋防止構造緩衝ゴムの減衰効果が、原因であると考えられる。

P1-269 橋脚については、柱基部での応答モーメントは、ほぼ移動制限無しの結果と同じとなるが、中間部での応答モーメントに増加が生じる。これは、P1-266 橋脚同様の現象は見られるが、逆に橋脚2次モード以降の高次モードと共振していることが原因であると考えられる。ただし、全ての部材で許容値内に納まっている。

(3) 本対策の評価

解析結果からは、以下のことが言える。

① 相対変位量の低減効果

図 6.2-5、図 6.2-7 の通り、落橋防止構造により支承部に生じる相対移動量は 400mm 以下に抑えられる。従って、隣接橋梁との衝突による桁端部の破損も生じなくなる。

② 柱基部断面力の低減効果

図 6.2-9～図 6.2-12 の解析結果の通り、P1-266 橋脚、P1-269 橋脚基部の断面力は、移動制限装置を無視した場合の解析結果に対して、同等もしくは僅かながら減少する。従って、落橋防止構造を設置しても、他の本体構造には影響ないと言える。

従って、落橋防止構造の設置は、可動支承の損傷は防げないが、桁の落橋・隣接橋梁との衝突防止対策としては、有効な案である。

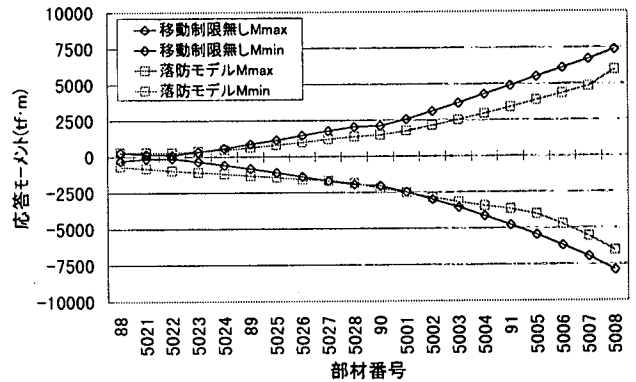


図 6.2-9 P1-266 橋脚(L)橋軸方向応答モーメント

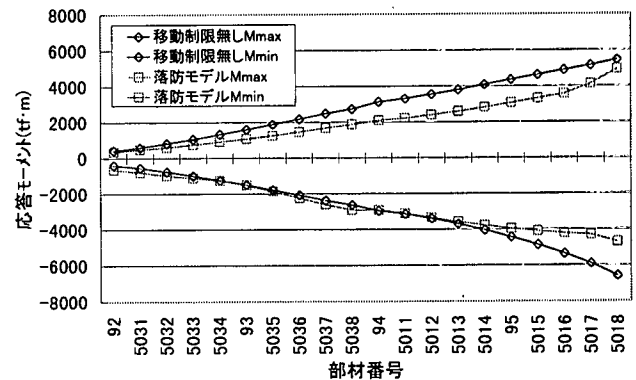


図 6.2-10 P1-266 橋脚(R)橋軸方向応答モーメント

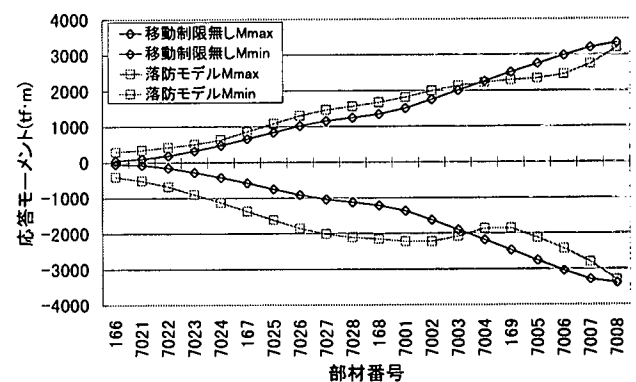


図 6.2-11 P1-269 橋脚(L)橋軸方向応答モーメント

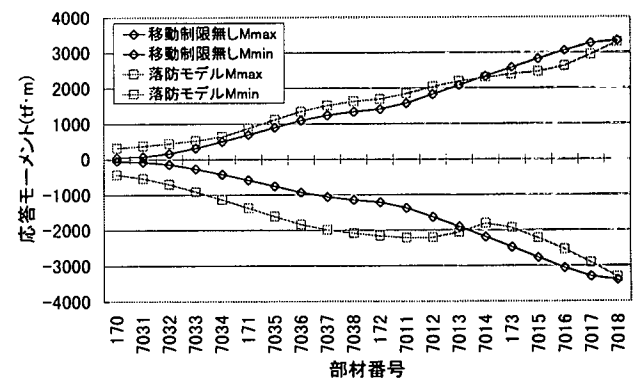


図 6.2-12 P1-269 橋脚(R)橋軸方向応答モーメント

第7章 まとめ

以上の各章で得られた結果をまとめると以下の通りである。

- (1) 2種類の解析プログラム(TDAPⅢとDYNA2E)を用いて斜張橋の固有値解析と線形、非線形の地震応答解析を行ったが、結果はよく一致している。
- (2) 地盤をバネにモデル化すると、橋軸直角方向加震時の変位、加速度、断面力が大きくなる傾向がある。
- (3) 支承は全てモデル化する必要がある。特に桁支承には橋軸直角方向加震により大きな軸力が作用する。他の型式の都市高架橋における研究でも同様の結果が得られており^{6),7),8)}、設計上も注意を要する。
- (4) 耐風安定性の確保のために取り付けられたTMDは、耐震上はほとんど効果はなく、逆に断面力が増えることもあり得る。
- (5) 塔頂の変位は、橋軸方向で約400mm、橋軸直角方向では1500mmを越える。
- (6) 可動支承の上沓と下沓の相対変動量は P1-269 橋脚で約700mm となっており、支承の移動可能量を越えているので対策が必要である。移動制限装置によりこの値を小さくできるが、現状の支承の移動可能量で制限しようとする、P1-266 橋脚で2000tf 近い反力に耐えられる移動制限装置が必要となる。
- (7) 残留変位の値は許容値の12%程度と小さく、問題は無い。
- (8) 主塔頂部の橋軸方向応答加速度は橋軸方向加震で800gal 程度であり、3方向同時加震によってもこの値は増加しない。一方、橋軸直角方向加速度は橋軸直角方向加震で2800gal、3方向同時加震で3400gal 程度に増加する。主塔は橋軸直角方向に振動し易い構造である。
- (9) 主塔が立ち上がっている P1-267 橋脚(RC)頂部の橋軸方向応答加速度は400gal(移動制限装置なし)~600gal(移動制限装置あり)、橋軸直角方向では1200gal(3方向同時加震)とやはり橋軸直角方向に大きな加速度が生じている。
- (10) P1-267 橋脚の曲げモーメントについては、面内方向で降伏耐力を越え、面外方向ではひび割れ耐力を越えているものの、いずれも終局耐力には至っていない。
- (11) 全ての鋼製橋脚の基部付近で、降伏耐力をわずかに越える応答値が出ているが、コンクリート充

填補強がすでに実施されており、保有耐力の範囲内であって問題とはならない。

- (12) P1-266, P2-269橋脚の橋軸方向曲げモーメントを見ると、基部付近では移動制限装置があるモデルの方が無いもの比べて値が小さくなっている。
- (13) 本橋は1次の固有周期が2秒を越える長周期の橋梁であるが、入力地震波の違いによる応答値の大きさを検討すると、加速度応答はJR鷹取駅標準波(Ⅱ種地盤)を用いた場合の値が大きく、変位応答はポートアイランド標準波(Ⅲ種地盤)を用いた場合の方が大きな応答値を示した。
- (14) 主桁や橋脚の曲げモーメントに着目して入力波の違いによる影響を検討してみると、主桁に関しては顕著な違いは見られなかった。橋脚に関しては、面内方向の曲げモーメントについて、剛性の小さい鋼製橋脚で、JR鷹取駅標準波を用いた場合の応答値が大きい。面外方向の曲げモーメントについては、剛性の大きいRC橋脚でポートアイランド標準波を用いた場合の応答値が大きくなるという傾向が見られる。
- (15) 補強対策案の支承免震化では、橋軸直角方向加震時における桁支承反力の低減にはあまり効果が期待できない。
- (16) 落橋防止構造を採用することにより、支承の相対変位を400mm 以下に減ずることができ、P1-266 橋脚の橋軸方向曲げモーメント応答値を低減させる効果が見られる。

これらを総合して本橋に兵庫県南部地震クラスの地震が作用した場合に、地域特性(地域別補正)を考慮した上で、どのようになるかをまとめる。

主桁、主塔、橋脚本体は橋脚が塑性化するが耐えられる。

可動支承及び主塔位置の桁支承は破損する可能性がある。

これらに対する対策として、支承の免震化やPCケーブルを用いた落橋防止構造の設置という対策を検討してみたが、これだけでは十分と言えない。さらに、ダンパーやアップリフトに対して抵抗できる装置を検討して、総合的な対策を講じる必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，1996.12
- 2) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.3
- 3) 福岡北九州高速道路公社：荒津大橋高架橋設計資料，1985.3
- 4) 福岡北九州高速道路公社，九州産業大学：荒津大橋の耐風安定性に関する研究，1989.2
- 5) 福岡北九州高速道路公社，土木構造物の耐震設計検討委員会（KABSE 分科会）：荒津大橋の振動実験結果，1989.3
- 6) 山平喜一郎，他：橋梁全体系の非線形地震応答解析と免震支承の機能評価，土木学会第52回年次学術講演会概要集，pp244-255，1997.9
- 7) 山平喜一郎，西村宣男：3次元非線形地震応答解析による都市高架橋の支承の損傷要因分析，土木学会第53回年次学術講演会概要集，pp294-295，1997.9
- 8) 土木学会関西支部：大震災に学ぶー阪神・淡路大震災調査研究報告書ー，pp113-121，1998.6
- 9) 大塚，堂上，山平，加藤，藤野：鋼斜張橋（荒津大橋）の非線形地震応答解析とモデル化の検討，第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp155-162，1998.12
- 10) 瓜生満，西川孝夫：免震用積層ゴムの剛性，変形及び限界特性に関する研究（鉛直方向の特性），日本建築学会構造系論文集 第477号，pp31-37，1995.11
- 11) 瓜生満，西川孝夫：免震用積層ゴムの剛性，変形及び限界特性に関する研究（せん断変形下における水平及び鉛直方向特性について），日本建築学会構造系論文集 第479号，pp119-128，1996.1
- 12) K. Yamahira, H. Otsuka, K. Uno, Y. Doujou, I. Katou, A. Fujino : Non linear seismic response analysis of the Aratsu cable-stayed bridge, Earthquake Resistant Engineering Structures II, pp175-186, 1999.6