

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

大塚久哲¹・堂上幸男²・山平喜一郎³・加藤一郎⁴・藤野明義⁵

¹フェロー会員 工博 九州大学教授 工学部建設都市工学科（〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1）

²福岡北九州高速道路公社 北九州事務所（〒802-0072 北九州市小倉北区東篠崎3-1-1）

³正会員 工修 九州大学 社会人博士課程（住友重機械工業（株））（〒541-0041 大阪市中央区北浜4-5-33（住友ビル））

⁴正会員（株）パスコ コンサルタント事業部（〒151-0053 東京都渋谷区代々木4-9-5（パスコ参宮橋ビル））

（株）横河技術情報 橋梁システムエンジニアリング事業部（〒273-0026 千葉県船橋市山野町27（横河テクノビル））

1. まえがき

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。^{1),2)}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、本研究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、橋脚の非線形正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。

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）が、実施されている。³⁾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。

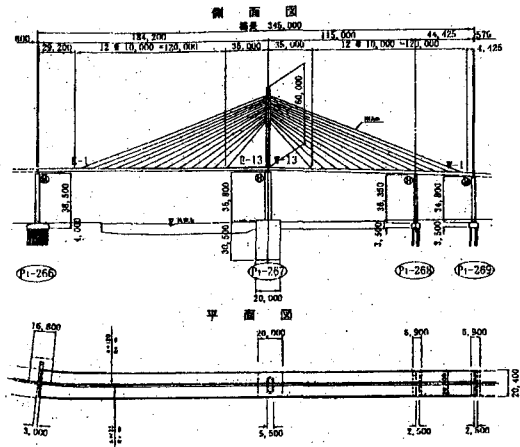


図 2-1 対象橋梁

2. 解析対象橋梁

解析の対象となる荒津大橋は、福岡都市高速道路1号線の福岡中央区博多港の須崎埠頭と西公園間を結ぶ橋長346mの斜張橋で、昭和59年度に設計が完了している。設計条件は表2-1の通りである。³⁾

斜張橋形式としては、マルチファン形一面ケーブル(13段)主塔1本柱形式であり主塔とRC橋脚は、ピボット支承を介して結合されている。また、施工時に生じたレインパイプ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。⁴⁾

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(クロソイドパラメータ)=120mの曲線区間があること等

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	P ₁ -266 橋脚(M) : 鋼製ラーメン橋脚 P ₁ -267 橋脚(H) : RC中空断面橋脚 P ₁ -268 橋脚(H) : 鋼製ラーメン橋脚 P ₁ -269 橋脚(M) : 鋼製ラーメン橋脚
基礎工形式	P ₁ -266 橋脚 : 場所打ち杭φ1200 n=36本 P ₁ -267 橋脚 : ニューマチック管基礎 P ₁ -268 橋脚 : 場所打ち杭φ1200 n=12本 P ₁ -269 橋脚 : 場所打ち杭φ1200 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)

3. 解析モデルおよび解析条件

(1) 標準モデル

種々の比較、検討を行うために、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。

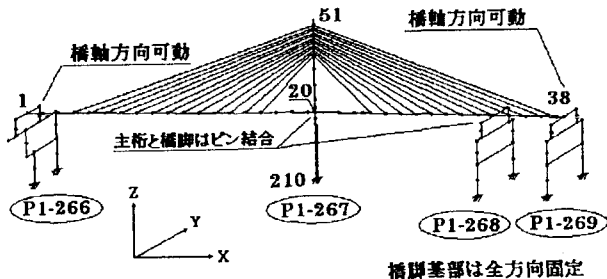


図 3.1-1 標準モデル

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。

(2) 地盤バネモデル

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、地盤をバネでモデル化した解析モデル（以下地盤バネモデル）を設定する。

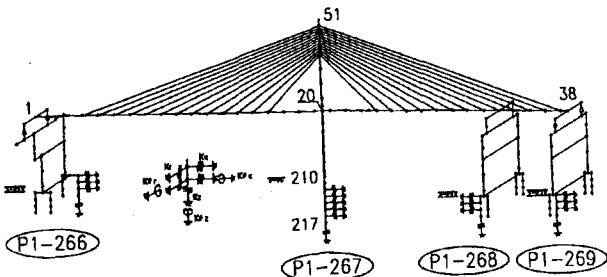


図 3.2-1 地盤バネモデル

地盤バネモデルは、昭和 58 年当時応答スペクトル法による解析で用いられていたモデルであり、地盤を線形バネ要素として評価し、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。

地盤の減衰比については、 $G-\gamma$ 曲線より求められる減衰比を各層毎に算出し、表 3.2-1 の様に与えている。

表 3.2-1 各基礎に与える減衰比

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

与えている減衰比は、5%～16%となり、現行の道示

V¹⁾ 表-解 6.2.1 の減衰比 10%～30%と比較すると若干小さい値となっている。

(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。

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を調べるために、主塔部3支承モデルと1支承モデルで解析し、結果の比較を行う。

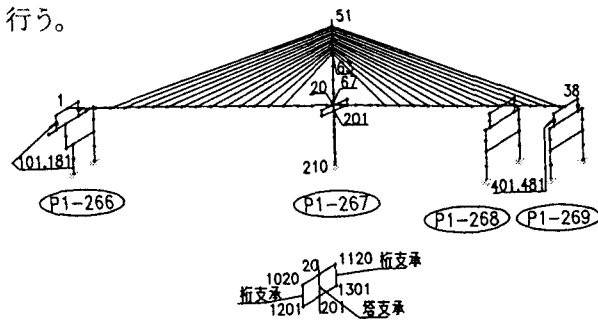


図 3.1 主塔部3支承モデル

(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橋軸直角方向の振動を押さえる目的で設置されたものである。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、オイルダンパー③の減衰力が主塔にもたらされる。

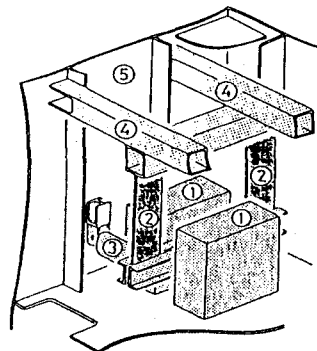


図 3.4-1 TMDの概略

①ウェイト：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

表 3.5-1 ケーブル張力

ケーブル番号	ケーブル張力(tf)	ケーブル番号	ケーブル張力(tf)
W-1	407.0 (41.5N)	E-1	393.2 (40.1N)
W-2	398.4 (40.6N)	E-2	365.4 (37.3N)
W-3	381.6 (38.9N)	E-3	331.7 (33.8N)
W-4	370.5 (37.8N)	E-4	306.6 (31.3N)
W-5	364.6 (37.2N)	E-5	289.7 (29.5N)
W-6	373.1 (38.0N)	E-6	320.8 (32.7N)
W-7	378.5 (38.6N)	E-7	354.1 (36.1N)
W-8	375.1 (38.2N)	E-8	369.5 (37.7N)
W-9	375.4 (38.3N)	E-9	359.3 (36.6N)
W-10	311.9 (31.8N)	E-10	271.7 (27.7N)
W-11	316.9 (32.3N)	E-11	246.4 (25.1N)
W-12	317.5 (32.4N)	E-12	252.8 (25.8N)
W-13	313.4 (32.0N)	E-13	257.3 (26.2N)

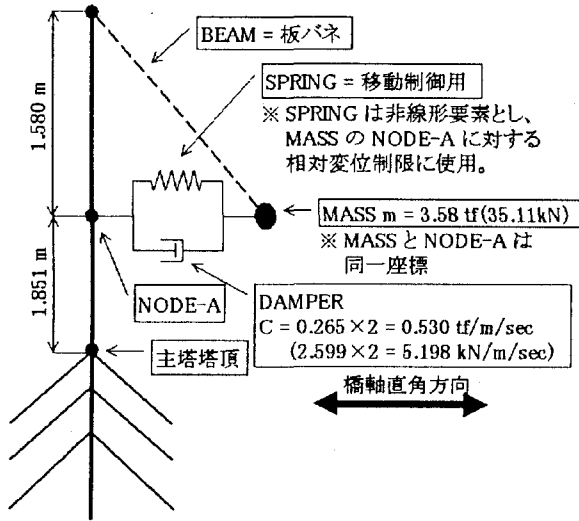


図 3.4-2 TMDのモデル化

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（非線形バネ）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。

(5) 統合モデル

標準モデルに対する、地盤バネモデル、主塔部3支承モデル、TMDモデルでの変更点を全て考慮したモデルを「統合モデル」として設定する。（図 3.5-1）すなわち、①地盤はバネでモデル化、②主塔基部支承は3支承でモデル化、③主塔頂部にTMD設置したモデルとする。

また、本モデルが現橋の条件に最も近いと判断し、解析時には死荷重及びケーブル初期張力を考慮し解析を行う。ケーブル初期張力は、文献5)の完成時の値（表 3.5-1）を用いる。

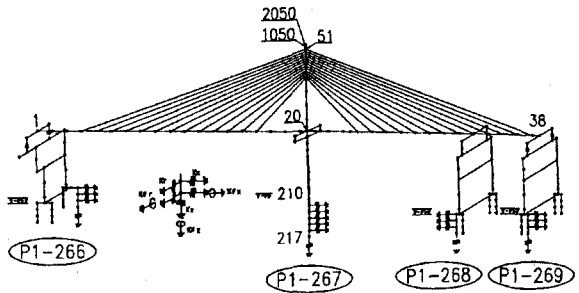


図 3.5-1 統合モデル図

(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；J R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；トリリニア武田モデル（RC橋脚、橋軸方向及び橋軸直角方向）
- 応答計算時間；20秒
- 応答計算の積分時間間隔；0.01秒

4. 解析プログラムの比較

解析プログラムはTDAPⅢとDYNA2Eを用いた。これらのプログラム間で、固有値解析、線形地震応答解析、非線形地震応答解析のいずれにおいても、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。

(1)固有値解析

比較結果を振動実験結果とともに表 4.1-1 に示す。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。

表 4.1 固有値解析結果の比較

	1次	2次	3次	4次	5次	6次	7次	8次	9次	10次
TDAPⅢ	0.431	0.473	0.597	0.725	0.780	0.933	1.150	1.169	1.219	1.248
DYNA2E	0.428	0.473	0.692	0.769	0.786	0.921	1.139	1.156	1.242	1.388
実験値	0.44	0.46	0.69	—	0.78	0.89	—	—	1.23	1.34

(2)線形地震応答解析

全ての要素を線形要素にした場合の、時刻歴応答解析について比較を行う。着目した節点、要素を図 4.2 に示す。

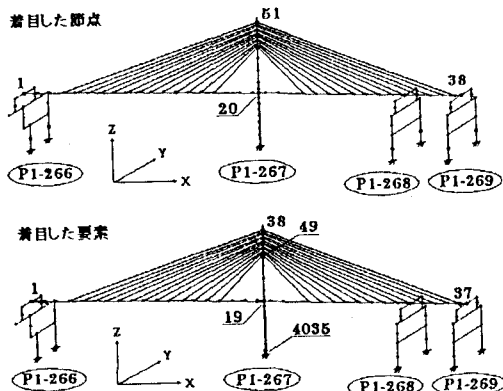


図 4.2 着目節点と要素

橋軸方向加震時の時刻応答解析結果について、節点の応答値を表 4.2-1、要素断面力の応答値を表 4.2-2 に示す。両プログラムの解析結果に問題となるような差は生じておらず、よく一致している。

表 4.2-1 節点の応答値(線形解析)

節点 番号	応答変位(m)				応答加速度(gal)			
	TDAP3		DYNA2E		TDAP3		DYNA2E	
	最大	最小	最大	最小	最大	最小	最大	最小
1	0.400	-0.412	0.400	-0.411	Gx	Gx	Gx	Gx
20	0.376	-0.388	0.375	-0.386	1430	-1362	1427	-1364
38	0.396	-0.407	0.394	-0.405	1413	-1348	1409	-1342
51	0.432	-0.434	0.430	-0.432	1484	-1431	1480	-1422

表 4.2-2 要素の応答値(線形解析)

最大応答値		TDAP3		DYNA2E	
要素番号	節点番号	Sz(tf)	My(tfm)	Sz(tf)	My(tfm)
1	(1)-2	502.7	19.7	508.0	43.1
19	(19)-20	299.4	4648.2	297.3	4793.7
37	(37)-38	201.6	949.2	205.4	909.6
38	(51)-52	192.5	0.0	179.1	0.0
49	(62)-63	278.6	15405.0	278.1	15409.0
4035	(628)-210	10706.0	370370.0	10719.0	369285.0
最小応答値		TDAP3		DYNA2E	
要素番号	節点番号	Sz(tf)	My(tfm)	Sz(tf)	My(tfm)
1	(1)-2	-531.9	-19.2	-530.8	-53.0
19	(19)-20	-305.0	-4863.7	-307.4	-4644.2
37	(37)-38	-214.3	-893.1	-214.5	-950.2
38	(51)-52	-179.7	0.0	-191.9	0.0
49	(62)-63	-285.9	-15138.0	-274.2	-15188.9
4035	(628)-210	-10750.0	-359240.0	-10665.3	-357846.0

(3)非線形地震応答解析

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、時刻歴応答解析の比較を行った。線形解析と同様に橋軸方向加震時の解析結果を、表 4.3-1 と表 4.3-2 に示す。線形解析時と同様に、解析結果に問題となるような差は生じていない。

表 4.3-1 節点の応答値(非線形解析)

節点 番号	応答変位(m)				応答加速度(gal)			
	TDAP3		DYNA2E		TDAP3		DYNA2E	
	最大	最小	最大	最小	最大	最小	最大	最小
1	0.278	-0.438	0.280	-0.436	403	-324	407	-328
20	0.270	-0.431	0.272	-0.430	375	-309	378	-313
38	0.275	-0.433	0.277	-0.455	387	-338	390	-341
51	0.267	-0.421	0.270	-0.455	405	-335	401	-344

表 4.3-2 要素の応答値(非線形解析)

最大応答値		TDAP3		DYNA2E	
要素番号	節点番号	Sz(tf)	My(tfm)	Sz(tf)	My(tfm)
1	(1)-2	187.2	12.6	185.9	30.7
19	(19)-20	102.7	1706.0	87.7	1664.3
37	(37)-38	72.0	254.5	67.9	300.7
38	(51)-52	64.8	0.0	61.6	0.0
49	(62)-63	120.4	4692.5	134.7	4581.4
4035	(628)-210	2265.5	78961.0	2756.2	78770.8
最小応答値		TDAP3		DYNA2E	
要素番号	節点番号	Sz(tf)	My(tfm)	Sz(tf)	My(tfm)
1	(1)-2	-175.4	-12.5	-175.5	-33.6
19	(19)-20	-68.4	-1611.3	-72.7	-1792.4
37	(37)-38	-57.5	-319.1	-60.3	-267.2
38	(51)-52	-61.9	0.0	-65.6	0.0
49	(62)-63	-132.2	-5025.5	-110.6	-4985.3
4035	(628)-210	-2691.1	-76021.0	-2309.5	-76045.9

5. 解析結果

(1)標準モデルと地盤バネモデルの解析結果比較

標準モデルと地盤バネモデルの対比は、固有値解析及び非線形時刻歴応答解析により行った。

a)固有振動数

標準モデル・地盤バネモデルの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。

表 5.1-1 標準モデルー地盤バネモデルモード解析結果

モード 次数	標準モデル固有振動数 f1 (Hz)	バネモデル固有振動数 f2 (Hz)
1	0.431	面内1次
2	0.473	面外1次
3	0.597	面外2次
4	0.725	面外3次
5	0.780	—
6	0.933	面内2次
7	1.150	—
8	1.169	面内3次
9	1.219	—
10	1.248	振れ1次

低次モードにおける固有振動数の差は、解析結果ではほとんど出ていない。

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きており、各応答値に対して比較検討を行う必要があると考えた。

b)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、橋軸方向加震では両者の差はほとんどなく、橋軸直角方向加震では地盤バネモデルの方が応答値が大きい。

表 5.1-2 最大応答加速度及び変位

橋軸方向加震時

節点番号	標準モデル		地盤バネモデル	
	最大応答 加速度 Gmax (gal)	最大応答 変位 δ max (m)	最大応答 加速度 Gmax (gal)	最大応答 変位 δ max (m)
51	401.0	-0.422	-592.7	-0.418
201	381.3	-0.433	399.0	-0.431

橋軸直角方向加震時

節点番号	標準モデル		地盤バネモデル	
	最大応答 加速度 Gmax (gal)	最大応答 変位 δ max (m)	最大応答 加速度 Gmax (gal)	最大応答 変位 δ max (m)
51	-1739.2	-1.239	2155.8	1.428
201	685.9	-0.049	-843.8	0.088

c) 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橋脚の最大曲げモーメント及び直角方向加震時の主塔・RC橋脚の最大曲げモーメントにより対比を行った。

図 5.1-1 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、主桁に関しては、差がほとんど生じていない。

図 5.1-2 及び図 5.1-3 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、橋軸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る。

図 5.1-4 及び図 5.1-5 は、主塔下部工 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、主塔応答モーメントと同様の傾向が出ている。

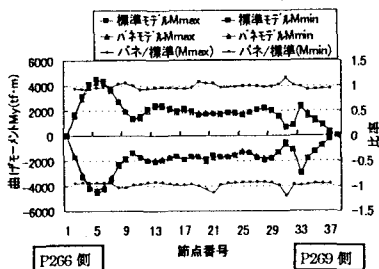


図 5.1-1 橋軸方向加震時主桁曲げモーメント

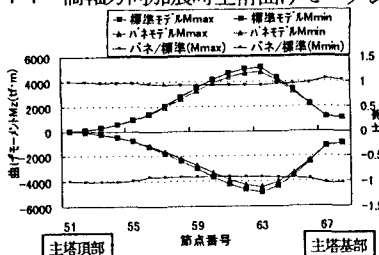


図 5.1-2 橋軸方向加震時主塔曲げモーメント

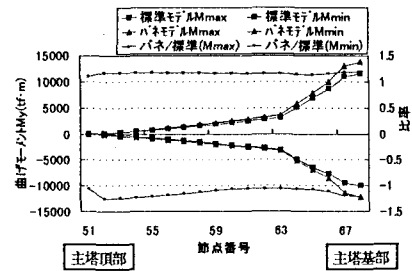


図 5.1-3 橋軸直角方向加震時主塔曲げモーメント

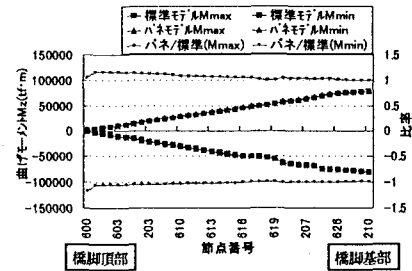


図 5.1-4 橋軸方向加震時 RC 橋脚曲げモーメント

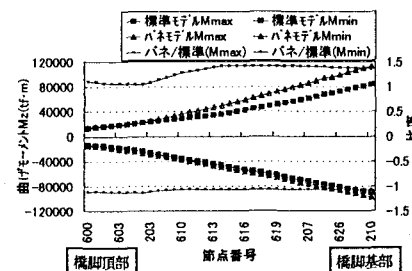


図 5.1-5 橋軸直角方向加震時 RC 橋脚曲げモーメント

(2) 標準モデルと主塔部 3 支承モデルの解析結果比較

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、死荷重もした断面力の比較を行った。

図 5.2-1 に標準モデル橋軸直角方向加震時の支承軸力を、図 5.2-2 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) では軸力の変動がわずかであるが、桁支承 (要素番号 1650, 1750) では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。

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。

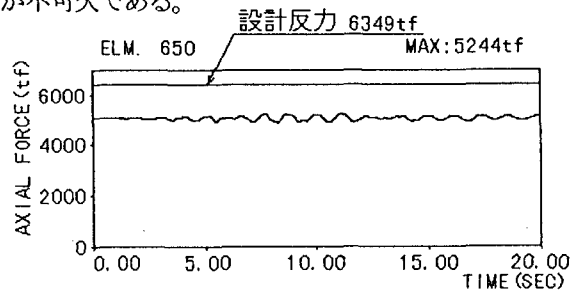


図 5.2-1 標準モデル支承軸力の時刻歴応答

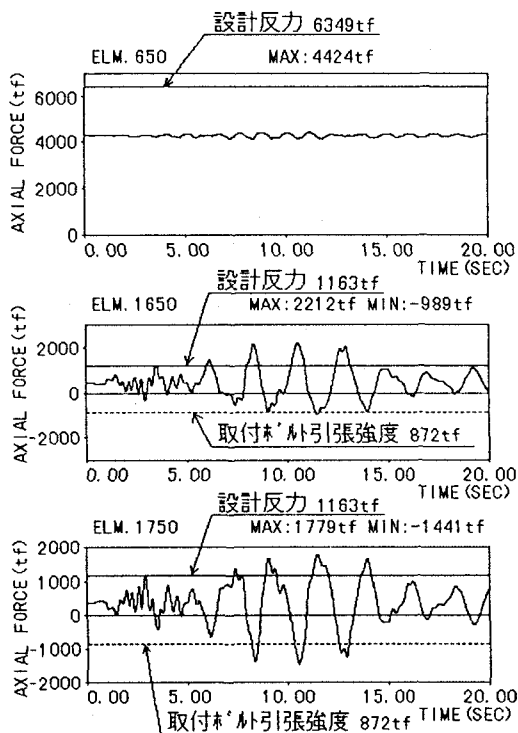


図 5.2-2 主塔部3支承モデルの支承軸力の時刻歴応答

(3) 標準モデルとTMDモデルの解析結果比較

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。

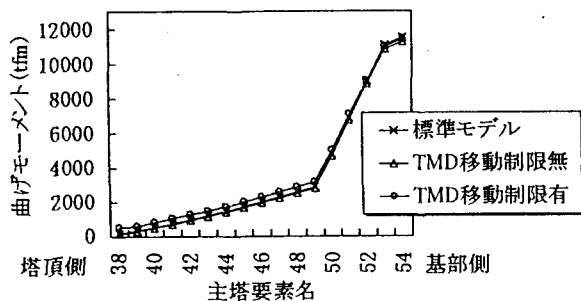


図 5.3-1 主塔の曲げモーメント (最大応答値)

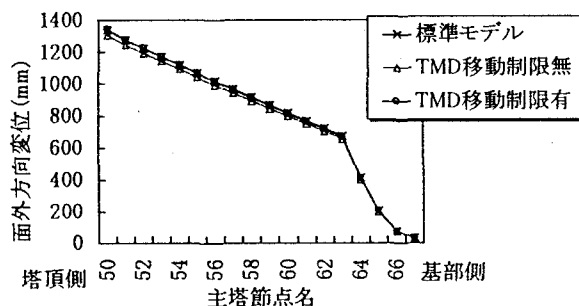


図 5.3-2 主塔の面外方向変位 (最大応答値)

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。)

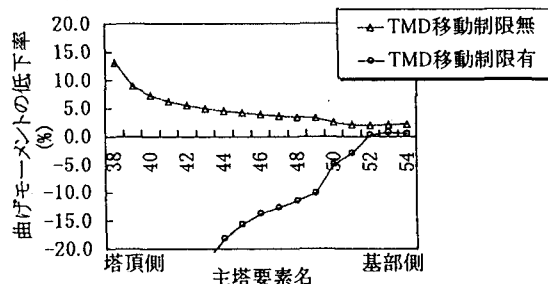


図 5.3-3 主塔の曲げモーメントの低下率

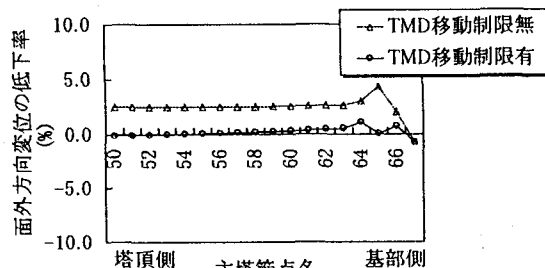


図 5.3-4 主塔の面外方向変位の低下率

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。また変位については、わずかに低下が見られるものの、効果があるとはいえない。

この結果から、本橋梁に設置されているようなタイプのTMDについては、地震動には効果が期待できない。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をモデル化することにした。

(4) 統合モデル解析結果

a)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 5.4-2、表 5.4-3 に示す。

着目点は、最大応答加速度については、RC橋脚頂部 (接点番号 201)、最大応答変位については主塔頂部 (接点番号 2050) 及びRC橋脚頂部 (接点番号 201) とした。

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、1700gal~2200gal という大きい値を示している。表 5.4-2 及び表 5.4-3 を見ると、主塔頂部での最大応答変位は、直角方向で2.0m前後の値であるが、RC橋脚頂部では最大で0.07m程度と非常に小さい値となっている。このことより、RC橋脚

に対して剛性の小さい主塔のみが大きく振動していることが分かる。

表 5.4-1 RC 橋脚頂部最大応答加速度

加震方向	RC橋脚頂部(接点201)応答加速度(gal)					
	Gmax(x)	Gmax(y)	Gmax(z)	Gmin(x)	Gmin(y)	Gmin(z)
橋軸方向	395.0	38.7	0.7	-334.5	-33.3	-0.9
直角方向	62.8	1673.3	0.4	-69.7	-2213.1	-0.5
鉛直方向	27.1	6.3	338.5	-29.6	-6.5	-354.5
3方向同時	409.6	3365.1	338.5	-344.9	-2173.8	-354.6

表 5.4-2 RC 橋脚頂部最大応答変位

加震方向	RC橋脚頂部(接点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	0.277	0.004	-0.004	-0.420	-0.005	-0.004
直角方向	0.031	0.077	-0.004	-0.028	-0.061	-0.004
鉛直方向	0.008	0.000	-0.003	-0.008	-0.001	-0.005
3方向同時	0.298	0.071	-0.003	-0.438	-0.059	-0.005

表 5.4-3 主塔頂部最大応答変位

加震方向	主塔頂部(接点2050)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	0.009	0.069	-0.018	-0.689	-0.077	-0.023
直角方向	-0.248	1.840	-0.020	-0.291	-2.038	-0.021
鉛直方向	-0.221	-0.001	-0.018	-0.325	-0.007	-0.023
3方向同時	0.005	1.857	-0.017	-0.689	-2.021	-0.024

また、可動支承については、上沓(P1-266 橋脚節点番号 101, P1-269 橋脚節点番号 401)と下沓(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 P1-269 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、約 0.9m 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相対変位量は大きな値を示している。

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、非線形要素を用いている主塔下部工 RC 橋脚頂部（接点番号 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 5.4-4 は、各方向に加震した場合の残留変位であるが、RC 橋脚に塑性化が生じる橋軸方向の残留変位が最も大きい値を示す。しかしながら、最大残留変位でも約 4.0cm であり橋脚高さ h=36.8m に対する残留

変位の規定（道示 V5.2） $h/100=36.8\text{cm}$ と比較すると 1/10 以下である。

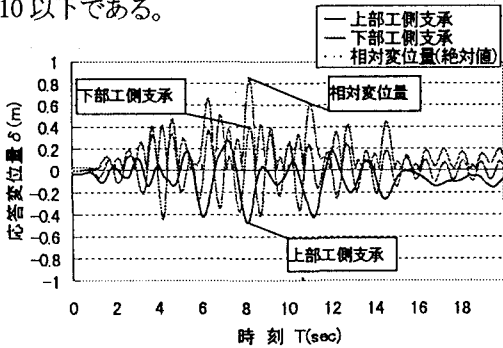


図 5.4-1 P1-269 橋脚支承部時刻歴応答変位

表 5.4-4 残留変位（接点 201）

加震方向	残留変位 δ (m)		
	δ x	δ y	δ z
橋軸方向	-0.029	0.000	0.000
直角方向	0.000	0.002	0.000
鉛直方向	0.000	0.000	0.000
3方向同時	-0.037	0.000	0.000

b) 断面力

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 P1-267 橋脚の曲げモーメント最大、最小応答値を、図. 5.4-3、図 5.4-4 に示す。図中には、応答値の他に橋脚のひび割れ耐力、初期降伏耐力、終局耐力も示す。尚、面内とは橋軸方向、面外とは橋直を意味する。

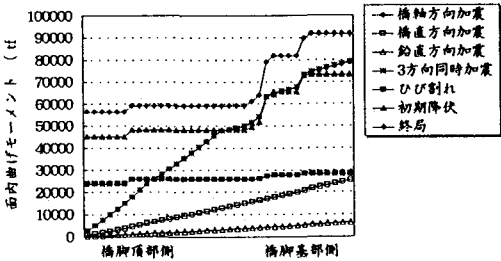


図 5.4-3 面内曲げモーメント最大応答値（絶対値）

図 5.4-3 の面内曲げモーメントについて、橋軸方向加震時および 3 方向同時加震時に、橋脚のほぼ全体がひび割れ耐力を超えており、橋脚の中間付近から基部にかけては初期降伏耐力を超えているが、終局耐力までは至っていない。

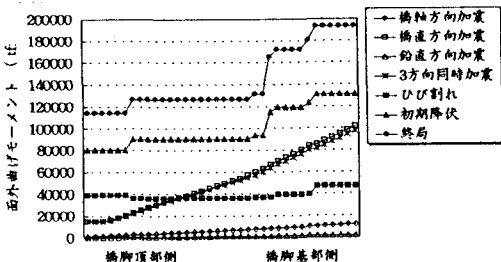


図 5.4-4 面外曲げモーメント最大応答値（絶対値）

図5.4-4の面外曲げモーメントについては、橋直方向加震時および3方向同時加震時に、橋脚の基部から3分の2程度の所までひび割れ耐力を超えているが、初期降伏耐力には至っていない。

橋脚基部の曲げモーメントのM- ϕ 履歴図について、橋軸方向加震時の面内曲げモーメントを図5.4-6、橋直方向加震時の面外曲げモーメントを図5.4-7に示す。

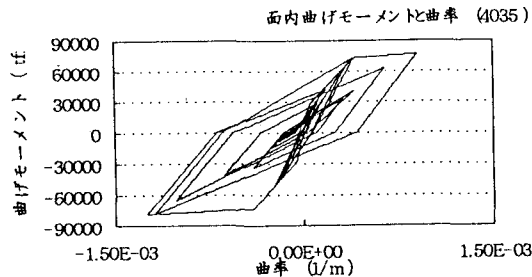


図5.4-6 橋軸方向加震時の応答履歴

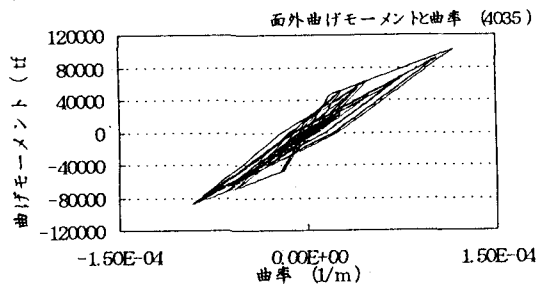


図5.4-7 橋軸直角方向加震時の応答履歴

図5.4-6について、応答曲げモーメントが初期降伏耐力まで達している為、大きなループを描いている。しかし、許容塑性率5.78に対して橋脚基部の塑性率は3.09と下回っている。

図5.4-7については、応答曲げモーメントが初期降伏耐力まで達していない為、小さなループになっている。

6. まとめ

以上の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DYNA 2E）を用いて斜張橋の地震応答解析を行ったが、結果はよく一致している。
- ② 地震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)}、設計上注意を要する。
- ④ 耐震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

増えることもありえる。

- ⑤ 塔頂の変位は、橋軸方向で約70cm、橋軸直角方向では2m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0.9mに達しており、支承の設計上考慮が必要である。
- ⑦ P1-267橋脚の曲げモーメントについては、面内方向で初期降伏耐力を越え、面外方向ではひび割れ耐力を越えているものの終局耐力には至っていない。
- ⑧ 残留変位の値は小さく、問題はない。

7. 今後の課題

本報告は土木学会西部支部「中径間橋梁の耐震性向上に関する研究」委員会（委員長：大塚久哲）で実施中の研究の中間報告である。引き続き以下の項目について研究を継続していく予定である。

- ・ 鋼製橋脚の非線形復元力特性の考慮
- ・ RC橋脚の剛性及び非線形復元力特性（軸力変動を含む）の再評価
- ・ ケーブルの非抗圧縮正のモデル化
- ・ 可動支承の移動制限装置のモデル化
- ・ ひずみエネルギー比例減衰との比較
- ・ 他の入力地震波形に対する応答計算
- ・ 構造上の弱点に対する補強対策

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：大震災に学ぶ一阪神・淡路大震災調査研究報告書一，pp113-121，1998.6