断層変位を受ける鋼斜張橋の耐震安全性に関する研究

Seismic safety of a steel cable-stayed bridge subjected to fault displacement

大塚久哲*,中村壮**,古川愛子***

Hisanori Otsuka*, Tsuyoshi Nakamura**, Aiko Furukawa***

* 工博 九州大学大学院教授 工学研究院建設デザイン部門 (〒819-0395 福岡市西区元岡744)

** 九州大学大学院 工学府建設システム工学専攻 修士課程(〒819-0395 福岡市西区元岡744)

***博(工) 九州大学大学院助教 工学研究院建設デザイン部門(〒819-0395 福岡市西区元岡744)

In this study, first, the nonlinear static analysis of a steel cable-stayed bridge subjected to enforced displacements were conducted and it was grasped that the differences of seismic performance by directions of fault displacement. Next, the nonlinear dynamic analysis of this bridge considering fault displacement was conducted and the results were compared with dynamic analysis considering only inertia force and static analysis. It was found that the static analysis and dynamic analysis considering only inertia force underestimate the sectional force and the necessity of the dynamic analysis considering fault displacement was verified.

Key Words : fault displacement,static analysis,dynamic analysis, steel cable-stayed bridge キーワード:断層変位,静的解析,動的解析,鋼斜張橋

1. はじめに

1999年に台湾で発生した集集地震,トルコで発生したコジャエリ地震において,橋梁をはじめとする各種構造物に,甚大な被害が生じた.この地震によって構造物が受けた被害形態の特徴としては,断層直上の構造物が断層変位により被害を受けた^{1),2)}.

一方わが国では,1995年に発生した兵庫県南部 地震により多くの橋梁が被災したことを受けて, 道路橋示方書³⁾が改訂され,地震時の挙動が複雑な 橋梁に対しては動的応答解析による照査,設計が 義務づけられるようになった.しかしながら,こ れらの耐震性評価は,地震時慣性力のみが働いた 場合への対策が主となっており,地震時断層変位 への対策は義務付けられていない.断層が地上に 現れた場合,断層を跨ぐ形となった橋梁の橋台・橋 脚間には大きな相対変位が生じるため,構造物の 耐震安全性を確保する上では,地震時慣性力だけ でなく,地震時断層変位を考慮する必要がある.

既往の研究⁴⁾では,断層変位を受ける橋梁は橋脚 間に生じる過大な相対変位によって損傷を受ける という考えの下,強制変位を与える静的解析が一般的である.しかしながら,加速度が時々刻々と変化する中で,地盤の残留変位が増大していく動的な現象が実際に生じていると考えるべきであろう. このような観点から,相対変位の生ずる異なる変位時刻歴波形を入力地震動として各種橋梁の応答 解析も行なわれてきた⁵⁾.

斜張橋は一般に上部構造がケーブルによって支 持され,複雑な構造形式を有しており,斜張橋の支 間内に地震時断層変位が生じた場合,橋梁がどの ような損傷を受けるかを予想することは困難であ る.

そこで本研究では,鋼斜張橋を対象として,断層 変位発生位置を橋脚間と仮定し,まず,基礎下端を 強制変位させる非線形静的変位漸増解析により, 断層変位方向による損傷過程および変位追随性の 違いを把握する.次に,断層変位と慣性力を同時に 作用させる動的解析,慣性力のみを入力する動的 解析,基礎下端を強制変位させる静的解析の結果 を,橋軸方向および橋軸直角方向加震時に対して 比較して,断層変位を考慮した動的解析の必要性 を議論する.

解析の対象とした鋼斜張橋は、都市高速道路の 湾岸線の斜張橋で,橋長345m(185m+115m+45m), 幅員 21m, 主塔高さ 60m の3 径間連続鋼斜張橋であ る.架設地盤は 種地盤,適用示方書は昭和55年 版の道路橋示方書である.図-1は対象橋梁一般図 である.また,設計条件を表-1 に示す.桁は逆台 形鋼床版箱桁である.橋脚はP1,P3,P4 が鋼製ラー メン橋脚, P2 が RC 中空断面橋脚である.橋脚基礎 は P1, P3, P4 が場所打ち杭基礎 (1200mm) であり ,P2 はニューマチックケーソン基礎となっている. 構造形式としては,マルチファン形一面ケーブル (13段),主塔一本柱形式であり,主塔と主桁は剛 結合されている.主塔とP2橋脚(RC)はピボットタ イプの1個の塔支承を介して結合されており, P2橋 脚上の同一支承線上にはピボットタイプの桁支承 が2個,両側に配置されている.P1,P4橋脚上には 中央部に水平支承(橋軸直角方向固定用),その両 隣に2つの桁支承(橋軸方向可動)が配置されてい る.また,P3橋脚上には桁支承(橋軸方向固定)が 2 つ配置されている.

3.静的解析の概要

3.1 解析モデル

本検討で用いた解析モデルを図 - 2 に示す.基礎 は線形梁要素,ケーブルは非線形トラス要素(圧縮 非抵抗),橋脚・支承・主桁・主塔は全て非線形梁 要素でモデル化している.地盤は線形ばね要素と して評価した.拘束条件についてはP1,P4支承は ピンローラーで橋軸方向に可動,P2支承はピポッ ド支承で直交三軸まわりの回転を許している.P3 はピン結合としている.

支承のモデル化については,既往の研究⁶⁾によ リ,支承の構造によっては各方向で構成部材の降 伏順序が異なる可能性があることが知られている ため,各支承の構成部材全ての降伏耐力を算出し, 各方向における最弱点部材の剛性と降伏耐力を用 いた材料非線形特性を使用して橋軸方向,橋軸直 角方向,鉛直方向のモデル化を行った⁷⁾.各支承の 骨格曲線を図-3に示す.P1,P4両橋脚上の支承が ピンローラーであり,橋軸方向に可動であるため ,橋軸方向のみ移動可能量までは力が働かず,移動 可能量を越えてからは構成部材の降伏順序に従う ような非線形弾性型の材料非線形特性を用いた. また,全支承の橋軸直角方向及びP2,P3支承の橋 軸方向については,部材の降伏順序に従うような



耒 _1	1 111111111111111111111111111111111111	
18 -		~

上部工形式	3径間連続鋼斜張橋							
橋格	1等橋							
橋長	L = 345.0m							
支 間 長	185 m + 115 m + 45 m							
幅員	W = 8.5 m							
	P1橋脚(M) : 鋼製ラーメン橋脚							
て如ていず	P2橋脚 : RC中空断面橋脚							
가마그까지	P3橋脚(H) : 鋼製ラーメン橋脚							
	P4橋脚(M) : 鋼製ラーメン橋脚							
	P1橋脚 : 場所打ち杭 1200 n=36本							
甘林工形士	P2橋脚 : ニューマチックケーソン基礎							
基礎上形式	P3橋脚 : 場所打ち杭 1200 n=12本							
	P4橋脚 : 場所打ち杭 1200 n=12本							
地盤種別	種地盤							
地域区分	C							
適用示方書	道路橋示方書(昭和55年)							



図-2 解析モデル

トリリニア型の材料非線形特性を用いた.全支承 鉛直方向については,徐荷後は原点に向かう直線 を描き,原点通過後は反対側の最大点に向かう直 線を描く非対称原点及び最大点指向型の材料非線 形特性を用いてモデル化を行なった.表-2に各支 承の断面力に対する初降伏部材を示す.

主桁のモデル化については、本橋梁の場合、図-4(a)のように張出部が低材質、箱桁が高材質と、異 なる材質が混在した断面になっている.そこで、 図-4(b)のように主桁断面の主要な応力段階を考慮 し、その応力段階を用いて橋軸方向、橋軸直角方向 ともに図-4(c)のように実際の解析に用いる材料非 線形特性をトリリニア型でモデル化した⁷⁾.なお, 剛性変化点は、第1変化点を断面内の任意の1点が 降伏点に到達する点、第2変化点を高材質部材の任





意の1点が降伏点に到達する点,第3点を全塑性に 至る点とした.なお,この構造は入力方向の曲げ モーメントが卓越するため,2軸相関の影響は小さ いものとして,これを無視した.

橋脚の非線形復元力特性については, RC 橋脚は トリリニア武田モデル,鋼製橋脚はバイリニアモ デルとし,鋼主塔についてはバイリニアモデルと した⁷⁾.

なお,解析の際には,死荷重に対する断面力の 他に,ケーブルについては表-3に示す完成時張力 を考慮した^{sy}.

3.2 解析条件及び解析ケース

解析手法は対象橋梁の P1, P2 橋脚間に断層変位 が生じたものと仮定し, P1 基礎全節点に強制変位

表-2 各支承の断面力に対する初降伏部材⁷⁾

P8 (4) 07++		P1			P2		P3	P3 P4	
吨代部 材		鉛直支承	水平支油	承 鉛	直桁支承	鉛直塔支承	鉛直支承	鉛直支承	水平支承
橋軸方向せん断降伏部材		下沓ストッパー	上沓溶打	妾 上	沓溶接	上沓溶接	上沓溶接	下沓ストッパー	上沓溶接
橋軸直角方向せん断降伏部材		下沓突起	上沓溶打	妾 上	* 沓溶接	上沓溶接	上沓溶接	下沓突起	上沓溶接
引張降伏部	引張降伏部材		-	セ	ットボルト	セットボルト	セットボルト	セットボルト	-
上縮降伏音	影材	本体	-		本体	本体	E2 .	本体	-
表	表 - 3 ケーブルの初期張力及び長さ ^{®)}								
ケーブル番号	1 完成日	寺張力(kN)	長さ	۲(m)	ケー-	ブル番号	完成時碑	し し 力(kN)	<u>長さ(m)</u>
F-1	3	945.9	164	12	Ý	V-1	3991	0	166 1
E-2	3	861.6	154	154.2		W-2		3906.7	
E-3	3	696.9	144	1.3	W-3		3742.0		146.1
E-4	3	589.0	134.4		W-4		3633.1		136.1
E-5	3	529.2	124	1.6	W-5		3575.3		126.2
E-6	3	611.5	114	1.8	W-6		3658	3.6	116.4
E-7	3	660.6	105	5.1	V	V-7	3711	.6	106.6
E-8	3	626.3	95	95.5		W-8		3.2	96.9
E-9	3	626.3	86	.0	W-9		3681	.2	87.3
E-10	3	010.4	10.4 76.6		W-10		3058	3.5	77.9
E-11	3	057.5	67	.5	W-11		3107	7.5	68.7
E-12	3	059.5	58	.8	W-12		3113	3.4	59.8
E-13	3	020.2	50	.5	W-13		3073	3.2	51.4
	表	-4 1	解析	ヶ・	ース	(静的	,解析)	
ケース番号 隊	新層位置	想定断層	種別	断層	傾斜角		新層変	, 位イメージ	
case1-1					deg)	-			
case1-2				F	45				
case1-3		横ずれ断り	181		60	z		Alter	
case1-4		(=0°の	場合	L	90	Y t			
Case1-5		13P1 16四	ホーン マ	-	120				
case1-7		相対的に	閉じる	F	180	INT	7		品 植
case1-8		方向,	=180 °		225		Ar -	x	
case1-9		の場合は	開<方		240		L	7	
case1-10		回)		ŀ	270	-	V	-	
case1-12				H	315	-			
case2-1					0				
case2-2					45	7.		de-	
case2-3		俗ずわ断	2	-	60	ΥŤ			
case2-4 P1	P2橋脚間	間 (=0°の	ョ 場合	F	120	+ $-$	X		1
case2-6		it =0 ° ₀	遍じ,		135	H	Z		
case2-7		=180 ° 0	D場合		180		1		11
case2-8		は =180	。と同	F	225	- fi [$\prod l$	v	
case2-9		Ч		H	240	ー ア		A	
case2-11				F	300	\neg			
case2-12					315				
case3-1					0			al more	
case3-2				ŀ	90	- 1	→X		6 6
case3-4		横ずれ	新層	F	135		<i>Z</i>		ΗĽ
case3-5		縦ずれ	新層		180		$>t^2$	5	nt ni
case3-6				F	225			\geq	
case3-7				⊢	270		~		
		-							

を0.1m 刻みの漸増変位として直接入力させた非線 形静的解析である.解析ケースを表-4に示す.解 析ケースを決定するにあたり,直交3平面(X-Y平 面,X-Z平面,Y-Z平面)内において,断層傾斜角を パラメータとして,断層変位方向,断層変位量の 変化が対象橋梁に与える影響について検討した. case1は断層変位方向がX-Y平面内に存在する場

合で,断層変位方向をX軸とY軸のなす角 で表 した. の範囲としては0° <360°として,X-Y平

部位		種別	減衰定数	モデル	非線形特性	終局判定基準	
	P1基礎	場所打ち杭	0.02	線形梁要素	-	-	
基礎	P2基礎	ニューマチックケーソン基礎	0.05	線形梁要素	-	-	
	P3基礎	場所打ち杭	0.02	線形梁要素	-	-	
	P4基礎	場所打ち杭	0.02	線形梁要素	-	-	
	P1橋脚	鋼製ラーメン橋脚	0.02	非線形梁要素	バイリニア	a/ y = 12.05	
趏助	P2橋脚	RC中空断面橋脚	0.05	非線形梁要素	トリリニア	-	
"向 쪄	P3橋脚	鋼製ラーメン橋脚	0.02	非線形梁要素	バイリニア	-	
	P4橋脚	鋼製ラーメン橋脚	0.02	非線形梁要素	バイリニア	-	
		-	0.02		橋軸方向非線形弾性型	下沓ストッパーのせん断破壊	
	P1支承	ピンローラー		非線形梁要素	橋軸直角方向トリリニア	下沓突起のせん断破壊	
						セットボルトの引張破壊	
		ピボット	0.02		橋軸方向 トリリニア	上沓溶接のせん断破壊	
	P2支承			非線形梁要素	橋軸直角方向 トリリニア	上沓溶接のせん断破壊	
古承					<u> 鉛直方向 非対称原点最大点指向型</u>	セットボルトの引張破壊	
又小	P3支承	Ŀ	0.02	非線形梁要素	<u>橋軸方向 トリリニア</u>	ピンの圧縮破壊	
					橋軸直角方向 トリリニア	上沓突起のせん断破壊	
					<u> 鉛直方向 非対称原点最大点指向型</u>	セットボルトの引張破壊	
	P4支承	ピンローラー	0.02	非線形梁要素	<u>橋軸方向</u> 非線形弾性型	<u> 下沓ストッパーのせん断破壊</u>	
					橋軸直角方向 トリリニア	下沓突起のせん断破壊	
					<u> 鉛直方向 非対称原点最大点指向型</u>	セットボルトの引張破壊	
主桁		逆台形鋼床版箱桁	0.02	<u>非線形梁要素</u>		高材質 (箱内)が降伏点以下	
主塔		一本柱形式	0.02	<u>非線形梁要素</u>	バイリニア	-	
ケーブル		マルチファン形一面ケーブル	0.02	非線形トラス要素	<u>非対称バイリニア</u>	-	
地盤バネ		—	0.1	弾性地盤バネ	-	-	



表-5 各部材の終局判定基準

図-5 断層変位方向が X-Y 平面内に存在する場合の終局時変位と終局箇所

面内で横ずれ断層が発生することを想定している. case2は断層変位方向がX-Z平面内に存在する場合 で,断層変位方向をX軸とZ軸のなす角 で表し た.の範囲としては0° <360°として,X-Y平 面内で縦ずれ断層が発生することを想定している. なお, , =0°,180°の場合はそれぞれ,橋脚間で 地割れあるいは褶曲が発生した場合に相当する. case3は断層変位方向がY-Z平面内に存在する場合 で,断層変位方向をY軸とZ軸のなす角 で表し た. の範囲としては0° <360°として,横ずれ と縦ずれが発生することを想定している.

3.3 終局判定基準

表-5 に静的解析における各部位の終局判定の基準を示す.支承については各支承の構成部材全て



図 -6 X-Y 平面内の各断層変位方向における 終局時変位





の降伏耐力を算出し、各方向において弱点となる 部材を見出して決定した.主桁については3.1 で 述べたように材料非線形特性はトリリニア型でモ デル化をしているが、箱桁(高材質)が降伏し始め る時には張出部(低材質)が全塑性している状態で あり、張出部の残留変位も生じると考えられるの で、箱桁が降伏し始める点を主桁における終局判 定基準とした.これは、既往の研究⁹において、主 桁全長に渡って低材質のSS41で構成される張出部 鋼床版のみは塑性化を許容しても、車両走行性に 影響がないことが確認されているためである.ま た、P1橋脚については、式(1)、式(2)を用いて、許 容変位に対する許容ひずみ 。を計算し、これを終 局判定基準値とした.

$$\frac{a}{r} = 20 - 25R_F \tag{1}$$

$$R_F = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{y}{E} \frac{12(1-2)}{2_k}}$$
(2)

ここに, <u>a</u>:許容ひずみ, <u>y</u>:降伏ひずみ *R_r*:塑性化を考慮する鋼断面の幅厚比パラメータ *b*:補剛材間隔あるいは補剛材幅, <u>y</u>:降伏応力 *E*:弾性係数, :ポアソン比,*t*:板厚,*k*:座屈係数

3.4 静的解析の結果

(1) 断層変位方向が X-Y 平面内に存在する場合

X-Y 平面内の各断層変位方向における終局時変 位及び終局箇所を図-5 に示す.断層変位方向が橋 軸方向である case1-1, case1-7 では, P1橋脚内曲側 の基部がラーメン橋脚面外曲げモーメントによっ て終局に至る.断層変位方向が橋軸直角方向であ る case1-4, case1-10 では, 主桁中央付近(主桁と主



図 - 9 断層変位方向が Y-Z 平面内に存在する場合 の終局時変位と終局箇所

塔の結合部を主桁位置0mとすると,主桁位置-20m) の箱内が水平面内曲げモーメントにより降伏する ことで終局に至る.また,断層変位方向がX-Y平面 内で橋軸方向と角度を持って交差する場合には, P1橋脚外曲側の基部がラーメン橋脚面外曲げモー メントによって終局に至る.これは,主桁がケー ブルによって支えられているので,主桁箱内の降 伏するよりも橋脚の終局が先行するためと考えら れる.また,終局に入る橋脚部材の位置が断層変 位の方向によって変化するのは,本橋が曲線橋で あること,および,P1橋脚が非対称構造であるこ とが原因と考えられる.図-6にX-Y平面内の各断 層変位方向における終局時変位を角度 ごとにプ ロットした図を示す.これにより,本橋梁は橋軸 直角方向に追随可能な断層変位量よりも,橋軸方 向に追随可能な断層変位量が小さいことが知られ る.これは,P1橋脚がラーメン橋脚であり,橋軸 直角方向よりも橋軸方向の曲げ剛性が小さいから と考えられる.

(2) 断層変位方向がX-Z 平面内に存在する場合

X-Z平面内の各断層変位方向における終局時変 位及び終局箇所を図-7に示す.断層変位方向が鉛 直方向である case2-4, case2-10では, 主桁(位置-120m)の箱内が鉛直面内曲げモーメントにより降伏 することで終局に至る.また,断層変位方向がX-Z平面内でX軸と角度を持って交差する場合には, P1橋脚外曲側の基部がラーメン橋脚面外曲げモー メントによって終局に至る.これは, P1橋脚の設 置方向が橋軸方向に対して角度を有すること,お よび非対称構造であることにより,橋脚の終局が 先行するためと考えられる.図-8にX-Z平面内の 各断層変位方向における終局時変位を角度 ごと にプロットした図を示す.case2-1, case2-7 はそれぞ れ case1-1, case1-7 と同じ断層の動きである.

(3) 断層変位方向が Y-Z 平面内に存在する場合

Y-Z 平面内の各断層変位方向における終局時変位 及び終局箇所を図 - 9 に示す.断層変位方向がY-Z 平面内でY軸と角度を持って交差する場合には, 主桁(位置-20m)の箱内が水平面内曲げモーメント により降伏することで終局に至った.図-10 にY-Z 平面内の各断層変位方向における終局時変位を角 度 ごとにプロットした図を示す.本解析では2軸 曲げの影響を考慮していないが,これを考慮する と,この図の曲線はもっと丸みを帯びて小さくな ると推察される.

(4) 断層変位に対する終局曲面

図-6,8および10を立体的に表示すれば,図-11のように断層変位に対する終局曲面が得られる. 本橋は,鉛直(Z軸)方向と橋軸直角(Y軸)方向に移 動する断層変位に対して変位追随性が比較的優れ ていて,橋軸(X軸)方向に追随可能な断層変位量





図-12 強制外力入力のためのモデル化

は小さいことが分かる.

4. 動的解析の概要

4.1 解析モデル

断層変位を考慮した動的解析で用いた解析モデ ルでは,図-2で示した解析モデルに対して,地盤 を示す相互作用ばね(線形ばね要素, k_1)の固定点 側に節点(質量 m_2)とばね(線形ばね要素, k_2)を設 けた(図-12).これは強制外力入力により強制変位 入力を模擬するためのモデルであるが,慣性力(入 力地震動の変位Z(t), Z())が作用する1質点系 の応答と,第1層目に強制外力(f(t),F())が作用 する2質点系の2層目の応答が等しくなるような等



表-6 断層変位を考慮した動的解析における解析ケース

解析ケース加振方向	入力位置	入力加速度波形	入力変位波形	最終残留変位(m)	最終相対変位(m) *	
	P1基礎	TCU068EW	TCU068EW1-3	-7.86	0.29	
CAGE_A-1	P2 +P3 +P4基礎		TCU068EW1-7	-7.57		
	P1基礎		TCU068EW1-2	-5.77	-1.80 -3.88	
CASE_A-Z 個軸方凹	P2 P3 P4基礎		TCU068EW1-7	-7.57		
CASE_A-3	P1基礎		TCU068EW1-1	-3.69		
	P2 +P3 +P4基礎		TCU068EW1-7	-7.57		
	P1基礎	TCU068EW	TCU068EW1-3	-7.86	0.20	
CAGE_D-1	P2 +P3 +P4基礎		TCU068EW1-7	-7.57	0.29	
	P1基礎		TCU068EW1-2	-5.77	-1.80	
CASE_B-2 方向	P2 +P3 +P4基礎		TCU068EW1-7	-7.57		
	P1基礎		TCU068EW1-1	-3.69	3.99	
0432_0-3	P2 P3 P4基礎		TCU068EW1-7	-7.57	- 3.00	

* 断層変位量は,橋軸方向加震時にはP1橋脚とP2 ~ P4橋脚が相対的に開く方向を正(+),閉じる方向を負 (-)とした.橋軸直角方向加震時にはP1橋脚から見てP2 ~ P4橋脚が相対的に左側に移動する方向を正(+), 右側に移動する方向を負(-)とした.

価な強制外力を用いるものである.

この等価な強制外力は,2 質点系の1 層目の質量 *m*₂,減衰係数*c*₂,ばね定数*k*₂,および2 層目の質量 *m*₁,減衰係数*c*₁,ばね定数*k*₁を用いて式(3)のよう に表される.

$$F(\mathbf{w}) = (-\mathbf{w}^2 m_2 + i\mathbf{w}c_2 + k_2)Z(\mathbf{w}) + \frac{-\mathbf{w}^2 m_1(i\mathbf{w}c_1 + k_1)}{-\mathbf{w}^2 m_1 + i\mathbf{w}c_1 + k_1}Z(\mathbf{w})$$
(3)

しかし,大規模な構造物の場合,また非線形性を考 慮した場合,構造物を線形な1質点系に置き換えるのは困難である.ここで,

$$(-\mathbf{w}^2 m_2 + i\mathbf{w}c_2 + k_2) >> \frac{-\mathbf{w}^2 m_1 (i\mathbf{w}c_1 + k_1)}{-\mathbf{w}^2 m_1 + i\mathbf{w}c_1 + k_1}$$
(4)

式 (4) が成立するような m_2 , c_2 , k_2 を設定すれば m_1 , c_1 , k_1 の値に関わらず外力は以下の通りとなる.

 $f(t) m_2 \ddot{z}(t) + c_2 \dot{z}(t) + k_2 z(t)$ (5) 式 (5)を実現するものとして,十分に大きな値の m_2 , k_2 を選ぶこととし, c_2 は剛性比例型減衰によって設 定することとした.

採用した手法は,使用した汎用ソフト Midas/Civil では直接,変位入力ができないために行ったモデ ル上の工夫であるため,他のソフトウェアで採用 可能であるのかは未確認である.

慣性力と変位入力が同等であることは別途確認 されているので,上記のモデルにおける外力入力 用ばねについては以下の条件を満たすような剛性 を設定した.

条件)強制外力を入力する節点の応答加速度, 応答速度,応答変位が,入力した加速度,速度,変 位と一致していること(境界条件).

条件)強制外力入力による各節点の応答および 各部材の断面力が慣性力入力によって得られた結 果と一致していること(慣性力入力結果と一致).

これらを満足するための外力入力用節点の質量 m_2 と外力入力用ばねの剛性 k_2 の関係として, m_2/k_2 =1.0×10⁻³が用いられた.なお, m_2/k_2 の値は本モデ ルにのみ適用可能であり,対象とする構造物の重 量,剛性が異なれば m_2/k_2 の値も変わるため,対象 モデル毎に計算する必要がある.このモデルにお ける強制外力の算出方法については文献 10)を参照 されたい.

4.2 解析条件および解析ケース

断層変位を考慮した動的解析では,時刻歴応答 解析における数値積分法にNewmark 法(=0.25) による直接積分法を用い,応答計算の積分時間間 隔を0.005秒,応答解析時間を90秒とし,加震方向 は橋軸方向,橋軸直角方向とした.減衰について は,橋軸方向加震時で剛性比例型減衰(41次で減衰





定数を決定),橋軸直角方向加震時で剛性比例型減 衰(43次で減衰定数を決定)を用いた.剛性比例型 減衰を用いた理由は,強制外力入力モデルにおけ る外力入力用節点の質量 m2の影響を除去するため である.本研究では,応答計算の積分時間間隔を短 くしているため,構造物の非線形収束計算は行っ ていない.断層変位を考慮した動的解析における 入力地震動としては,図-13に示すように台湾集 集地震時の観測点TCU068での加速度波形のEW成 分を積分することで得た残留変位を伴う変位波形 を用いた.すなわち同一加速度を基にした残留変 位の異なる波形を強制外力に換算して入力した⁵⁾.

加速度のみを入力する動的解析では加速度波形 そのものを入力地震動として全点同時加震した.



この時の減衰については,橋軸方向加震時でレー リー減衰(6次と28次)を,橋軸直角方向加震時で レーリー減衰(4次と37次)を用いた.減衰の設定 については,レーリー減衰を用いたモデル,剛性 比例型減衰を用いたモデルでの試算における応答 断面力を比較し,剛性比例型減衰を用いる場合に は減衰を低く評価し過ぎることを確認した上で決 定した.

また,同じく比較対象とした静的解析では,断 層変位を考慮した動的解析において入力した変位 波形の最終残留変位量を各基礎節点に強制変位と して直接入力した.変位は漸増変位として与えた.

表 - 6 に断層変位を考慮した動的解析における解 析ケースを示す.CASE_Aの加震方向は橋軸方向で ある .CASE_A-1ではP1基礎にTCU068EW1-3を,P2 ~P4基礎にTCU068EW1-7を入力して橋軸方向にP1 橋脚とP2 ~P4橋脚が相対的に0.29m開く,比較的 小規模な断層変位を想定した.CASE_A-2では TCU068EW1-2と1-7を用いて1.80m閉じる中規模な 断層変位を,CASE_A-3ではTCU068EW1-1と1-7を 用いて3.88m閉じる比較的大規模な断層変位を想定 した.

CASE_Bでは加震方向を橋軸直角方向として,入 力地震動はCASE_Aの各ケースと同一としている.

4.3 動的解析

(1)橋軸方向加震(CASE_A)

CASE_A-1 における P1 橋脚のラーメン橋脚面外 最大曲げモーメントの比較と、橋脚基部のラーメ ン橋脚面外曲げモーメントの時刻歴の比較を図 -14(a)に示す.最大曲げモーメントの分布を見る と,断層変位を考慮した動的解析値が静的解析値 を大きく上回っている.これは,静的解析は各基 礎節点に強制変位を静的に与えるために慣性力を 受けずに基礎が平行移動するが,本ケースの場合 断層変位が小さいためであると考えられる、従っ て,断層変位を考慮した動的解析値と加速度のみ を入力する動的解析値では,前者の方が大きいが, その差は僅かである.曲げモーメントの時刻歴に 着目すると、断層変位を考慮した動的解析、加速 度のみを入力する動的解析ともに,加速度がピー クとなる 30 秒~40 秒で曲げモーメントが最大と なっていて,静的解析では考慮できない曲げモー メントが生じていることが分かる.また,断層変 位を考慮した動的解析の残留曲げモーメントは、 他の解析結果よりも大きい.これらより,静的解 析および加速度のみを入力する動的解析は断層変 位を考慮した動的解析よりも応答を過小評価する ことが分かる.同様にCASE_A-2における比較を 図 - 14(b) に示す.最大曲げモーメントの分布に着 目すると,断層変位を考慮した動的解析値と静的 解析値の応答差は僅かである.また, CASE_A-3 に おける比較を図 - 14(c)に示すが, CASE_A-2と同様 な傾向が見られた.

ここで,図-15にCASE_A-2,CASE_A-3における P1橋脚基部のM- 関係について,断層変位を考 慮した動的解析の結果と静的解析の結果を示す. これらの図から,両ケースの場合には,両解析値 の差が小さいことが分かる.

以上より,橋軸方向加震時では,断層変位が小 さい場合には静的解析は断層変位を考慮した動的



解析よりも応答を過小評価する傾向にあるが,断 層変位が大きくなるとその差はほとんどなくなる ことが分かった.また,加速度のみを入力する動 的解析は,断層変位を考慮した動的解析よりも最 大応答を過小評価すること,および残留曲げモー メントの評価ができないことが分かった.このた め,本橋梁が断層変位を受ける場合,地震被災後 の復旧方法・部材の使用性を検討する上では,断 層変位を考慮した動的解析を行うことが望ましい と言える.

(2)橋軸直角方向加震(CASE_B)

CASE_B-1 における, 主桁の面外最大曲げモーメ ントの比較を図-16(a)に, 同じく着目点の面外曲 げモーメントの時刻歴の比較を図-16(b)に示す. 面外最大曲げモーメントに着目すると, 断層変位 を考慮した動的解析値と加速度のみを入力する動 的解析値では応答値に大きな差異が見られなかっ たが,静的解析値は非常に小さい値となった.こ れは CASE_A-1 と同じ理由である.また,動的挙動 の結果として主桁中央部(位置-5m)で面外曲げモー メントが大きくなっていることがわかる.

CASE_B-2 における, 主桁の面外最大曲げモーメ ントの比較を図-16(c)に, 着目点の面外曲げモー メントの時刻歴の比較を図-16(d)に示す.この場 合, 断層変位量がCASE_B-1よりも大きいために静 的解析値も主桁中央部で大きくなっているが, 断 層変位を考慮した動的解析値よりかなり小さい. また,加速度のみを入力する動的解析値では残留 曲げモーメントをほとんど考慮できないことが分 かる.

CASE_B-3 における, 主桁の面外最大曲げモーメ ントの比較を図 - 16(e)に, 着目点の面外曲げモー メントの時刻歴の比較を図 - 16(f)に示す.この場 合は全般的な傾向は CASE_B-2 とほぼ同じである.

以上より,橋軸直角方向加震時においても断層 変位が大きくなれば,静的解析,および加速度の みを入力する動的解析は,断層変位を考慮した動 的解析よりも応答を過小評価することが分かる. このため,断層変位方向に関わらず,本橋梁が断 層変位を受ける場合,耐震安全性を確保するため には断層変位を考慮した動的解析を行う必要があ ると言える.

5. 結論

本研究では鋼斜張橋を対象として,断層変位量・ 断層変位方向をパラメータとした静的解析,およ び断層変位の時刻歴波形を考慮した動的解析を行 い,断層変位に対する耐震安全性を検討した.以 下に,得られた知見を示す.

(1)静的解析において,本橋梁は種々の方向の断層 変位に対して一律の安全性を有するものではない ことが確認できた.X-Y 平面内の断層変位におい て,本橋梁は橋軸直角方向に追随可能な断層変位 量よりも,橋軸方向に追随可能な断層変位量が小 さいことが分かった.また,主桁は橋軸直角方向 の断層変位が生じた時に水平面内曲げモーメント により終局に至り, P1橋脚基部はラーメン橋脚面 外曲げモーメントにより終局に至ることが分かっ た.X-Z平面内の断層変位においては,鉛直方向に 追随可能な断層変位量よりも,橋軸方向に追随可 能な断層変位量が小さいことが分かった.また,P1 橋脚基部がラーメン橋脚面外曲げモーメントによ り終局に至る.Y-Z 平面内の断層変位においては, 鉛直方向に追随可能な断層変位量よりも,橋軸直 角方向に追随可能な断層変位量が若干小さいこと が分かった.また,断層変位方向が橋軸直角方向と 角度を有して交わる時には主桁が水平面内曲げ モーメントにより終局に至る.

(2) 動的解析については,橋軸方向加震,橋軸直角 方向加震の2方向について検討した.その結果,加 震方向に関わらず、断層変位を考慮した静的解析、 慣性力入力による動的解析は,断層変位を考慮し た動的解析よりも応答を過小評価する傾向のある ことが確認できた.すなわち,断層変位量が小さ ければ慣性力入力による動的解析と断層変位を考 慮した動的解析の差はわずかであり,慣性力入力 による動的解析でもよいと言える.しかし,断層 変位量が大きければ慣性力入力による動的解析で は,残留変位や残留応力の評価が不可能であり,断 層変位を考慮した動的解析を行わざるを得ない. このとき,静的解析の結果と,慣性力入力による 動的解析あるいは断層変位を考慮した動的解析の 結果の差がわずかであるならば、静的解析でもあ る程度の評価が可能であるが,地震中の応答が卓 越する場合には動的解析が必要である.

以上より,対象とした鋼斜張橋が断層変位を受ける場合,耐震安全性を確保するためには,静的 解析および慣性力入力の動的解析では不十分であ り,断層変位を考慮した動的解析が必要であると 言える.

また,対象橋梁は構造上,数値解析上,特殊な 点が多く,得られた知見は本研究にのみ適用する ことができる可能性が高く,今後は,得られた知 見が斜張橋全般,あるいは一般構造物に対しても 適用できる可能性について検討する必要がある.

参考文献

- 1)九州大学建設振動工学研究室:921 集集地震(台湾)被害調査報告書,2000.2
- 2) 川島一彦,橋本隆雄,鈴木猛康:トルコ・コジャ エリ地震による土木構造物の被害,1999.11
- 3)(社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説/ 耐 震設計編,2002.3
- 4)(社)日本コンクリート工学協会・九州支部:断層 変位を受けるコンクリート系橋梁の耐震安全性 に関する研究専門委員会報告書,2002.11
- 5)(社)土木学会地震工学委員会:断層変位を受ける 橋梁の計画・耐震設計に関する研究小委員会報 告書,2008.7

- 6) 大塚久哲,山平喜一郎,増田耕一,栗木茂幸:兵庫県南部地震における鋼製ピン支承の破壊プロセスに関する実験的考察,鋼構造論文集第7巻,28号,pp.19-31,2000.12
- 7) 大塚久哲,山平喜一郎,小宮有貴:鋼斜張橋の解 析モデルおよび耐震補強案に関する考察,土木 学会構造工学論文集 Vol.52A, pp.397-404,2006.3
- 8)(社)土木学会西部支部:中径間橋梁の動的耐震設計,九州大学出版会, pp.185-221, 2002.2
- 9) 小宮有貴:鋼斜張橋の耐震性評価及び耐震補強 検討,九州大学修士論文,pp.35-44,2007.3
- 10) 大塚久哲,古川愛子,中村壮:断層変位を受け る鋼斜張橋の動的解析,土木学会地震工学論文 集,pp.450-457,2007.8

(2008年9月18日受付)