断層変位を受ける鋼斜張橋の動的解析

İSCE

大塚久哲¹・古川愛子²・中村 壮³

¹九州大学大学院教授 工学研究院建設デザイン部門(〒819-0395福岡市西区元岡744)
 E-mail:otsuka@doc.kyushu-u.ac.jp
 ²九州大学大学院助教 工学研究院建設デザイン部門(〒819-0395福岡市西区元岡744)
 E-mail:furukawa@doc.kyushu-u.ac.jp
 ³九州大学大学院修士課程 工学府建設システム工学専攻(〒819-0395福岡市西区元岡744)
 E-mail:nakamura@doc.kyushu-u.ac.jp

断層が地上に現れた場合,断層を跨いで建設された橋梁の橋台,橋脚間には大きな相対変位が生じるため,慣性力のみが作用する場合とは異なる被害形態を示すことになる.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のが現状である. そのため,橋梁の耐震安全性を評価するためには断層変位を考慮する必要がある.断層変位解析には強制 変位を与える静的解析が一般的に用いられているが,実挙動を正確に再現するには動的解析が必要である と考えられる.そこで本研究では,また,鋼斜張橋を対象として動的解析と静的解析を比較し,断層変位 を受ける橋梁の耐震安全性を評価するためには動的解析が必要であることを示した.

Key Words : fault displacement, dynamic analysis, static analysis, cable-stayed bridge

1. はじめに

1999年に台湾で発生した集集地震において,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,断層が横切った構造物への被害 が目立ったことである¹⁾.

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²⁾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.また,断層変位に 対する耐震性評価手法は確立されていない.断層 が地上に現れた場合,断層を跨いで建設された橋 梁の橋台・橋脚間には大きな相対変位が生じる.そ のため,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. 地震時断層変位を考慮する場合,実現象に近い挙動を再現するためには断層変位の時刻歴波形を考慮した動的解析が必要と考えられる.しかしながら,既往の研究^{3)4/5)}では強制変位を与える静的解析が一般的であり,断層変位を考慮した動的解析の研究事例は少ない.

斜張橋は一般に構造形式が複雑であり,架設地 点の制約等により構造形式が非対称となることが 多い.また,上部構造がケーブルによって支持され ているため,斜張橋の支間内に地震時断層変位が 生じた場合,下部構造が変位を受けることによっ て上部構造がどのような損傷を受けるかを予想す ることが困難であるが,橋梁の耐震安全性を確保 するためには地震時の挙動を精度よく評価するこ とが求められる.

そこで本研究では,断層変位を受ける鋼斜張橋 を対象として,動的解析と静的解析の結果を比較 した.その結果,静的解析は部材の断面力を過小評 価する傾向にあることがわかり,断層変位を受け る橋梁の耐震安全性を確保するためには動的解析 が必要であることを示した.

2. 断層変位解析に用いる地震波形の算出

断層変位を考慮に入れた動的解析を行う場合, 残留変位を伴う変位波形が必要となる.しかし,過 去に断層変位を生じた地震の変位波形は記録され ておらず,あるのは加速度波形のみである.そこで 本研究では,断層変位が問題となった1999年の台 湾集集地震において,図-1に示す断層の上盤側の 観測点TCU078と下盤側の観測点TCU129で観測され た加速度波形のEW成分をそれぞれ積分することに よって,残留変位を伴う変位波形を得た.一般に, 周波数領域の積分手法を用いると残留変位を生じ る変位波形を得ることが難しいため,Iwanら⁶⁾に よって提案された補正方法を採用し,時間領域の 積分を行った.

I wan らの方法は,異なる 2 区間で加速度波形か ら一定値をそれぞれ差し引くことにより補正する ものである.**図** - 2(a)(b)(c)はそれぞれ,加速度, 速度,変位波形から差し引く補正量を示したもの である.継続時間を T とすると,観測された加速度 波形から,[t_1,t_2]区間で a_m ,[t_2,T]区間で a_f を差し引 くことになる(**図** - 2(a)).その結果,速度は,[t_1 , t_2]で $v_1(t)=a_m(t-t_1)$,[t_2,T]で $v_2(t)=a_m(t_2-t_1)+a_f(t-t_2)$ の1次 式を差し引くことになる(**図** - 2(b)).同様に,変 位は 2 次式によって補正することになる(**図** - 2 (c)).

Iwan らは, a_m , a_f の決定方法を次のように提案している.まず,地震動の後半の区間 [t_{f1} , t_{f2}] において速度を1次式 $v_2(t)$ でフィッティングすることによって a_f を決める.次に, $v_1(t)$ が(t_1 , 0)と(t_2 , $v_2(t_2)$)を結ぶように a_m を決定する. t_{f1} , t_{f2} , t_1 , t_2 は, フィッティング区間に関する任意のパラメータである.

本研究では,Boore⁷⁾を参考にし,t_{f1}=50sec, t₂=70sec,t₁=0sec,t₂=20secを用いた.補正・積分し て得られた加速度および変位波形を**図**-3に示す.





3. 断層変位を考慮に入れた動的解析手法

(1) 強制外力入力により強制変位入力を模擬す る解析手法

断層変位を考慮に入れた橋梁の動的解析を行う 際は,地盤に相当する節点に強制変位を入力する 必要がある.しかし,汎用ソフトによっては,非線 形モデルへの強制変位入力に対応していないもの がある.一方,大部分の汎用ソフトは強制外力入力 の機能を有している.本研究において用いた汎用 ソフトにも強制変位入力の機能はついておらず, 一方強制外力入力の機能はついている.

そこで本節では,強制外力入力により強制変位 入力を模擬して線形動的解析を行うこととした. 採用した手法は,慣性力が作用する1質点系の応答 と,強制外力が作用する2質点系の応答が等しくな るような等価な強制外力を用いることで,強制変 位入力を模擬するというものであり,実務などで も採用されている手法である.

a) 慣性力を受ける1 質点系の応答

質量が m_i ,減衰係数が c_i ,ばね定数が k_i の1自由 度系(系1)に,地震動 $\ddot{z}(t)$ が作用するとする(**図**-4(a)).運動方程式は次のようになる.

$$m_{1}\ddot{x}_{1}'(t) + c_{1}\dot{x}_{1}'(t) + k_{1}x_{1}'(t) = -m_{1}\ddot{z}(t)$$
(1)

ここに, x₁'(t)は節点1の相対変位である.節点1 の絶対変位のフーリエスペクトルX₁()は,地震 動のフーリエスペクトルZ()を用いて以下のよう になる.

$$X_{1}(\mathbf{w}) = \left(\frac{\mathbf{w}^{2}m_{1}}{-\mathbf{w}^{2}m_{1}+i\mathbf{w}c_{1}+k_{1}}+1\right) Z(\mathbf{w}) = \frac{(i\mathbf{w}c_{1}+k_{1})Z(\mathbf{w})}{-\mathbf{w}^{2}m_{1}+i\mathbf{w}c_{1}+k_{1}}$$
(2)

b) 強制外力を受ける2 質点系の応答

次に,図-4(b)のような質量が $m_1 \ge m_2$,減衰係 数が $c_1 \ge c_2$,ばね定数が $k_1 \ge k_2$ の2自由度系(系2) を考え,節点2に強制外力f(t)が作用するとする. 運動方程式は以下の通りである.

$$\begin{bmatrix} m_{1} & 0\\ 0 & m_{2} \end{bmatrix} \begin{cases} \ddot{y}_{1}(t)\\ \ddot{y}_{2}(t) \end{cases} + \begin{bmatrix} c_{1} & -c_{1}\\ -c_{1} & c_{1} + c_{2} \end{bmatrix} \begin{cases} \dot{y}_{1}(t)\\ \dot{y}_{2}(t) \end{cases} + \begin{bmatrix} k_{1} & -k_{1}\\ -k_{1} & k_{1} + k_{2} \end{bmatrix} \begin{cases} y_{1}(t)\\ y_{2}(t) \end{cases} = \begin{cases} 0\\ f(t) \end{cases}$$
(3)

ここに, y₁(t), y₂(t)は節点1と2の絶対変位である. c) **等価強制外力の算出**

系2の節点1の絶対変位が式(2)に等しいこと,系 2の節点2の絶対変位が系1の地盤変位Z()に等 しいという条件を式(3)に代入することより,節点 2の強制外力F())は以下のように表される.

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

以上より,式(4)に示す強制外力を系2の節点2に



(a)慣性カ入力(系1) (b)強制外力入力(系2)図 -4 慣性カ入力と強制外力入力のモデル図

作用させると,強制変位入力を模擬できる. 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,等価な*m*₁,*c*₁,*k*₁を算定するのは困難であ る.ここで

$$(-w^{2}m_{2} + iwc_{2} + k_{2}) \gg \frac{-w^{2}m_{1}(iwc_{1} + k_{1})}{-w^{2}m_{1} + iwc_{1} + k_{1}}$$
(5)

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.

$$F(\mathbf{w}) \quad (-\mathbf{w}^2 m_2 + i\mathbf{w}c_2 + k_2)Z(\mathbf{w}) \tag{6}$$

$$f(t) \quad m_2 \ddot{z}(t) + c_2 \dot{z}(t) + k_2 z(t)$$
(7)

すなわち,強制変位を入力したい節点の拘束を外 し,式(5)を満たす質量と,減衰および剛性を設置 し,式(7)を満たす強制外力を作用させればよいこ とになる. m_2 , c_2 , k_2 をそれぞれ,変位入力用質量, 減衰,ばねと呼ぶことにする.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 はレーリー減衰によって設定することとした.

(2)採用した手法の有用性の検証および変位入 カ用質量,ばねの決定手法

門型ラーメン構造物を用いて線形動的解析を行い,(1)で述べた手法の有用性を検証するとともに, 変位入力用質量,ばねの値の決定方法について検討 を行う.

a) 門型ラーメンの構造概要

図 - 5 に本検討で用いた解析モデルを示す. 門型 ラーメンは線形梁要素でモデル化した. ヤング率 2.1 × 10¹¹(N/m²),単位体積重量 77.0(kN/m³)の鋼製 であり,断面は0.5(m)×0.5(m)の正方形断面,高 さは4.8(m),幅は4.8(m)である.門型ラーメンの 基部(節点1,49)に地盤を表す相互作用ばね(線形 ばね要素)を設け,反対側の節点を節点50,51とし た.相互作用ばねのばね定数はk_i=9.8 × 10⁵(kN/m) である.図-5(a)は地震動を慣性力として入力す る場合のモデルであり,節点50,51の自由度を拘 束した.図-5(b)は強制変位を入力するためのモ デルであり,節点50,51に変位入力用質量を設置 し,さらに変位入力用ばね(線形ばね要素)を設置 した.

b) 解析概要

時刻歴応答解析における数値積分法にはNewmark 法 (=0.25)による直接積分法を用いて,解析は 面内方向を対象とした.応答計算の積分時間間隔 は0.005秒,応答解析時間を70秒とした.減衰設 定はレーリー減衰とし,固有値解析によりX方向の 有効質量比が大きい1次モードと4次モードを選択 した.レーリー減衰で用いるモード減衰定数をひ ずみエネルギー比例型減衰で計算する際に用いた 各要素の減衰定数は0.02で統一した.

入力地震動としては,2 で示した方法で,台湾集 集地震波 TCU129 の EW 成分を断層変位が生じるよう に補正した加速度(図-3(a)),速度および変位波 形(図-3(b))を用いた.加震方向はX方向とし,一 様入力,すなわち,節点50 と51 に同一の波形を入 力することとした.

手法の有効性は以下の2つの条件を満足するか どうかによって立証することとした.

条件)強制変位を入力する節点50と51の応答 加速度,変位が,入力した加速度,変位と一致して いるか(境界条件)

条件)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か (慣性力入力結果と一致)

c) 解析ケース

変位入力用減衰の減衰力を考慮する場合をパ ターン1,考慮しない場合をパターン2とした.表-1,表-2にそれぞれパターン1,パターン2で行っ た解析ケースを示す.

caseA では変位入力用ばねの剛性を9.8 × 10⁷ (kN/m)(相互作用ばねの剛性の100倍)に固定して, 変位入力用質量を様々に変えて解析を行った.条 件)と)を満足するかどうか確認し,変位入力 用ばねに対する変位入力用節点の有効な値につい て検討した.

caseB以降では, caseA で条件を満足した変位入 カ用質量を対象として,変位入力用ばねの剛性を 様々に変えた解析を行い,変位入力用ばねの有効 な範囲について考察した.

d) 解析結果

表-1,**表**-2にそれぞれパターン1,パターン2 の解析結果を示す.

まずパターン1の解析結果について述べる(表-



(b) 強制変位入力用モデル 図 -5 門型ラーメンの解析モデル図

	471 F 1	(1)			条件)	境界条件	条件) 慣性力入
	解析ケース	m ₂ (t)	$k_2(kN/m)$	m_2/k_2	加速度	杏位	力結果との一致
caseA	caseA-0	0.0E+00 9.8E+01 9.8E+02 9.8E+03 9.8E+04 9.8E+05 9.8E+06	9.8E+07	0.0F+00	X	2012	X
	caseA-1			1.0E-06	×		×
	caseA-2			1.0E-05	×		×
	caseA-3			1.0E-04	×		×
	caseA-4			1.0E-03			
	caseA-5			1.0E-02			
	caseA-6			1.0E-01			
	caseA-7	9.8E+07		1.0E+00			
	caseA-8	9.8E+08		1.0E+01			
	caseA-9	9.8E+09		1.0E+02			
	caseB-1		9.8E+05	1.0E-01			
	caseB-2	9.8E+04	9.8E+06	1.0E-02			
	caseB-3		9.8E+07	1.0E-03			
Cased	caseB-4		9.8E+08	1.0E-04	×		×
	caseB-5		9.8E+09	1.0E-05	×		×
	caseB-6		9.8E+10	1.0E-06	×		×
	caseC-1		9.8E+05	1.0E+00			
	caseC-2		9.8E+06	1.0E-01			
00000	caseC-3		9.0E+07	1.0E-02			
Lasec	caseC-4	9.0E+00	9.8E+08	1.0E-03			
	caseC-5		9.8E+09	1.0E-04	×		×
	caseC-6		9.8E+10	1.0E-05	×		×
	caseD-1		9.8E+05	1.0E+01			
	caseD-2	9.8E+06	9.8E+06	1.0E+00			
caseD	caseD-3		9.0E+07	1.0E-01			
CaseD	caseD-4		9.8E+08	1.0E-02			
	caseD-5		9.8E+09	1.0E-03			
	caseD-6		9.8E+10	1.0E-04	×		×
	caseE-1	9.8E+07	9.8E+05	1.0E+02			
	caseE-2		9.8E+06	1.0E+01			
caseE	caseE-3		9.0E+07	1.0E+00			
	caseE-4		9.8E+08	1.0E-01			
	caseE-5		9.8E+09	1.0E-02			
	caseE-6		9.8E+10	1.0E-03			
caseF	caseF-1	9.8E+08	9.8E+05	1.0E+03			
	caseF-2		9.8E+06	1.0E-02			
	caseF-3		9.0E+07	1.0E+01			
	caseF-4		9.8E+08	1.0E+00			
	caseF-5		9.8E+09	1.0E-01			
	caseF-6		9.8E+10	1.0E-02			
caseG	caseG-1	9.8E+09	9.8E+05	1.0E+04			
	caseG-2		9.8E+06	1.0E+03			
	caseG-3		9.0E+07	1.0E+02			
	caseG-4		9.8E+08	1.0E+01			
	caseG-5		9.8E+09	1.0E+00			
	caseG-6		9.8E+10	1.0E-01			

1). caseA においては, caseA-4 ~ caseA-9 で加速 度, 変位ともに応答値が入力値に一致し,条件) を満足した.しかしながら, caseA-0 ~ caseA-3 で は, 変位に関しては応答値と入力値が一致してい たが,加速度は一致しておらず,条件)を満足し なかった.条件)を満足した caseA-4 ~ caseA-9 については条件)も満足した.ここで, m_2/k_2 の値 に着目すると,条件))を満足した caseA-4 ~ caseA-9 については表-1 に示した通り1.0 × 10⁻³ より大きい値である.これらから,変位入力用ばね の剛性に対する変位入力用質量の有効な値は, $m_2/k_2 \ge 1.0 \times 10^{-3}$ であると言える.また, caseA-0 ~ caseA-3 のように,変位入力用質量が小さすぎると 手法が機能しないことがわかる.

caseB ~ caseG についても, caseA と同様に $m_2/k_2 \ge 1.0 \times 10^{-3}$ であれば条件))をともに満足した.これらのことから,変位入力用減衰を考慮するパターン1では手法の有効範囲は $m_2/k_2 \ge 1.0 \times 10^{-3}$ であることがわかる.

次に,パターン2の解析結果について述べる(**表**-2).caseAにおいて m_2/k_2 の値に着目すると,1.0×10⁻¹ $\ge m_2/k_2 \ge 1.0 \times 10^{-3}$ で条件))を満足する ことがわかる.caseB ~ caseDについても同様のこ とが言える.このことから,変位入力用減衰を考慮 しないパターン2では手法の有効範囲は1.0×10⁻¹ $\ge m_2/k_2 \ge 1.0 \times 10^{-3}$ であることがわかる.

以上のことから,強制外力入力により強制変位入力を模擬する手法は,変位入力用質量 m_2 と変位入力用ばねの剛性 k_2 を適切に選択すれば有効性があることが立証された.変位入力用質量が小さすぎると,境界条件を満足しないことがわかった.また,変位入力用減衰の減衰力を考慮するとき,減衰を考慮しないときに比べ適用範囲が広くなることがわかった.本検討で用いた門型ラーメンでは, $m_2/k_2 \ge 1.0 \times 10^{-3}$ であれば手法が有効に機能した. モデル依存なので他のモデルに時用する場合は,そのモデルに対して適切な値を決める必要がある.

4. 鋼斜張橋を用いた断層変位解析

3 で述べた強制外力入力により強制変位入力を模擬する手法を用いて,鋼斜張橋を対象として断層 変位を考慮に入れた非線形動的解析を行った.既 往の多くの研究では,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,強制変位を静的に作用させる

表-2 解析ケースおよび解析結果(パターン2)

		JT 1/1 🖌			- IV I WHI >P)
	解析ケース	m ₂ (t)	k ₂ (kN/m)	m_2/k_2	条件)	境界条件 亦位	条件) 慣性力入
caseA	caseA-0	0.0E+00		0.0E+00	小心反	~ 12	
	caseA-1	9.8E+01		1.0E-06	×		×
	caseA-2	9.8E+02		1.0E-05	×		×
	caseA-3	9.8E+03		1.0E-04	×		×
	caseA-4	9.8E+04	0.05 07	1.0E-03			
	caseA-5	9.8E+05	9.8E+07	1.0E-02			
	caseA-6	9.8E+06		10E-01			
	caseA-7	9.8E+07		1.0E+00		×	×
	caseA-8	9.8E+08	1	1.0E+01		×	×
	caseA-9	9.8E+09	1	1.0E+02		×	×
	caseB-1	9.8E+04	9.8E+05	1.0E-01			
	caseB-2		9.8E+06	1.0E-02			
ana a D	caseB-3		9.8E+07	1.0E-03			
Cased	caseB-4		9.8E+08	1.0E-04	×		×
	caseB-5		9.8E+09	1.0E-05	×		×
	caseB-6		9.8E+10	1.0E-06	×		×
	caseC-1	9.8E+05	9.8E+05	1.0E+00		×	×
	caseC-2		9.8E+06	1.0E-01			
caseC	caseC-3		9.0E+07	1.0E-02			
	caseC-4		9.8E+08	1.0E-03			
	caseC-5		9.8E+09	1.0E-04	×		×
	caseC-6		9.8E+10	1.0E-05	×		×
caseD	caseD-1	9.8E+06	9.8E+05	1.0E+01		×	×
	caseD-2		9.8E+06	1.0E+00		×	×
	caseD-3		9.0E+07	1.0E-01			
	caseD-4		9.8E+08	1.0E-02			
	caseD-5		9.8E+09	1.0E-03			
	D C		005.40				



図-6 解析対象橋梁一般図

上部工形式	鋼 3径間連続斜張橋						
橋 格	1等橋						
橋長	L = 345.0m						
支間長	184.2 m + 115.0 m +44.425 m						
幅員	W = 8.5 m						
	P1橋脚(M) : 鋼製ラーメン橋脚						
て立ていず	P2橋脚 : RC中空断面橋脚						
가에그에게	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						
其磁工形式	P2橋脚 : ニューマチックケーソン基礎						
圣诞工形式	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	С						
適用示方書	道路橋示方書(昭和55年)						



表-3 対象橋梁の設計条件

静的解析による検討が主流である.しかし,実際に は変位が時々刻々と変化する動的な現象である. そこで,動的解析と静的解析の結果を比較するこ とで,結果の差異について検討し,動的解析の必要 性を議論する.

(1)解析対象橋梁

対象橋梁は図 - 6 に示す3 径間連続鋼斜張橋であ り,設計条件は表 - 3 の通りである.主桁は逆台形 鋼床版箱桁であり,橋脚はP1,P3,P4 基礎が鋼製 ラーメン橋脚,P2 橋脚がRC 中空断面橋脚である. 橋脚基礎についてはP1,P3,P4 基礎が場所打ち杭 (1200)であり,P2 基礎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 個配置されている.P1,P4 橋 脚上には中央部に水平支承,その両隣に2 つの鉛直 支承が配置されている.また,P3 橋脚上には鉛直 支承が2 つ配置されている.

(2) 動的解析概要

a) 解析モデル

図 -7 に本検討で用いた解析モデルを示す.本モ デルでは,基礎,ケーブルは線形梁要素,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.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 全方向の回転を許している.また,地盤は線形ばね 要素として評価した.その反対側の節点を変位入 力用節点とし,さらに変位入力用ばね(線形ばね要 素)を設置した.変位入力用節点の質量と変位入力 用ばねの剛性は3(2)で述べた条件))を満たす 値を採用した.

b) 解析条件

時刻 歴応答解析における数値積分法には, Newmark 法(=0.25)による直接積分法を用いて, 応答計算の積分時間間隔を0.005秒,応答解析時間 を70秒とした.減衰はレーリー減衰を用いた.入 力地震動としては,図-3に示した台湾集集地震時 の観測点TCU129,TCU078での地震波形を式(7)を 用いて強制外力に換算して入力した.入力方法お よび加震方向については,P1基礎の変位入力用節 点にTCU129を,P2,P3,P4基礎の変位入力用節点 に TCU078 を入力し,加震方向は橋軸方向とした.す なわち P1 基礎は X 軸の正の方向へ最大約 2.04m, P2 ~ P4 基礎は X 軸の負の方向へ最大約 1.44m 変位す ることになり,橋軸方向に最大約 3.48m 閉じる変位 となる.

(3) 静的解析概要

a) 解析モデル

図 - 1 で示した解析モデルの橋軸方向に設置して いた相互作用ばね,変位入力用節点,減衰,ばねを 取り外したモデルとし,基礎節点に直接強制変位を 入力した.

b) 解析条件

P1 基礎節点に図-3(b) で示した TCU129 の最大変 位2.04(m)を, P2, P3, P4 基礎節点に図-3(d)で示



した TCU078 の最大変位 -1.44(m)を直接強制変位と して入力した.変位は漸増変位として与え,総ス テップ数を1000 とした.

(4) 解析結果

図-8 に主桁と各橋脚の面内最大曲げモーメント について,動的解析結果と静的解析結果の比較を 示す.主桁,各橋脚ともに動的解析値が静的解析値 よりも大きい値となることがわかる.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 に基礎が平行移動するとともに慣性力を受けない が,動的解析では相互作用ばねを介して強制変位 を動的に与えるため、橋梁は相対変位すると同時 に振動もするためと考えられる.主桁では動的解 析値と静的解析値との差は,主塔との結合部であ る主桁位置0(m)において最大となり,動的解析値 が静的解析値の約2倍となった.同様に,P1橋脚で はラーメン構造部である橋脚位置約22(m)において 応答差が最大となり動的解析結果が約1.3倍となっ た. P2橋脚では約4.6倍となった. P3橋脚とP4橋 脚において,静的解析では面内曲げモーメントが ほとんど生じていないが,動的解析では降伏耐力 に近い曲げモーメントが生じた.相対変位が生じ るのは P1, P2 橋脚間であり, P3, P4 橋脚は P2 橋脚 と同じ強制変位が与えられる.静的解析では,P3, P4 橋脚はP2 橋脚と一体となって平行移動するた め,相対変位により曲げモーメントが生じるのは 主に P1, P2橋脚であり, P3, P4橋脚には曲げモー メントがほとんど生じないものと考えられる.ま た,本検討モデルのP2橋脚の曲げ剛性が大きいこ とが, P3, P4 橋脚の曲げモーメントをより小さく していると考えられる.一方,動的解析では橋脚全 体が慣性力を受けて振動するため, P3, P4 橋脚に も大きな曲げモーメントが発生したものと考えら れる.

主桁, P2 橋脚, P4 橋脚の面内最大曲げモーメントが最大となる要素に着目し,動的解析における面内曲げモーメントの時刻歴と,静的解析における相対変位量ごとの面内曲げモーメントを図-9 に示した.主桁については主塔と主桁との結合部に位置する要素(図-8(a)の主桁位置0m)に着目しているが,静的解析における最終相対変位量3.48(m)での曲げモーメントと,動的解析における約40秒~70秒の曲げモーメントが,近い値である(図-9(a)).静的解析は,入力加速度の振幅が小さくなり変位量が横ばいとなった時間の応答を評価していることになる.このことから静的解析では,動的解析で激しく振動している40秒までに生じた最大



約13500(kNm)の大きい曲げモーメントを評価でき ないことがわかる.P2橋脚,P3橋脚,P4橋脚につ いては各橋脚の基部に位置する要素に着目してい る(図-9(c)(d)(e)).主桁と同様に,静的解析に おける最終相対変位量での曲げモーメントは,動 的解析において振動が穏やかになっている40秒~ 70秒あたりの断面力値と近く,静的解析では動的 解析において生じる大きい断面力を考慮できない ことがわかる.また,P1 橋脚については,動的解 析における最大面内曲げモーメントが静的解析に おける最終的な値よりも大きくなっているが,最 大値の差はわずかである.これは,静的解析と動的 解析ともに曲げモーメントの応答値が降伏耐力を 大きく上回っており,応答曲率の増加に対して曲 げモーメントの増加の程度が小さいためと考えら れる.このように静的解析による検討で曲げ降伏 に達している部材では静的解析と動的解析による 最大曲げモーメントの推定値の差が小さいことが わかった.以上のことから,静的解析は動的解析 よりも応答を過小評価する傾向にあり,断層変位 を受ける鋼斜張橋の耐震安全性を確保するために は,断層変位を考慮に入れた動的解析を行う必要 があると言える.

5. 結論

本研究で得られた主な知見をまとめると,以下 のようになる.

)慣性力が作用する1 質点系の応答と,強制外力 が作用する2 質点系の応答が等しくなるような等 価な強制外力を用いることで,強制変位入力を模 擬する動的解析手法の適用性を検討した.

)本手法は変位入力用質量 m_2 と変位入力用ばねの 剛性 k_2 を設定しなければならないが,適切な値を 設定すれば提案手法により強制変位入力を正しく 模擬できることが確認された.門型ラーメンを用 いた検討で減衰力を考慮した場合, $m_2/k_2 \ge 1.0$ × 10⁻³を満足するような m_2 , k_2 を設定すればよいことがわかった.

)強制変位を入力する静的解析は,慣性力の影響 を考慮できず,橋梁の振動も考慮できないので,動 的解析よりも応答を過小評価する傾向にあること がわかった.断層変位を受ける橋梁の耐震安全性 を照査するためには,動的解析を行う必要がある ことが確認できた.

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)(社)日本道路協会:道路橋示方書·同解説 耐震設計編, 2002.3
- 3)(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
- 4) 高原達夫: 地震断層変位がコンクリート系橋梁の耐震安 全性に及ぼす影響について,九州大学修士論文,2002
- 5)大塚久哲・中村壮:断層変位を受ける鋼斜張橋の耐震安 全性に関する研究,土木学会西部支部研究発表会,I-012 , pp.23-24,2007.3
- 6) Wilfred D.Iwan, Michael A.Moser, and Chia-Yen Peng: Some observation on strong motion earthquake measurement using a digital accelerograph, *Bulletin of Seismological Society of America*, Octorber1985
- 7)David M.Boore : Effect of Baseline Corrections on Displace ments and Responce Spectra for SeveralRecordings of the 1999 Chi-Chi,Taiwan,Earthquake *Bulletin of Seismological Society* of America, October 2001

(2007.4.6受付)

DYNAMIC ANALYSIS OF CABLE-STAYED BRIDGE UNDER FAULT DISPLACEMENT

Hisanori OTSUKA, Aiko FURUKAWA and Tsuyoshi NAKAMURA

During the 1999 Chi-Chi earthquake in Taiwan, various structures were damaged by fault displacement. To ensure the seismic safety of bridges, it is necessary to consider the effect of fault displacement in addition to inertia force. Most of the past researches investigated the effect of fault displacement using the static analysis, but it cannot capture the real behavior. Investigation using the dynamic analysis is therefore important. In this study, first, the method of imposing displacement wave was proposed which enables the dynamic analysis under fault displacement. Next, the validity of the proposed method was confirmed by a numerical simulation using a portal frame. Finally, the dynamic analysis of a cable-stayed bridge was conducted and the results were compared with those of the static analysis. It was found that the static analysis underestimates the sectional force and the necessity of the dynamic analysis was verified.