長周期地震動に対するPC斜張橋の 地震応答特性とその制震対策

庄司 学1・渋井拓也2

1筑波大学大学院システム情報工学研究科 (〒305-8573 茨城県つくば市天王台1-1-1)
E-mail:gshoji@kz.tsukuba.ac.jp
2筑波大学工学システム学類 (〒305-8573 茨城県つくば市天王台1-1-1)
E-mail: tak42@edu.esys.tsukuba.ac.jp

本研究では、長周期型構造物の1例としてPC斜張橋を取り上げ、長周期地震動に対するPC斜張橋の地震 応答特性を明らかにするとともに、長周期地震動に対する制震ダンパーの有効性を検討した.主要動の作 用によって主塔頂部が大きな応答変位を示す結果、ほぼケーブル全体に大きな張力変動が生じ、主塔近傍 に向かって桁の軸力変動が大きくなること、また、後続波の作用によって、ケーブル両端部近傍において 張力変動が生じ、主塔近傍に向かって桁の軸力変動が漸増するとともに、主塔基部の残留曲率が大きくな ることが明らかとなった.これより、長周期地震動に対する制震対策のポイントは、主要動が作用する段 階で主塔頂部の応答変位とケーブルの張力変動を効率的に低減することと言え、そのためにはダンパーの 減衰係数比を極端に低くしない範囲で降伏速度を低く設定し、目標減衰力を高く設定する必要がある.

Key Words : long-period ground motion, seismic response, PC cable-stayed bridge, damper

1. はじめに

近年、 プレート境界およびスラブ内の大規模な地殻 運動によって励起される長周期地震動が構造物の地震 応答に与える影響の観点から改めて注目されている. 長周期地震動の特徴は地震波の卓越周期が 2.5 秒以上 と長周期になり、かつ、継続時間が数分以上と長くな ることである¹⁾. このような長周期地震動に対しては, 高層ビル,長大橋梁,石油タンクなどの長周期型構造 物の地震応答が増幅されるため、これに対する耐震対 策が必要とされている.しかし、国内外のいずれにお いても長周期地震動による高層ビルや長大橋梁などの 構造被害はゼロであり、長周期地震動に対する長周期 型構造物の地震応答メカニズムは不明な点が多い. ま た、我が国における長周期地震動に係る地震ハザード の観点からは、30年以内に東海地震は87%、東南海地 震は 60%, そして南海地震は 50% という高い長期発生 確率が予想されており²⁾,これらの地震時の長周期地 震動に対する対策が求められている.

既往の研究として,強震動地震学の観点からは,1 例として,Kamae et al.³が経験的グリーン関数法を用 いたハイブリッド法を適用し,想定南海地震において 大阪平野で励起される長周期地震動の数値シミュレー

ションを行っている.また,長周期型構造物に対する 影響の観点からは、高層ビルに関して、日本建築学会 の東海地震等巨大災害への特別調査委員会において詳 細な検討がなされており⁴⁾,同様に北村・馬谷原⁵⁾も 固有周期が 3.6 秒以上となる超高層ビルを想定し、こ れらの長周期地震動に対する地震応答を分析している. 石油タンクに関しては、スロッシング現象による火災 の問題が 1964 年の新潟地震より顕在化しているため 多くの研究事例が見られるが、1 例として、座間^のは スロッシング現象を引き起こしうる長周期地震動のス ペクトル特性について検討している.長大橋梁に関し ては、特に長周期地震動に特化した検討ではないが、 当該橋梁の架橋地点のサイト波に対する地震応答特性 を明らかにするために多数の検討が行われている.例 えば、阪神高速道路の東神戸大橋に対する耐震検討^の や、首都高速道路の長大橋梁に対する耐震検討⁸が挙 げられる.しかし、長周期地震動に対する長大橋梁の 地震応答メカニズムの検討は必ずしも十分に行われて いるわけではなく、長周期地震動を想定した場合の橋 梁の制震対策に関する研究知見は皆無に近い.

以上を踏まえ、本研究では、長周期型構造物の1例 として1次固有周期が2.5秒程度のPC斜張橋を取り上 げ、長周期地震動に対する対象橋梁の地震応答特性

表-1 集鹿大橋の構造諸元

構造形式	PC2径間斜張橋						
斜材	片側17段並列ケーブル1面吊り2組						
主桁断面	円弧線形2室1主箱型						
桁高	2.75m						
車線/全幅員	4車線/24.0m						
全長/支間長	240m/120m						
主塔構造	中空菱形変断面RC造						
	主塔頂部	3.0m×4.0m					
主塔断面	主塔中間部(基礎下端より高さ45.5m地点)	3.0m×5.0m					
	主塔基部	3.0m×6.0m					
主塔高さ	58m						
橋脚構造	6.0m×6.3m楕円形RC造						
基礎	D1.5m×72本の杭基礎						



図-1 主塔の正面図ならびに側面図⁹

を非線形地震応答解析によって明らかにするとともに、 長周期地震動に対する制震ダンパーの有効性を検討す る.

2. 対象構造物, 解析モデル及び入力地震動

(1) 対象橋梁の構造諸元

本研究で対象とする長周期型構造物としては、1 次 周期が2秒から3秒となる PC 斜張橋を選定した.その際には、台湾・集鹿大橋⁹⁾、秩父公園橋¹⁰⁾、菅原城 北大橋¹¹⁾、十勝中央大橋¹²⁾、青森ベイブリッジ¹³⁾等の 国内外の PC 斜張橋を検討対象とし、その中でも構造 諸元や動特性が明確な集鹿大橋を取り上げることとし た.これは、集鹿大橋が1999年の台湾・集集地震の 際に大規模な被害を受けた結果、田崎ら¹⁴⁾の検討に見 られるようにその地震応答特性に関する情報が比較的 入手しやすく、これらを本研究に対する検証材料とす ることができるためである.

集鹿大橋は, 表-1 に示すような橋長 240m, 支間長 120mの2径間 PC 斜張橋である. 主塔は, 図-1 並びに 図-2 に示すように頂部で 3.0m×4.0m, 基部で 3.0×6.0m となる中空菱形変断面 RC 造で,高さは 58m である. 主桁に関しては,図-3 に示すような円弧線形 2 室 1 主 箱桁であり,桁高 2.75m,全幅員 24.0m となっている. ケーブルに関しては,片側 17 段の並列 1 面吊り形式



図-4 橋脚断面図⁹⁾

である.橋脚は、図-4 に示すような 6.0m×6.3m の楕円 形 RC 柱である.

なお、集鹿大橋の被災状況は先述した文献 14)によ って詳細に報告されている. 集鹿大橋の復旧に際して は全体でおよそ5年半の期間を要した.具体的な復旧 作業としては、主塔基部に生じたかぶりコンクリート の剥離は、炭素繊維シートの巻き立てにより補修・補 強が行われた. 主塔-主桁間の剛結部付近における主 桁のかぶりコンクリートの剥離に関しては、断面欠損 部の補修が行われた.桁の両端部において生じた約 20cm から約 40cm の残留変位に関しては、現場に反力 壁を設置した上で約 10 本のアクチュエータを用いて 桁の変形を橋軸直角方向に元に戻す作業が行われた. また、橋脚基部において地震後、基部に巻かれた鋼板 を開いたところクラックが確認されたため、鋼板を切 断し, エポキシ樹脂を注入後, 同様に鋼板巻き立てに より補修が行われた. このように、PC 斜張橋のよう な長大橋梁が地震により一旦被災すると、様々な構造 部材の補修や復旧作業を要し、その結果、復旧期間が 長期化することとなる.従って、耐荷機構に関するよ うな部材の大きな被害が生じず、相対的に軽微な被害 が生じた場合であっても、PC 斜張橋のような長大橋 梁の場合には、上述したような復旧作業の困難さを考 慮すると、道路交通の寸断や一部閉塞等の機能的な被 害が生じると言える.



図-5 対象橋梁の3次元フレームモデル

表-2 各構造部材の断面積と断面2次モーメント

* 77 ++	断面積(m ²)	断面2次モーメント (m ⁴)					
部材	Α	Ix	Iy	Iz			
主桁	22.42	-	12.50	948.71			
主塔頂部	8.62	7.22	13.97	-			
主塔中間	11.37	8.96	27.54	-			
主塔基部	14.12	10.71	47.70	-			
橋脚	30.06	75.06	69.01	-			
基礎フーチング	965	87596	68819	-			

表-3 各構造部材の曲げモーメント―曲率関係¹⁴⁾

断面	方向	M_c (MN · m)	φ_c (1/m)	M_y (MN · m)	φ_y (1/m)	M_u (MN · m)	φ_u (1/m)
	橋軸方向	59.68	1.75×10 ⁻⁴	133.44	9.08×10 ⁻⁴	161.04	4.40×10 ⁻³
土冶頂印	橋軸直角方向	32.57	1.13×10 ⁻⁴	89.5	7.94×10 ⁻⁴	116.49	6.31×10 ⁻³
 	橋軸方向	119.22	9.35×10 ⁻⁵	236.38	4.62×10 ⁻⁴	298.98	2.16×10 ⁻³
土哈中间即	橋軸直角方向	53.23	7.35×10 ⁻⁵	130.78	4.49×10 ⁻⁴	178.9	3.59×10 ⁻³
主塔基部	橋軸方向	142.53	8.73×10 ⁻⁵	324.16	4.48×10 ⁻⁴	411.68	1.79×10 ⁻³
	橋軸直角方向	69.93	1.75×10 ⁻⁴	180.31	9.32×10 ⁻⁴	217.22	4.16×10 ⁻³
	橋軸方向	155.38	6.43×10 ⁻⁵	415.12	4.77×10 ⁻⁴	528.95	2.24×10 ⁻³
作前加中	橋軸直角方向	160.38	6.21×10 ⁻⁵	426.92	4.55×10 ⁻⁴	549.75	2.10×10 ⁻³

(2) 解析モデル

図-5には、対象橋梁の3次元フレームモデルを示す. 主桁は弾性梁要素、主塔と橋脚は弾塑性梁要素、ケー ブルは引張方向の軸力のみを伝達するトラス要素でそ れぞれモデル化した.基礎に関しては並進、回転およ びそれらの連成を考慮したばね要素でモデル化し、主 塔と主桁の接合部は剛部材とした.

主塔の断面は図-1 に示すように変断面であり、モ デル化に際しては、主塔頂部、中間部、基部の3つの 断面を代表として取り挙げ、主塔基部から39m~58m の部分を主塔頂部の断面、23m~39mの部分を主塔中 間部の断面、0m~23mの部分を主塔基部の断面とそれ ぞれ見なし、合計3つの主塔断面を採用し、変断面を 3段の断面の部材としてモデル化した.以上より主桁、 主塔頂部、主塔中間部、主塔基部、橋脚、及び基礎フ ーチングの断面積並びに断面2次モーメントをまとめ ると表-2のようになる.ここで、構造軸は橋軸方向 を x 軸、橋軸直角方向を y 軸、鉛直方向を z 軸と定義 している.



表-3 には主塔ならびに橋脚の曲げモーメントー曲 率関係 ($M-\varphi$ 関係)を示す. 骨格曲線に関してはひ び割れ点 (φ_c , M_c),降伏点 (φ_y , M_y)および終局点 (φ_u , M_u)を考慮したトリリニア型でモデル化し,内 部曲線に関しては剛性劣化を考慮した Takeda モデル ¹⁵⁾でモデル化した. その際の初期剛性 ($EL=M_d/q_c$) に

the Mar	固有振動数	固有周期		刺激係数			有効質量比 (%)		-ド形
伏奴	(Hz)	(sec)	橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向	橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向	橋軸方向	橋軸直角方向
1	0.42	2.403	0.00	13.44	0.00	0.00	2.16	0.00	-	対称
2	0.65	1.547	-10.26	0.00	0.00	1.26	0.00	0.00	逆対称	-
3	1.55	0.644	0.00	0.00	25.98	0.00	0.00	8.07	対称	-
4	1.64	0.611	29.50	0.00	0.00	10.41	0.00	0.00	逆対称	-
5	2.18	0.458	0.00	-21.29	0.00	0.00	5.42	0.00	-	対称
6	2.32	0.430	-20.78	0.00	0.00	5.16	0.00	0.00	逆対称	-
7	2.61	0.384	0.00	0.00	7.97	0.00	0.00	0.76	対称	-
8	4.00	0.250	-7.88	0.00	0.00	0.74	0.00	0.00	逆対称	-
9	4.20	0.238	0.00	0.00	12.02	0.00	0.00	1.73	対称	-
10	6.06	0.165	6.08	0.00	0.00	0.44	0.00	0.00	逆対称	-
11	6.50	0.154	0.00	0.00	-3.68	0.00	0.00	0.16	対称	-
12	6.59	0.152	-5.18	0.00	0.00	0.32	0.00	0.00	対称	

表-4 対象橋梁の振動特性



対する剛性劣化時の剛性 (EL_{ul})の比率を表現するパ ラメータ β (除荷剛性決定用定数)は 0.5 に設定して いる.これは、1.50MPa という高い軸応力が主塔基部 に生じているため、通常の橋梁の柱部材に対して設定 される $\beta=0.4$ よりも高めに設定したためである.境界 条件に関しては、主桁の両端部において、橋軸方向の 変位および橋軸直角方向まわりの回転を自由とし、そ の他の自由度の変位と回転は固定とした.

また,主塔と主桁の接合部は剛結合で接合されてい るため,図-5の中央部に示すように,主塔と主桁の 交点となる節点 1027 (2032)番と,その上下ならびに 左右の隣り合う節点との間で構成される部材の要素を 剛部材とし,剛部材の剛性は他の部材の3乗~4乗程 度の剛性となるように部材の断面定数を設定した.

ケーブルの質量に関しては、ケーブル要素の両端部 の結合部に2分の1ずつ振り分けて付加した.

ケーブルには自重によるサグが生じているため、ケ ーブル鋼線のヤング係数 *Ec* を用いて算出した伸び剛 性に比べて剛性が低くなる.このことを考慮するため に、次式に示す Erunst の修正ヤング係数(接線弾性係 数) *Et*を用いてケーブルの剛性を決定した^{10,17}.

$$E_{t} = \frac{E_{c}}{1 + \frac{r_{s}^{2} L_{H}^{2}}{12\sigma_{d}^{3}} E_{c}}$$
(1)

式(1)において、 y_s はケーブルの単位体積重量、 L_H はケ ーブルの水平投影長、 σ_d はケーブルの死荷重による応 力度をそれぞれ示す。ケーブルの単位体積重量 y_s は平 行線ストランド(スクイーズ後)の比重 7.85tf/m³を採 用し¹⁸、ヤング係数 *Ec* は平行線ストランドの 2.0×10⁷tf/m²を採用した¹⁸、図-6 に各ケーブルに対す る接線弾性係数の分布を示す。これによればケーブル の伸び剛性は 1.5×10⁵MN/m²から 2.0×10⁵MN/m²の数値 であり、桁端部ほど低くなっている。

本解析モデルにおいては、運動方程式の減衰マトリ クスのモデル化に関して、解の収束性の観点から最適 と考えられる Rayleigh 型減衰を採用した.その際には、 対象橋梁の橋軸直角方向における動的応答に大きな影 響を及ぼすと考えられる1次および5次の固有振動数 を用い、それらに対応するモード減衰定数をいずれも 0.02と仮定した.

また,解析モデルの数値積分には Newmark β 法を用い, β =1/4 の平均加速度法によって数値計算を行った.





積分時間間隔は0.001秒とした.

(3) 対象橋梁の振動特性

表-4に対象橋梁の固有周期,刺激係数,有効質量比, およびモード形の特徴を示す.また,図-7には振動モ ード形を示す.表-4によれば,橋軸直角方向は1次 (対称)および5次(対称)モードが卓越しており, これらの固有周期は1次で2.403秒,5次で0.458秒とな る.橋軸方向は2次(逆対称),4次(逆対称),6次

(逆対称)モードが卓越しており,固有周期は2次で 1.547秒,4次で0.611秒,6次で0.430秒である.鉛直方 向は3次モードにおいて卓越しており,その固有周期 は0.644秒である.

(4) 入力地震動

本研究で用いる入力地震動はKamae *et al.*³によって 求められた想定南海地震人工波OSK003, OSK005, OSK008および, 庄司・北原¹⁹によって求められた台 湾・集集地震における集鹿大橋立地地点の再現波(以下,集鹿大橋再現波)である(図-8).想定南海地震 人工波は270秒(4.5分),集鹿大橋再現波は120秒(2 分)の数分以上の長い継続時間を示している.想定南 海地震人工波に関しては50秒から100秒付近までが大 きな主要動を示しており,さらに150秒前後の数十秒 間には大きな後続波を示している.図-9にはそれぞれ の速度応答スペクトルを示す.図-9中の破線は表-4に 示した対象橋梁の1次固有周期を示す.本解析におい てはこれらの入力地震動のNS成分を橋軸方向に,EW 成分を橋軸直角方向に,UD成分を上下方向にそれぞ れ入力した.

3. 静的応答解析による対象橋梁の初期状態

桁に死荷重のみを作用させた場合と、死荷重および ケーブル張力を作用させた場合について静的応答解析



を行った.その際の桁両端部の境界条件としては,橋 軸方向の変位および橋軸直角方向まわりの回転の自由 度を許容し,橋軸直角方向並びに鉛直方向の変位,橋 軸方向まわり並びに鉛直方向まわりの回転の自由度を 固定とした.なお,ケーブルの初期張力の設定に当た っては,桁端部の境界条件をすべて自由とした状態で 死荷重を与え,桁の鉛直変位が一様にほぼゼロとなる までケーブル張力を導入した.

図-10にはケーブルの初期導入張力の分布を示す. 図-11には桁の鉛直変位を示す. これらによれば死荷 重による桁の鉛直変位がケーブル張力を作用させるこ とにより、±0.002mの範囲に極めて低く抑えられてい ることがわかる. 図-12には桁の曲げモーメント分布 を示す.曲げモーメントに関しては死荷重のみを作用 させた場合は節点番号5番, 49番において最大79MN・ mの曲げモーメントが生じているが、ケーブル張力を 作用させることで節点番号22番,32番において最大 7.7MN・mとそれらの1/10以下に抑えられていることが わかる. 図-13には桁軸力および軸応力分布を示す. ケーブル張力を作用させることにより、桁軸力が最大 49MNから66MN, 軸応力に換算して最大2.2MN/m²から 3.0MN/m²と大きくなっていることがわかる. なお,田 崎ら¹⁴⁾の検討によれば、設計時のケーブルの引張強度 は1860MN/m², 主桁のコンクリートの設計基準強度は 34.3MN/m²と想定されており、これらの数値と比較し て上述したケーブル応力や桁の軸応力はいずれも全く 問題のないレベルに下回っている.

4. 非線形地震応答解析による対象橋梁の地震 応答特性

(1) 主塔の応答特性

図-14 には、それぞれの入力地震動を入力した場合の主塔頂部における橋軸直角方向の最大応答加速度を示す. 同様に、図-15 には主塔頂部における橋軸直角方向の最大応答変位および最大ドリフト Dr を示す. ここで最大ドリフト Dr とは主塔頂部における最大応答変位 y^{max}を主塔高さ h で規準化した数値であり、以下の式より求められる.

$$D_r = \frac{y_{top}^{max}}{\hbar} \tag{2}$$

なお、いずれも 1995 年の兵庫県南部地震の際に神戸 海洋気象台で観測された NS 成分(以下, KobeNS)を 対象橋梁の橋軸直角方向にのみ入力した場合の応答結 果も合わせて示す.

図-14 によれば、応答加速度の観点からは KobeNS を入力した場合が 22.9m/s² と最も大きな応答を示しており、長周期地震動を入力した場合には OSK008 の場合に 3.32m/s² の応答を示しているに過ぎない.一方、 図-15 の応答変位の観点からは、KobeNS を入力した場合に 0.017m と最も数値が低く、長周期地震動である OSK008 を入力した場合には 0.79m と大きな変位が 生じており、最大ドリフト Dr に換算して KobeNS を入力した場合で 0.0003、OSK008 を入力した場合で



0.0137 となる. このような主塔頂部の大きな応答変位 は 50 秒から 60 秒付近の長周期地震動の主要動(図-8 参照)によって励起された結果であり、これによって

ケーブルや主桁等の他の構造部材に振動の連成が生じる.この点に関しては動力学の理論に合致した予想されるメカニズムである.



また、図-16には、主塔基部の橋軸直角方向におけるモーメントー曲率関係を示す.なお、図中の点線は田崎ら¹⁴によって求められた設計時の降伏モーメント M_y =180.31MN・mを示す.図-16によると、いずれの入力地震動においてもひび割れモーメント M_c =69.93MN・mには達しているが降伏モーメント M_y =180.31MN・mには達していないことがわかる.しかし、OSK008を入力した場合には、主塔頂部の橋軸直角方向の応答が大きく励起され、降伏モーメントの80%まで達している.

(2) 想定南海地震人工波OSK008 入力時のケーブル張 カ, ならびに桁軸力の変動

図-17には、4つの地震波の中で最大応答を示した OSK008を入力した場合のケーブルの最大張力、最小 張力、及び初期張力を示す. これによると、ケーブル 7番から15番ならびにケーブル20番から28番ではケー ブル張力の変動が初期張力に対して±5%以上生じてい る.それらの中でも特にケーブル20番では±7.8%,23 番では±7.0%の初期張力に対する変動が生じている. 図-18には,桁に生じる最大軸力,最小軸力,および 初期軸力を示す.これによると,桁要素1番や52番に おける軸力の変動は極めて小さく,初期軸力に対して ±5%も変動していないが,一方で,桁要素24番や25番 では軸力の変動が大きく,特に主塔に近接している桁 番号25番では初期軸力に対して最大で±7.5%の軸力変 動がみられた.

また,図-19,図-20にはケーブル張力および桁軸力 の変動の経時的変化を示す.ここでは初期張力と各時 刻におけるケーブル張力との変動分,および初期軸力 と各時刻での桁軸力との変動分をそれぞれ表している. 図-19によると、ケーブル張力に関しては、50秒から



60秒付近の主要動(図-8(d)参照)において,主塔近 傍のケーブル16番から19番以外の広範囲で±0.25MNと 大きく変動しているが、150秒以降の後続波が作用し ている付近では、ケーブルの両端部において±0.1MN と変動しているものの,他のケーブルでは変動がほと んど生じていないことがわかる.一方,図-20による と, 桁軸力に関しては, 主要動付近では桁端部より主 塔近傍に向かって軸力変動が大きくなり、主塔近傍に おいて最大で±4.85MN程度の変動が生じており、後続 波が作用している付近でも同様に主塔近傍において最 大で±1.0MNの変動が生じている.このような傾向を 踏まえると図-21に示すように、長周期地震動の主要 動の作用によってほぼケーブル全体にわたって大きな 張力変動が生じ, 主塔近傍に向かって桁の軸力変動が 大きくなると言える.一方,後続波の作用によっては, ケーブル両端部近傍において張力が変動することによ り主塔近傍に向かって桁の軸力変動が漸増する.

(3) 主塔の残留変位の発生メカニズム

図-22 には、OSK008 を入力した場合の主塔頂部に おける橋軸直角方向の応答変位を示す. その際の主塔 頂部において生じる残留変位の経時的な変化を求める と図-23 のようになる. これによれば、50 秒付近より 0.023mの残留変位が生じ始め、100 秒付近で 0.015m、 150 秒付近で 0.014mの残留変位が生じ、さらに 200 秒 付近で 0.065m まで徐々に残留変位が増加するととも に、最終的に 270 秒では 0.058mの残留変位が生じて いることがわかる.

図-24, 図-25には、OSK008を入力した場合の主塔 基部における橋軸直角方向の曲げモーメントー曲率関 係の推移を示す.これによれば、150秒を越えると、 曲げモーメントー曲率関係がプラス側にシフトし始め ていることがわかる.これは、50秒から60秒付近の主 要動の作用によって生じる大きな曲げモーメントー曲 率の履歴(図-24(a)参照)に依存して、後続波が作用



図-26 ダンパー設置位置(赤点)

表-5 適用したダンパーの減衰特性

		-			-							-
ダンパー名称		Α	В	С	D	Е	F	G	Н	Ι	J	K
降伏点	降伏速度V ₁ (m/s)	0.0500	0.0500	0.0500	0.0125	0.0050	0.0125	0.005	0.0125	0.0050	0.0050	0.0080
	降伏減衰力 $F_1(kN)$	416.67	250	83.33	238.1	128.21	322.58	204.08	409.84	316.46	409.84	440.57
減衰係数C1(kN・s/m)		8333.33	5000	1666.67	19047.6	25641	25806.5	40816.3	32786.9	63291.6	81968	55070.9
目標点	目標速度V ₂ (m/s)	0.150	0.150	0.150	0.150	0.150	0.150	0.150	0.150	0.150	0.150	0.150
	目標減衰力F ₂ (kN)	500	300	100	500	500	500	500	500	500	500	500
減衰係数 $C_2(kN \cdot s/m)$		833.33	500	166.67	1904.76	2564.10	1290.32	2040.82	655.74	1265.83	621.793	418.54
減衰係数比 $\alpha = C_2 / C_1$		0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.05	0.05	0.02	0.02	0.0076	0.0076



図-27 橋軸直角方向にダンパーを 設置した場合のイメージ (http://www.hkd.mlit.go.jp/topics/gijyutu/ pdf_files/05kyouryou/brs-03.pdfに加筆)

すると150秒以降においても図-24(a)の1点および2点 (図中,1,2と表記)を目標として曲げモーメントー 曲率の履歴が生じたためである.特に,図-25(a)によ ると,上述したメカニズムがよく観察され,残留曲率 が5.0×10⁵1/mの小さなオーダーではあるが,200秒から 210秒の間でそれが増加することがわかる.このこと より,図-23に示したように150秒から200秒の間で後 続波の作用によって残留変位が増加すると考えられる.

5. 制震ダンパーを適用した場合の対象橋梁の 地震応答

長周期地震動を入力した場合の動的応答のポイント は、主要動の作用により主塔頂部における橋軸直角方 向の応答変位が大きくなり、ケーブルの張力変動と主 桁の軸力変動が連成することと、主塔基部の塑性化に

表-6 解析ケース

解析ケース		対応するダンパー
1	V1およびα一定で, F2を変化させた場合	ダンパーA, B, C
2	V_1 および F_2 一定で、 α を変化させた場合(V_1 =0.0125m/s)	ダンパーD, F, H
3	V_1 および F_2 一定で、 α を変化させた場合(V_1 =0.0050m/s)	ダンパーE, G, I, J
4	α一定で, V ₁ を 変化させた場合(α=0.10)	ダンパーD, E
5	α一定で, V1を変化させた場合(α=0.05)	ダンパーF, G
6	α一定で, V ₁ を変化させた場合(α=0.02)	ダンパーH, I
7	α一定で, V ₁ を変化させた場合(α=0.0076)	ダンパーJ, K

伴い主塔頂部に残留変位が生じ始め、後続波の作用に より残留変位が漸増することである.これより、長周 期地震動を入力した場合のケーブル張力の変動を抑え、 主塔の橋軸直角方向の応答を軽減するために対象橋梁 の橋軸直角方向に対して制震ダンパーを適用した場合 の分析を行った.

図-26,図-27には制震ダンパーの設置位置を示す. 制震ダンパーはケーブルの主桁に対するすべての定着 点に、橋軸直角方向への作用を想定し、設置すること とした.本来的には制震効果が期待される位置にのみ ダンパーを設置すればよいが、4(2)で述べたように 各ケーブルに張力変動がほぼ一様に生じているため、 それらの低減を目的として全ケーブルの定着点にダン パーを設置することとした.ダンパーのモデルとして は速度依存の非線形減衰要素を用いた.本研究で検討 を行った11タイプのダンパーの減衰特性を表-5に示 す.目標減衰力 F₂=500kN、1 次及び 2 次の減衰係





数 C₁=0.125m/s, C₂=0.085m/s の性能を有する現実に存 在するダンパー²⁰⁾を参考に減衰特性を定めた. その上 で、ダンパーA を標準的な性能を有するダンパーとし、 降伏速度 V₁や目標減衰力 F₂等の数値を 11 つのタイプ で変化させ、**表-6** に示す合計 7 ケースの解析を実施し た.

図-28 には各ダンパーを設置した場合の地震応答の 変化を示す.入力地震動には先述した長周期地震動の 中でも最も大きな応答を示した OSK008 を用いた.地 震応答としては主塔頂部の橋軸直角方向における最大 応答変位 y_{max} と残留変位 y_{r} 主塔基部の最大曲げモー メントの降伏曲げモーメントに対する比 M_{max}/M_{y} ,ダン パーを適用しない場合のケーブルの張力変動の最大値 に対するダンパーを適用した場合のこれらの最大値の 比 $(\Delta T_{max})^{D}/\Delta T_{max}$ を取り上げた.なお,ダンパーを適用 しない場合の各応答は4章より y_{max} =0.794m, y_{r} =0.0577m, M_{max}/M_{y} =0.804 であり,図-28 にこれらの 数値を破線で示す.さらに,図-28 には,適用したダ ンパーの減衰力-速度関係を示す.

解析ケース1では、目標減衰力 F_2 を 100kN, 300kN, 500kN と高めた場合の比較を行っている. 図-28(a)に よると、降伏速度 V_I ,減衰係数比 α を一定とした場合、 目標減衰力 F_2 を高く設定するほど制震効果が高いこ とがわかる.ただし、ケーブル張力については目標減 衰力 F_2 を高く設定するほど変動が増加しているが、3 章で示したように、ケーブルの引張強度の観点から問 題にはならないと考えられる.

解析ケース 2 および 3 では、ケース 1 で最も高い制 震効果を示したダンパーA の目標減衰力 F_2 =500kN と 等しくなるように各ダンパーの目標減衰力 F_2 を設定 した上で、降伏速度 V_l をケース 2 では V_l =0.0125m/s、 ケース 3 では V_l =0.0050m/s と一定にし、減衰係数比 α を 0.02 から 0.1 まで変化させた場合の比較を行ってい る. 図-28(b)、図-28(c)によれば減衰係数比 α を低く 設定するほど高い制震効果を示すことが明らかになっ た. ただし、ケーブル張力の変動については解析ケー ス 1 と同様に高い制震効果を示すほど張力変動が大き くなる傾向がある.

解析ケース 4 から 7 では減衰係数比 α を一定として 降伏速度 V_I を変化させた場合の比較を行っている. それらの中でも解析ケース 4 および 5 の場合には,高 い制震効果を示したダンパーはダンパーD および F で あったが,これはこれらのダンパーの到達減衰力が大 きくなったためである.また,解析ケース 6 および 7 の場合には,高い制震効果を示したダンパーはダンパ ーI および J であったが,これはこれらのダンパーの 到達減衰力が低くなり,その結果,応答速度の帯域が 広がったためである.すなわち, α を 0.05~0.1 の範囲 から 0.0076~0.02 の範囲まで極端に小さくすると到達 減衰力が大きい場合でも制震効果が得られなくなるこ とがある.

以上を踏まえて、本解析において最も高い制震効果 が得られたダンパーJを設置した場合の主塔基部にお けるモーメントー曲率関係、およびダンパーJの減衰 カー速度関係を経時的に示すと図-29および図-30にな る.これらによると、50秒から60秒付近の主要動が作 用した時点でダンパーの減衰力-速度関係の履歴が最 も大きくなっており、その制震効果によって主塔基部 の曲げモーメントー曲率関係の履歴を 1.55×10^{51} /m程度 と低く抑えられることがわかる. さらに,その際には, モーメントー曲率関係の履歴を描く際の最大目標点が 原点に近づいたため,後続波以降の作用を受けても残 留曲率が減少し,図-28(c)に示すように主塔頂部の残 留変位が減少したと考えられる.以上より,長周期地 震動の応答低減を実現するためには,主要動が作用し た段階で主塔の応答変位とケーブル張力の変動を如何 に効率的に抑え込むかが重要であり,そのためにはダ ンパーの減衰特性として減衰係数比 α を極端に低くし ない範囲で降伏速度 V_I を低く設定し,目標減衰力 F_2 を 高める必要がある.

6. 結論

本研究では、1 次固有周期が 2 秒から 3 秒の帯域と なる PC 斜張橋を取り上げ,長周期地震動に対する PC 斜張橋の地震応答特性を非線形応答解析によって明ら かにした.入力地震動としては、1999 年の台湾・集集 地震における集鹿大橋立地地点の再現波(集鹿大橋再 現波)並びに想定南海地震人工波(OSK003,OSK005, OSK008)を用いた.得られた知見をまとめると以下 の通りである.

a) 兵庫県南部地震の際の神戸海洋気象台の地震波 (KobeNS) を入力した場合の応答と比較すると、長 周期地震動を入力した場合の方が主塔頂部において大 きな応答変位を示した. このような主塔頂部の大きな 応答変位は 50 秒から 60 秒付近の長周期地震動の主要 動によって励起された結果であり、これによってケー ブルや主桁等の他の構造部材に振動の連成が生じる. b)主要動の作用によってほぼケーブル全体にわたって 大きな張力変動が生じ、主塔近傍に向かって桁の軸力 変動が大きくなる.一方,後続波の作用によっては, ケーブル両端部近傍において張力変動が生じることに より主塔近傍に向かって桁の軸力変動が漸増する. c)主要動の作用によって生じる大きな曲げモーメント 一曲率の履歴に依存して、後続波の作用を受けると 150 秒以降において曲げモーメントー曲率の履歴にシ フトが生じる. その結果, 残留曲率が 5.0×10⁻⁵1/m の小 さなオーダーではあるが, 200 秒から 210 秒の間でそ れが増加し、これより主塔の残留変位が増加する. d) 長周期地震動の応答低減を実現するためには, 主要

a) 長周期地震動の応答伝減を実現するためには、主要動が作用した段階で主塔の応答変位とケーブル張力の変動を如何に効率的に抑え込むかが重要であり、そのためにはダンパーの減衰特性として減衰係数比を極端に低くしない範囲で降伏速度を低く設定し、目標減衰力を高める必要がある.

謝辞:本研究においては、九州工業大学工学部の幸左 賢二先生及び大日本コンサルタントの田崎賢治氏によ り集鹿大橋の構造モデルに関する貴重な情報をご提供 頂きました.さらに(株)長大の矢部正明氏,(株) 東海旅客鉄道の梅坂宜忠氏には本研究に関して貴重な ご助言を頂きました.京都大学原子炉実験所の釜江克 宏先生および川辺秀憲先生には、想定南海地震人工波 のデータをご提供頂きました.ここに記して関係者各 位に謝意を表します.

参考文献

- 入倉孝次郎:総論:巨大地震による長周期地震動-予測と 今後の対応策-,巨大地震による長周期地震動,月刊地球, 号外No.55, pp.6-16,海洋出版, 2006.
- 2) 地震調査研究推進本部:海溝型地震の長期評価の概要, http://www.jishin.go.jp/main/choukihyoka/kaikou.htm, 2008.1.1.
- 3) Kamae, K., Kawabe, H. and Irikura, K. : Strong Ground Motion Prediction for Huge Subduction Earthquakes Using a Characterized Source Model and Several Simulation Techniques, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.655, 2004.
- 4)日本建築学会東海地震等巨大災害への対応特別調査委員会:巨大地震による長周期地震動の予測と既存建築物の耐震性と今後の課題,2006年度日本建築学会大会特別調査部 門研究協議会資料,pp.199-204,2006.
- 5) 北村春幸,馬谷原伴恵:巨大地震による超高層建物の応答 評価,巨大地震による長周期地震動,月刊地球,号外No.55, pp.188-195,海洋出版,2006.
- 6) 座間信作:石油タンクのスロッシングに係るやや長周期地 震動の設計スペクトル,第12回日本地震工学シンポジウム 論文集,pp.551-555,2006.10.
- 7) 北沢正彦, 石崎浩, 江見晋, 西森孝三: 基本構造系をオール フリーとした長周期斜張橋(東神戸大橋)の地震応答特 性と耐震設計, 土木学会論文集, No.442/I-14, pp.343-352, 1990.
- 8) 小森和男,吉川博,小田桐直幸,木下琢雄,溝口孝夫,藤野陽 三,矢部正明:首都高速道路における長大橋梁耐震補強の 基本方針と入力地震動,土木学会論文集,No.794/I-72, pp.1-19,2005.7.
- 台湾省交通公路局:集鹿大橋新建工程橋梁工程細部設計, 1995.
- 10) 埼玉県:秩父公園橋工事報告書, 埼玉県秩父土木事務所, 1994.9.
- 11)大阪市建設局:菅原城北大橋工事誌,1990.2.
- 12) 十勝中央大橋工事報告書, 農業土木新聞社, 1988.11.
- 13) 青森県,東日本旅客鉄道株式会社東北工事事務所:青森ベイブリッジ,鹿島出版会,1993.9.
- 14)田崎賢治,幸左賢二,池田隆明,小郷政弘:台湾集集地震で 被災したPC斜張橋(集鹿大橋)の詳細分析,構造工学論文 集, Vol.50A, pp.487-494, 2004.

- 15) Takeda, T., Sozen, M.A. and Nielsen, N. N. : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake, *Proceedings of the 3rd Japan Earthquake Symposium*, pp.357-364, 1970.
- 16) Erunst, H. : The Modulus of Elasticity of Cable Taking into Account of Catenary Action, Der bauingenieur, 40(2), pp.52-55, 1965.
- 17) 川人達男,長井正嗣:斜張橋の照査事項,橋梁と基礎,85-8,

pp.44-50, 1985.8.

18) 日本道路協会:道路橋示方書 I共通編 II 鋼橋編, 1996.12.

- 19) 庄司学,北原淳:長周期型地震外乱に対する塔状構造物の 地震応答メカニズムの解明,平成17年度実大三次元震動破 壊実験施設を活用した構造物の耐震性に関する国内外共 同モデル研究橋梁耐震実験研究研究報告書,2006.
- 20) 川口金属工業株式会社: KY Oil Damper, 2003.5.

EVALUATION OF SEISMIC RESPONSE OF A PC CABLE-STAYED BRIDGE SUBJECTED TO A LONG-PERIOD GROUND MOTION AND EFFECTIVENESS OF DAMPERS

Gaku SHOJI and Takuya SHIBUI

The mechanisms associated with the seismic response of a PC cable-stayed bridge subjected to a longperiod ground motion are clarified by nonlinear seismic response analyses. The simulated long-period excitations at the Ji-Lu Bridge in the 1999 Chi-Chi, Taiwan Earthquake and at stations OSK003, OSK005, and OSK008 in the anticipated Nankai Earthquake are used as the input long-period ground motions. A maximum displacement of 0.794m occurs at the top of the tower, which causes the damage to the tower bottom and tension variation of $\pm 7.8\%$ to the initial tension in the cables. In addition, the large residual displacement of 0.058m occurs at the top of the tower due to the increase of curvature at the tower bottom subjected to the subsequent ground motion. The effectiveness of the instillation of viscous dampers between a deck and cables in transverse direction to reduce the seismic response of the tower, is revealed.