第5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（2002年1月）

米国の長大橋耐震補強と地震応答修正装置（SRMD）試験

金治英貞

正会員　工修　阪神高速道路公団　湾岸管理部　調査設計課　（大阪市港区弁天 1-2-1-1900）

1. 序

米国，特に地震多発地域のカリフォルニア州においては，サンフランシスコ-オークランドベイブリッジなど複数の長大橋が存在している．カリフォルニアではロマプリータ地震以降，段階的な耐震補強が実施されてきており，これらの長大橋の耐震補強はその最終段階とされている．ここでは，地震レベルと橋の重要度のマトリックスによって許容損傷が設定されており，各橋の要求性能によって耐震補強が実施されている．

一般に，長大橋はトラス部材等構成部材が多数に渡り，その部材補強は施工性，コスト，信頼性から魅力あるものでないため，免震・制震化によって全体の応答をまず低減することによって，部材補強を最小限にする考え方が採用されていると言える．この実現にはこれまでに例を見ない大型の免震装置が必要であり，同時にその性能把握が必須とされた．カリフォルニア州交通局は，一部，連邦道路庁の支援を受け，カリフォルニア大学サンディエゴ校（UCSD）にこれらの装置性能を確かめる大規模振動台試験施設を設け，実橋に設置される免震・制震装置の性能試験を実施してきている．

本稿では，これら長大橋の耐震補強概要を紹介するとともに，日本でこれまであまり報告のない，SRMD（Seismic Response Modification Device）と呼ばれる免震，制震装置の実橋適用化における試験内容について，主として，Benicia-Martinez 橋に採用されている摩擦型振子式免震支承 FPS に関する内容を報告する．また，最後に，米国と日本の長大橋耐震補強を簡単に比較し考察を加える．

2. 長大橋の概要

カリフォルニア州交通局は，図-1 に示すサンフランシスコ周辺に存在する Antioch 橋，Benicia-Martinez 橋，Carquinez 橋，Richmond-San Rafael 橋，San Francisco-Oakland Bay 橋，San Mateo-Hayward 橋，Dumbarton 橋，ロングビーチ周辺に位置する Vincent Thomas 橋，そしてサンディエゴに位置する Coronado 橋といった長大橋を管理している．なお，有名な Golden Gate 橋は，州政府とは別の公社によって管理されている．

このうち，Antioch 橋と Dumbarton 橋は検討の結果，耐震補強は不要とされ，残りの橋梁において耐震補強が施されている．なお，Carquinez 橋については，1927 年と 1958 年に建設された双子橋であるが，前者については，コスト比較の結果，吊橋（Third Carquinez 橋）による架け替えが決定され，現在，下部工事中である．また，同様に，ロマプリータ地震において，一部落橋した San Francisco-Oakland Bay 橋の東橋については，自碇式吊橋（New San Francisco-Oakland East Bay 橋）による架け替えが行われることになっている．さらに，架け替えではな

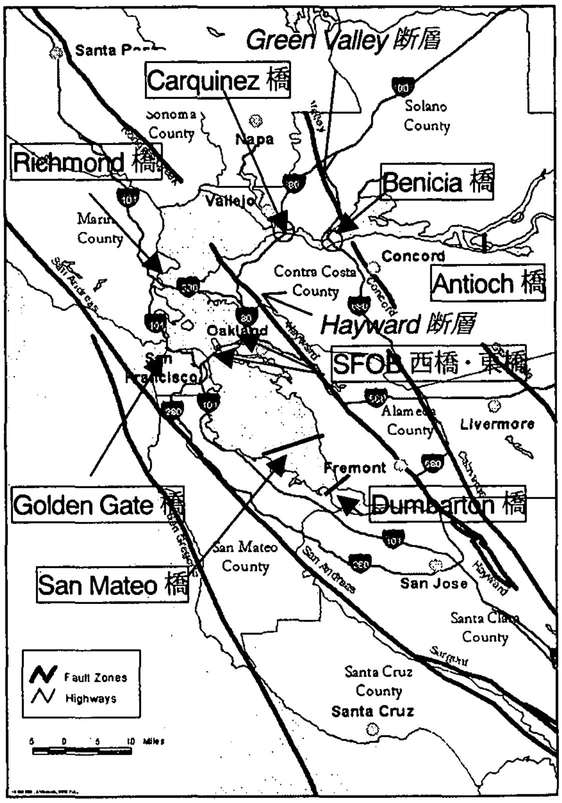

図-1　サンフランシスコ周辺の長大橋（下絵 USGS）

いものの，交通量増大に対応して，Benicia-Martinez 橋の新橋（Second Benicia-Martinez 橋）が現橋に平行して建設される予定となっている．

図-1 には耐震補強上考慮されている San Andreas 断層，Hayward 断層，Green Valley 断層などの活断層を示しており，各長大橋が非常に近接していることがわかる．

3. 耐震補強方針と耐震補強方法例

(1) 補強方針

カリフォルニアの長大橋の耐震補強に際しては，表-1 に示す対象地震と各橋梁に対する要求レベルによって，求められる性能が異なっている．対象地震は大きく機能評価地震と安全評価地震に分類される．機能評価地震は 285～300 年再現期間等価地震に対するスペクトルに基づいており，供用期間を 150 年程度とした場合の非超過確率 60%程度に相当している．安全評価地震はサンフランシスコ湾周辺の場合，再現期間 1000～2000 年に対応する最大想定地震に対する 85％値基盤スペクトルで定義される目標スペクトルに基づいている．

(2) 補強方法例

長大橋の耐震補強については，大きな流れとして，部材補強を軽減するために，免震・制震技術が導入されている．しかし，免震・制震だけでは所定の性能を確保できない場合においては，部材のじん性設計に基づくキャパシティー設計の他，耐力アップを期待した部材補強が実施されている．以下に代表的な耐震補強例を紹介する．

a) 免震装置 －Benicia-Martinez 橋の例－

Benicia-Martinez 橋は，ベイエリアにおける最も重要な 3 つのライフラインのひとつであり，最大想定地震後においても即時供用が要求された橋梁である．この主橋梁は，10 径間からなり，幅員 24m，橋長 1488m（7@161m，2@131m，1@100m）の橋梁である．地盤条件は軟弱な粘土層，あるいは液状化の可能性のあるゆるい砂地盤からなっている．

上部構造は，軽量コンクリート床版を有するトラス形式であり，トラスにおいては上下ラテラルブレースが必要に応じて補強されている．また，最大の目玉は，トラスを支持する金属支承をすべて FPS に取り替えたことで

表-1　対象地震と要求性能

対象地震	最低性能レベル	限定性能レベル	完全性能レベル
機能評価地震（FEE）	即時完全開放，補修 90 日以内	即時完全開放，補修 30 日以内	即時完全開放，基本的に弾性挙動
安全評価地震（SEE）	倒壊しない	限定供用，軽量緊急車輌早期通行	即時完全開放，補修 90 日以内
断層破壊（FR）	倒壊しない	N/A	N/A

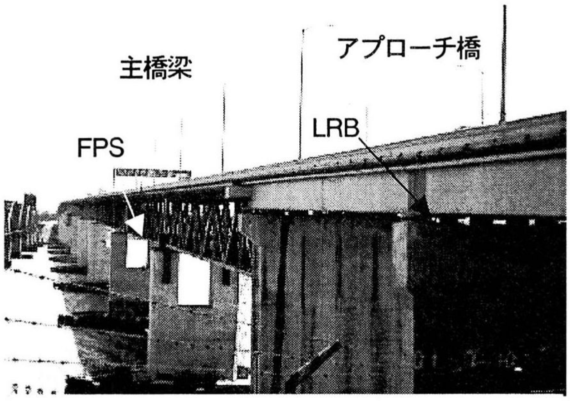

図-2　Benicia-Martinez 橋

表-2　長大橋一覧と耐震補強方法

分類	橋梁名	形式	全長 m	完成年	補強	主たる耐震補強方法・装置
既設	Antioch	鋼桁橋	2877	1978	不要	N/A
〃	Benicia-Martinez	トラス橋	1895	1962	要	FPS, LRB
〃	Carquinez Strait	カンチレバートラス橋	1620	1927	撤去	N/A
〃	Second Carquinez Strait	カンチレバートラス橋	1588	1958	要	トラス部材補強，ロックアップ装置
〃	Richmond-San Rafael	カンチレバートラス橋	8851	1956	要	EBF, LRB, オイルダンパー
〃	San Francisco-Oakland West	吊橋＋トラス橋	7010	1936	要	一方向 FPS，基礎補強，HTB 取替
〃	San Francisco-Oakland East	トラス橋		1937	撤去	N/A
〃	San Mateo-Hayward	鋼床版箱桁橋	10943	1967	要	増杭
〃	Dumbarton	鋼箱桁	2600	1981	不要	N/A
〃	Vincent Thomas	吊橋	1849	1964	要	タワー補強，オイルダンパー，橋脚 RC 巻立
〃	Coronado	鋼床版桁橋	3440	1969	要	LRB，橋脚 RC 巻立
架替	Third Carquinez Strait	吊橋	1028	N/A	N/A	
〃	New San Francisco-Oakland East Bay	自碇式吊橋	3100	N/A	N/A	主塔せん断パネル
新設	Second Benicia-Martinez	コンクリート橋	1653	N/A	N/A	じん性設計

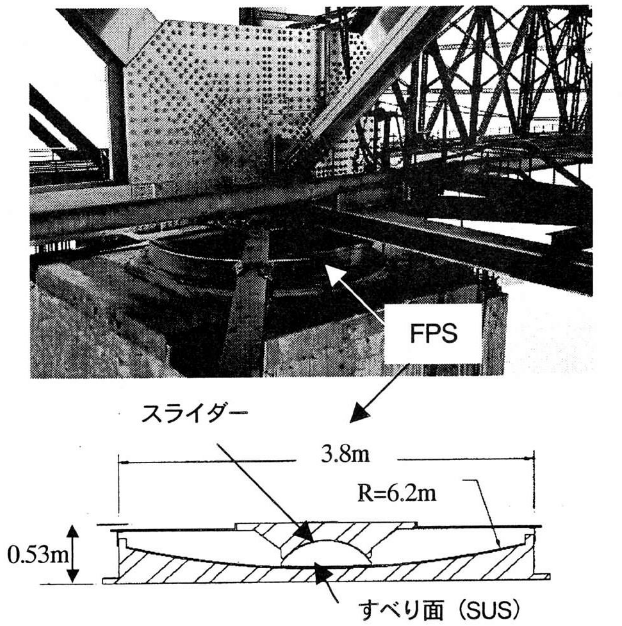

図- 3　Benicia-Martinez 橋の FPS

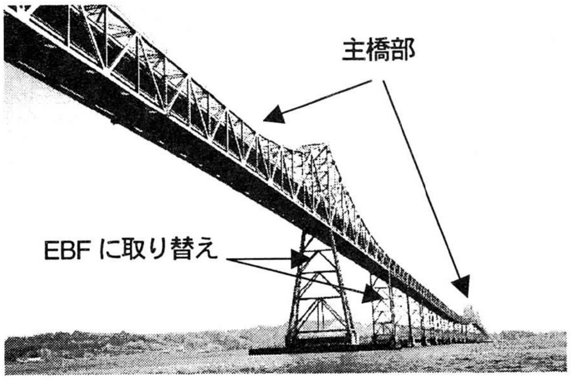

図- 4　Richmond-San Rafael 橋

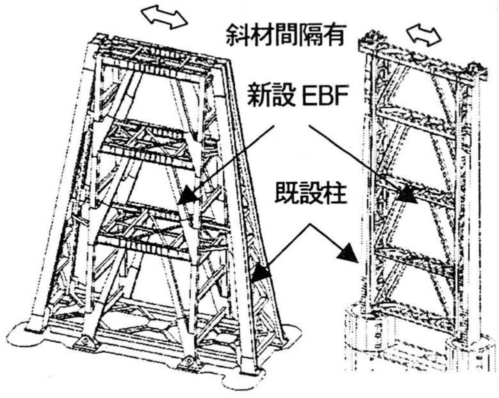

図- 5　Richmond-San Rafael 橋の EBF

ある．FPS は各橋脚 2 個，合計 22 個が設置され，この免震効果によってトラスへの地震入力を制限し，トラス各部材の断面力を抑制している．FPS の周期はその曲率半径によって比較的容易に設定でき，大変位にも安定した挙動を示すことから，FPS が本橋に採用されている．また，大変位時の P-Δ効果による付加モーメントに対する余分なトラス補強が不要となる長所も勘案されている．なお，最大のものは，設計変位 1.34m に対応する直径約 3.8m のもので設計動摩擦係数 0.06，曲率半径 6.2m（周期 5 秒）の支承である（図-3 参照）．

その他，既存伸縮装置の大伸縮の鋼製ジョイントへの取り替え，下部構造の補強としては，フーチング補強，壁橋脚の RC 巻立て，杭の増設などが実施されている．なお，増杭の杭長は 62m で，基盤への根入れは 18m と大規模なものとなっている．

b）EBF フレーム －Richmond-San Rafael 橋の例－

Richmond-San Rafael 橋は，1956 年に供用開始した橋で，二つのカンチレバートラス橋（163m）を含んでいる（図-4 参照）．この橋梁付近には，西 16km に San Andreas 断層，東 6.4km に Hayward 断層が走っている．この上部構造は，7.6m から 43.5m（代表的な高さは 24.7m）と異なる高さの橋脚塔に支持されており，一般部の橋脚塔は，ダイヤフラムで一部結合されたコンクリート柱とその上に建つ鋼製塔によって構成されている．基礎は，4m から 48.8m を超える多数の H 鋼杭で構成されており，コンクリート柱下端がベル型となったフーチングによって，橋脚と結合されている．なお，43 橋脚塔のうち 9 つが，橋軸方向地震時に上部構造慣性力を支持するために 4 本柱構造となっており，他の橋脚は 2 本柱である．

耐震補強においては，これらの既設 V 型ブレスが，図-5 に示される EBF と呼ばれる偏心ブレスフレームと SMRF と呼ばれる特別なモーメント抵抗フレーム塔によって取り替えられる．大地震時には，これらのフレームが先行降伏することで，既設柱，トラス上部構造，あるいは杭基礎への地震荷重伝達を制限するものである．高さ 16.5 から 41.1m まで変化する EBF は，代替案のコンクリート補強における重量増，景観阻害を回避する方法に対しても有効とされている．ところで，この EBF は建築物ではすでに実績があるが，橋梁では最初の適用であるとされている．そのため，基準作成や詳細設計のために実物大試験体を用いた確認試験が実施されており，さらに，低サイクル疲労に対する損傷評価も実施されている．SMRF は 5 つの最も低い橋脚において採用され，免震支承の併用により，高橋脚塔と同等の水平変形性能を有し，過度の強度増加を回避している．

c）ロックアップ装置 －Carquinez 橋の例－

1958 年完成の Carquinez 橋は耐震補強がなされており，2 つの主径間 335m と 2 つの側径間 152m の 4 径間で構成されるカンチレバートラスである．吊径間部の可動側には橋軸方向の力を伝達する油圧バッファーが設置されて

図-6　Carquinez 橋

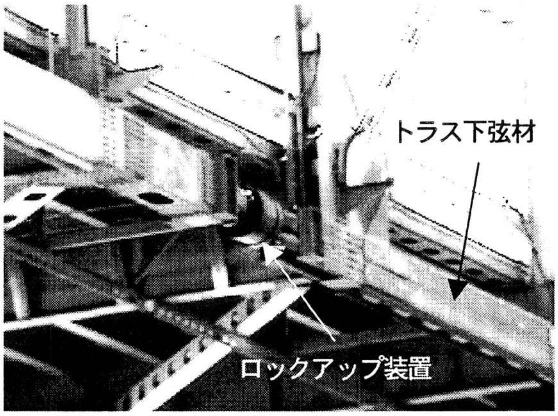

図-7　Carquinez 橋のロックアップ装置

いた．この働きは，通常の温度変化に伴う動きには抵抗せず，地震時には上部構造を連続化するものである．なお，この橋は重要なライフラインとしての指定は受けていないために，地震後数ヶ月の補修を伴う座屈，降伏なども許されている．

耐震補強としては，北側橋台部が岩盤に直接設置されていることから橋軸方向の動きに従って下弦材が破壊する可能性があり，これを回避するために橋台の後方移動や新規伸縮装置設置が行われている．この他，必要な橋脚については杭の補強も実施されている．なお，前述の油圧バッファーは能力不足のため，シリコンコンパウンドが内蔵された 1800t 能力を有するロックアップ装置がこれに取って代わって現在設置されている．旧装置と同様，温度変化には非常に小さな抵抗のみで可動し，地震時には固定となり上部構造を連続化する役割を果たす．設置場所は，2 つの吊径間左右下弦材可動部における合計 4 個と南端部橋脚の 2 個である．

d) オイルダンパー －Vincent Thomas 橋の例－

Vincent Thomas 橋は，主径間 457m，側径間 154m×2 の計 765m のトラス補剛桁を有する吊橋である．主径間の直下には，Pales Verdes 断層が横切っている．地盤条件は，一部軟弱粘性土の部分を除き，シルトまじりの砂層

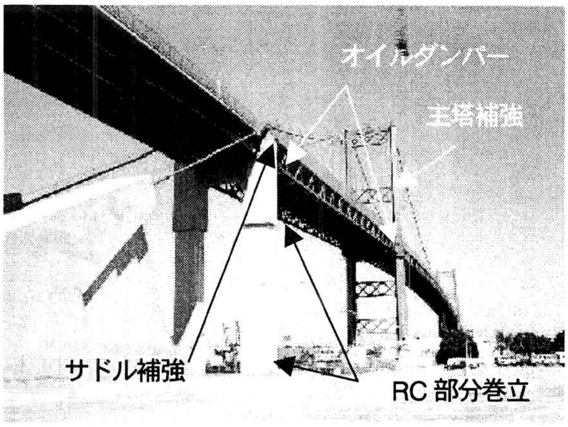

図-8　Vincent Thomas 橋

図-9　Vincent Thomas 橋の端部オイルダンパー

となっている．

耐震補強としては，主塔の座屈防止のためにプレートをダブリングしている他，橋軸，橋軸直角方向変位抑制のために補剛トラスと主塔間にすべり支承とオイルダンパーが設置されている．ケーブル定着橋脚については，ケーブルサドルのせん断強度補強の他，橋軸方向の応答抑制のために，橋脚と補剛トラス間にオイルダンパー，また大伸縮装置が設置されている．側径間には隣接トラス間鉛直相対変位に対する構造フューズとしてオイルダンパーを設置している．さらに，アプローチ橋を含む RC 橋脚においては，塑性ヒンジ形成のための橋脚柱上下部のコンクリート部分巻き立て補強，フーチングの強度補強のための RC 上面増厚が実施されている．

4.　SRMD 試験

(1) SRMD 試験システム

カリフォルニア有料橋耐震補強プログラムにおける大規模免震・制震装置の導入に対して，カルトランスは，地震諮問委員会と有料橋検討委員会の指導のもと，

表-3　SRMD の要求性能

橋梁	装置	鉛直荷重[MN]	水平荷重[MN]	水平変位[m]
Benicia	FPS	22.5	3.5	±1.23
〃	LRB	5.38	2.0	±0.46
Carquinez	Lock-up デバイス	N/A	15.57	±0.025
Richmond	ダンパー	N/A	2.45	±0.48
〃	LRB	11.12	4.89	±0.76
SFOBB	一方向 FPS	20.02	1.33	±0.46
〃	ダンパー	N/A	3.11	±0.56
Vincent	ダンパー	N/A	1.3	±0.66
Coronado	ダンパー	N/A	1.6	±0.20
〃	LRB	6.9	1.6	±0.64

表-4　SRMD 試験システムの性能

対象	能力
鉛直荷重	53,400kN
強軸水平荷重	8,900kN
弱軸水平荷重	4,450kN
鉛直変位	±0.127m
強軸水平変位	±1.22m
弱軸水平変位	±0.61m
鉛直速度	±254mm/s
強軸水平速度	±1,778mm/s
弱軸水平速度	±762mm/s
供試体高さ	最大 1.52m
相対回転角	±2°

SRMD の設計，適用，確証を行うために専用試験装置を設けた．試験装置と支持装置は「Seismic Response Modification Device Test System」と名づけられ，カリフォルニア大学サンディエゴ校（UCSD）に設置されている．

この設計においては，表-3 に示すカリフォルニア州にある前述の長大橋の耐震補強設計に基づく SRMD の諸元を確定させた上で，そこで必要となる性能を確認できることを条件としている．複数の SRMD の性能に必要な諸元を包括するように設計されたこの装置は，6 自由度の表-4 に示す仕様を有する．

試験装置は，プレストレストコンクリートフレーム，振動台，4 つの水平アクチュエーターからなっている．振動台は，コンクリート床に設置された 4 つの油圧ジャッキ低摩擦支承の上を滑ることになる．また，この振動台は，低摩擦アクチュエーターによって鉛直支持される 4 つのアウトリガーを有している．さらに，試験装置は，鉛直荷重を与えるための，PC フレームと鋼棒で固定された鋼製梁と PC 反力壁とで構成されている．なお，水平アクチュエーターは 800t の能力，2.5m のストロークを有し，鉛直アクチュエーターは 2,000t の能力，0.25m のストロークを有している．

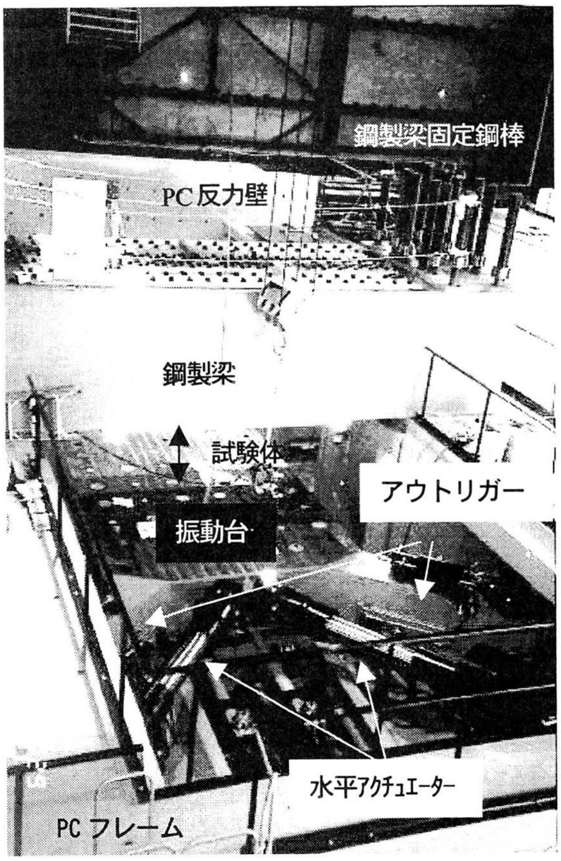

図-１０　SRMD 試験システム

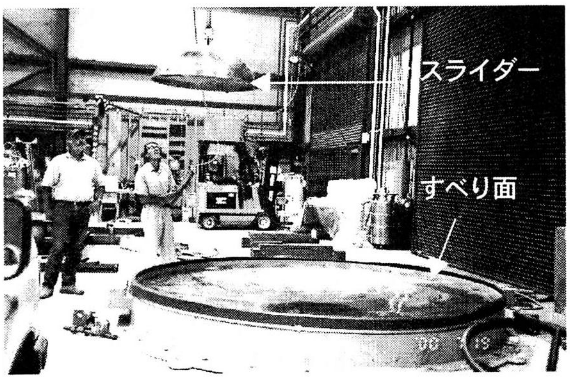

図-１１　FPS 試験体

(2)　SRMD 試験概要

SRMD 試験の最初となった Benicia-Martinez 橋に用いられた FPS の試験についての概要を紹介する．

FPS 試験プログラムは，a)常時と地震時の FPS の特性，b)摩耗と劣化の問題に対する将来時性能といった種々の課題を解決するものであり，FPS 実物大試験を包括したものである．実物大支承試験は以下の 3 段階に分かれている．

- 段階1：支承が契約条件と仕様に合致するかを確認するために実施されるプロトタイプ試験である．現地に搬入される支承は，プロトタイプ試験の許容基準を完全に満足しなければならない．
- 段階 2：付加的な性能特性試験であり，ハイスピード，全方向振動下での支承性能を把握するためのものである．ここでは，許容基準は設定されていない．
- 段階3は現地橋梁に付属的に設置された支承の将来時試験に関するものである．段階3試験においても許容基準はない．

以下は，最も重要と考えられる段階1の試験目的である．

- 常時鉛直荷重下における実物サイズ支承の一方向荷重変位履歴の確認（温度変化変位，風，制動変位）
- ウインドロック（常時荷重制限装置）の終局耐力把握
- 静止摩擦力の把握
- 地震荷重，地震時変位条件下での実物大支承の荷重-変位履歴の確認
- 支承安定性の確認
- 余剰鉛直強度の確認（最大要求鉛直力の何倍かを安全係数として定義する）
- 試験終了時後の支承の常時，地震時性能の再確認
- 支承の耐摩耗能力の確認

実施された試験結果，正弦波をベースとする載荷の場合，FPS は非常に安定した性能を示し，所定の許容基準を満足した．図-12 は付録に示す試験 6)の一例である．

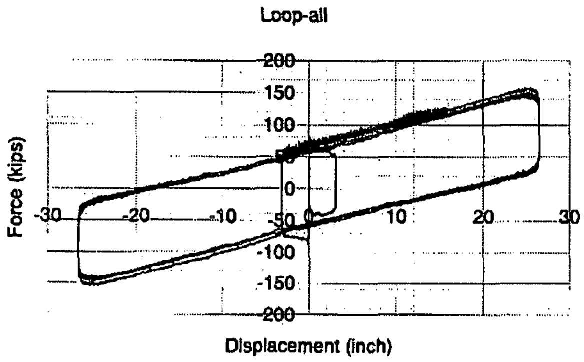

図-１２　FPS 正弦波入力による荷重変位関係

5.　日本の長大橋耐震補強との比較

日本の長大橋の建設は比較的新しく当初の耐震設計もかなり進んだものであることから，耐震の実施は米国に比べ遅れたものとなっている．著者の知る限り，日本における長大橋耐震補強は未だ緒に就いたばかりであり，

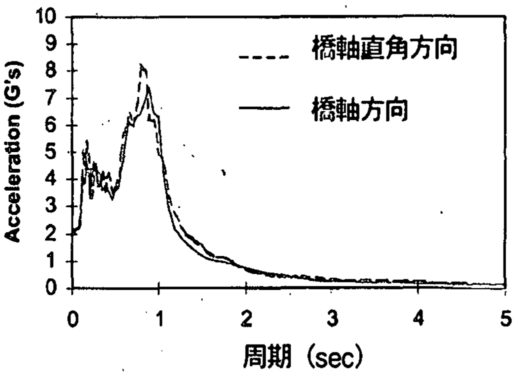

図-１３　Benicia-Martinez 橋の設計加速度スペクトル

基本的な検討が阪神高速道路湾岸線や各機関において実施中あるいは開始された状況であるが，建設年次の古い港大橋における耐震補強に関する検討は比較的熟度の高いものと考えられる．

その耐震補強方針は，1)現地における地震動を基本に基礎と地盤の相互作用を考慮した有効入力動を設計に用いる，2)非倒壊は当然ながら，速やかな復旧が可能となる補強構造とする，3)主構造の降伏，座屈は回避し，二次部材の非弾性挙動のみ許容する，4)ただし，非弾性を考慮する場合，安定したじん性特性を確保する，である．その具体的方策としては，a)免震化設計（床組免震），b)二次部材のフューズ化設計，c)支承，構造細目の補強である．

これらの設計方針は，米国の長大橋における方針と大きな違いを見つけることはできないが，免震化の方法としての床組免震機構は米国には見られない手法である．また，米国 Richmond-San Rafael 橋などに見られる橋脚塔のロッキング，浮き上がり許容設計は今までのところ，日本では見られない．入力地震動に関して言えば，一般論として，図-13 に示すように米国の加速度スペクトルは長周期域で激減する特性を有しているのに対して，日本では長周期域での低減程度が低く，長周期化による信頼性の高い免震効果を得る際には十分な検討が必要となることに十分留意する必要がある．

6.　まとめ

米国の長大橋の耐震補強として，精力的に実施されているカリフォルニア州の実例を紹介した．以下に要点をまとめる．

- カリフォルニア州の長大橋は，サンフランシスコ湾に集中しており，数々の活断層と非常に近接している．中でも重要なものは，San Andreas 断層，Hayward 断層，Green Valley 断層である．
- 設計に際しては，これら活断層を考慮した設計地震波が橋梁ごとに作成されており，これに基づいて耐震補

強が行われている.

- 耐震補強方針として, 橋梁の重要度を考慮した対象地震別の要求性能が明確に設定されており, 橋梁によって補強レベルが大きく異なっている.
- 耐震補強の手法として, 通常構造物とは異なり, 免震・制震技術を積極的に利用している. これは, 長大橋としてトラス構造が多く, 実施上, 多数の部材補強を行うことは困難であることがその理由であると考えられる.
- 重荷重を受けつつ大変位に高い安定性を有する免震支承として, 大型の摩擦型振子式支承 (FPS) が採用されている. その他, 制震装置としてオイルダンパーが多用されている.
- 橋梁としては初めてとされる EBF と呼ばれる塑性化フレームを橋脚, タワーに設置し, エネルギー吸収を図っている事例もある.
- 実鉛直荷重を載荷し, 大変位を与えることができる支承専用振動台を用いた試験を実施することで実大規模免震・制震装置の性能把握, 品質保証を実現している. その内容は極めて詳細な性能を把握するものである.
- 日本の長大橋の耐震補強はまだ実施の段階に至っていないが, 大きな設計コンセプトはほぼ同様と考えられる. しかし, 免震設計においては, 長周期域における両国の設計加速度スペクトルの違いに十分留意する必要がある.

謝辞: 筆者は, 1999 年 7 月より約 1 年間, 客員研究員としてカリフォルニア大学サンディエゴ校に滞在し, SRMD のデータ解析の一部を担当させていただいた. この機会を与えていただいた Nigel Priestley 教授, Frieder Seible 教授, また, 実質的にご指導いただいたプロジェクトマネジャーの Gianmario Benzoni 博士に感謝する次第である. また, カルトランスにおける短期滞在の間, 長大橋の現場視察などにおいてお世話いただいた Mark Yashinsky 氏をはじめとするカルトランス各位に感謝したい. なお, 川島一彦東京工業大学教授のご紹介がなければ UCSD の滞在は実現していなかった. ここに心よりお礼申し上げます.

付録 (FPS 試験仕様)

今後の大規模免震装置の性能確認試験の参考となるように, FPS に対する各種試験内容の詳細を下記に記載する. なお, 特別の規定がない試験ケースにおいては, 試験は静的鉛直死荷重 (DL) を載荷して, 正弦波の水平方向変位を与える.

試験 1) : 温度

最大温度変位に相当する水平変位を与えた 3 回の繰り返し載荷を行い, 温度変位時の最大水平力を確認する. 最高速度は 0.02inch/s (約 0.05cm/s) を越えてはいけない. 許容基準として, 最大水平力が非地震における最小水平設計力を 15% 超えてはならない.

試験 2) : 風

ウインドロック (常時荷重拘束部) 拘束方向に 40 秒間, 最小非地震水平荷重 (風荷重) を与えた 20 回の繰り返し載荷を行い, ウインドロックの有効性の確認する. なお, 繰り返し載荷試験の後, 設計荷重を 1 分間支持させる. 許容基準は, ウインドロックが破壊しないことである.

試験 3) : ウインドロックの終局耐力

ウインドロック拘束方向に, 水平荷重を破壊まで増加させ, ウインドロックの終局強度を把握する. 許容基準は, これらが非地震水平荷重範囲内で収まっているかである.

試験 4) : 摩擦開放

変位ゼロ位置 (最下点) において 4 時間静的な鉛直荷重を載荷した後, 支承変位が生じるまで水平荷重を増加させ, 静止摩擦係数を把握する. 許容基準は, 供試体が最初に動く荷重が最小非地震水平荷重 (風荷重) 以下であることである.

試験 5) : 地震＃1

各支承に対して合計 2 回 (時刻歴変位 #1, 2) の動的試験を実施する. 荷重条件は, 一定の鉛直荷重のもと, 時刻歴変位に基づく一方向載荷である. 許容基準は, 目標サイクルとして抽出される 3 つの変位サイクルに対して, 下記に示す試験要求事項を満足することである.

- 荷重変位関係において, 正の水平剛性変化率を有する.
- 連続サイクル間における復元剛性の差異が±10%以内である.
- 復元剛性の平均値が, 設計値の±15%以内とする.
- 1 サイクルあたりの吸収エネルギー (EDC) が, 設計 EDC の 85%以上とする.
- 最大変位時の設計水平力に相当する最大水平力が, 最大地震水平力の±15%以内とする.

試験 6) : 地震＃2

設計変位による 3 回の繰り返し載荷を行う. 最高速度は 4inch/s (約 10cm/s) とする. 許容基準は, 水平剛性変化率が正であり, 各試験供試体の最初のサイクルとその後のサイクル間の復元剛性ばらつきが±10%以内, 平均復元剛性が設計値の±15%以内とする. また 1 サイクルごとの吸収エネルギー (EDC) が設計 EDC の 85%以上, 最大水平力が最大地震水平力の 1.15 倍以内とする.

試験 7) : 地震＃3

設計変位の 0.25, 0.50, 0.75, 1.0 倍の各変位に対して, 3 回の繰り返し載荷を行う. 各 3 サイクル載荷は各々10 分間の冷却時間を要する. 最高速度は 4inch/s (約 10cm/s)

とする．許容基準は，水平剛性変化率が正であり，各変位段階において，各試験の最初のサイクルと連続するサイクルの間における復元剛性のばらつきが±10％以内であることとする．また平均復元剛性が設計値の±15％以内，EDCが設計EDCの85％以上，さらに最大水平力が最大地震水平力の1.15倍以内とする．

試験8）：安定性

最大鉛直荷重（1.2DL+0.5LL+EQ；LL は最大活荷重，EQ は最大鉛直地震荷重）載荷状態において，設計変位による繰り返しサイクル載荷を行い，支承の安定性を確認する．載荷速度は，0.2inch／s（約 0.5cm/s）とする．許容基準は，正の剛性変化率を維持した状態で，いかなる荷重条件でも安定し構造クラックや損傷を発生しないことである．

試験9）：下沓接合ライン

凹型下沓の接合ラインに対して標準，平行，斜め45°，あるいは監督員の指示する方向に対して，設計変位を与えた各3回の繰り返し載荷を行い，接合ラインの完成度と全方向の挙動を確認する．なお，各3サイクルの載荷においては，各々10分の冷却時間を与える．最高速度は4inch/s（約 10cm/s）とする．許容基準は，水平剛性変化率が正，各供試体の最初と連続するサイクル間での復元剛性のばらつきが±10％以内とする．また平均復元剛性が設計値の±15％以内，1 サイクルの吸収エネルギーEDCが設計EDCの85％以上でなければならない．試験供試体は構造クラックや損傷があってはならない．

試験10）：特性再確認

a)設計変位で3回の繰り返し載荷を行う．最高速度は4inch/s（約 10cm/s）とする．b)温度変化時に相当する水平方向変位に対して3回の繰り返し載荷を行う．載荷速度は0.02inch／s（約0.05cm/s）を越えてはいけない．目的は地震試験後の支承の常時，地震時の挙動を再確認することである．許容基準は，a)試験は上記の試験6）に，b)試験は上記の試験1）に同じである．

試験11）：余剰強度

a)ゼロ変位点において，（DL+LL）の3倍に等しい鉛直荷重（あるいは試験装置の最大能力）を載荷して，これを1分間持続する．b)（DL+0.5LL+EQ）の1.2倍の鉛直荷重（あるいは試験装置の最大能力）を一定載荷して，設計変位の±1 倍を与える．最小，最大変位時には，鉛直荷重を1分間持続する．許容基準は，正の水平剛性変化率を有し，すべての荷重条件に対して安定していなければならない．試験供試体には，構造クラックや損傷があってはならない．

試験12）：摩耗試験

摩耗試験は監督員によって選択されたプロトタイプ支承の一つに対して実施される．支承は温度変化に相当する設計水平変位で10,000回の繰り返し載荷を受ける．許容基準は，スライダーのライナーの50％以上厚さが確保されていることである．また，荷重変位関係において，正の水平剛性変化率を維持しなければならない．

なお，上記の水平剛性変化率は，増加水平荷重（摩擦分離荷重を除く）に対応する増加変位で除した値として定義され，復元剛性（restoring stiffness）は，繰り返し変位の範囲の0.95倍におけるデータに対して最小二乗法により設定される最適直線から設定される．

参考文献

1) Frieder Seible: Long Span Bridges in California-Seismic Design and Retrofit Issues, Proceedings of the 12th WCEE, 2000.1
2) Frieder Seible, Gianmario Benzoni, Jean Spangler-Shortreed and Danny Innamorate, An Overview of the Caltrans/UCSD SRMD Test Facility, Proceedings of the 6th Caltrans Seismic Research Workshop, 2001.6
3) Victor A. Zayas , Stanley Low & Anoop S. Mokha and Roy A. Imbsen : Seismic Isolation of Benicia-Martinez Bridge, Proceedings of the 2001 Structures Congres & Exposition, 2001.1
4) John Vincent, Tore Abrahamsen: Eccentrically Braced and Special Moment Resisting Frame Towers Support Bridge Retrofit, Proceedings of the International Bridge Conference, 1998.6
5) Warren M. Brown: Use of Lock-up Devices for Structural Strengthening of the Carquinez Straits Bridge, Proceedings of the International Bridge Conference, 2000.6
6) 古池正宏，迫田治行，既設長大橋梁の耐震安定性に関する検討（上・下），橋梁と基礎，2000.9&10
7) Jota Toki, Hidesada Kanaji, Yukio Adachi: Preliminary Study on Seismic Retrofit of the Gerber Truss Bridge, the Minato Bridge, Proceedings of the US-Japan Bridge Workshop, 2001.11