

バスコダガマ橋の耐震設計

Alain CAPRA 著・荒川 敏雄*1・大浦 隆*2 共訳

著者紹介

Mr. Alain CAPRA

1944年生まれ
 国立土木学校 (ENPC) 卒業
 Campenon Bernard SGE社
 技術部長
 • ENPCで「橋梁の耐震・耐
 風設計」の講師
 • 建設高等教育センターで
 構造物の動的設計の教授
 • フランス耐震工学協会
 (AFPC) およびフランス土
 木工学協会 (AFGC) の学
 術委員

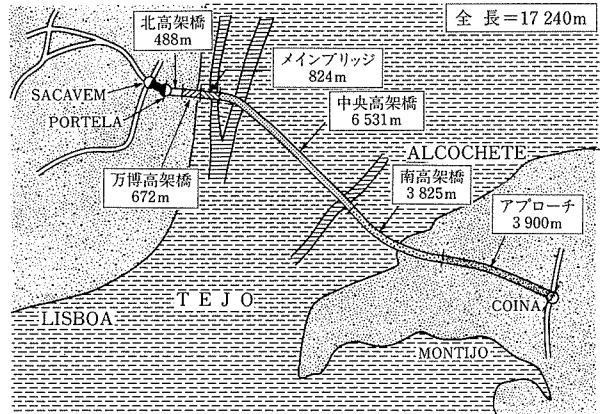
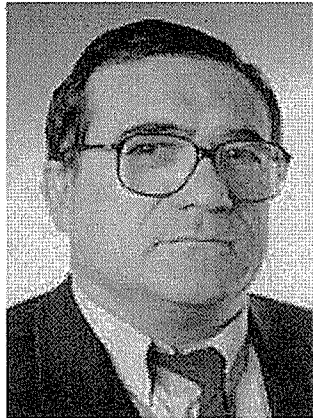


図-1 北から南へ向かってプロジェクトのそれぞれ最大の構造物

1. はじめに

本稿は、リスボン Tage 川第2横断橋に含まれる各橋梁に適用された耐震設計について述べるものである。本橋梁の地震等級が非常に高かったため、以下のような特殊な装置を設計および設置する必要があった。

- オイルダンパー (hydraulic damper)
- 弾塑性ダンパー (elasto-plastic damper)
- 流体継手 (hydraulic coupling)
- 大変位容量伸縮継手
- 大変位容量可動支承

2. 概要

2.1 プロジェクトの全般的説明

プロジェクトの主な構造物は北から南に向かって以下のとおりである (図-1)。

- 北高架橋 (488m)
- 万博高架橋 (672m)
- メインブリッジ (824m)
- 中央高架橋 (6,531m)
- 南高架橋 (3,825m)

なお、各高架橋は2×3車線を有する。

2.2 地震データ

地盤の最大加速度は0.5gとする。また、以下の2地点に対して、図-2に示される応答スペクトルが与えられている。

- 北高架橋および万博高架橋が位置する岩盤
- メインブリッジ、南高架橋および中央高架橋が位置す

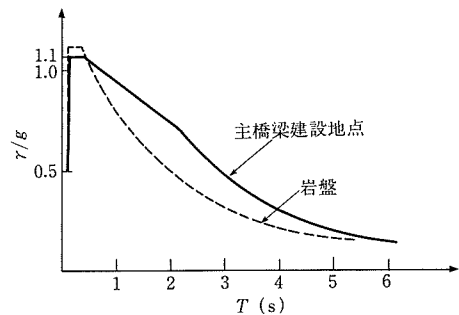


図-2 応答スペクトル：5%減衰

る Tage 川河床の軟弱地盤

3. メインブリッジ

3.1 橋梁概要

メインブリッジは、420mの中央径間と62m+71m+72mの側径間からなる (図-3)。

船舶の衝突に耐え得る84m×20m×14mのフーチングに高さ150mのH形タワーが建てられ、それぞれのフーチングは直径2.2mの杭44本に据えられている (図-4)。

構造系が変わるP1およびP6橋脚は門形ラーメン橋脚であり、北側では万博高架橋と、南側では中央高架橋と共有する2本の柱を橋梁が支える構造となっている (図-5)。これに対し、P2~P5の中間橋脚は独立した2本の柱からなる。幅30.9mの上部工の構成要素は以下のとおりである。

- 斜材が定着される高さ2.6mの2本のコンクリート主桁 (図-6)。
- 4.42m間隔の鋼製横桁。ただし、橋脚位置でコンクリート横桁に換わる。
- 厚さ25cmのコンクリート床版

*1 Toshio ARAKAWA : (株)アイム 技術参与 (元(株)ピー・エス常務)

*2 Takashi OURA : (株)ピー・エス 土木技術部長

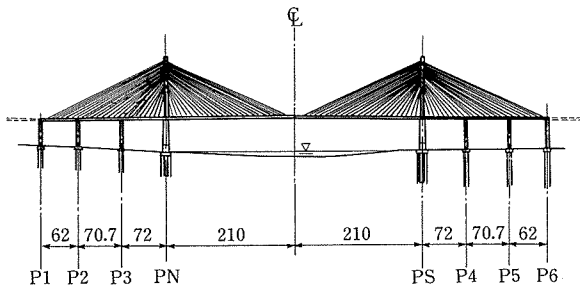


図-3 主橋梁の側面図 (単位: m)

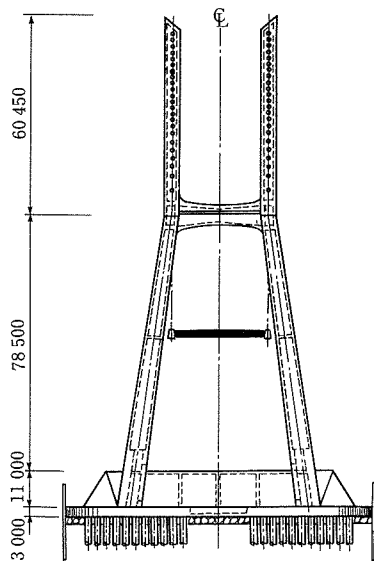


図-4 タワー正面図

なお、変位量は大きくなってしまいますが、共振による応力を減ずる目的で、上部工はタワーと連結しないこととした。

3.2 上部工の支承条件

支承は、橋脚に対する上部工の可動方向が図-7に示すような配置となっており、それぞれに滑り支承が用いられている。これらはP2, P5橋脚で二方向, P1, P3, P4, P6橋脚で一方向可動となっている。

(1) 鉛直支承

上部工は6本の橋脚によって支えられている。供用中に上部工が浮き上がる可能性があるため、P2~P5橋脚には鉛直ケーブルが設置される。

(2) 縦方向連結

後述する弾塑性ダンパーは別として、桁と橋脚およびタワーとは連結しない。滑り支承はこのことを考慮して計画された。したがって、桁は斜材のみによってタワーに連結されている。

(3) 横方向連結

桁はP1, P3, P4, P6橋脚上で横方向に固定され、弾塑性ダンパーでタワーに連結される。

3.3 弾塑性ダンパー

ダンパーは変位を制限するために計画された。これは応力も低減させるが、安全側の観点からこのことは設計上考慮に入れていない。予想される変形の大きさを考えると、油圧システム式のダンパーでは大きくなりすぎ、また美観も損なうと見なされた。そこで、金属の塑性化によるエネ

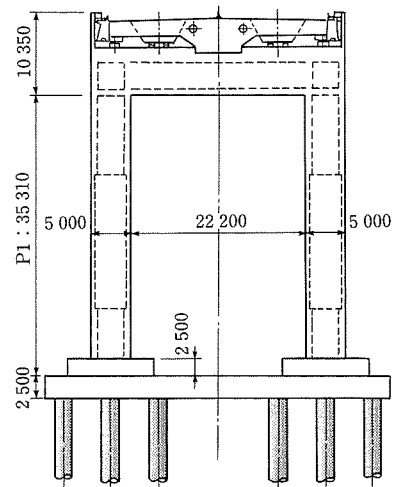


図-5 境界橋脚

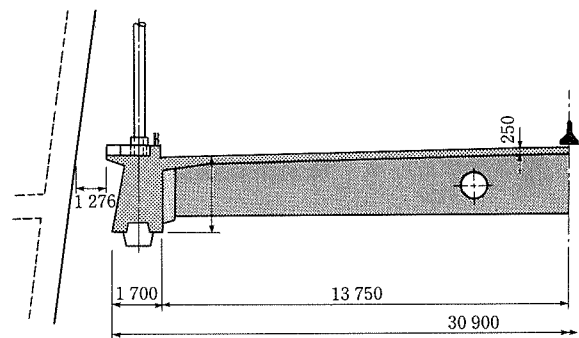


図-6 上部工の典型的断面

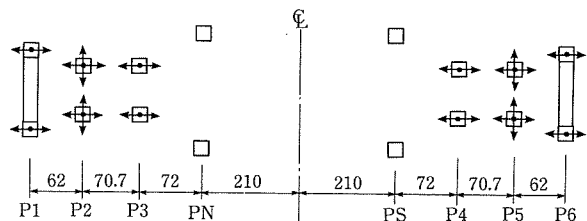


図-7 支承装置 (単位: m)

ルギー消費を利用した金属ダンパーを設置することになった(写真-1, 図-8)。

横方向ダンパーはタワーに埋め込まれた鋼製梁からなり、接続鋼棒で桁に連結される。供用中、これらのダンパーは弾性領域で作動し、水平弾性支承として挙動する。したがって、風による主桁の応力は低減される。縦方向ダンパーは桁に埋め込まれた鋼製梁からなり、接続鋼棒でタワーに連結される。それぞれの鋼棒には緩慢な変位伝達だけができる流体継手が内包されている。したがって、これらのダンパーは供用状態では不活性で、地震時のみ作動する。

3.4 モード解析

(1) 振動モード

それぞれの卓越振動モードを表-1に示す。縦方向地震時はモード1が影響を及ぼす。横方向地震時はモード2(上部工の変位)、モード17と19(タワーの変位)が影響を及ぼす。鉛直地震時はモード3が影響を及ぼす。

本橋梁のタワーの横方向モード(固有周期1.2秒に対する

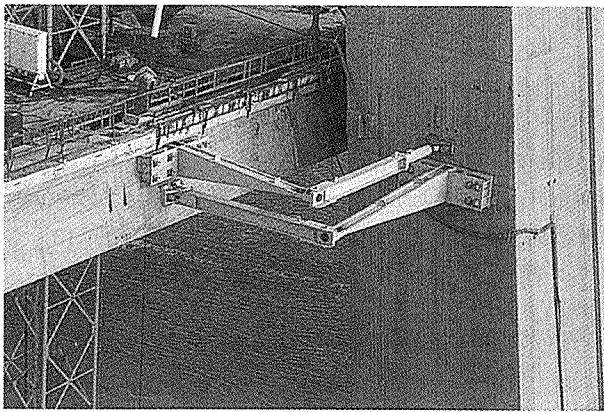


写真-1 弾塑性ダンパー

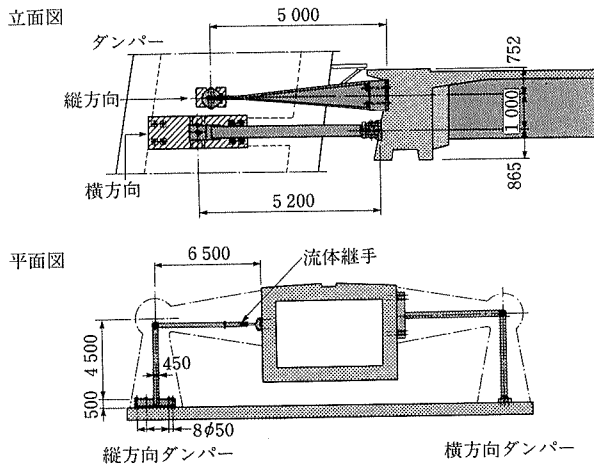


図-8 ダンパー：立面図と平面図

表-1 振動モード

モード	周期 T	変位
モード 1	周期 T=6.26 s	上部工の縦方向変位
モード 2	周期 T=4.77 s	上部工の横方向変位
モード 3	周期 T=3.25 s	上部工の鉛直方向変位
モード17	周期 T=1.28 s	南側タワーの横方向変位
モード19	周期 T=1.17 s	北側タワーの横方向変位

応答加速度0.94g)は支配的ではなく、それ以上の非常に大きい固有周期のモードが支配的である。したがって、この大きな固有周期によって地震応答は小さくなり、タワーも含めた各断面は、この小さな地震応答によって決定された(図-9)。

(2) 主な結果

上部工の計算最大変位は以下のとおりである。

- 縦方向に1.6m
- スパン中央の横方向に2m
- タワー付近の横方向に1m

3.5 ダンパーの設計

ダンパーは、それぞれ1500kN、すなわち各タワーに対して縦方向および横方向に6000kNの弾性限界があり、これを境界に弾塑性の挙動を示す。

(1) 使用モデル

応答解析は弾塑性要素を局部的に含む三次元モデルに基づいて行われた。したがって、計算は線形ではなく、応答スペクトルに適合する10の加速度波形を用いた非線形解析を行った。

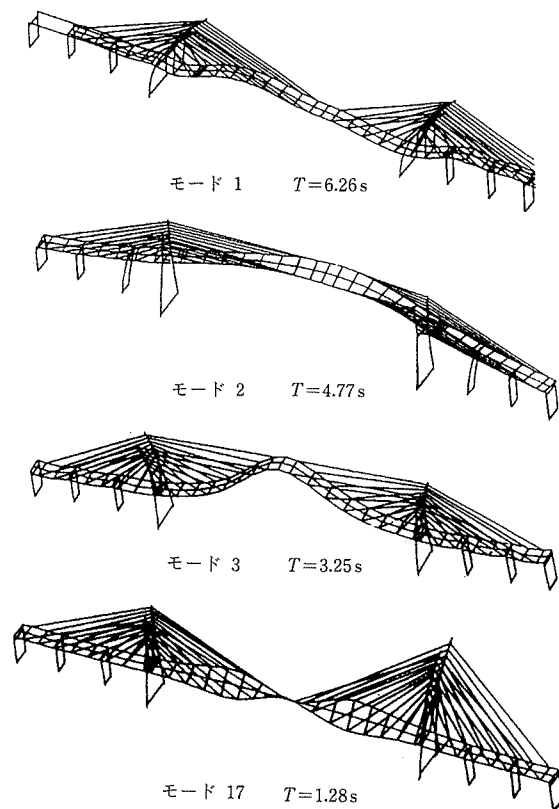


図-9 振動モード

表-2 支承の設計

橋脚	荷重 (kN)		変位 (mm)	
	鉛直	水平	縦方向	横方向
	最小	最大		
1と6	0	12500	0*	1800
2と5	500	29000	0	1800
3と4	1000	31000	12500	1800

* 横方向水平力は別のシステムでとる。

(2) 結果

解析から、上部工変位が平均25%程度減少することもあったが、加速度波形によっては効果のないものもあった。

(3) 耐力計算

ダンパーの望ましい挙動とは、塑性化が鋼製梁の長さに沿って均一に起こるときである。そうでなければ、鋼材の過度の伸びにより突然局部破壊が生じてしまう。

変位に最も影響を与える断面は鋼製梁の固定端付近であり、設計は以下の点を考慮して行われた。

- 二次応力を考慮して最大内部応力を評価
- 弾性限界を超える鋼材の正確な応力-ひずみ曲線を考慮
- 鋼製梁の固定端から自由端まで耐力の漸増を保持させるために各断面の耐力を調整

3.6 支承の設計

支承は非常に大きな変位に抵抗できなければならない。一方向支承は鉛直載荷時に比較的大きな水平力を受ける(表-2)。

3.7 伸縮継手

ある地震波の場合、メインブリッジと万博高架橋および中央高架橋の縦方向変位は±2mになる。伸縮継手は±0.7mで設計されているため、小規模地震のみに有効である。

4. 北高架橋

4.1 橋梁概要

北高架橋は、進入分岐車線を本線に繋ぐために設計された幅員が変化する高架橋である。橋台と万博高架橋との境界橋脚まで488mあり、その平均幅員は45mである(図-10)。上部工は、基本的に桁高3.4mのPC5主桁からなる。これらの主桁は、厚さが変わりスパンも変化する床版で結ばれ、これもまたPCである。横桁が、上部工の一方では2本、他方では3本の主桁を結んでいる。横桁は、施工方法とプレストレスの導入を簡単にするため第2段階で打設される。

上部工は一般的な支保工で径間ごとに施工される。長さ47mが1径間、長さ42mが3径間、長さ45mが7径間ある。

4.2 オイルダンパー

上部工は北側橋台で、供用中は作動しないが地震時に構造物に良好な挙動を確実に与えるように設計された10個のオイルダンパーにより連結される(図-11)。

縦方向地震時の橋梁の挙動は、 C を定数とした式 $F=Cv^{0.2}$ により、速度 v に関係づけられた力 F が生じるダンパーの諸性質を考慮する非線形解析によりシミュレーションされた。これによると、地震時の F の最大値は各ダンパーで約4000kN、すなわち橋台に対して4万kNであった。

4.3 支 承

上部工は、橋台と橋脚に支承で支えられている。これらは、橋脚位置では一方向(縦方向変位のみ許容)、橋台位置では二方向である。

5. 中央高架橋

5.1 橋梁概要

中央高架橋は、主として78.62mスパンで構成され、全9径間に伸縮継手を有する。上部工は並列して設置された2主桁からなる(図-12)。

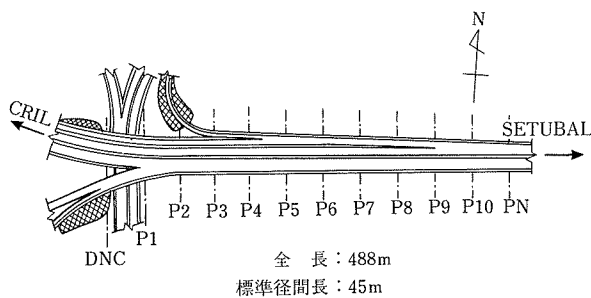


図-10 北高架 平面図

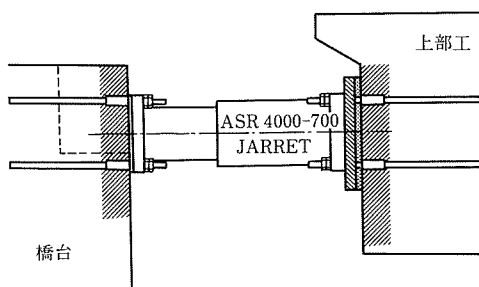


図-11 オイルダンパー

5.2 支 承

固定支承が2本の中央橋脚上に用いられている。その他の支承は地震時を除いて横方向変位を拘束し、縦方向変位のみを許容する。これらの支承は、流体継手を組み合わせた一方方向支承を利用して製作される。また、供用中に温度差による伸縮も許容されるようになっている。地震時にはこの流体継手が作動し、水平力が全橋脚間に再分配される(図-13)。

5.3 伸縮継手

地震時において、伸縮継手は±1mの縦方向変位を支えることができなければならない(図-14)。

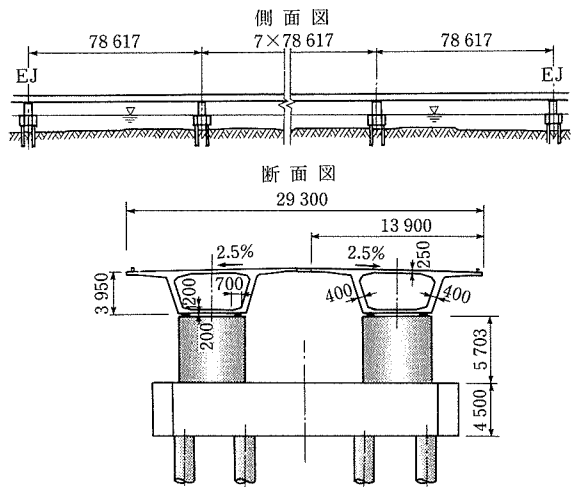


図-12 中央高架 縦、横断面

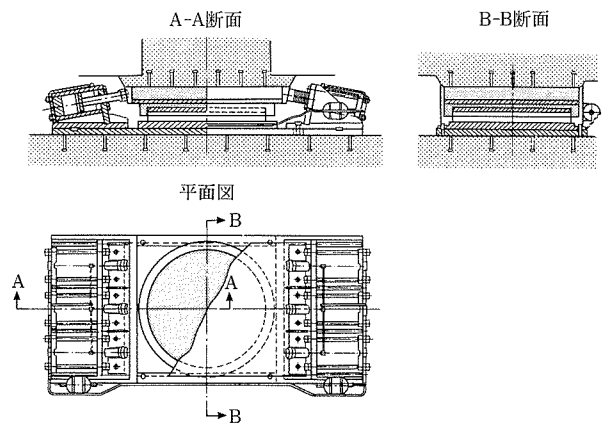


図-13 支 承

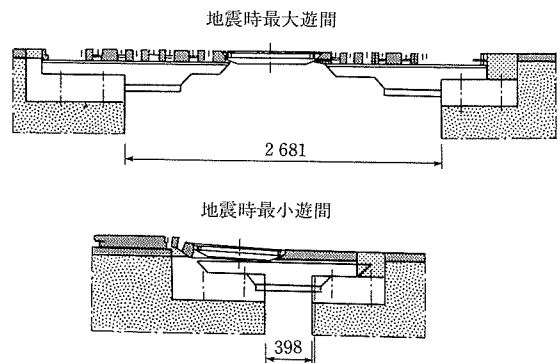


図-14 伸縮継手

■ 訳者注 ■

以上が TRAVAUX, No.743, 1998.7 の和訳である。その後、著者の CAPRA 氏より補足の資料が送られてきたので、併せてここに紹介する。

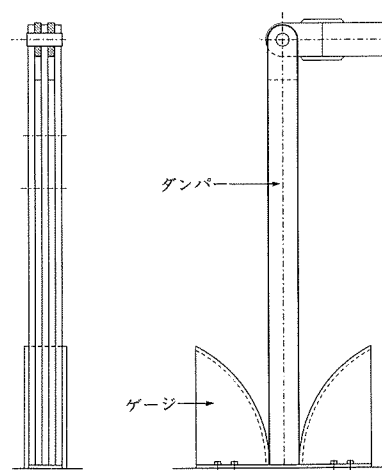
メインブリッジのダンパーの設計に関する補足の要点

ダンパーの計算による検討の際、次のような知見が得られた。

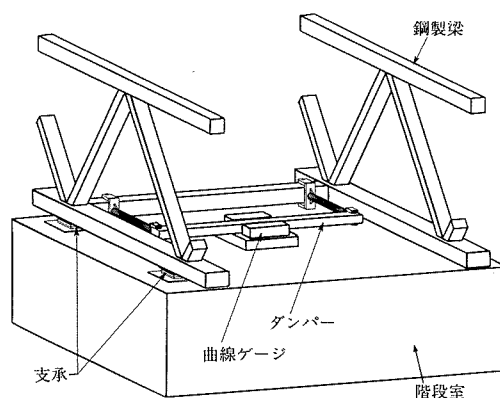
- ① 設計検討は通常のやり方に従って指定応答スペクトルについて個々に調整された人工加速度図を用いて行われた。ところが結果は、ある加速度図は他の加速度図と大きくかけ離れていることが分かった。それらの中のあるものはダンパーの効果はまったくない結果を示した。線形問題を解決するために人工加速度図を使用するのが適切だとしても、非線形計算については事情が異なり、ダンパーの有効性確認のためにそれを使用することは過小評価の結果になり得る。
- ② 計算には変位によって生ずる付加応力を考慮に入れなければならない、とくにコネクションロッドの傾きにより引張り、圧縮の交番応力が作用する。ダンパーはその全長にわたって同時に塑性化させることは不可能であることが明らかになり、このことはダンパーの効率を悪くする。
- ③ ダンパーは箱形で製作された。鋼材が塑性化する時の板の座屈を避けるために、溶接施工費がかさむ厚板を使用しなければならなかった。これらのことを考慮して、将来のプロジェクトのために Campenon Bernard SGE 社は次の対策を講じることにした。
 - 人工加速度図の補完として自然加速度図を使用する。
 - ゲージ (補足図-1) の上にあるダンパーの鋼製梁の折曲げで変形を調整する。このようにして梁とゲージの全接点であらかじめ定められた曲線に強制的に曲げられる。こうして塑性化領域は安定し拡大する。
 - 数枚の鋼板により鋼製梁を製作する。こうしてすべての溶接を廃止する。ボルト締めされた積層鋼板により所要の部材が容易に製作で

きる (補足図-1)。

これらの対処は特許登録の対象とし、橋梁ではないがフランス南部の劇場で現在施工中である。その 90m×70m の鋼製屋根は完全に滑り支承の上に設置され、弾塑性ダンパーで支えられる階段室に結ばれる (補足図-2)。



補足図-1 改良された弾塑性ダンパー



補足図-2 劇場の屋根でのダンパー

【2000年3月8日受付】