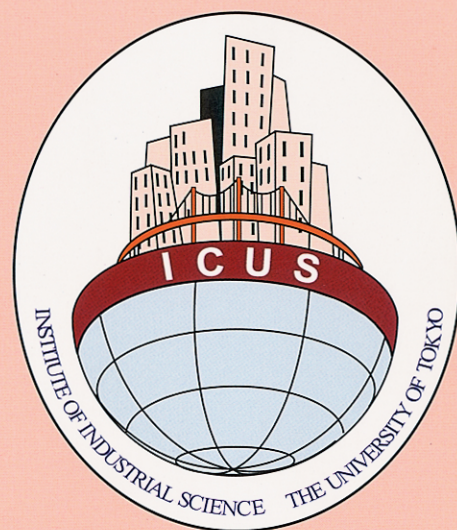


ICUS REPORT 2005-02



都市基盤安全工学国際研究センター

東京大学生産技術研究所

コンクリート道路橋の 健全度モニタリング・システムの開発

恒國光義、Phan H. D. Quoc、岡崎慎一郎、
西村次男、加藤佳孝、魚本健人

都市基盤安全工学国際研究センター
東京大学生産技術研究所

コンクリート道路橋の健全度モニタリング・システムの開発

恒國光義, Phan H. D. Quoc, 岡崎慎一郎
西村次男, 加藤佳孝, 魚本健人

ICUS Report No. 9
2005年4月

都市基盤安全工学国際研究センター

Development of Health Monitoring System for Reinforced Concrete Bridges

by

**Mitsuyoshi Tsunekuni, Phan H.D. Quoc, Shinichiro Okazaki,
Tsugio Nishimura, Yoshitaka Kato, Taketo Uomoto**

ICUS Report No.9, May 2005

ABSTRACT

The vulnerability of various infrastructures has become a great concern in many regions of East and Southeast Asia due to the lack of design specification, improper construction management and maintenance. There have been many reports on the damages of structures without being subjected to particular external factors, such as earthquakes. In above-mentioned areas, the booming of construction activities in response to urgent need of regional development has generated many low quality structures, resulting in high risk of structural damages and worsening the urban safety. If there are no urgent countermeasures for these problems, great social and financial impacts are inevitable. To solve this problem, regional database including that of urban structures is the least requirement. However, database has not been established in most of Asian regions and the establishment of such database based on the investigation of individual structure is practically impossible.

This research is to study a process to establish useful data base and to propose evaluation methods based on the established data base for periodic quantitative evaluation of vulnerability of urbanized area of Asian countries.

The establishment of regional database is just possible by effectively utilizing satellite data and collected real-time information of regional urban development, together with structure-based information of urban activities obtained from site investigations. Furthermore, this research aims to propose a vulnerability evaluation model that can predict the possibility of structural damage risk based on these data of any Asian city, at any time.

The establishment of database is started in Tokyo and Bangkok, which are tensest cities of Asia in terms of urban development, and will be expanded to other regions afterward. The achievement of this research has been reported in 2002 Metropolitan Report (Japan) and Investigation of Reinforced Concrete Structures (Thailand). After this investigation, with the intention to collect data in a united and effective way, the authors have developed a degradation inspection system for concrete bridges and reported the outcome in “Report of Degradation Inspection of concrete bridge- Results of Site Investigation on Bridges crossing Tama River and Sagami River” (ICUS Report No. 7, International Center for Urban Safety, March 2005). In this system, the level and causes of degradation are judged based on visual inspection.

This document is to report the achievement related to the establishment of a system for monitoring the structural soundness using information obtained from sensors installed at concrete bridges. To obtain the behaviors of the bridge, various sensors were installed at the site, including high-sensitivity strain gauge, optical fiber, thermometer, speedometer, accelerator meter, angle meter, seismometer; etc. Based on the data obtained using these sensors, car load, response of the bridge at earthquake time are evaluated, and soundness of structure is estimated in terms of serviceability and safety. Such a system is very effective for quantitative judgment of repair and strengthening of concrete bridges, not only for other Asian countries but also for Japan, which is expected to enter a period of repairing existing concrete bridges.

In this study, the data from actual measurement of concrete bridge carried out by Tokyo National Highway Office - Japan Ministry of Land, Infrastructure and Transport is utilized. Computer-based observation and data collection system are also provided by Tokyo National Highway Office. We would like to express our sincere thanks to all parties involved in this work.

コンクリート道路橋のモニタリング・システムの開発

目 次

1. はじめに	1
2. 開発の概要	3
2.1 目的	3
2.2 体制	3
3. モニタリング・システムの概要.....	4
3.1 システムの構成	4
3.2 データの監視と収録	8
3.3 対象橋の計測	10
3.3.1 対象橋	10
3.3.2 使用センサ	13
3.4 計測データ	19
3.4.1 動的計測データ	19
3.4.2 静的計測データ	21
3.4.3 W I Mデータ	24
3.4.4 加速度データ	25
3.5 データの評価・選定	27
3.5.1 データの分類	27
3.5.2 主桁のひずみ	27
3.5.3 主桁の応答速度	30
3.5.4 W I M	31
4. 健全度のモニタリング.....	32
4.1 健全度の評価	32
4.2 主桁の耐荷性能に関するモニタリング	33
4.2.1 評価方法	33
4.2.2 主桁の曲げ耐力の算出	33
4.2.3 主桁の曲げモーメントの算出	34
4.2.4 評価結果	36

4.3 橋の使用性能	37
4.3.1 評価方法	37
4.3.2 たわみの算出	38
4.3.3 固有振動数の算出	41
4.3.4 評価結果	42
4.4 橋脚躯体の耐震性能	44
4.4.1 評価方法	44
4.4.2 橋脚の固有振動数の推定	45
4.4.3 橋脚の曲げ剛性の推定	47
4.4.4 相対変位の算出	48
4.4.5 評価結果	48
4.5 橋の地震後の使用性能	49
4.5.1 評価方法	49
4.5.2 評価結果	49
5. おわりに	50
参考資料：対象橋の復元設計	51

1. はじめに

本研究の目的は「アジア諸国の都市化地域を対象とした構造物を含めた地域脆弱性の断続的定量評価手法の提案とそのためのデータベースの構築」である。本研究の対象エリアである東アジアや東南アジア地域では、設計基準の不備、不十分な施工管理や維持管理等を理由として、都市を構成する各種の構造物の脆弱性が大きな問題となっている。この問題の重要性は、地震などの特別な外力が作用しない状態でも構造物が崩壊してしまう事故が多発している事実からもはっきりしている。またこれらの地域では急激な地域開発が行われていることが多く、品質に問題のある構造物が建設ラッシュ期に集中的に造られていることから、近い将来に時期を同じくして問題が顕在化してくる可能性が高い。早急にこの問題に対する解決策を提示しない限り、今後、これがアジア諸国に対して社会的・財政的に大きな問題を与えることは自明である。

この問題に対処するには、構造物をはじめとする地域データ整備が不可欠であるが、アジア地域でこれが整備されているところは少なく、建物一棟ずつ調べてデータベース化するなどの手段は現実的ではない。そこで東京大学都市基盤安全工学国際研究センターでは、これらの地域をカバーできる地域観測衛星データを活用して、地域における市街地化の時系列情報を収集するとともに、現地調査に基づいて市街地化の進行時期ごとの建築構造物をはじめとする地域のデータベース化を図っている。さらに、このデータを活用して脆弱性評価モデルを構築し、アジア諸都市のどの地区が、将来のどの時期に構造的な危険が生ずるかを予測することが可能となるシステムの提案を目的としている。データベースの整備として、日本はもちろんのこと、アジア諸国の中でも問題の切迫性の高いタイのバンコク市を対象として開始し、順次その対象を拡大する予定である。

これまでの成果として、2002年度に首都圏（日本）とバンコク市（タイ）において鉄筋コンクリート構造物を調査した結果をとりまとめている。この調査後に、効率的・統一的にデータを収録することを目的として、コンクリート橋梁を対象とした劣化診断システムの開発を行い、「コンクリート橋梁の劣化診断調査報告書～多摩川および相模川橋梁のフィールド調査結果」（ICUS Report No. 7, 都市基盤安全工学国際研究センター, 2005.3）としてとりまとめた。このシステムは、目視点検ベースの情報をもとに、コンクリート橋の変状原因、変状程度を予測するものである。

これに対して本報告書は、コンクリート橋に設置したセンサを用いて実施した常時モニタリングから、構造的な健全度を評価するためのシステムの構築を行い、その内容についてとりまとめている。挙動を計測するための主なセンサは、上部構造に設置した高感度ひずみ計、光ファイバ、速度計、加速度計、橋脚に設置した加速度計、傾斜計、および地中に埋設した地震計である。これらのセンサによる計測データに基づき、自動車荷重、あるいは地震に対する橋の応答の

評価、使用性や安全性に対する健全度を算出するシステムの構築を行っている。このようなシステムは、アジア諸国のみならず、今後、既設コンクリート橋の更新時期が集中すると予想される日本においても、補修・補強、更新といった対策における定量的な判断への有効な手法になるものと考えられる。

なお、本モニタリング・システムの開発は、国土交通省東京国道事務所殿が実施した計測データを使用しており、データの監視・収録に用いている計算機システムも東京国道事務所殿より借用しているものである。

ここに改めて関係各位のご協力に感謝の意を表する次第である。

2. 開発の概要

2.1 目的

近年の経済の低迷化や、少子高齢化社会の到来に伴う投資余力の減少が予想される中で、建設分野における既存ストックの有効活用が議論されており、道路橋など、既存コンクリート構造物の維持管理の重要性が高まっている。現存する膨大な数のコンクリート構造物の維持管理を効率的に行っていくためには、モニタリング技術などを活用しながら構造物の健全度を定量的に評価していくことが重要であると考えられる。

現状のコンクリート構造物の維持管理では、主に目視検査などに基づいて、補修などの対策がとられるが、さらに劣化、あるいは劣化に伴う損傷が進行した場合には、劣化した部材の補強、供用制限、あるいは更新などの対策のための定量的な判断が必要となってくる。そのためには、使用性や安全性といった構造的な機能が損なわれる状態を定量的に評価できる手法の確立が必要である。

本報告は、既設コンクリート道路橋について、モニタリングによる健全度評価システムの開発についてとりまとめたものである。対象としたコンクリート道路橋は、架設から 35 年が経過した RCT 形式の道路橋であり、自動車荷重に対する主桁の応答、あるいは地震時の橋脚の応答のモニタリングを試験的に実施している。対象橋では、自動車荷重による橋軸直角方向の曲げひび割れが発生しており、交通量の増大や自動車の重量化による健全度の低下が懸念されているものである。また、設計基準類の変遷に伴い、地震に対する耐力の不足も予想されるものである。そこで、自動車荷重に対する主桁の応答や、地震に対する橋脚の応答の計測に基づいて、橋の使用性、安全性に関するモニタリング・システムの開発を行った。

2.2 体制

東京大学生産技術研究所	魚本 健人	: 総括
	加藤 佳孝	: システム構築
	西村 次男	: 計測
	Phan H. D. Quoc	: プログラム作成
	岡崎 慎一郎	: データ分析
東電設計株式会社	恒國 光義 (共同研究員)	: データ評価

3. モニタリング・システムの概要

3.1 システムの構成

本モニタリング・システムは、図 3.1-1に示すように、常時設置したセンサによる現地での対象橋の計測、光ケーブルを用いた計測データの伝送、東京大学都市基盤安全工学国際研究センター（ICUS）でのデータの監視・収録、計測データの処理・評価からなる。

写真 3.1-1に示す対象の計測は、表 3.1-1に示すセンサを用いて行っている。これらのセンサのうち、高感度ひずみ計、光ファイバ、速度計の設置の様子を写真 3.1-2に示す。対象橋は、自動車荷重による主桁のひび割れが生じていること、設計基準の変遷に伴う橋脚の耐震性能の不足が懸念されたことから、主桁と橋脚の挙動の計測が中心となっている。これらの挙動のうち、自動車荷重に対する主桁のたわみ、地震に対する橋脚天端の応答が重要となるが、それらは、速度計と加速度計によって計測を行い、速度時刻歴や加速度時刻歴を変位時刻歴に変換して評価している。

本システムの開発の流れを図 3.1-2に示す。

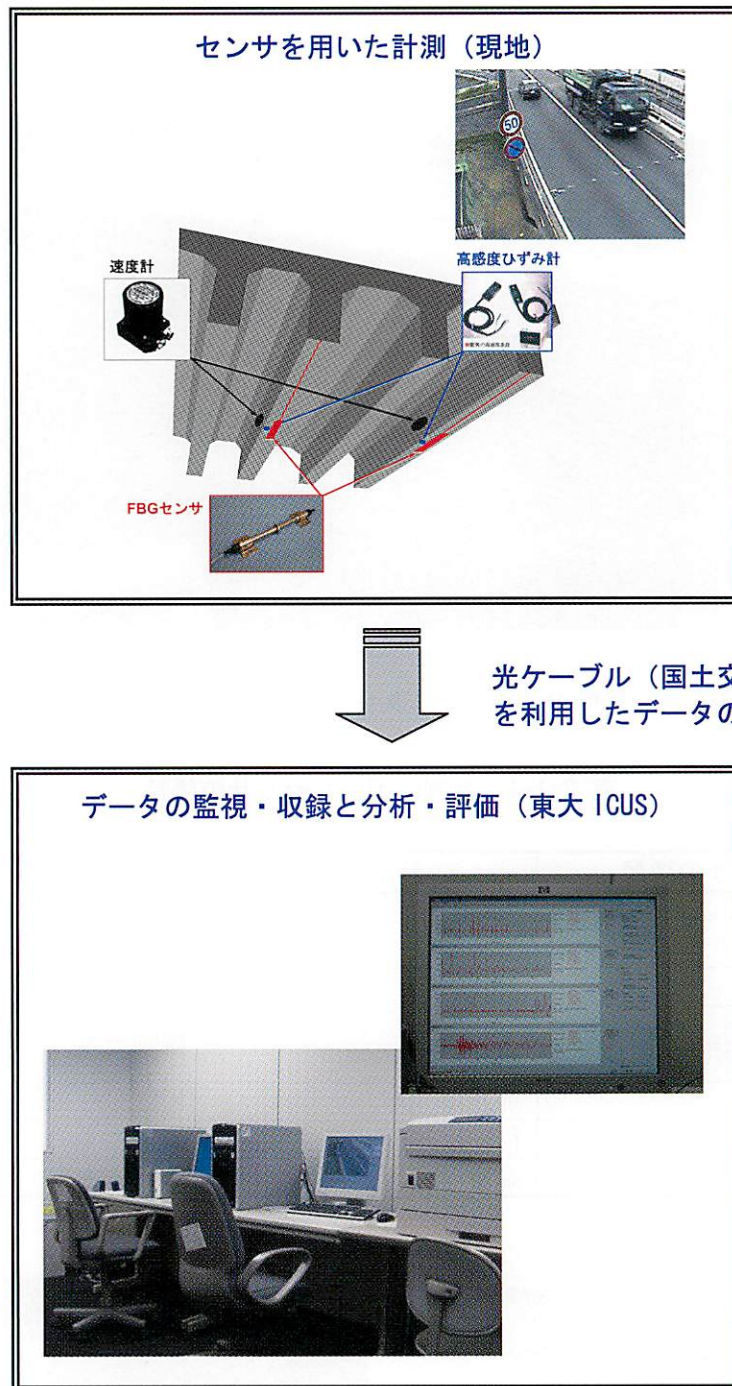


図 3.1-1 モニタリング・システムの概要



写真 3.1-1 モニタリング対象橋の外観

表 3.1-1 計測に用いたセンサの種類

センサの種類	計測項目	対象
高感度ひずみ計 光ファイバ	ひずみ	主桁
速度計	振動（変形）	主桁
加速度計		橋脚天端
傾斜計	傾斜	
地震計	加速度	地盤
超音波変位計	移動	支承
熱電対	温度	気温，主桁

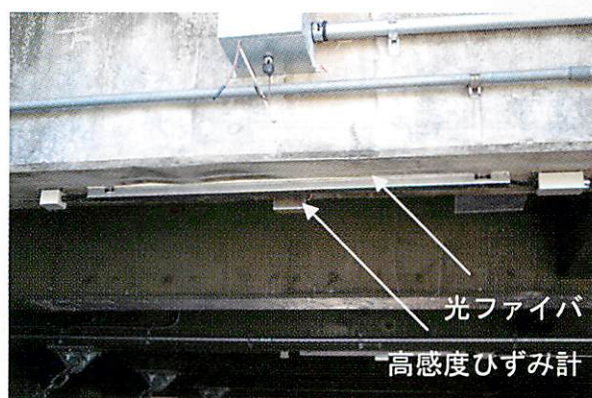


写真 3.1-2 設置センサの様子

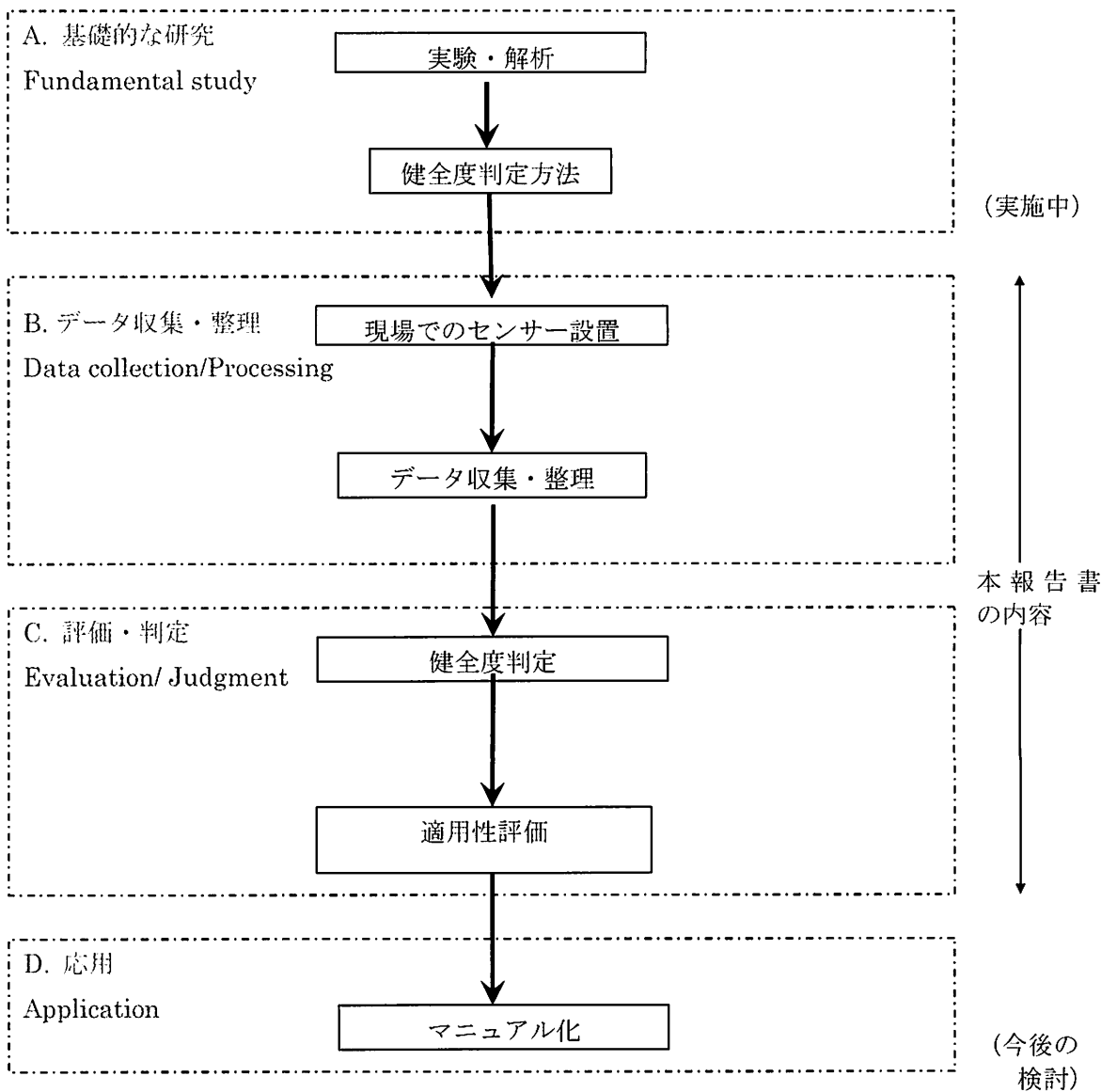


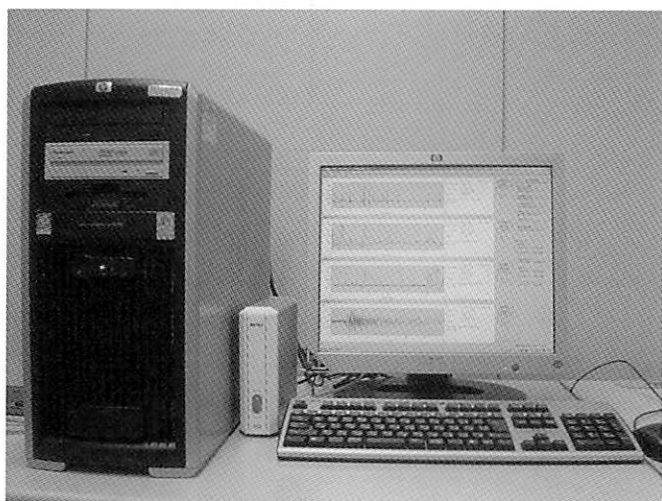
図 3.1-2 モニタリング・システムの開発の流れ

3.2 データの監視と収録

本開発で対象としている道路橋（詳細は、3.3.1に後述）の計測は、平成16年4月から開始されており、対象橋で計測されたデータは、国土交通省の光ケーブルを利用して写真3.2-1に示す東京大学都市基盤安全工学国際センターの橋梁モニタリング室に伝送されて収録されている。伝送されたデータはパソコンのディスプレイに時刻歴として表示されるようになっている。また、同年11月5日からは敷地内にITVカメラも設置され、写真3.2-2に示す通り、対象橋の交通状態が映像として記録・保存されている。



(a) 全景



(b) データ表示・収録用パソコン

写真 3.2-1 橋梁モニタリング室（東京大学都市基盤安全工学国際研究センター）



(a) 大型車走行（下り車線）時



(b) 渋滞（上り車線）時

写真 3.2-2 ITV カメラの画像の例

3.3 対象橋の計測

3.3.1 対象橋

本開発で対象とした橋の概要を表 3.3-1に示す。また、対象橋の外観を写真 3.3-1に示し、諸元を図 3.3-1 に示す。図 3.3-1 (a)に示すモニタリング実施径間の車道部分は、同図(b)に示すように、上下各 1 車線の合計 2 車線となっており、下り車線側には分岐車線と歩道が設けられている。

対象橋の主桁には写真 3.3-2に示すように、最大曲げモーメント発生箇所付近に橋軸直角方向のひび割れが生じており、ひび割れの高さは床版にまで達している。超音波法（直角回折法）によるひび割れ深さの測定によると、ウェブの両側からそれぞれ 200mm以上となっている箇所も存在しており、貫通に近いものであることも考えられる。

このことから、対象橋については、ひび割れによる部材の剛性低下、交通量の増大・車両の重量化による上部構造の耐荷・使用性能の低下が懸念される。また、設計当時の準拠基準類の変遷に伴い、現行基準で設計されたものよりも橋脚の耐震性能の不足も懸念されるものである。

表 3.3-1 対象橋の概要

橋長	45m (3 径間)
支間長	15m
形式	3 径間連続鉄筋コンクリート T 桁橋
架設年	昭和 45 年
交通量 (昼間 12 時間)	24000 台 (大型車 12%)
準拠基準類	鉄筋コンクリート道路橋示方書 (S39) コンクリート標準示方書 (S42)



(a) 桁下



(b) 車道

写真 3.3-1 モニタリング対象橋の外観

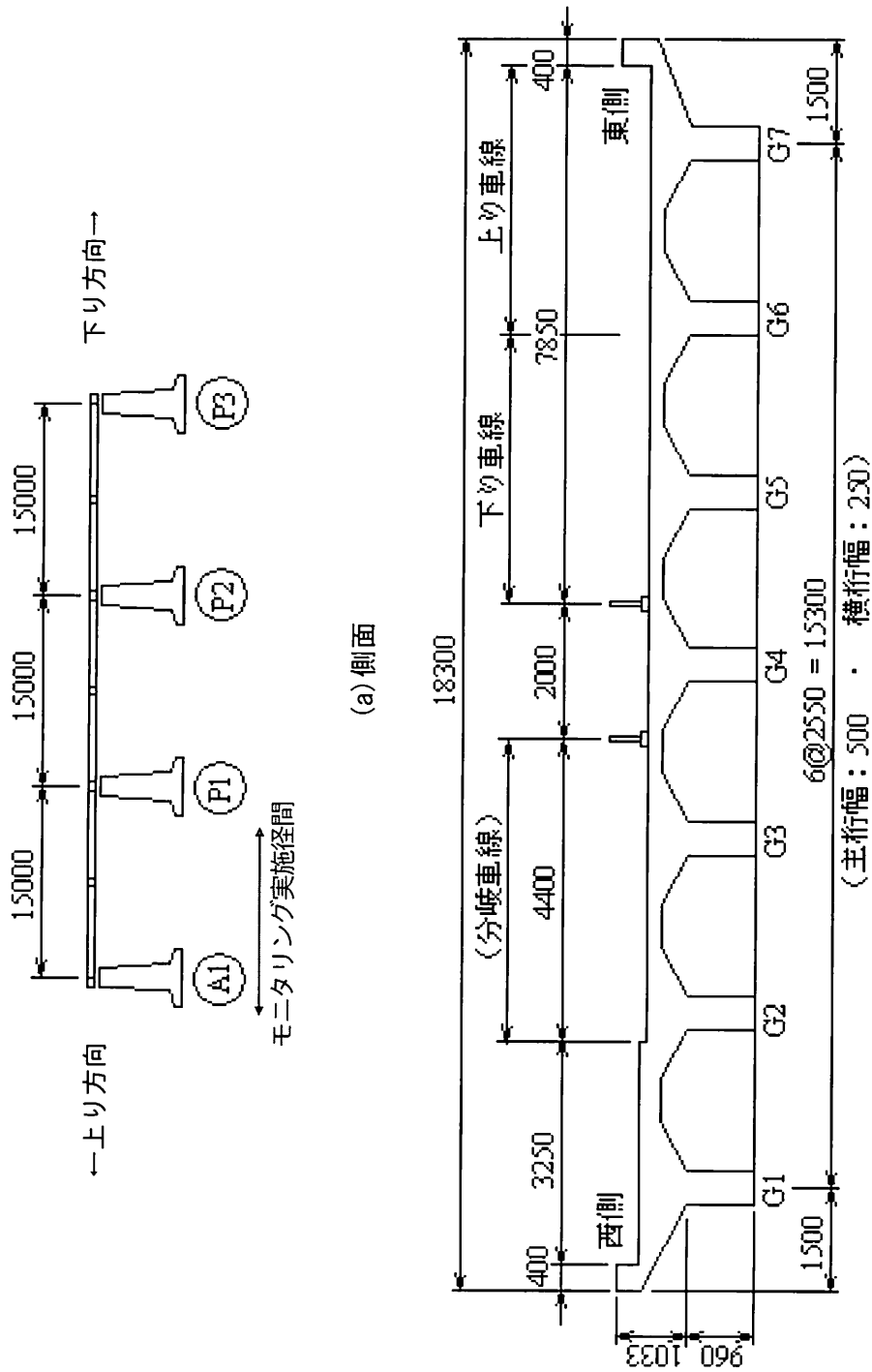


図 3.3-1 モニターリング対象橋の諸元 (単位: mm)

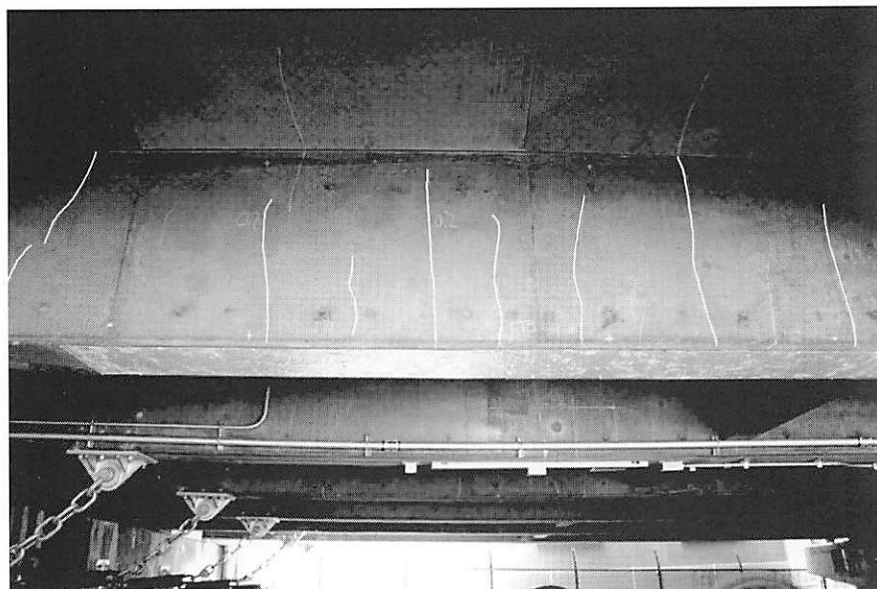


写真 3.3-2 主桁の橋軸直角方向のひび割れ

3.3.2 使用センサ

対象橋のモニタリングは、表 3.3-2～表 3.3-4に示すセンサを設置して実施されている。各センサの設置箇所は図 3.3-2 に示している。センサは、100～200Hzの動的計測を行うためのゲージセンサと光ファイバ（FBG：Fiber Bragg Grating），および毎分1回の静的計測を行うためのゲージセンサに分類される。さらに、計測の対象によって、主桁の応答の計測，車両の速度・軸数・軸重の計測，橋脚の応答の計測を目的としたセンサ，および地中に埋設された地震計に分類される。

主桁の応答を計測するための速度計，光ファイバは，上り方面への車両が走行するG7桁，および下り方面への車両が走行するG5桁に設置されており，速度計は主桁側面（ウェブ），光ファイバは主桁下面に取付けられている。なお，対象橋は3径間連続橋であることから，上り方面の桁端部より6mの位置で曲げモーメントが最大となる。このことから，これらのセンサは曲げモーメント最大位置を中心として設置されている。

主桁および床版に設置されている高感度ひずみ計は，通行車両の速度，軸数，軸重を計測するためのWIM（Weigh-in-Motion）システム用のものである。G7桁とG6桁との間の床版に設置された高感度ひずみ計は，上り方面への通行車両の速度，軸数の計測を行い，G7桁に設置された高感度ひずみ計でその車両の重量を計測する。同様に，G5桁とG6桁との間の床版，およびG5桁の主桁には，下り方面への通行車両計測用の高感度ひずみ計が設置されている。

表 3.3-2 動的計測ゲージセンサ

No	センサ	名称	感度	
1	高感度ひずみ計	W-1in	1000u/V	
2	高感度ひずみ計	W-G7	1000u/V	
3	高感度ひずみ計	W-1out	1000u/V	
4	高感度ひずみ計	W-2in	1000u/V	
5	高感度ひずみ計	W-G5	100u/V	
6	高感度ひずみ計	W-2out	500u/V	
7	速度計	G7-V	1kine/V	
8	速度計	G5-V	1kine/V	

表 3.3-3 光ファイバ

1	光ファイバ	G7-FBG
2		G5-FBG

表 3.3-4 静的計測ゲージセンサ

No	センサ	名称	感度	
1	傾斜計 1	1K-X	0.00263deg/u	
2		1K-Y	0.00253deg/u	
3	傾斜計 2	2K-X	0.00262deg/u	
4		2K-Y	0.00260deg/u	
5	超音波式変位計 1	G7-U	286.458mm/ V	
6	超音波式変位計 2	G5-U	286.458mm/ V	
7	T型熱電対 1	気温	° C	
8	T型熱電対 2	桁下温度	° C	
9	T型熱電対 3	G7	° C	
10	T型熱電対 4	G5	° C	

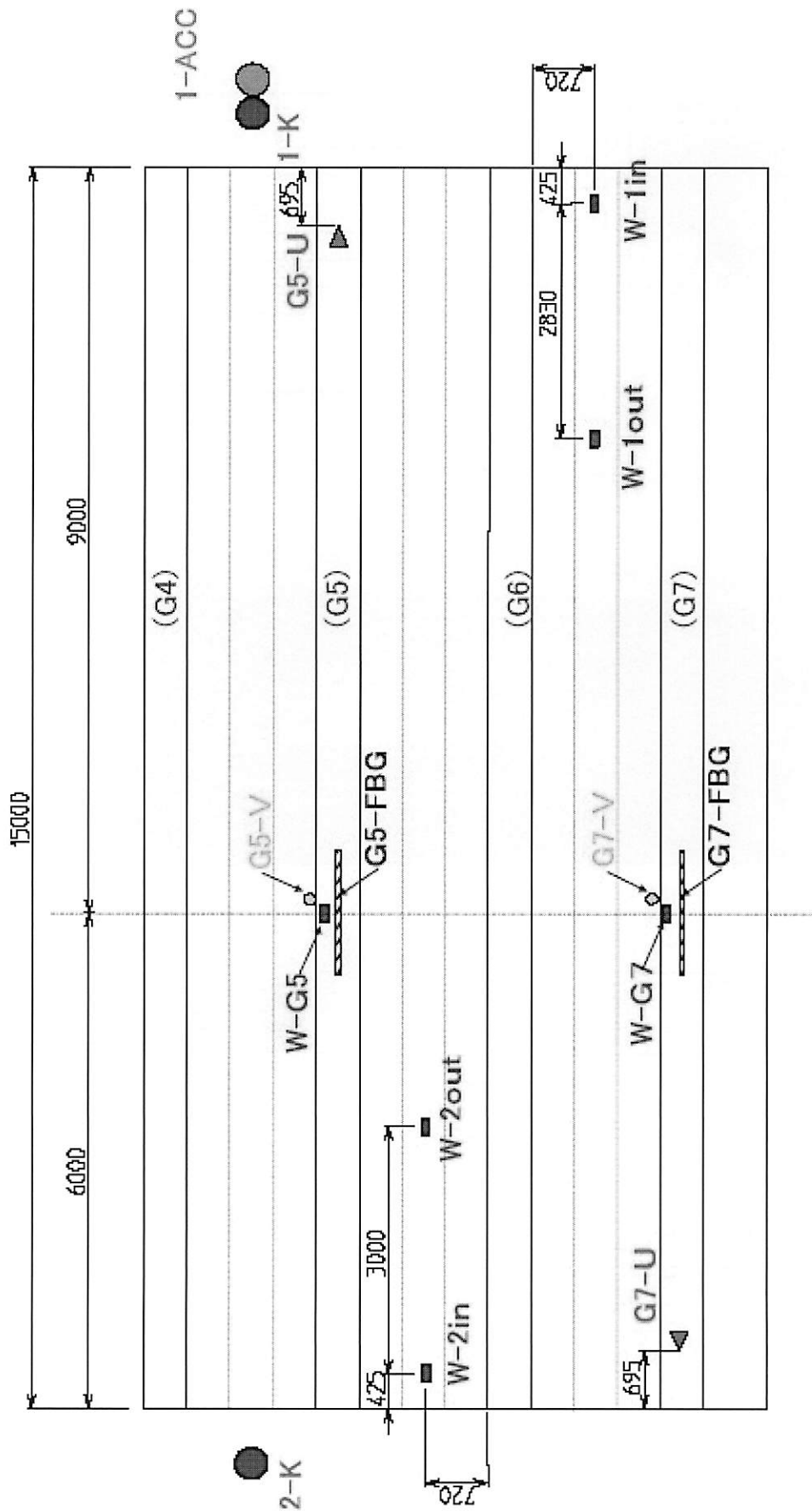
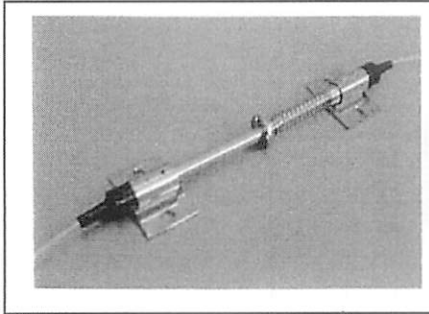
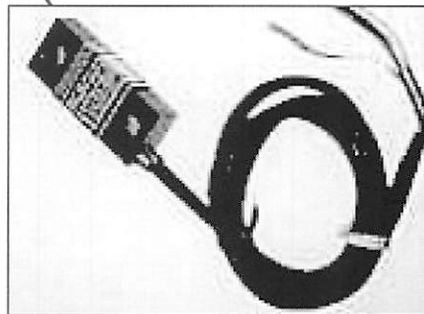
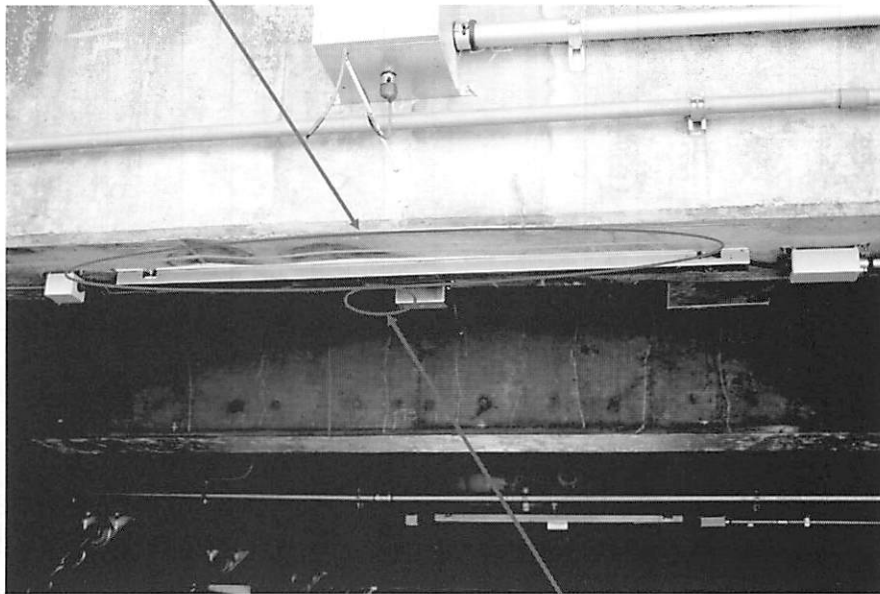


図 3.3-2 センサの設置箇所 (単位: mm)

光ファイバ



Specifications	
Channels	4 optical sensor / 1 fiber
Gratings Wavelengths	1510, 1530, 1550, 1570nm.
Allowable Length of Fiber	1km (single mode fiber)
Full Scale	±2000 μ strain
Resolution	1 μ strain
Measurement Bandwidth	DC~200Hz
Max. Output	±5V (R _L > 10kΩ)
Sensitivity	400 μ strain/V
Power Supply	AC85~240V
Dimension	19"(W) × 1.75"(H) × 21"(D)
Operating Temperature	-20~60°C



高感度ひずみ計

項目	仕様
形式名	SP-40H
外形寸法	右図参照
重量	約100g
容量	1000 × 10 ⁻⁶
許容負荷	100%
出力電圧感度	2.5mV/V
非直線性	1%
ヒステリシス	1%
許容ブリッジ電圧	5V AC, DC
入出力抵抗	350Ω
絶縁抵抗	500MΩ/25V DC
保証温度範囲	-10°C ~ 70°C
許容温度範囲	-20°C ~ 80°C
零点の温度影響	0.05%R, 0/°C
ケーブル	0.08mm ² × 4Cシールド付きクロロブレンキャプタ イヤケーブル、長さ100cm先端ハンダあけ
本体材質	ステンレス

図 3.3-2 光ファイバと高感度ひずみ計の設置状況と仕様

速度計

測定周波数	0.1~70Hz (0.25~70Hz)
測定範囲	0.0015~±100kine 0.001 ~±2000gal (0.00015~±10kine, 0.0001~±1000gal)
最大感度	100mV/kine, 5mV/gal (1V/kine, 5mV/gal)
電源	AC-100V

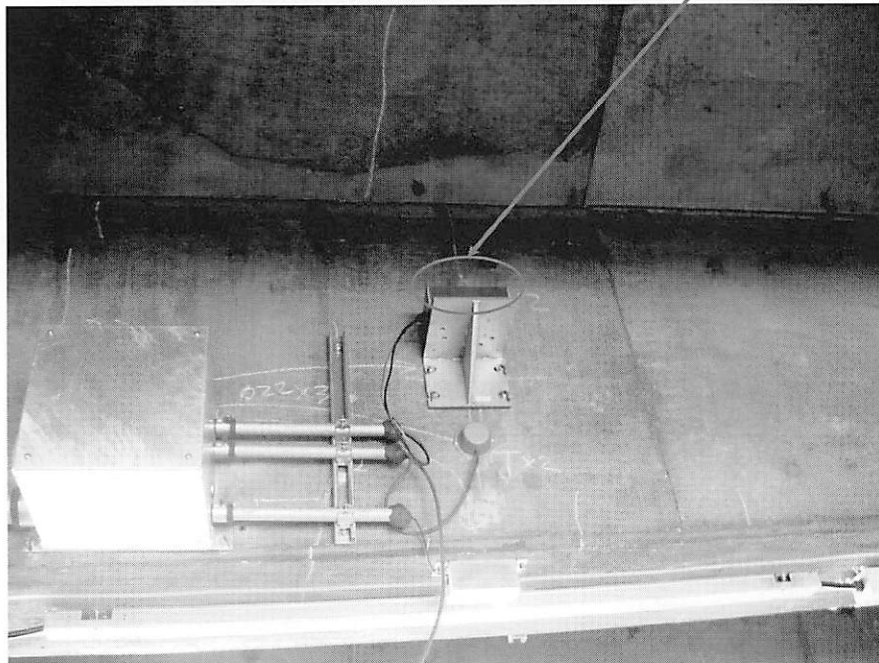
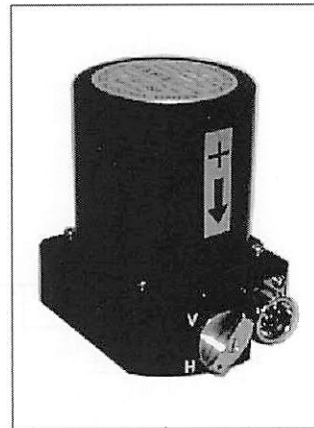
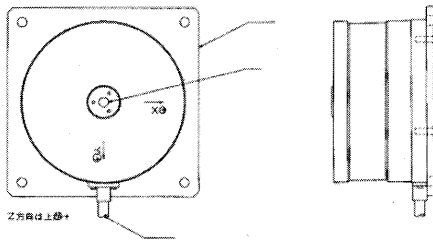


図 3.3-3 速度計の設置状況と仕様



塗料色：7, 5806/1, 5 レザードン
 取付ベース：200x200 (←B)
 材質：A5052
 表面処理：アルマイト

サーボ型加速度計 (設置用)	
測定周波数範囲	DC~100Hz
測定方法	水平×2, 上下×1
測定範囲	±2000gal
感度	5V/1000gal
最大出力電圧	±11V
分解能	0.001gal 以下 (0.0001gal)

周波数 (Hz)	10	20	30	50	70	100	検査結果
X成分 振幅 %	100.1	100.4	100.4	99.7	97.7	92.4	合格
Y成分 振幅 %	100.0	100.2	100.2	99.5	97.6	92.5	合格
Z成分 振幅 %	100.0	100.2	100.2	99.4	97.4	92.2	合格
許容範囲値	99% ~ 101%			97% ~ 100%		90% ~ 100%	

図 3.3-4 橋台・橋脚の天端に設置された加速度計の形状と仕様

サーボ型加速度計 (埋設用)	
測定周波数範囲	DC~100Hz
測定方法	水平×2, 上下×1
測定範囲	±2000gal
感度	5mV/1000gal
最大出力電圧	±11V 以上
分解能	約 0.001gal 以下



周波数 (Hz)	10	20	30	50	70	100	検査結果
X成分 振幅 %	100.1	100.3	100.3	99.5	97.5	92.1	合格
Y成分 振幅 %	100.0	100.3	100.3	99.5	97.4	91.7	合格
Z成分 振幅 %	100.1	100.4	100.4	99.6	97.5	91.8	合格
許容範囲値	99% ~ 101%			97% ~ 100%		90% ~ 100%	

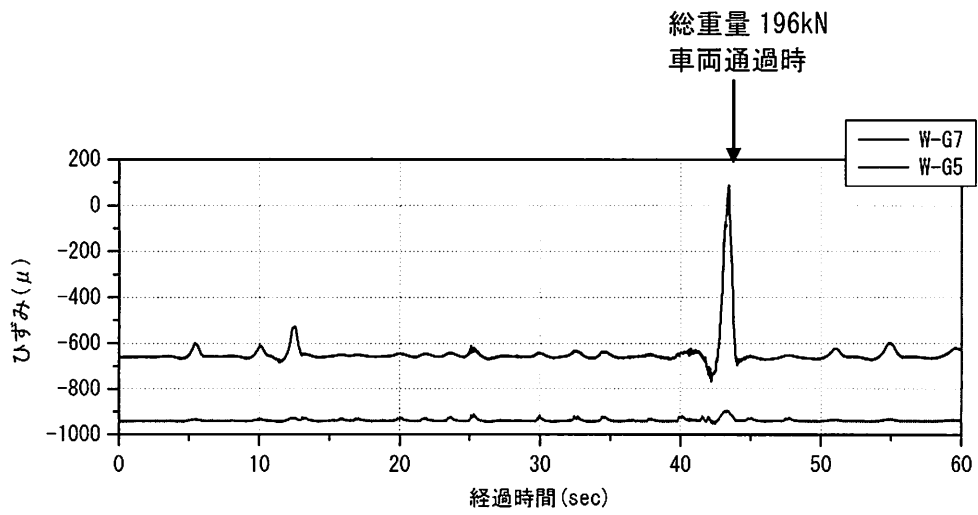
図 3.3-5 地中 (深度 1.5m) に埋設された加速度計の形状と仕様

3.4 計測データ

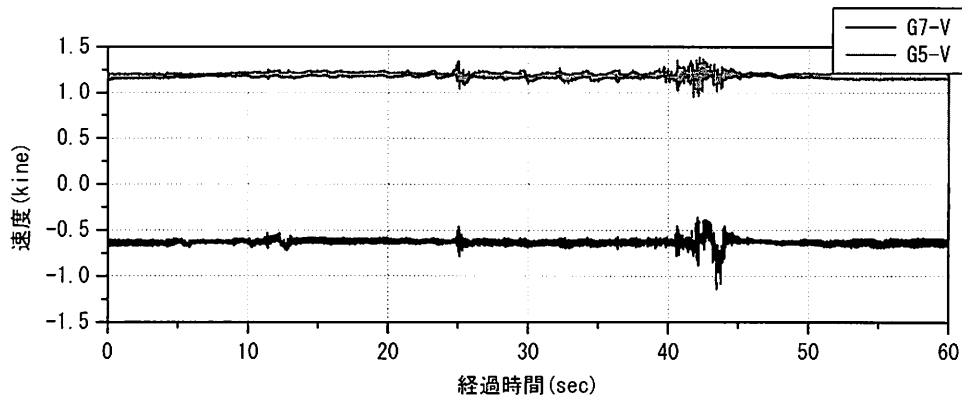
3.4.1 動的計測データ

対象橋のモニタリングは平成 16 年 4 月 2 日より開始されている。このモニタリング・データの例として、総重量 196kN の車両が上り車線（前掲図 3.3-1 参照）を走行したときのデータを図 3.4-1 に示す。同図は、対象車両の通行を含む 1 分間のデータを表示している。

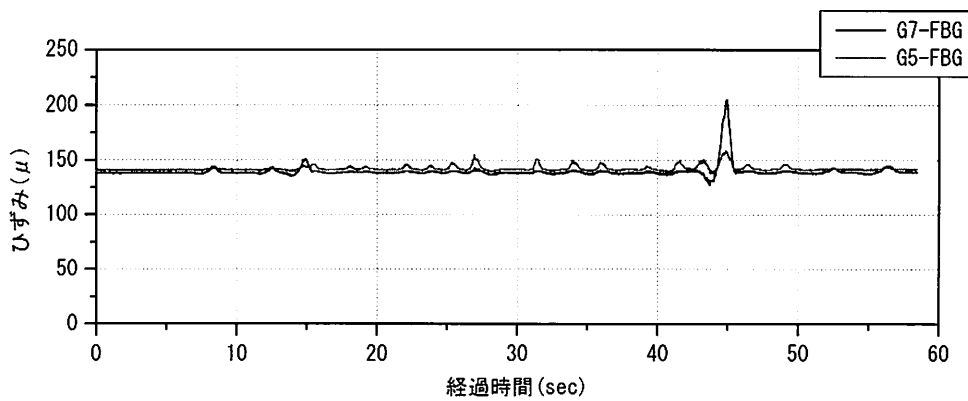
高感度ひずみ計と光ファイバによるひずみの変動幅が異なっているが、その要因については、3.5 で詳述する。



(a) 高感度ひずみ計による主桁下縁のひずみ



(b) 速度計による主桁の応答速度

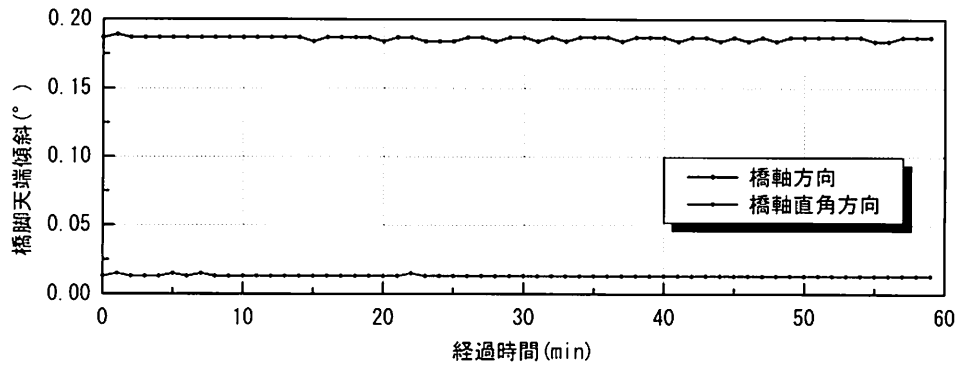


(c) 光ファイバによる主桁下縁のひずみ

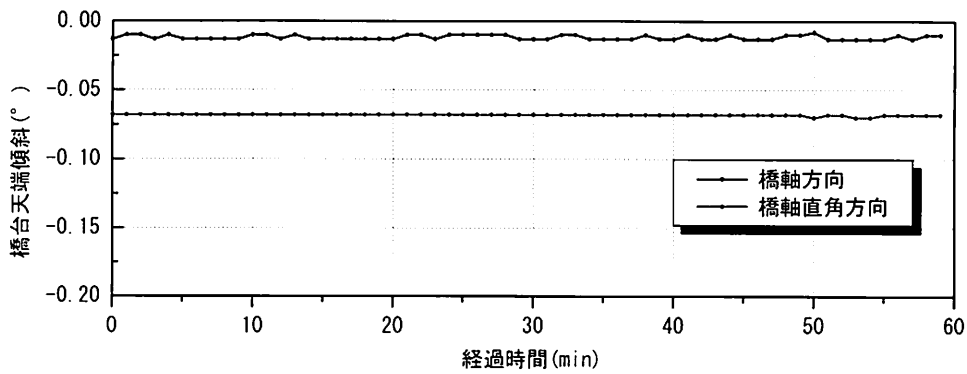
図 3.4-1 動的計測結果の例 (H16. 10. 21 15:52:00~15:53:00)

3.4.2 静的計測データ

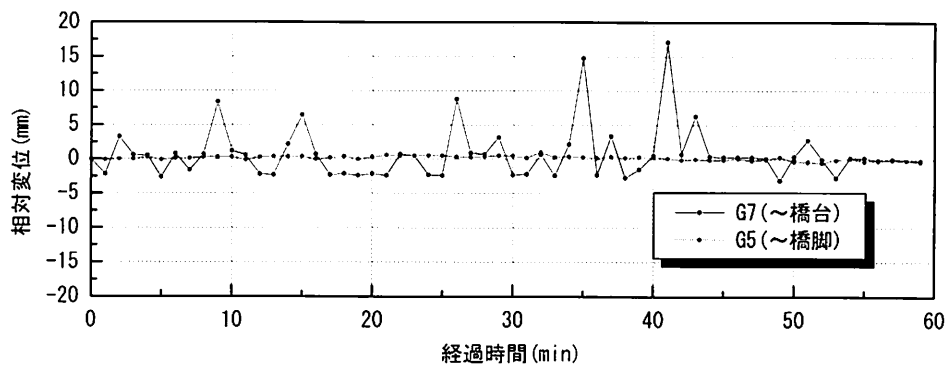
静的計測データの例を図 3.4-2に示す。静的計測データは、1 分間に 1 回（毎正分）の計測である。同図はそれらを繋ぎあわせた 1 時間（15:00～15:59）のものを例として示している。同図(c)は、主桁に設置した超音波変位計によって計測された、G7 桁から橋台、およびG5 桁から橋脚までの距離の計測データから、15:00 のデータを初期値として、それからの変動を相対変位として示したものである。このデータを見るとG7～橋台の距離の変動が大きいですが、橋台および橋脚の橋軸直角方向の傾斜の変動は小さいことから、計測の誤差である可能性が大きいと考えられ、現在確認中である。



(a) 傾斜計による橋脚天端の傾斜

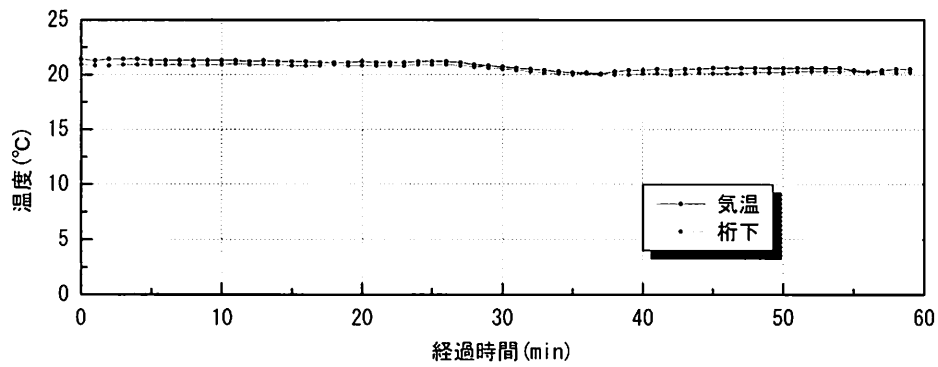


(b) 傾斜計による橋台天端の傾斜

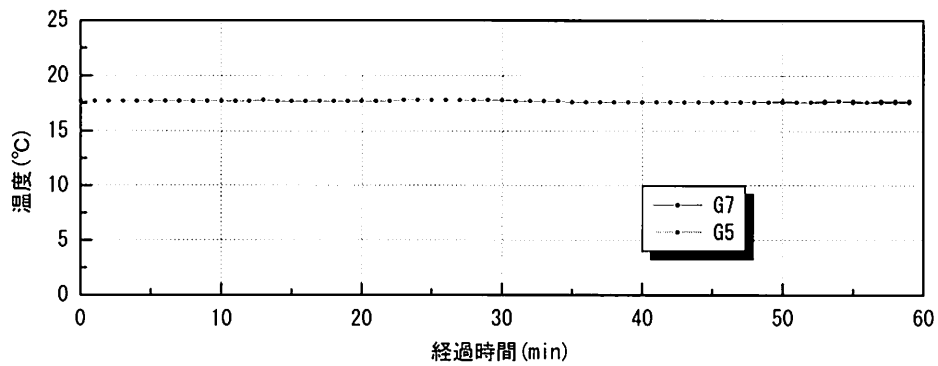


(c) 超音波変位計による橋台・橋脚と主桁の相対変位

図 3.4-2 静的計測結果の例 (H16.10.21 15:00~15:59) - その1 -



(d) 気温と桁下温度

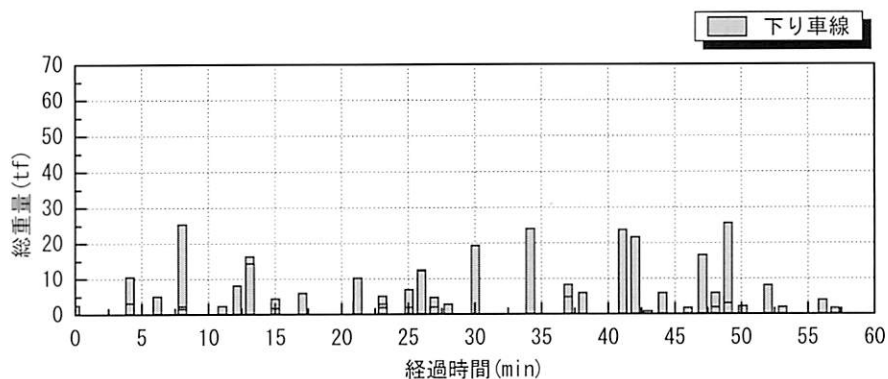


(e) 主桁温度

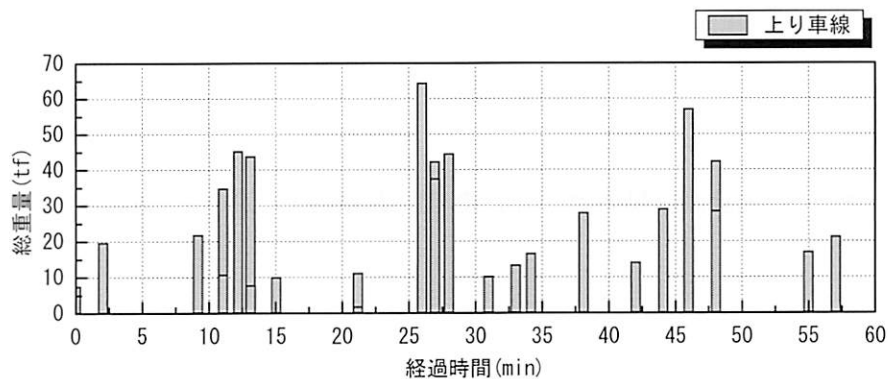
図 3.4-2 静的計測結果の例 (H16. 10. 21 15:00~15:59) -その 2-

3.4.3 WIMデータ

本モニタリング・システムでは、床版および主桁に設置した高感度ひずみ計から走行した車両の軸重、軸数、軸間距離、速度の計測を行っている。ただし、システムの構成上、速度 20km/h 以下については計測が行われない。計測方法の詳細については、本報告では省略する。計測データの例を図 3.4-3に示す。この計測時間帯では、下り車線と比較して上り車線に大きな総重量の車両が通行していることが分かる。



(a) 下り車線

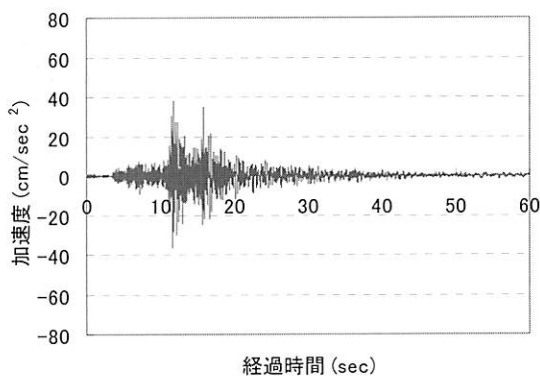


(b) 上り車線

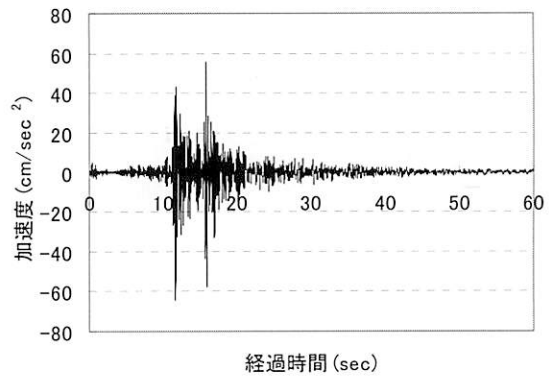
図 3.4-3 WIMの計測結果の例 (H16. 10. 21 15:00~15:59)

3.4.4 加速度データ

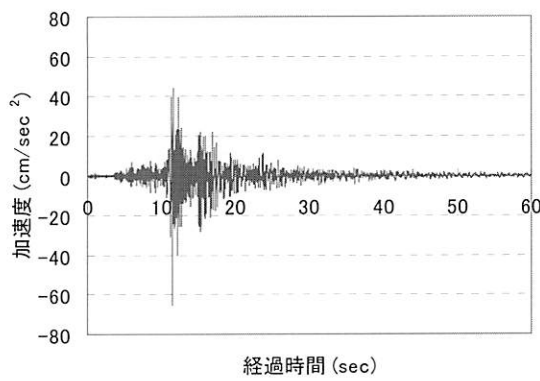
地中、橋台・橋脚天端に設置した加速度計で計測された地震の記録の例を図 3.4-4に示す。この記録は、茨城県南部を震源とするM:5.3の地震時の記録であり、当該地点でも震度4が観測された地点もある。本システムでは $4\text{cm}/\text{sec}^2$ を超える加速度の地震は自動的に記録されるようになっている。



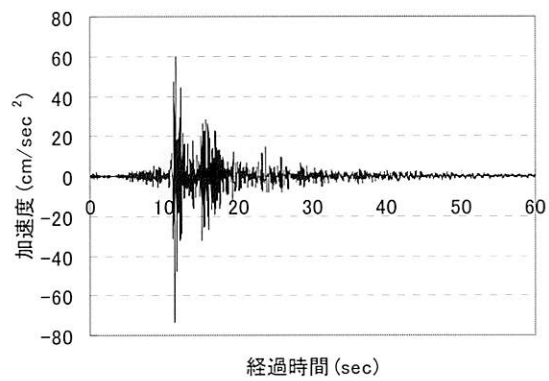
(a) 地盤の加速度時刻歴（橋軸方向）



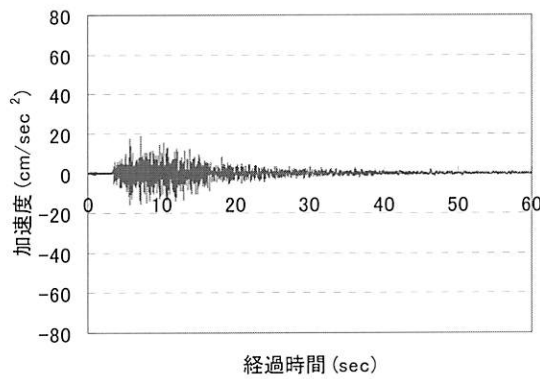
(b) 橋脚天端の加速度時刻歴（橋軸方向）



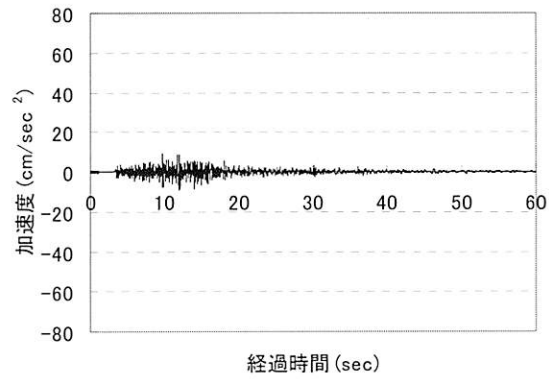
(c) 地盤の加速度時刻歴（橋軸直角方向）



(d) 橋脚天端の加速度時刻歴（橋軸直角方向）



(e) 地盤の加速度時刻歴（鉛直方向）



(f) 橋脚天端の加速度時刻歴（鉛直）

図 3.4-4 地震の記録の例(H17.2.16)

3.5 データの評価・選定

3.5.1 データの分類

本モニタリング・システムは、現地での計測データに基づいて対象橋の健全度の評価を行うものである。ここでは、評価に用いる計測データの選定、あるいは計測データの適用方法について検討を行った。

現地での計測データの分類を表 3.5-1 に示す。なお、本システムの健全度のモニタリングは、主桁、橋脚、および橋の安全性、使用性に関するものを対象としている（後述「4.1 健全度の評価」参照）ことから、同表では、それらに関するものをのみを示している。

これらの計測データから、関係のあるデータについて分析を行った。

表 3.5-1 計測データの分類

対象	計測項目	センサ	備考
環境	温度	熱電対	
	荷重	WIM	車両軸重、軸数の計測から算出
主桁	ひずみ	高感度ひずみ計 光ファイバ	
	振動（たわみ）	速度計	たわみは速度時刻歴の時間積分から算出
	温度	熱電対	
橋脚	振動（変形）	加速度計	変形は加速度時刻歴の時間積分から算出
	傾斜	傾斜計	橋台・橋脚天端位置
橋	主桁と橋台・橋脚の距離	超音波変位計	

3.5.2 主桁のひずみ

(1) 高感度ひずみ計と光ファイバによるひずみの計測結果の関係

前述（前掲図 3.4-1参照）のように、G7 桁では高感度ひずみ計による主桁下縁のひずみは、光ファイバによるものよりも変動が大きく、G5 桁ではその逆の傾向となっている。G7 の高感度ひずみ計は、写真 3.5-1 に示すように、曲げモーメント最大箇所のひび割れを跨いで設置されているのに対して、光ファイバはそのひび割れを含んで 1.5m の評点距離で計測されている。このため、高感度ひずみ計はひび割れの開口変位の影響が大きく、光ファイバをひび割れの開口変位を含む平均的なひずみを計測していると考えられる。

また、G5 桁は G7 桁と逆の現象で、高感度ひずみ計はひび割れとひび割れの上に設置されており、主桁のひずみが高感度ひずみ計の両サイドのひび割れに吸収されたことから、高感度ひずみ計によるひずみの変動は小さくなっているものと考えられる。

以上のことから本システムでは、主桁のひずみとしては光ファイバによる計測データを適用するものとした。

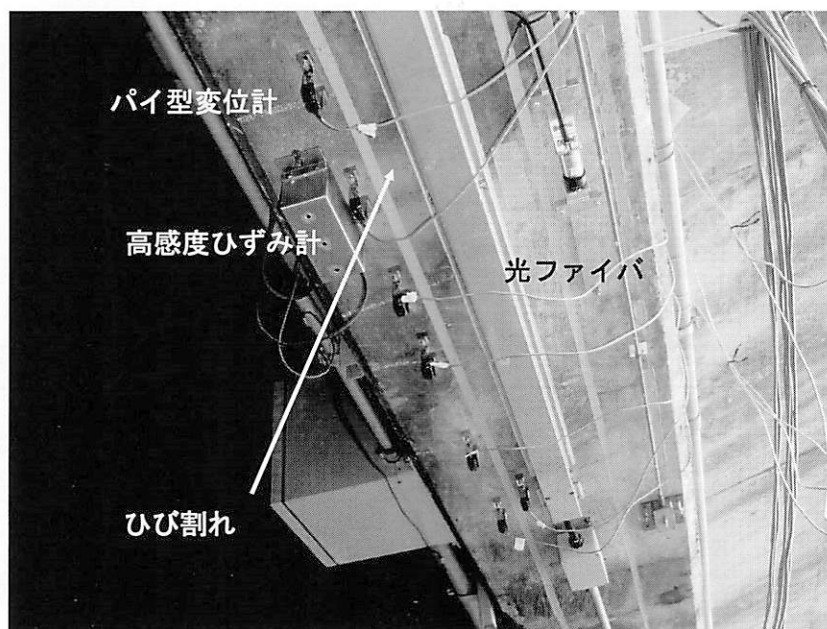
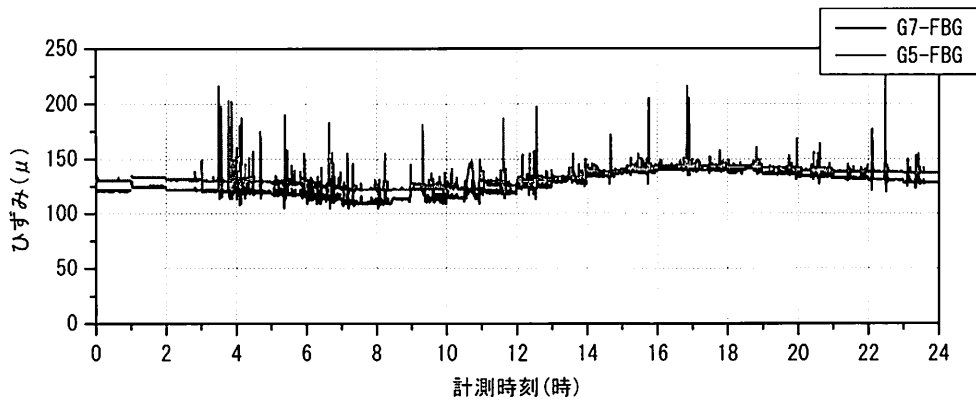


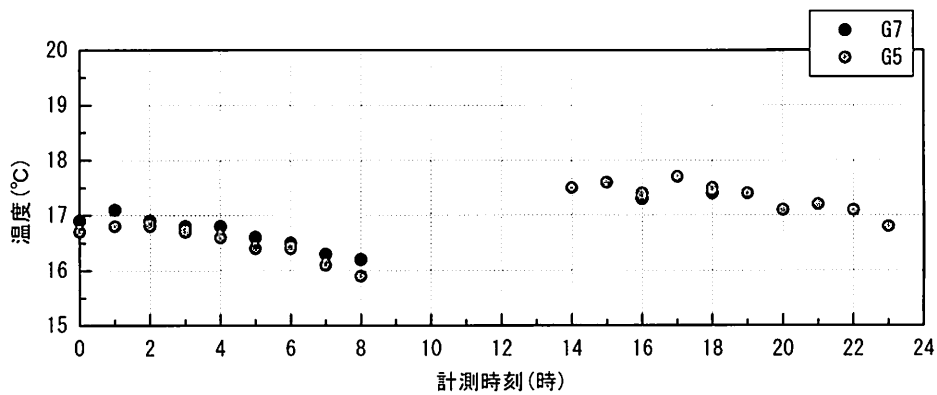
写真 3.5-1 高感度ひずみ計と光ファイバの設置状況

(2) 光ファイバによる主桁のひずみと温度との関係

光ファイバで計測した主桁下縁のひずみと、熱電対によって計測した主桁の温度、および主桁の温度とひずみの関係を、それぞれ図 3.5-1 と図 3.5-2 に示す。この結果より、主桁のひずみと温度は線形に近い関係にあることが分かるが、1 台の自動車が走行する時間における温度変化はゼロと考えてよいことから、自動車荷重による主桁のひずみは走行時の増分で評価するものとし、温度による補正は行わないものとした。



(b)FBG センサの計測結果



(c)主桁温度の計測結果

図 3.5-1 主桁のひずみ・温度の計測結果

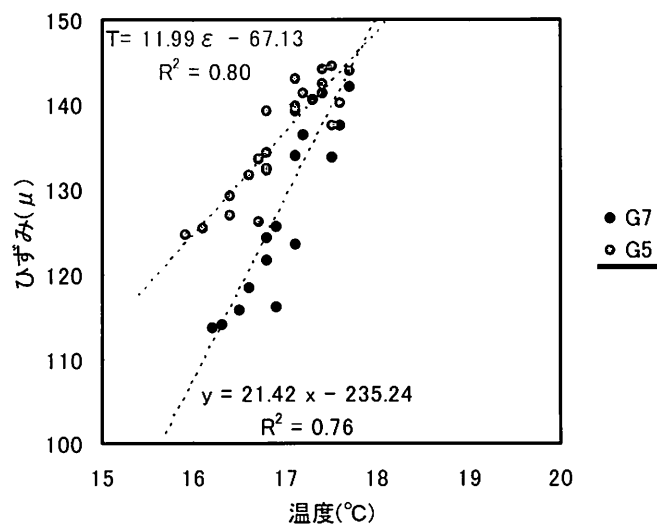
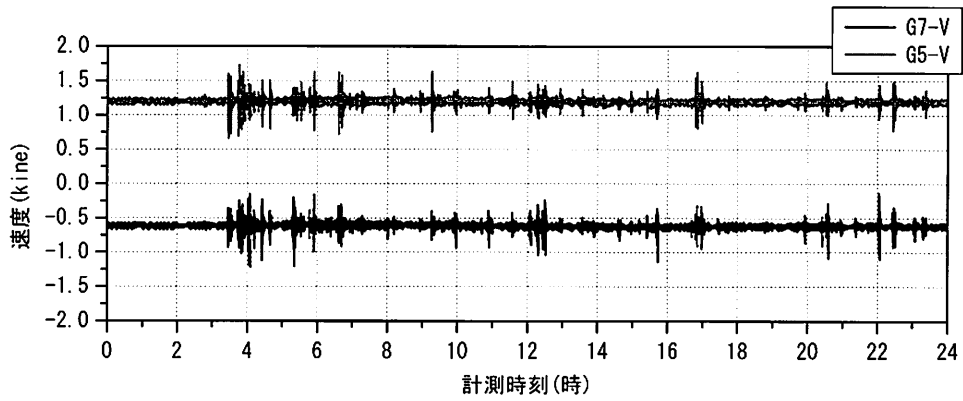


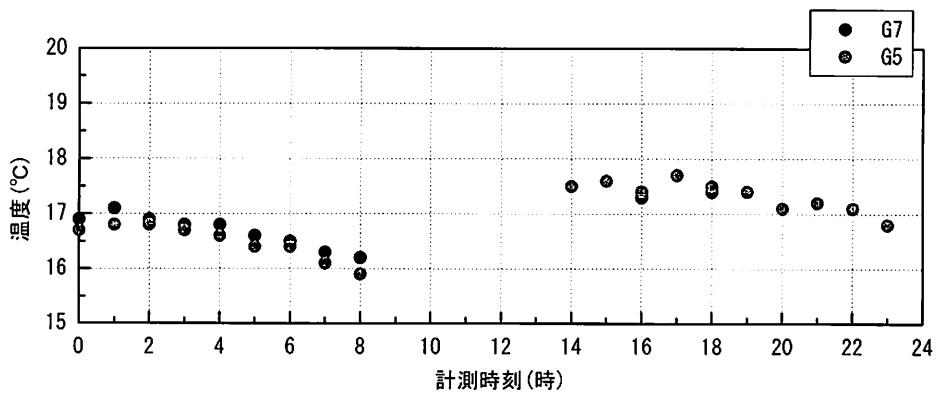
図 3.5-2 主桁の温度とひずみの関係

3.5.3 主桁の応答速度

図 3.5-3 から明らかなように、主桁の振動速度と温度の相関はないものと判断できることから、速度計の計測データについては、温度による補正は必要ない。



(a) 速度計の計測結果

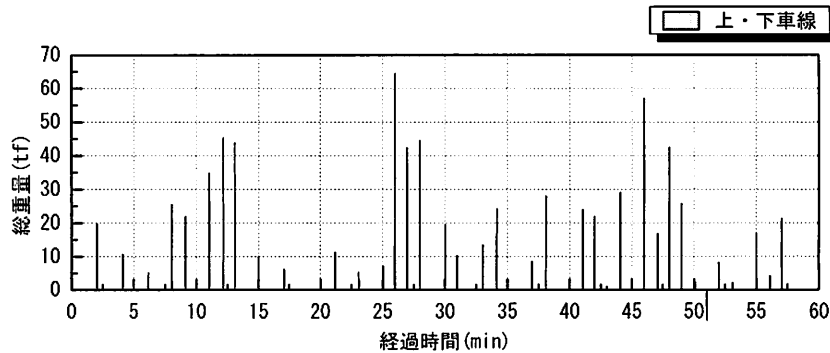


(c) 主桁温度の計測結果

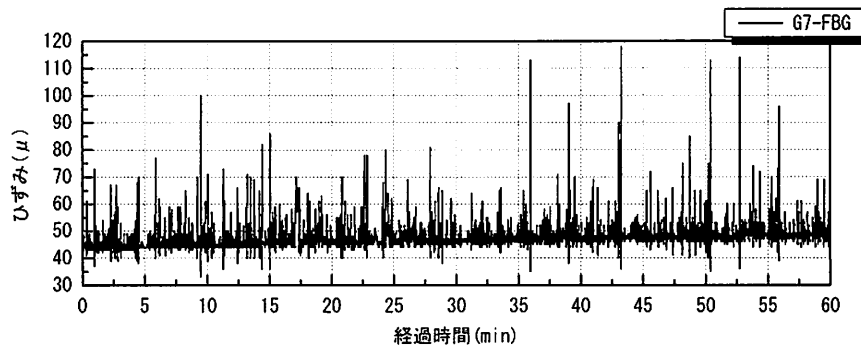
図 3.5-3 主桁の振動速度・温度の計測結果

3.5.4 WIM

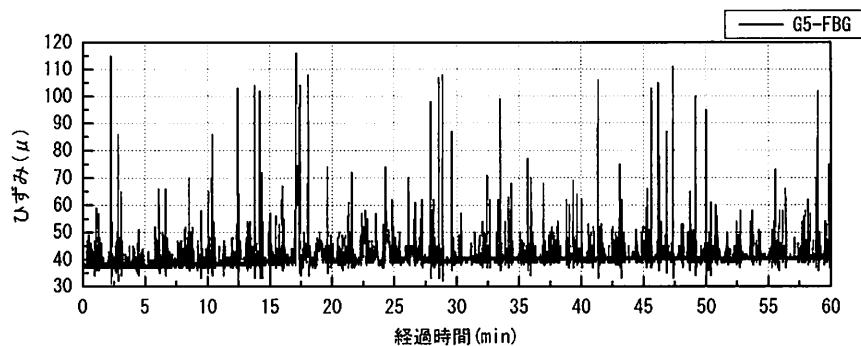
WIMによる走行車両の総重量（軸重の合計）の計測結果と光ファイバの計測結果を図 3.5-4 に示す。両者の計測結果の対応は明瞭ではない。この要因として、WIMは速度 20km/h 以下については軸重の計測が行われないことや、軸重の算出にはひび割れの影響の大きい高感度ひずみ計を用いていることなどが考えられる。



(a) WIM（上・下車線）の計測結果



(b) 光ファイバ（G7-FBG）の計測結果



(c) 光ファイバ（G5-FBG）の計測結果

図 3.5-4 荷重の計測結果とひずみの計測結果 (H16. 10. 21 15:00~15:59)

4. 健全度のモニタリング

4.1 健全度の評価

本システムは、対象とするコンクリート橋の健全度のモニタリングを行うためのものである。ここにいう健全度とは、コンクリート標準示方書[維持管理編]^{4, 1)}に示されている性能のうち、安全性能、使用性能、および耐震性能の満足度とし、これらの健全度を表 4.1-1に示す指標で評価するものとした。

常時の安全性能は、橋の機能を損なう状態として自動車荷重に対して主桁が耐荷力を失う状態を考え、健全度を評価するための指標として断面力と耐力を考慮した。また、橋の機能は喪失しないが、過大なたわみや振動の発生など使用上不快感を与えるようなもので、機能が経年的に変化するような状態を考え、たわみ、剛性、固有振動数で評価した。

耐震性能は、橋脚躯体が耐荷力を失う状態として断面力と耐力を指標として健全度もモニタリングするものとした。また、地震後に橋自体は耐荷力を喪失していないが、地震によって機能が低下する、すなわち自動車の走行が困難になるなどの状態をモニタリングする指標として橋脚天端の傾斜や、落橋の発生を考えた。

次節以降に、現地での計測データに基づくそれぞれの健全度のモニタリング方法について述べる。

表 4.1-1 モニタリング・システムで考慮する健全度の評価

健全度		対象	指標	備考
常時	安全性能	主桁	断面力, 耐力	
	使用性能	橋	たわみ, 固有振動数	
地震時	耐震性能	橋脚躯体	断面力, 耐力	
		橋	橋脚天端傾斜 (残留変位), 支承部の変位 (落橋)	

4.2 主桁の耐荷性能に関するモニタリング

4.2.1 評価方法

対象橋は、自動車荷重による主桁の曲げひび割れが床版まで達していることから、荷重に対する主桁の耐荷性能の不足が懸念された。そこで本システムでは、上部構造のうち主桁を対象として、耐荷性能に関するモニタリングを実施するものとした。主桁の耐荷性能は、曲げ耐力と、自動車荷重による曲げモーメントとの比較により行うものとした。

4.2.2 主桁の曲げ耐力の算出

対象橋の主桁断面を図 4.2-1に示す。また、曲げ耐力の算定結果として、曲率と曲げモーメントの関係を図 4.2-2に示す。曲げ耐力の算定においては、主桁の曲げに対する有効幅^{4.2)}は2550mmとした。また、計算の簡略化のため、ハンチ部は無視して曲げ耐力の算定を行った。

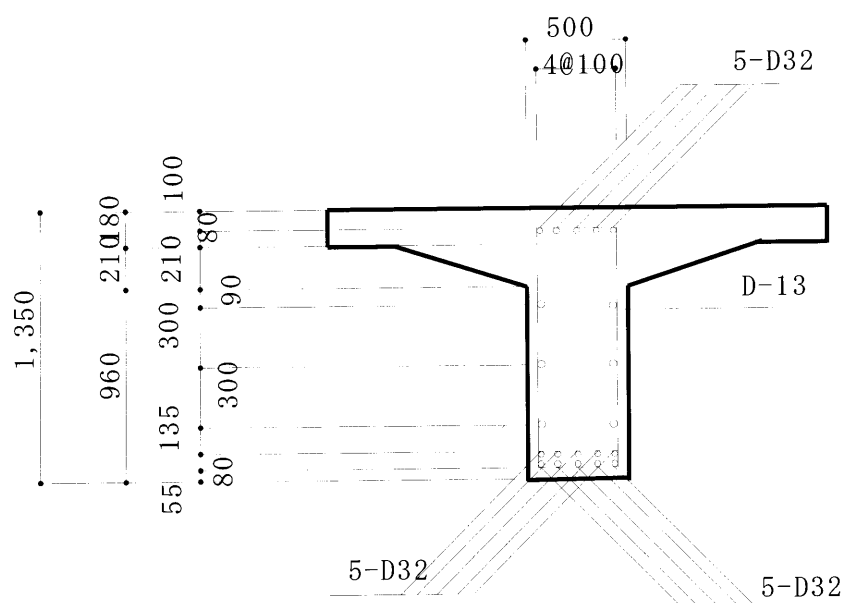


図 4.2-1 対象橋の主桁断面 (単位：mm)

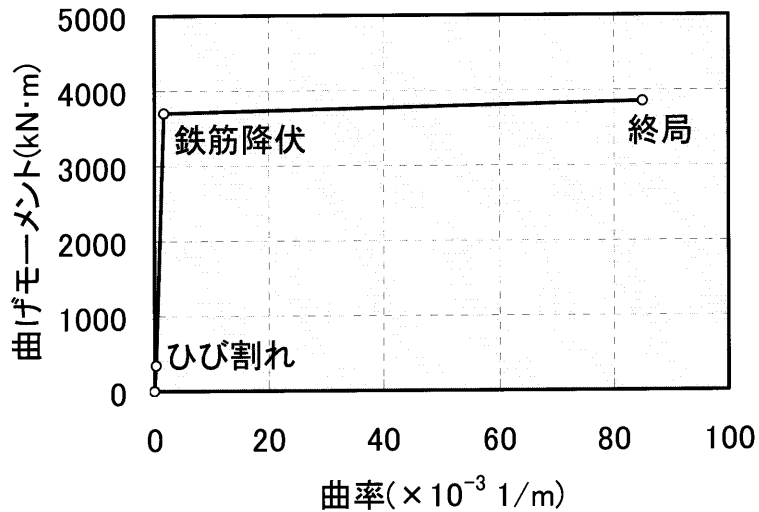


図 4.2-2 主桁の曲率と曲げモーメントの関係

※ハンチ部を無視して算定したもの

4.2.3 主桁の曲げモーメントの算出

前述（「3.5」）したように、WIMによる車両重量の計測には精度上の問題があると考えられることから、主桁に作用する曲げモーメントを車両重量から算出することは適切ではないと考えられる。そこで、本システムでは、光ファイバにより計測されている主桁下縁のひずみを用いて、主桁に作用している曲げモーメントを直接算出する方法を考えた。

主桁の曲げひび割れの高さ、すなわち曲げ作用時の中立軸は、鉄筋コンクリートの特性から引張鉄筋が降伏するまでである一定の高さとなる。それを示したものが図 4.2-3である。同図は曲げモーメントと中立軸（ひび割れ）高さの関係を示したものであり、ひび割れモーメントから鉄筋降伏モーメントまで間では主桁下縁からのひび割れ高さは 1.15m（フランジ下面）で変化しない。鉄筋降伏後、中立軸は上昇し、終局時（コンクリートの圧壊）には 1.31mまで達する。

そこで、主桁断面内のひずみ分布は図 4.2-4に示すように平面保持の仮定に従うものと仮定し、主桁下面のひずみと中立軸位置のひずみ（ゼロ）を直線で結んだものと仮定した。このひずみ分布から、引張鉄筋のひずみ、および圧縮側コンクリートのひずみをそれぞれ算出し、中立軸まわりのモーメントが主桁に作用する曲げモーメントとした。

なお、ここで示した曲げモーメントの算出方法は、RC 試験体による室内荷重試験によってその妥当性を確認中である。

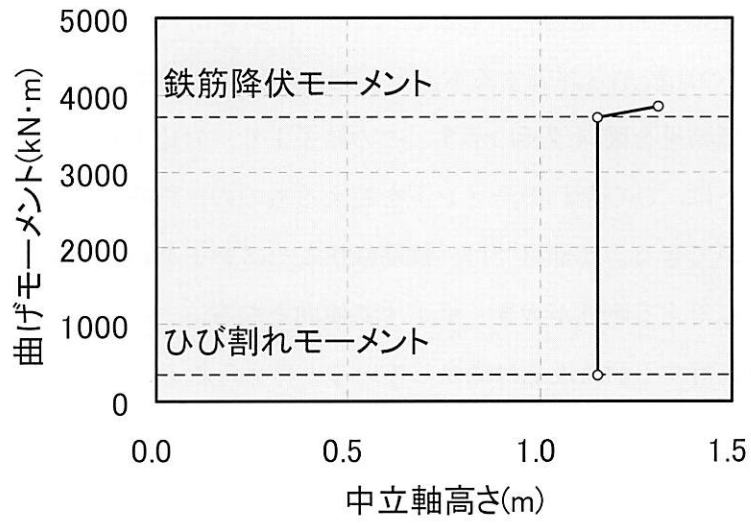


図 4.2-3 中立軸高さと曲げモーメントの関係

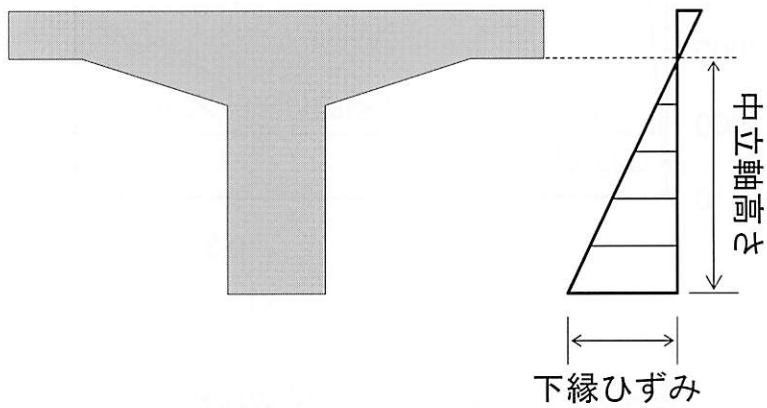


図 4.2-4 主桁下縁ひずみと中立軸高さによるひずみ分布の仮定

4.2.4 評価結果

主桁の耐荷性能は、主桁の曲げ耐力（「4.2.2」）と、自動車荷重によって作用する曲げモーメント（「4.2.3」）との比較から評価するものとした。評価例として、総重量が 196.4kNの車両が走行したときの評価結果を図 4.2-5に示す。この結果より、対象車両が走行したときに主桁に発生する曲げモーメントは、ひび割れモーメントを超えるものの、鉄筋降伏モーメント以下であることを確認することができる。RC部材では、鉄筋降伏モーメントを超える曲げモーメントが作用すると、主桁の曲げに対する剛性が大きく低下する傾向となる。このことを勘案すると、対象橋の主桁は自動車荷重に対する耐荷性能は満足していると考えられる。

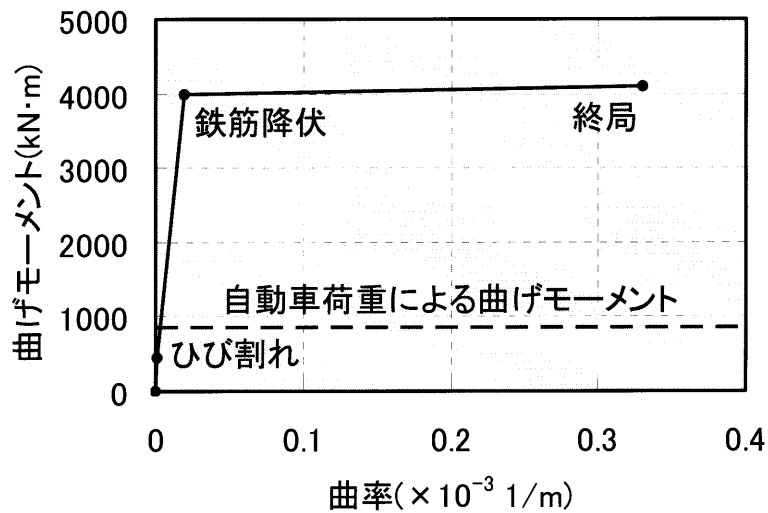


図 4.2-5 作用断面力と耐力との比較

4.3 橋の使用性能

4.3.1 評価方法

(1) 道路橋の使用性能に関する基準

橋の過大なたわみや振動などは使用上不快感を与えると考えられ、橋の健全度として重要であると考えられる。そこで、橋の使用性能に関する健全度のモニタリング方法について検討を行った。

コンクリート道路橋の使用性能に関する評価基準は日本国内には存在しない。海外では、カナダ・オンタリオ州道路橋設計基準^{4.3)}にその評価基準が示されている。この設計基準では、道路橋の使用性に対して以下の3タイプの歩行使用状態を考えているようである^{4.4)}。

1. 歩道を有しない橋梁で歩行者が臨時的にしか使用しない。
2. 歩道を有する橋梁であるが歩行者ほとんど使用せず、使用しても一般的に歩くだけである。
3. 一般的に都市内の歩道を有する橋梁で、歩行者が歩いたり立ち止まったりして頻繁に使用する。

この設計基準では、振動加速度のじょ限度を上部構造の1次曲げ固有振動数に対応する静的たわみ計算値によって図 4.3-1のように表している。なお、じょ限度とは、一定の確率の人間がある振動感覚（振動を感じる、不快である等）を生じる基準値とされている。本システムでも、この基準を参考にするものとした。

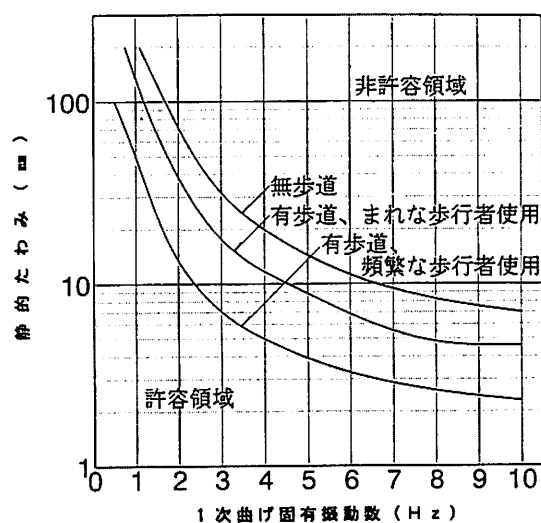


図 4.3-1 道路橋の使用性に対するたわみ制限（カナダ・オンタリオ州道路橋設計基準）^{4.3)}

(2) 鉄道橋の使用性能に関する基準

鉄道橋の使用性の評価は、列車走行などにより生じる橋梁振動（動的たわみ）に対する列車走行安全性と乗心地にり行われているようであり^{4,4)}、「鉄道構造物等設計標準」の中の「使用限界状態に関する検討」の「列車荷重による生じる変位・変形量の検討」において、表 4.3-1に示す桁のたわみ量の制限値が規定されている。

本システムでは、同表の制限値のうち、対象橋が該当するスパンのもので最も厳しい値 1/1800（表中の網掛けの値）を参照して評価するものとした。

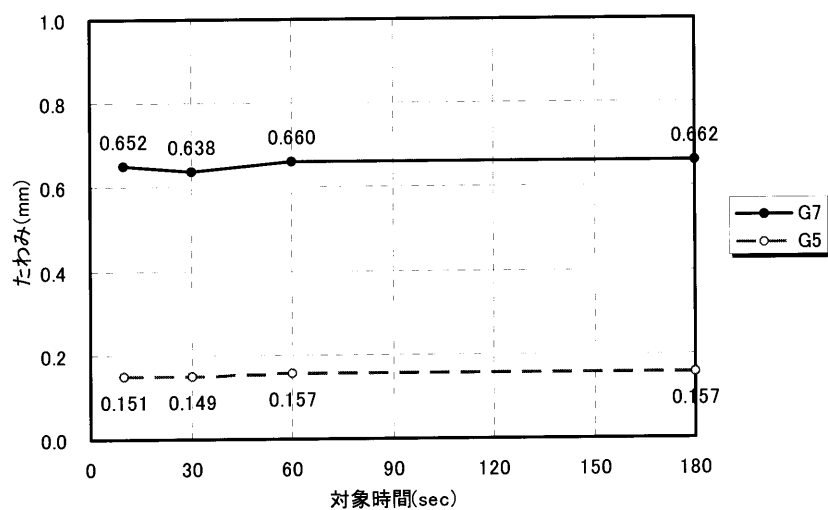
表 4.3-1 たわみ限度

機関車荷重	スパン L (m)		$0 < L < 50$		$L \geq 50$	
			$L/800$		$L/700$	
電車・内燃 動車荷重	スパン L (m)		$0 < L \leq 20$	$20 < L < 50$	$L \geq 50$	
	単連の 場合	最高速度 V (km/h)	$V \leq 100$			$L/700$
			$100 < V \leq 130$		$L/800$	
			$130 < V \leq 160$		$L/1100$	
	2連以上 連続する 場合	最高速度 V (km/h)	$V \leq 100$	$L/800$	$L/850$	$L/700$
			$100 < V \leq 130$	$L/1000$	$L/1100$	$L/900$
$130 < V \leq 160$			$L/1100$	$L/1400$	$L/1200$	
新幹線荷重	スパン L (m)		$0 < L \leq 40$	$40 < L < 50$	$50 < L < 100$	$L \geq 50$
	単連の場合		$L/1600$			
	2連以上連続する場合		$L/1800$	$L/2000$	$L/2500$	$L/2000$

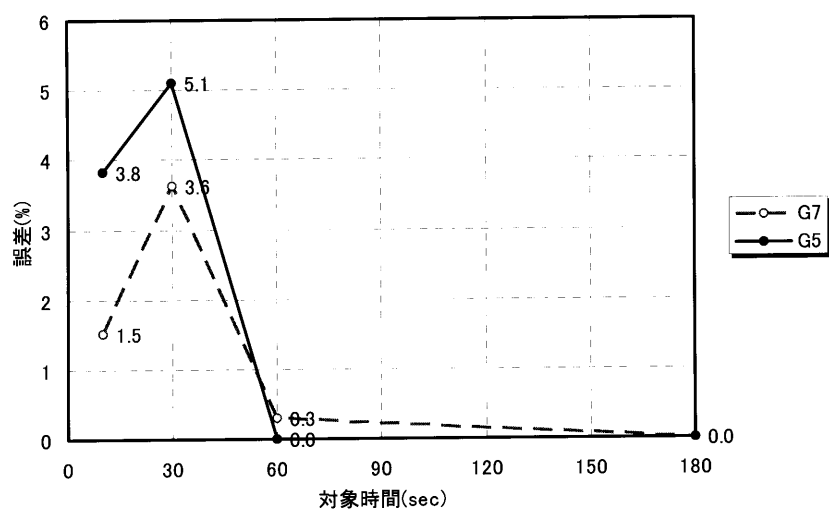
4.3.2 たわみの算出

自動車走行時の主桁のたわみは、速度時刻歴を時間に関して積分することで得られる変位時刻歴により算出するものとした。対象橋に設置している速度計の測定周波数は 0.25~70Hzとなっている（前掲図 3.3-4 参照）ことから、この周波数範囲でのバンドパス・フィルタを適用した速度時刻歴を変位時刻歴に変換した。このときの積分時間の長さは、図 4.3-2より 1分とした。同図は、積分を行う時間の長さを 10 秒、30 秒、1 分、3 分と変化させたときに得られる変位時刻歴の最大値の変化について検討を行ったものである。時間長さ 3 分としたときに得られる変位（総重量 196kNの車両通過時）に対する各時間長さのときの誤差を示している。時間長さを 1 分以上とすれば誤差が 0.3%以下となっている。

参考として、時間長さを 1 分、および 3 分としたときの速度時刻歴の積分から得られるたわみの時刻歴を、それぞれ図 4.3-3と図 4.3-4に示す。前者については比較として、光ファイバで計測した主桁下縁ひずみの時刻歴も示している。両者の相関は高いと判断でき、速度計の計測結果から算出したたわみは妥当であるといえる。

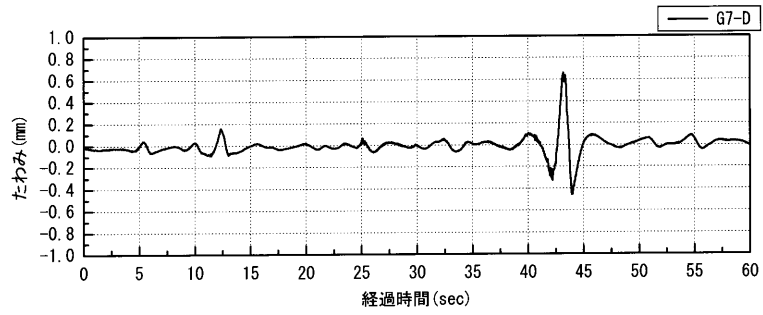


(a) 対象時間中の最大たわみ

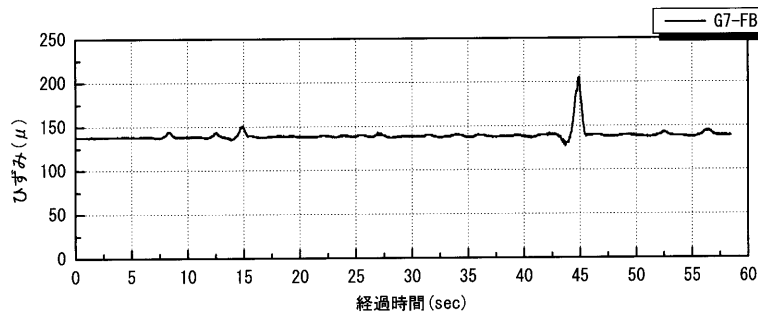


(b) 対象時間中の最大たわみの誤差

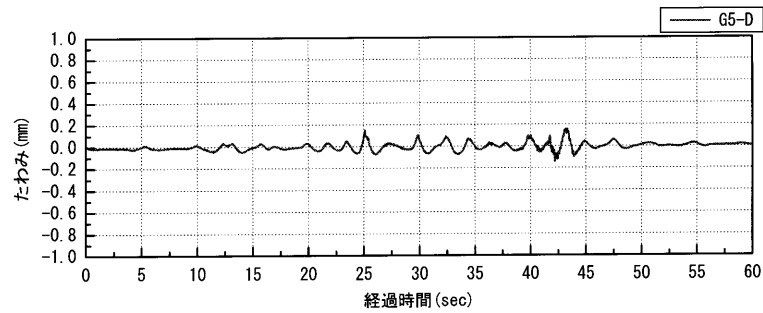
図 4.3-2 速度時刻歴の積分の時間長さと最大たわみの関係



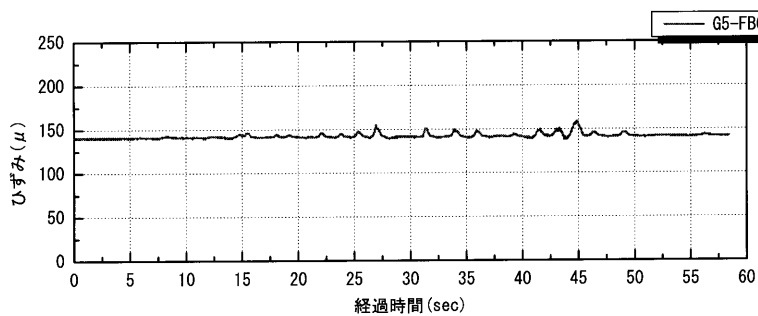
(a) G7 桁のたわみの時刻歴



(b) G7 桁下縁のひずみの時刻歴

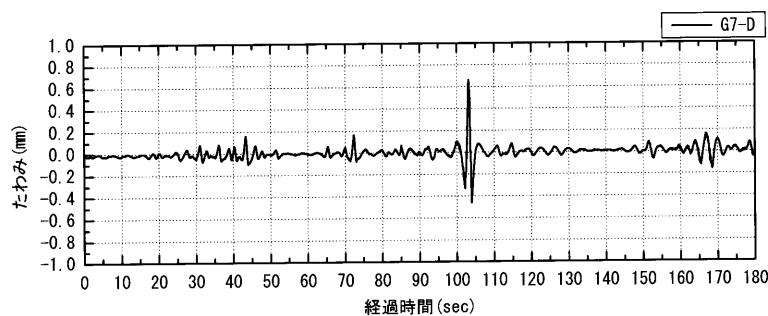


(c) G5 桁のたわみの時刻歴

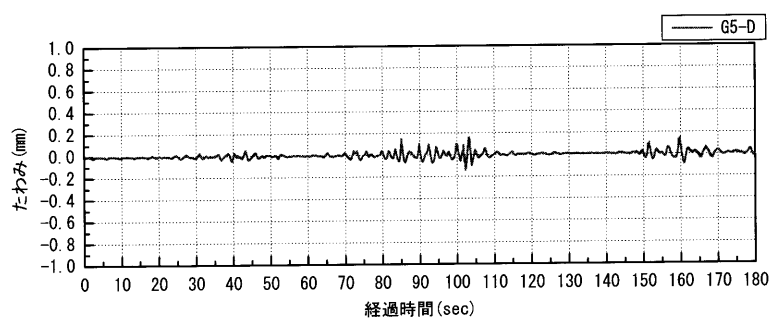


(b) G5 桁下縁のひずみの時刻歴

図 4.3-3 たわみと主桁下縁のひずみの時刻歴 (H16.10.21 15:52:00~15:53:00)



(a) G7 桁

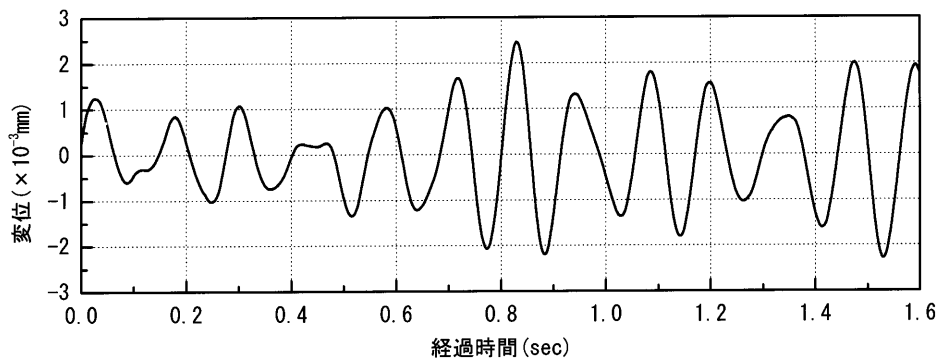


(b) G5 桁

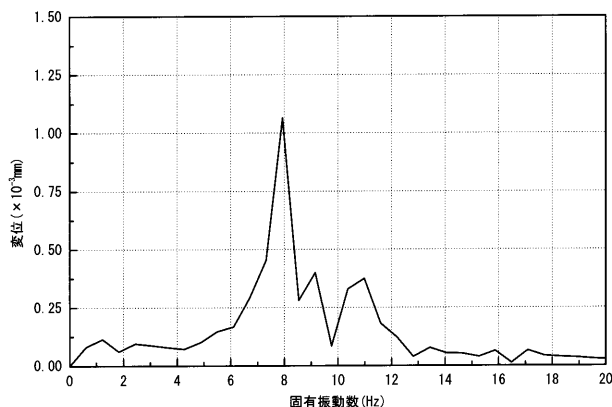
図 4.3-4 たわみの時刻歴 (H16. 10. 21 15:51:00~15:54:00)

4.3.3 固有振動数の算出

道路橋の使用性に対するたわみ制限による評価（「4.3.1(1)」）では，橋の固有振動数が必要となる．本システムでは，橋の固有振動数は車両走行後に生じるたわみの自由振動から算出するものとした．算出例として，総重量 373kNの車両走行（2005/10/21 23:39:00）後の自由振動の時刻歴とフーリエ・スペクトルを図 4.3-5に示す．この結果から，対象橋の固有振動数は 7.9Hzの固有振動数であることが分かる．



(a) たわみの時刻歴 (G7 桁)



(b) フーリエ・スペクトル

図 4.3-5 自由振動による固有振動数の算出の例

4.3.4 評価結果

(1) 道路橋の使用性に関する基準による評価

図 4.3-6に道路橋のたわみ制限により使用性能を評価した結果を示す。対象橋は、歩道橋を有し頻繁に歩行者が使用する橋であると考えられる。固有振動数を算出した総重量 373kNの車両走行時のたわみは 1.8mmであったが、これは動的なたわみである。衝撃係数^{4.5)}0.2 を考慮すると、静的なたわみは 1.5mmとなり、同図に示す通り、使用性能は満足されていることになる。

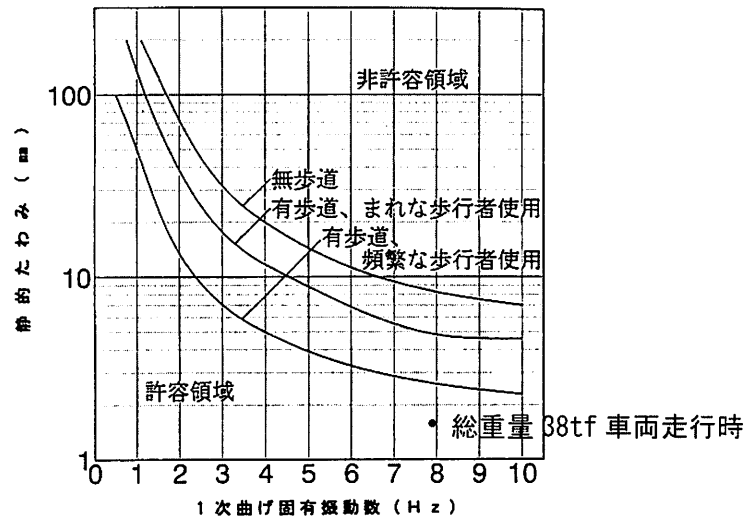


図 4.3-6 道路橋のたわみ制限による評価

(2) 鉄道橋の使用性能に関する基準による評価

鉄道橋の使用性能に関する基準では、たわみ限度（前掲表 4.3-1参照）は $15000\text{mm}/1800 = 8.3\text{mm}$ となり、373kNの車両走行時のたわみ 1.8mmはその性能を満足していることになる。

4.4 橋脚躯体の耐震性能

4.4.1 評価方法

橋脚躯体の地震時の安全性は、図 4.4-1に示すように、地盤の変位と橋脚天端の変位との相対変位で橋脚の変形を評価し、橋脚躯体の耐力との比較で安全性を評価するものとした。地盤の変位は、地中に埋設された加速度計（地震計）で記録された加速度時刻歴を時間に関して積分することにより算出し、同様に、橋脚天端の変位は橋脚天端に設置された加速度計から算出した。

次に、図 4.4-2に示すモデルにより、地震時に橋脚躯体基部の作用する曲げモーメントを算出し、橋脚躯体の曲げ耐力との比較を行うことで耐震性能を評価した。なお、橋脚の曲げ剛性は、対象橋の橋脚が4本の柱で構成されていることから1本の柱の剛性の4倍とした。橋脚躯体基部の曲げモーメントは、次式となる。

$$M=12E I \delta / L^2$$

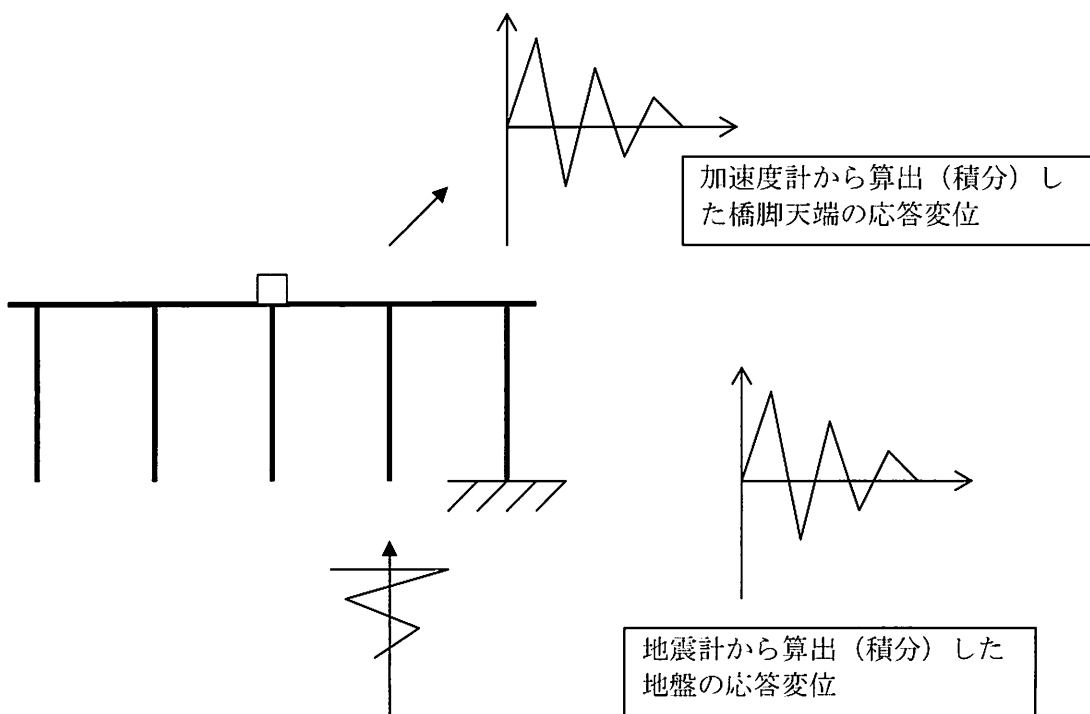


図 4.4-1 橋脚躯体の耐震性能の評価方法

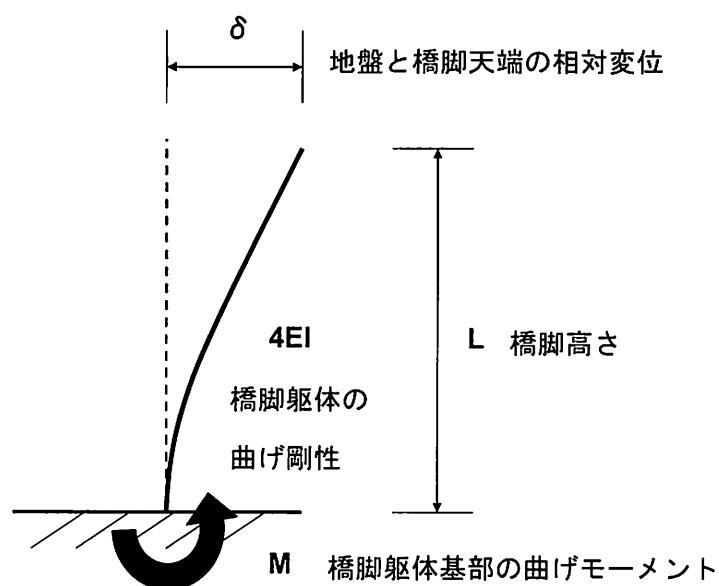


図 4.4-2 橋脚躯体基部の曲げモーメントの算出モデル

4.4.2 橋脚の固有振動数の推定

対象橋の橋脚はフーチングの上面から橋脚天端まで 5.3m であるが、そのうち 2.7m が地表部となっている。そこで地震時の橋脚の固有振動数から、躯体基部の曲げモーメントの算出に用いる橋脚高さについて検討を行った。検討で対象とした地震は、平成 17 年 2 月 16 に観測されたものとした。

記録された地中および橋脚天端の加速度時刻歴のうち、橋軸直角方向のものを図 4.4-3 に示す。また、それぞれの時刻歴のフーリエ・スペクトルを図 4.4-4 に示す。図 4.4-5 には、地中に対する橋脚天端のフーリエ・スペクトル比を示している。この結果より、地震動が地中（橋脚に輸入されて）から橋脚天端までに伝達する間に 6.4Hz 近傍の成分が増幅されていることが分かる。したがって、橋脚の橋軸直角方向の固有振動数がこの振動数近傍にあると考えられる。

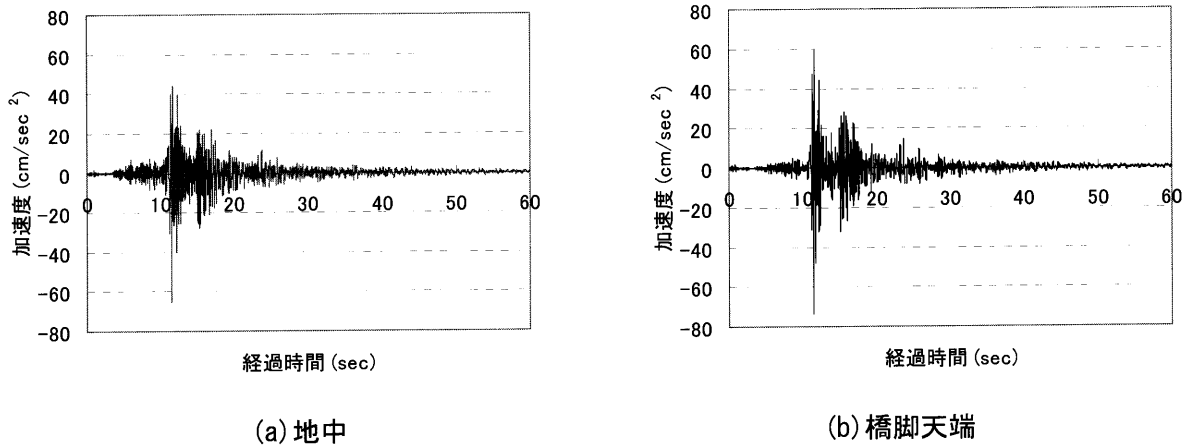


図 4.4-3 橋軸直角方向の加速度時刻歴（平成 17 年 2 月 16 日）

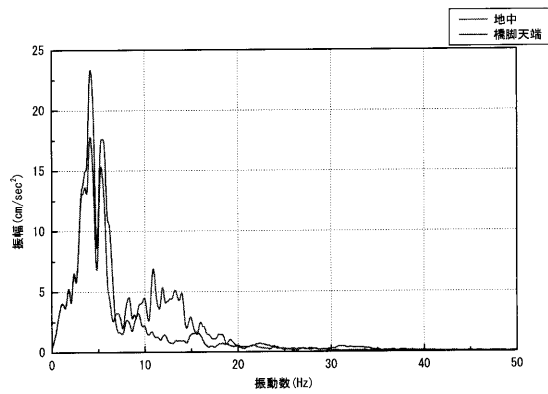


図 4.4-4 加速度時刻歴のフーリエ・スペクトル

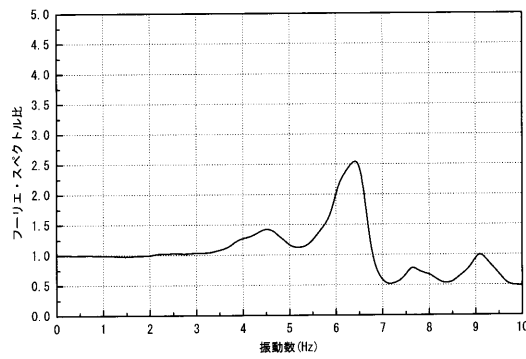


図 4.4-5 地中に対する橋脚天端の加速度時刻歴のフーリエ・スペクトルの比

4.4.3 橋脚の曲げ剛性の推定

前項で推定した橋脚の固有振動数（橋軸直角方向）から、橋脚の曲げ剛性 $E I$ （ E ：弾性係数、 I ：断面二次モーメント）を推定することを考えた。算定の条件として、P1 橋脚が分担する上部構造の質量は、図 4.4-6 に示すように、A1 橋台～P1 橋脚までの半分と、P1 橋脚～P2 橋脚の半分の重量 3472kN と仮定した。また、橋脚躯体の断面二次モーメントは、図 4.4-7 より、 $I = 0.1\text{m}^4$ とした。さらに、当該地点のコンクリートの弾性係数は、主桁から採取したコアの圧縮強度試験結果より、 $E = 2.3 \times 10^4 \text{N/mm}^2$ とした。

このとき、推定した固有振動数を満足するときの橋脚高さを、集中質量の片持ち梁の固有振動数から算出（橋脚躯体の質量は無視）すると 1.6m となる。このことから、橋脚躯体基部の曲げモーメント算出モデルにおける橋脚高さは、地表部の 2.7m とした。

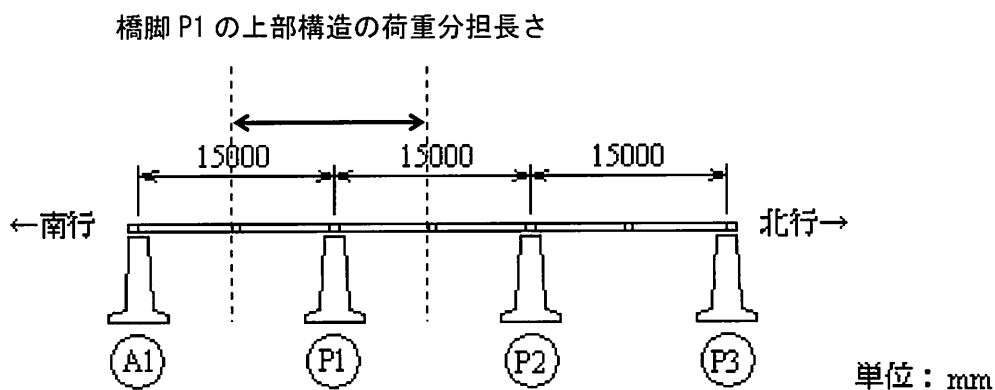


図 4.4-6 橋脚 P1 の上部構造の荷重分担長さ

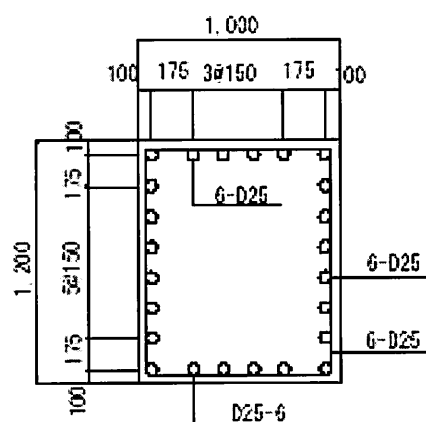


図 4.4-7 橋脚躯体断面（単位：mm）

4.4.4 相対変位の算出

検討で対象とした地震（平成 17 年 2 月 16 日）における地盤と橋脚点橋の相対変位時刻歴（橋軸直角方向）を図 4.4-8に示す。この地震での相対変位の最大値は 0.19mmであった。

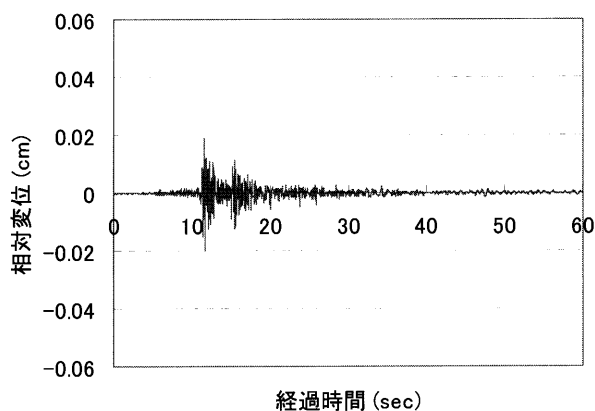


図 4.4-8 橋軸直角方向の相対変位時刻歴

4.4.5 評価結果

橋脚躯体の耐震性能の評価結果を図 4.4-9に示す。この結果より、対象とした地震では、橋脚躯体基部の曲げモーメントは、ひび割れモーメントを超えてはいるが、鉄筋降伏モーメント以下であることを確認することができる。橋軸方向についても同様な結果であることを確認した。

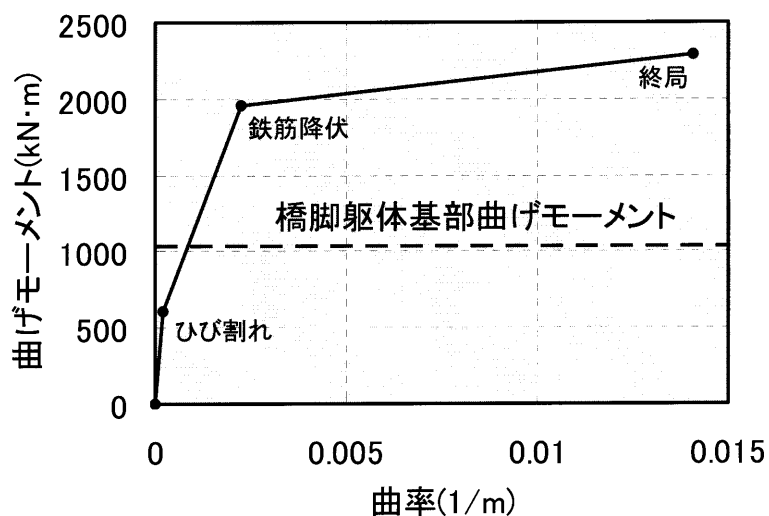


図 4.4-9 橋脚躯体の耐震性能の評価結果（平成 17 年 2 月 16 日の地震による評価）

4.5 橋の地震後の使用性能

4.5.1 評価方法

橋の地震後の使用性能として、橋脚の傾斜、および主桁と橋脚との間の距離に着目し、それぞれについて地震前後の変化量で評価するものとした。なお、主桁・橋脚間の距離の変化量の評価は、落橋の発生の評価を代替したものであり、この変化量が支承の変位量の許容値を超えた場合、落橋する可能性がある。

4.5.2 評価結果

橋の地震後の使用性能の評価結果を表 4.5-1に示す。橋軸直角方向の橋脚天端の傾斜は、その許容値 0.57° （橋脚高さの $1/100$ ）以下であり、地震後の使用性能は満足していることを確認することができる。また、主桁と橋脚との間の距離の変化は小さいものと考えられる。

表 4.5-1 橋の地震後の使用性能の評価結果（平成 17 年 2 月 16 日の地震による評価）

		地震前	地震後	差
橋脚天端傾斜計 ($^\circ$)	橋軸方向	0.203	0.203	0
	橋軸直角方向	0.013	-0.024	-0.037
超音波変位計 (mm)		694.4	693.7	0.7

5. おわりに

本報告書では、コンクリート道路橋の常時モニタリングから、橋の使用性や安全性など構造的な機能に対する健全度を評価するためのシステムの構築についてとりまとめを行った。表 5.-1 に示すセンサ・機器の組合せにより、主桁および橋脚躯体の安全性、常時および地震後の橋の使用性に対する健全度を評価できることを確認するとともに、その評価方法を構築してとりまとめた。健全度評価方法の概要は表 5.-2 に示すとおりである。

今後は、計測頻度の評価、計測費用を低減させるための代替センサの検討などを実施する計画である。

表 5.-1 健全度の評価と使用したセンサ・機器

健全度		対象	使用センサ・機器	備考
常時	安全性能	主桁	・光ファイバ ・ITV カメラ	・主桁のひずみ計測 ・ひずみ計測時の車両走行状態
	使用性能	橋	・速度計 ・ITV カメラ	・主桁のたわみ、固有振動数の計測 ・たわみ計測時の車両走行状態
地震時	耐震性能	橋脚躯体	・加速度計 ・地震計	・橋脚天端の加速度 ・地盤の加速度
		橋	・超音波変位計 ・傾斜計 ・ITV カメラ	・地震後の支承部の移動量の計測 ・地震後の橋脚の傾斜の計測 ・異常時の状態の確認

表 5.-2 健全度の評価方法

健全度		対象	評価方法
常時	安全性能	主桁	光ファイバによる計測ひずみから、自動車荷重による作用曲げモーメントを算出、曲げ耐力との比較を行う。
	使用性能	橋	速度計による計測応答速度から自動車荷重に対する橋のたわみと固有振動数を算出、その振動の不快感を示す基準との比較を行う。
地震時	耐震性能	橋脚躯体	橋脚天端の加速度計と地中の加速度計による計測加速度から橋脚の変形を算出し、作用曲げモーメントと曲げ耐力との比較を行う。
		橋	橋脚天端の傾斜による橋脚の傾斜と、基準値との比較を行う。 支承部の移動量を確認する。

参考資料：対象橋の復元設計

1. 目的

本開発で対象とした橋は、常時モニタリング・データの評価に必要な配筋状況などの設計図書、断面耐力などの計算書が残存していない。そのため、常時モニタリングで橋の挙動を計測しても、その計測値が耐力などと比較してどのレベルの応答か不明である。通常、橋の断面寸法やコンクリートの強度などは計測や非破壊検査によって把握することが可能である。しかしながら、内部の詳細な配筋状況を非破壊検査等で明らかにするには限界がある。

そこで、対象橋の断面寸法や形状から、当時に準拠した設計基準類に準拠した設計を行い、配筋状況などの図面、計算書を復元する手法を用いた。本報告書では、この設計手法を「復元設計」と称する。

また、常時モニタリングの対象橋梁の選定を行なう際、年代別に橋の安全性が定量的に示されていれば有益な情報となる。そこで、対象橋について設計基準の変遷によって橋の配筋など、安全性に関する配筋などがどの程度変化しているかを現行の設計基準に対して定量的に評価した。

2. 復元設計の条件

復元設計においては、配筋以外の構造緒元は変えないこととした。また、使用材料の条件は、実際に使用された鉄筋、コンクリートの情報がないため、以下の通り仮定した。

(1) コンクリート

設計基準強度：18N/mm²

許容曲げ圧縮応力度：8 N/mm²

(2) 鉄筋

鋼材種：SD295

許容応力度：137N/mm²

(3) 設計震度

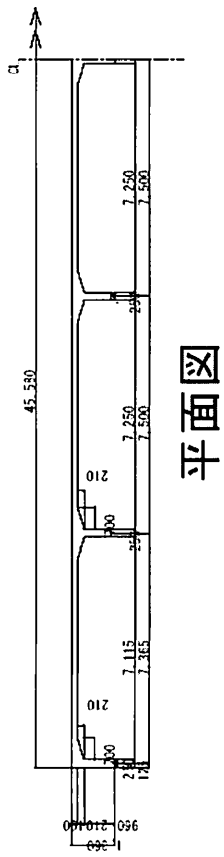
水平震度：0.2

鉛直震度：0.1

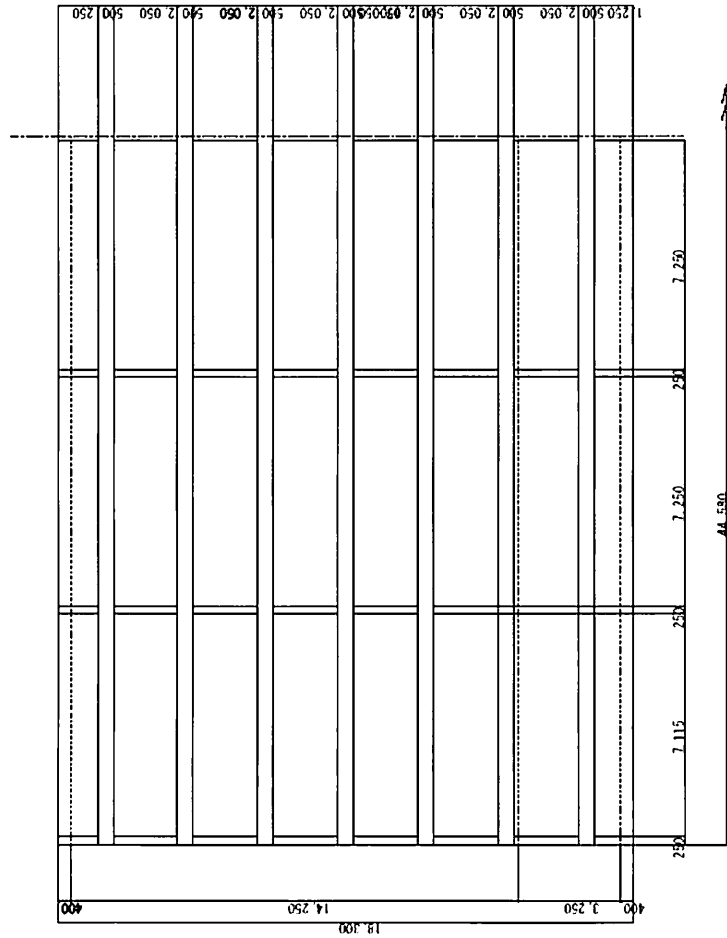
3. 復元設計の結果

復元設計を行った結果を図-1～図-7 に示す。このように、設計図書が存在しなくても、着目する断面の配筋状況を再現することが可能となり、計測されたたわみや断面力などの応答が対象橋、あるいは部材の耐力と比較してどのレベルかを明らかにすることができる。

側面図



平面図



断面図

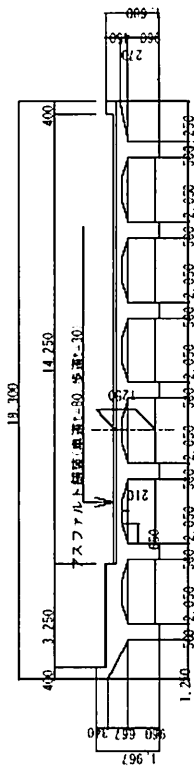


図-2 上部構造一般図

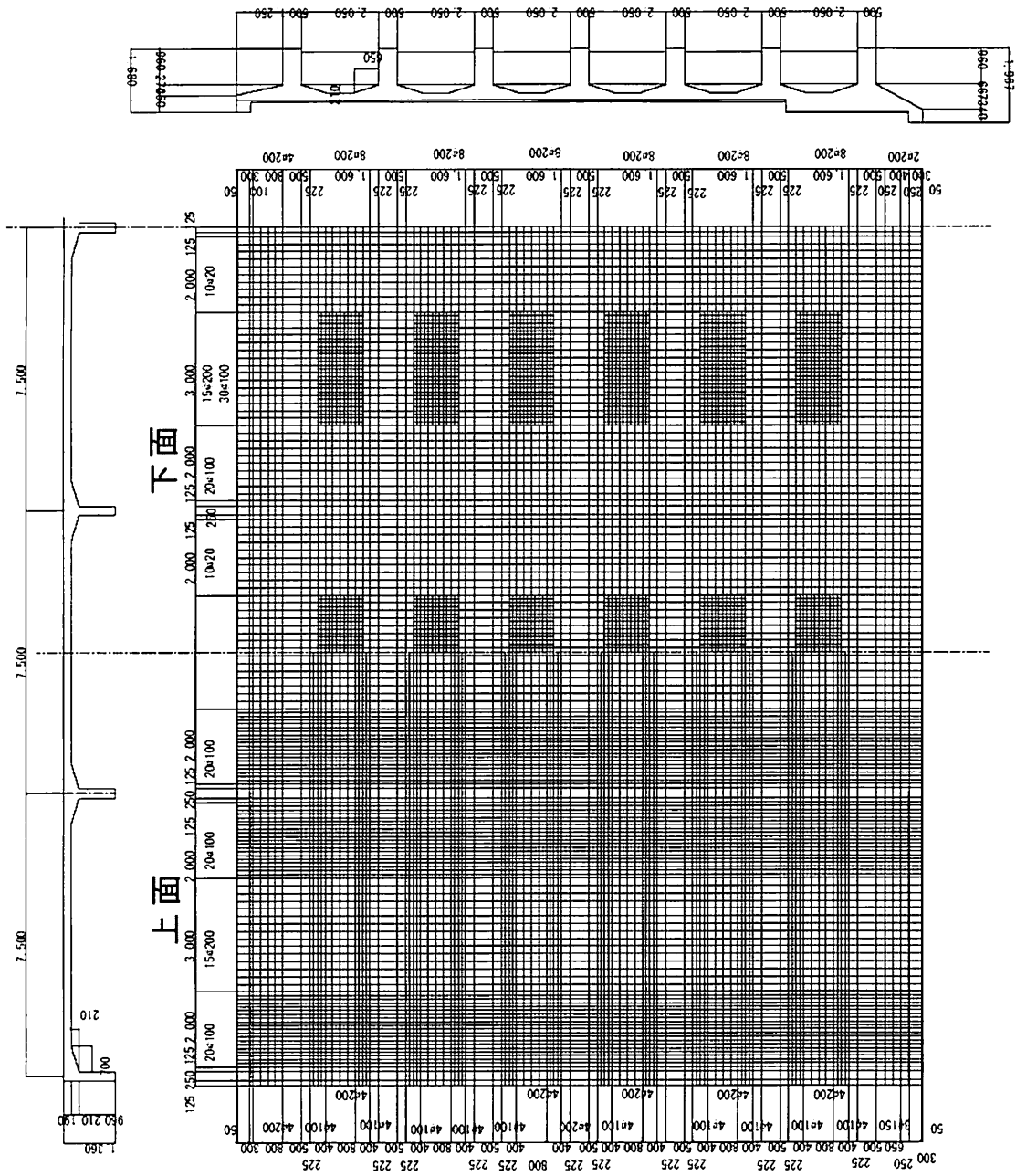


图-3 床版配筋图

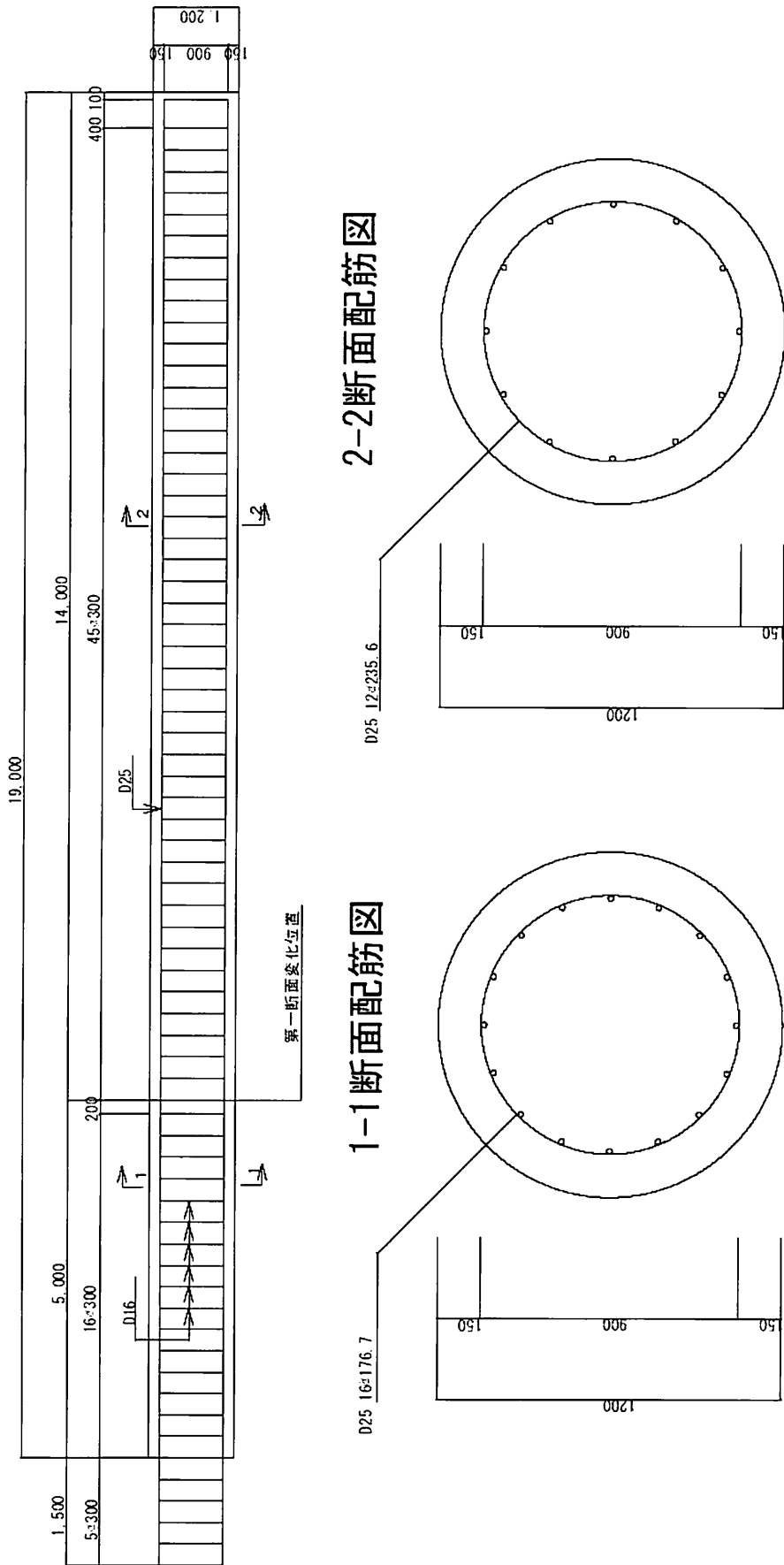
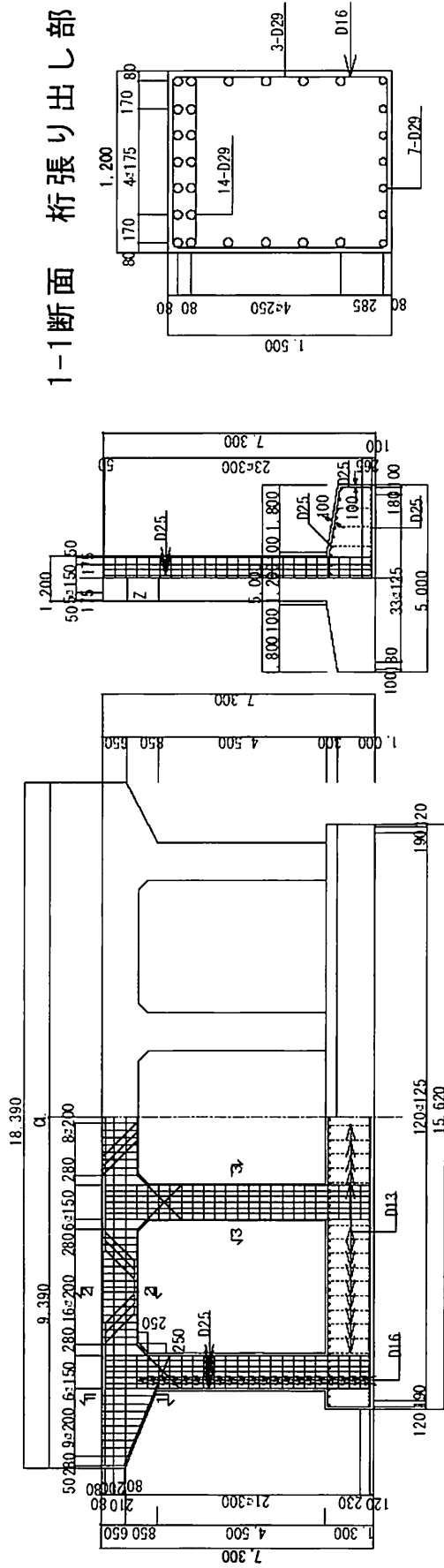
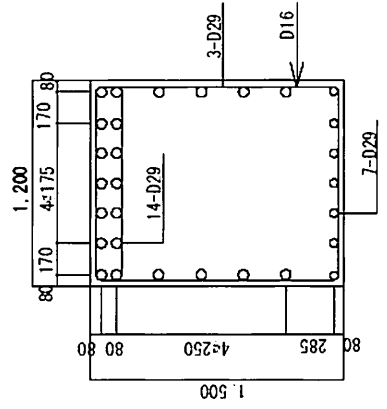


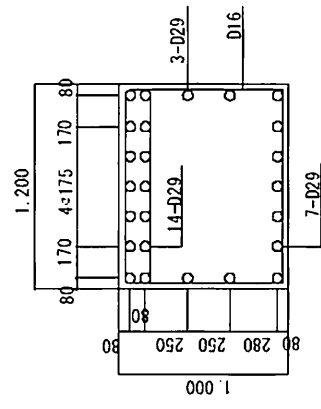
图-5 杭基礎配筋图



1-1断面 桁張り出し部



2-2断面 桁支間部



3-3断面 柱躯体部

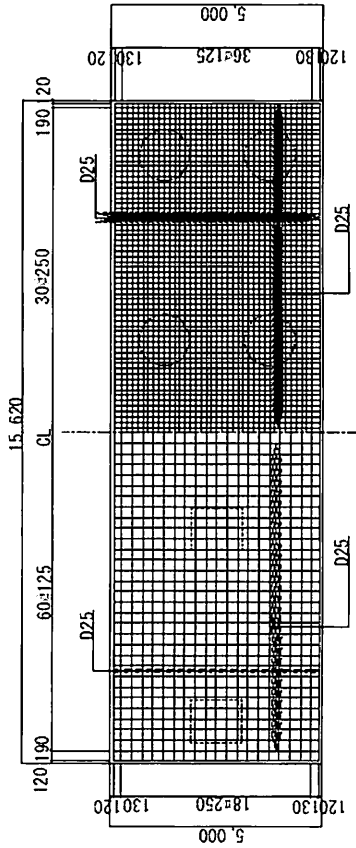
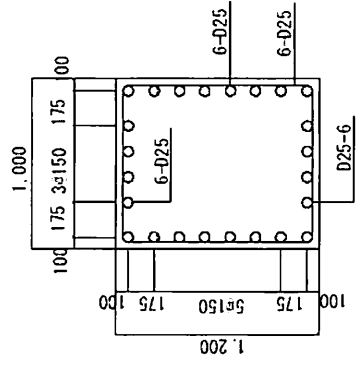


図-7 橋脚配筋図

【参考文献】

4. 1) 土木学会：コンクリート標準示方書[維持管理編]， p. 7， 2001.
4. 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋編， p. 132-135， 2002.
4. 3) 前田幸雄， 西崎 茂， 西堀忠信， 亀井正博， 松井繁之：カナダ・オンタリオ州道路橋設計基準について， 橋梁と基礎， Vol. 20， No. 4， pp. 27-32， 1986. 4.
4. 4) 土木学会：構造工学シリーズ 10 橋梁振動モニタリングのガイドライン， pp. 160-165， 2001.
4. 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋編， p. 20-25， 200

東京大学 生産技術研究所
都市基盤安全工学国際研究センター
153-8505 東京都目黒区駒場4-6-1
<http://icus.iis.u-tokyo.ac.jp/>
E-mail: icus@iis.u-tokyo.ac.jp

Tel: (+81-3)5452-6472

Fax: (+81-3)5452-6476