

4. エクストラードーズドPC橋の耐震設計

4-1 はじめに

エクストラードーズドPC橋は、1988年にフランスのMathivat教授によって提唱された新しい橋梁形式であり、PCケーブルをコンクリート断面外に出す「外ケーブル構造」を更に発展させた「大偏心ケーブルPC橋」とも称される。日本では、1994年に完成した日本道路公団の小田原ブルーウェイブリッジを契機に現在15橋を超える同形式橋梁が完成または施工中であり、今後も発展していくものと期待される。

エクストラードーズドPC橋を適用支間から見た場合、PC桁橋とPC斜張橋をつなぐ中間的な橋梁形式として位置づけられるが、構造面からは外ケーブル方式の桁橋延長線上にあり、主桁を吊り上げて補強する斜張橋とは異なる特徴を示す。しかし、1998年に完成したスイスのズンニベルク(Sunniberg)橋の様に、景観及びいくつかの特徴はエクストラードーズドPC橋と共通するものの、主桁剛性を小さくして斜材の荷重分担率を大きくした点では、斜張橋に近い橋梁も提案されてきている。このように、エクストラードーズド橋に関しては設計自由度が多いことから、いろいろな観点によって構造形式の定義が異なっているのが現状である。

本稿では、まだ事例が少ないことを考慮して、エクストラードーズドPC橋の構造特性および実績を整理した上で、具体例に基づき耐震設計について述べる。

4-2 エクストラードーズド橋の構造特性と実績

1) 構造特性

エクストラードーズドPC橋の構造特性を決定付ける主たるパラメーターは、主塔の高さと主桁剛性であり、斜材ケーブルの鉛直方向荷重の分担率や応力変動の決定要因となる。ただし、この他にも、主桁と橋脚の結合条件や径間数の影響を受ける。

一般的にいわれているPC箱桁橋、エクストラードーズドPC橋およびPC斜張橋の比較を図-4.1に示す。

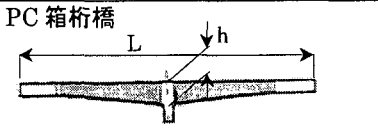
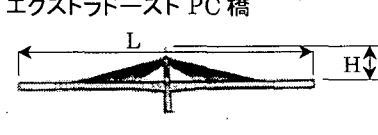
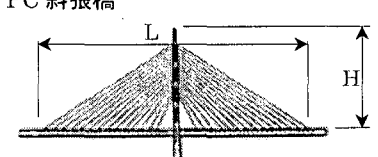
 <p>PC箱桁橋</p>	$h/L=1/15\sim 1/17$ h :主桁高
 <p>エクストラードーズドPC橋</p>	$h/L=1/30\sim 1/35$ $H/L=1/10\sim 1/15$ h :主桁高 H :主塔高
 <p>PC斜張橋</p>	$h/L=1/100\sim 1/130$ $H/L=1/4\sim 1/5$ h :主桁高 H :主塔高

図-4.1 各橋梁形式の比較

エクストラードズドPC橋は、PC箱桁橋では不経済となる傾向のある100m～200mの径間長の橋梁に適しており、従来PC斜張橋の範囲であった200を越える支間長までカバーしてきている。

このような支間長にエクストラードズドPC橋が適用されるに至った特長を以下に示す。

- ・外ケーブルを大きく偏心させることで、PC箱桁橋よりも桁高を低くできる。このため主桁の軽量化やPC鋼材の節減が図れる。
- ・上部工重量の軽減により耐震性が向上する。
- ・PC斜張橋に比べて斜材の応力変動を低減できるため、疲労に対する安全性が高まる。この結果として、斜張橋で使用するケーブルよりも経済的なケーブルが採用できる。
- ・張出施工時の挙動がPC箱桁橋に近いので、斜材の張力管理は斜張橋に比べて簡略化できる。
- ・主塔が低いので、高所作業が軽減される。
- ・斜張橋同様、ランドマークとしての景観性を有する。

2) エクストラードズド橋の実績

エクストラードズド橋の構造特性を表す指標として、主桁高一支間比あるいは主塔高一支間比などが考えられる。表4.1は現在までのエクストラードズド橋の実績をまとめたものである。

主桁高一支間比を柱頭部に着目してみると1/30～1/40である。ただし、中央径間部の桁高に着目した場合は概ね1/50～1/60となる。主塔高一支間比に関しては、大部分の橋が1/10～1/15の中に入っている。

斜材の安全率を決定する重要な要因として活荷重による応力変動値があるが、斜材と主桁の荷重分担比との関係を図4.2に示す。ほとんどのエクストラードズドPC橋が、最大応力変動値5kgf/mm²以下、鉛直荷重負担率30%以下の範囲に入っている。蟹沢橋は斜張橋の挙動に近く、斜材の安全率を斜張橋と同等（許容値0.4Pu：Puは引張強度）にしている。

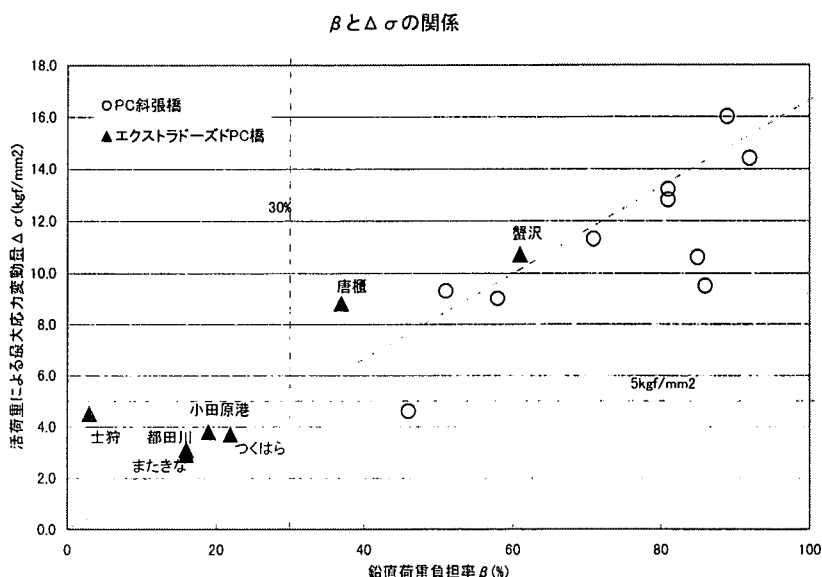


図4.2 鉛直荷重負担率βと応力変動最大値Δσとの関係

表-4.1 エクストラードーズドPC橋の施工実績

橋名	橋種	発注者	完成年	橋長 (m)	最大支間長 L(m)	主げたの 支持形式	柱頭部桁高		塔高		斜材ケーブール	
							h(m)	最大支間比 L/h	H(m)	最大支間比 L/H	鉛直荷重分担率 β (%)	活荷重による最大応 力変動量(kgf/mm ²)
1 小田原港橋	道路橋	日本道路公団	1994	270.0	122.3	剛結	3.5	34.9	10.7	11.4	19	3.8
2 屋代南橋梁	鉄道橋	日本鉄道 建設公団	1995	340.0	105.0	剛結	2.5	42.0	12.0	8.8	—	—
3 屋代北橋梁	鉄道橋	日本鉄道 建設公団	1995	200.0	90.0	剛結	2.5	36.0	10.0	9.0	—	—
4 つくばら橋	道路橋	日本道路公団	1997	323.0	180.0	剛結	5.5	32.7	16.0	11.3	22	3.7
5 蟹沢大橋	道路橋	秋田県	1998	380.0	180.0	連続	5.6	32.1	22.1	8.1	61	10.7
6 唐櫃新橋(西)	道路橋	阪神高速 道路公団	1998	285.0	140.0	剛結	3.5	40.0	12.0	11.7	37	8.8
7 唐櫃新橋(東)	道路橋	阪神高速 道路公団	1998	260.0	120.0	剛結	3.5	34.3	12.0	10.0	—	—
8 第2マクタン橋	道路橋	フィリピン 公共事業省	1999	410.0	185.0	剛結	5.1	36.3	18.2	10.2	—	4.8
9 三谷川第二橋	道路橋	日本道路公団	1999	152.0	92.9 *(167.0)	剛結	6.5	25.7	12.8	13.0	—	—
10 土狩大橋	道路橋	北海道開発局	2000	610.0	140.0	連続	6.0	23.3	10.0	14.0	3	4.5
11 またぎな大橋	道路橋	沖縄総合事務局	2000	200.0	109.3 *(197.0)	剛結	6.0	32.8	26.4	7.5	16	2.9
12 佐敷大橋	道路橋	熊本県	2000	225.0	105.0	連続	3.2	32.8	12.3	8.5	—	10.2
13 都田川橋	道路橋	日本道路公団	2001	268.0	133.0 *(239.0)	剛結	6.5	36.8	20.0	12.0	16	3.1
14 保津橋	道路橋	京都府	2001	368.0	100.0	剛結	2.8	35.7	10.0	10.0	—	4.0
15 木曾川橋	道路橋	日本道路公団	2001	1145.0	275.0	連続	7.3	37.7	30.0	9.2	—	—
16 揖斐川橋	道路橋	日本道路公団	2001	1397.0	271.5	連続	7.3	37.2	30.0	9.1	—	—

* () 内数値は、2 径間支間長から 3 径間中央支間長への換算長 (=L×1.8)

4-3 対象橋梁の耐震設計条件

エクストラード PC 橋は、構造特性でも述べたように PC 箱桁橋と PC 斜張橋両者の特徴を有しており、耐震設計においても両者に共通した照査が必要である。

本章では、図-4.3 に示すエクストラード PC 橋の耐震設計計算例により、構成部材である主桁、主塔、橋脚および斜材に対する耐震設計の方針と検討結果を示す。

1) 設計条件

(1) 上部構造

形 式 : PC 2 径間連続エクストラード橋
 支 間 割 : 133.000m + 133.000m
 幅 員 : 全幅員 19.910m
 支 持 条 件 : 表-4.2 に示す

表-4.2 支持条件

	A1,A2 橋台
橋軸方向	・弾性支持
橋軸直角方向	・固定 (中規模地震時) ・弾性支持 (大規模地震時)

支 承 の 種 類 : 免震ゴム支承

使 用 材 料 : 表-4.3 に示す

表-4.3 使用材料

部 材	コンクリート	鉄 筋	PC 鋼材	鋼 管
主 桁	$\sigma_{ck} = 400 \text{ kgf/cm}^2$	SD345	SWPR7B 12S15.2	-
主 塔	$\sigma_{ck} = 300 \text{ kgf/cm}^2$		-	SKK400 $\phi 1500$ t=10mm
斜 材	-	-	SWPR7B 37S15.2	-

(2) 下部構造および基礎構造

橋 脚 : 鋼管コンクリート複合構造橋脚

橋 台 : 逆 T 式橋台

基 礎 : 直接基礎 (橋脚、A2 橋台)、深礎杭 (A1 橋台)

使 用 材 料 : 表-4.4 に示す

表-4.4 使用材料

部 材	コンクリート	鉄 筋
橋 脚 フーチング	$\sigma_{ck} = 300 \text{ kgf/cm}^2$	SD345

(3) 耐震設計上の地盤種別

耐震設計上の地盤種別 : I 種地盤

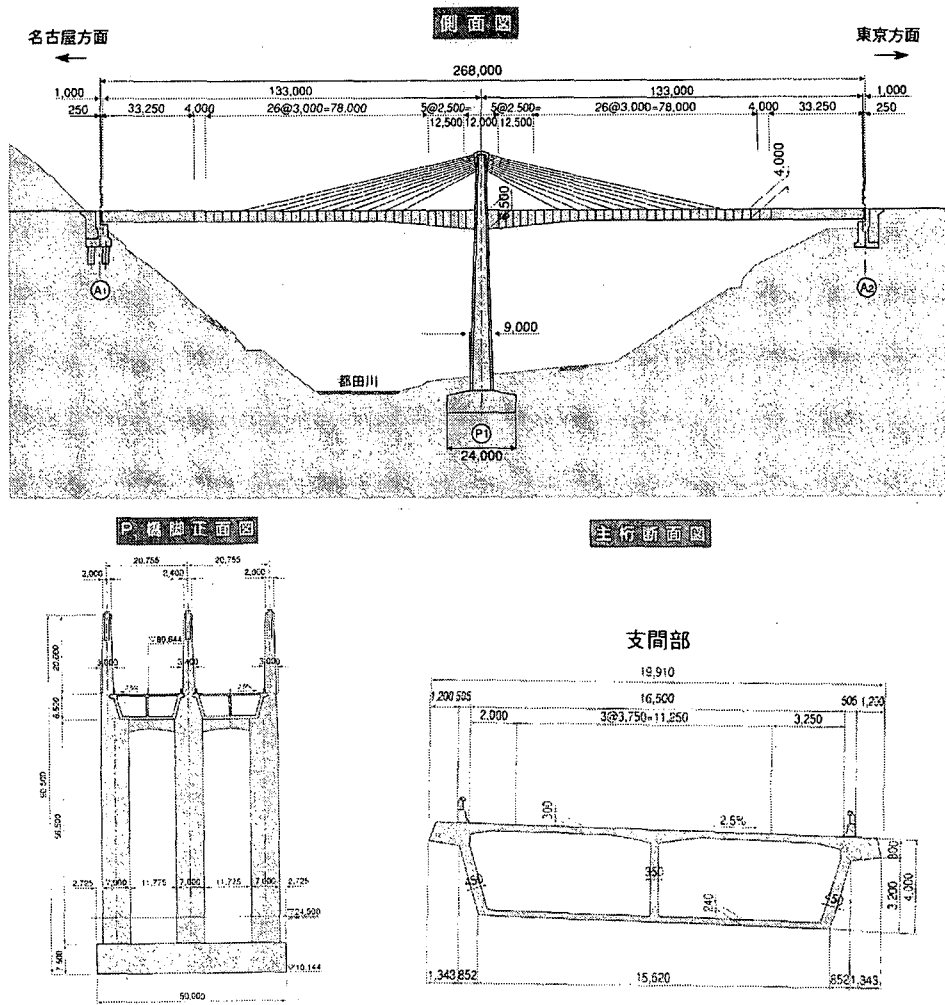
2) 耐震目標性能

本橋の耐震設計では、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動（以下、中規模地震動）に対しては健全性を損なうことなく、また、橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動（以下、大規模地震動）に対しては限定された損傷にとどめることを目標とする。

本橋では具体的に上記の目標性能を満足することの判定として、下表の内容を確認した。

表—4.5 目標とする耐震性能

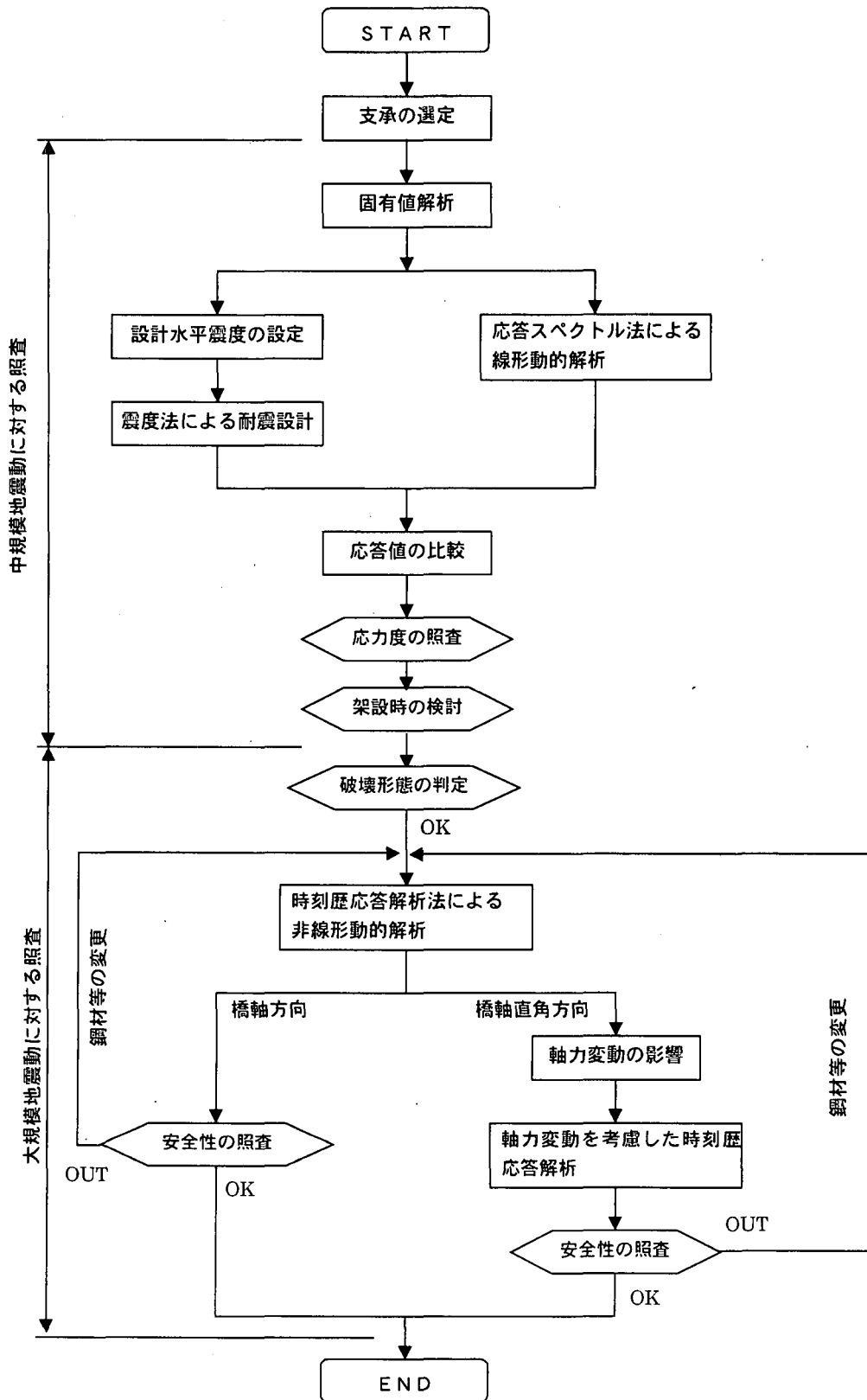
対象とする地震動	目標性能	確認方法
中規模地震動	健全性を損なわない	構造部材に生じる応力が許容応力度法による許容値以内
大規模地震動	限定された損傷にとどめる	破壊形態：曲げ破壊型 橋脚：上下端に塑性ヒンジの発生を許容する。塑性ヒンジに発生する塑性回転角が許容値以内 主桁：塑性化しない 主塔：塑性化しない 斜材：降伏強度以下



図—4.3 橋梁一般図

3) 耐震設計のフローチャート

以下に耐震設計のフローチャートを示す。



4) 解析方法

(1) 全 般

本橋の地震時の挙動として次のような特徴が挙げられる。

- ①橋脚高が5.6m と高橋脚であり、橋の応答に主たる影響を与える振動モードが2種類以上ある。
- ②主桁と橋脚が剛結されていることから、塑性ヒンジの発生が複数箇所想定される。
- ③橋脚は橋軸直角方向に2径間ラーメン構造となっており、橋軸直角方向の地震力が作用する時に、橋脚の軸力が変動することによる耐力の変化が予想される。
- ④主桁-斜材-橋脚から成る構造であり、かつ、高橋脚であることから、このような構造に対して非線形履歴特性に基づくエネルギー一定則の適用性が十分に検討されていない。

本橋では、これら特徴を考慮して解析方法と照査項目を次のように選定した。

表一4.6 解析方法と照査項目

対象とする地震動	解析方法	照査項目
中規模地震動	<ul style="list-style-type: none"> ・震度法 ・動的解析 (応答スペクトル法) 	<ul style="list-style-type: none"> ・許容応力度
大規模地震動	<ul style="list-style-type: none"> ・動的解析 (非線形時刻歴解析) 	<ul style="list-style-type: none"> ・塑性回転角に対する照査 ・残留変位に対する照査 ・想定した箇所以外に塑性化が生じていないことの確認 ・せん断耐力

(2) 解析モデル

耐震設計に用いるモデルは、特に大規模地震時では非線形動的解析を行えるようなモデルが必要である。橋脚の上下端箇所では塑性ヒンジの発生が予想されるので、橋脚の非線形特性を表すことができるように下表のようにモデル化するのがよい。本解析モデルでは、非線形回転バネを設けるために、同座標の節点を設けている。(橋脚上下端・主塔下端・耐震梁端部)

表-4.7 構造部材の解析モデル (橋軸方向)

構造部材		解析モデル
上部構造		線形梁要素
下部構造	上端、下端	非線形回転バネ
	上記以外	非線形梁要素

表一4.8 構造部材の解析モデル (橋軸直角方向)

構造部材		解析モデル
上部構造		線形梁要素
下部構造	上端、下端	非線形回転バネ
	上記以外	非線形梁要素

(3) 解析モデル図

図-4.4 に立体フレーム解析モデル図を示す。

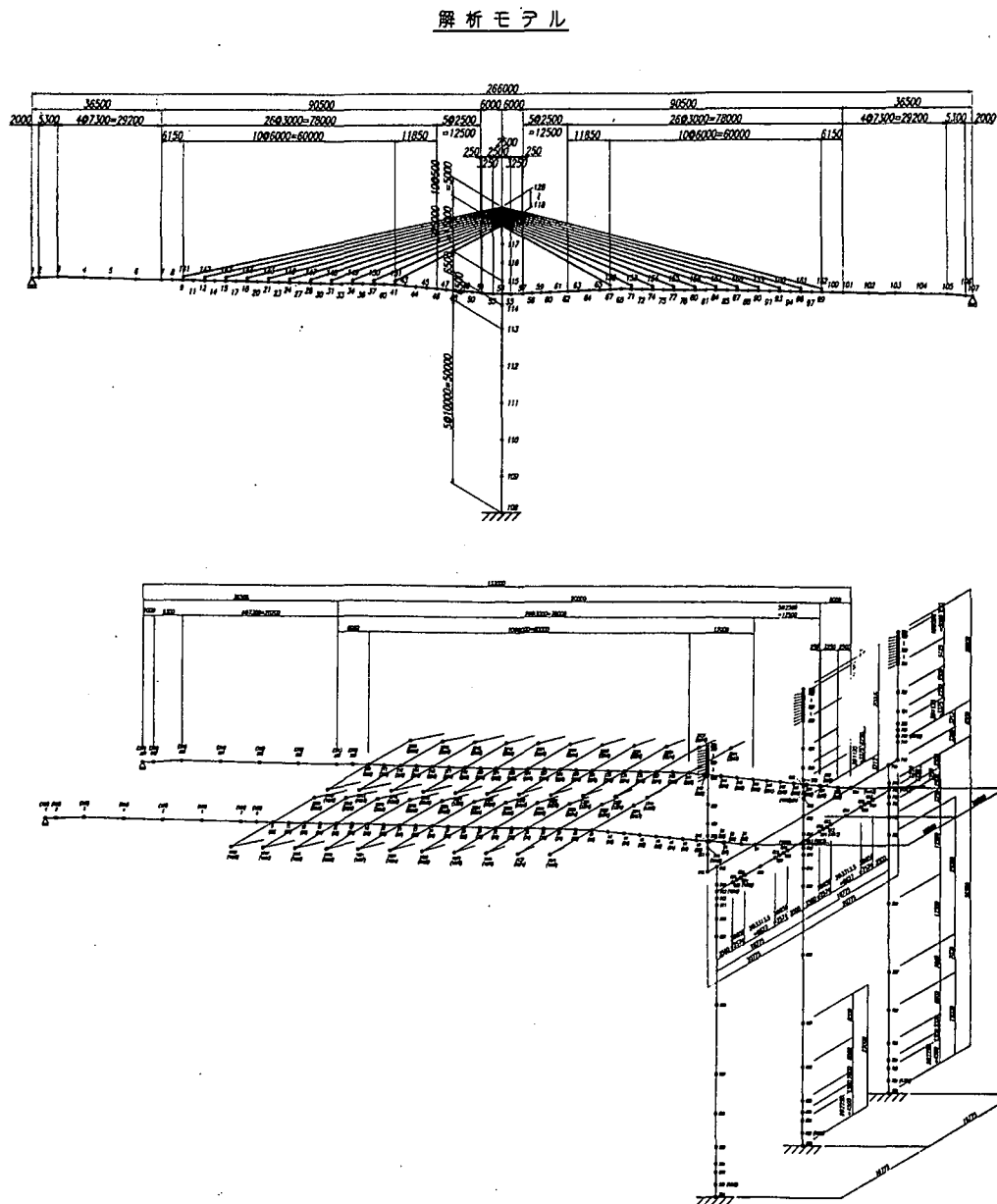


図-4.4 動的解析に用いる立体フレームモデル

(4) 減衰係数の設定

本動的解析では、主要な振動モードに着目できるようにレリ-減衰を用いた。

レリ-減衰（剛性、質量マトリックス比例減衰）の設定

$$C = aK + bM$$

a（構造全体の剛性マトリックスにかかる係数）= 2.4559E-02

b（構造全体の質量マトリックスにかかる係数）= 5.1706E-01

(5) 軸力変動の影響

地震力が橋軸直角方向に作用した場合、左右橋脚躯体の軸力が変動する。この軸力が変動することにより、部材の曲げモーメントー曲率、あるいは曲げモーメントー回転角の関係が変化する。

事前検討において、本橋において軸力変動の影響を検討した結果、初期状態の軸力に対して-65%~+65%の範囲で変化することが判明した。この軸力変動に対する橋脚上端部におけるひび割れ発生曲げモーメントおよび初降伏曲げモーメントが-17%~+18%変化することが認められた。

これら検討結果を踏まえ、本橋の橋軸直角方向の動的解析では、橋脚の軸力変動を考慮したものとす。

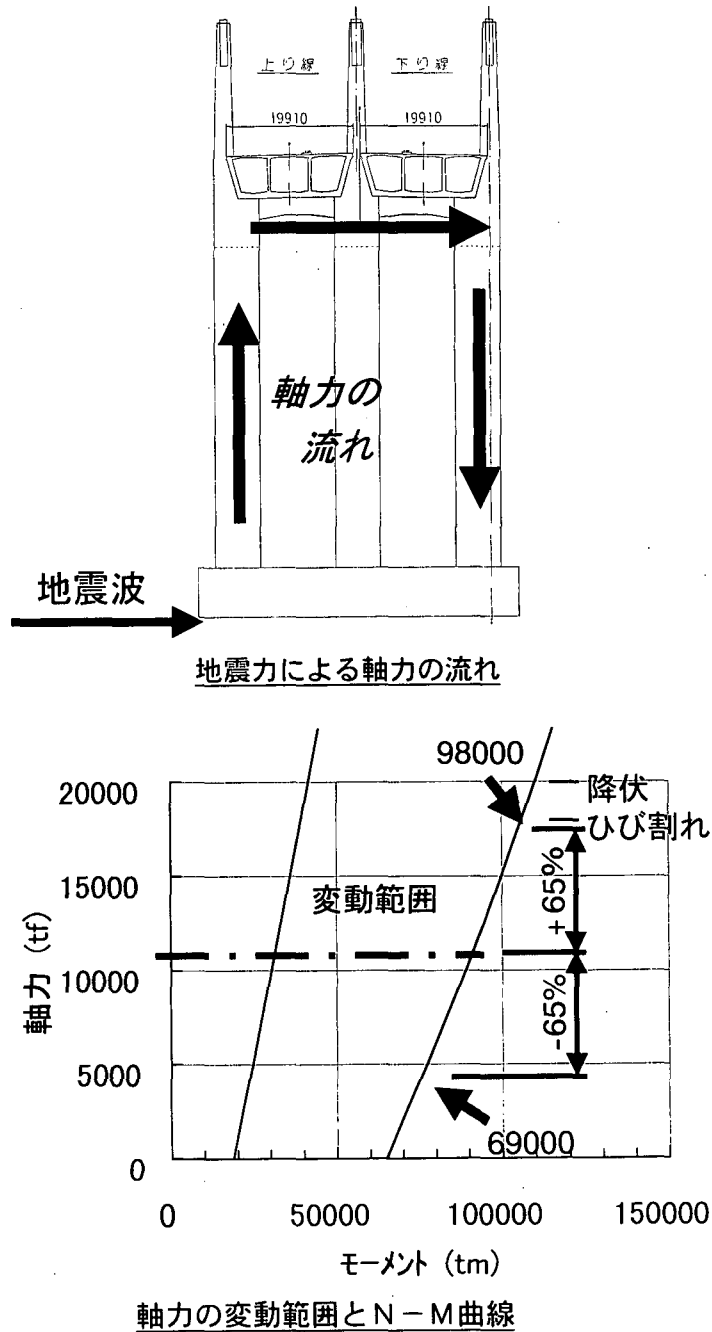


図-4.5 橋脚の軸力変動

4-4 固有値解析結果

橋軸方向および橋軸直角方向での固有値解析結果を表一4.9 および表一4.10 に示す。解析は30次モードまで行っているが、以下には10次までの結果を示す。

(1) 橋軸方向

橋軸方向では有効質量比の値より、1次および2次モードが支配的であることが分かる。

表一4.9 橋軸方向固有値解析結果

モード	周期	振動数	ひずみエネルギー比例減衰	有効質量比
	(s)	(Hz)	-	-
* 1	1.948	0.513	0.113	0.38
* 2	1.271	0.787	0.071	0.44
3	1.093	0.915	0.028	0.00
4	1.076	0.930	0.026	0.00
5	1.073	0.932	0.026	0.00
6	0.481	2.080	0.032	0.01
7	0.378	2.642	0.029	0.00
8	0.376	2.657	0.029	0.00
9	0.375	2.665	0.029	0.00
10	0.229	4.360	0.031	0.01

(2) 橋軸直角方向

橋軸直角方向では有効質量比の値より、1次モードが支配的であることが分かる。

表一4.10 橋軸直角方向固有値解析

モード	周期	振動数	ひずみエネルギー比例減衰	有効質量比
	(s)	(Hz)	-	-
* 1	1.006	0.994	0.047	0.751
2	0.545	1.836	0.034	0.000
3	0.346	2.890	0.030	0.000
4	0.346	2.892	0.030	0.000
5	0.290	3.454	0.031	0.020
6	0.235	4.254	0.033	0.000
7	0.231	4.323	0.033	0.000
8	0.214	4.663	0.033	0.000
9	0.144	6.936	0.031	0.000
10	0.120	8.314	0.047	0.057

(3) 設計水平震度

以上の結果より、設定した設計水平震度を次に示す。

表一4.11 設計水平震度

検討方向	地盤種別	地域別補正係数	T_0	k_{h0}	k_h
橋軸方向	I種	1.0	1.948	0.14	0.14
橋軸直角方向	I種	1.0	1.006	0.20	0.20

4-5 大規模地震動に対する照査結果

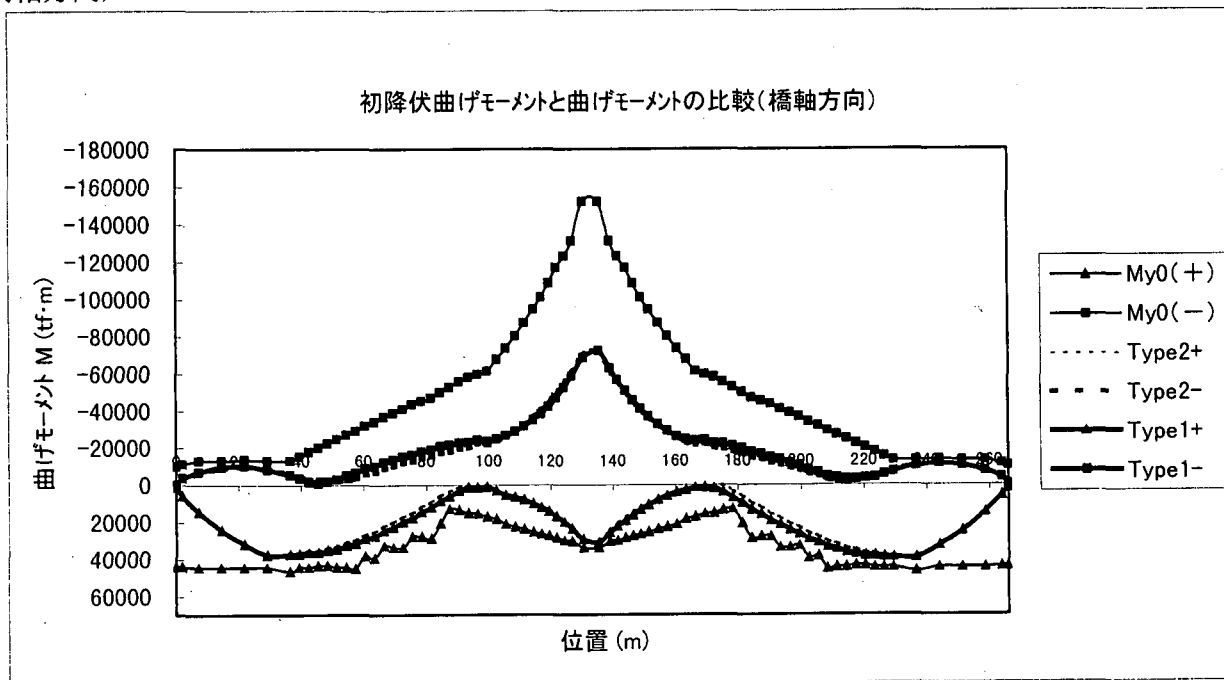
ここでは、中規模地震動に対する照査を省略し、大規模地震動に対する照査結果のみ示す。

大規模地震時に対する照査は、Type 1 および Type 2 のそれぞれ 3 波による応答値を平均して照査を行っている。

1) 主桁

(1) 曲げに関する照査

(橋軸方向)



(橋軸直角方向)

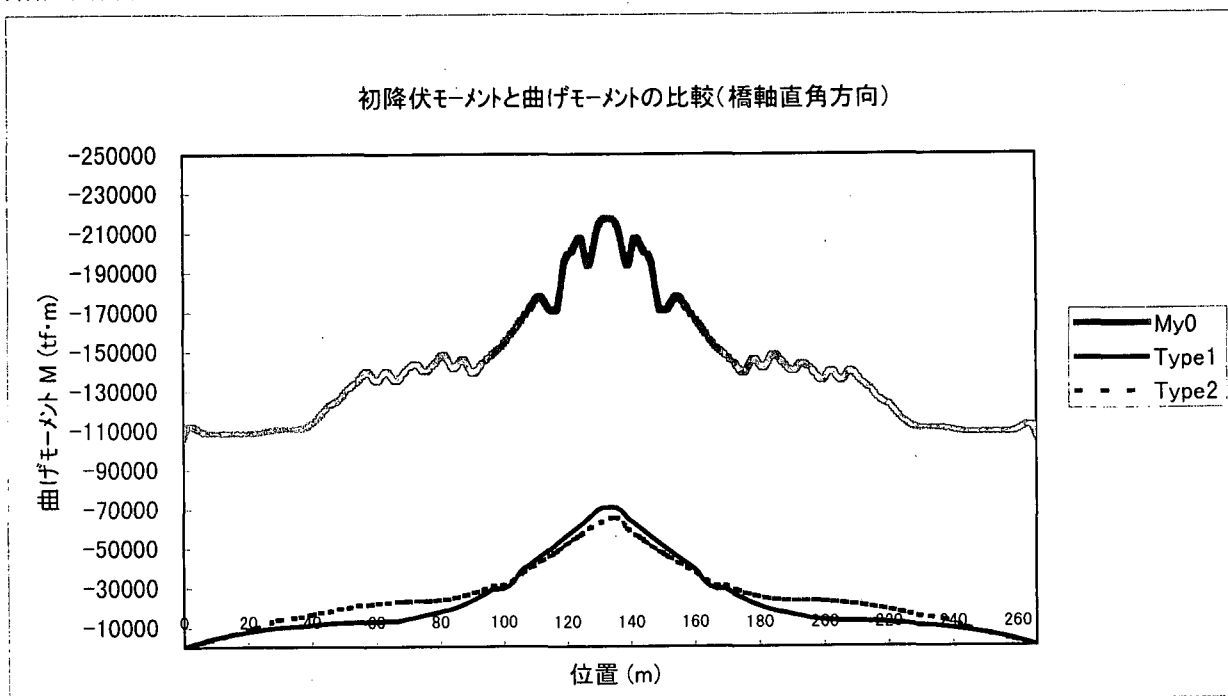
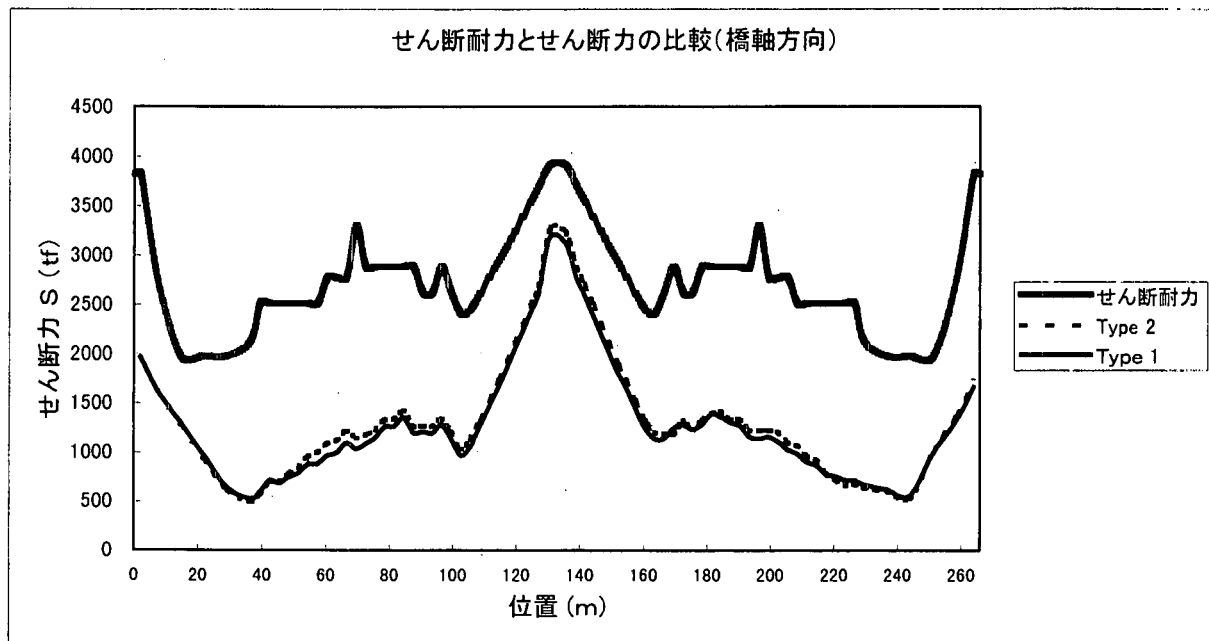


図-4.6 主桁の曲げに対する照査

② せん断に関する照査

曲げ応力度に関する照査と同様に、Type 1 および Type 2 のそれぞれ 3 波による応答値を平均して照査を行う。

(橋軸方向)



(橋軸直角方向)

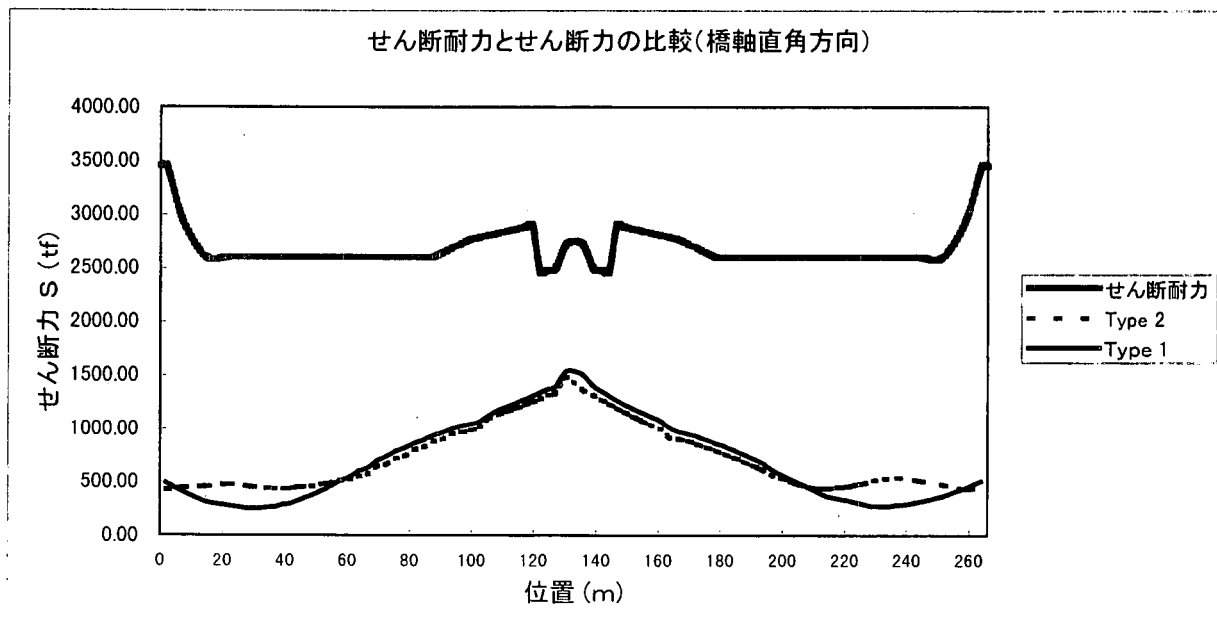


図-4.7 主桁のせん断に対する照査

2) 橋脚

3柱ラーメン構造の橋脚であるため、橋軸直角方向に地震波を受けた場合、図-4.5に示したように橋脚の軸力が変動することになる。この軸力変動の影響を把握するため、本解析前に検討を行った。図-4.8は橋軸直角方向地震時の橋脚上部における軸力の時刻歴応答曲線を示すものであり、初期軸力に対して±65%の変動が生じる結果となった。

このように軸力が変動することにより、部材の曲げモーメント-曲率(曲げモーメント-回転角の関係)が変化することになる。図-4.9に橋脚上部での軸力とひびわれモーメントならびに降伏モーメントの関係を示す。これによると、軸力変動の影響によりひびわれモーメントおよび降伏モーメントが-17%~+18%の範囲で変化することが分かった。以上の検討結果を踏まえ、本橋の橋軸直角方向の動的解析では、橋脚の軸力変動を考慮した解析を行った。図-4.10は、橋軸直角方向の大規模地震動時における橋脚上部でのモーメント-回転角の応答履歴を示す。軸力変動を考慮しない場合では塑性化していないのに対して、軸力変動を考慮した場合には塑性化が認められる。これは橋脚が地震波を受けて軸力が減少し、降伏モーメントが小さくなったためと考えられる。

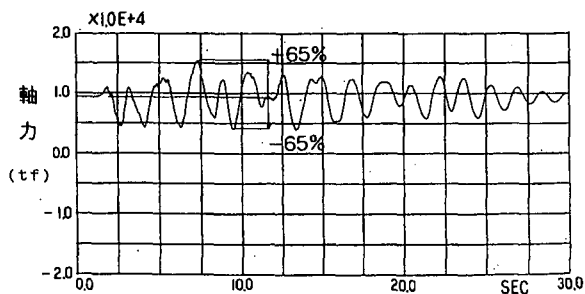


図-4.8 橋軸直角方向地震時の橋脚の軸力時刻歴応答曲線

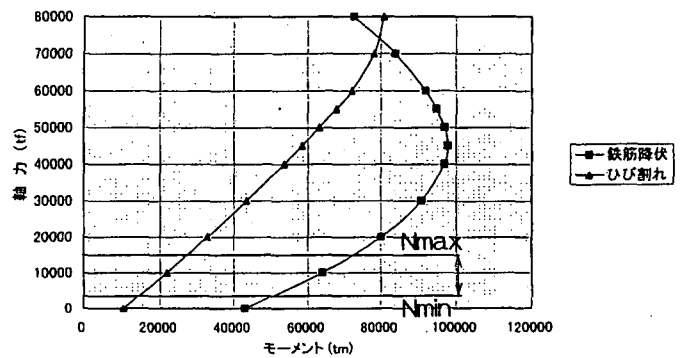
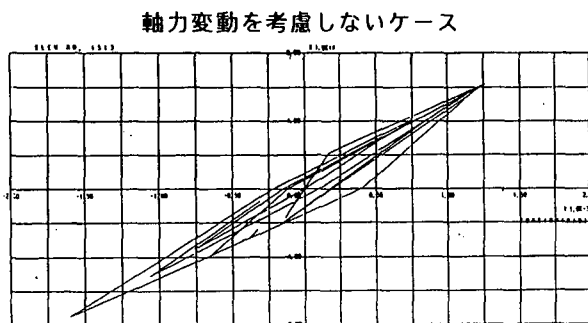
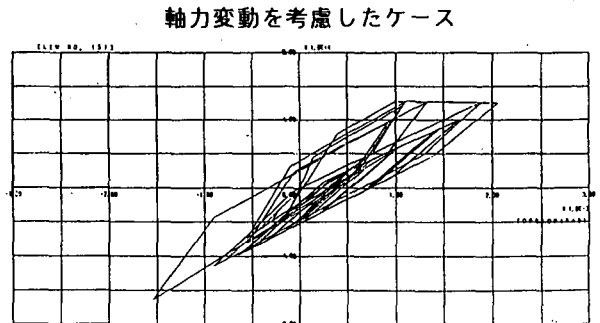


図-4.9 軸力-ひび割れ・降伏モーメント図(橋脚上部)



軸力変動を考慮しないケース



軸力変動を考慮したケース

図-4.10 モーメントと回転角の応答履歴(橋脚上部)

3) 主塔

① 曲げ応力度に関する照査

中央塔基部および側塔基部それぞれについて、鉄筋の初降伏曲げモーメントと最大応答値との比較を行う。

橋軸方向(Type1)

	My0	L-1-1	L-1-2	L-1-3	平均
	tf·m	tf·m	tf·m	tf·m	tf·m
中央塔	12989.1	8016.4	7990.2	6927.2	7644.6
側塔	12361.8	5112.4	5069.1	5086.6	5089.4

橋軸方向(Type2)

	My0	L-2-1	L-2-2	L-2-3	平均
	tf·m	tf·m	tf·m	tf·m	tf·m
中央塔	12989.1	7215.9	6009.6	7821.5	7015.6
側塔	12361.8	4489.5	3724.9	5480.2	4564.9

橋軸直角方向(Type1)

	My0	T-1-1	T-1-2	T-1-3	平均
	tf·m	tf·m	tf·m	tf·m	tf·m
中央塔	8838.8	1801.8	1800.3	3588.2	2396.8
側塔	7649.7	1705.8	1662.9	2044.4	1804.3

橋軸直角方向(Type2)

	My0	T-2-1	T-2-2	T-2-3	平均
	tf·m	tf·m	tf·m	tf·m	tf·m
中央塔	8838.8	5334.2	5084.1	3383.3	4600.5
側塔	7649.7	3581.6	3452.1	2554.2	3195.9

② せん断に関する照査

中央塔基部および側塔基部それぞれについて、せん断耐力と最大応答値との比較を行う。

橋軸方向(Type1)

	終局水平耐力	せん断耐力	L-1-1	L-1-2	L-1-3	平均
	tf	tf	tf	tf	tf	tf
中央塔	612.9	1176.0	364.5	361.6	317.2	347.8
側塔	583.3	858.8	237.0	232.4	211	226.7

橋軸方向(Type2)

	終局水平耐力	せん断耐力	L-2-1	L-2-2	L-2-3	平均
	tf	tf	tf	tf	tf	tf
中央塔	612.9	1250.3	328.6	270.0	360.9	319.8
側塔	583.3	929.1	203.4	167.3	225.8	198.9

橋軸直角方向(Type1)

	終局水平耐力	せん断耐力	T-1-1	T-1-2	T-1-3	平均
	tf	tf	tf	tf	tf	tf
中央塔	423.2	1012.1	251.7	233.6	267.4	250.9
側塔	368.1	954.4	155.4	157.6	160.0	157.7

橋軸直角方向(Type2)

	終局水平耐力	せん断耐力	T-2-1	T-2-2	T-2-3	平均
	tf	tf	tf	tf	tf	tf
中央塔	423.2	1084.9	375.2	390.3	249.6	338.4
側塔	368.1	1027.0	258.9	259.0	177.7	231.9

4) 斜材

大規模地震時における斜材張力の照査を行う。照査値は0.7fpu（引張り強度×0.7）とする。
照査は橋軸方向および橋軸直角方向のそれぞれ Type1・Type2 の3波平均で行う。

斜材張力の照査(橋軸方向:Type1)

斜材 番号	L-1-1	L-1-2	L-1-3	平均値	許容引 張応力 tf
	tf	tf	tf	tf	
1	445.7	445.4	440.1	443.8	< 502.74
2	438.5	438.1	434.2	436.9	
3	429.2	428.8	426.5	428.2	
4	424.5	425.0	422.4	424.0	
5	423.1	423.6	421.0	422.6	
6	413.4	414.1	412.2	413.2	
7	402.5	403.5	402.7	402.9	
8	407.0	406.4	408.1	407.2	
9	397.9	397.3	399.4	398.2	
10	402.7	403.3	404.5	403.5	
11	393.4	397.3	395.2	395.3	
12	408.4	409.5	409.9	409.3	
13	415.1	415.1	414.3	414.8	
14	409.0	406.7	407.0	407.6	
15	418.2	415.1	416.1	416.5	
16	410.6	408.1	408.6	409.1	
17	416.5	415.8	414.9	415.7	
18	420.8	422.4	420.4	421.2	
19	419.2	423.1	420.1	420.8	
20	422.3	427.6	424.9	424.9	
21	428.3	435.4	432.6	432.1	
22	432.3	441.3	438.2	437.2	

斜材張力の照査(橋軸方向:Type2)

斜材 番号	L-2-1	L-2-2	L-2-3	平均値	許容引張 応力度 tf
	tf	tf	tf	tf	
1	434.3	433.4	433.4	433.7	< 502.74
2	430.2	428.1	430.3	429.6	
3	425.1	422.1	425.2	424.1	
4	423.2	419.0	422.9	421.7	
5	423.3	418.4	422.9	421.6	
6	415.0	412.3	414.7	414.0	
7	405.2	406.0	405.2	405.5	
8	408.4	412.5	409.2	410.0	
9	398.5	402.7	399.0	400.1	
10	404.4	406.5	404.5	405.1	
11	396.2	396.1	395.6	396.0	
12	412.3	409.2	409.0	410.2	
13	418.2	414.3	416.0	416.1	
14	409.0	406.7	408.0	407.9	
15	417.2	415.1	416.5	416.3	
16	410.0	407.3	408.3	408.5	
17	416.2	414.2	413.4	414.6	
18	421.0	419.8	419.4	420.0	
19	418.0	417.4	419.2	418.2	
20	421.5	418.4	421.9	420.6	
21	428.8	422.5	427.4	426.2	
22	434.0	425.9	430.7	430.2	

斜材張力の照査(橋軸直角方向:Type1)

斜材 番号	T-1-1	T-1-2	T-1-3	平均値	許容引張 応力度 tf
	tf	tf	tf	tf	
1	422.2	421.2	421.0	421.4	< 502.74
2	420.2	419.2	418.9	419.5	
3	416.3	415.3	415.0	415.5	
4	415.3	414.4	414.1	414.6	
5	416.9	416.0	415.7	416.2	
6	410.4	409.6	409.3	409.8	
7	402.9	402.2	401.8	402.3	
8	408.8	408.2	407.8	408.3	
9	399.0	398.5	398.1	398.5	
10	403.5	403.0	402.6	403.0	
11	394.0	393.6	393.2	393.6	
12	408.5	408.1	407.6	408.0	
13	414.4	413.9	413.5	413.9	
14	406.0	405.4	405.0	405.4	
15	413.3	412.6	412.2	412.7	
16	404.4	403.6	403.2	403.7	
17	409.4	408.6	408.2	408.7	
18	413.4	412.5	412.1	412.7	
19	409.8	408.9	408.5	409.1	
20	409.3	408.3	407.9	408.5	
21	411.8	410.7	410.3	410.9	
22	412.2	411.2	410.9	411.4	

斜材張力の照査(橋軸直角方向:Type2)

斜材 番号	T-2-1	T-2-2	T-2-3	平均値	許容引張 応力度 tf
	tf	tf	tf	tf	
1	422.0	423.2	422.9	422.7	< 502.74
2	419.4	421.1	420.6	420.4	
3	415.0	417.1	416.3	416.1	
4	413.8	416.0	415.0	414.9	
5	415.0	417.5	416.1	416.2	
6	408.3	410.9	409.2	409.5	
7	400.5	403.3	401.2	401.6	
8	406.1	409.1	406.6	407.3	
9	396.1	399.2	396.3	397.2	
10	400.4	403.6	400.4	401.5	
11	390.8	394.1	391.2	392.0	
12	405.3	408.5	405.6	406.5	
13	411.3	414.5	411.3	412.4	
14	403.0	406.1	403.2	404.1	
15	410.5	413.5	411.0	411.7	
16	401.9	404.7	402.6	403.1	
17	407.2	409.8	408.1	408.4	
18	411.5	413.9	412.5	412.6	
19	408.2	410.5	409.4	409.4	
20	407.9	410.0	409.2	409.1	
21	410.9	412.6	412.1	411.8	
22	411.9	413.1	412.8	412.6	

4-5 まとめ

エクストラードズドPC橋は、主桁—主塔—橋脚からなる複雑な構造系であり、大規模地震動に対する照査には非線型動的解析を適用した。本論では割愛したが、中規模地震動の照査には、震度法と応答スペクトル法による動的解析両者を用いた。

主桁に関しては、全断面において鉄筋が降伏していないこと（初降伏モーメントを越えないこと）を確認した。主塔は低くかつ斜材による軸力も斜張橋と比べて低いことから、終局時の安全性は高い。橋脚に関しては、主桁との結合条件や脚高等の影響を受ける。今回対象とした事例では、脚高が高くかつ橋軸直角方向にラーメン柱となっているため、軸力変動の影響を考慮することが重要であった。今後計画されるエクストラードズドPC橋においても、橋脚から主塔に至る一体感を持たせるため、橋脚をラーメン柱にする構造が採用されるものと考えられるが、今回の耐震設計例が参考になるとと思われる。

参考文献

- 1) J. Mathivat : “Recent Development in Prestressed Concrete Bridge”, FIP Note, 1998.2
- 2) Sunniberg Bridge, Bridge design & engineering, First Quarter 1998
- 3) 小川、本間：道路橋における大偏心PCケーブル橋、プレスとレストコンクリート、Vol. 39, No.2, Mar., 1997
- 4) 岡、春日、山崎：エクストラードズド橋の構造特性に関する一考察、プレストレストコンクリート、Vol. 39, No.2, Mar., 1997
- 5) 猪熊、福永、上平、駒井：第二東名都田川橋の計画と設計、プレストレストコンクリート技術協会第9回シンポジウム論文集、1999年10月
- 6) 林、岸上、牧田、斎藤：保津川橋の計画と設計、プレストレストコンクリート技術協会第9回シンポジウム論文集、1999年10月
- 7) 梅原、剣持、湯山、田島：北陸新幹線屋代橋梁の設計と施工、プレストレストコンクリート、Vol. 39, No.1, Jan., 1997
- 8) 城野、多久和、春日、岡本：エクストラードズドPC橋の計画と設計、橋梁と基礎、1992.12
- 9) 岡、中川、能登谷、植田：衝原橋の設計と施工、プレストレストコンクリート、Vol. 39, No.2, Mar., 1997
- 10) 菊池、三原、石井、立花：蟹沢大橋の設計と施工、プレストレストコンクリート、Vol. 39, No.2, Mar., 1997
- 11) 山口、富田、西田、酒井：奥山橋の計画と設計、プレストレストコンクリート、Vol. 39, No.2, Mar., 1997
- 12) 渡邊、戸松、花田、梅木：土狩大橋の計画と設計、プレストレストコンクリート、Vol. 39, No.2, Mar., 1997

(加藤敏明)