Ⅰ－46　十勝大橋の耐震設計について

北海道開発局帯広開発建設部　関根　武雄
北海道開発局帯広開発建設部　川口　守
北海道開発局帯広開発建設部　中村　浩
北海道開発コンサルタント㈱　正会員　花田　真吉
北海道開発コンサルタント㈱　正会員　井上　雅弘

１．はじめに

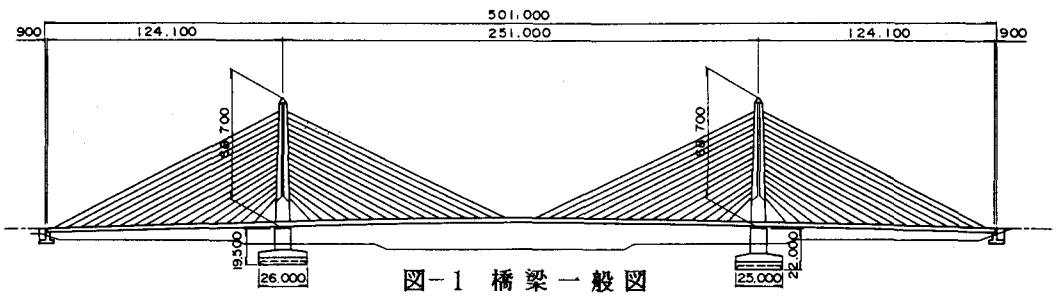
十勝大橋は、中央径間 251mを有する国内最大級の３径間連続ＰＣ斜張橋であり、経済性・景観性・冬期の車道への落雪防止などから長大ＰＣ斜張橋では実績の少ない１本独立主塔を有した１面吊り構造を採用した。一般的にＰＣ斜張橋の動的特性は、①基本固有周期が長く、減衰定数が小さい、②特性の異なる複数の構造要素から構成され、その動的特性は非常に複雑であると言われており、さらに本橋の特徴として、③北海道でも有数の地震発生頻度の高い地域に建設される、④１本独立主塔の動的挙動の把握と耐震安定性の確保を図る必要がある等、本橋は耐震設計を行なう上で多くの検討を必要とするＰＣ斜張橋である。

本文では十勝大橋の耐震設計の基本方針ならびに解析結果について述べる。

２．橋梁の概要

本橋の基本構造諸元を以下に述べる。（橋梁一般図を図－１に示す。）

構造型式：３径間連続ＰＣ斜張橋
支間割り：124.1＋251.0＋124.1m（橋長 501.0m）
幅　　員：32.0m
主　　桁：４室箱桁断面
主　　塔：１本独立柱
斜材配置：１面吊マルチセミハープ型
橋　　脚：壁式橋脚（直接基礎）
支持条件：主塔～橋脚は剛結、
　　主桁～橋脚・橋台は橋梁軸方向にすべて可動、
　　橋軸直角方向はすべて固定
地盤条件：２種地盤



図－１　橋梁一般図

Earthquake-proof design of Tokachi Ohashi
by Takeo SEKINE, Mamoru KAWAGUCHI, Hirosi NAKAMURA, Shinkichi HANADA and Masahiro INOUE

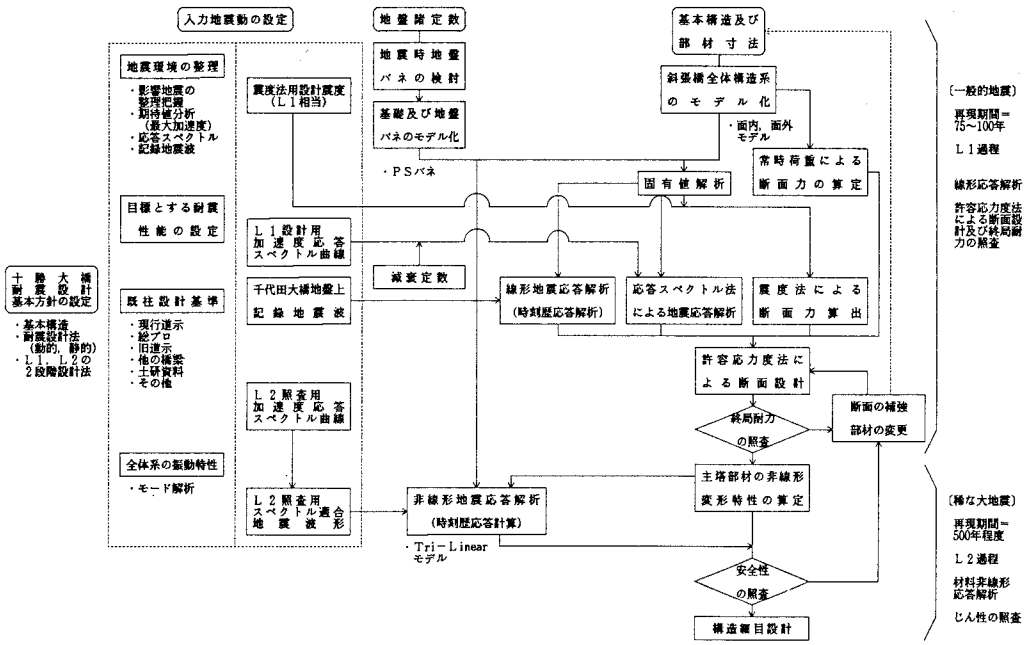
3．耐震設計の基本方針

(1) 本橋の耐震設計は以下に示す２段階の照査方法を設定した。

a）Ｌ１過程～建設地点において供用期間中に相当高い確率で発生する地震に対して、構造物の各部材が所要の耐力を保持し、かつ過大な変形を生じないことを確認する。

b）Ｌ２過程～建設地点において希に発生する可能性のある大地震を想定し、この場合でも主塔が所要の耐力と塑性変形性能を保持していることを確認する。

(2) 地震荷重および耐震解析は、図－２耐震設計フローに示すようにＬ１過程においては道示Ｖに準拠し、震度法によるほか応答スペクトル法により各部材断面の応力と耐力を照査し、Ｌ２過程においては主塔部材の重要性から、Ｌ１過程で規定した地震荷重を越える巨大地震のもとでも所要の耐力と変形性能を有していることを確認するため、主塔部材の材料非線形特性を動的解析に取り入れた弾塑性時刻歴応答解析を行なった。



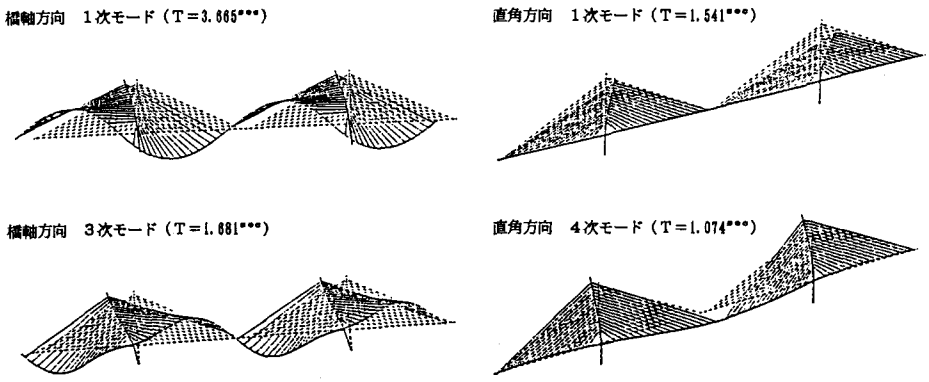
図－２　耐震設計フロー

4．Ｌ１過程解析結果

(1) 震度法用設計震度

震度法とは構造物に作用する地震力を静的な慣性力に置き換えて行う耐震設計法である。地震力を静的な慣性力に置き換えるための設計震度は、構造物の固有周期によって変わり、斜張橋のように橋の応答に主たる影響を与える振動モードが２種類以上考えられる場合には、固有値解析を行って振動特性を把握し、設計震度を設定しなければならない。本橋の固有値解析結果を表－１に示す。

本橋の振動モードの特性として橋軸方向では１次と３次モード、橋軸直角方向では１次と４次モードが大きな応答を与えることと主桁・主塔の振動モードが比較的明確に表れていることから、それぞれの固有周期に対応する設計水平震度を道示Ｖにより求めた。橋軸方向，橋軸直角方向の卓越モードを図－３に、設計水平震度を表－２に示す。



図－3　モ　ー　ド　図

表－1　固有値解析結果

橋軸方向						直角方向			
モード次数	固有周期 T (sec)	刺激係数 橋軸方向	刺激係数 鉛直方向	有効質量比 橋軸方向	有効質量比 鉛直方向	モード次数	固有周期 T (sec)	刺激係数 直角方向	有効質量比 直角方向
1	3.665	0.817	0.005	0.247	0.000	1	1.541	3.191	0.143
2	2.898	0.008	0.499	0.000	0.062	2	1.518	0.811	0.009
3	1.681	1.185	-0.043	0.304	0.001	3	1.231	-0.015	0.000
4	1.442	0.068	1.191	0.001	0.428	4	1.074	1.302	0.168
5	1.206	0.015	0.001	0.000	0.000	5	0.656	-0.055	0.003
6	0.954	0.001	0.900	0.000	0.200	6	0.652	-0.034	0.005
7	0.726	-0.533	0.010	0.052	0.000	7	0.625	-0.060	0.003
8	0.651	0.003	0.273	0.000	0.018	8	0.589	-0.761	0.073
9	0.584	0.007	0.000	0.000	0.000	9	0.549	-2.043	0.467
10	0.470	-0.158	-0.188	0.004	0.014	10	0.415	0.032	0.007

表－2　設計水平震度

	主　桁	主　塔
橋軸方向	0.13	0.21
直角方向	0.25	0.22

表－3　減衰定数

	主桁	主桁	橋脚	斜材
橋軸方向	0.03	0.03	0.05	0.02
直角方向	0.03	0.02	0.05	0.02

(2)　応答スペクトル曲線の規定

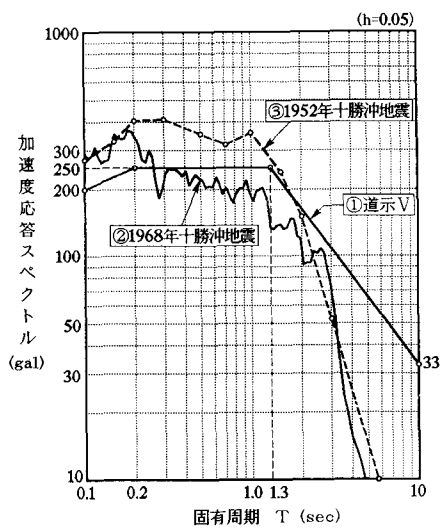
Ｌ１過程の応答スペクトル法における入力地震動は本来なら架橋地点の地盤に類似の地盤上で採取された地震記録から得られた地震被害の特性，地盤の振動特性その他の工学的判断を加えて設定すべきであるが、次に示すいくつかのスペクトルについて比較した結果、本橋の動的特性である長周期側の加速度応答をすべて包絡している道示Ｖに示す標準加速度応答スペクトル曲線（２種地盤）を用いることとした。

①標準加速度応答スペクトル（道示Ｖ）

②「1968年十勝沖地震」（千代田大橋地盤上強震記録）

③「1952年十勝沖地震」（土研提案スペクトル）

応答スペクトル法における構造要素の減衰定数を表－３に示す。

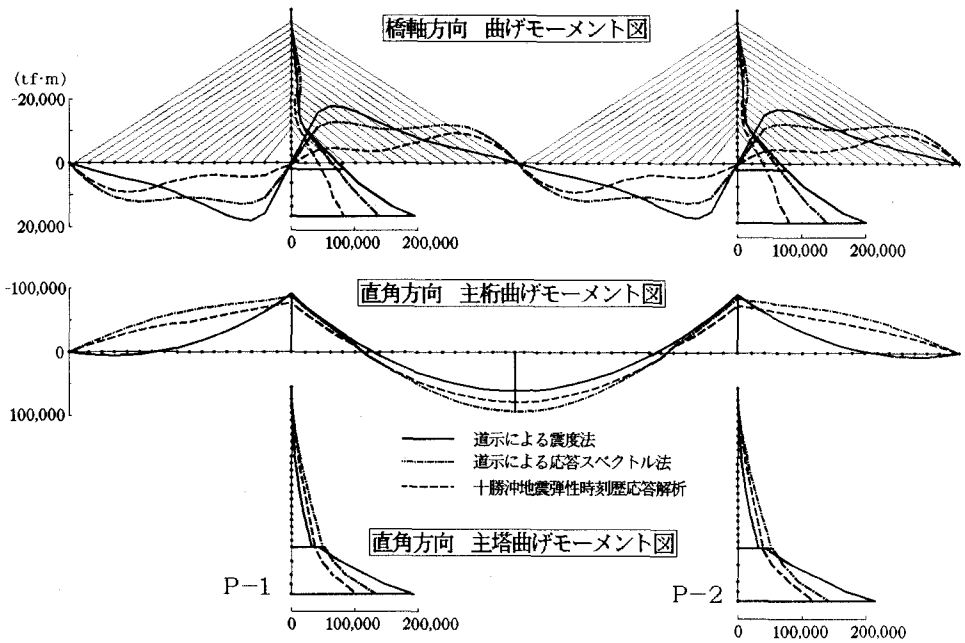


図－４　加速度応答スペクトル曲線

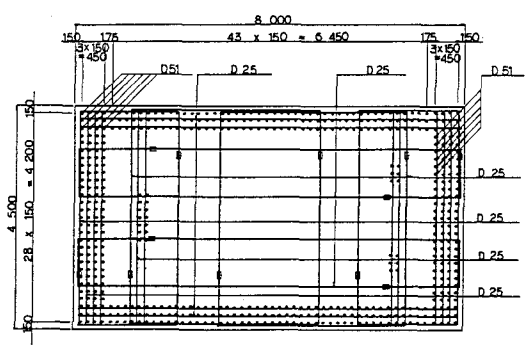
(3) 解析結果

設計荷重時および終局荷重時の照査に用いた橋軸方向，橋軸直角方向の応答値を図－5に示す。尚、参考として「千代田大橋地盤上」で採取した強震記録を用いた弾性時刻歴応答解析結果を参考として示す。

又、図－6に主塔基部断面の配筋図を示す。



図－5　L1過程曲げモーメント図



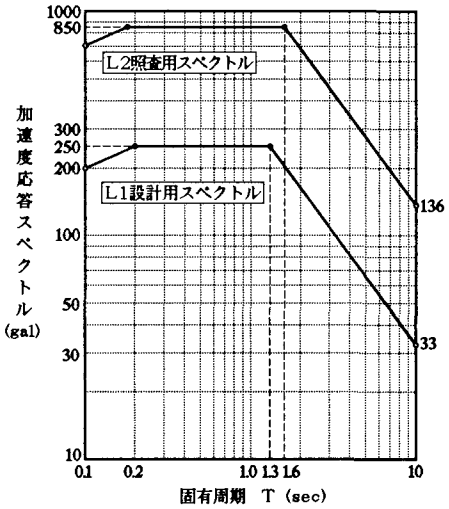
図－6　主塔基部断面配筋図

5．L2解析結果

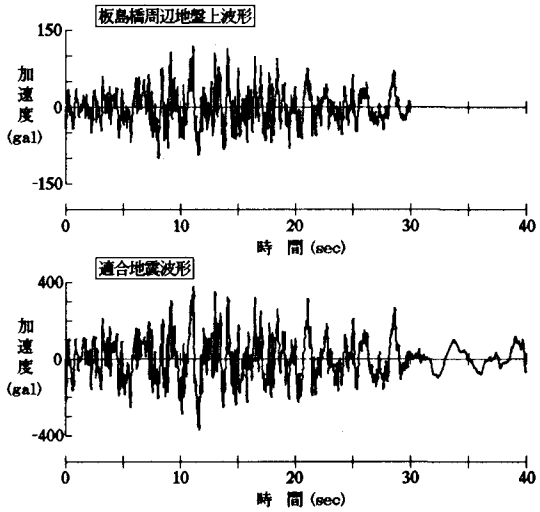
(1) 入力地震動の規定

L2過程における地震動は、道示Vに示す地震時保有水平耐力の照査に用いる地震動の強さ（2種地盤で0.85G）を想定した加速度応答スペクトル曲線を設定し、弾塑性時刻歴応答解析を行う際の入力地震動は、道示Vに示す修正板島橋記録を基に先に規定したスペクトル曲線に適合させた波を作成した。

図－7に加速度応答スペクトル曲線、図－8に適合地震波形を示す。



図－7 加速度応答スペクトル曲線



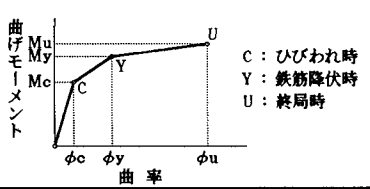
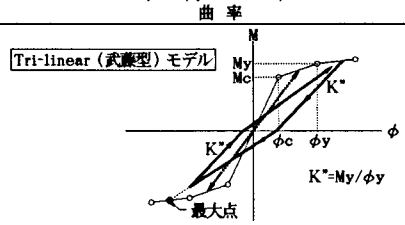
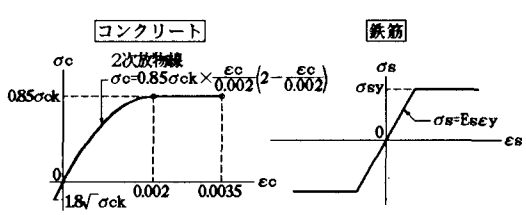
図－8 地震波形

(2) 弾塑性解析手法

L２過程における弾塑性解析の目的は、供用期間中に希にしか発生しないような巨大地震に対して構造物に十分な粘りを持たせることによって橋梁全体の崩壊を防ぐような設計を行うことであり、本橋主塔のように高軸力下にある独立１本柱の巨大地震時での動的挙動の評価が耐震設計上の重要な課題である。

表－４に解析条件を示す。

表－４ 解析条件

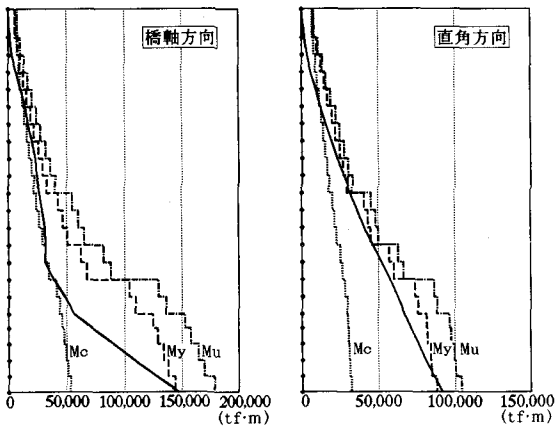
断面剛性	
履歴－復元力特性	
コンクリート・鉄筋の応力－ひずみ特性	
減衰特性	Rayleigh型減衰を仮定する。

(3) 主塔の変形性能照査

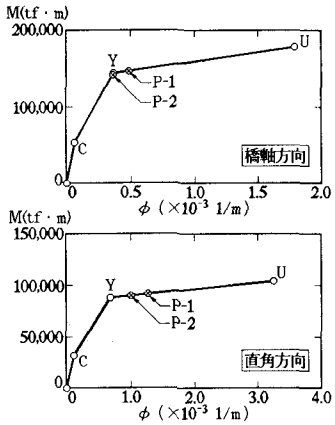
弾塑性応答解析による主塔部材の変形性能照査における限界値の設定については、道示Vの「鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査」において、橋脚天端における鉄筋降伏時水平変位δyから終局時変位δuに至る範囲の 2/3程度の値を限界値としているが、本橋の主塔部材の重要度や震災後の補修の難易度を考慮して別途限界値を定めることとした。以上より、本橋の限界値は主塔部材の曲率（ϕ）および天端の変位（δ）が降伏域を越えたとしても、極力軽微な損傷の範囲にとどまる限界値として降伏点近傍とした。

(4) 解析結果

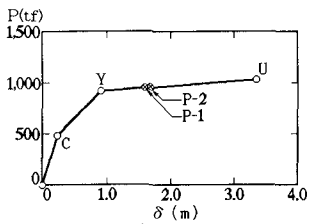
図－9に主塔の橋軸方向、橋軸直角方向の応答値を示す。L２過程の入力地震動のもとでは主塔のほぼ全域にひびわれを生じているが、いずれの方向とも主塔基部が降伏域をわずかに越えた応答にとどまっている。一方じん性に対して、主塔基部のM－ϕ図を図－10に示し、橋軸直角方向のP－δ図を図－11に示す。いずれも設定した限界値の範囲内であることがわかる。



図－9　L2過程主塔曲げモーメント



図－10　主塔基部　M～ϕ図



図－11　主塔　P～δ図

6．主塔の長柱安定性の検討

本橋の主塔は常時高軸力を受けるスレンダーな柱部材であり、特に橋軸直角方向地震に対しては大きな曲げと横方向変位に伴った斜材鉛直分力による２次モーメントが発生するため、変形による幾何学的非線形性についても検討する必要がある。本橋においてはその照査方法として２次モーメント法（ＤＩＮ4224）により、安定したつりあい状態が保たれることを確認するとともに、計算で得られた２次モーメントを考慮して、Ｌ１過程については許容応力度法により、Ｌ２過程については耐力に対する安全性の照査を行なった。

表－５に計算結果を示す。

表－５　付加モーメント
（単位:tf・m）

	Ｌ１過程	Ｌ２過程
地震時モーメント	52,358	90,737
付加モーメント	4,357	12,590
合　　計	56,715	103,327
断面耐力	84,852	104,286

7．あとがき

以上、十勝大橋の耐震設計の概要について述べた。中でも構造系の中で最も重要な部材であるＲＣ主塔の耐震安全性の確保に着目して、ＰＣ斜張橋の長周期振動特性とＲＣ主塔の履歴復元力特性を利用した新しい耐震設計法を示し、それに対する検討を行なった。本橋は現在下部工を施工中であり、平成４年に上部工の着工予定である。