

架橋地点の地震観測記録を用いた土狩大橋の耐震性の照査

新原雄二¹・池田憲二²・佐々木秀男³・一宮利通¹・河野哲也¹・大保直人⁴

¹正会員 工修 鹿島建設技術研究所土木技術研究部（〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1）

²正会員 北海道開発局開発土木研究所（〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1 条 3）

³北海道開発局帯広開発建設部（〒089-0536 北海道中川郡幕別町札内西町 73-6）

⁴正会員 工博 鹿島建設技術研究所先端技術研究部（〒182-0025 東京都調布市多摩川 1-36-1）

1. はじめに

土狩大橋は、高規格幹線道路である帯広尾自動車道が一級河川十勝川を渡河する地点に建設された橋長 610m、最大径間 140m の大偏心外ケーブル方式 5 径間連続 PC 箱桁橋である¹⁾。本橋は地震活動度の高い北海道東部に建設されることから、積層ゴム支承を用いた水平力分散方式により耐震性の向上を図るとともに、施工時からの地震観測²⁾、橋脚単体の起振機実験、上部構造完成後の振動実験³⁾等が行われている。

本橋の耐震性については、平成 2 年の道路橋示方書⁴⁾に従って震度法による耐震設計及び地震時保有水平耐力法による照査が行われている。その後、平成 7 年に復旧仕様⁵⁾が発行されたことを受け、橋脚の中間帯鉄筋等の見直しが行われている。また、上部工については、高次モードの影響を考慮するため、加速度応答スペクトル法による照査も行われている⁶⁾。

道路橋示方書⁷⁾では、時刻歴応答解析で耐震設計を行う場合、その架橋地点で観測された地震波形を用いることが望ましいとされている。本橋では施工時から地震観測を行っており、施工期間中にいくつかの地震が観測されている。これらの地震記録はジャストポイントのものであることから、本橋に影響を及ぼす地震断層の特性や伝達経路、あるいは表層地盤の影響を含んだものであると理解され、これらの地震波を用いて耐震性を検討することは極めて有意義であると考えられる。

施工期間中に観測された地震のうち、1999 年 5 月 13 日に発生した地震は、1993 年釧路沖地震（マグニチュード 7.8）とほぼ同じ震源域において生じたものであった。そこで、架橋地点に影響を及ぼす断層特性と架橋地点の地盤特性を考慮した L2 レベル相当の大地震時における耐震性の確認を行うことを目的として、上記観測記録を用いた動的解析を実施した。

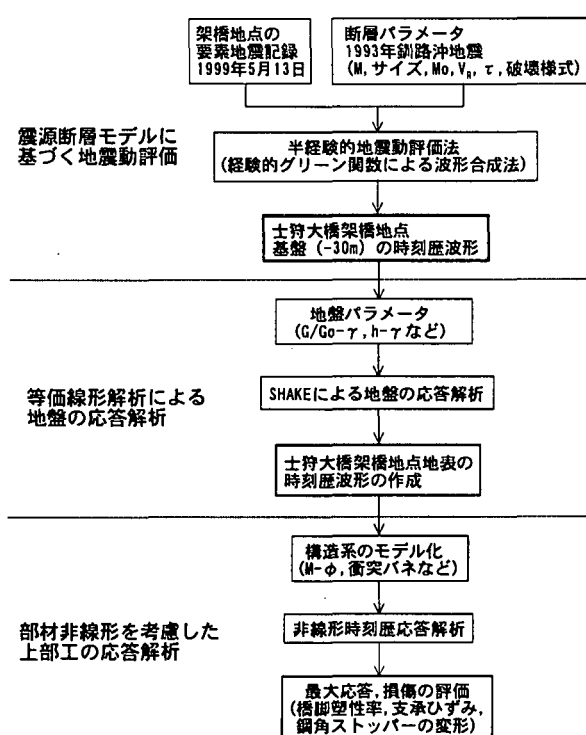


図-1 土狩大橋の L2 レベル相当地震に対する耐震性の検討フロー

本解析のフローを図-1 に示す。まず、本地震記録を 1993 年釧路沖地震の要素地震と見なし、半経験的地震動評価手法の一つである経験的グリーン関数による波形合成法を用いて、基盤（地中-30m）における地震動を作成した。さらに、基盤の地震動から、1 次元地盤応答解析（SHAKE）により地表における地震動を算出した。この地表の地震波を入力波形として、橋脚の材料非線形を考慮した時刻歴応答解析を行い、橋脚の塑性率や積層ゴム支承のひずみなどに関して大地震時における耐震性を検討した。その際、橋桁の応答変位が、鋼角ストッパーとの遊間を超えていたことから、橋桁と鋼角ストッパーとの衝突及び鋼角ストッパーの非線形を考慮した。

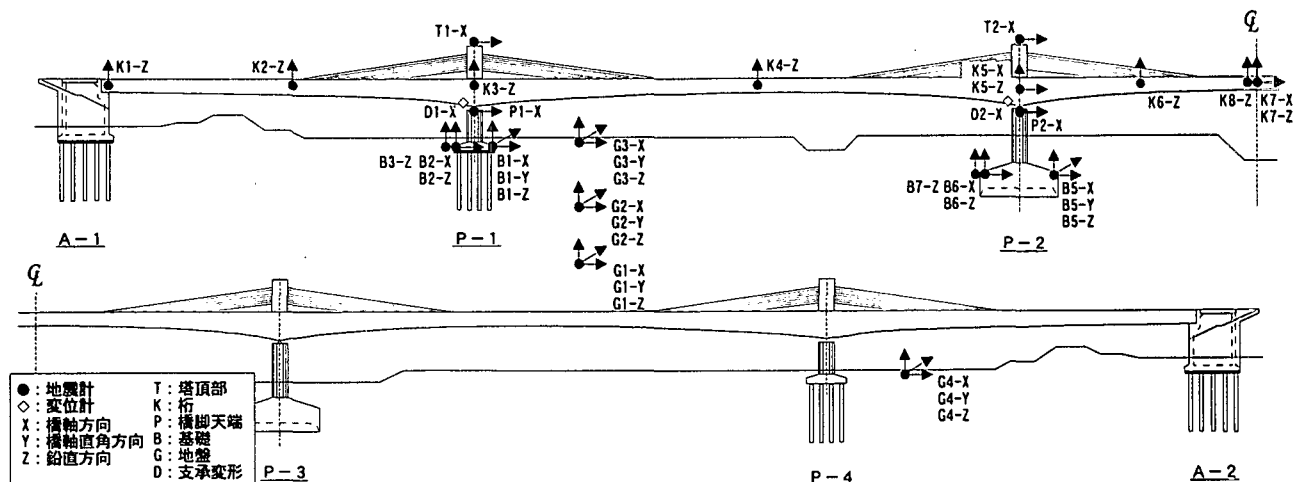


図-2 土狩大橋の地震計設置位置（完成系）

2. 土狩大橋の地震観測の概要と 1999 年 5 月 13 日の地震記録

(1) 土狩大橋の地震観測システム

土狩大橋の完成系における地震計設置位置を図-2 に示す。P1, P2 橋脚を中心に全 40 チャンネルの観測が行われており、そのうちの 38 チャンネルが加速度計、2 チャンネルが支承の相対変位を測定するための変位計である。地盤には、3 成分の加速度計が地中-30m (G1) と-16m (G2) 及び地表-1m (G3) に設置されている。サンプリング周波数は 1kHz で、プレトリガー部分を含めて 120 秒間のデータを記録しており、これらの地震計で観測された地震記録は、ISDN 回線を介して北海道開発局開発土木研究所に転送されて解析される⁸⁾。

本橋施工時においては、施工の進捗に応じて地震計を順次設置していた。そのため、1999 年 5 月 13 日の地震発生時には、地盤と P1, P2 橋脚の基礎と天端にのみ地震計が設置されており、上部構造には設置されていなかったため、上部構造の挙動は観測できていない。

(2) 1999 年 5 月 13 日の地震記録

1999 年 5 月 13 日の地震と 1993 年釧路沖地震の概要を表-1 に示す。また、地表-1m で観測された加速度波形とその加速度応答スペクトルを図-3 に示す。また、図-3 には道路橋示方書の震度法と地震時保有水平耐力法の耐震設計に用いる加速度応答スペクトル(Ⅱ種地盤)も示している。この地震の震源は釧路支庁中南部で震源の深さは 104km と深く、これは 1993 年釧路沖地震の震源域にほぼ一致している。架橋地点の地表では橋軸方向、橋軸直角方向とも約 150gal の最大加速度を記録した。観測波形の加速度応答スペクトルは、固有周期 1 秒以下の領域では震度法の加速度応答スペクトルにほぼ匹敵するものであるが、それよりも長い周期域では震度法を下回っている。

表-1 1999 年 5 月 13 日の観測地震と 1993 年釧路沖地震の概要

	本解析に用いた地震	1993 年釧路沖地震
発生日時	1999 年 5 月 13 日 2 時 58 分	1993 年 1 月 15 日 20 時 6 分
震源位置	釧路支庁中南部、 北緯 42° 57'、 東経 143° 55'	釧路沖 北緯 42° 51'、 東経 144° 23'
震源深さ	104km	103.2km
地震規模	M6.4	M7.8
震度	4：帯広、釧路など	VI：釧路、V：帯広

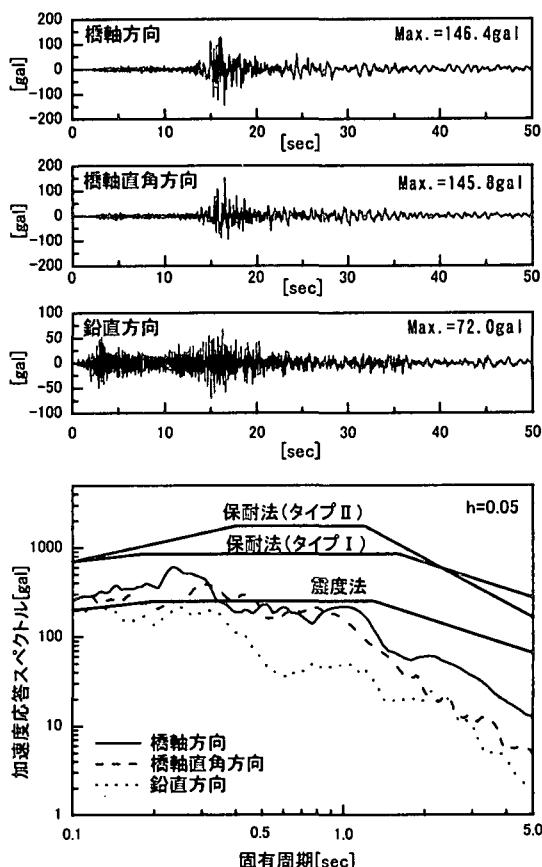


図-3 地表の加速度計 G3 における観測記録

3. 動的解析モデルの概要

(1) 解析モデル

本橋は小判型の橋脚を有し、鋼角ストッパーにより橋軸直角方向への桁の変位が拘束されているため、動的解析は橋軸方向が対象となるが、4基の橋脚が橋軸直角方向から $10^{\circ} \sim 23^{\circ}$ の斜角を有していることから、地震時の応答には橋軸方向のみならず橋軸直角方向の入力も影響を及ぼすことになる。そのため、解析モデルは橋脚の斜角を考慮した3次元モデルとした。

主桁と偏向塔及び橋台は線形梁要素、大偏心外ケーブルは線形トラス要素、積層ゴム支承は節点間線形バネとし、橋脚については材料非線形を考慮した非線形梁要素としてモデル化した。橋脚のM- ϕ 関係は道路橋示方書⁷⁾に従って算出し、履歴ルールは武田モデルとした。道路橋示方書では、地震波の繰り返し回数の違いを考慮して、タイプⅠ地震動とタイプⅡ地震動に対する終局ひずみの取り方が異なっている。本解析の対象とする1993年釧路沖地震は海洋プレート型の地震であることから、橋脚のM- ϕ 関係はタイプⅠのものを採用することとした。解析に用いた各橋脚のM- ϕ 関係を図-4に示す。

本橋の地盤は道路橋示方書のⅡ種地盤に相当し、解析では地盤の影響を地盤バネにより考慮した。本橋では、P1橋脚（杭基礎）とP2橋脚（直接基礎）を対象に橋脚単体の起振機実験が行われており、耐震設計に用いられている地盤バネ定数の設計値が、起振機実験から得られたバネ定数とほぼ一致していることが確認されている³⁾。

固有値解析による固有振動モードを図-5及び表-2に示す。地震応答に寄与が大きいのは1次モード（固有周期2.3秒）で、積層ゴム支承の変形が卓越し主桁が橋軸方向にスウェイするモードである。2次～5次モードの固有振動数及び振動モード形については、上部構造完成後に実施した常時微動測定から得られた振動モード特性の実測結果とほぼ一致していることを確認している³⁾。

(2) 動的解析の概要

動的解析は、橋脚の材料非線形を考慮することから、直接積分法による時刻歴応答解析法とした。各振動モードの減衰定数はひずみエネルギー比例型減衰として算出した後、レイリー型減衰を仮定して、質量と剛性の各マトリックスの係数を求めた。各部材の減衰定数は道路橋示方書を参考に、主桁と偏向塔は0.03、ケーブルは0.01、橋脚と基礎は0.05、積層ゴム支承は0.03、地盤バネは0.1とした。得られた各振動モードの減衰定数も表-2に示されている。レイリー型減衰の係数を決定するためには2組の振動数と減衰定数を与えなければならないが、1つは地震時応答への寄与が大きい1次モードとし、もう1つはひずみエネルギー比例型減衰として算出した1

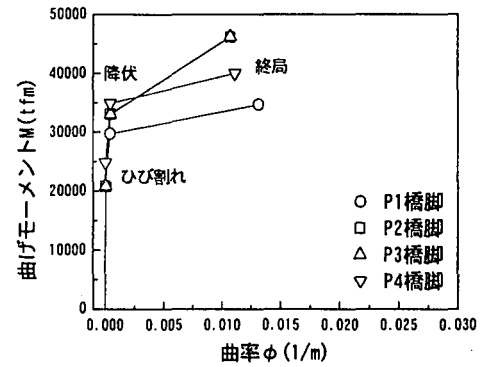


図-4 橋脚のM- ϕ 関係（タイプⅠ地震動）

表-2 固有値解析結果（1次～10次モード）

モード次数	振動数[Hz]	固有周期[sec]	減衰定数[%]
1	0.4358	2.2948	3.560
2	0.5019	1.9926	3.068
3	0.6829	1.4644	3.041
4	0.9095	1.0995	3.010
5	1.2061	0.8292	3.069
6	1.3483	0.7417	3.106
7	1.8423	0.5428	3.142
8	2.0784	0.4811	3.793
9	2.2112	0.4522	3.234
10	2.4078	0.4153	3.031

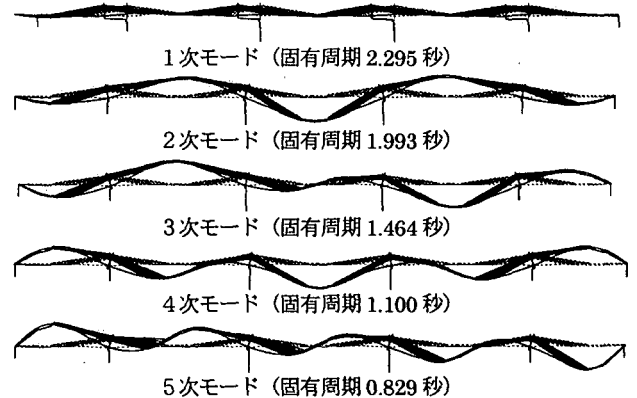
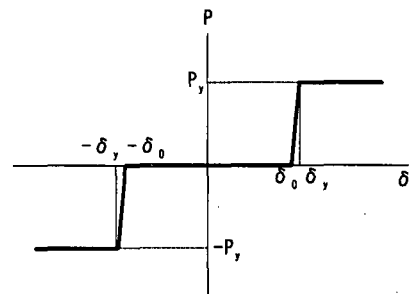


図-5 固有振動モード形状（1次～5次モード）



	δ_0	δ_y	P_y
A 1 橋台	270mm	270.292mm	6649tf
P 1 橋脚	250mm	250.470mm	7762tf
P 2 橋脚	250mm	250.470mm	7762tf
P 3 橋脚	250mm	250.470mm	7762tf
P 4 橋脚	250mm	250.494mm	8730tf
A 2 橋台	270mm	270.292mm	8865tf

図-6 鋼角ストッパーのモデル化

次モード～10 次モードまでの減衰定数との残差 2 乗和が最小となるように決定した。なお、積層ゴム支承については、実支承を用いた載荷試験が行われた結果、震度法相当の支承の変形に対して等価減衰定数 0.035 が得られており、解析に用いた減衰定数が妥当であるといえる。

動的解析に用いる入力地震動は、後述するように波形合成法及び地盤応答解析により作成した地表の地震波であり、本橋の橋脚が斜角を有していることから、橋軸方向、橋軸直角方向の 2 方向同時入力とした。

(3) 鋼角ストッパーとの衝突のモデル化

本橋の桁と鋼角ストッパーとの遊間は震度法の耐震設計をもとに決定されている。そのため、L2 レベルの大地震時には遊間を上回る桁変位が生じ、桁と鋼角ストッパーとの衝突が生じることから、動的解析においては主桁と橋脚、橋台との節点間に鋼角ストッパーとの衝突を考慮した非線形バネを取り付けた。この衝突バネの荷重 P - 変位 δ 関係を図-6 に示す。ここで、 δ_0 は主桁とストッパーとの遊間、 δ_y 、 P_y はそれぞれ鋼角ストッパーの降伏変位、降伏荷重である。鋼角ストッパーは、A1 橋台～P3 橋脚には 3 基、P4 橋脚、A2 橋台には 4 基設置されており、それぞれ若干形状が異なるが、一例として P1 橋脚のストッパーであれば、厚さ 50mm の鋼板 (SM490) 4 枚を溶接した 900mm×900mm の角形筒の内部にコンクリートが充填されたものであり、橋脚本体に 3m 埋め込まれている。橋脚のかぶりコンクリートが十分大きい場合、鋼角ストッパーはせん断破壊よりも曲げ破壊的な挙動を示すことから⁸⁾、本解析では鋼角ストッパーを鉄筋コンクリートと見なし、部材高さを橋脚天端から主桁下面までとした RC 計算により、最外縁鋼材が降伏強度に達する荷重を算出して降伏荷重 P_y とした。鋼角ストッパーへの載荷荷重が大きい場合には、橋脚天端のかぶりコンクリートの支圧破壊が生じると考えられるが、本解析ではそのようなかぶりコンクリートの支圧破壊は考慮していない。また、鋼板降伏後の P - δ 関係は履歴を描くものと考えられるが、本解析では図-6 に示したスケルトン上を動くものとし、履歴は考慮していない。

鋼材の応力-ひずみ関係として、規格降伏強度を折れ点とする完全弾塑性型のモデルを用いているが、実際には規格降伏強度以降も鋼材の強度の増加が期待できること、また、ストッパー内部にはコンクリートが充填されていることから急激に鋼材が座屈するようなことはないこと、鋼板の拘束効果によって充填コンクリートの強度が大きくなると考えられることなどから、実際の鋼角ストッパーの荷重-変位関係は、図-6 のように降伏強度以降の剛性が 0 となることはなく、荷重の増加が期待できる。

4. 波形合成法による L2 レベル相当地震動の作成

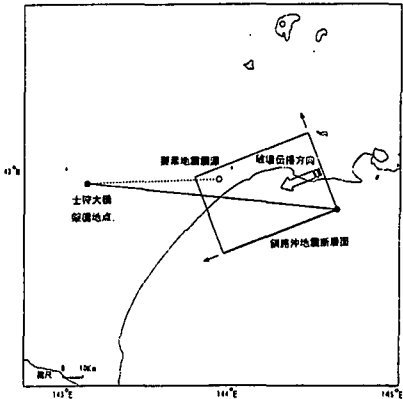
(1) 波形合成法による架橋地点基盤の地震波の作成

土狩大橋に影響を及ぼす大地震としては、1952 年十勝沖地震 ($M=8.2$ 、震央距離 $\Delta=150\text{km}$)、1993 年釧路沖地震 ($M=7.8$ 、 $\Delta=65\text{km}$) などがある。道路橋示方書の距離減衰式 (Ⅱ種地盤) を用いて架橋地点の最大加速度を算出すると、1952 年十勝沖地震は 150gal、1993 年釧路沖地震は 250gal となることから、1993 年釧路沖地震は土狩大橋に影響を与える最大級の地震の一つといえる。

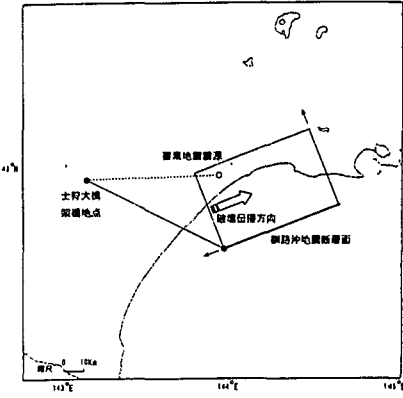
本解析では、本橋施工期間中の 1999 年 5 月 13 日に観測された地震 (表-1 参照) をもとに、1993 年釧路沖地震の断層を想定した L2 レベル相当の地震動を作成した。この地震の震源は、1993 年釧路沖地震の震源域とほぼ同

表-3 解析に用いた断層パラメータ

項目	設定値
断層長さ L [km]	60
断層幅 W [km]	40
気象庁マグニチュード M_j	7.8
立上がり時間 τ [sec]	5.00
断層方向 (strike) θ [deg.]	N 249 deg E
断層分割数 n_L, n_W, n_D	8×8×7
破壊伝播様式	Unilateral
破壊開始点	断層北西端及び断層南東端
破壊伝播速度 V_r [km/s]	3.5

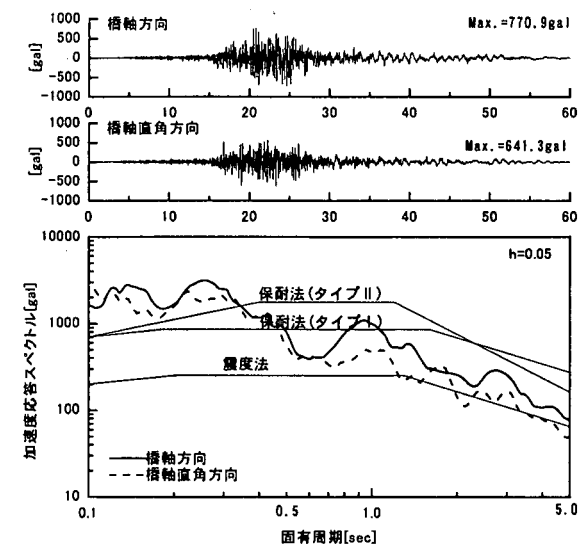


ケース(a) (断層北西端から破壊開始)

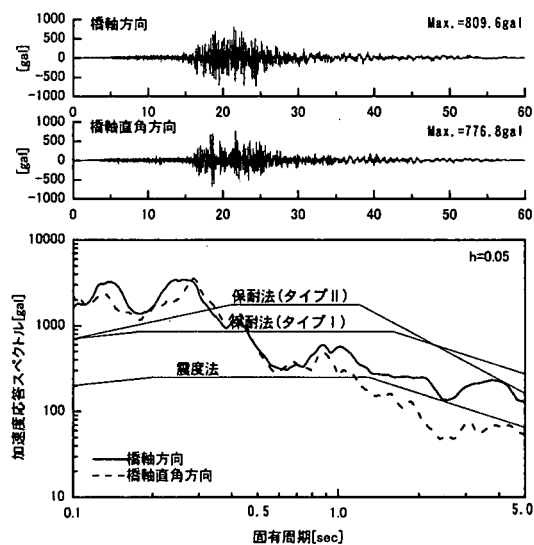


ケース(b) (断層南東端から破壊開始)

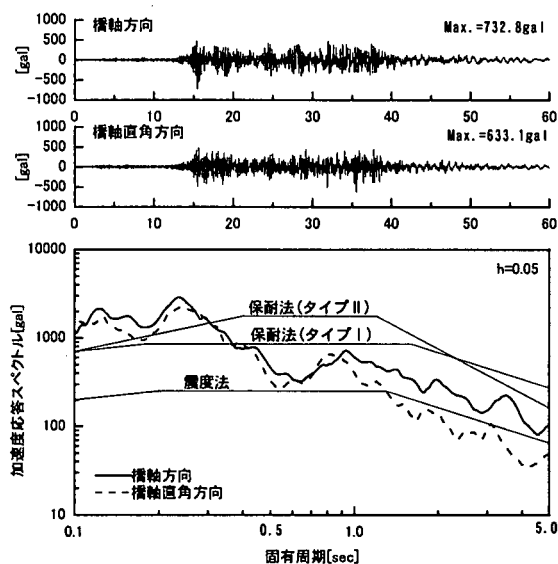
図-7 断層の破壊方向



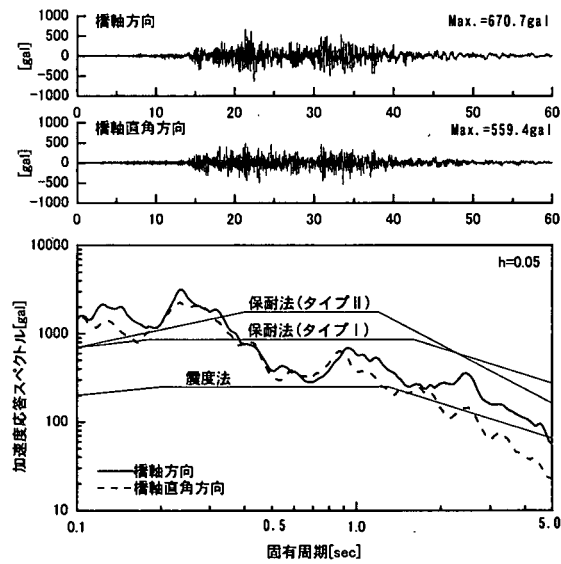
ケース(a)-1



ケース(a)-2



ケース(b)-1



ケース(b)-2

図-8 波形合成法により作成された基盤（-30m）における地震波形と加速度応答スペクトル

じであることから、釧路沖地震の要素地震と考えることができるものである。そこで、この要素地震を経験的グリーン関数とする波形合成法により、土狩大橋架橋地点の基盤（地中-30m）における地震動（橋軸方向、橋軸直角方向の2方向）を評価し、表層地盤の影響については後述するように等価線形法による1次元地盤応答解析で考慮した。

半経験的波形合成法は、大地震の震源域近傍で発生した小地震の観測記録を経験的グリーン関数として、地震ならびに地震動スペクトルの相似側、断層破壊メカニズムに基づいて多数重ね合わせることで、観測地点での大地震時の地震波形を評価する方法で、工学的に有用な周波数帯域（0.1～25Hz）の地震動を合理的に評価するための有力な手法の一つである。本検討では、震源におけるアスペリティ（強い地震動を放出する領域）は考慮せず、破壊の不規則性を確率的に扱い震源の不均質な

すべりを考慮する手法を用いた¹⁰⁾。この手法は、分割された各小領域のすべり量を確率変数として扱っていることから、同一条件下で時刻歴波形や応答スペクトルの様相の異なる地震動を多数作成できる。

本解析に用いた釧路沖地震の断層パラメータを表-3に示す¹¹⁾。断層破壊の伝播様式はユニラテラルとし、図-7に示すように、断層面の北西から破壊が始まるケース(a)と、断層面の南東から破壊が始まるケース(b)の2ケースを考慮した。この2ケースの破壊伝播様式に対して、断層小領域のすべり量分布の異なる地震波（橋軸方向と橋軸直角方向）をそれぞれ5波ずつ作成した（合計10波）。このうち、架橋地点基盤での最大加速度が最も大きかった各ケース2波ずつ（合計4波）を本橋の動的解析に使用する基盤の地震波として採用した。採用した基盤での地震波を図-8に示す。

(2)地盤応答解析による架橋地点地表の地震波の作成

次に、半経験的波形合成法により算出した基盤での地震波形から、一様成層地盤を仮定して等価線形法による地盤の1次元応答解析（SHAKE）により地表の地震動を算出した。

土狩大橋架橋地点の地質は、新第三紀鮮新世の長流枝内層を基盤に、凝灰質シルト層と薄い亜炭層の互層からなる洪山層、その上に第四紀完新世の氾濫源堆積物で構成される。地盤の応答解析に用いた土質定数等はボーリング調査の結果をもとに表-4 のように定め、せん断波速度Vsとせん断弾性係数G0は道路橋示方書により次式で算出した。

$$Vs = 80N^{1/3} \tag{1}$$

$$G_0 = \frac{\rho}{9.81} Vs^2 \tag{2}$$

ここで、NはN値、ρは単位体積重量である。また、

表-4 解析に用いた架橋地点地盤の土質定数

	地層名	構成地質	層厚 [m]	ρ [t/m³]	N値	Vs [m/s]
1	洪山層	砂礫	7.1	2.0	31	251
2		凝灰質シルト	4.7	1.7	49	293
3		凝灰質シルト	12.2	1.7	44	282
4		凝灰質シルト	6.0	1.7	50	295

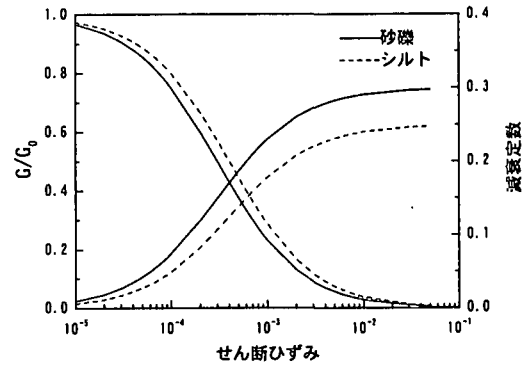
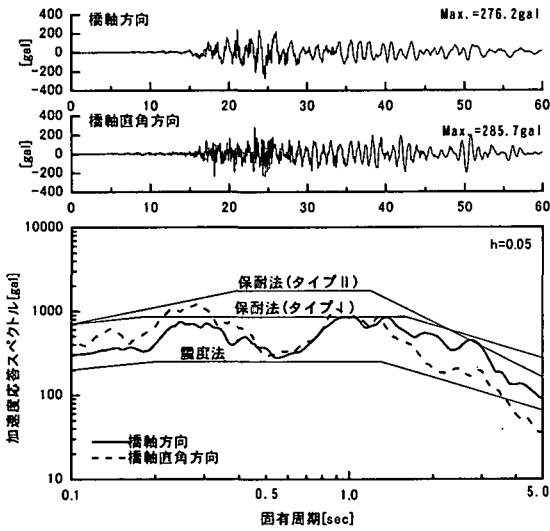
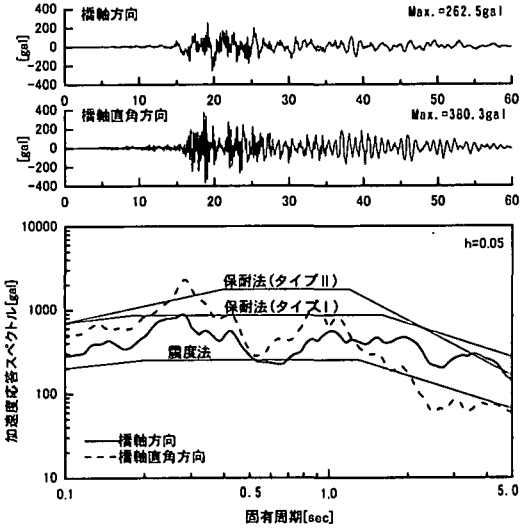


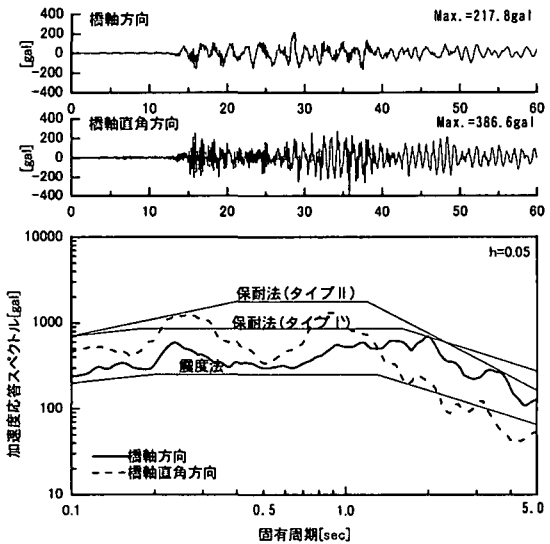
図-9 地盤応答解析に用いた G/G0-γ, h-γ 関係



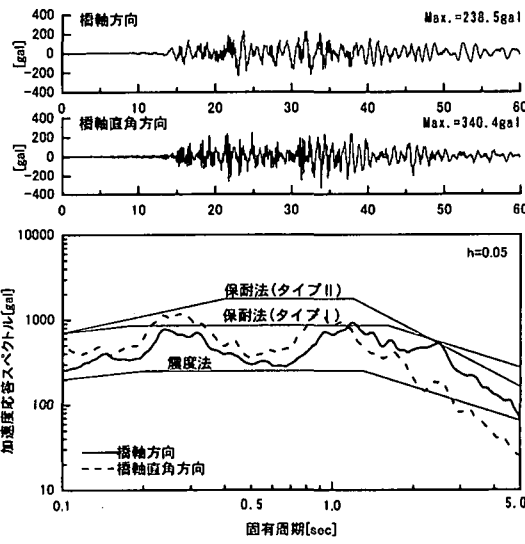
ケース(a)-1



ケース(a)-2



ケース(b)-1



ケース(b)-2

図-10 地盤応答解析により得られた地表の時刻歴波形

G/G₀- γ , h- γ 曲線は Hardin-Drnevich モデルとした。地盤応答解析に用いた G/G₀- γ , h- γ 曲線を図-9 に示す。地盤応答解析を行うにあたり、表-4 と図-9 に示した地盤モデルにより、1999 年 5 月 13 日地震の地中-30m の観測波形から地表の観測波形をシミュレートできることを確認している。

地中-30m における地震波形（図-8）から、地盤応答解析により求めた地表での地震波形（4 ケース）を図-10 に示す。最大加速度は橋軸方向で 218gal~276gal, 橋軸直角方向で 286gal~387gal となっており、一般的に地震時保有水平耐力法に使われている時刻歴波形に比べてやや小さめであり、また、加速度応答スペクトルについても地震時保有水平耐力法のものに比べて全体的に小さめである。しかしながら、地中-30m の地震波（図-8）に比べると、地表では地盤の非線形挙動によって長周期成分が大きくなっており、本橋の 1 次モード固有周期 2.3 秒付近の橋軸方向の加速度応答スペクトルは、道路橋示方書の地震時保有水平耐力法の加速度応答スペクトルに概ね近い値になっていることがわかる。

5. 架橋地点の地震観測記録を用いた L2 レベルの地震応答解析結果

1993 年釧路沖地震の断層面を仮定して、波形合成法から作成した 4 ケースの地震波を用いて橋脚の材料非線形及び鋼角ストッパーとの衝突を考慮した時刻歴解析を行った。解析結果は 4 ケースの平均値で評価し、許容値との比較を行うことにより、本橋の耐震性を照査した。時刻歴応答解析から得られた桁の橋軸方向の最大応答変位、積層ゴム支承の最大変形と最大ひずみ、橋脚基部の最大

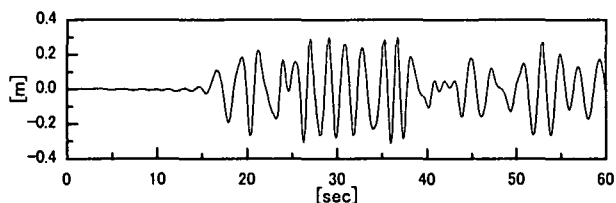
曲率塑性率、鋼角ストッパーの最大変形量を表-11 に示す。また、表-11 には積層ゴム支承の許容局部ひずみと橋脚の許容塑性率も示している。ここで、橋脚の許容塑性率は道路橋示方書に従って、タイプ I 地震動に対して算出した曲率の許容塑性率である。

主桁の最大変位はいずれのケースも 30cm を超え、積層ゴム支承の最大変形も 25cm~28cm となっており、ストッパーとの衝突が生じている。積層ゴム支承の最大ひずみは、P1, P4 橋脚で 140%, P2, P3 橋脚で 134% となっており、主桁の変位が鋼角ストッパーで拘束されるために積層ゴム支承の最大ひずみがそれ以上大きくなることはなく、いずれのケースも許容局部ひずみ（=333%）に対して、十分な余裕を有していることがわかる。橋脚基部の最大曲げモーメントはいずれも降伏曲げモーメントを超え、最大曲率塑性率は P1 橋脚で 4.7, P2~P4 橋脚で 3.7 に達しているものの、各橋脚の許容塑性率を下回っており、橋脚についても十分な耐震性を有していることがわかる。

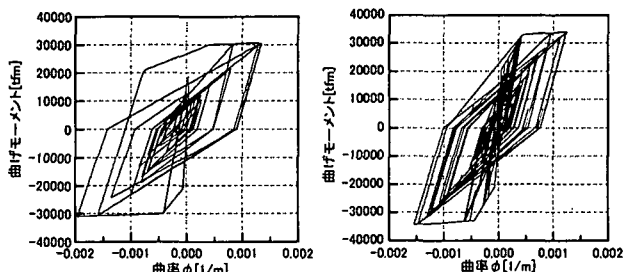
鋼角ストッパーの変形量は P1~P2 橋脚ではわずかであるが、A1, A2 橋台で 5cm 以上と大きくなっている。図-6 に示したように、鋼角ストッパーの遊間は橋脚で 250mm, 橋台で 270mm となっており橋台の方が大きい。橋脚には積層ゴム支承を介して地震時の主桁慣性力が伝達され、橋脚と地盤バネが変形するのに対して、橋台にはすべりゴム支承が用いられていることから、主桁が鋼角ストッパーに衝突するまで主桁慣性力が橋台に伝達されず、橋台の変形が生じないことから、橋脚よりも先に橋台の鋼角ストッパーとの衝突が生じるためである。鋼角ストッパーは内部にコンクリートが充填されていることから、コンクリート充填鋼管柱のようにねばり

表-5 L2 レベル相当の地震動による時刻歴応答解析結果

		ケース(a)-1	ケース(a)-2	ケース(b)-1	ケース(b)-2	平均値	許容値, 判定
主桁最大変位	A1	31.3cm	30.3 cm	32.5 cm	33.0cm	31.8	—
積層ゴムの最大変位 [最大ひずみ%]	P1	26.2 cm [136%]	25.9 cm [135%]	27.2 cm [142%]	28.3cm [147%]	26.9cm [140%]	[333%] OK
	P2	25.7 cm [134%]	25.5 cm [133%]	25.5 cm [133%]	25.8cm [134%]	25.6cm [134%]	[333%] OK
	P3	25.8 cm [134%]	25.5 cm [133%]	25.6 cm [133%]	26.0cm [135%]	25.7cm [134%]	[333%] OK
	P4	26.5 cm [138%]	26.1 cm [136%]	26.9 cm [140%]	27.6cm [144%]	26.8cm [140%]	[333%] OK
橋脚基部の最大曲率塑性率	P1	4.64	3.89	4.66	5.58	4.69	10.71, OK
	P2	3.48	3.30	3.64	4.34	3.69	8.71, OK
	P3	3.51	3.22	3.66	4.31	3.68	8.68, OK
	P4	3.66	2.96	3.75	4.63	3.75	9.53, OK
鋼角ストッパーの最大変形量	P1	1.22 cm	0.91 cm	2.23 cm	3.27cm	1.91cm	—
	P2	0.73 cm	0.51 cm	0.54 cm	0.80cm	0.65cm	—
	P3	0.79 cm	0.49 cm	0.55 cm	0.96cm	0.70cm	—
	P4	1.48 cm	1.09 cm	1.90 cm	2.63cm	1.78cm	—
	A1	5.24 cm	4.19 cm	6.39 cm	6.87cm	5.67cm	—
	A2	4.99 cm	3.99 cm	5.30 cm	6.12cm	5.10cm	—

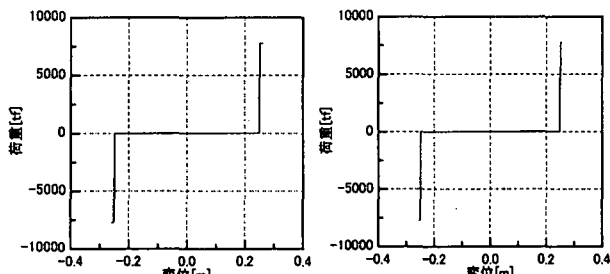


(a)主桁の橋軸方向変位波形



(b)P1 橋脚基部 M-φ履歴

(c)P2 橋脚基部 M-φ履歴



(d)P1 橋脚ストッパー履歴

(e)P2 橋脚ストッパー履歴

図-11 時刻歴解析結果の一例 (ケース(a)-1)

のある挙動を示すと考えられる。

以上の結果から、1993年釧路沖地震の断層面を仮定して作成したL2レベル相当の地震動に対しては、主桁の変位が鋼角ストッパーとの遊間を超えて衝突が生じるものの、橋脚の塑性率、積層ゴム支承のひずみは許容値を下回っており、十分な耐震性が確保されているといえる。また、鋼角ストッパーの損傷についても、A1、A2橋台では降伏変位を超えるが、鋼材の降伏強度に規格値を用いていること、ストッパーの内部にはコンクリートが充填されていることなどから、直ちにストッパーが破壊するようなことはないと考えられる。したがって、L2レベル相当の大地震時においても、本橋は限定された損傷にとどまり、機能を維持できるものといえる。

6. まとめ

本検討では、土狩大橋の地震観測で得られた架橋地点の地震記録を用いて、1993年釧路沖地震の断層面を仮定したL2レベル相当の地震動を、経験的グリーン関数による波形合成法と1次元地盤応答解析により算出し、本橋の大地震時における耐震性について検討した。その結果、主桁の変位が鋼角ストッパーとの遊間を超えて衝突が生じるものの、橋脚の塑性率や積層ゴム支承のひずみ

はいずれも許容値を下回っており、十分な耐震性が確保されていることを確認した。

本橋は2000年秋に完成予定であり、現在も地震観測を継続中である。今後、本橋において規模の大きい地震記録が収録された際には、上部構造の応答解析なども含めて、その地震時挙動について報告したいと考えている。

謝辞：本橋の耐震性の検討を行うにあたり、ご指導をいただいた「土狩大橋技術検討委員会」の北海道大学教授・角田典史雄委員長をはじめとする委員の方々に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 阿部富次, 酒向孝裕, 梅木宏也, 山本 徹, 池田 隆, 一宮利通: 土狩大橋の施工, 橋梁と基礎, Vol.34, No.4, 2000年4月.
- 2) 阿部富次, 池田 博, 一宮利通, 新原雄二, 河野哲也: 地震観測記録を用いた土狩大橋の地震応答解析, 第55回土木学会年次学術講演会概要集, 第I部, 2000年9月.
- 3) 酒向孝裕, 近藤勝俊, 新原雄二, 河野哲也, 山野辺慎一: 土狩大橋上部工/橋脚の振動実験, 第55回土木学会年次学術講演会概要集, 第I部, 2000年9月.
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 平成2年2月.
- 5) 建設省: 兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様, 平成7年2月.
- 6) 渡邊政義, 戸松義博, 花田真吉, 梅木宏也: 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, 1997年3月.
- 7) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 平成8年12月.
- 8) T. Satoh, K. Ikeda, H. Ohsaka, T. Kaneko: Development of a warning information system of earthquake, 12WCEE, Auckland, New Zealand, 2000.
- 9) 中原繁則, 大石辰雄, 神山立男, 野々村政一: 新しい鋼角ストッパーの試験, 構造物設計資料, No.82, pp.8~12, 1985年6月.
- 10) Takemura, M. and Ikeura, T.; A Semi-empirical Method Using Hybrid of Stochastic and Deterministic Fault Models: Simulation of Strong Ground Motions during Large Earthquake, J.P.E., Vol.36, 1988.
- 11) Takeo, M. and S. Ide, and Y. Yoshida: The 1993 Kushiro-oki, Japan earthquake, A high stress-drop event in a subducting slab. *Geophys. Res. Lett.*, 20, 2607-2610, 1993.