

ロックオフ部材を用いた高架橋の地震時挙動に関する研究

橋梁工学分野 石原 和之

Abstract

一般に免震構造は比較的大きな応答変位が伴うため、他部材との衝突や干渉が生じることを考慮すると、支承条件を、常時あるいはレベル1地震動までは固定とし、レベル2地震動では免震系に移行させることが有用であると考えられる。この要求性能を満足できる部材として、3形式のロックオフ部材を提案し、静的載荷実験を行うことで破断性能を検討した。また、縮小簡易高架橋モデルによる振動台実験を行い、ロックオフ部材を用いる有効性を検討した。その結果、各形状の破断性状を明確にし、ロックオフ荷重が制御可能であることを明らかにした。また、強地震に対しても、部材のロックオフによる過大な応答増加は認められず、高架橋の応答がスムーズに免震系へ移行することがわかった。さらに、実橋モデルを対象に動的解析を行い、ロックオフ部材を用いた高架橋の地震時挙動を明らかにした。

1. 研究背景・目的

1995年に発生した兵庫県南部地震により、多くの高架橋が甚大な被害を受けた。それ以降、主に下部構造へ作用する地震時の慣性力を低減できる免震構造が多く採用されてきている。一方、一般に免震構造では比較的大きな変位応答を伴うため、車両走行性を阻害する可能性がある。これを避けるためには、常時およびレベル1地震動(以下 L1 地震動という)に対しては、この変位量を許容値以内に抑制する変位制限装置を設置する必要がある。しかし、レベル2地震動(以下 L2 地震動という)に対しては、この変位制限装置が上部構造の移動を制限し、高架橋の免震機能が阻害される可能性が考えられる。したがって、常時および L1 地震動に対しては支承条件を固定とし、L2 地震動に対して変位制限装置が破断することにより(以下、ロックオフという)支承条件を可動へ、すなわち強地震時にのみ高架橋を免震系に移行させることが必要であると考えられる。

そこで本研究では、1)常時・L1 地震動に対し上部構造の移動を遊間量以下に制限する、2)それを超える地震動に対して、ロックオフすることで上部構造の移動制限を解放する、といった機能を付加するロックオフ部材(高力ボルト、片持ち梁形式、両端固定梁形式)を提案し、静的載荷実験により破断性状を明確にする。また、ロックオフ部材を設置した免震高架橋モデルによる振動台実験および5径間連続免震高架橋を対象とした地震時応答解析を行い、ロックオフ部材を高架橋へ設置する際の挙動およびその設置効果について検討する。

以上を踏まえて、高精度に制御可能なロックオフ部材の提案および、ロックオフ部材を用いた高架橋の地震時挙動の解明を行う。

2. スリット型高力ボルト

2.1 スリット型高力ボルトの構造

スリット型高力ボルトは、伸縮継手や変位制限装置等の部材を締結する高力ボルトの軸部にスリットを設け、所定の荷重が作用した際にそれらをロックオフさせることを期待した高力ボルトである。

図-1に伸縮継手とその設置にスリット型高力ボルトを適用した場合の配置図を示す。ボルト軸部に設けたスリット部を伸縮継手のフェイスプレートと上フランジの境界に位置するよう配置する。伸縮継手の衝突時に、このスリット部のせん断応力が局所的に高められる構造としている。式(1)に設計ロックオフ荷重の算定式を示す。せん断強度には文献1)で提案されている引張強度のせん断強度の関係を示す式(2)を用いる。引張強度には、事前に行った材料試験の結果から、 $1,123 \text{ N/mm}^2$ を用いる。

$$H_d = \beta \times \tau_u \times A_s \quad (1)$$

$$\tau_u = (0.747 - 1.22 \times 10^{-4} \times \sigma_u) \times \sigma_u \quad (2)$$

ここに、 H_d : 設計ロックオフ荷重、 τ_u : せん断強度、 $A_s (= \pi d^2/4)$: スリット部の断面積、 d : スリット部の軸径、 σ_u : 引張強度、 β : 載荷速度を考慮する補正係数(=1.1)

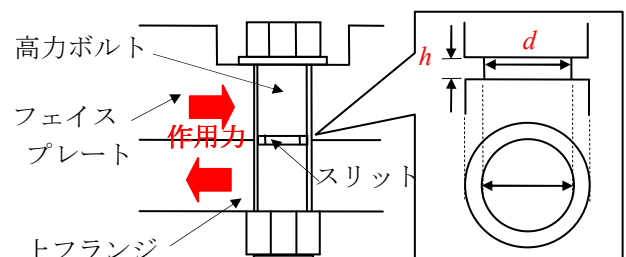


図-1 スリット型高力ボルトの構造および設置位置

表-1 実験供試体の内訳と実験結果一覧

供試体名	径	d (mm)	h (mm)	導入軸力 (kN)	列数	H_d (kN)	H_t (kN)	H_t/H_d	
d0h0-a0-r1-avg	M12	-	-	0	1	77.3	76.7	1.01	
d0h0-a1-r1-avg		-	-	62.6	1	77.7	76.5	1.02	
d1h2-a0-r1		11.5	1.2	0	1	70.3	68.3	1.03	
d1h2-a1-r1		11.5	1.2	62.6	1	70.3	64.6	1.03	
d2h1-a0-r1		10.4	0.6	0	1	62.5	58.2	1.07	
d2h1-a1-r1				62.6	1	62.3	58.2	1.07	
d2h2-a0-r1-avg			1.2	0	1	59.9	57.7	1.04	
d2h2-a1-r1-avg				62.6	1	58.3	57.5	1.01	
d2h2-a0-r2				0	2	119.2	116.4	1.02	
d2h2-a1-r2				62.6	2	113.7	114.3	0.99	
d2h2-a0-r3		1.8	0	3	181.0	174.6	1.04		
d2h2-a1-r5			62.6	5	291.4	287.6	1.01		
d2h3-a0-r1		9.3	1.2	0	1	61.8	58.2	1.06	
d2h3-a1-r1				62.6	1	59.4	58.2	1.02	
d3h2-a0-r1		9.3	1.2	0	1	47.9	46.2	1.04	
d3h2-a1-r1				50.4	1	40.8	45.7	0.89	
M22-d0h0-a1-r1		M22	-	-	0	1	246.5	251.7	1.02
M22-d2h2-a1-r1			19	2.2	0	1	183.8	191.1	1.04

d2h2-a0-r1-avg
 表記がある場合、3体試験を行った平均値
 列数(r1:1列, r2:2列, r3:3列, r5:5列)
 軸力(a0:軸力あり, a1:軸力あり)
 スリット形状(d1:d=11.5, d2:d=10.4, d3:d=9.3,
 h1:h=0.6, h2:h=1.2, h3:h=1.8)

2.2 静的載荷実験

スリット型高力ボルトの破断特性を明確にするため、スリット形状を変化させ、静的載荷実験を行う。

実験には、載荷容量の関係で、M12 高力ボルト(F10T)を用い、スリット高さ h 、スリット部の径 d 、軸力の有無、ボルト列数、が異なる供試体を用いる。また数が限られるが、M22 高力ボルトの供試体も用い、縮小率と破断特性に及ぼす影響も調べる。ボルトに導入する初期軸力は摩擦接合用高力ボルトの設計ボルト軸力を目標とし、式(3)に示すトルク管理法²⁾にしたがい導入した。

表-1 に実験供試体の内訳および実験結果を示す。なお、最大荷重をロックオフ荷重と定義している。

(1)スリット部の径による影響

スリット部の径 d を 9.3~11.5 mm に変化させても、ロックオフ荷重と設計荷重の差はいずれも 5%程度であり、スリット部の面積を変化させることにより、破断荷重の制御が可能であることを確認した。

(2)スリット高さによる影響

スリット部の径 $d=10.4$ mm の供試体で、スリット高さ h を変化させた実験結果によるとロックオフ荷重と設計荷重の差は最大でも 5%程度であり、スリット高さが破断荷重へ及ぼす影響は認められない。

(3)ボルト軸力による影響

ボルト軸力の有無によるロックオフ荷重の差は、最大でも 4%程度であり、顕著な差は認められなかった。

(4)ボルト列数による影響

ボルト列数を 2, 3, 5 列と増える場合には、破断荷重はそれぞれ 1 列の場合の 2, 3, 5 倍となり、各列のボルトが個別に破断せず、各列のボルトで荷重が分担されていたことがわかる。

(5)M22 および M12 高力ボルトの差違

実験実施数は限られているものの、M22 高力ボルトを用いた M22-d0h0 および M22-d2h2 と、それらを 12/22 に縮小した M1 高力ボルトを用いた d0h0 および d2h2 を比べると、スリットの有無に関わらず、設計ロックオフ荷重と実験結果はほぼ同じであった。そのため、M12 ボルトを用いる載荷実験の結果を用いて、M22 の破断特性を算定できることが確認できる。

3. 片持ち梁形式ロックオフ型 SB

3.1 片持ち梁形式ロックオフ型 SB の構造

免震高架橋の支承に併設される移動制限装置であるサイドブロック(以下 SB という)を対象に、柱基部に圧縮側からスリット加工を施し高精度に破断性特性の制御が可能な片持ち梁形式ロックオフ型 SB を考案した(図-1 参照)³⁾。接続部における破断時の応力状態が、せん断応力卓越状態とすることによって、脆性的な破壊を期待している。式(2)に設計ロックオフ荷重の算定式を示す。せん断強度の算出には式(2)を使用した。使用鋼材は SM490A であり、引張強度は材料試験により得ら

れた, 527 N/mm²を用いる.

$$H_d = \alpha \times \beta \times \tau_u \times \frac{B \times C \times (A - C)}{(A - C - \mu h_l)} \quad (3)$$

ここに, H_d : 設計ノックオフ荷重, A : 橋直方向幅, B : 橋軸方向幅, C : 接続部幅, τ_u : せん断強度, μ : スリット部の摩擦係数, α : 後述する載荷高さによる補正係数, β : 載荷速度を考慮する補正係数(=1.1)

3.2 静的載荷実験

ノックオフ荷重を精度よく制御ができる構造として提案されている³⁾スリット率 $(A - C)/A = 85\%$ の供試体を基準とし, 1/2 縮小サイズの実験供試体を用いて載荷実験を行い, スリット高さ h_s や載荷高さ h_l が破断特性に及ぼす影響を検討した.

表-2 に実験結果を示す. 載荷高さ h_l 一定で, スリット高さ h_s を変化させた供試体では, 各ノックオフ荷重の差は 3%以内であり, ほとんどないことから, スリット高さが破断荷重へ及ぼす影響はないと言える. スリット高さ h_s 一定で, 載荷高さ h_l を変化させた供試体では, 載荷高さが大きいと, ノックオフ荷重は低下する傾向にある. これは載荷高さが大きい場合には接合部に発生する引張応力が增大するためであると考えられる. 以上の知見から, 載荷高さがノックオフ荷重に及ぼす補正係数として式(4)を提案する.

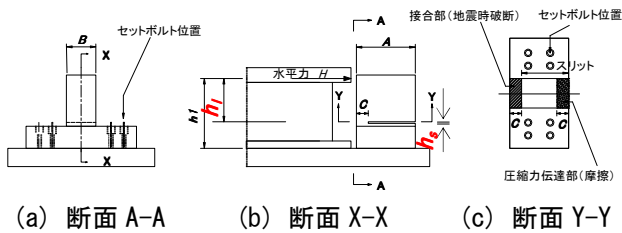


図-2 片持ち梁形式ノックオフ型 SB の構造

$$\alpha = 3.00 \times 10^{-5} \times h_l^2 - 3.60 \times 10^{-3} \times h_l + 1.00 \quad (4)$$

4. 両端固定梁形式ノックオフ型 SB

4.1 両端固定梁形式ノックオフ型 SB の構造

図-3 に両端固定梁形式ノックオフ型 SB の構造を示す. 片持ち梁形式では, 接続部に曲げによる引張応力が発生し, 破断荷重に影響を与えることがわかった. 両端固定梁形式ノックオフ型 SB は, 鋼板の両端をボルトで固定することで両端固定梁にし, 両端の固定部近傍にスリットを設けることで, 接合部に発生する引張応力を低減させ, せん断力を接続部により卓越させることを目的とした構造である. 式(5)にノックオフ荷重の設計式を示す. せん断強度の算出には式(2)を使用した. 使用鋼材は SM490A であり, 引張強度は材料試験により得られた, 527 N/mm²を用いる.

$$H_d = \beta \times \tau_u \times B \times C \times 2 \quad (5)$$

ここに, H_d : 設計ノックオフ荷重, B : 橋軸方向幅, C : 接続部幅, τ_u : せん断強度, β : 載荷速度を考慮する補正係数(=1.1)

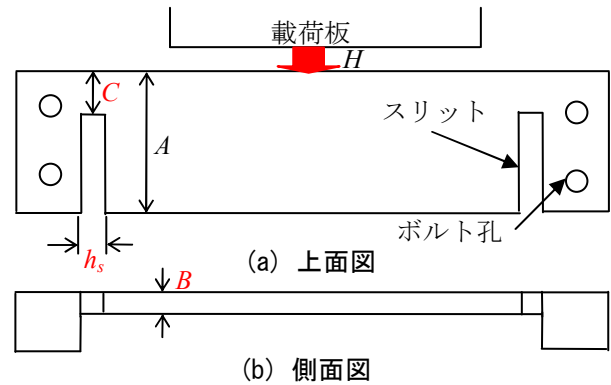


図-3 両端固定梁形式ノックオフ型 SB

表-2 実験供試体の内訳と実験結果

供試体名	A (mm)	B (mm)	C (mm)	(A - C)/A (%)	C/B	h _s (mm)	h _l (mm)	H _l (kN)	H _d (kN)	H _l /H _d	δ _u (mm)
A-1	108	28	16	85	0.57	0.3	61.3	151.8	151.2	1.00	4.8
A-2						1.5		150.3		1.01	8.0
A-3						3.0		152.3		0.99	8.9
A-4						1.5	30.7	155.5	151.8	0.98	6.0
A-5						1.5	5.0	160.0	159.3	1.00	4.2

表-3 実験供試体の内訳と実験結果

供試体名	A (mm)	B (mm)	C (mm)	(A - C)/A (%)	C/B	h _s (mm)	H _l (kN)	H _d (kN)	H _l /H _d	δ _u (mm)	
実寸法	B-1	245	60	30	88	0.5	3	1350	1412	0.96	7.4
	B-2		18	100	59	5.6	3	1330		0.94	8.0
	B-3		10	1380	0.98	15.1					
1/2 縮小寸法	B-4	49.3	33.5	13.4	73	0.4	1.5	332.2	322.1	1.03	4.2
	B-5	59	28	16		0.57	0.3	311.5		0.97	3.4
	B-6						1.5	333.8		1.04	4.6
	B-7						3.0	330.9		1.03	6.3
	B-8	78.0	21.2	21.2		1.0	1.5	322.5		1.00	4.3
	B-9	110.3	15.0	29.9		2.0	1.5	322.9		1.00	6.3

4.2 静的載荷実験

片持ち梁形式ノックオフ型 SB の A-2 供試体を基準とし、表-3 に示す実寸法サイズおよび 1/2 縮小サイズ実験供試体を用意し、縮小寸法率、スリット高さ h_s 、 C/B が破断特性に及ぼす影響を載荷実験を行い検討した。なお、縮小サイズ供試体では、破断部と梁部の断面 2 次モーメントの比をいずれの供試体でも同じ値(50.0)にし、作用する曲げによる影響を低減するため、スリット率は 73% としている。

表-3 に実験結果を示す。実寸法、縮小寸法いずれも設計ノックオフ荷重との差が 5%程度であり、1/2 縮小寸法ではノックオフ荷重への縮小率の影響はないと言える。またスリット高さ h_s および C/B をそれぞれ変化させた供試体では、各ノックオフ荷重の差はほとんどなく、スリット高さおよび C/B によるノックオフ荷重への影響はないと言える。このことから、接続部の面積を変化させることで、ノックオフ荷重を制御できると言える。

5. 簡易高架橋模型による振動台実験

5.1 実験供試体

本実験に使用する供試体は、次章で記述する 5 径間連続鋼 I 桁高架橋を対象に、縮尺比 $S=35$ で縮小したものとした。本実験では、1つの橋脚とその橋脚上の支承および 1つの橋脚が支持する上部構造からなる振動系に着目し、相似則に従い、上部構造重量と支承のバネ定数を実橋と供試体で合わせている。実橋及び供試体の諸元に表-4 に示す。図-4 に実験供試体の一般図、写真-1 に実験状況を示す。1つの橋脚に分担される上部構造とそれを支える支承に着目し、上部構造と支承のみを簡易的にモデル化している。支承には、丸形防振ゴムを 4 体使用し、上部構造には、おもりとして質量 964.4 kg の鉄塊を用いている。また、おもり重心高さに載荷板を設け、この位置に SB を設置・衝突させる構造としている。

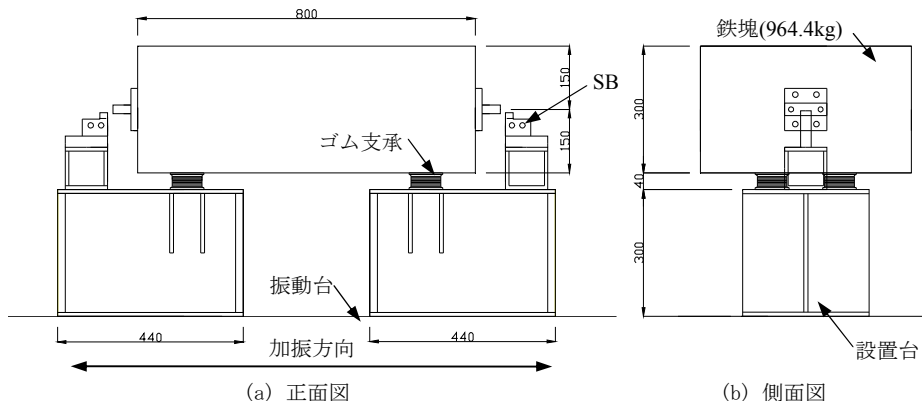


図-4 実験供試体の一般図

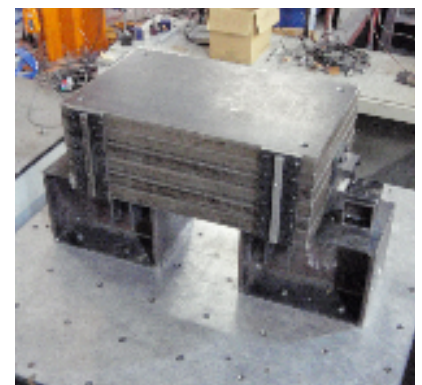


写真-1 実験状況

表-5 振動台実験に用いる片持ち型ノックオフ型 SB

供試体名	縮尺比 S	A (mm)	B (mm)	C (mm)	(A-C)/A (%)	h_s (mm)	h_t (mm)	H_d (kN)
A-2	1	108	28	108	85	1.5	61.3	152.9
A-2-s5	5	21.6	5.6	3.2		0.3	11.0	6.2
A-2-s7	7	15.4	4.0	2.3		0.3	7.4	3.2

表-4 実験供試体の諸元

	実橋	供試体	相似比
上部構造分担重量 /1 橋脚 (kN)	11230	9.5	35^{-2}
免震支承の等価剛性 /1 橋脚 (kN/mm)	31.9	0.7	35^{-1}
固有振動数	0.84	4.42	$35^{-1/2}$

5.2 振動台実験に用いるノックオフ型 SB

表-5 に本実験で用いる片持ち梁形式ノックオフ型 SB の内訳を示す。寸法は、3 章で用いた A-2 を基準とし、ノックオフ荷重が L1 地震動に対応する設計水平震度程度 (=0.3)、またはその 2 倍程度 (=0.6) となるノックオフ型 SB を作成した。

表-5.6 加振ケース

ケース	SB 設置状況
Case-noSB	設置なし
Case-SB	SB 設置
Case-S7	A-2-S7 設置
Case-S5	A-2-S5 設置

5.3 実験ケース

表-6 に本実験の加振ケースを示す。設置する SB の種類を変えた 4 ケースの実験を行う。入力波はポートアイランドで観測された、III 種地盤に対する L2 地震動タイプ III の地震波を、相似則を考慮して、時間軸に対し 1/35 倍、振幅倍率は 1.0 倍とした。

5.4 実験結果

図-5 に各ケースの時刻歴応答変位および加速度を示す。Case-SB では、支承の変形が拘束され、おもりの応答変位が小さいことから、ノックオフしない SB では免震機能を発現できないことがわかる。一方 Case-S7 では、ノックオフ前はおもりの変位が拘束されているが、0.86 秒で一方のノックオフ型 SB が、0.96 秒でもう一方が破

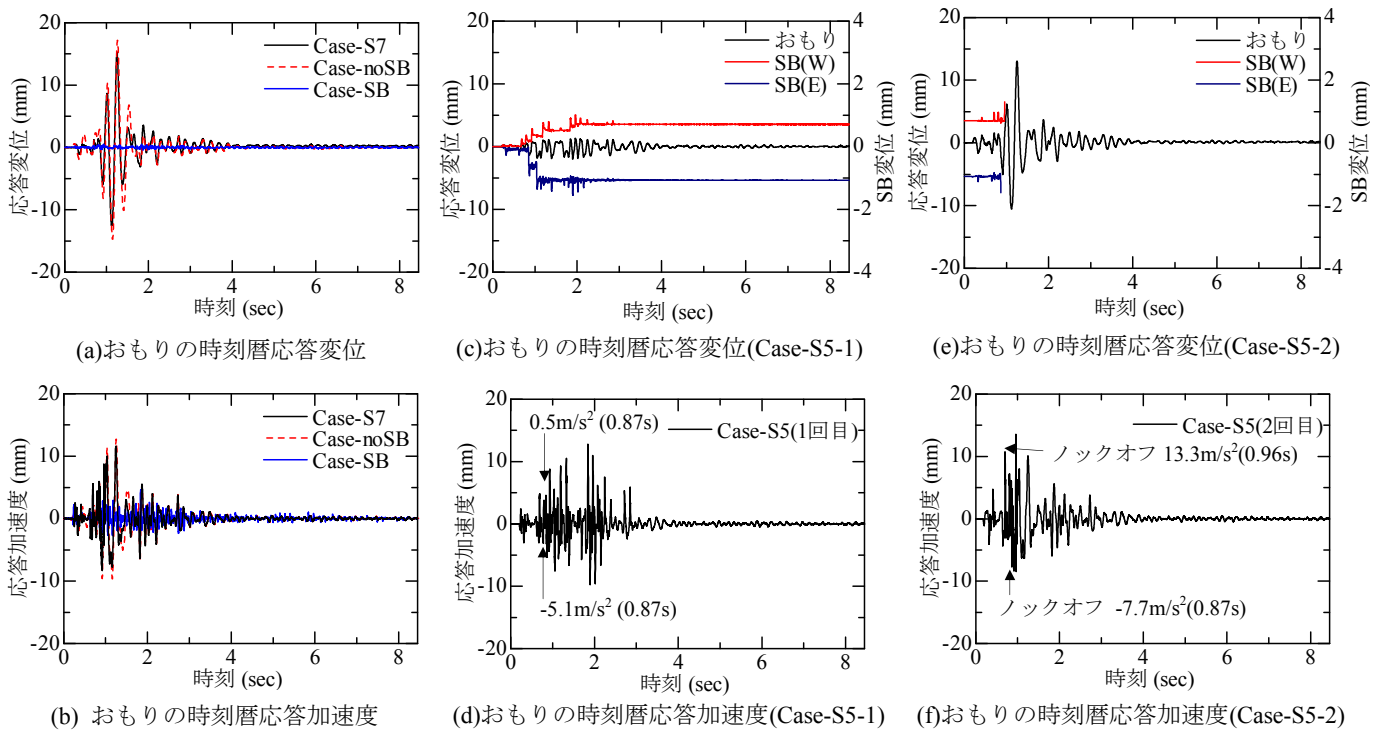


図-5 各ケースの時刻歴応答変位および加速度

断し、おもりの変位が増大、すなわち免震系に移行したことがわかる。またノックオフ時には、急激な変位および加速度の増大は見られず、スムーズに免震系へ移行している。また、Case-S5では、1回目の加振において、ノックオフ型SBは破断せず、加振終了までおもりの変位を拘束した。続いて、2回目の加振を行ったところ、0.87秒で一方のノックオフ型SBが、0.96秒でもう一方が破断した。ここで、2回目の加振では、おもりの応答加速度が、ノックオフ時である0.87秒で -7.7m/s^2 、0.96秒で 13.3m/s^2 であったのに対し、1回目加振の同時刻では、 -5.1m/s^2 、 0.5m/s^2 であった。そのため、1回目の加振により残留変位が生じ、おもりとSBの遊間が拡大したことで、おもりの応答加速度が大きくなり、2回目ではノックオフしたと考えられる。このことから、SBとの遊間によりSBに作用する荷重が変化するため、遊間についても地震時挙動に与える影響を今後検討する必要がある。

6. ノックオフ部材を設置した高架橋の地震時挙動

6.1 対象高架橋

対象橋梁の概要を図-6に示す。対象橋梁は橋長200mの5径間連続鋼I桁高架橋であり、下部構造は鋼製橋脚（地盤種別：III種地盤，基礎形式：鋼管杭）である。鋼製箱型断面橋脚にはコンクリートが充填されている。各橋脚上には高減衰ゴム支承がそれぞれ7基設置されている。橋脚および上部構造は梁要素で、支承およびSBを非線形バネ要素でモデル化している。ノックオフ型SBは、非線形バネ要素でモデル化しており、ある荷重に達すると耐力が0となる履歴特性を有している。なお今回は、最も応答が大きい、橋脚P3に着目する。

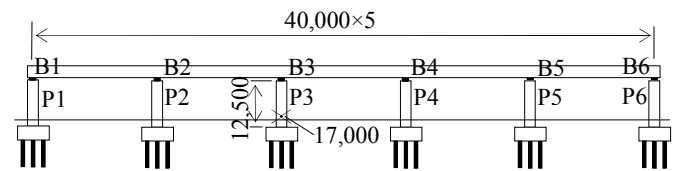


図-6 対象橋梁の概要

6.2 解析ケース

表-6に解析ケースを示す。ノックオフ型SB設置を3ケース、スリットなしの通常型SB設置およびSB設置なしを1ケースずつの計5ケースとする。ノックオフ型SBは、ノックオフ荷重をL1地震時設計地震力の1.0、1.5、2.0倍とそれぞれ設定した。すべてのケースにおいて、地震波入力方向は橋軸直角方向である。図-7に本解析で用いるP3上のSBの荷重-変位関係を示す。3章の静的載荷実験結果の荷重-変位関係を基に、相似則により決定した。また、SBと上部構造との遊間は5mmとした。

6.3 解析条件

動的解析には、EPASS/USSPを用い、積分時間は0.005秒とし、減衰はRayleigh減衰を用いた。入力地震波は、兵庫県南部地震においてポートアイランドで観測された、III種地盤に対するL2地震動タイプIIの地震波である。

6.4 動的解析結果

図-8に橋脚P2の応答変位の時刻歴、図-9に支承の相対変位の時刻歴をそれぞれ示す。図-10には、免震支承の荷重-変位関係および支承SBへの作用力の時刻歴を示す。

表-6 解析ケース

ケース	設定
Case-noSB	SB 設置なし
Case-SB	通常型 SB を設置
Case-KSB1.0	L1 設計地震力で設定した ロックオフ型 SB を設置
Case-KSB1.5	L1 設計地震力の 1.5 割増しで 設定したロックオフ型 SB を設置
Case-KSB2.0	L1 設計地震力の 2.0 割増しで 設定したロックオフ型 SB を設置

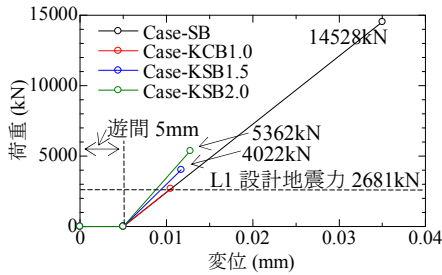


図-7 本解析で用いる P3 上の SB の荷重-変位関係

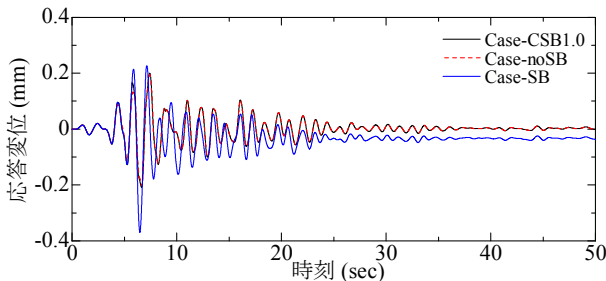


図-8 橋脚 P2 の時刻歴応答変位

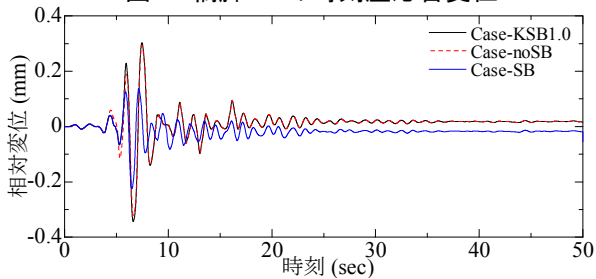


図-9 支承の時刻歴相対変位

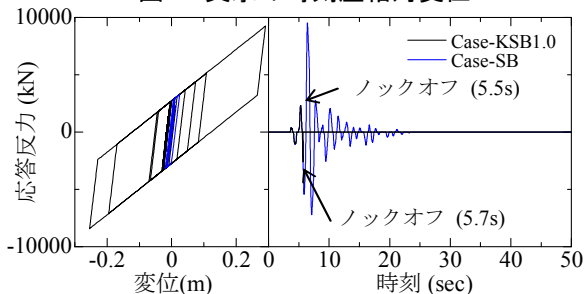


図-10 免震支承の荷重-変位関係と応答反力時刻歴

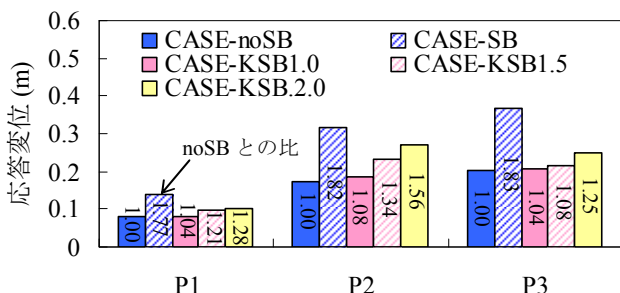


図-11 各ケースの橋脚の最大応答変位

す。Case-SB では、免震支承の変形が拘束され、免震機能が得られず、橋脚の応答変位が Case-noSB と比較して 8 割程度増加している。一方、Case-KSB1.0 では、SB がロックオフする約 5.6 秒までは免震支承の変位が拘束されている。しかし、ロックオフ後、免震支承の変位拘束がなくなり、相対変位が増大している。すなわち、免震系に移行し、橋脚の応答も抑えられている。

図-11 に各ケースの橋脚の最大応答変位を示す。ロックオフ荷重が大きいケースほど、橋脚の応答変位が増加しており、橋脚の応答変位を抑えるためには、ロックオフ荷重はより低い荷重レベルに設定することが望ましい。

7. 結論および今後の課題

本研究では、ロックオフ部材の各パラメータが破断性状に与える影響を検討するため、静的荷重実験を行った。次に、ロックオフ部材が高架橋の地震時挙動に及ぼす影響を検討するため、振動台実験および免震高架橋を対象とした動的解析を行った。

- ロックオフ部材として提案したスリット型高力ボルト、片持ち梁形式ロックオフ型 SB および両端固定梁形式ロックオフ型 SB は、いずれも破断部の面積によりロックオフ荷重を制御できる。
- 振動台実験において、ロックオフ型 SB のロックオフ時に、おもりの応答変位には、急激な変位の上昇はなく、スムーズに免震化することがわかった。しかし、遊間が大きい場合もしくはおもりとの衝突によりロックオフ型 SB に残留変位が生じ遊間が大きくなる場合には、ロックオフ型 SB にかかる荷重が増大することから、遊間および残留変位がロックオフ型 SB に与える影響を検討する必要がある。
- 免震化高架橋の解析モデルを用いた地震応答解析により、従来の通常型 SB では、免震支承の変形が拘束されるため、免震効果を期待できない。ロックオフ型 SB では、所定の荷重および変位で破断し、スムーズに免震メカニズムに移行することができ、免震効果を期待することができる。

参考文献

- 武田成悟, 橋本篤秀: 鋼材の引張強さとせん断強度, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2004.8
- 土木学会鋼構造委員会 高力ボルト摩擦接合継手の設計法に関する調査検討小委員会: 高力ボルト摩擦接合継手の設計・施工・維持管理指針(案), 2006.12
- 吉田雅彦, 坂井田実, 松村政秀, 北田俊行, 森田征樹: 支承サイドブロックにおける破断特性制御構造の静的破断試験, 土木学会地震工学論文集, Vol.26, 2003.12

◆討議 [大内 一教授]

ノックオフ荷重を L1 地震動の 1.0, 1.5, 2.0 と設定しているが、橋脚の損傷との関係は考慮しているのか。

◆回答：橋脚の最大応答変位に着目すると、ノックオフ荷重と橋脚の損傷の程度との関連を議論できると考えられる。しかし、本研究では、精度良いノックオフが可能なノックオフ構造の提案やノックオフ荷重の大小が高架橋の地震時応答に与える影響に着目して検討しており、橋脚の損傷との関係は考慮していない。

◆討議 [鬼頭 宏明教授]

ノックオフ部材として提案している 3 形式の設計式に補正係数 β を設定しているが、どういった効果を考慮しているのか。

◆回答：地震時には、速度を持ってノックオフ部材と桁とが衝突する。既往の研究によると、載荷速度の違いがノックオフ荷重に与える影響が実験的に検討されており、動的載荷を受ける場合のノックオフ荷重は、静的載荷を受ける場合に比べ、約 10% 上昇することが報告されている。そこで、本研究では、この知見を参考にして、ノックオフ部材への衝突速度がノックオフ荷重へ及ぼす影響を補正係数 β ($=1.1$) により考慮している。

◆討議 [鬼頭 宏明教授]

スリットには応力集中が発生すると考えられるが、それは考慮しているのか。

◆回答：荷重載荷時には、スリット部へ応力が集中するため確実なノックオフが期待できる。しかし、提案した設計式を用いる場合であっても、載荷実験により得られたノックオフ荷重を算定できたことから、応力集中がノックオフ荷重へ与える影響は小さいと考えられ、提案している設計式に応力集中の影響は考慮していない。

◆討議 [谷口 与史也教授]

常時において、免震支承の変位を制限する必要があるのか。

◆回答：免震支承はある程度の剛性を有しているものの、L1 地震動に対して、伸縮継手等のすべての部材は健全性を損なわず、弾性挙動を呈する必要があることが要求されている。桁端部の機能部材の中では、伸縮継手の損傷を防止するため、サイドブロックを設置し、免震支承の変位を制限する必要がある。したがって、常時および