

4. 都市高架橋の損傷要因の分析と評価

4.1 概要

本章では、都市高架道路橋の鋼桁橋を対象を絞って、地震作用によって直接被害を受けた場合（1次損傷）の損傷原因の考察を行う。他の構造要素の破損により、構造系が不安定になったり、その支持条件が変わったために生じた2次損傷は調査の対象外とした。調査対象とした構造部位は、鋼桁橋の桁端部、支承、鋼製橋脚、アンカーボルトおよび耐震連結装置である。各構造部位の損傷評価の概要は以下の通りである。

地震動による上部構造の橋軸直角方向水平力が集中する個所である、並列桁橋の端支点上において、支点上補剛材およびニーブレースが地震作用による大きな水平横方向力によって降伏し、桁端部の主桁腹板下部と共に水平横方向に屈服した。このような損傷は特定の端横桁形式にのみ発生したことを検証し、その防止策について述べる。

中小スパンから長大橋梁に到るまで、鋼橋のあらゆる種類の支承が今回の地震で損傷を受けた。鋼桁橋の支承材料としては鋳鋼が多用されているが、衝撃的な地震力の作用に対して脆性破壊を生じ易い特性を有している。既に、宮城県沖地震（1978）における支承の被害調査により指摘されていたように、支承部品である移動制限装置の断面急変部に応力集中を緩和させるための丸みを付けることが、必ずしも守られていなかったこと、サイドブロック、浮き上がり防止装置などを杓本体に連結するボルトの耐力が明らかに不足していたことが指摘されている。支承に関しては被害パターンとそれを防止するための構造改善案に付いて述べる。

交差点、他の交通機関あるいは河川を渡る地理的条件に制約が課せられたり、地盤条件が悪い個所に鋼製橋脚が採用されているが、圧壊した2つの例を除いて、鋼製橋脚の損傷は比較的軽微であったと言える。しかし、致命的ではないにしろかなり多くの鋼製橋脚には局部座屈が発生して、再構築や大規模な補修が必要となった。それらの局部座屈発生メカニズムと局部座屈の発生を防ぐための補強方法、板厚制限などについて述べる。

アンカーボルトに関しては、名古屋工業大学で行われてきた一連の研究を紹介している。実験による耐荷力特性の解明、構造解析のためのモデル化を解説し、兵庫県南部地震で被害を受けたアンカー部を含む橋脚を対象とした数値シミュレーションによる損傷度の評価を行なった後、アンカー部の終局水平耐力設計法について述べている。

耐震連結装置は、移動制限装置、桁かかり長の確保と一体となって、落橋防止構造をなすものである。これらは新潟地震を契機として、高架橋梁に取付けることが1971年の道路橋耐震設計指針に示された。同じ時期に建設された阪神高速道路神戸線における落橋防止構造の設置状況を説明した後、今回の地震における被害状況を、他の部位の損傷状況と関連して説明している。さらに新示方書の落橋防止構造の考え方についても解説している。

最後に、罹災した2つの橋梁について、基礎を含む高架橋梁全体構造モデルを対象とした地震応答解析を行ない、応答値と損傷状況を対比して考察を加える。

4.2 鋼 I 桁端部

4.2.1 橋軸直角方向地震力に対する桁端部の応力解析

(1) 概説

兵庫県南部地震によって都市高速道路の鋼 I 桁端部には、図-4.2.1 のような主桁腹板が面外方向に大きく変形する損傷がみられた。この鋼 I 桁端部の屈服による損傷は、橋軸直角方向の水平地震力に起因していると推測される。橋軸直角方向の水平荷重に対するこの部分の耐荷力は、上部工の慣性力を支承に伝達する支点上補剛材と、それを支持する端横桁とに支配されるものと考えられる。

鋼 I 桁端部の一般的な設計手法を図-4.2.2 に示す^{4.2.1)}。鉛直荷重に関しては、支点上補剛材と主桁腹板とを柱部材と見なして設計されている。一方、水平方向荷重に関しては、風荷重あるいは地震荷重に対して、ニーブレース形式の端横桁を片持ち梁と見なして設計されている。一般に、設計で用いられる水平方向荷重は、地震時のものが使用されており、荷重算定時の設計水平震度は 0.25~0.30 程度である。水平方向荷重に対する設計照査は、図-4.2.2 (b) に示した a-a 断面で行われているが、実際の損傷は、それより下方の端横桁下端付近に生じた。

ここでは、鋼 I 桁端部の屈服による損傷の原因を究明するため、実際に損傷を受けた橋梁を対象に弾塑性有限変位解析を実施し、橋軸直角方向の水平地震力に対する鋼 I 桁端部の耐荷力を明らかにする。また、損傷を受けた橋梁は、ニーブレース形式の端横桁が設けられていたが、逆 V 形の端対傾構が取り付けられた橋梁の耐荷力についても検討する。さらに、震災後の補強方法とその効果についても考察を加える。

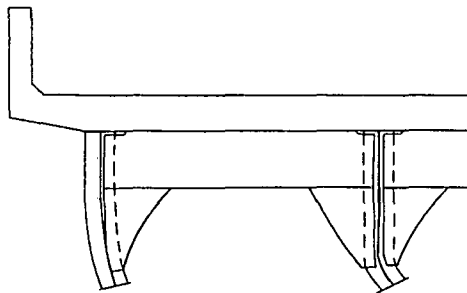
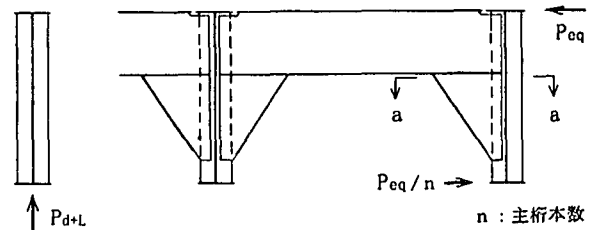


図-4.2.1 鋼 I 桁端部の屈服



(a) 鉛直力 (b) 水平力
図-4.2.2 鋼 I 桁端部の設計手法

(2) 解析モデル

橋軸直角方向の荷重に対して桁端部がどの程度の耐荷力を保有しているか検討するため、MSC/NASTRAN による弾塑性有限変位解析を実施する。解析モデルは、3 本の主桁と主桁端部に隣接する中間対傾構までを対象にして、図-4.2.3 に示すようにな 2 種類のものを使用する。図-4.2.3 (a) は、実際に主桁端部に損傷の生じた阪神高速道路公団神戸線における神 P160 付近の橋梁を対象にしている。これは、橋長 30m、6 本主桁の単純合成桁で、ニーブレース形式の端横桁が設けられている(ニーブレース横桁モデル)。図-4.2.3 (b) は、支点上に逆 V 形の端対傾構を用いた橋梁を対象にした解析モデルである(対傾構モデル)。

解析モデルにおいて、主桁および横桁部材にシェル要素を、また、対傾構および主桁の中間垂直補剛材に梁要素を用いる。これらの部材の鋼種は SS400 材であるので、降伏点には $\sigma_y = 2400 \text{ kgf/cm}^2$ を用いる。境界条件としては、RC 床版と接する主桁腹板および横桁腹板の上端を完全固定とする。橋軸直角方向の荷重に対する耐荷力には、横構の影響が微小であると判断し、横構部材を考慮していない。

荷重は、次式に示す一定の鉛直荷重と水平震度 k_h を漸増させた橋軸直角方向の水平荷重とを、主桁の支承位置に載荷する。水平荷重 P_h の作用位置は、主桁下フランジと支承との取り合いを考慮して、支承の上查位置とする。

$$\left. \begin{aligned} P_v &= R_d \\ P_h &= k_h \cdot R_d \end{aligned} \right\} \quad (4.2.1)$$

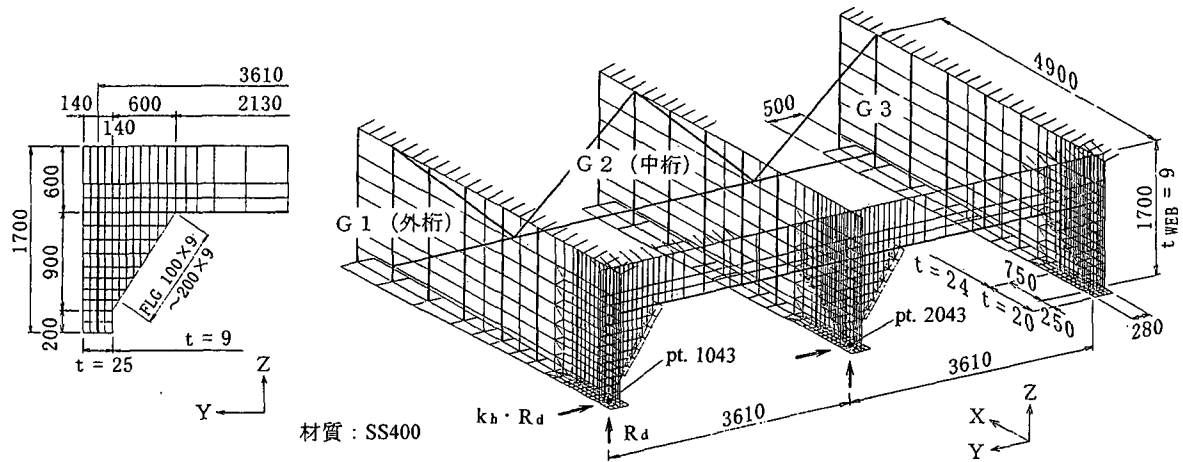
ここに、 R_d : 死荷重反力=上部工自重/2/主桁本数=45.0tonf、 k_h : 水平震度。

本検討では、以下の3ケースに対して弾塑性有限変位解析を実施する。

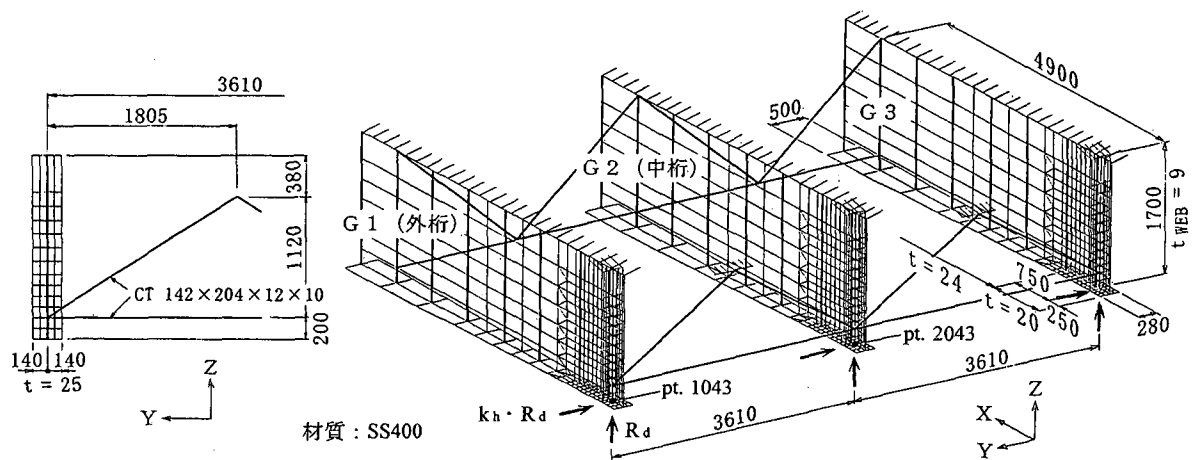
Case-1 : ニーブレース横桁モデル、G1 桁に P_v および P_h を載荷。

Case-2 : ニーブレース横桁モデル、G2 桁に P_v および P_h を載荷。

Case-3 : 対傾構モデル、G1~3 桁に P_v および P_h を載荷。



(a) ニーブレース形式の端横桁(ニーブレース横桁モデル)



(b) 逆V形の対傾構(対傾構モデル)

図-4.2.3 解析モデル(単位:mm)

(3) ニーブレース横桁モデルの解析結果

図-4.2.4にCase-1およびCase-2における水平震度-変位曲線を示す。水平震度がG1桁で0.8、G2桁で1.1程度の荷重状態で水平変位が急激に増大している。また、終局限界状態の水平震度は、G1桁の場合1.275、G2桁の場合2.106である。G2桁はG1桁の約1.6倍大きな耐荷力を保有している。これは、G1桁では支点上補剛材が片側の横桁に支えられているのに対して、G2桁では両側の横桁で支点上補剛材が支持されているためと考えられる。

図-4.2.5に終局限界状態における桁端部の変形状況を示す。G1桁では図中aで示した範囲全体で橋軸直角方向に変形している。一方、G2桁ではb-b断面付近で大きく変形している。

図-4.2.6にG1桁における塑性領域の分布を、図-4.2.7にG2桁の場合を示す。G1桁では $k_h=0.5$ 程度でニーブレース部の下端が塑性化し、その後、ニーブレース部の腹板全体に塑性領域が広がり終局限界状態に至ることがわかる。これに対しG2桁では、 $k_h=0.5$ 程度でニーブレース部の下端が塑性化し、ニーブレース下部の腹板に塑性領域が広がった後、b-b断面付近を中心とした支点上補剛材と腹板とが塑性化し終局限界状態に至る。

本解析では、G1桁とG2桁とにそれぞれ荷重を載荷し耐荷力を算定した。しかしながら、実際の橋梁は6

本主桁であり、橋軸直角方向の地震力を6本の主桁が同時に受けることとなる。したがって、橋軸直角方向の地震力に対して、実際の橋梁は、概ね次のような挙動を示すものと考えられる。 $k_h=0.8$ 程度で外桁の耐荷力が急激に減少し、外桁が分担していた橋軸直角方向の地震力を中桁が受け持つようになる。 k_h が1.0以上の地震力を受けた場合には、主桁の橋軸直角方向の変形量が急激に増加し屈服による損傷が生じる。 $k_h=1.8$ 程度で終局限界状態に至り桁端部が橋軸直角方向に大きく変形して崩壊する。ただし、各主桁を支持しているいずれかの支承が上記より小さな地震力で損傷を受け、水平横力に抵抗できなくなった場合には、機能している支承に支持された主桁に作用力が集中し、 k_h が1.0未満でも屈服現象が生じると考えられる。

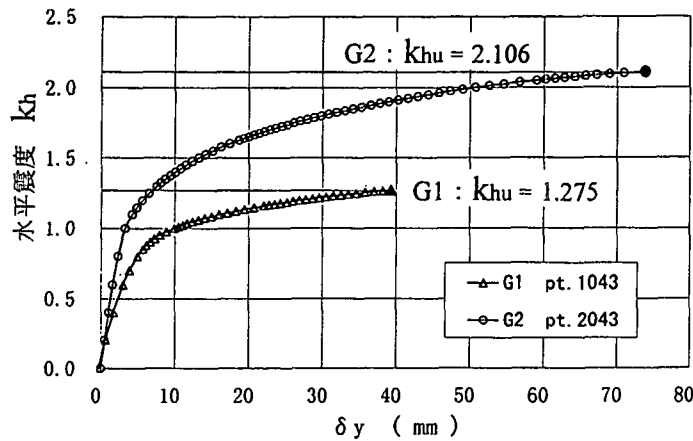


図-4.2.4 水平震度-変位曲線 (ニーブレース横桁モデル)

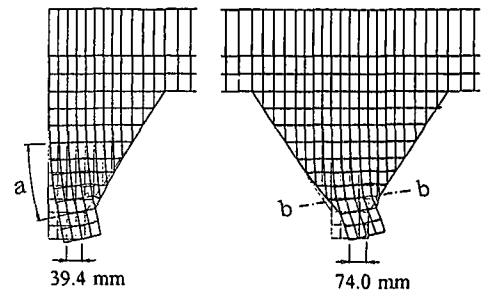


図-4.2.5 変形図 (ニーブレース横桁モデル)

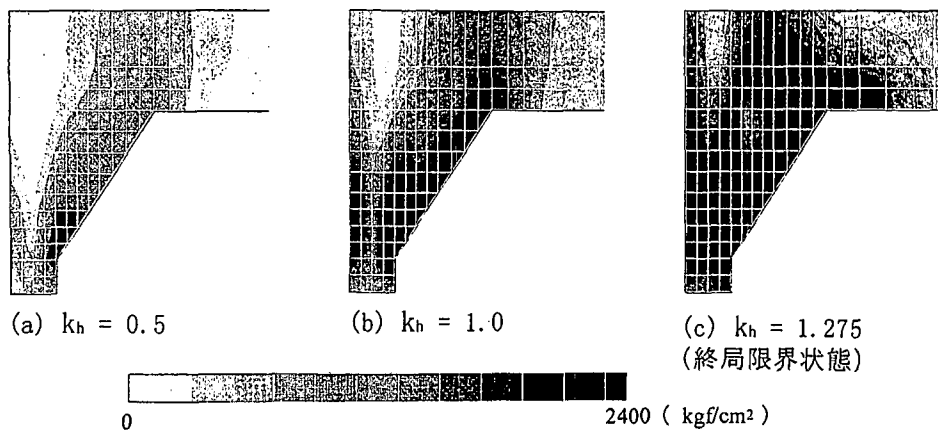


図-4.2.6 塑性領域の分布 (ニーブレース横桁モデル、G1桁)

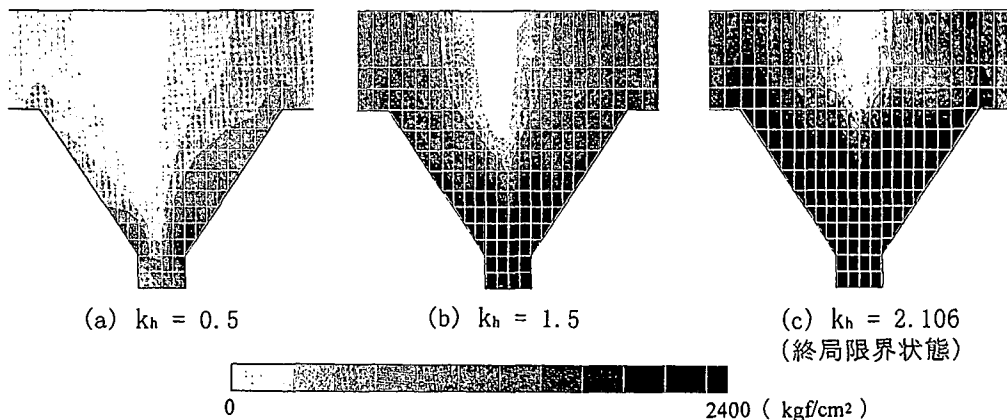


図-4.2.7 塑性領域の分布 (ニーブレース横桁モデル、G2桁)

(4) 対傾構モデルの解析結果

対傾構モデルのG1～G3桁に荷重を載荷したときの水平震度-変位曲線を図-4.2.8に示す。ニーブレース横桁モデルの場合と異なり、G1桁とG2桁との水平変位の差異が小さいことがわかる。これは、外桁と中桁との橋軸直角方向に対する剛性の違いが対傾構の下弦材により均等化され、水平横力に対して全ての主桁が当分に抵抗しているためと考えられる。

解析結果では、終局限界状態における水平震度が2.265となっているが、本解析では梁要素の座屈現象が十分に評価されていない。G1桁に取り付けられている対傾構の斜材について、圧縮強度を道路橋示方書における許容軸方向圧縮応力度の基準耐荷力曲線^{4.2.2)}を用いて算出すると79.9tonfである。この部材には、 $k_h=1.36$ 程度で圧縮強度に相当する軸方向力が生じる。

対傾構の斜材が圧縮強度に達する $k_h=1.36$ における支点上補剛材の解析結果を図-4.2.9に示す。支点上補剛材のごく限られた範囲のみが塑性化している。したがって、 $k_h=1.36$ 程度の地震力によって支点上補剛材に重大な損傷は生じないと考えられる。

兵庫県南部地震によって支点上に設けられた対傾構が損傷を受けたという事例は見あたらない。しかしながら、 $k_h=1.36$ 程度の水平横力が作用すれば、端対傾構の斜材に軸方向圧縮力による損傷が生じるものと考えられる。

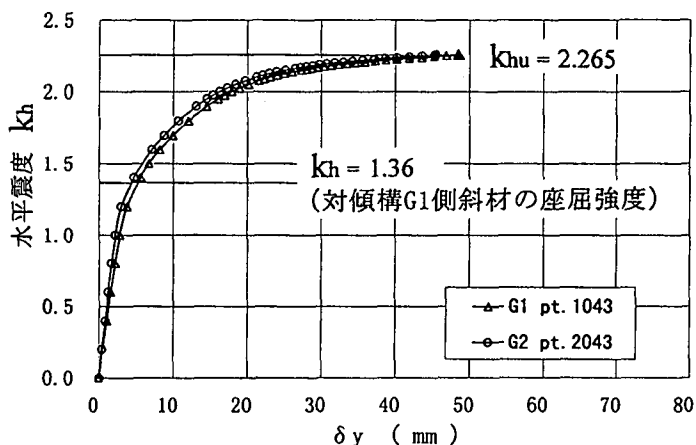
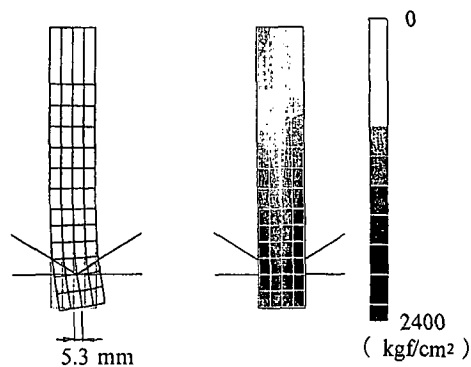


図-4.2.8 水平震度-変位曲線 (対傾構モデル)



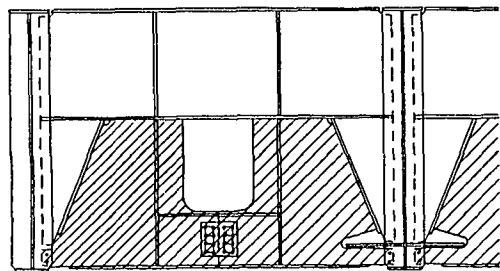
(a) 変形図 (b) 応力分布

図-4.2.9 支点上補剛材の解析結果 (対傾構モデル、 $k_h=1.36$)

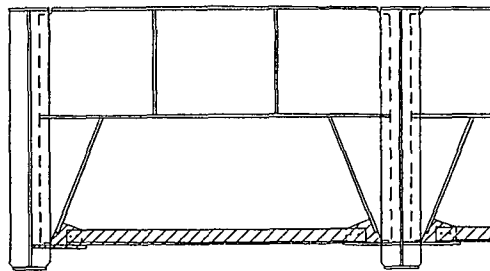
(5) 端横桁の補強効果

ニーブレース形式の端横桁に関する補強事例を図-4.2.10に示す。

図-4.2.10(a)は、ニーブレース形式の端横桁をフルウェブ化するもので、主桁下端まで横桁腹板を増設し、主桁と同じ腹板高の横桁に改造するものである。これにより、橋軸直角方向の水平力を受ける支点上補剛材を強固に支持し、耐荷力を大幅に向上することができる。



(a) フルウェブ化による補強



(b) 支材の増設による補強

図-4.2.10 ニーブレース横桁の補強事例

一方、図-4.2.10(b)の補強方法は、横構取付け位置に支材を追加し、ニーブレース形式の横桁を対傾構と類似した構造に改造するものである。これは、各主桁における橋軸直角方向の水平力に対する耐荷力を増加させるものではないが、水平力を全ての主桁に分散することで、橋梁全体としての耐荷力が向上する

と考えられる。ニーブレース形式の横桁が設けられた橋梁では、橋軸直角方向の地震力を各主桁がそれぞれの支承に伝達するので、支承への作用力にばらつきが生じる。支材を設けることにより、支承に作用する水平力が均一化され、支承の損傷を防止することにも繋がると考えられる。

(6) まとめ

橋長 30m の鋼 I 桁橋を対象にした弾塑性有限変位解析の結果、以下のことがわかった。

- ①ニーブレース形式の端横桁が取り付けられた橋梁の外桁において、水平横荷重に対する耐荷力は 1.275 程度の水平震度に相当し、ニーブレース部の腹板全体に塑性領域が広がって終局限界状態に至る。中桁の場合では、水平震度 2.106 程度の耐荷力を保有し、横桁下端部の支点上補剛材が塑性化し終局限界状態に至る。
- ②ニーブレース形式の端横桁が取り付けられた橋梁では、水平震度が 1.0 以上の地震力を受けたときに屈服による損傷が生じると考えられる。
- ③対傾構が取り付けられた橋梁では、水平震度 1.36 程度の地震力を受けた場合に、対傾構斜材が軸方向圧縮力による損傷を受けると考えられる。

4.2.2 簡易モデルによるパラメータ解析

(1) 概説

鋼 I 桁端部の屈服による損傷は、水平横方向の地震力が桁端部の耐荷力を越えて作用した場合に生じるものと考えられる。4.2.1 節では、実際に損傷が生じた橋梁を対象に応力解析を行い、概ね 1.0 以上の水平震度に相当する地震力を受ける場合に、桁端部に損傷が生じることが明らかとなった。

水平横力に対する主桁の耐荷力は、支点上補剛材と、それを横方向に支持するニーブレース形式の端横桁との強度に依存する。しかしながら、通常の設計では、この部分の応力照査は実施されていないので、橋梁の規模により同程度の耐荷力が確保されているか不明である。

ここでは、水平横力に対する主桁端部の耐荷力を算定する簡易モデルを提案し、橋長をパラメータとした解析を実施して、主桁端部の屈服による損傷が生じると考えられる地震力と橋長との関連性について検討する。

(2) 耐荷力算定の簡易モデル

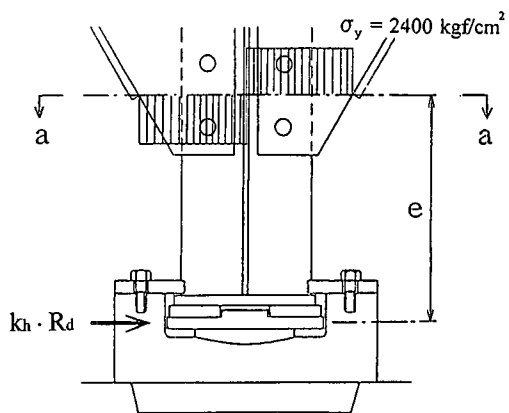
ニーブレース横桁が取り付けられた橋梁における橋軸直角方向の地震力に対する桁端部の挙動は、外桁と中桁とで異なるが、橋梁全体の耐荷力を支配すると考えられる中桁に着目して、水平横力に対する耐荷力算定の簡易モデルを設定する。

前述の橋長 30m の単純合成 I 桁橋を対象とした応力解析結果によると、中桁の終局限界状態は、図-4.2.11(a) に示した a-a 断面の支点上補剛材と横桁腹板とが塑性化することによって生じている。支点上補剛材を片持ち梁に理想化すると、橋軸直角方向の地震力による a-a 断面の作用モーメント M_0 は次式で表される。

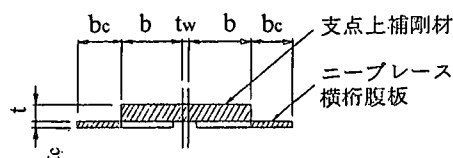
$$M_0 = k_h \cdot R_d \cdot e \quad (4.2.2)$$

ここに、 k_h : 水平震度、 R_d : 死荷重反力、 e : 荷重作用位置から a-a 断面までの距離である。

水平横荷重に対する主桁端部の耐荷力を図-4.2.11(b) に斜線で示した断面における抵抗モーメント(全塑性モーメント) M_p で評価すると、主桁端部の抵抗モーメントに相当する水平震度 k_{hp} は次式で表される。



(a) 側面図



(b) 断面図

図-4.2.11 簡易モデル

$$k_{hp} = M_p / (R_d \cdot e)$$

(4. 2. 3)

(3) パラメータ解析結果

兵庫県南部地震において鋼 I 桁端部に屈服による損傷が生じた橋梁と同時期に建設された都市高架橋を対象に、水平横荷重に対する主桁端部の耐荷力 k_{hp} を前述の簡易モデルを用いて算出した。 k_{hp} の算出結果を表-4. 2. 1 に、また、橋長をパラメータとした耐荷力 k_{hp} の分布を図-4. 2. 12 に示す。

表-4. 2. 1 パラメトリック解析結果

NO	橋長 (m)	全幅員 (m)	主桁 本数	R_d (tf)	e (m)	$R_d \cdot e$ (tf·m)	補剛材寸法 (mm)		横桁寸法 (mm)		M_p (tf·m)	k_{hp}
							b	t	b_c	t_c		
1	25.0	20.250	6	36.2	0.317	11.48	120	25	76.8	9	14.70	1.28
2	30.0	20.250	6	45.0	0.336	15.12	135	25	55.5	9	15.67	1.04
3	34.0	17.600	5	54.3	0.338	18.35	135	28	51.4	9	16.74	0.91
4	35.0	20.250	6	53.2	0.338	17.98	135	28	51.4	9	16.74	0.93
5	35.0	17.600	5	55.9	0.338	18.89	135	28	51.4	9	16.74	0.89
6	39.0	20.250	6	60.0	0.390	23.40	135	28	47.9	9	16.45	0.70
7	40.0	20.250	6	61.9	0.390	24.14	135	28	47.9	9	16.45	0.68
8	41.0	20.250	6	64.1	0.340	21.79	140	25	47.9	9	16.00	0.73
9	43.0	20.250	6	67.9	0.342	23.22	150	25	44.7	9	17.73	0.76
10	45.0	20.250	6	71.5	0.343	24.52	135	30	44.7	9	17.23	0.70

調査橋梁：20橋、10種類

表-4. 2. 1 における No2 は、応力解析の対象とした橋梁である。この橋梁の簡易モデルによる k_{hp} は 1.04 であり、応力解析の終局限界状態における水平震度の約 1/2 となっている。この相違は、応力解析では、支点上補剛材が横桁により弾性支持されているためと考えられる。しかしながら、応力解析における主桁の水平変位が急激に増大する水平震度 1.1 と簡易モデルによる k_{hp} とが概ね一致しており、屈服による損傷が生じる水平震度を、ここで提案した方法で評価できると考えられる。

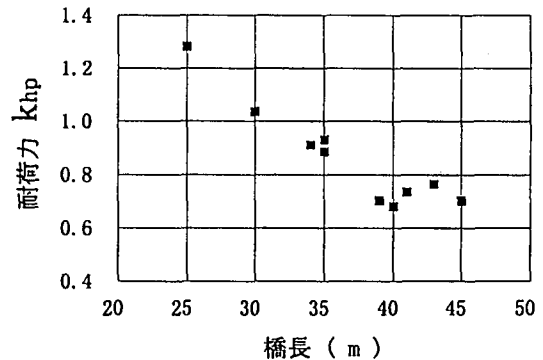


図-4. 2. 12 k_{hp} の分布

図-4. 2. 12 より、橋長 25~45m の橋梁において、桁端部に損傷が生じる水平震度 k_{hp} は 1.28~0.70 の範囲に分布しており、橋長が長くなるほど k_{hp} は小さくなっている。桁端部の損傷は、設計水平震度に対して約 2~5 倍の地震力が作用したときに生じると考えられる。ただし、上部工、下部工、および基礎からなる高架橋全体システムにおいて、支承部に作用する地震力は、橋長により変化すると考えられる。桁端部の損傷が生じる地震力を評価するときには、支承部の作用力にも留意する必要がある。

(4) まとめ

ここで提案した簡易モデルを用いて桁端部の損傷に関する検討結果を以下に示す。

- ① 簡易モデルにより、桁端部に損傷が生じる水平震度を評価することができる。
- ② 桁端部に損傷が生じる水平震度は、橋長 25~45m で 1.28~0.70 の範囲に分布し、橋長が長くなるほど小さくなる。
- ③ 桁端部の損傷は、設計水平震度に対して約 2~5 倍の地震力が作用したときに生じると考えられる。

【参考文献】

4. 2. 1) 阪神高速道路公団：鋼単純合成げた標準設計 (案)、設計計算書 30 m、1967 年 5 月。
4. 2. 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、II. 鋼橋編、p.122、1996 年 12 月。

4.3 支承

4.3.1 支承の損傷パターン

第2章で述べたように、都市高架橋の構造部位の中で、支承の損傷の割合が最も高く、また支承の種類を問わず被害が広範にわたった。支承の形式ごとの代表的な損傷パターンを整理すると、以下の通りである。

・ 支承板支承（BP沓）

古いタイプの支承板支承は下沓とサイドブロックは一体として鑄込まれているが、衝撃的な水平力の作用により脆性破壊破壊が引き起こされた。新しいタイプの支承板支承では、サイドブロックは下沓にボルト接合されているが、このタイプではボルトが破断されたケースが多い。

・ ピボット支承

上沓のせん断キーの付け根を起点とした脆性的破壊によって、上沓が2つに割れるパターンが見られた。

・ ピン支承

この形式の支承ではセットボルトの破断が数多く発生した。また、ピンの破断やピンキャップの抜け出しの損傷パターンも発生した。

・ ローラー支承

この形式の支承でもセットボルトの破断が数多く発生した。セットボルトに異常が生じなくて、支承が比較的高い場合、水平力によるモーメントによってアンカーボルトが引張を受けてコンクリートから抜け出す損傷が生じた。

・ 線支承

道路橋の支承として用いられている線支承の損傷は比較的軽微であった。

・ ゴム支承

支承そのものの損傷は一部を除いて比較的軽微であった。

このほか、支承の全形式を通じて、沓座コンクリートあるいはモルタルの破損が見られた。また支承が損傷することによって、他の構造部位に2次的損傷が多数生じた。一見、支承の損傷によるヒューズの効果により、他の構造部位が受ける損傷の程度が軽くなるとの考え方もあったが、支承の機能喪失によって上部構造の桁端部や鋼製橋脚の天端に大きな損傷を与えた。

4.3.2 支承の損傷原因

上述のように支承に各種の損傷が生じた最大の要因は、設計で使用している震度の数倍の地震力が作用したことである。支承材料および支承構造の何れも変形能に乏しいので、強度限界を超える地震力の作用により簡単に破壊した。また、地震力は支承部品の設計で想定しているような1方向力だけでなく、2方向の水平力と鉛直力の3成分が同時に作用しているため、支承の僅かな損傷によって設計で考えている支承の挙動が変わり、想定外の作用が生じたこと確認されている。

橋梁の支承の設計に関する規準類は、過去の大規模地震を契機として変遷してきた。

1964年の新潟地震における桁橋の落橋を反省材料として、1971年の道路橋耐震設計指針では、可動支承に移動制限装置（ストッパー）を設けること、またストッパーは50%割り増した水平震度に対して設計することが規定された。

1978年の宮城県沖地震において、沓のストッパーの損傷が大きな割合を占めたことから、1981年の道路橋支承標準設計改訂版では、ストッパー部の応力集中を緩和するために、沓の基盤から突出するストッパーの隅角部に丸みを付けることが指示された。兵庫県南部地震において支承の被害を受けた橋梁は道路橋支承標準設計改訂前に建設されたため、改訂版の主旨が活かされていなかったことも被害が広範囲に及んだことの一つの理由と考えられる。

典型的な支承の損傷例として、第5章では、モノレールPC軌道桁の支承部品である鑄鋼製せん断キーの脆性的破壊の原因究明が紹介されている。隣接するPC軌道桁と駅舎のラーメン構造との軌道軸方向

固有振動周期の相違により、地震時に可動支承の遊間を越える相対変位が発生し、上査がストッパーとの衝突を繰り返し、その際の衝撃力によって下査を橋脚天端に固定しているせん断キーが破壊した。せん断キーには応力集中を緩和するための丸みは付けられていなかった。せん断キーの脆性的破壊の要因としては、過大な地震力の作用、可動査における上査とストッパーの衝突による衝撃力の作用、靱性に乏しい支承材料、応力集中の存在が挙げられている。

しかし、道路橋支承標準設計改訂後に建設された橋梁の支承にも被害が及んでおり、支承の耐震設計の考え方を根本的に見直す必要性が叫ばれている。

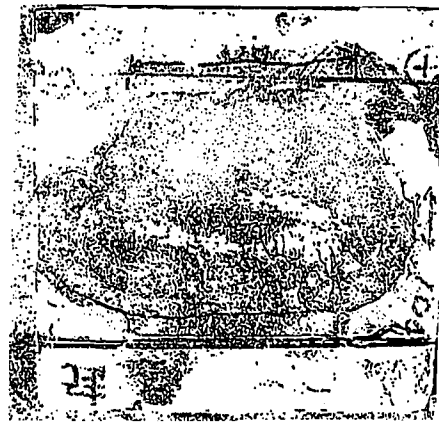


図-4.3.1 せん断キーの破壊

4.3.3 耐震設計の考え方

橋梁の支承は、地震によって作用する上部構造の慣性力を下部構造に伝達する機能のほかに、常時は温度変化に対応して水平方向に移動して上部構造に過大な温度応力が作用することを防いだり、走行車両による上部構造の変形に追従して回転変位を吸収する機能を果たさなければならない。直下型の大地震においてもこのような機能を喪失しないような性能を保持することが望ましい。現在の支承構造でそのような条件を満足するには、恐らく支承を設計するための地震荷重を現在の 5 倍のレベルに増加させる必要があり、経済上の観点からほとんど不可能である。

従って、例えば支承に損傷が生じたとしても、その損傷は他の構造部位に 2 次損傷を引き起こすことのない程度に制限されるべきであろう。そのための方策としては、

- ・可動査のサイドブロック、ストッパーなど、衝撃力が作用する可能性のある部位の応力集中を緩和する支承部品の形状改良、
- ・可動支承の遊間、桁遊間、落橋防止装置の適正配置によるフェイルセーフ機構の構成と、支承構造のリダンダンシーの確保、
- ・反力分散型ゴム支承の採用、

が挙げられる。新しい道路橋示方書の耐震設計編ではこのような考え方により橋梁システムの耐震性向上を勧めている。ゴム査の採用は、確かに橋脚の負担を軽くするが、上部構造の応答変位は増大する可能性が有る。そのことによって、隣接橋梁の同士との衝突により桁端部の損傷が懸念される。

そこで桁端部に新たに衝突に備えた緩衝材を挿入することも考えなければならない。より効果的な方策は免震性能に優れ、且つ、上部構造の応答変位も抑制できる鋼製支承の開発と採用である。

4.4 鋼製橋脚

4.4.1 箱形断面橋脚

(1)概説

兵庫県南部地震において座屈損傷を生じた鋼製箱形断面を有する単柱式橋脚を対象に損傷シミュレーションを行った研究は皆無である。これは、この種の橋脚に大きな被害が比較的少なかったこと、箱形断面橋脚は通常薄肉補剛構造となっており、縦補剛材等もモデル化すると自由度が極端に大きくなり解析が困難となる等の理由によるものと考えられる。したがって、ここでは軸圧縮力と繰返し曲げを受ける鋼箱形断面柱の耐荷力と変形能について、パラメトリックに弾塑性有限変位解析を行って検討した研究¹⁾について簡単に説明するにとどめる。

(2)軸圧縮力と繰返し曲げを受ける鋼箱形断面柱の耐荷力と変形能

池内ら¹⁾は、無補剛箱形断面短柱を対象として、幅厚比、軸力比、鋼種、載荷パターンなどをパラメトリックに変化させて弾塑性有限変位解析を行い、その強度および変形能について検討している。

1)解析モデルおよび解析パラメータ

解析の対象としているのは図-4.4.1 に示される短柱の 1/4 部分モデルであり、初期たわみの大きさについては座屈実験データベースでの平均値に相当する $d/520$ を与えている。載荷は載荷辺に曲げ強制変位を与えることにより行い、軸圧縮力を一定に保つよう強制変位を調整しながら収束計算を行っている。

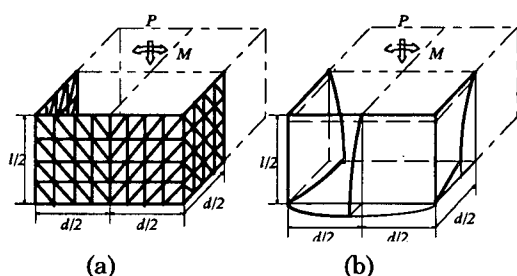


図-4.4.1 解析モデル

表-4.4.1 解析で変化させたパラメータ

軸圧縮力	$0.0P_y, 0.1P_y, 0.2P_y$
鋼種	SS400, SM570, LYR590
幅厚比パラメータ	0.4, 0.5, 0.6
曲率振幅	$\pm 3\phi_y, \pm 6\phi_y$

解析を行ううえで変化させたパラメータおよびそれぞれのパラメータの範囲は表-4.4.1 に示すとおりである。表中の幅厚比パラメータは下記の式により求めている。

$$\bar{\lambda}_p = \frac{d}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\sigma_y}{\pi^2 k E}} \quad (4.4.1)$$

ここで、 d ：板幅、 t ：板厚、 ν ：ポアソン比、 σ_y ：降伏応力、 k ：座屈係数である。

2)解析結果

解析の結果より①曲げモーメント曲率関係に及ぼす幅厚比パラメータおよび軸力比の影響、②繰返し曲げによる強度劣化および③残留板たわみなどについて検討している。

①曲げモーメント曲率関係に及ぼす幅厚比パラメータおよび軸力比の関係

幅厚比パラメータ、軸力比の違いにより曲げモーメント曲率関係は異なってくる。ここでは、与えた繰返し曲率振幅が $\Phi = \pm 3\phi_y$ 、鋼種 SS400 の場合について述べる。図-4.4.2 に幅厚比パラメータが $\lambda_p = 0.6$ の場合の解析結果を示す。ただし、曲げモーメント M 、曲率 Φ をそれぞれ降伏曲げモーメント M_y 、

降伏時の曲率 ϕ_y で除して表示している。(a)は軸力が0の場合を示すが、繰り返し曲げを与えても強度低下はほとんど生じない。これに対して(b)は降伏軸力の0.2倍の軸力 ($P/P_y=0.2$) を与えた場合であるが、軸圧縮力の影響により各サイクルで顕著な抵抗モーメントの低下がみられる。

図-4.4.3 に上記の解析に対する解析モデルの変形形状を示す。(a)の $P/P_y=0$ の場合には、曲げによる圧縮力により座屈が生じるが、逆方向の曲げが作用した時の引張力によって板たわみがもとに戻るのに対して、(b)の $P/P_y=0.2$ の場合には、引張側のフランジにも軸圧縮力の影響により板たわみが残り、繰り返し曲げを受けることによって板たわみが大きくなっていく様子がうかがわれる。

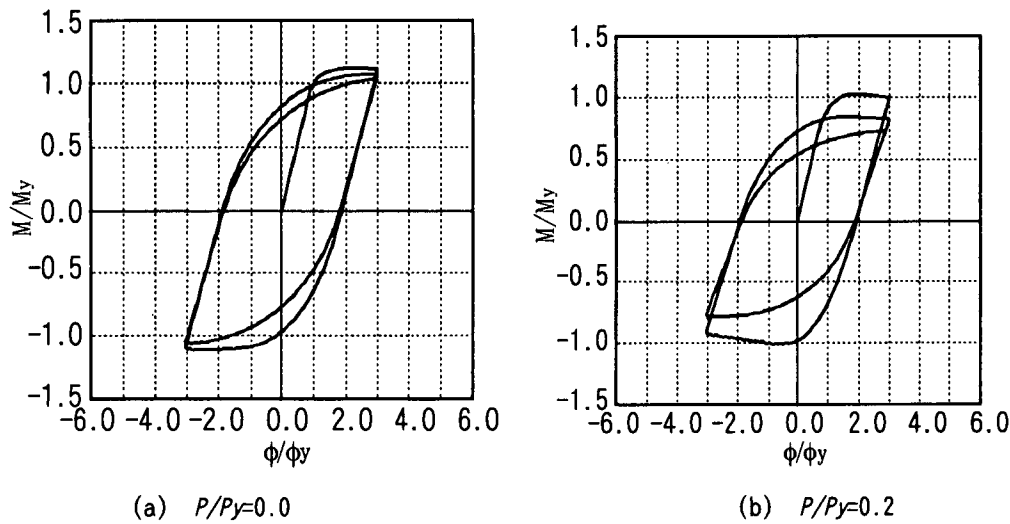


図-4.4.2 曲げモーメント-曲率関係 ($\bar{\lambda}_p=0.6$)

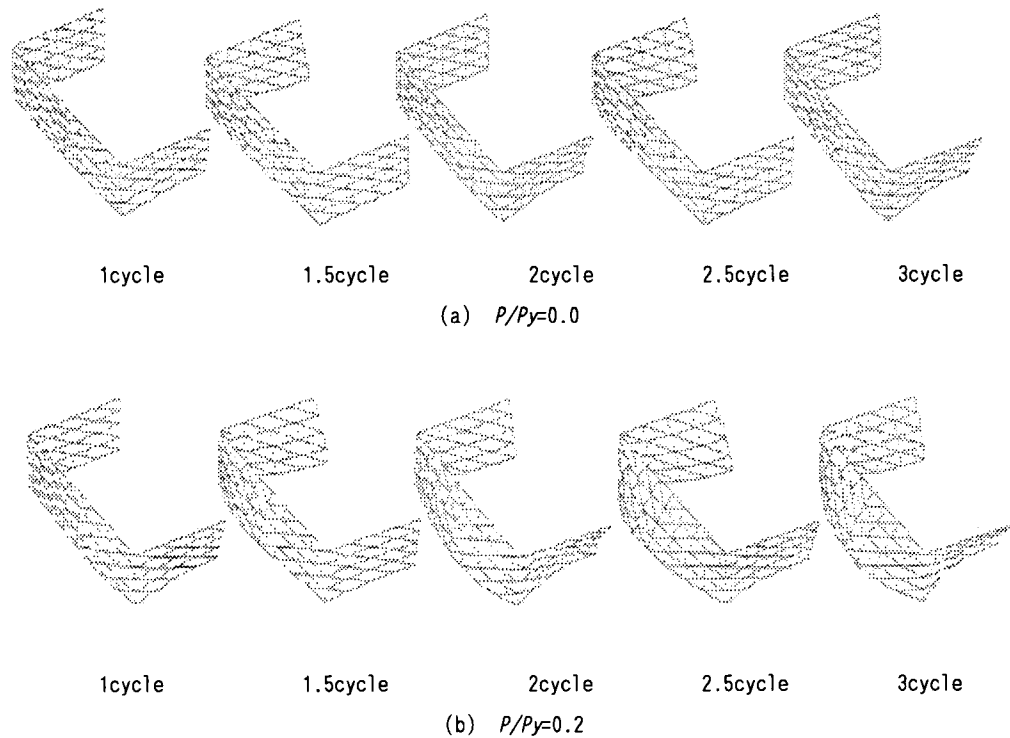


図-4.4.3 変形形状 ($\bar{\lambda}_p=0.6$)

図-4.4.4 には幅厚比パラメータ $\lambda_p = 0.4$ の場合の曲げモーメント曲率関係を示す。この場合には $\lambda_p = 0.6$ の場合と異なり、(a) $P/P_y = 0$ 、(b) $P/P_y = 0.2$ の場合ともに繰り返しによる強度低下は起きていない。次に、単調載荷時の曲げモーメントと板たわみの関係を図-4.4.5 に示す。これと上記の結果を見比べると、 $\lambda_p = 0.4$ 、 $\Phi = 3\Phi_y$ のように単調載荷時に板たわみが生じなくなる程度に板厚が厚い場合には著しい強度低下は起きなくなることがわかる。

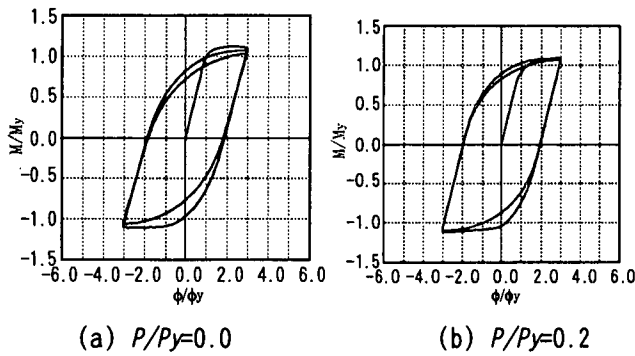


図-4.4.4 曲げモーメント-曲率 ($\bar{\lambda}_p = 0.4$)

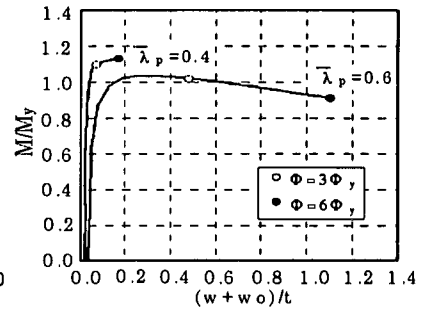


図-4.4.5 曲げモーメントと板たわみ(単調載荷)

②繰り返し曲げによる強度劣化

繰り返し曲げを受けたときの強度低下は、幅厚比パラメータ、軸圧縮力、載荷パターン、鋼種の違いにより異なってくる。解析結果より3サイクルの繰り返し曲げを受けた後の強度と、幅厚比パラメータ、軸圧縮力との関係を図-4.4.6,7 に示す。また、最終の強度が降伏モーメントを下回るケースを表-4.4.2 に示す。

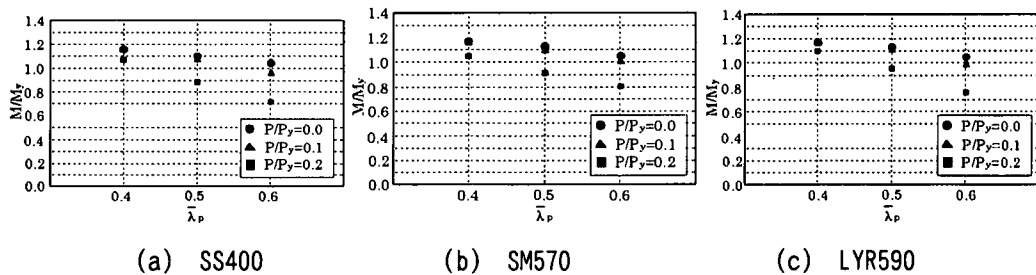


図-4.4.6 強度低下(曲率振幅 $\phi = \pm 3\phi_y$)

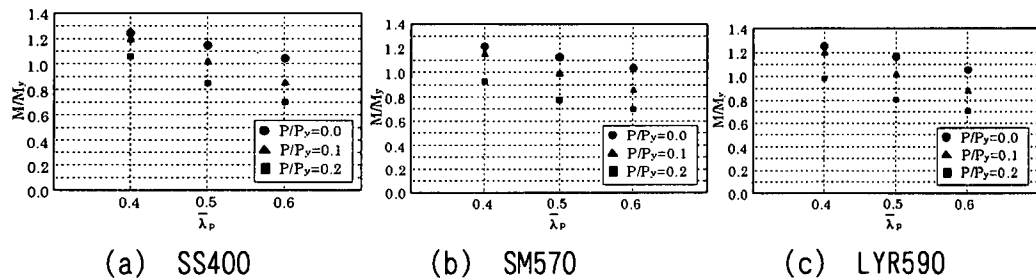


図-4.4.7 強度低下(曲率振幅 $\phi = \pm 6\phi_y$)

表-4.4.2 強度が降伏モーメントを下回るケース

SS400		$\bar{\lambda}_p$			SM570		$\bar{\lambda}_p$			LYR590		$\bar{\lambda}_p$		
		0.4	0.5	0.6			0.4	0.5	0.6			0.4	0.5	0.6
P/Py	0.0				P/Py	0.0				P/Py	0.0			
	0.1					0.1					0.1			
	0.2					0.2					0.2			

③残留板たわみ

巨大地震による繰り返し外力によって損傷を受けた箱形断面の鋼製橋脚の補修においては、板パネルの残留板たわみが板厚以内であれば加熱もしくはプレス矯正が可能であると考えられている。残留板たわみの解析結果を、曲率振幅 $\phi = \pm 3\phi_y$ 、 $\phi = \pm 6\phi_y$ の場合について、それぞれ図-4.4.9,10 に示す。また、板厚以上の残留板たわみが生じるケースを表-4.4.3 に示す。

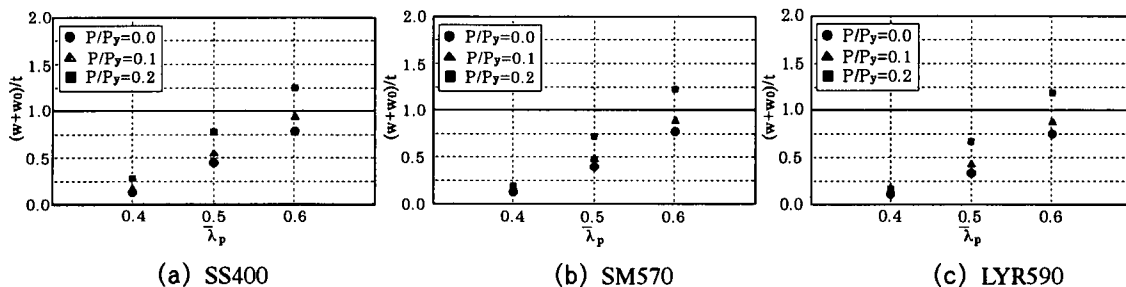


図-4.4.9 残留板たわみ(曲率振幅 $\phi = \pm 3\phi_y$)

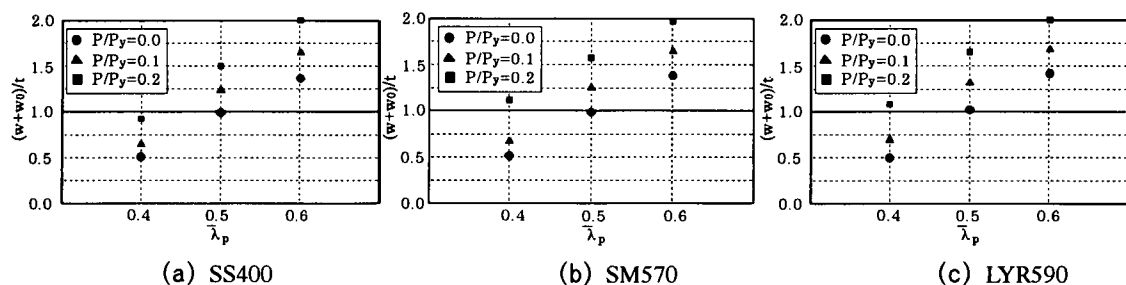


図-4.4.10 残留板たわみ(曲率振幅 $\phi = \pm 6\phi_y$)

表-4.4.3 板厚以上の残留板たわみが発生するケース

SS400			λ_p			SM570			λ_p			LYR590			λ_p		
			0.4	0.5	0.6				0.4	0.5	0.6				0.4	0.5	0.6
P/Py	0.0					P/Py	0.0					P/Py	0.0				
	0.1				0.1					0.1							
	0.2				0.2					0.2							

$\phi = \pm 6\phi_y$ のとき板厚以上の残留板たわみが発生するケース
 $\phi = \pm 3\phi_y, \pm 6\phi_y$ のとき板厚以上の残留板たわみが発生するケース

3)結論

以上の解析結果より下記①～③他の結論が導かれている。

- ①軸圧縮力の加わった状態で繰り返し曲げが作用すると、フランジの板たわみが累積してゆき、曲げが繰り返されるにつれて抵抗モーメントも低下する。
- ②箱形断面柱の板パネルの幅厚比パラメータを、曲げを単調載荷したときにほとんど板たわみが生じない程度に制限すると、軸圧縮力が作用した状態で繰り返し曲げを受けても強度低下は起きにくい。
- ③板厚に相当する残留板たわみが補修可能範囲の一応の目安と考えられているが、これを越える残留板たわみが生じる条件を解析により定めた。これより、最終的な強度が降伏モーメントを下回らないようなケースでも、板厚を越える残留板たわみが生じる場合のあることがわかった。

(4)まとめ

(1)でも述べたように、鋼製補剛箱断面柱の兵庫県南部地震における損傷を評価した研究は皆無である。しかしながら、この種の鋼製橋脚の耐震設計における問題点に関しては、実験的な研究^{*)~*)}が震災以前より始められており、また震災以後特に研究が活発化^{*)~*)}したこともあって、その耐力や変形性能について徐々に明らかにされつつある。さらには、繰り返し曲げを受ける鋼製ラーメン橋脚隅角部の極限強度や変形能の評価も可能になってきており²⁾、鋼製ラーメン橋脚の合理的な耐震設計法について今後検討していく必要があるものと考えられる。

4.4.2 鋼管橋脚

(1)概説

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震により、鋼管橋脚にも大きな被害が生じた。その代表例として図-4.4.10に示す阪神高速道路神戸線松原交差点付近の一連の鋼管橋脚が挙げられる。ここでは、塑性変形により塗料が剥離した程度の軽微な損傷から、局部座屈あるいは局部座屈が全周に進展してひび割れを生じたような大きな損傷まで様々な被害が生じており、鋼管橋脚の典型的な損傷パターンが一通り観察できる。これらの被害は橋脚に上部構造の死荷重による軸圧縮力が作用したもとの、繰り返し曲げが作用したことが原因と考えられる。

このような鋼管橋脚の損傷を評価するためには、地震時におけるその弾塑性挙動を解明する必要がある。鋼管橋脚の弾塑性挙動をシミュレートするには、準静的解析による方法と非線形動的応答解析による方法との二つのアプローチが考えられる。非線形動的応答解析によるシミュレーションは構造物の地震時挙動を調べる場合にはもっとも直接的でかつ有効な方法ではあるが、入力地震波が異なれば全く違う結果となることから、被災地点での地震波が同定できない現時点では被災橋脚の損傷を評価するのに必ずしも適切な方法とは言えない。

ここでは、まず松原交差点付近の鋼管橋脚を対象に行われた非線形動的応答解析による損傷シミュレーション^{3)~5)}について簡単にまとめた後、上記のような問題点を考慮して行われた、準静的解析による損傷の数値シミュレーション^{6)~5)}の内容について詳述する。この研究においては、準静的解析において地震時の揺れを想定した統一的な載荷パターンを決定することに重点がおかれており、3種類の載荷パターンについて解析を行い、もっとも被害に近い解析結果を与える載荷パターンの検討を行っている。

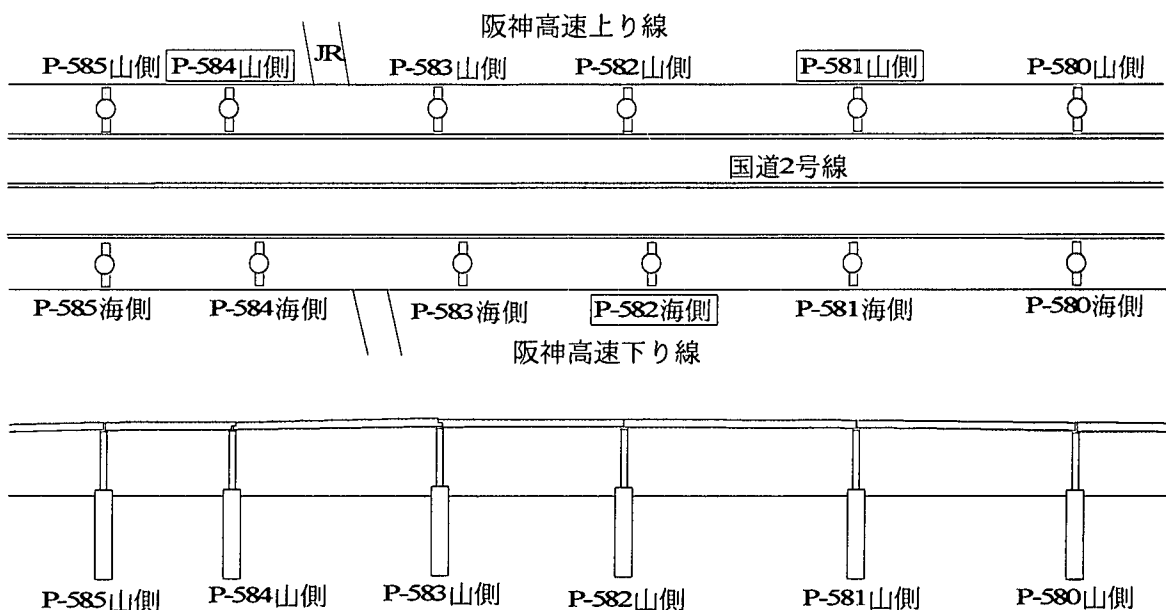
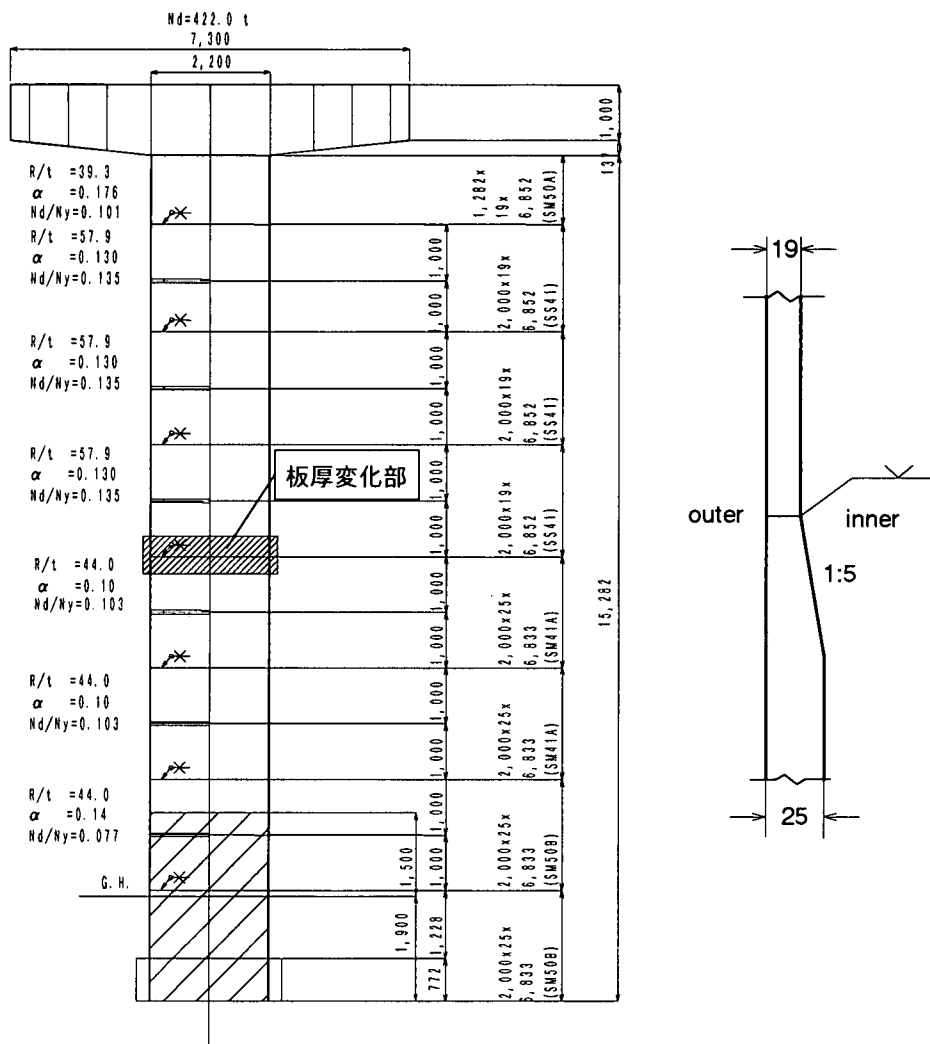


図-4.4.11 平面図と側面図



(a) 全体図

図-4.4.12 橋脚詳細図 (P-584 山側)

(2) 鋼管橋脚の損傷状況

ここでは、(1)で述べたように兵庫県南部地震により特に被害が大きかった阪神高速道路神戸線松原交差点付近の12本の鋼管橋脚を調査対象とする。図-4.4.10に示すように、この地区では上り線と下り線が分離した高架橋となっており、高さ14~16mの単柱式鋼管橋脚が使用されている。図-4.4.11にP-584山側橋脚の詳細図を示す。他の橋脚についても同種の構造形式が採用されており、1800~2000mmの鋼管セグメントを突き合わせ溶接により継ぎ合わせて製作されている。また各セグメント間で、鋼管の鋼種および板厚が変化しているのが特徴である。

被災後、これら12本の橋脚を目視によって観察したときの損傷の概要を表-4.4.1に、被害状況の一例を写真-4.4.1に示す。被害状況から判断して、各セグメントの被害程度は次の3種類に区別できる。

- ひび割れ・大座屈 : 全周にわたって座屈し、ひび割れが発生している。
- 小座屈 : 全周にわたらない片側のみの座屈でひび割れは発生していない。
- 軽微な損傷 : 目視により座屈は認められないが、塗料の剥離程度の変形が生じている。

図-4.4.11の橋脚詳細図と橋脚の損傷状況との比較により、すべての損傷は鋼管橋脚のセグメントを継ぎ合わせた溶接部付近で発生しており、またその中でも板厚が大きく変化している所では特に損傷が大き

いことが分る。図-4.4.12 は、無次元径厚比と無次元径厚比の比との関係を示したものである。縦軸の無次元径厚比の比とは、セグメントの無次元径厚比をその下側のセグメントの無次元径厚比で除したものである。無次元径厚比は以下のように表される。

$$\text{無次元径厚比} \quad \alpha = 2\sigma_y R / Et \quad (4.4.2)$$

ここに、 σ_y : 降伏応力、 R : セグメントの半径、 E : 弾性係数、 t : セグメントの板厚

図-4.4.12 より、無次元径厚比の比が 1.0、つまりセグメントの突き合わせ部で板厚と鋼種の両方とも変化していない箇所では、被害を受けていないことが分る。また、無次元径厚比の比が 1.0 よりも大きくなるにしたがって、被害が大きくなっている。

表-4.4.4 損傷の概要

橋脚番号	損傷状況	橋脚番号	損傷状況
P-580山側	橋脚基部付近で片側のみが局部座屈を起こしている。	P-580海側	橋脚高の中間点付近で片側が局部座屈を起こしていて、円周方向に亀裂が生じている。
P-581山側	座屈は認められないが、3カ所にわたって塗装が剥げ落ちた所があり、降伏まで達していると思われる。	P-581海側	P-581山側と同様、座屈は認められないが、3カ所にわたって塗装が剥げ落ちた所があり、降伏まで達していると思われる。
P-582山側	橋脚基部付近で片側が局部座屈を起こしていて、反対側は座屈は認められないが塗装がはげ落ちている。	P-582海側	橋脚高の中間点付近で片側が局部座屈を起こし、反対側の基部側で塗装の剥げ落ちがみられる。
P-583山側	橋脚基部付近で片側のみが座屈を起こしている。	P-583海側	橋脚基部付近で片側のみが座屈を起こしている。
P-584山側	橋脚高の中間点付近で提灯座屈を起こし、非常に大きな変形を受けているため、亀裂の発生が認められる。	P-584海側	橋脚高の中間点付近で提灯座屈を起こし、亀裂も生じているがP-584山側ほど変形は大きくない。
P-585山側	橋脚基部付近で片側のみが座屈を起こしている。	P-585海側	橋脚基部付近の片側で複雑な座屈変形が生じている。

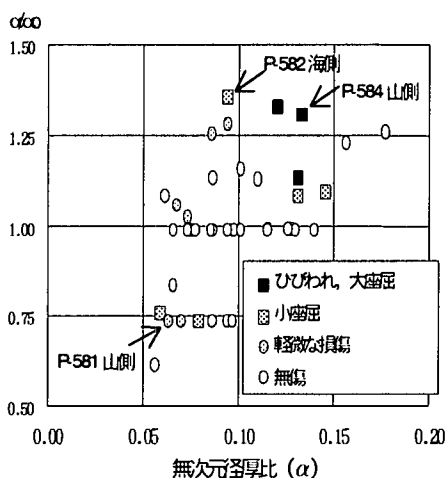
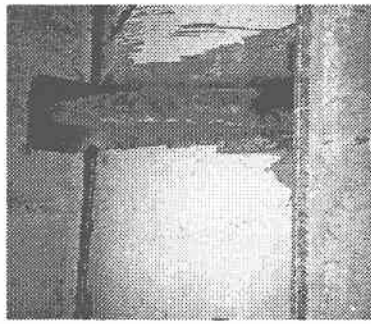
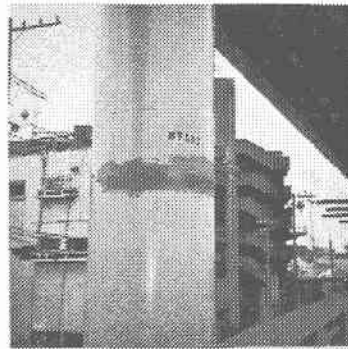


図-4.4.13 無次元径厚比と無次元径厚比の比の関係



(a)P-584 山側



(b)P-582 海側



(c)P-581 山側

写真-4.4.1 被害状況

(3)非線形動的応答解析による鋼管橋脚の損傷シミュレーション

前述の松原交差点付近の鋼管橋脚を対象として、非線形動的応答解析による損傷シミュレーションを行った研究が3例みられるので、ここではその内容について簡単に説明する。

1)中村の研究³⁾

鋼製円筒橋脚のような鋼構造物の弾塑性大変形解析を行うに際しては、板・シェル要素を用いた解析を行うのが通常であるが、この種の解析は分岐が生じる場合が多く、また自由度も非常に大きくなるなど一般に極めて難しい。そこで中村は、より合理的な耐震座屈設計法を目指した検討を進めるためには、繰り返し荷重下における効率のよい動的座屈解析手法の確立が不可欠であるとの観点から、鋼製円筒橋脚の動的弾塑性座屈解析を行うにあたって軸対象有限要素法を適用することを検討している。

対象にしている橋脚は P-584 海側橋脚であり、この橋脚は(2)の損傷区分で言う「ひび割れ・大座屈」に相当する被害を受けている。モデル化は軸対称有限要素によってダイヤフラムも考慮した形で行われており、中詰めコンクリート部はヤング率を 100 倍にして極端に剛性を上げることで処理している。鋼材の材料物性としては、バイリニア型の応力-ひずみ関係、等方硬化則および Von-Mises の降伏条件を適用している。以上のようなモデル化を行った上で、反復形 Newmark の β 法 ($\beta=0.27$) を適用して円筒殻の動的弾塑性座屈解析を行い、その適用性について検討するとともに、対象橋脚の兵庫県南部地震時の挙動について検討を加えている。なお、この際に入力した地震記録は神戸海洋気象台および東神戸大橋深江側径間部地表下 10m で観測されたものである。

以上のような検討の結果として、下記①～③他の結論を導いている。

- ① 鋼製円筒橋脚の座屈に関する限り、本研究で提案された解析手法により、現象を的確にシミュレーションすることができる。
- ② 座屈発生に寄与するのは水平動であり、上下動の影響は少ない。位相によっては水平動単独の場合より、上下動が重なった場合の方が振幅が小さくなる場合もある。
- ③ 解析結果と実現象はよく一致している。ただし、かなり最適化された断面であるため、材料物性値や板厚のわずかな変化によって座屈位置が変わる可能性がある。

2)伊藤・森の研究⁴⁾

阪神・淡路大震災において橋脚中間部に座屈損傷が生じたため、鉛直地震動の影響に大きな関心が寄せられていることから、伊藤・森は実際に被災した橋脚をモデル化して、(a)橋桁が落下した場合に相当する鉛直方向の衝撃荷重を受ける場合、(b)実際の地震動(水平、水平+鉛直)を入力した場合について非線形動的解析を行い、巨大地震時の挙動について検討している。

対象橋脚は P-584 海側および山側であり、両者ともに「ひび割れ・大座屈」の損傷区分に該当するものである。円形断面を正 32 角柱に仮定し、4 節点シェル要素を用いてモデル化されている。鋼材の材料

物性は、Von-Mises の降伏基準に従う等方弾塑性体としてモデル化し、完全弾塑性形の応力-ひずみ関係を適用している。中詰めコンクリート部は、クラッシュブルフォームよりモデル化されており、圧縮側では完全弾塑性、引張側は引張強度に達した後はカットオフ圧力のみが働くものとしている。(b)の検討で用いる実地震記録としては、JR 鷹取駅のもの採用されている。なお、解析は汎用プログラム LS-DYNA3D を用いて行われている。

検討の結果として、いくつかの結論が導かれているが、簡単にまとめると下記の通りである。

- ① 今回の地震の被害は鉛直方向の衝撃力のみ結果とは考えられない。
- ② 鉛直方向の地震動が局部座屈の発生位置に何らかの影響を与えた可能性が示唆されている。
- ③ 鋼材の降伏応力のばらつきによっては、局部座屈の発生位置が変化する可能性がある。

3)中川・大谷らの研究⁵⁾

中川・大谷らは鋼製円筒橋脚における局部座屈の発生メカニズムを調査する目的で、一般的なシェル要素でモデル化した鋼製円筒橋脚の非線形地震応答解析を行っている。

対象橋脚は P-584 山側橋脚で、「ひび割れ・大座屈」の損傷区分に属するものである。4 節点厚肉シェル要素を用いて、ダイヤフラムも含めたモデル化が行われている。鋼材の物性に関しては、応力-ひずみ関係は多直線近似で、ひずみ硬化則は等方硬化則で、降伏条件は Von-Mises の降伏条件に従うものとしてモデル化されている。また、中詰めコンクリート部は剛体と考え、中詰めコンクリート上端を完全固定として、鋼断面のみをモデル化している。数値積分法として Hilber-Huges-Taylor 法を適用し、神戸海洋気象台の地震記録を入力して、汎用プログラム ABAQUS を用いた解析が行われている。

結論として下記の①、②他が導かれている。

- ① 初期の衝撃的な地震動によって大きな塑性変形が発生し、エネルギー吸収する余裕もなく板厚変化部で局部座屈に至ったと思われる。
- ② 局部座屈後の破断を何らかの手段で阻止できるならば、局部座屈後も比較的変形能は高い。

(4)準静的解析による鋼管橋脚の損傷シミュレーション

(3)で述べた非線形動的応答解析は構造物の地震時挙動をシミュレートする場合には最も直接的かつ有効な方法ではあるが、入力地震動が異なればその結果もおおのずと違ったものとなるため、被災地点での実際の地震波がわからない場合には必ずしも適切な方法とは言えない。この点を考慮して、準静的解析において最も被害に近い解析結果を与える载荷パターンについての検討が行われているので、ここにその詳細について紹介する。

1)解析の妥当性

解析には、著者らの研究室で開発された弾塑性有限変位解析プログラムを使用した。本プログラムの有用性を確認するため、土木研究所で行われた無補剛鋼管柱の载荷実験結果^{8), 9)}との比較を行った。実験では供試体の柱頭部に一定の軸力を载荷した状態で、水平方向に漸増繰り返しの変位を与えている。供試体の力学パラメータを表-4.4.5 に示す。

図-4.4.13(a)、(b)は解析結果である。図の実験結果は鋼管の柱頭部での水平変位と水平荷重を包絡線で示したものである。No. 8 供試体では、最大耐荷力、ピーク以降の強度劣化の度合ともによく一致している。No.6 供試体では最大耐荷力が実験値よりもやや小さいが、最大耐荷力となる水平変位の値やピーク以降の強度劣化の度合はほぼ一致している。これらのことより、鋼管柱の弾塑性解析を行い、耐荷力、変形性能を十分精度良く推定する手段として、本プログラムの有用性が確認された。

表-4.4.5 実験供試体の諸元

	鋼種	径厚比 R/t	軸力比 P/P _y	降伏時の水平 変位 (cm)
No.6	SM490	28.1	0.139	1.312
No.8	SS400	50.0	0.134	0.779

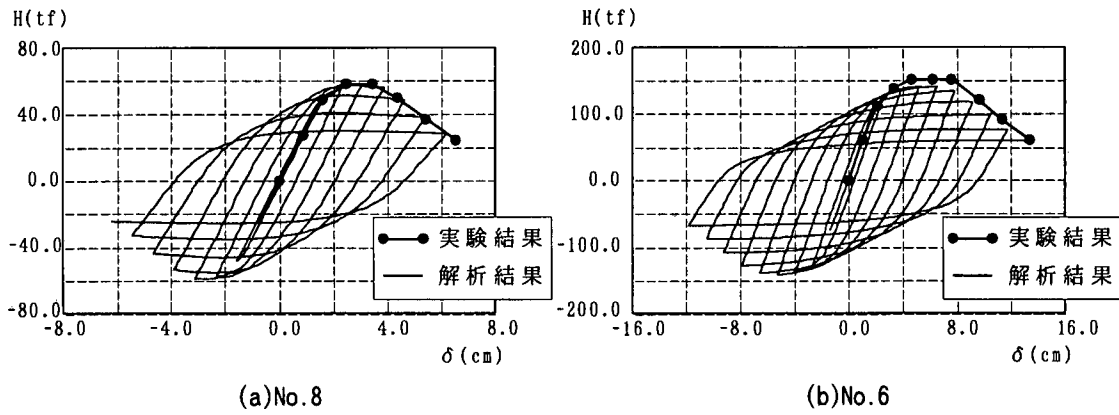
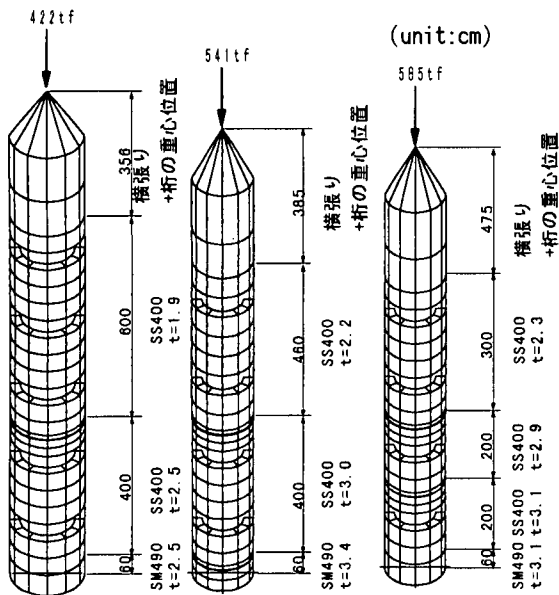


図-4.4.14 解析と実験（包絡線）の比較

2)解析モデル

解析の対象とする橋脚は、兵庫県南部地震で被害を受けた被害程度の異なる3つの橋脚である。表-4.4.6に示すように、被害程度の大きい順にP-584山側、P-582海側、P-581山側の橋脚を採用した。被害の詳細は表-4.4.4に示すとおりである。解析モデルを図-4.4.14に示す。解析に用いた構成式は、BMCモデル（単調載荷曲線を基にした繰り返し塑性履歴を受ける鋼材の構成式）^{8), 9)}である。この構成式を用いることにより、地震などの繰り返し荷重を受ける場合に発生する繰り返しひずみ硬化やバウシンガー効果などが再現できる。解析モデルは、ダイヤフラムを含め、鋼管の板厚中心に節点をもつ8節点アイソパラメトリックシェル要素を配置し、図-4.4.14のように要素分割した。板厚変化を正確に再現するため、板厚変化部付近は要素分割を密にしている。解析は、柱頂部に死荷重を想定した鉛直方向の強制変位と地震時の揺れを想定した水平方向の強制変位を与えて行った。与える水平方向の変位は図-4.4.15に示されるように基本変位を降伏時の水平変位 δ_y 、とし、橋脚の片側方向に $3\delta_y$ 、 $4\delta_y$ 、と定変位で増やしていく片側振幅（図-4.4.15(a)）、1サイクルごとに橋脚の両側に $2\delta_y$ 、 $3\delta_y$ 、と強制変位を増やしていく漸増変位振幅（図-4.4.15(b)）、両側に $6\delta_y$ 、で繰り返す定変位振幅（図-4.4.15(c)）の3種類である。



橋脚番号	被害程度
P-584 山側	ひびわれ、大座屈
P-582 海側	小座屈
P-581 山側	軽微な損傷

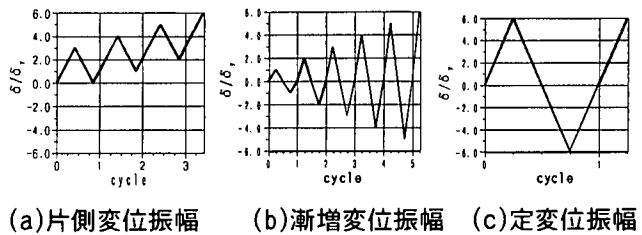


図-4.4.16 載荷パターン

3)解析結果

(a)片側変位振幅

図-4.4.16~18 に片側変位振幅の場合の解析結果を示す。荷重-変位曲線は橋脚の頭部における水平変位と水平荷重を示している。変形形状は水平変位を $\delta = 6\delta_y$ 、まで与えたときの変位量を 5 倍に拡大して表示している。変形形状より、いずれも水平変位を与えた方向に局部座屈が発生しているのがわかる。また、図-4.4.17 の P-582 海側の変形形状は実際の被害と比較して局部座屈の発生位置や変形の範囲がよく一致しているが、他の 2 つは一致していない。P-581 山側の応力分布では、1ヶ所に塑性域が集中していて、実際の被害とは一致していない。図-4.4.18 は、荷重-変位曲線を包絡線で示したものである。P-584 山側は $\delta = 3\delta_y$ 、のところでピークに達し、それ以降、急激に強度が落ちている。P-582 海側は P-581 山側や P-584 山側よりもピーク時の荷重は小さいがそれ以降の強度劣化は緩やかである。応力分布を見ると、いずれも板厚変化部で応力が高いことがわかる。

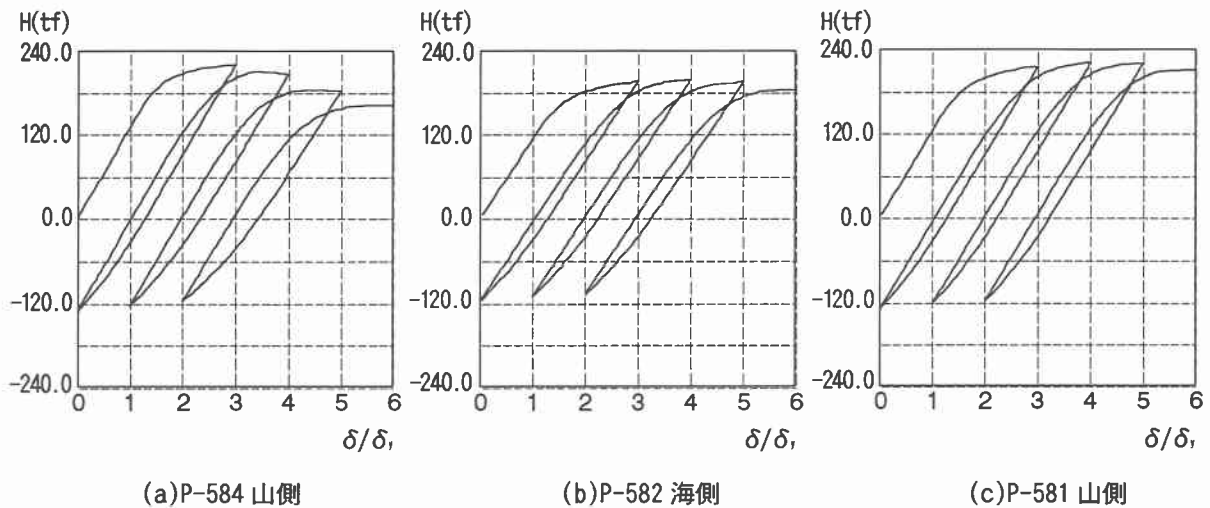


図-4.4.17 荷重-変位曲線 (片側変位振幅)

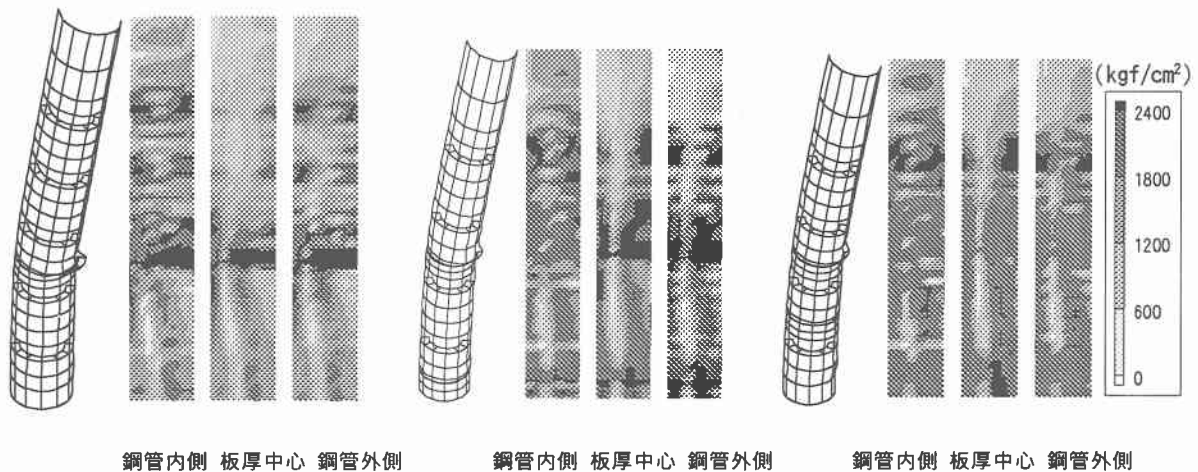


図-4.4.18 変形形状と応力分布 (片側変位振幅)

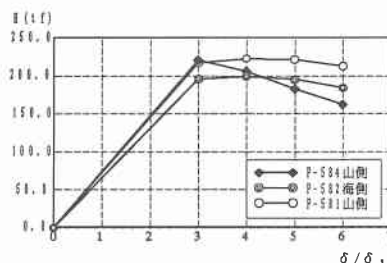


図-4.4.19 荷重-変位曲線(包絡線)

(b)漸増変位振幅

図-4.4.19～21 に漸増変位振幅の場合の解析結果を示す。変形は、水平変位を $\delta = 5\delta_y$ 、与えたときの変形形状を示している。P-584 山側の解析においては $\delta = 5\delta_y$ 、まで水平変位を与えたところで、強度がピーク時と比較して半分以下に落ちたため、解析を終了させた。

これらの変形形状より、P-581 山側と P-582 海側が片側の板厚変化部で局部座屈が発生しているのに対し、P-584 山側は両側に発生した局部座屈が中央でつながり、実際の被害である提灯型座屈に類似している。図-4.4.20 の P-581 山側の応力分布では 3 ヶ所に分かれて塑性域が広がっており、実際に塗装が剥げ落ちた領域の分布とよく一致している。図-4.4.21 は、荷重—変位曲線を包絡線で示したものである。P-584 山側は $\delta = 3\delta_y$ 、のところでピークに達し、それ以降、急激に強度が落ちている。P-581 山側は $\delta = 3\delta_y$ 、のところでピークに達してから強度劣化が起きている。P-582 海側は P-581 山側よりもピーク時の強度が低いものの同様の履歴曲線を示している。

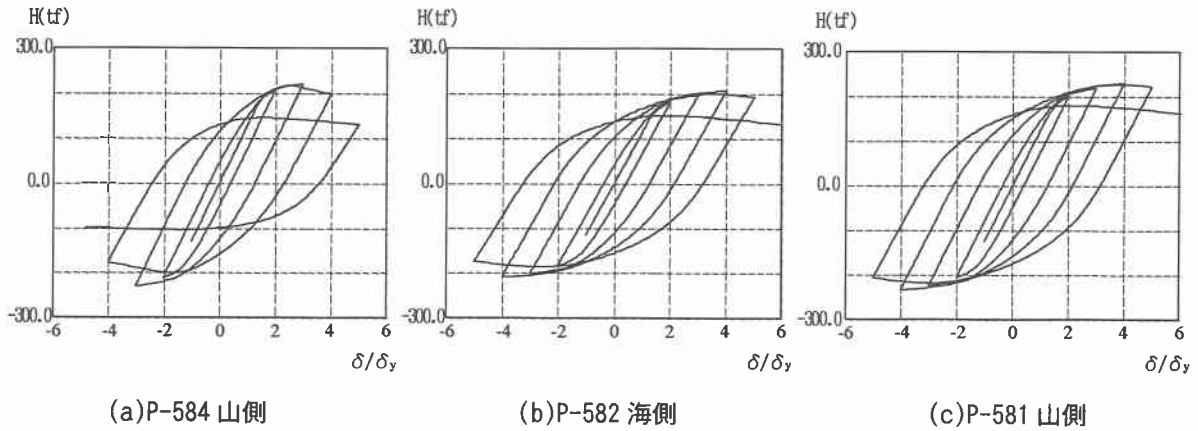


図-4.4.20 荷重—変位曲線（漸増変位振幅）

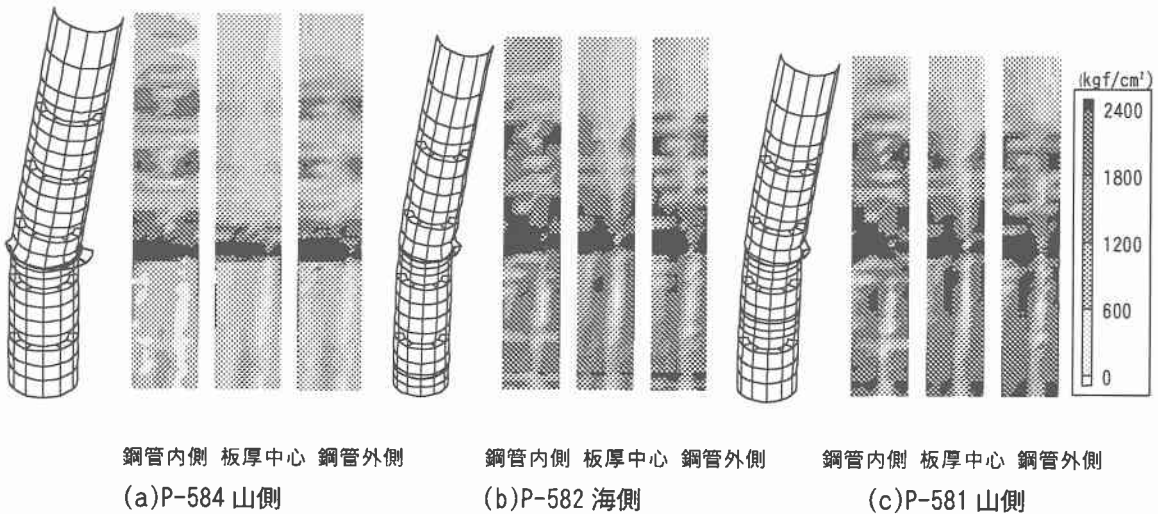


図-4.4.21 変形形状と応力分布（漸増変位振幅）

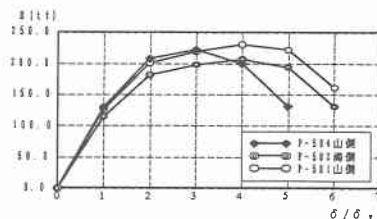


図-4.4.22 荷重—変位曲線（包絡線）

(c)定変位振幅

図-4.4.22、23 は定変位振幅の場合の解析結果を示したものである。変形は最終状態の変形形状を示している。P-584 山側の解析においては、漸増変位振幅の場合と同様、強度がピーク時よりも半分以下に落ちたため、解析を終了させた。荷重-変位曲線を見ると図-4.4.22 の P-584 山側は繰返しにより強度が大きく落ちているのに対し、P-582 海側や P-581 山側は強度劣化があまりみられない。また変形形状についてみると、P-584 山側は両側に局部座屈が、P-582 海側は片側に局部座屈が生じていて実際の被害と類似している。図-4.4.23 の P-581 山側の応力分布は、塑件域の広がりを実際の被害での塗装の剥げ落ちと類似したものとなっており、漸増変位振幅の解析結果とほぼ同様のものとなった。

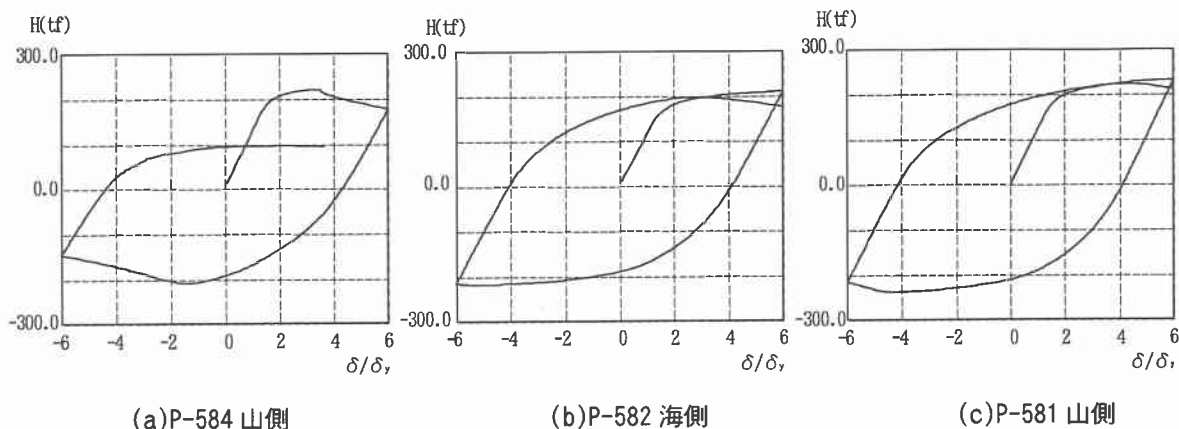


図-4.4.23 荷重-変位曲線（定変位振幅）

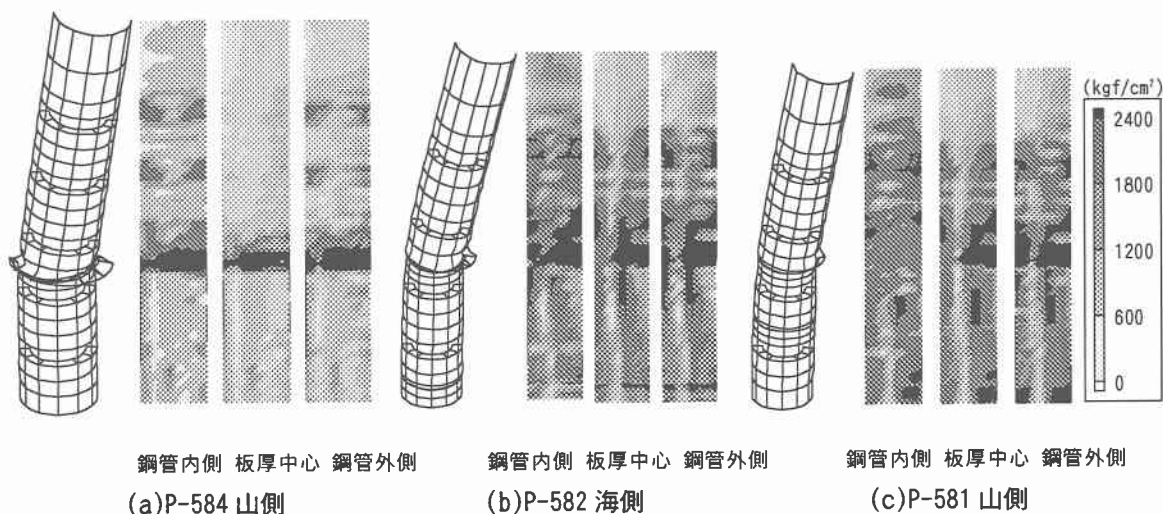


図-4.4.24 変形形状と応力分布（定変位振幅）

(d)変形能の評価

上記の3種類の繰返し変位の結果から、実際の被害と比較して局部座屈の発生位置や変形の範囲が一致しているのは、载荷パターンが漸増変位振幅と定変位振幅の場合であることが分った。次にこの漸増変位振幅と定変位振幅の場合の各橋脚における変形能の評価を行った。評価は漸増変位振幅の場合、①最大水平荷重、②最大水平荷重時の水平変位、③ピーク以降の強度劣化率の3つについて、定変位振幅の場合は強度劣化率について行った。強度劣化率はピーク以降の次サイクル時の水平荷重をピーク時の水平荷重で除したものである。表-4.4.7よりP-584山側は他の2つよりも強度劣化率が高く、ピーク時の水平変位も小さいことが分る。また、P-582海側はP-581山側より最大水平荷重が低く強度劣化率が高い。これらのことより、P-581山側、P-582海側、P-584山側の順に変形能が優れていることが分る。

図-4.4.24には、漸増変位振幅の場合と定変位振幅の場合の各サイクルにおける塑性ひずみの変化を示している。この図より、P-584山側、P-582海側、P-581山側の順に塑性ひずみが小さくなっていることが分る。実際の被害では、P-581山側は、3ヶ所にわたる塗装の剥げ落ち、P-582海側は片側での局部座屈、P-584山側は両側での局部座屈が発生している。このように損傷程度はP-584山側、P-582海側、P-581山側の順に軽くなっている。解析結果と一致していることが分った。

また、このような順に被害の大きかった理由として図-4.4.4に示したように無次元径厚比がP-584山側、P-582海側、P-581山側の順に大きかったことがあげられる。さらに、P-584山側、P-582海側において降伏モーメントの分布をみると図-4.4.25に示すように他の位置での降伏が先行すると予想されるにもかかわらず、板厚変化部で大きな被害を受けたのは板厚変化部での板厚中心がずれていることによる偏心荷重の影響が大きいためと考えられる。

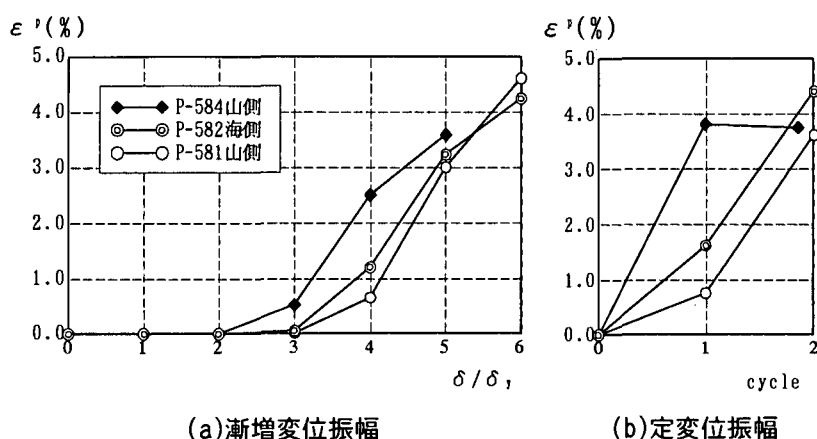


図-4.4.25 塑性ひずみの変化

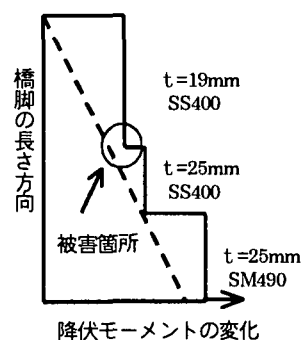


図-4.4.26 橋脚の被害箇所と降伏モーメントの関係

4) 結論

兵庫県南部地震により多くの社会基盤施設が被害を受けた。本研究では鋼管橋脚の被害についてまとめ、軸圧縮力と繰り返し曲げを受ける鋼管橋脚の弾塑性有限変位解析を行った。本研究により得られた結果を以下にまとめる。

- ① 鋼管橋脚の被害を調査した結果、被害の大半は塗装の剥げ落ち、提灯座屈、局部座屈であった。
- ② 被害はセグメントを突き合わせた溶接部分、特に板厚変化部で起こっている。
- ③ 3種類の繰り返し変位を与えて鋼管橋脚の弾塑性有限変位解析を行った結果、漸増変位と定変位振幅を与えることにより実際の被害に近いシミュレーションを行えることが分った。
- ④ 漸増変位振幅と定変位振幅の場合の解析結果から変形能の評価を行ったところ、径厚比の小さい順、また実際の被害程度の軽い順に変形能が優れていることが分った。

(5) 再構築された鋼管橋脚の耐震性評価

谷口ら¹²⁾はP-584山側橋脚の再構築後の耐震性を検討するため、被災した橋脚と再構築後の橋脚を解析モデルとする弾塑性有限変位解析を行い、それらの耐荷力と変形性能の比較を行っている。本橋脚の再構築にあたっては、①中詰めコンクリート高さを上げる。②各セグメントの鋼種、板厚を統一して、等断面構造とする。③縦補剛材を設けるという3つの耐震性向上策がとられている。

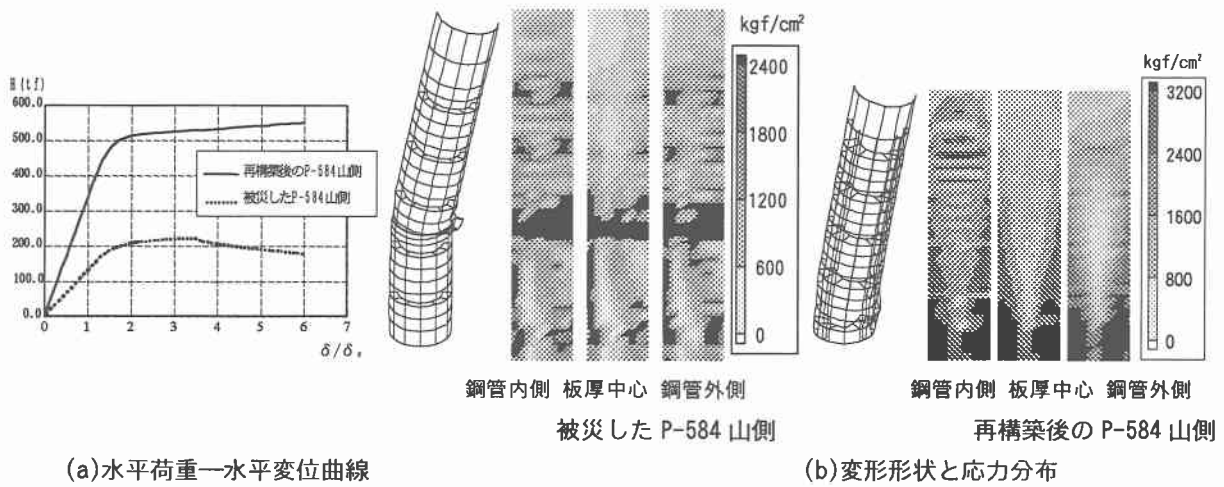


図-4.4.30 解析結果（単調載荷）

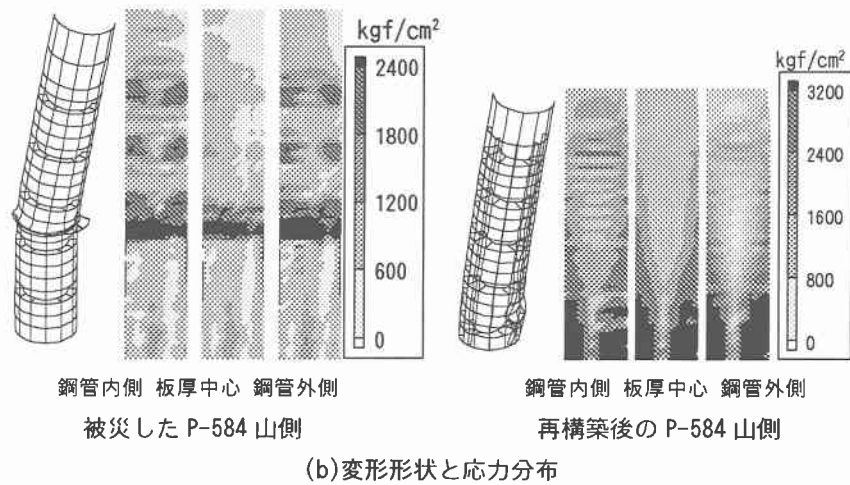
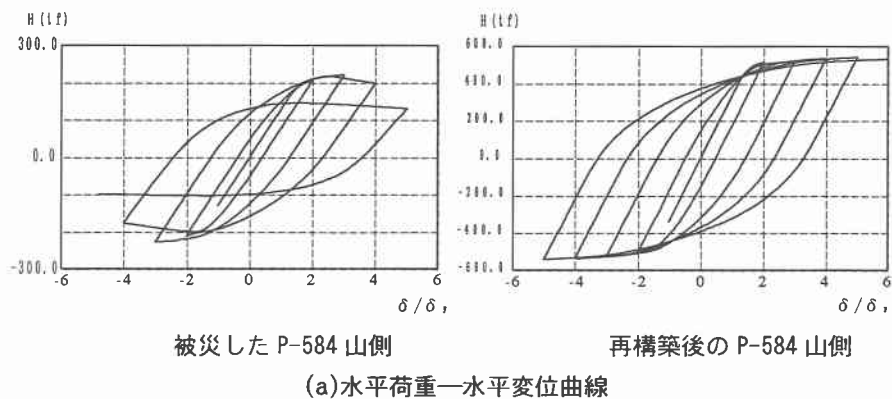


図-4.4.31 解析結果（繰り返し載荷）

3) 結論

- ①被災した橋脚は、板厚変化部で大きな局部座屈が発生し、実際の被害形状と類似している。
- ②再構築後の橋脚は a)板厚変化部をなくしたこと、b)径厚比を小さくしたこと、c)縦補剛材を導入したことにより、優れた変形能を有する。

(6) 衝撃鉛直動による局部座屈のシミュレーション

1) はじめに

先の阪神・淡路大震災により、円形断面の鋼製橋脚の柱の中央部に提灯座屈が生じた被害例がいくつか見られた。図-4.4.31 はその中でも特に顕著であった、阪神高速道路 3 号神戸線の神上 P584 橋脚の被害図である。この被害の原因として色々な議論があるが、現時点では水平方向の地震動が支配的であるとされている。

しかし、鉛直方向の地震動がかなり大きかったことがこの地震の特徴の一つであることを考えると、従来の設計では考慮されなかった鉛直動の影響を調査することも、今後必要であると考えられる。

そこで、本報告では、図-4.4.31 に示す P584 橋脚を取り上げ、この被害原因として「初めに水平動により、支承からはずれた桁が橋脚の上に落下し、その衝撃により局部座屈が発生する」というシナリオを想定し、衝撃鉛直動が局部座屈に及ぼした影響について述べる。

また、鋼材の降伏点はひずみ速度が遅くなる程、温度が高くなる程低くなり、また塑性仕事の約 9 割が熱に変換されることが知られている。負荷速度がある程度速くなると、変換された熱が十分散逸しないまま負荷が進行するため、局部的な温度上昇が生じ、鋼材の降伏点が低下する。

そこで本解析では、ひずみ速度の効果は無視し、鋼材の温度依存性だけを考慮した構成式を用い、塑性仕事による発熱の影響も調査した。

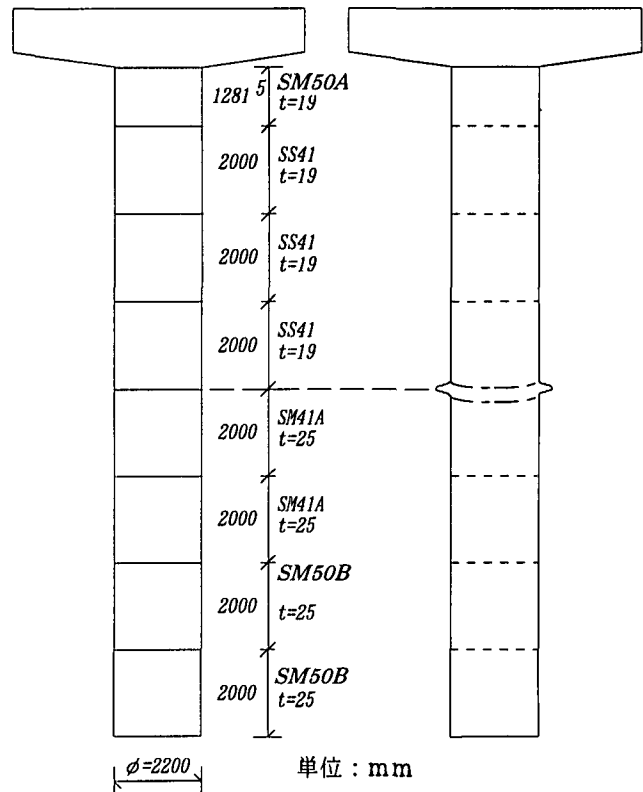


図-4.4.31 P584 橋脚と被害図

2) 解析の概要

解析は、実際の死荷重 422ton (4.1356×10^6 N, 降伏荷重の約 13.5%) に相当する塊を、基部を固定された橋脚に、橋脚の上部 20cm 及び 30cm の高さから自由落下させ、衝撃コード LS-DYNA3D を用いて行った。

また、使用材料には LS-DYNA3D に用意されている BMMANN の構成式を用いた。これは温度依存性を考慮したもので、塑性仕事の約 9 割を熱に変換する機能を持ったものである。式(4.4.3)にその変換式

$$dT = (0.9/c\rho) \int \bar{\sigma} \cdot d\bar{\epsilon}_p \quad (4.4.3)$$

を示す。ここで、 dT は温度増分、 $\bar{\sigma}$ と $\bar{\epsilon}_p$ は相当応力と相当塑性ひずみ、 c は比熱、 ρ は密度である。なお、橋脚の基部に作用する地震動及び構造の減衰は無視した。

3) 解析モデル及び条件

モデル化にあたり、橋脚の高さ及び直径をそれぞれ 15m, 2.2m とし、下端から 8m の位置に鋼材と板厚との変化点を設けた。鋼材は下部で SM41A、上部が SS41 であり、板厚は下部が 25mm、上部が 19mm とした。また、解析では橋脚の下部に充填されているコンクリート及び橋脚内部のフランジ等を省略した。

解析モデルは 3 次元とし、上部構造を剛体ソリッド、橋脚部を 4 節点シェル要素でモデル化し、また基部を完全拘束とした。

ここで、シェル要素のメッシュ寸法は、約 20cm×20cm の大きさであり、板厚変化点上部の座屈が予想される範囲の上下方向の寸法は半分の 10cm とした。

図-4.4.32 にモデル図を示す。なお、図-4.4.33 に示すように橋脚部のシェル要素によるモデル化においては、板厚中心でモデル化し、板厚変化による板厚中心のずれ(オフセット)を考慮している。

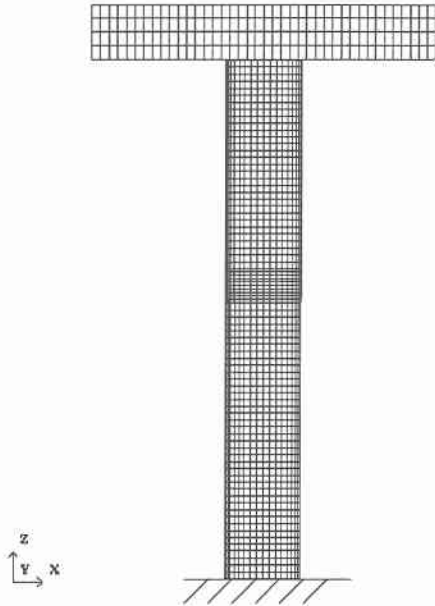


図-4.4.32 モデル図

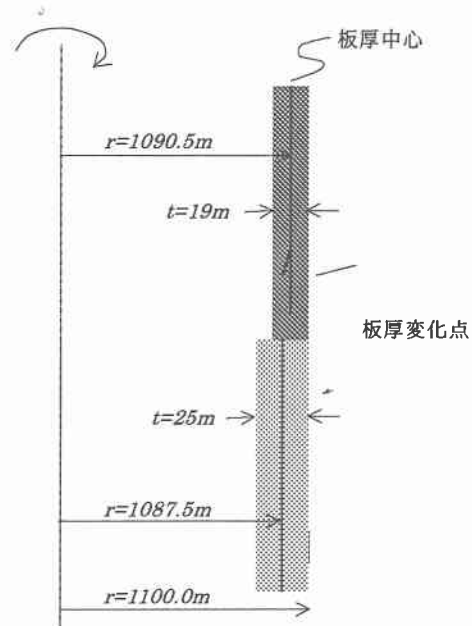


図-4.4.33 シェルの板厚中心図

次に使用材料については、各鋼材の構成式は等方性完全弾塑性体を仮定し、ヤング率は 21000kgf/mm² (2.058×10⁵N/mm²)、ポアソン比は 0.3、密度は 7.85×10⁻⁶kgf/mm³ (7.85×10⁻⁹N*sec²/mm⁴)とした。また SM50B, SM41A, SS41, SM50A の降伏応力はそれぞれ 32 kgf/mm² (313.6N/mm²), 25 kgf/mm² (245.0N/mm²), 24 kgf/mm² (235.2N/mm²), 33kgf/mm² (323.4N/mm²)とした。

更に、鋼材の温度依存性を考慮するモデルでは、SS41 材に温度依存性を考慮する BAMMANN の構成式を用いた。この構成式において、硬化則に等方硬化を採用した完全弾塑性性を仮定し、ヤング率、ポアソン比、密度は上記と同じとし、降伏応力を下記の温度依存の式で表している。

$$Y(T) = C_1 \exp(C_2 / T) \quad (4.4.4)$$

ここで、 Y は降伏応力、 T は絶対温度、 C_1 と C_2 は定数であり、 C_1 は 16.71 kgf/mm³ (163.85N/mm²)、 C_2 は -167.25°C (105.9K)を設定した。

なお、鋼材の初期温度は 20°C (293K)、比熱は 0.108Kcal/(kg・°C) (4.52×10² J/(kg・K))とした。

解析は 3 つのケースを用意した。ケース 1 は上部構と橋脚の間の距離を 20cm とし降伏応力に温度依存性を考慮しないもの、ケース 2 は上部構と橋脚の間の距離を 30cm とし降伏応力に温度依存性を考慮しないもの、ケース 3 はケース 2 において SS41 材に温度依存性を考慮したものである。ケース 1 及びケース 2 では衝撃鉛直動が座屈に及ぼす影響を調査し、ケース 3 では更に衝撃による発熱の影響を調査する。

4) 解析結果

図-4.4.34 及び図-4.4.35 は上部構の落下高さが 20cm 及び 30cm であるケース 1 及びケース 2 の衝突後約 0.4 秒の相当塑性ひずみコンター図である。

ケース 1 では、板厚変化点において板が外側に膨らむ変形が見られるが、鋼材の耐力は失われていない。

一方ケース 2 では完全に座屈が生じており、図-4.4.31 の被害図がよく再現されていることが判る。

ここで、ケース 1 及びケース 2 での相当塑性ひずみの最大は約 9.7%及び 11.9%であった。
 なお、橋脚の板厚変化点で座屈現象が発生するのは、橋脚の板厚変化点における衝撃応力波の反射により、
 板厚変化点に応力が集中するためである。

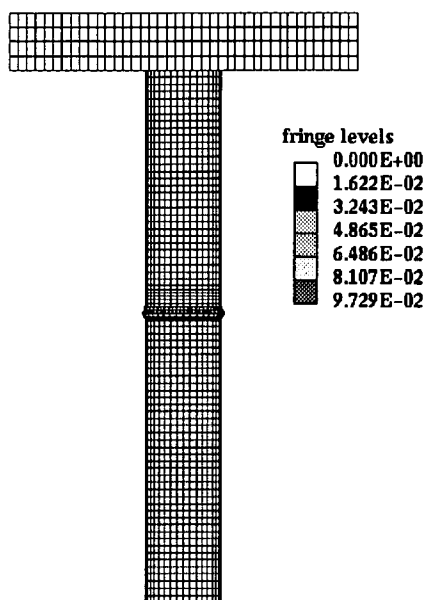


図-4.4.34 ケース1の相当塑性ひずみ図

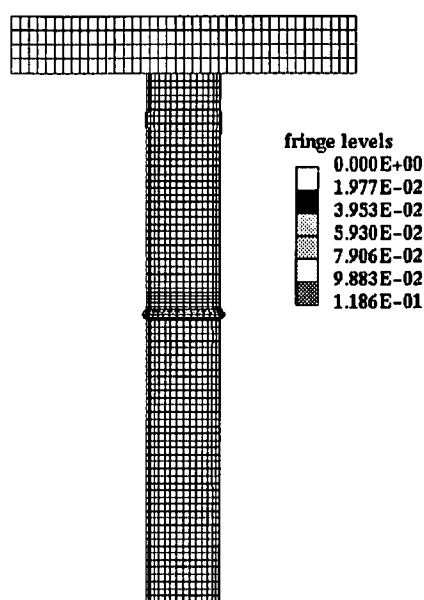


図-4.4.35 ケース 2 の相当塑性ひずみ図

次に図-4.4.38 及び図-4.4.39 に温度依存を考慮したケース 3 の相当塑性ひずみコンター図と温度コンター図を示す。

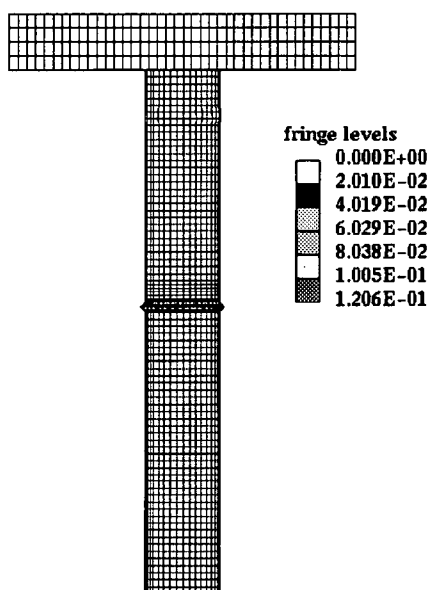


図-4.4.36 ケース 3 の相当塑性ひずみ図

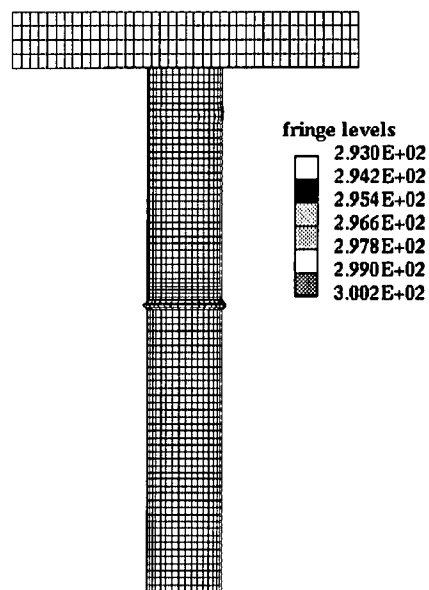


図-4.4.37 ケース 3 の温度コンター図 (単位 K)

ケース 3 では、ケース 2 と比べ、板厚変化点における膨らみ具合はほとんど同じであり、最大の相当塑性ひずみが約 12.1%と 0.2%大きくなっただけである。また、塑性仕事により発生した温度の最大値は約 27°C(300K)であり、初期温度から約 7°C(7K)上昇したに過ぎない。

次に、図-4.4.38 は各ケースの橋脚上部の鉛直方向の変位の履歴を示したものである。これによると、ケース 1 では、衝撃力により、橋脚の上部が約 8cm 沈下している。

一方ケース 2 及びケース 3 では、橋脚上部の沈下量は約 14cm 及び約 14.5cm であり、ケース 3 の方がわずかに沈下量が大きく、温度依存を考慮した影響がわずかにみられる。

以上のことより、上部構の落下高さが 20cm では局部座屈はわずかに見られる程度であるが、落下高さが 30cm になると実際の被害図とほぼ同じ座屈現象がみられることが判った。

また、鋼材に温度依存を考慮した結果、塑性仕事によって座屈部に発生した温度上昇は 7°C(7K)と小さく、これによる降伏点の低下は無視でき、座屈現象に及ぼす影響はないことが判った。

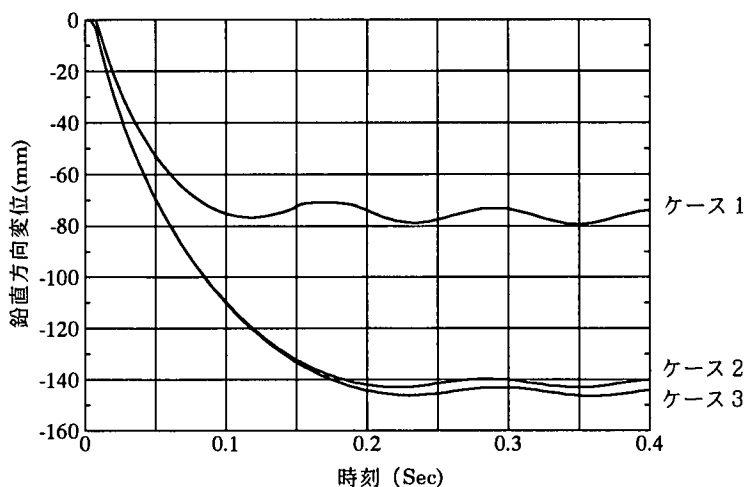


図-4.4.38 各ケースの橋脚上部の鉛直方向変位履歴図

5) 結論

本報告は、阪神・淡路大震災の鋼製橋脚の座屈現象に注目して、鉛直地震動による衝撃の観点から LS-DYNA3D を用いて調査したものである。その結果、座屈現象の原因として繰り返し水平動が主原因と言われている中、鉛直動による衝撃が主な原因にもなりうることを示した。

また、衝撃によって発生した発熱は塑性仕事量に比例するわけであるが、今回のシナリオの範囲では、その影響はごくわずかであることが判った。

ここで今回の解析では、ひずみ速度の影響は無視しているが、阪神・淡路大震災における最大ひずみ速度は約 0.5/sec 程度との報告があり、今後ひずみ速度と温度を両方考慮した調査も必要であるかもしれない。

(7) まとめ

以上の鋼管橋脚の損傷状況および損傷シミュレーション結果を総括すると下記のようなことが言える。

- 1) 被害はセグメントを突き合わせた溶接部分で起こっており、板厚変化部で特に損傷が大きい。
- 2) 今回の地震による座屈損傷の主要因は水平地震動であり、鉛直方向の衝撃力ではない。
- 3) 鋼材の降伏応力などの材料物性値や板厚のわずかな変化により座屈発生箇所が変化する可能性がある。
- 4) 準静的解析において、漸増変位振幅あるいは定変位振幅の载荷パターンを用いることで実際の被害に近いシミュレーションを行うことができる。

《参考文献》

- 1) 池内智行・西村宣男：軸圧縮力と繰り返し曲げを受ける鋼箱形断面柱の耐力と変形能、鋼構造年次論文報告集、第3巻、1995年11月
- 2) 池内智行・西村宣男：繰り返し曲げを受ける鋼製ラーメン橋脚隅角部の変形能、鋼構造年次論文報告集、第5巻、1997年11月
- 3) 中村秀治：鋼製円筒橋脚の動的弾塑性座屈解析、土木学会論文集、No.549/I-37、pp.205—219、1996年10月
- 4) 伊藤義人・森正樹：極大地震時の円形断面鋼製橋脚の挙動に関する研究、鋼構造年次論文報告集、第4巻、1996年11月
- 5) 中川知和・大谷修・森脇清明：阪神・淡路大震災で被災した鋼製円筒橋脚の非線形動的応答解析、鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集、1997年5月
- 6) 池内智行・谷口直子・西村宣男：兵庫県南部地震における鋼管単柱橋脚の地震損傷に関する一考察、鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集、1997年5月
- 7) 池内智行・谷口直子・西村宣男・中川知和：兵庫県南部地震における鋼管橋脚損傷の数値シミュレーション、鋼構造論文集、第4巻第14号、1997年6月
- 8) 西川和廣・山本悟司・名取暢・寺尾圭史・安波博道・寺田昌弘：既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.42A、pp.975—986、1996年3月
- 9) 安波博道・寺田昌弘・名取暢・寺尾圭史・西川和廣：弾塑性 FEM による鋼管柱載荷実験のシミュレーション解析、鋼構造論文集、第3巻第9号、pp.1-10、1993年3月
- 10) 西村宣男・小野潔・池内智行：単調載荷曲線を基にした繰り返し塑性履歴を受ける鋼材の構成式、土木学会論文集、No.513/I-31、pp.27—38、1995年4月
- 11) 水野英二・宇佐美勉・沈赤（討議者）／西村宣男・小野潔・池内智行（回答者）：西村宣男・小野潔・池内智行共著“単調載荷曲線を基にした繰り返し塑性履歴を受ける鋼材の構成式”への討議・回答、土木学会論文集、No. 556/I-38、pp.227—233、1997年1月
- 12) 谷口直子・池内智行・西村宣男：鋼管橋脚の地震損傷と耐震補強、土木学会平成9年度関西支部年次学術講演会概要集、1997年5月

4.5 アンカーボルト

4.5.1 アンカーボルトの強度

(1)概説

橋脚アンカー部の構造には、震度法による設計に対して一般に以下の2つの設計法が適用されている(図-4.5.1)。

- ①杭方式：引張力および圧縮力に対して、アンカーボルトとアンカーフレームで抵抗させる。
- ②鉄筋コンクリート方式(以下「RC方式」という)：引張力に対してはアンカーボルトとアンカーフレームで抵抗させ、圧縮力に対してはベースプレート下面のフーチングコンクリートで抵抗させる。

また、アンカー部の終局水平耐力については、ベースプレート下面のフーチングのコンクリート断面に対し、周囲のアンカーボルトを鉄筋に置き換えた鉄筋コンクリート断面として評価している。そして、アンカーボルトが引張力および圧縮力に抵抗する場合は複鉄筋モデルとし、アンカーボルトが引張力のみで抵抗する場合は単鉄筋モデルとしている¹⁾。この場合、アンカーボルトおよびコンクリートの応力度-ひずみ関係を設定する必要があるが、応力度-ひずみ関係のいかんにより、アンカー部の終局水平耐力の評価が異なってくる。したがって、アンカーボルトおよびコンクリートの応力度-ひずみ関係や、構造のモデル化を検討する必要がある。

橋脚アンカー部の終局水平耐力を定量的に評価するためには、載荷実験結果を基にして、アンカーボルトおよびコンクリートの応力度-ひずみ関係や、アンカー部の構造モデルを精度良く表現する必要がある。アンカー部の終局水平耐力に関する実験的および解析的研究は多くはないが、現在も進められている²⁾⁻⁸⁾。ここでは、参考文献2)~9)の耐力実験結果や解析結果を基にして、アンカー部の終局水平耐力について述べる。

(2)橋脚アンカー部の耐力実験

後藤・宮下ら⁵⁾は、アンカー部全体のマクロ的挙動に着目した実用的な力学モデルの提案を目的として、繰り返し荷重を受けるアンカー部の挙動特性に関する実験的検討を行っている。その内容は以下のとおりである^{4), 5)}。

1)実験概要

実験供試体は、杭方式およびRC方式のアンカーフレームをフーチングコンクリートと一体化したものであり、一般的な実構造物の約1/5の大きさである。実験要領は、アンカー部に鋼柱を据え付け、鋼柱に軸圧縮力を載荷した状態で、鋼柱上端に水平荷重の単調載荷または両振り繰り返し載荷を行うものである。実験要領を図-4.5.2に、実験供試体の形状および材料強度を図-4.5.3および表-4.5.1に示す。

2)実験結果

実験の結果より、定着部モーメント M と相対回転角(フーチング上面と鋼柱ベースプレート間の相対回転角) θ との $M-\theta$ 関係を図-4.5.4に示す。ここに、繰り返し載荷の結果は、繰り返し載荷3サイクルの包絡線である。

単調載荷時の耐力特性は以下のとおりである。

- ①杭方式の場合、弾性範囲を超えてフーチングに引き抜きせん断破壊(コンクリート破壊)が発生し、その後も荷重は上昇している。最終的にはナットがすべり、アンカーボルトが破断して荷重が急激に低下している。
- ②RC方式の場合、フーチングに引き抜きせん断破壊が発

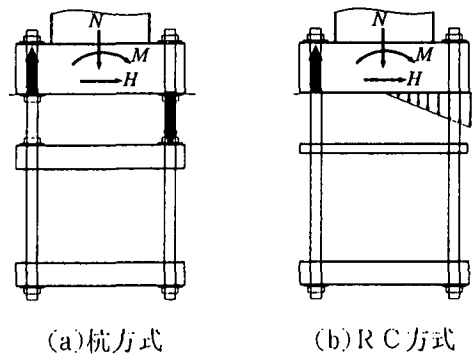


図-4.5.1 アンカー部の設計法
(参考文献1より抜粋)

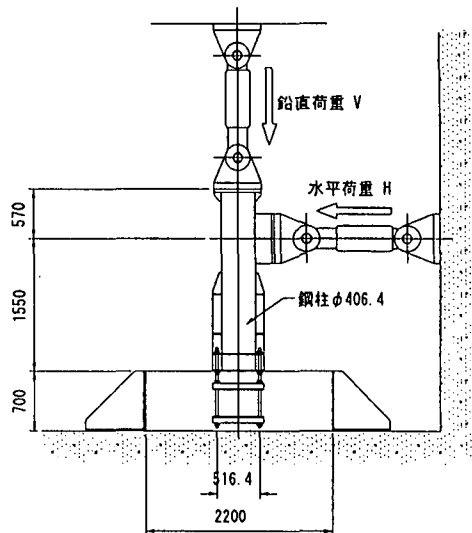


図-4.5.2 実験要領 (参考文献4より抜粋)

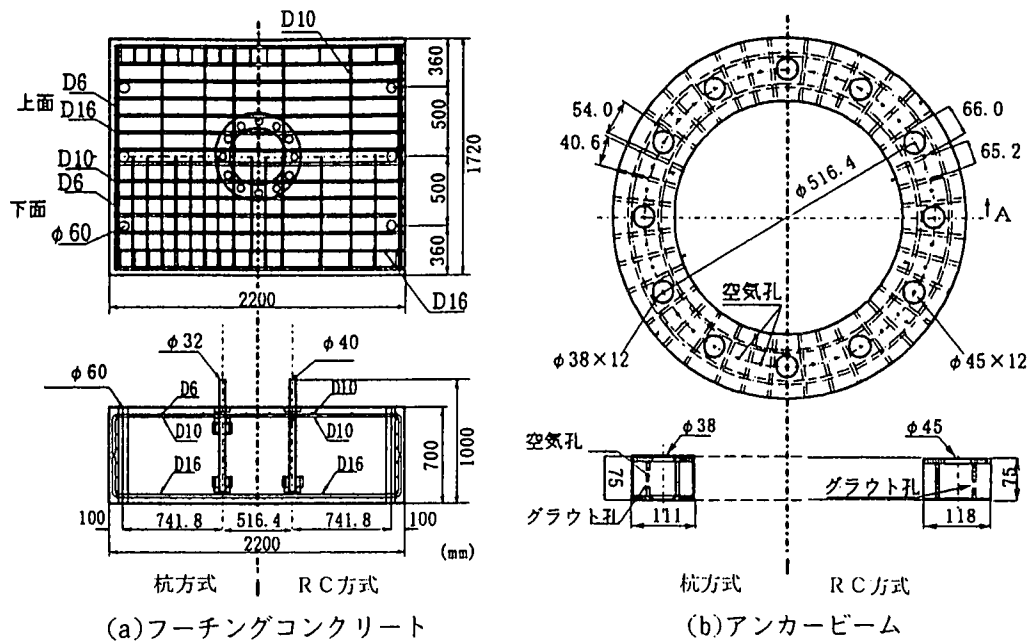


図-4.5.3 アンカー部の実験供試体の形状 (参考文献5より抜粋)

生し、この時の荷重がピークである。その後、荷重は緩やかに低下している。

一方、繰り返し載荷時の耐荷力特性については次のとおりである。

- ①繰り返し載荷時の耐荷力は単調載荷時に比べて低下している。杭方式の場合は約24%の低下、RC方式の場合は約14%の低下であり、RC方式の方が低下率が小さい。
- ②最大荷重時の変位量($\sin \theta$)も単調載荷時に比べて低下しており、杭方式の場合は約63%の低下、RC方式の場合は約12%の低下であり、RC方式の方が低下率が小さい。

単調載荷時の各水平荷重ごとのアンカーボルト応力度分布を図-4.5.5に示す。これらの特性は以下のとおりである。

- ①杭方式の場合、鉛直荷重(軸圧縮力)が作用しているにもかかわらず、アンカーボルトの応力度は圧縮側よりも引張側が大きい。これは、圧縮領域において、圧縮力の一部がベースプレートからフーチングに伝達されるためであると考えられる。

設計荷重(鉛直荷重 V = 死荷重 = 35tf、水平荷重 H = $35 \times 0.3 = 10.5$ tf、基部モーメント $M = 10.5 \times 1.55 = 16.3$ tf \cdot m)の約3倍($M = 49.1$ tf \cdot m)の段階で、引張側最遠ボルトが降伏に達している。その後、アンカーボルトの降伏範囲が順次中立軸側に広がっている。

- ②RC方式の場合、設計荷重の約5倍($M = 79.7$ tf \cdot m)の段階まではアンカーボルトは降伏に達しておらず、フーチングの引き抜きせん断破壊がアンカーボルトの降伏より先行したと考えられる。

圧縮側のアンカーボルトにも圧縮応力が発生している。これは、上下ベースプレート間の注入モルタルとアンカーボルトとの付着によるものと考えられる。したがって、この付着効果が期待できる場合、

表-4.5.1 材料強度 (参考文献4より抜粋)

モデル	材 料	強度(kgf/cm ²)	
杭方式 単調載荷	アンカーボルト	$\sigma_{sy} = 6.678$	
	フーチングコンクリート	$\sigma_{ck} = 213$	
	ベース下モルタル	$\sigma_{ck} = 495$	
	ベース部およびビーム部 注入モルタル	$\sigma_{ck} = 626$	
	杭方式 繰返載荷	アンカーボルト	$\sigma_{sy} = 6.678$
		フーチングコンクリート	$\sigma_{ck} = 206$
ベース下モルタル		$\sigma_{ck} = 582$	
ベース部およびビーム部 注入モルタル		$\sigma_{ck} = 702$	
RC方式 単調載荷	アンカーボルト	$\sigma_{sy} = 3.310$	
	フーチングコンクリート	$\sigma_{ck} = 204$	
	ベース下モルタル	$\sigma_{ck} = 528$	
	ベース部およびビーム部 注入モルタル	$\sigma_{ck} = 640$	
	RC方式 繰返載荷	アンカーボルト	$\sigma_{sy} = 3.310$
		フーチングコンクリート	$\sigma_{ck} = 192$
ベース下モルタル		$\sigma_{ck} = 491$	
ベース部およびビーム部 注入モルタル		$\sigma_{ck} = 590$	
共 通	アンカービーム	$\sigma_{sy} = 3.200$	
	ベースプレート	$\sigma_{sy} = 3.200$	

σ_{sy} : 降伏応力度 σ_{ck} : 圧縮強度

複鉄筋モデルのRC方式が考えられる。ただし、付着効果が十分でない場合は、単鉄筋モデルの結果に近づくものと考えられる。

繰り返し載荷時のフーチングのひび割れに関しては以下のとおりである(図-4.5.6)。

①杭方式の場合、単調載荷に比べ脚の基部周辺に多く発生している。ベース下のモルタルおよびフーチングでの支圧による圧壊によって強度や剛性が低下し、最大荷重が決定されている。

②RC方式の場合、杭方式と同様に、ベース下のモルタルおよびフーチングでの支圧による圧壊によって最大荷重が決定されている。ただし、アンカービームの引き抜き時のひび割れも生じ、フーチング全体のひび割れは杭方式の場合より多い。

一般に、最大荷重に達する前のアンカー部の挙動は、アンカーボルトの変形に支配される。そして、最大荷重に達した後は、フーチングのひび割れによる挙動が関与するといえる。

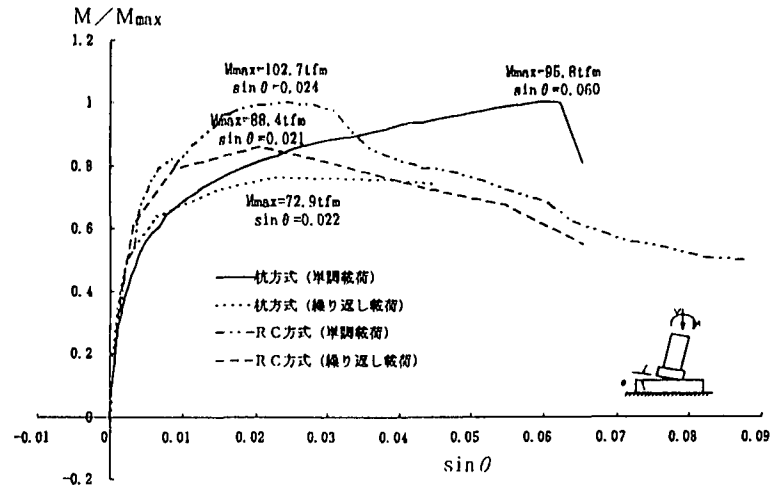


図-4.5.4 各実験でのM-θ関係(参考文献4より抜粋)

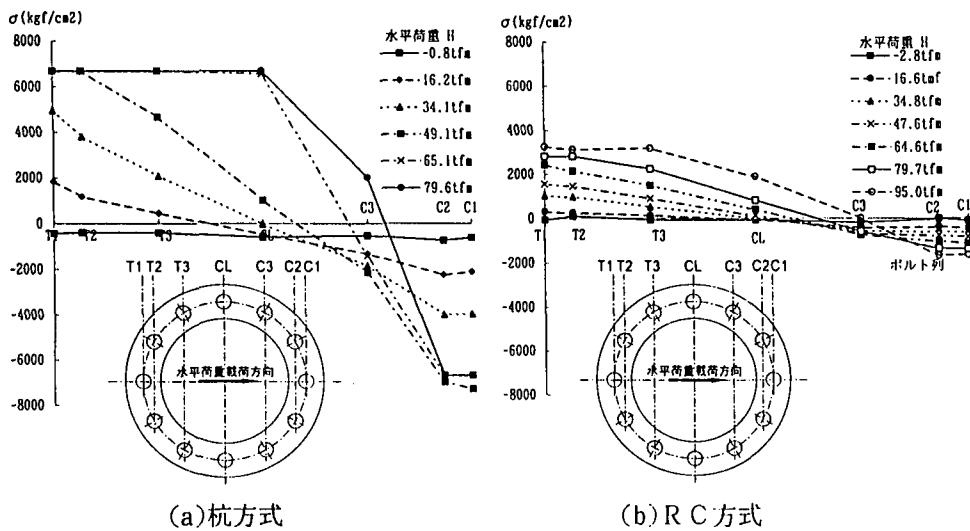


図-4.5.5 アンカーボルトの作用応力度分布(参考文献4より抜粋)

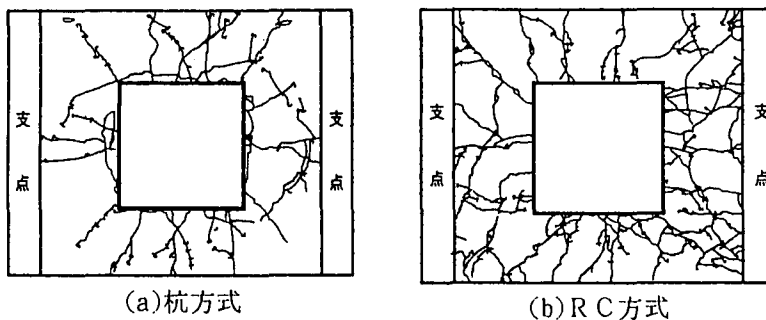


図-4.5.6 フーチングのひび割れ状況[繰り返し載荷時](参考文献5より抜粋)

(3)橋脚アンカー部の耐荷力解析

後藤・宮下⁶⁾は、前項で述べた繰り返し載荷実験の結果を基に、アンカー部全体のマクロ的な復元力モデル“半実験モデル”(図-4.5.7)を提案している。そして、このモデルを基に、橋脚躯体とアンカー部との連成挙動を考慮した動的応答解析を行い、阪神・淡路大震災で観察された鋼脚躯体とアンカー部の損傷傾向についての理論的な説明を検討している⁶⁾。ここでその内容を述べる。

1)アンカー部の挙動を考慮した非線形動的応答解析⁶⁾

アンカー部の挙動を考慮した非線形動的応答解析のモデルについては、個々の要素(アンカーボルトやフーチングなど)の挙動ではなく、アンカー部全体の挙動に着目した復元力モデル“半実験モデル”を使用している。これは、単調載荷時の実験結果から解析的に定められたスケルトンカーブと実験的に求められた履歴ループを基にしている。また、単調載荷時のアンカー部の挙動を表す力学モデルとして図-4.5.8の複鉄筋モデルを適用している。

2)動的応答解析結果と実際の損傷傾向との比較⁶⁾

阪神・淡路大震災で被害を受けた鋼橋脚を対象にして、前記の動的応答解析を行っている。対象とする橋脚は片方のほうが長いT形橋脚で、アンカー部はRC方式である(図-4.5.9)。解析結果と橋脚躯体およびアンカー部の観察された損傷傾向との比較結果は以下のとおりである。

観察された損傷として、アンカー部においては北側列および、南側列のアンカーボルトの塑性変形による伸び(50mm)が見られた。この結果、橋脚は南側に傾いている。このことから、フーチングコンクリートにおいては過大な地震力による支圧力によって損傷を受けていることも考えられるが、外部からは損傷状況の確認ができない。一方、橋脚躯体においては損傷は見られていない。これはアンカーボルトが伸びたことにより、躯体に対する地震入力が増加したためと考えられる。

解析結果を表-4.5.2に示す。アンカーボルトの伸びは21mmであり、実際の値(50mm)よりは小さかった。この理由としては、復元力モデルの基になる実験モデルのベース部の構造が実際と異なっていることが考えられる。このことにより、解析においてはアンカー部の剛性を高めに評価し、結果として塑性変形が小さくなったと考えられる。また、入力地震波が現地の地震波と異なっていることも考えられる。しかしながら、被害を受けた別の鋼製橋脚を対象として解析を行った結果を実際の損傷状況と比較すると、橋脚躯体およびアンカー部の損傷傾向は良く一致している。すなわち、解析により実際の損傷の定性的評価ができることを示している。

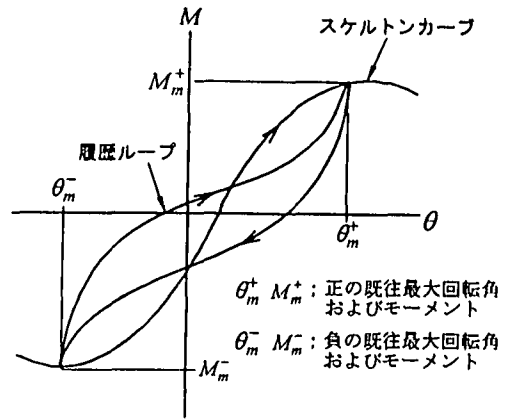


図-4.5.7 半実験モデル (参考文献6より抜粋)

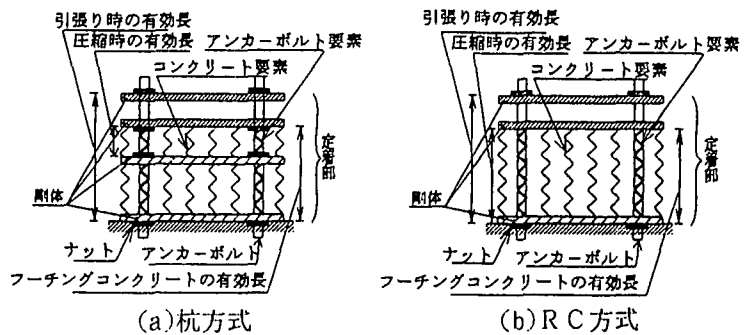


図-4.5.8 単調載荷時のアンカー部の挙動を表す力学モデル [複鉄筋モデル] (参考文献5より抜粋)

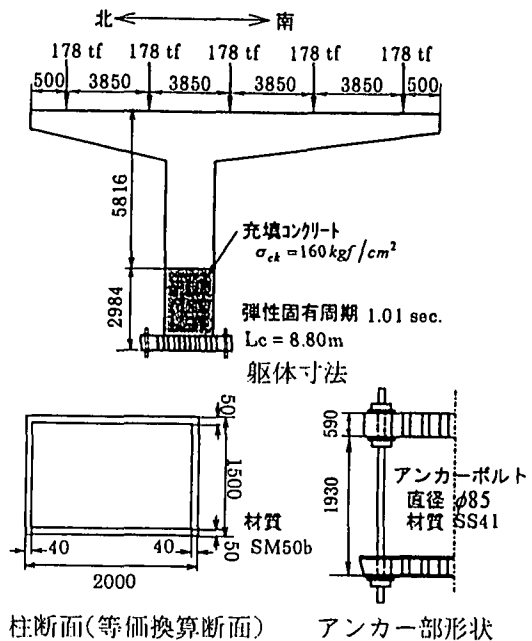


図-4.5.9 動的応答解析の対象とする橋脚 (参考文献6より抜粋)

さらに、後藤・宮下らは復元力モデルの簡易化を試み、橋脚全体の動的応答解析結果に対する復元力モデルの差異の影響について調べ、実用的なアンカー部の力学モデルを提案している。これは、スケルトンカーブとしては“半実験モデル”と同じものを用い、履歴ループについては2つの簡易モデル(最大点指向型モデル、完全スリップ型モデル)を組み合わせた複合型モデルである。このモデルは実用上、半実験モデルと同等の精度が得られることを示している⁹⁾。

4.5.2 アンカー部の終局水平耐力の評価法

(1)設計基準

道路橋示方書 V. 耐震設計編¹⁾では、アンカー部の終局水平耐力は、アンカーボルトの降伏時またはコンクリートが圧縮強度に達した時点の耐力のうち、小さい方の値とする。この場合、Ⅲ. コンクリート橋編¹⁾のコンクリートおよび鉄筋の応力度-ひずみ曲線を準用し、ベースプレート下面のフーチングコンクリート断面に対して、アンカーボルトを鉄筋に置き換えた鉄筋コンクリート断面として算出してよいとある。そして、アンカー部にできる限り塑性変形を残さないことを目標とし、アンカー部の終局水平耐力は橋脚躯体のそれと同等以上であることとしている。

参考文献11)では、アンカーボルトを鉄筋に置き換えた鉄筋コンクリート断面として、各レベルの地震力に対して下記の照査することとしている。

①レベルⅡに対して、等価水平地震力に対し次の限界状態を満足すること。

- ・引張鉄筋のひずみ： $\epsilon_{cr}=0.03$ ($\sigma_{cr}=\sigma_y$)
- ・コンクリートの圧縮ひずみ： $\epsilon_{cr}=0.002$
($\sigma_{cr}=0.85\sigma_{ck}$)

②レベルⅢに対して、次の限界状態を満足すること。

- ・引張鉄筋のひずみ： $\epsilon_{cr}=0.05$ ($\sigma_{cr}=\sigma_y$)
- ・コンクリートの圧縮ひずみ： $\epsilon_{cr}=0.0035$
($\sigma_{cr}=0.85\sigma_{ck}$)

ここに、 σ_y ：鋼の降伏ひずみ

σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度

レベルⅡでは、発生ひずみを通常の鉄筋コンクリート構造の場合よりも厳しく制限している。レベルⅢでは、鉄筋コンクリート構造の通常の終局状態を設定している。

(2)終局水平耐力の計算例

アンカー部の終局水平耐力は、前記の設計基準を基にし、アンカー部の終局状態を考慮して算出する必要がある。参考文献9)では、アンカーボルトについて図-4.5.10に示す応力度-ひずみ曲線と、コンクリートについて図-4.5.11に示す2種類の応力度-ひずみ曲線を考慮し、杭方式およびRC方式の

表-4.5.2 動的応答解析結果 (参考文献6より抜粋)

項目		解析結果	
橋脚躯体	最大応答変位 *	30.1cm (0.035Lc)	橋脚天端
	残留変位 *	12.4cm (0.014Lc)	橋脚天端
	最大応答ひずみ (鋼材)	0.0032 (2.2 ϵ_y)(圧縮)	柱基部
	最大応答ひずみ (コンクリート)	0.0022	柱基部
アンカー	最大発生ひずみ (7ヶボルト)	0.0079 (7.9 ϵ_y)(引張)	
	最大発生ひずみ (7ヶボルト*コンクリート)	0.0050	

* : 橋脚天端の水平成分
Lc : 柱高 (=8.80m)
 ϵ_y : 降伏ひずみ

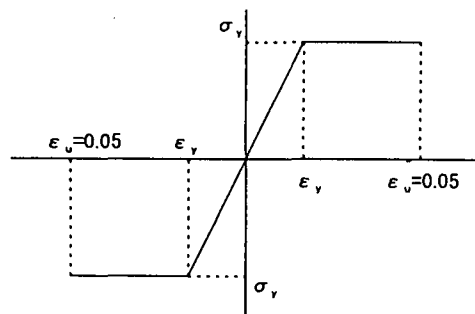
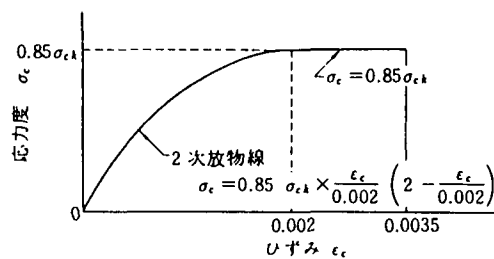
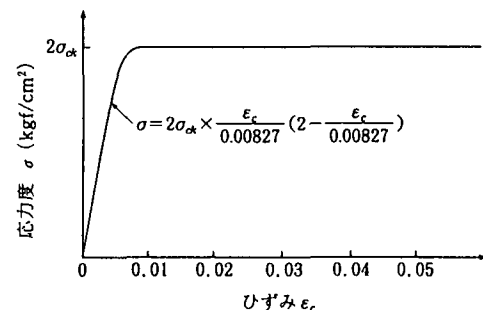


図-4.5.10 アンカーボルトの応力度-ひずみ曲線 (参考文献9より抜粋)



(a)モデルⅠ (参考文献10より抜粋)



(b)モデルⅡ (参考文献1より抜粋)

図-4.5.11 コンクリートの応力度-ひずみ曲線

アンカー部を対象にして、各ひずみレベルの終局耐力を計算している。そして、参考文献5)の単調載荷実験の結果(図-4.5.4参照)および解析結果との比較を行っている。計算結果を表-4.5.3に示す。この計算結果と実験結果および解析結果との比較を図-4.5.12に示す。ここに、RC複鉄筋方式IおよびRC単鉄筋方式はコンクリートの応力度-ひずみ曲線として図-4.5.11(a)のモデルIに基づくものである。RC複鉄筋方式IIは図-4.5.11(b)のモデルIIに基づくものである。これらの結果より以下のことがいえる⁹⁾。

- ①アンカー部の耐力の計算結果は、RC複鉄筋方式IIが大きく、杭方式は小さい。
- ②アンカー部の最大曲げモーメント M_{max} について、実験では杭方式の単調載荷で $M_{max}=939.5$ kN・m、繰り返し載荷で $M_{max}=714.9$ kN・mである。RC方式の単調載荷で $M_{max}=1007.1$ kN・m、繰り返し載荷で $M_{max}=866.9$ kN・mである。RC方式供試体の繰り返し載荷以外の実験結果は、計算結果よりもさらに大きい。
- ③モデルIIのコンクリートの応力度-ひずみ曲線の場合、コンクリートの降伏ひずみが非常に大きいため、コンクリート降伏時の定着部回転角が過大になり、実設計にそのまま適用することは妥当でないと考えられる。

さらに、前記の設計基準に基づく終局耐力 M の計算結果は、以下のようになる。

①道路橋示方書 V. 耐震設計編に基づく場合

杭方式供試体： $M=468.4$ kN・m

RC方式供試体： $M=539.2$ kN・m

これらは、単調載荷の実験結果の50~54%、繰り返し載荷の実験結果の62~66%である。

②参考文献11)に基づく場合

レベルIIに対して 杭方式供試体： $M=552.6$ kN・m、 RC方式供試体： $M=541.9$ kN・m

レベルIIIに対して 杭方式供試体： $M=613.8$ kN・m、 RC方式供試体： $M=631.9$ kN・m

レベルIIに対しては、単調載荷の実験結果の54~59%、繰り返し載荷の実験結果の63~77%である。

レベルIIIに対しては、単調載荷の実験結果の63~65%、繰り返し載荷の実験結果の73~89%である。

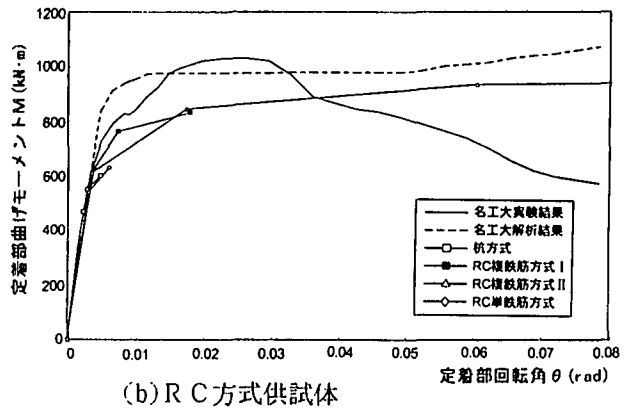
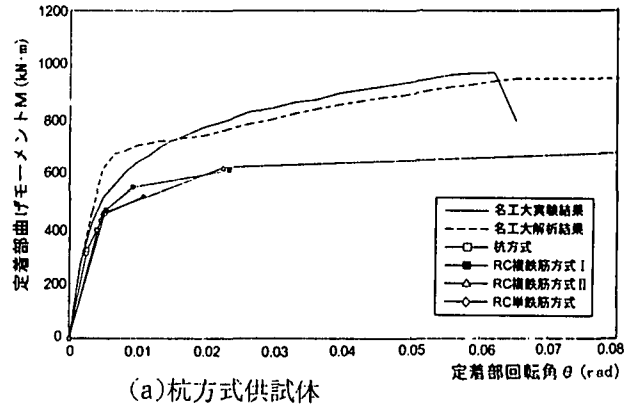


図-4.5.12 計算結果と実験および解析結果との比較 (参考文献9より抜粋)

表-4.5.3 アンカー部の終局水平耐力の計算結果 (参考文献9より抜粋)

計算方式	杭方式供試体			RC方式供試体			摘要
	アンカー部ひずみ ε (μ)	定着部回転角 θ (rad)	定着部曲げモーメント M (kN・m)	アンカー部ひずみ ε (μ)	定着部回転角 θ (rad)	定着部曲げモーメント M (kN・m)	
杭方式							
降伏時	1.387	0.00242	308.964	1.252	0.00229	470.183	圧縮側ボルトが降伏ひずみに到達
コンクリート降伏時	1.473	0.00256	321.837	1.594	0.00287	551.243	圧縮側ボルトひずみが2.000 μ に到達
コンクリート終局時	2.352	0.00394	394.016	2.689	0.00477	602.783	圧縮側ボルトひずみが3.500 μ に到達
RC複鉄筋方式I							
降伏時	1.870	0.00522	468.353	1.522	0.00381	627.544	引張側ボルトが降伏ひずみに到達
コンクリート降伏時	2.969	0.00915	552.636	2.623	0.00739	764.524	コンクリートひずみが2.000 μ に到達
コンクリート終局時	6.334	0.02326	613.750	5.486	0.01794	834.224	コンクリートひずみが3.500 μ に到達
RC複鉄筋方式II							
降伏時	1.870	0.00472	456.402	1.522	0.00353	614.051	圧縮側ボルトが降伏ひずみに到達
3.500 μ 時	6.201	0.02233	624.368	5.392	0.01737	847.451	コンクリートひずみが3.500 μ に到達
7.000 μ 時	17.566	0.09109	686.901	14.321	0.06049	936.627	コンクリートひずみが7.000 μ に到達
コンクリート降伏時	22.412	0.12741	692.784	18.864	0.08968	944.001	コンクリートひずみが8.270 μ に到達
終局時	50.000	0.33969	704.888	50.000	0.31090	957.363	引張側ボルトひずみが50.000 μ に到達
RC単鉄筋方式							
降伏時	1.870	0.00443	428.895	1.522	0.00302	539.209	引張側ボルトが降伏ひずみに到達
コンクリート降伏時	2.129	0.00511	452.910	1.542	0.00306	541.909	コンクリートひずみが2.000 μ に到達
コンクリート終局時	4.109	0.01055	518.702	2.905	0.00601	631.934	コンクリートひずみが3.500 μ に到達

4.5節の参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V. 耐震設計編、1996年12月.
- 2) 後藤芳顯・日比幸一・上条 崇・藤原英之・小畑 誠：アンカーフレーム杭方式による鋼脚柱定着部の繰り返し載荷実験、構造工学論文集、Vol. 41A、pp. 1137-1143、1995年3月.
- 3) 後藤芳顯・上条 崇・藤原英之・小畑 誠：鋼製橋脚定着部の終局挙動とそのモデル化に関する考察、構造工学論文集、Vol. 42A、pp. 987-998、1996年3月.
- 4) 藤原英之・酒井吉永・平 正和・後藤芳顯：鋼製橋脚アンカーフレームの耐荷力実験、トピー鉄構技報、No.12、pp. 6-11、1996年.
- 5) 後藤芳顯・宮下 敏・藤原英之・上條 崇：繰り返し荷重を受ける鋼製橋脚アンカー部の挙動とモデル化、土木学会論文集、No.563、I-39、pp. 105-123、1997年4月.
- 6) 宮下 敏・後藤芳顯・藤原英之・上條 崇：アンカー部の挙動を考慮した鋼製橋脚の地震時終局挙動の特性、第2回 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集、土木学会、pp. 393-400、1997年1月.
- 7) 宮下 敏・後藤芳顯・藤原英之・上條 崇：アンカー部を考慮した鋼製橋脚の地震時挙動と耐震設計、鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集、土木学会、pp. 77-84、1997年5月.
- 8) 秋元泰輔・宮内博良・桜井 順：フーチングにおける鋼橋脚アンカー部の破壊機構と補強方法、橋梁と基礎、pp. 18-26、1985年10月.
- 9) 森下泰光：鋼製橋脚の耐荷力について、高田機工技報、No.13、pp. 132-135、1997年.
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III. コンクリート橋編、1996年12月.
- 11) 阪神高速道路公団：阪神高速道路震災復旧対策技術委員会報告書、1996年12月.

4.6 耐震連結装置

4.6.1 概説

耐震連結装置は落橋防止構造の一部をなすものであるが、高架橋に設置されたのは、それほど古いことではない。耐震基準は関東大地震以後制定されているが、具体的な落橋防止構造に関する記述は、1964年の新潟地震を契機として検討され、1971年の道路橋耐震設計指針まで待たねばならなかった。今回被災を受けた阪神高速道路神戸3号線の橋梁はほとんどがその当時に建設されたものである。参考に、代表的な耐震設計基準と兵庫県南部地震と同様な内陸型（直下型）大地震等を表-4.6.1に示す。

道路橋耐震設計指針では、落橋防止構造を、①支承の移動制限装置、②桁かかり長の確保、③桁間連結装置の3方法の内、①と②または③の2方法の組み合わせで構成するようになっている。しかし、神戸線では、路線の重要性から①～③の3方法の併用とされている。

本項では、連結装置の設計強度と損傷事例とから、神戸線での耐震連結装置（桁間連結装置）の強度について検討する。さらに、得られた教訓から地震後の平成8年12月に発行された道路橋示方書（V耐震設計編）¹⁾の考え方について検討する。

表-4.6.1 日本の代表的耐震基準の変遷

西 暦	代表的耐震指針、基準	備考、代表的直下型地震（除、関東、新潟）
1891年		濃尾地震
1922年		関東大地震
1923年	下部工耐震化の方法（通達）	
1925年	道路構造に関する細則案	最初の地震力の規定 震度法の採用：水平0.15～0.40
1927年		丹後地震
1939年	鋼道路橋示方書	地震力：標準 水平0.2、鉛直0.1
1943年		鳥取地震
1945年		三河地震
1948年		福井地震
1956年	鋼道路橋示方書	地域と地盤を考慮した地震力：水平0.1～0.35
1964年		新潟地震
1964年	鋼道路橋示方書	
1964年	道路橋下部構造設計指針	地震土圧の具体的規定
1966年	高橋脚橋梁の耐震設計法（日本道路公団）	修正震度法の採用（構造物の振動特性を考慮）
1967年	本州四国連絡橋技術調査報告書耐震設計指針（土木学会）	修正震度法の採用（構造物の振動特性を考慮）
1971年	道路橋耐震設計指針	修正震度法：水平0.1～0.24 落橋防止構造：支承の移動制限 支承縁端距離 耐震連結装置
1974年	本州四国連絡橋の耐震に関する調査報告書（土木学会）	長大橋の動的解析による耐震設計法
1977年	新道路橋耐震設計指針（案）	落橋防止構造：支承の移動制限 桁かかり長 耐震連結装置
1978年		宮城県沖地震
1980年	道路橋示方書・同解説 V耐震設計編	指針から示方書へ 地盤種別を地盤の特性値で区分 動的解析の位置付けの明確化
1990年	道路橋示方書・同解説 V耐震設計編	保有水平耐力照査
1995年		兵庫県南部地震
1996年	道路橋示方書・同解説 V耐震設計編	全面的改訂

注) 特記以外は建設省（含む、内務省、日本道路協会）発行

4.6.2 神戸線の耐震連結装置

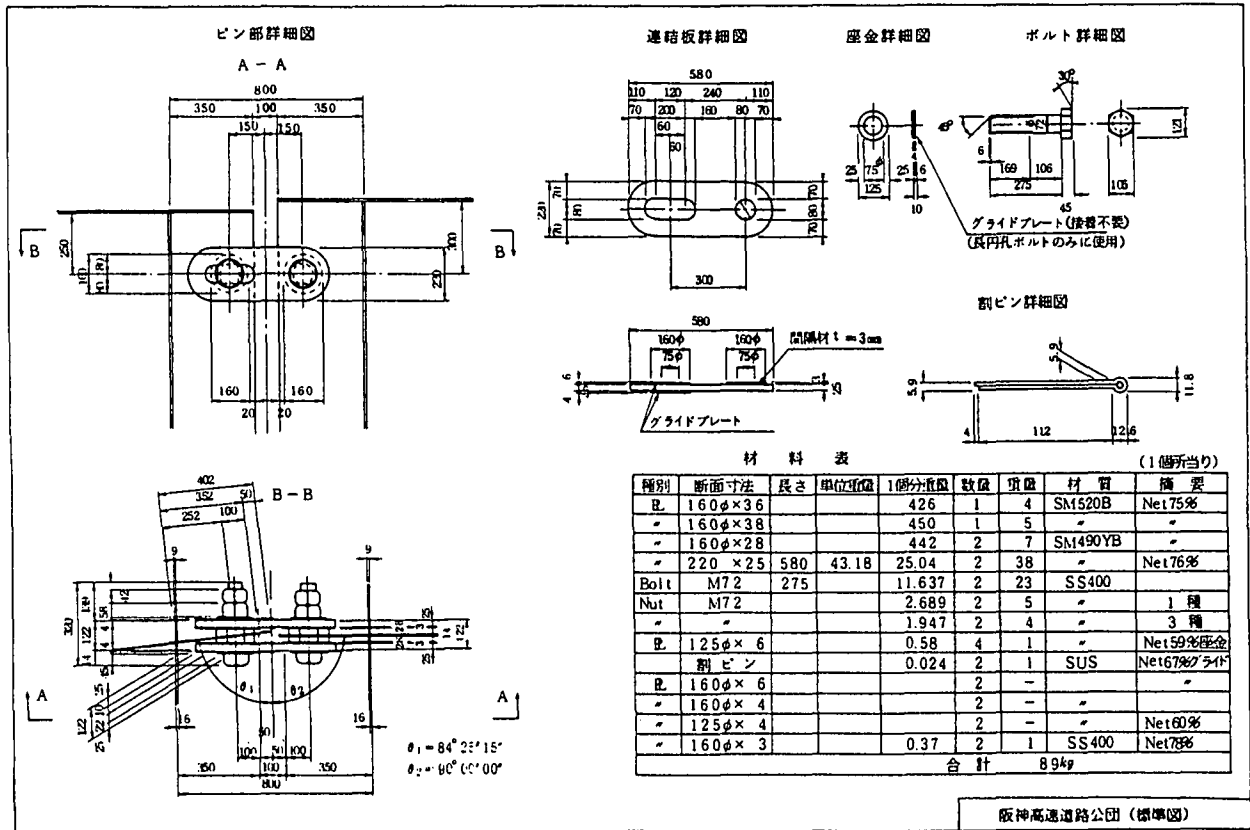
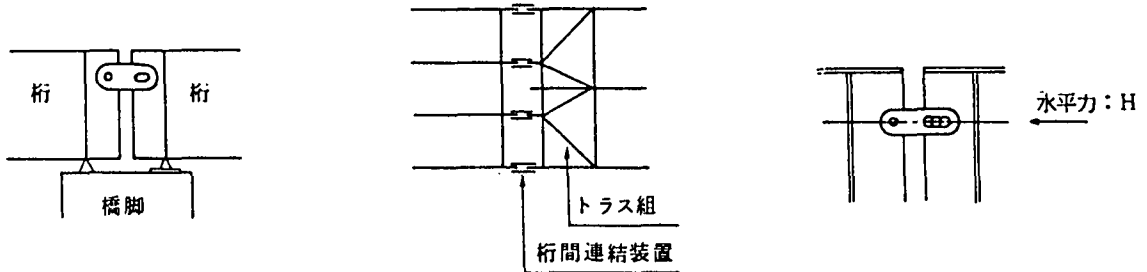
(1) 阪神高速道路神戸線の耐震連結装置の考え方

神戸線の耐震連結装置は桁間連結装置と呼ばれ、図-4.6.1 に示すタイバー形式（所謂、眼鏡タイプ）が大部分を占めている²⁾。これは、桁遊間が広がる場合に隣接する桁の重量を利用して落橋を防止するように設計されているもので、3種の落橋防止対策（①支承の移動制限装置、②桁かかり長の確保、③桁間連結装置）の一部をなす。

3種の落橋防止構造の内、支承の移動制限装置は、地震が作用する場合に最初に抵抗する装置である。上沓が下沓から脱落しないことを目的として、固定沓では橋軸および橋軸直角方向、可動沓では橋軸直角方向の移動を制限する。なお、浮き上がり防止も含まれる。

桁の落下は、最終的には下部工天端から外れることにより生じる。すなわち、桁と橋脚との相対変位が梁幅内であれば、落橋と言う最悪の事態が防止できることになり、桁かかり長の確保は最も重要なものと言える。基本的にはこれら2方法でもよいと考えられていたが、神戸線の重要性からさらに、桁間連結装置が設置された。

桁間連結装置は、支承が万一破損しても安全であるようなフェールセーフ機能および比較的地震時の弱点となりやすい支承に対し、上沓と下沓とが正規な位置に存続させると言う拘束効果をも期待している。すなわち、落橋を生じる状況にならない予防措置として機能することが第一の役割とされていた。



阪神高速道路公団（標準図）

図-4.6.1 阪神高速道路公団桁間連結装置標準設計(昭和60年版)²⁾

以上の考え方を基本として、設計は橋軸方向へ支承からの脱落を対象として、死荷重反力 R_d の2倍(上部工重量)に震度法による水平震度 k_h を乗じた値(上部工慣性力)に衝撃の影響を考慮し、1.5~4.0倍したものを設計荷重としている(4.6.1式)。なお、1971年に制定された耐震設計指針では、割り増しは考慮されておらず、さらに桁かかり長あるいは桁間連結の2方法の併用とされているが、阪神高速道路では、その重要性からかなり大きな設計荷重とされた。また、この値は後述の新示方書における変位制限構造の設計荷重と同程度の値である。

$$H_R = \gamma \cdot k_h \cdot W \quad \text{-----} \quad 4.6.1$$

ここに H_R : 設計水平力
 k_h : 設計水平震度(地盤により)
 W : 設計対象重量(1径間分の自重に相当)
 γ : 割り増し係数(桁かかり長の関係で変化、標準的には1.5)

具体的には、 k_h は0.2~0.22程度、 γ は1.5であることより、設計水平力は $0.3 \cdot W (=0.6 R_d)$ 程度である。 γ (標準)=1.5は衝撃を考慮したものである。さらに、連結装置の強度を支承の移動制限装置の強度よりやや高めに設定することにより、支承が破壊し橋脚上で桁との間で摩擦運動を生じたとしても、桁同士が分離することがないとの考えによるものである。また、 γ は桁かかり長の確保が困難な場合や変形しやすい橋脚上では橋脚から桁が逸脱しても均等に鉛直力が作用すれば、ある程度衝撃力があっても落橋しないために、 $\gamma=4.0$ とすることになっている。連結装置の材料も衝撃的な力が作用することを考慮し、吸収エネルギーの高いものを使用する(例えば、降伏比の小さい鋼材)ことにしていたり、ピン等の変形性能の小さいところではなく連結板の平行部のように伸び性能の大きい個所で破断するような構造上の配慮をしていた。

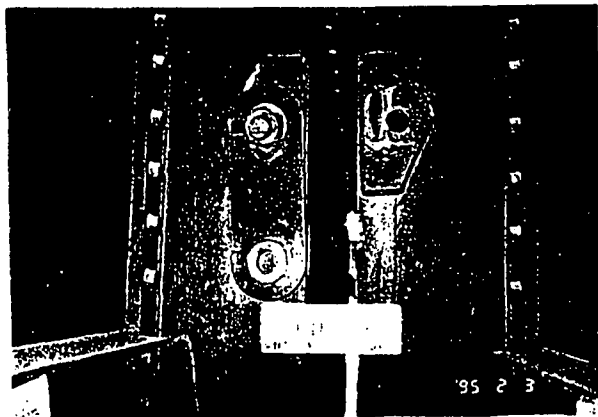
以上のように、設計水平力の大きさが妥当か否かを除けば、連結装置に求められる機能についてはそれなりに検討され対策が取られていたと判断される。

(2) 損傷から見た桁間連結装置の強度

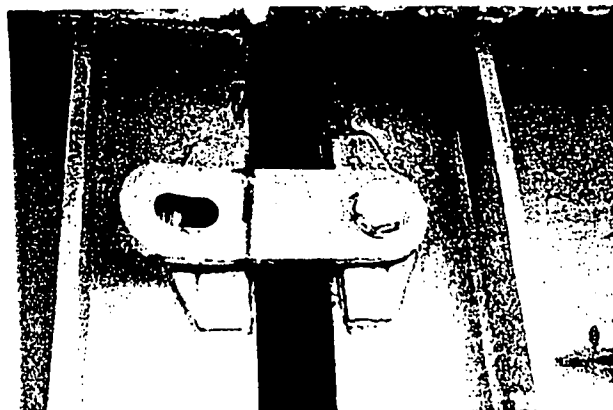
桁間連結装置の損傷代表例を写真-4.6.1に示す。(a)は連結板に伸びが見られるがピンがなくなっていた。ピンが破断したものかナットが緩み抜け落ちたかは不明である。また、この個所では橋軸方向に上部工が激しく動いた形跡があったが支承は崩壊(桁の逸脱)はなかった。損傷個所は本支承線上の5本の主桁の内中桁1個所のみであった。(b)は外桁の連結板が大きく折れ曲がり、ピンも破断していた例である。桁は橋軸および橋軸直角方向に大きく動いていたが、支承はBランク(桁が逸脱はしていない)であった。本支承線には5本の桁があるが、反対側の外、2本目の連結装置ではピンが無くなっていた。このため、隣接する主桁が中桁2本のみで連結された状態で、平面的にも回転移動をしていたと判断される。支承が損壊していない状態で連結板が破断している例はなくピンの脱落が多かった。

以上の2例は主桁が支承から逸脱していない場合(支承損傷ランクB以下)であったが、支承が損壊し桁が支承から逸脱した場合は、ピンの破断が生じた例以外に、連結板ウェブ取付け部のウェブ側が引き裂かれた例(写真-c、d)がある。この場合、連結板自身は破断していない。一般的に桁端部は9~10mmの軟鋼(SS41)であり、連結板(25mm程度2枚)に比べて取付け部が弱点となったと考えられる。このような個所では桁が橋軸、橋軸直角、上下方向に複雑な動きをした形跡があり、支承の移動制限装置が破損したために生じる隣接橋梁間の複雑な動き(極端に言えば跳びはねた状態)に起因して、桁間連結装置が損傷したと推定される。さらに、控えトラス形式の連結装置でも取付け部でのリブ破断(T継手)、変形があり、連結板やピンには損傷も少ない(写真-e、f)。この場合も取付け部が弱点となっている。

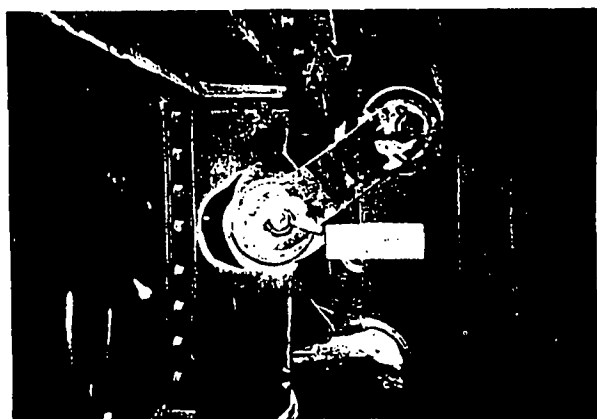
地震当初の激しい揺れに対して、支承が損壊しなくてもピンが脱落(破断またはナットの緩み)しない場合には、連結板に多少の変形は生じるが抵抗した例が多い。支承が損壊し桁の逸脱が生じる場合には、激しく動き過大な衝撃力が作用し、連結板、ピン、取付け部の3個所の内、弱点と思われる取付け部で主桁ウェブの引き裂き、ボルトの破断等を起こしその機能が停止したと推測される。支承の移動制限装置と連結装置の強度さは余り差がないため、支承の損壊が連結装置の損傷に直接的に結びついたと思われる。



a : ピンの損傷 (支承はDランク)



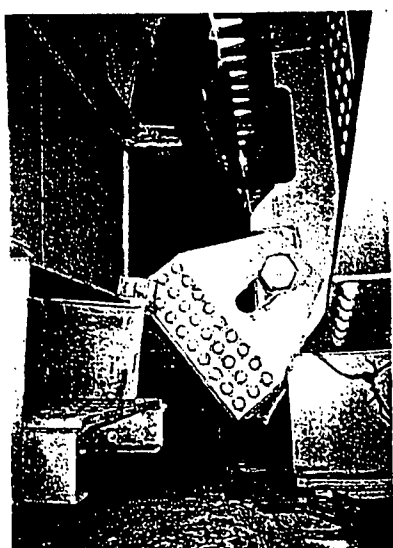
b : ピン損傷と連結板の変形 (支承はDランク)



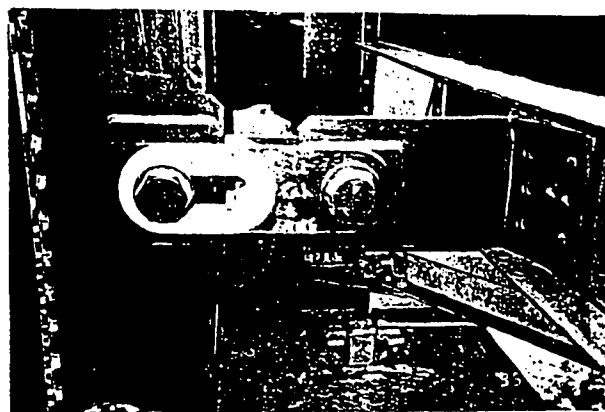
c : 取付け部ウェブ引き裂き
(支承はAランク)



d : 取付け部ウェブ引き裂き
(支承はAランク)



e : 控えトラス取付けリブ破断



f : 控えトラス取付け部変形、連結板伸び

写真-4.6.1 耐震連結装置の代表的損傷事例

上述のように、連結装置の設計荷重は橋軸方向の水平力を前提としており、その場合の衝撃は考慮していたが、支承の移動制限が損壊した場合に、想定以上の力が橋軸方向はもちろんそれ以外にも作用し、損傷に至ったと思われる。特に、連結装置の橋軸直角方向に対する抵抗力は考慮されていないため、被害を増加させたと考えられる。

衝撃力の大きさは、橋脚の損傷解析からは 0.7～1 G 程度の加速度が作用したと判断されるが、設計荷重が 0.3 G 程度であることを考慮すると、支承が損壊した後に桁が複雑な動きをする場合の衝撃力は、想定（1.5 倍程度）以上であり、支承の移動制限装置の損壊後の荷重は少なくとも 4 倍程度（0.7～0.8・W）は必要と考えられる。

4.6.3 新示方書（V 耐震設計編）の考え方

地震後の種々の調査分析を基に、平成 8 年 12 月に示方書が大幅に改訂された。ここでは、落橋防止に関する基本的な考え方について記す。参考に、示方書および説明会資料から転載した具体的な示方書の落橋防止システム構成の基本的考え方、および支承タイプによる個々の要素のシステム機能イメージを図 4.6.2 に、規定の推移を含む落橋防止システムに関する規定および設計に関する規定を表 4.6.2 に示す。

新示方書では、地震時に落橋を防止するために、支承部構造の機能の明確化（A タイプ、B タイプ）を行うとともに、落橋防止システムを明確にした。橋軸方向には、桁かかり長、変位制限構造（含む、ジョイントプロテクター）、落橋防止構造からなるシステムで落橋を防止し、さらに橋軸直角方向には変位しやすい橋梁に対して変位制限構造を設置するシステムである。

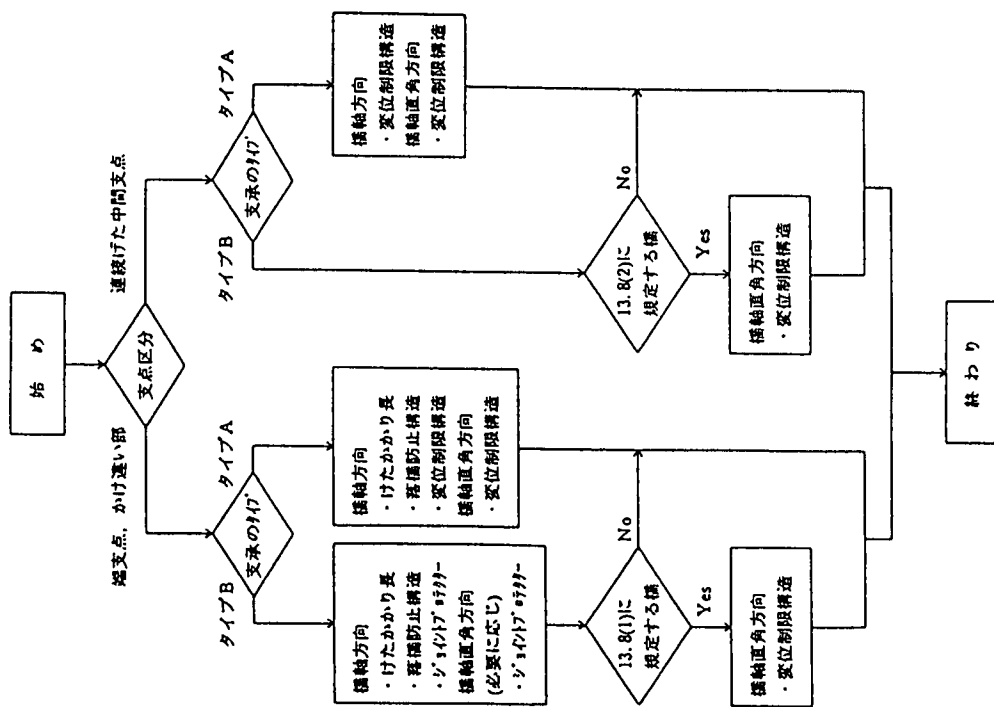
タイプ A の支承は、地震時保有水平耐力法レベル（タイプ I、II）の地震力に落橋防止システムと補完しあって抵抗する構造であり、タイプ B の支承は、地震時保有水平耐力法レベル（タイプ I、II）の地震力に支承単独で耐えることのできる構造である。このため、支承のタイプにより落橋防止システムは異なる。既設の支承は基本的にはタイプ A であり、タイプ B の支承にはゴム支承を推奨している。ゴム支承を推奨している理由は、支承の損壊により桁本体を局部的に損傷させた被災例の教訓として、支承が損傷してもソフトランディングが可能との定性的判断が大きい。さらに免震沓としての効果を期待しない設計の場合にも、最終的にはその効果が作用する可能性を期待していると思われる。

先ず、桁かかり長は基本的には従来の規定と変化はないが、支間長の他、地盤のひずみ、橋脚の変形、液状化、流動化の影響、さらには斜角や曲線橋交角の影響をも考慮して設定することになっている。これは、下部工の大きな動きの影響が大きかったことにより追加されたものである。この規定は支承のタイプには関係なく設定されている。

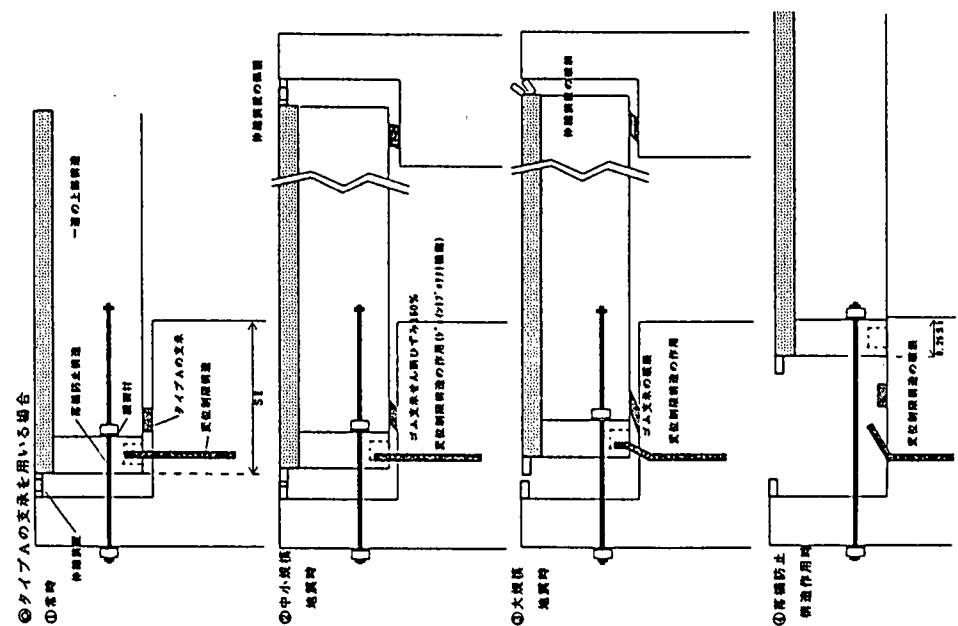
次に、落橋防止構造についてであるが、これは最終的に落橋を防止するもので、上部構造が下部工天端から外れないように、その上部工の最大移動量を桁かかり長の 75% 以内としている。設計荷重は $1.5 R_d$ であり、この値は自重に換算すれば、約 $0.75 W$ である。これは、地震後推定された支承損壊後の上部工からの衝撃荷重を対象としたものである。支承が損壊し耐震連結装置も損傷した状態でも対応できるものとされており、固定的な構造は避けた方がよいとしている。移動量と荷重の両方満足する構造例にはケーブル方式が採用されつつある。

また、変位制限構造は上下部構造の相対変位を抑制するものである。対象の地震は震度法レベルであり、このためタイプ B の支承を使用する場合には不要とされているが、橋軸直角方向の変位制限構造は、斜橋、曲線橋、下部構造の頂部幅の狭い橋や 1 支承線上の支承数の少ない橋、地盤流動化により橋脚が橋軸直角方向に移動する可能性のある橋に設置される。支承タイプに関係なく必要とされている。設計荷重は震度法レベルであるため桁が支承から外れない場合を想定し、 $3 k_h R_d$ 、すなわち約 $1.5 W$ である。これは、従来の耐震連結装置に相当し、移動量も常時と同等である。ジョイントプロテクターは、従来の耐震連結装置と同等の変位制限装置がない場合（タイプ B 支承使用時）、中小規模の地震時に伸縮継手が損傷しないために設けるものである。このため、設計荷重も衝撃を考慮しない $k_h R_d$ である。

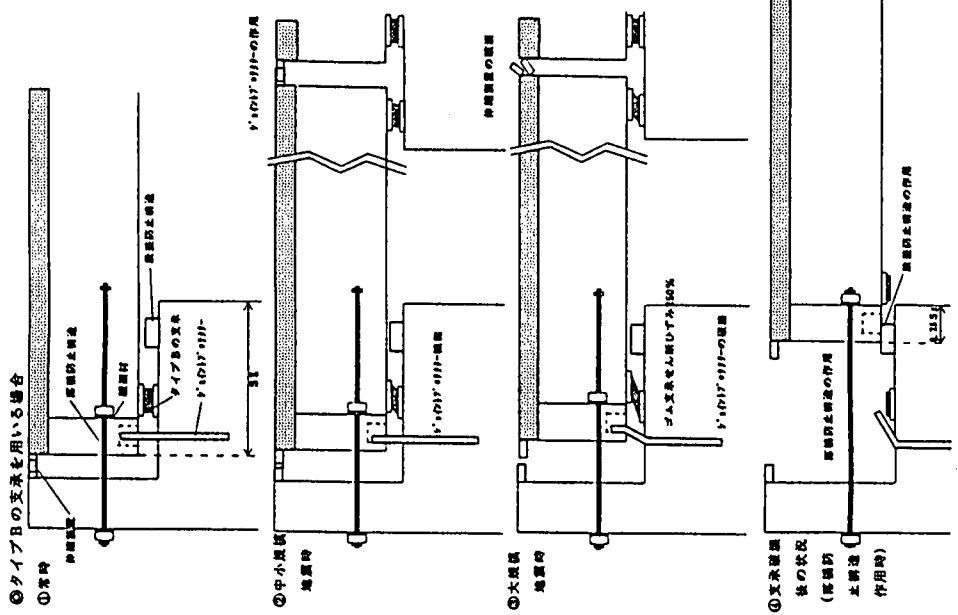
以上のように、新示方書では初めて明確に落橋防止システムの認識がなされ一応の形は整ったことになが、細部にはまだ不備な点もあるようである。今後の検討が必要と思われる。



落橋防止システム構成の基本的な考え方



タイプAの支保を用いる場合



タイプBの支保を用いる場合

図-4.6.2 落橋防止システムの基本的考え方³⁾

表-4.6.2 落橋防止システムに関する規定および設計に関する規定³⁾

支承および落橋防止システムに関する規定の推移

	H2道路橋示方書	H7復旧仕様	H8道路橋示方書						
支承	<p>○免震支承は地震時保有水平耐力法レベル(タイプI)で照査</p> <p>○その他の支承は震度法レベルで設計</p>	<p>○ゴム支承、免震支承を推奨</p> <p>○震度法、地震時保有水平耐力法レベルの地震力で設計</p> <p>○移動制限等機能分散が望ましい</p>	<p><支承部構造における機能の明確化></p> <p>○タイプA:地震時保有水平耐力法レベル(タイプI, II)の地震力に落橋防止システムと補完し合っ て抵抗する構造</p> <p>○タイプB:地震時保有水平耐力法レベル(タイプI, II)の地震力に支承単独で耐える構造 (ゴム支承:せん断ひずみの限界値設定)</p>						
落橋防止システム	落橋防止構造	落橋防止構造	落橋防止システム						
	<p>けた端から下部構造頂部縁端までのけたの長さ等 $S_e=70+0.5L$</p>	<p>けた端から下部構造頂部縁端までのけたの長さ等 両側支間の大きい方をLとする</p>	<p>けたかかり長 支間長Lの他、地盤のひずみ、橋脚の変形、液状化・流動化の影響、斜角、曲線橋交角を考慮</p>						
	<p>落橋防止装置</p>	<p>落橋防止装置 [衝撃が生じにくい構造、橋軸直角方向への自由度および損傷しない配慮]</p>	<table border="1"> <tr> <td>支</td> <td>タイプA</td> <td>要:両端橋台で上部50mmT(10mm), 25mmT(10mm)は不要</td> </tr> <tr> <td>承</td> <td>タイプB</td> <td></td> </tr> </table>	支	タイプA	要:両端橋台で上部50mmT(10mm), 25mmT(10mm)は不要	承	タイプB	
	支	タイプA	要:両端橋台で上部50mmT(10mm), 25mmT(10mm)は不要						
	承	タイプB							
<p>可動支承の移動制限装置</p>	<p>可動支承の移動制限装置</p>	<table border="1"> <tr> <td>支</td> <td>タイプA</td> <td>要</td> </tr> <tr> <td>承</td> <td>タイプB</td> <td>不要</td> </tr> </table>	支	タイプA	要	承	タイプB	不要	
支	タイプA	要							
承	タイプB	不要							
	予備支承(解説)	段差防止構造: B種の橋で背の高い鋼製支承を使用時							
直角方向	規定なし	<p>落橋防止装置の設置等の検討が望ましい(復旧仕様の参考資料) 斜橋、曲線橋、ゲルバーかけ違い部、横梁のない単柱橋脚の橋</p>	<p>変位制限構造を設ける 斜橋、曲線橋、下部構造の頂部幅の狭い橋、1支承線上の支承数の少ない橋、地盤流動化により橋脚が橋軸直角方向に移動する可能性のある橋</p>						

落橋防止システムの設計に関する規定の推移

	H2道路橋示方書	H7復旧仕様(参考資料含む)	H8道路橋示方書
橋軸方向	<p>けた端から下部構造頂部縁端までのけたの長さおよびかけ違い部のけたの長さ</p> <p>1) $L \leq 100$ $S_e=70+0.5L$</p> <p>2) $L > 100$ $S_e=80+0.4L$</p>	<p>けた端から下部構造頂部縁端までのけたの長さおよびかけ違い部のけたの長さ(支間長Lは両側支間の大きい方とする)</p> <p>1) $L \leq 100$ $S_e=70+0.5L$</p> <p>2) $L > 100$ $S_e=80+0.4L$</p>	<p>けたかかり長 $S_e=u_n+u_o$ $u_o=100\epsilon_o L$</p> <p>動的解析の場合は最大相対変位によりu_nを算出する 最小値として以下の値を下回らないこと $S_{e0}=70+0.5L$</p> <p>斜橋、曲線橋は以下の値をそれぞれ下回らないこと $S_{e0}=50L \cdot (\sin\theta - \sin(\theta - \alpha_o))$ $S_{e0}=(0.5\phi + 70)(\sin\phi / \cos(\phi/2)) + 30$</p> <p>地盤流動化が生じる場合には50cmの余裕量を見込む</p>
	<p>落橋防止装置 $H_s \geq 2.0k_s R_s$ (許容応力度割増し考慮) (けたを連結する構造) $V=R_s$</p>	<p>落橋防止装置 $P=R_s$ (許容応力度割増しなし)</p>	<p>落橋防止構造 $H_r=1.5R_s$ (許容応力度の割増し考慮) 設計最大移動量: $S_r=0.75S_e$</p>
	<p>可動支承の移動制限装置 設計水平力 $H_s=1.5k_s R_s$ (許容応力度の割増し考慮)</p>	<p>可動支承の移動制限装置 設計水平力 $H_s=1.5k_s R_s$ (許容応力度の割増し考慮)</p>	<p>変位制限構造 $H_s=3k_s R_s$ (許容応力度の割増し考慮) 設計移動量: 温度変化など常時による移動量</p>
		予備支承(解説)	<p>ジョイントプロテクター $H_j=k_s R_s$ (許容応力度の割増し考慮)</p> <p>段差防止構造 支承破壊後に上部構造を適切な高さに支持できる構造</p>
直角方向	規定なし	<p>落橋防止装置</p> <p>1) 設計水平力(参考資料) $P=R_s$ (許容応力度割増しなし)</p> <p>2) 鉛直力(けたを連結する構造) $V=R_s$</p>	<p>変位制限構造 $H_s=3k_s R_s$ (許容応力度の割増し考慮) 設計移動量: 常時による移動量</p>

4.7 全体構造システムの耐震性評価

ここでは、兵庫県南部地震によって大きな被害を受けた都市高速道路を対象にして、被災前と復旧案（免震支承を使用した場合）の耐震性の評価を行う。

被害の実例をみると、写真-4.7.1や写真-4.7.2に見られるような、支承付近での橋桁の損傷が非常に多く見られた。すなわち、橋桁がそれを支えている支承から一旦は離れてしまい、再び橋桁と支承が接触（衝突）した際に、橋桁と支承の双方に大きい損傷が発生している。分離と再接触の方向が主に上下方向であった場合、支承が下フランジを貫通して橋桁に突き刺さっている（写真-4.7.1）。この付近では都市高速道路を構成する何橋もの橋梁が全て同じように橋軸方向（西方向）に50～60cm移動して、支承が下フランジを貫通している。また他の場所では、支承が下フランジを貫通する前に、橋桁が橋軸方向、橋軸直角方向にも移動し、下フランジの張出部を大きく変形させた後、再び橋軸直角方向に移動して下フランジを貫通している例も見られる（写真-4.7.2）。支承が再接触の際に剛な腹板の真下に来たような場合は逆に支承が叩き割られている（写真-4.7.3）。

支承と橋桁が分離したのは、上沓を橋桁に固定している取付ボルトが破断したためであり、反力の大きい連続桁の中間支点で破断した取付ボルトを写真-4.7.4、そのスケッチを図-4.7.1に示す。破断面に近づくにつれて、ねじ山の間隔が広がり、ねじ径が小さくなっている。このことは、明らかにボルト軸方向の引張力により破断に至ったことを示しており、写真-4.7.1～4.7.3の桁や支承の損傷の仕方とつじつまが合っている。



写真-4.7.1 支承の下フランジ貫通例1
(端支点の可動支承、箱桁内を撮影)

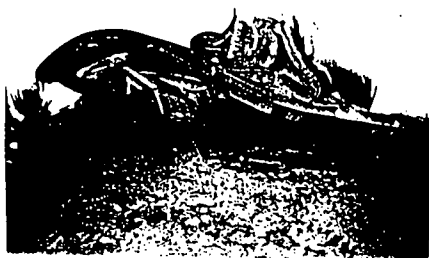


写真-4.7.2 支承の下フランジ貫通例2
(中間支点の固定支承、箱桁下フランジを外側から撮影)

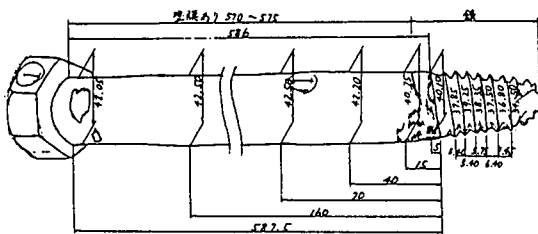


図-4.7.1 破断した支承取付ボルトのスケッチ
(中間支点530ト可動支承用、M42)



写真-4.7.3 桁との衝突で割れた上沓
(中間支点の530ト可動支承、ローラーもなくなっている)



写真-4.7.4 破断した支承取付ボルト
(中間支点530ト可動支承用、M42)

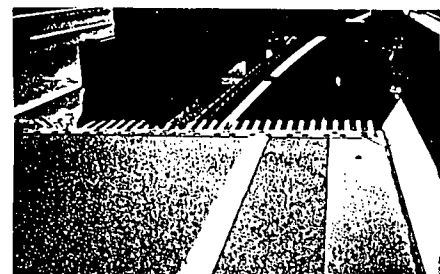


写真-4.7.5 橋軸直角方向 (写真では左右) に3.5mずれた橋桁

水平方向に大きな力が作用した例として、連続桁の端部で隣接桁と橋軸直角方向に3.5mもずれるという被害が生じている（写真-4.7.5）。ここでは上巻は見あたらなかった。はじき飛ばされて海中に没したと思われる。

橋脚では柱の座屈や隅角部に亀裂等の損傷が見られた。

これら構造物の被害を防ぐためには、地震時における構造物全体の3次元的な挙動を明かにし、被害の要因となった構造物の最弱点部を見つけ出して、弱点を克服するような設計方針を確立することが重要であり、今回の地震の教訓を生かす道でもある。この目的で、道路橋仕方書耐震設計編及び最近の耐震設計に関する研究成果を踏まえて、支承や橋脚に非線形復元力特性を持たせた2種類の橋梁モデルで解析を行い、結果の検討を行って、従来の設計方法の改善すべき点を提案する。

4.7.1 単柱橋脚+3径間連続鋼床版箱桁

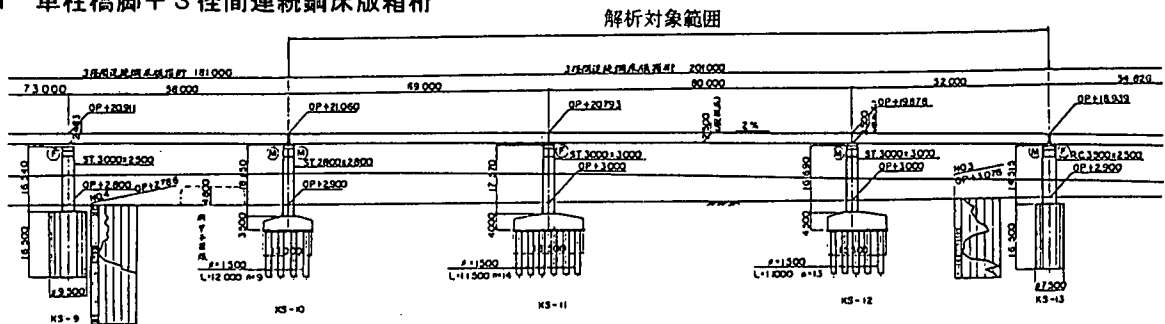


図-4.7.2 全体一般図

(1) 解析条件と解析モデル

地盤；Ⅱ種地盤

基礎；杭基礎（φ1500、L=12m、9本、フーチング13×11.4m）

杭基礎（φ1500、L=11.5m、14本、フーチング18.5×11.4m）

杭基礎（φ1500、L=11m、13本、フーチング13×11.4m）

ケーソン基礎（φ7500、L=16.5m）

橋脚；逆L型鋼製橋脚3基、T型コンクリート橋脚

上部構造；3径間連続鋼床版箱桁

支承；鋼製可動・固定支承（モデル1；被災前）、免震支承（モデル2；復旧案）

減衰；減衰定数0.02に相当するレーリー減衰

解析モデルを図-4.7.3に示す。

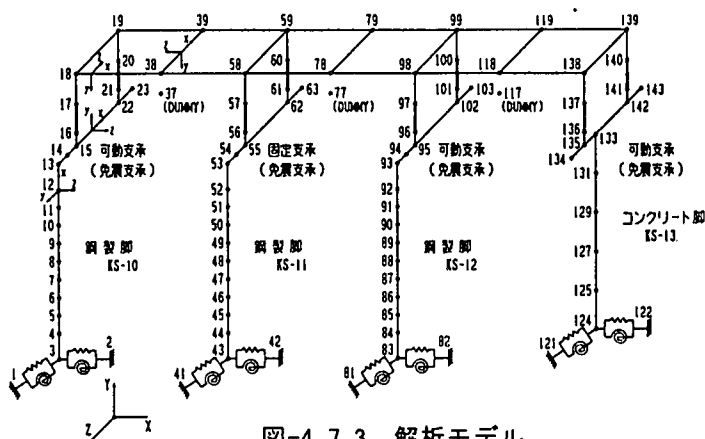


図-4.7.3 解析モデル

(2) 非線形性を考慮した部材と非線形復元力特性

鋼製橋脚、コンクリート製橋脚、移動制限装置付き可動支承、免震支承について、図-4.7.5に示す非線形復元力特性を考慮した。

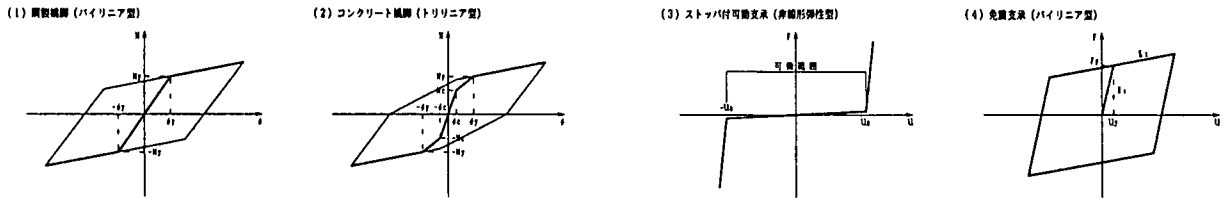


図-4.7.5 非線形復元力特性

(3) 入力地震波形

JR鷹取駅（Ⅱ種地盤）で観測されたN-S成分、E-W成分、U-D成分を用いた。

(4) 解析ケース

- ケース1；鋼製固定・可動支承（モデル1）、橋軸方向加震
- ケース2；鋼製固定・可動支承（モデル1）、橋軸直角方向加震
- ケース3；鋼製固定・可動支承（モデル1）、上下方向加震
- ケース4；鋼製固定・可動支承（モデル1）、橋軸+橋軸直角+上下方向加震
- ケース5；ゴム製免震支承（モデル2）、橋軸方向加震
- ケース6；ゴム製免震支承（モデル2）、橋軸直角方向加震
- ケース7；ゴム製免震支承（モデル2）、上下方向加震
- ケース8；ゴム製免震支承（モデル2）、橋軸+橋軸直角+上下方向加震

(5) 解析結果

- a.変位着目点；橋脚隅角部……………格点13,53,93,133
箱桁中心（上沓）……………格点18,19,58,59,98,99,138,139
- b.断面力着目点；脚柱基部……………格点3,43,83,124
橋脚隅角部……………格点13,53,93,133
箱桁中心（上沓）……………格点18,19,58,59,98,99,138,139

c.最大応答変位

図-4.7.6に橋軸方向、橋軸直角方向、上下方向の最大変位を示す。

d.最大断面力

図-4.7.7に各着目点の最大軸力、最大せん断力、最大曲げモーメント（橋軸方向、橋軸直角方向）を示す。

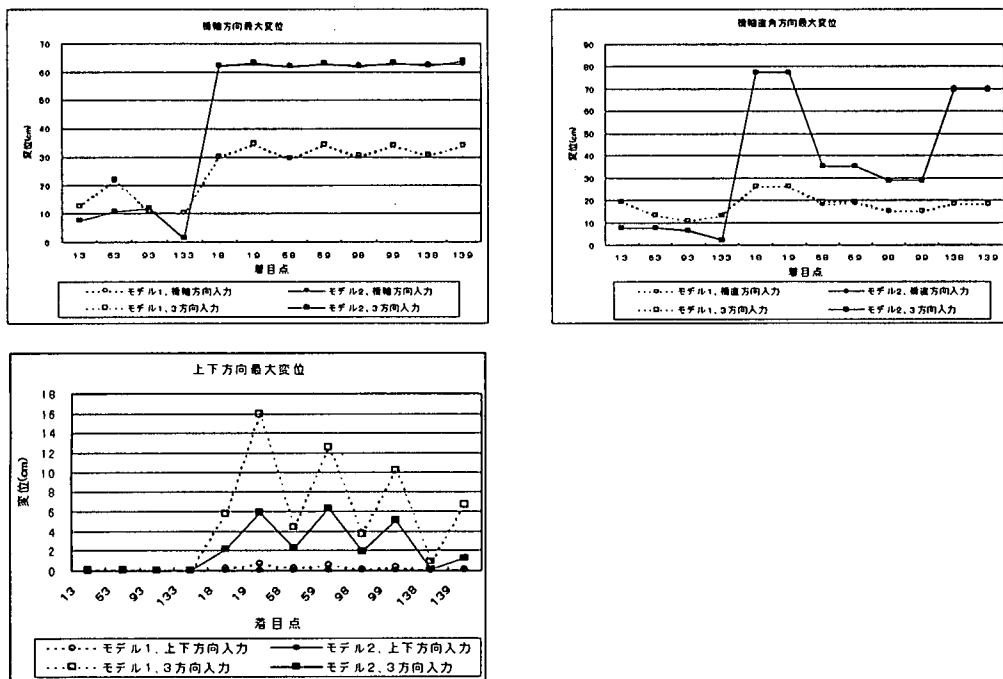


図-4.7.6 最大変位

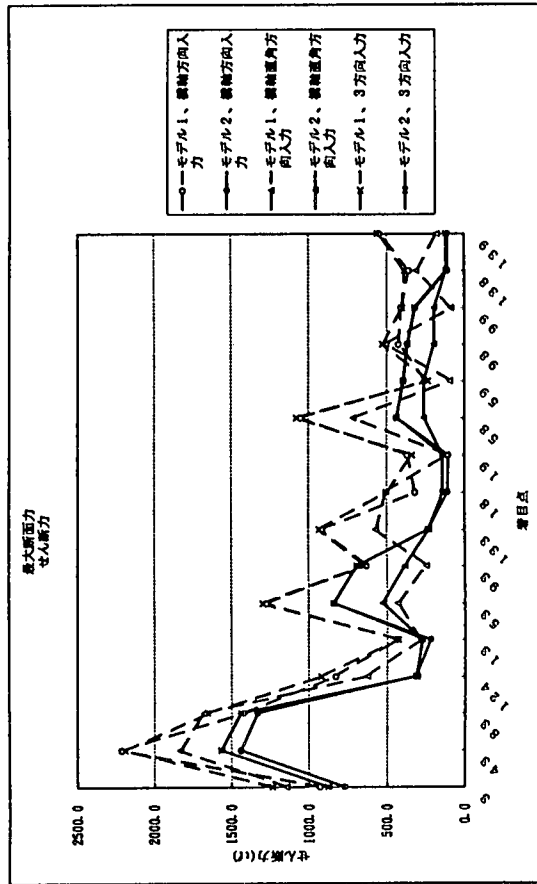
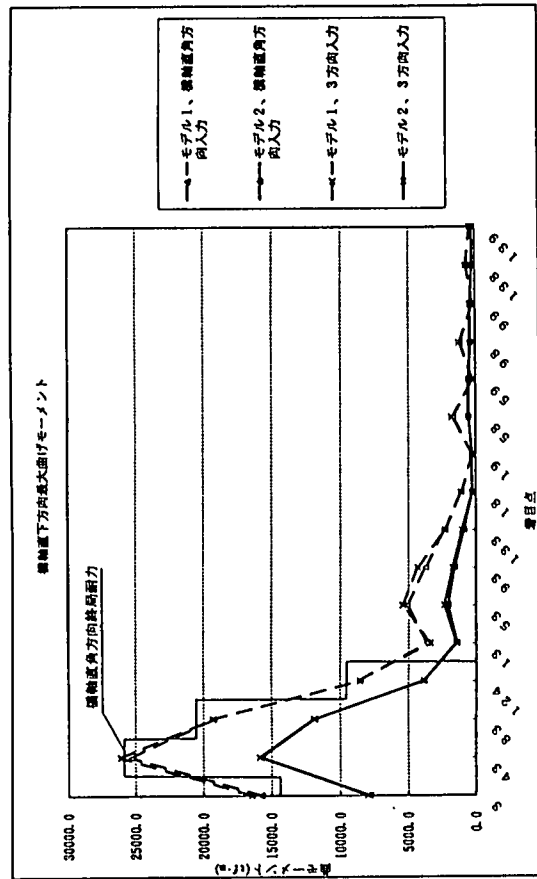
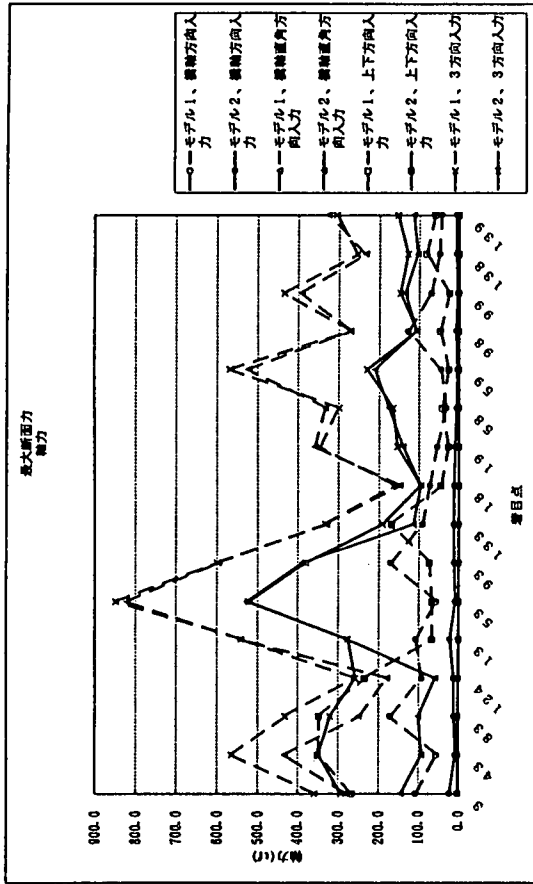
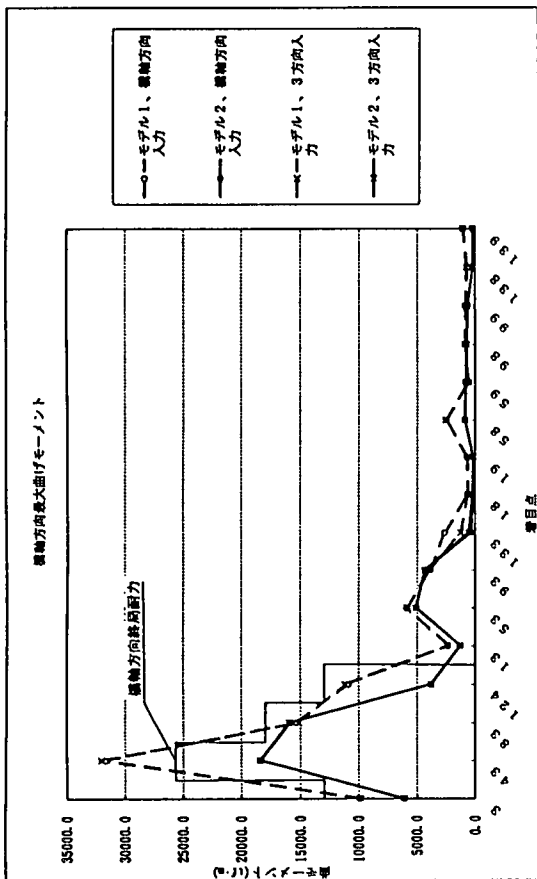


図-4.7.7 最大断面力

(6) まとめ

a.最大モーメントと終局耐力との比較

モデル1（固定・可動支承）では、中間支点の柱基部で、曲げモーメントが終局耐力を越えている。モデル2（免震支承）では終局耐力内に収まっている。

b.支承条件の違いによる影響

免震支承の使用により、橋脚の断面力は1/2程度に減少する。桁の水平変位は2～3倍に増加する。鉛直変位は1/2程度に減少する。

c.上下方向加震の影響

どの着目点においても、変位に与える影響は小さい。断面力に与える与える影響も、曲げモーメントでは顕著ではないが、軸力とりわけ橋脚基部の軸力を見ると、最も支配的な成分である。

d.最大変位と桁遊間量

橋桁の橋軸方向の最大変位は、モデル1で30cm程度、モデル2で80cm程度である。隣接桁との相対的な挙動を考慮すれば、特に免震支承を用いる場合、通常の桁遊間量では桁どうしが衝突してしまうことになり、免震支承本来の機能が果たせなくなる。

e.支承取付ボルトにかかる軸力とボルト耐力

取付ボルトは、端支点でM24（SS41）が4本、中間支点でM30（SS41）が4本用いられている。これらの引張破断強度は52tfと99tfである。支承位置での鉛直方向軸力はモデル1の端支点で164tf～346tf、中間支点で299tf～569tf（図-7.7.7参照）と引張強度を遙かに越えた軸力が作用しており、この取付ボルトでは破断してしまう。モデル2の場合でも、端支点で97tf～155tf、中間支点で106tfから230tfの軸力が作用することになる。

実際この橋梁では、取付ボルトが破断して橋軸方向に約50cm飛ばされて落下し、支承が下フランジを貫通している。この部分の鉛直方向軸力にどの入力成分が寄与しているかを見ると、逆L型橋脚という構造の特殊性によって支承に大きな軸力が作用したことが分かる。最も大きな軸力を発生させているのは、橋軸直角方向の入力である。またどの橋脚でもアームの外側（脚柱から離れた方）の支承に大きな軸力が作用していることが分かる。

このことから言えることは、単柱橋脚上の支承には入力加速度（とりわけ橋軸直角方向）が増幅されて上下方向に作用する可能性があるため、それを考慮した支承の設計、とりわけ取付ボルトの設計が必要であるということである。

4.7.2 ラーメン橋脚+3径間連続鋼床版箱桁

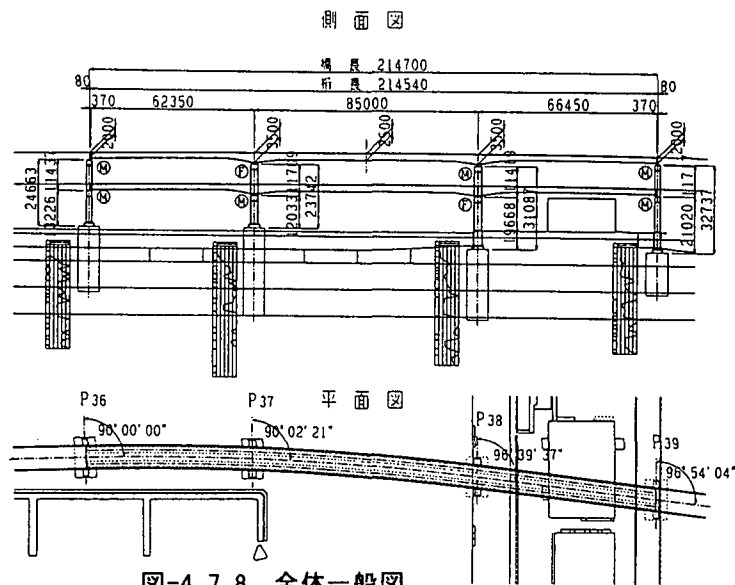


図-4.7.8 全体一般図

(1) 解析条件と解析モデル

地盤；Ⅲ種地盤

基礎；ケーソン基礎 (8×15×24.5m)

ケーソン基礎 (8×15×33m)

ケーソン基礎 (8×15×26.5m)

ケーソン基礎 (8×15×16m)

橋脚；鋼製2層ラーメン橋脚4基

上部構造；3径間連続鋼床版箱桁

支承；鋼製可動・固定支承 (モデル3；被災前)

ゴム製免震支承 (モデル4；復旧案)

減衰；減衰定数0.02に相当するレーリー減衰

解析モデルを図-4.7.9に示す。

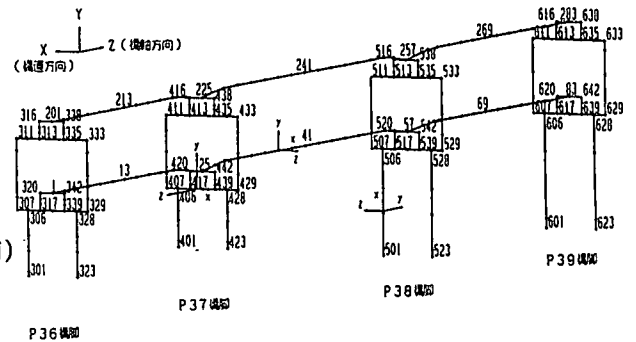


図-4.7.9 解析モデル

(2) 非線形性の考慮

鋼製橋脚 (バイリニア型)

移動制限装置付き可動支承 (非線形弾性型)

免震支承 (バイリニア型)

(3) 入力地震波形

J R 鷹取駅 (Ⅱ種地盤) で観測されたN-S成分、E-W成分、U-D成分

(4) 解析ケース

ケース1 1；固定・可動支承 (モデル3)、橋軸方向加震

ケース1 2；固定・可動支承 (モデル3)、橋軸直角方向加震

ケース1 3；固定・可動支承 (モデル3)、上下方向加震

ケース1 4；固定・可動支承 (モデル3)、橋軸+橋軸直角+上下方向加震

ケース1 5；免震支承 (モデル4)、橋軸方向加震

ケース1 6；免震支承 (モデル4)、橋軸直角方向加震

ケース1 7；免震支承 (モデル4)、上下方向加震

ケース1 8；免震支承 (モデル4)、橋軸+橋軸直角+上下方向加震

(5) 解析結果

a.変位着目点；橋脚隅角部・・・格点307,311,329,333,407,411,429,433,
507,511,529,533,607,611,629,633

箱桁中心・・・格点1,13,25,41,57,69,83,201,213,225,241,257,269,283

b.軸力着目点；上沓位置・・・格点315,319,337,341,415,419,437,441,515,519,537,541,
615,619,637,641

橋脚基部・・・格点301,323,401,423,501,523,601,623

橋脚隅角部・・・格点307,329,407,429,507,529,607,629

c.曲げモーメント着目点；橋脚基部・・・格点301,323,401,423,501,523,601,623

橋脚隅角部・・・格点306,307,311,328,329,333,406,407,411,428,429,433,
506,507,511,528,529,533,606,607,611,628,629,633

d.最大応答変位

図-4.7.10に橋軸方向、橋軸直角方向、上下方向の最大変位を示す。

e.最大断面力

図-4.7.11に各着目点の最大軸力、図-4.7.12に最大曲げモーメント (橋軸方向、橋軸直角方向)を示す。

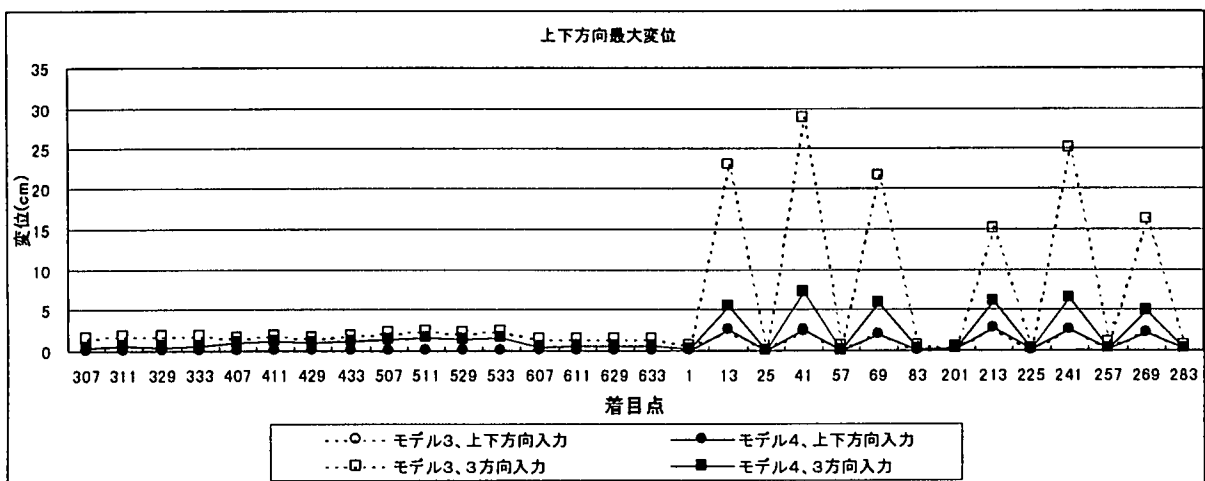
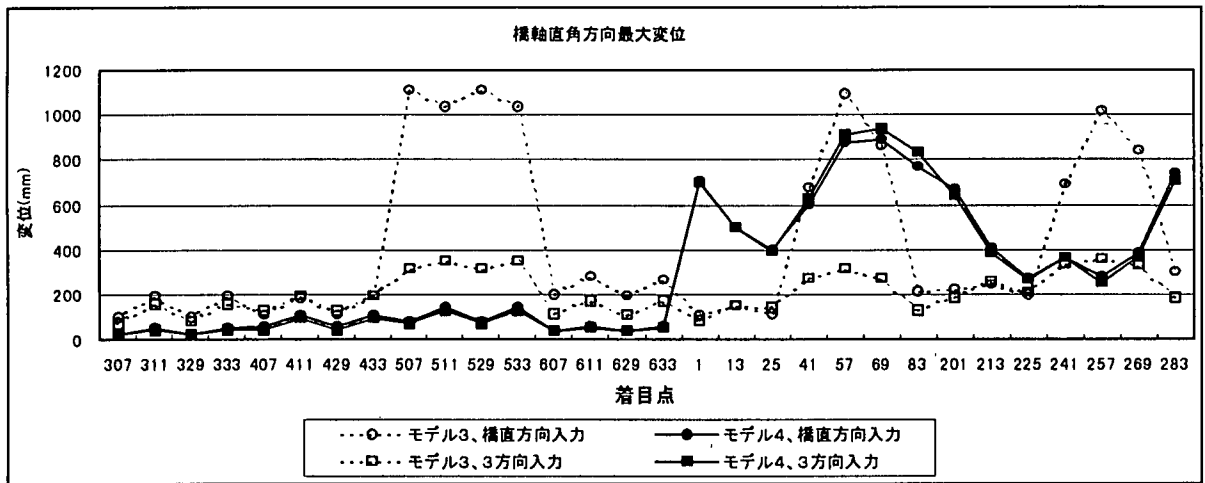
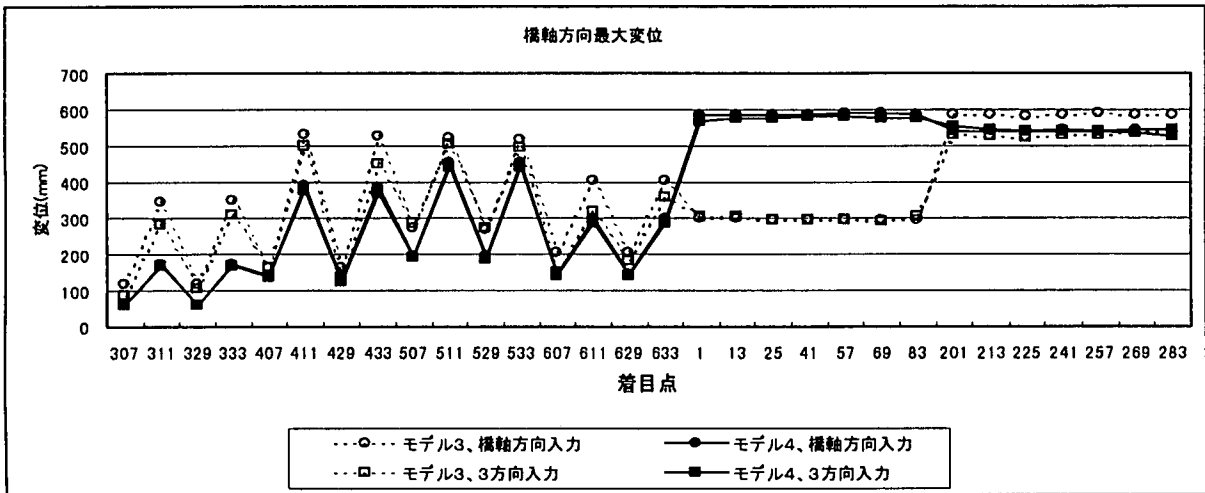


図-4.7.10 最大変位

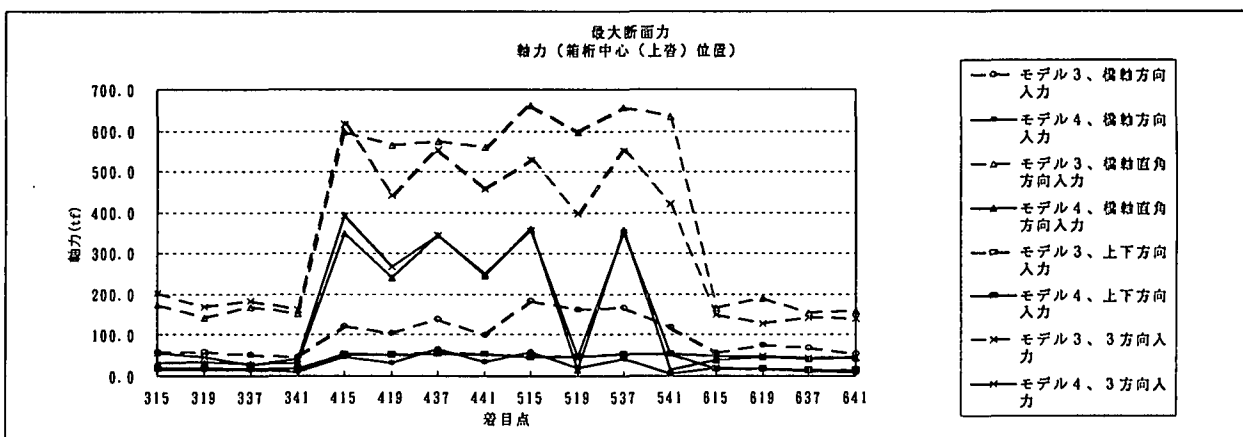
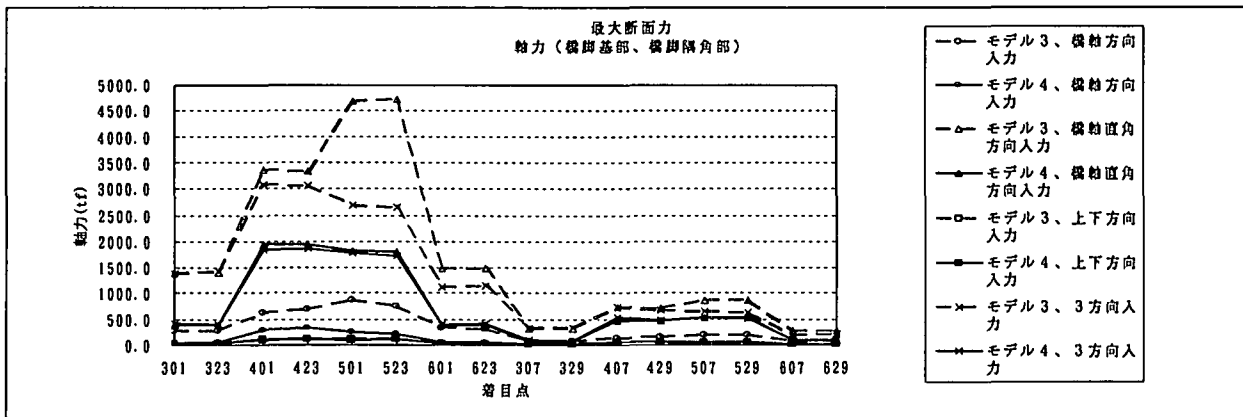


図-4.7.11 最大軸力

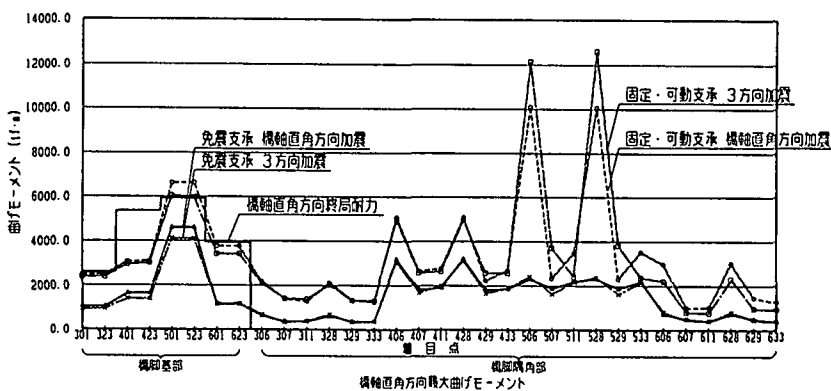
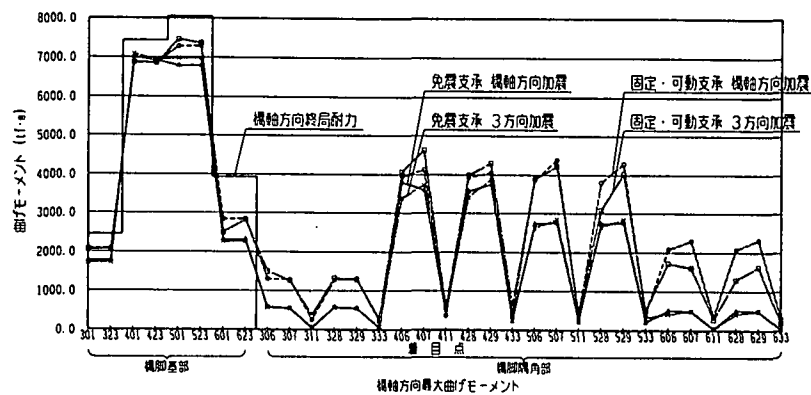


図-4.7.12 最大モーメント

(6) まとめ

a.最大モーメントと終局耐力との比較

モデル3（固定・可動支承）では、中間支点（P38）の脚柱基部で、橋脚面内方向（橋軸直角方向）曲げモーメントが終局耐力を超えている。面外方向曲げモーメントは、橋脚基部ではほぼ終局耐力に近い値となっている。

モデル4（免震支承）では、一般的にモデル3に比べて小さな値になっており、終局耐力内に収まっている。

b.支承条件の違いによる影響

免震支承の使用により、橋脚の断面力は減少するが、中間支点基部の橋脚面外方向曲げモーメントに限れば、支承条件による差はなく、免震支承の方が大きくなっている場合もある。橋脚の変位は減少している。桁の水平変位は橋軸直角方向と下層桁の橋軸方向が増加している。鉛直変位は減少している。

c.上下方向加震の影響

どの着目点においても、変位及び断面力に与える影響は小さい。3方向同時加震によって、必ずしも変位や断面力が増加するとは言えない。単独波形入力の方が大きい場合がある。

d.最大変位と桁遊間量

橋桁の橋軸方向の最大変位は、モデル3、モデル4とも約60cmである。下層の橋桁では、モデル3で約30cm、モデル4で約60cmと2倍の開きがあるが、上層桁ではどちらも約60cmで差はない。

e.支承取付けボルトにかかる軸力とボルト耐力

支承取付けボルトは、端支点でM30(S35CN)が4本、中間支点でM42(SS41)が4本用いられている。これらの引張破断軸力は126tfと197tfである。支承位置での鉛直方向軸力はモデル3の端支点で129tf～201tf、中間支点で396tf～617tf（図-7.7.11参照）と引張強度を超えた軸力が作用している。モデル4の場合は、端支点で26tf～54tf、中間支点では47tf～393tfの軸力が作用しているが、モデル3に比べて作用する軸力が低減している。

ラーメン橋脚という橋軸直角方向に安定した構造物であっても、全体構造システムとしての挙動を見た場合、変位、断面力とも、特に中間支点で大きな値を示している。変位を見ると、橋脚高が高いP38橋脚で非常に大きな値を示しており、構造物の特徴がよく出ている。

支承位置の鉛直方向軸力で見てみると、主として橋軸直角方向の地震入力によって、支承取付けボルトの降伏強度や引張り強度を超えた引張力が作用している。これは、橋桁の水平方向の慣性力が、2つの支承の鉛直方向の偶力に置き換わって作用することによるものと考えられる。

兵庫県南部地震以前においては、支承にかかる上揚力としては鉛直震度0.1を用いて、死荷重×0.1を設計荷重として許容応力度設計法で設計することが一般的であった。兵庫県南部地震以後は鉛直震度を0.3として設計されることが多いようであるが、構造物の特性（橋脚高、桁高、支承間隔等々）によって支承及び支承取付けボルトの設計を慎重に行う必要がある。

4.8 まとめ

本章では都市高架橋を対象として、地震力による直接損傷（1次損傷）を受けた部位、すなわち桁端部、鋼製橋脚、アンカーボルトおよび耐震連結装置について、個々の損傷状況を考察すると共に、橋梁全体系を対象とした時刻歴応答解析により、各部位への地震作用の影響を2つの実橋モデルで調査した。

地震による都市高架橋の損傷評価に関して、残された課題としては以下の項目が挙げられる。

- 1) 適切に地盤をモデル化し、基礎構造を含めた橋梁全体系を対象として、より広範囲な応答解析により、弱点となる部位と損傷による橋梁全体の被害の程度を整理する。その結果より局所的な損傷を生じさせることにより橋梁全体の耐震性が確保される可能性を調査する。
- 2) 連続した高架橋における隣接桁同士の地震時動的相互作用が地震損傷とどのような関係にあるかを明らかにする必要がある。
- 3) 都市高架橋では、耐震性を確保するために、鋼製沓からゴム沓への置き換えが進められている。ゴム沓では応答変位が大きくなり、隣接桁同士の衝突による桁端部の損傷や、衝撃力による沓の破損の可能性が残されている。