

I - 9 既存構造物の補強方法案

9.1 はじめに

既存の鋼構造物の補強方法については、各機関で現在まだ検討中であり、決定されたものはない。ここでは、首都高速道路公団などを中心に行われている補強方法を説明し、名古屋大学で行われたコンクリートの中詰めすることによる既存鋼製橋脚の補強の効果について記述する。

9.2 既存鋼製橋脚の補強方法（案）

平成7年度より、建設省土木研究所、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、鋼構造協会、日本橋建設協会が共同で既設の鋼製橋脚に関して、地震時の変形性能を向上させる補強方法を想定して、繰り返し載荷実験を行っており、その供試体の構造を基本とした補強構造の概念図を図9-1と図9-2に示す。

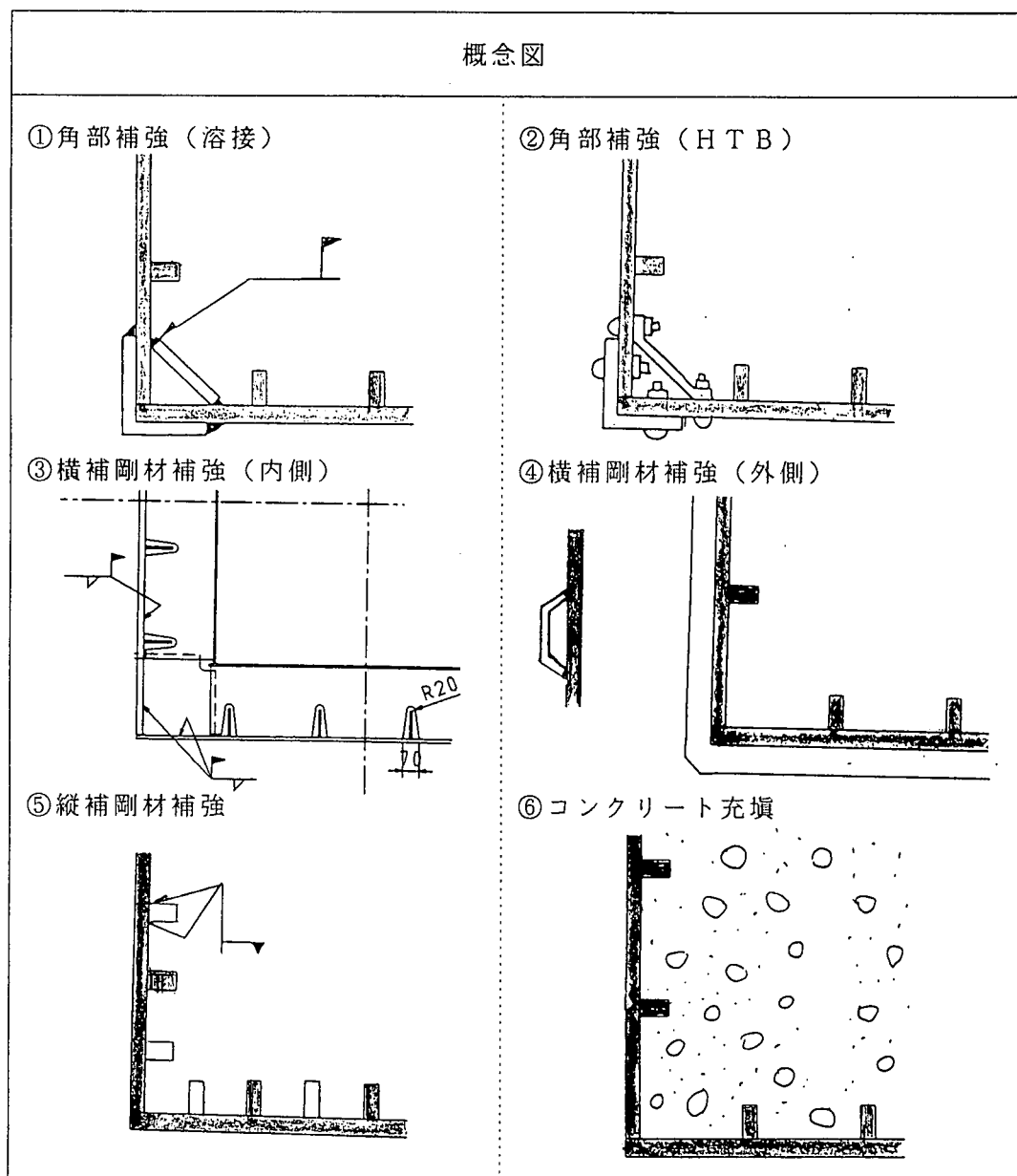
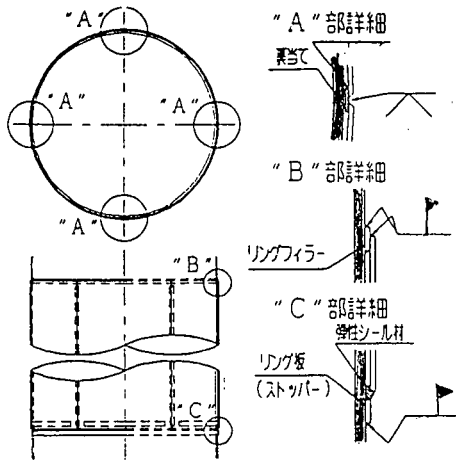


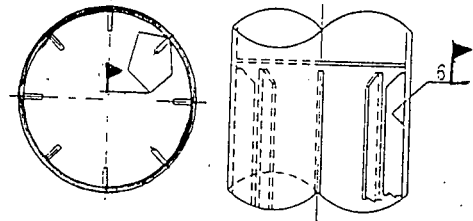
図9-1 矩形断面鋼製橋脚に対する補強構造

概念図

① 2重鋼管巻き立て



② 縦補剛材補強



③ コンクリート充填

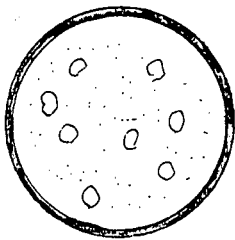


図 9 - 2 円形断面鋼製橋脚に対する補強構造

また、必要に応じて、それぞれのタイプを併用することが必要となる場合もある。

なお、補強構造の設計にあたっては、施工における作業性、品質、安全性の確保及び完成後の建築限界の確保、アンカーボルトへの影響の程度などについて十分考慮しなければならない。

9. 3 箱形断面鋼製橋脚の補強に関する繰り返し載荷実験の概要

(1)実験方法

実験装置は、 $0.1 P_y$ の一定軸力（ P_y は降伏軸力）と繰り返し水平力を載荷できる二軸載荷装置を用いた。載荷方法は、 δ_y （ δ_y は供試体降伏変位）ずつ増加させる繰り返しプログラムを用いた。

表 9 - 1 供試体一覧

| | A | B | C | D | E | F |
|-------------------------|--------|------------|--------------|--------|-------------|-----------------|
| 補強構造の概要 | 無補強 | Aに角部材を溶接補強 | Aに角部材をHTBで補強 | 無補強 | Dに横リブを外側に補強 | Dにコンクリートを高さ3m充填 |
| 基本形状 | | | | | | |
| ウェブフランジ板厚 | 9 | 9 | 9 | 10 | 10 | 10 |
| R_f | 0.51 | 0.51 | 0.51 | 0.84 | 0.47 | 0.84 |
| 1パネルのリブ本数 | 3 | 3 | 3 | 2 | 2 | 2 |
| γ / γ_{req} | 0.91 | 0.91 | 0.91 | 0.55 | 0.55 | 0.55 |
| リブの突出長 | 80 | 80 | 80 | 95 | 95 | 95 |
| リブの板厚 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 |
| 横リブダイアグラム間隔 | 900 | 900 | 900 | 900 | 300 | 900 |
| 材質 | SM490Y | SM490Y | SM490Y | SM490Y | SM490Y | SM490Y |
| 実施機関 | 土木研究所 | | | 首都公団 | | |

(2) 供試体

箱形断面橋脚の損傷は、阪神大震災の事例から推定すると、まず補剛板の局部座屈が始まり、さらに塑性化が進むと補剛板全体の座屈が発生する。さらに、補剛板の面外変形が進むと角部の直線性が失われ、最後には角割れが生ずる。これらのことから箱形断面橋脚の耐震性を高める方法として、以下の構造を考え、供試体を作成した。

- ① 補剛板の座屈特性を改善する --- 供試体 E
- ② コンクリートを充填する --- 供試体 F
- ③ 角を補強する --- 供試体 B, C

なお、比較のために無補強タイプの供試体 (A, D) も作成した。

表 9-1 に実験供試体の一覧を示す。表 9-1 には、供試体の基本形状と断面諸量を示す。

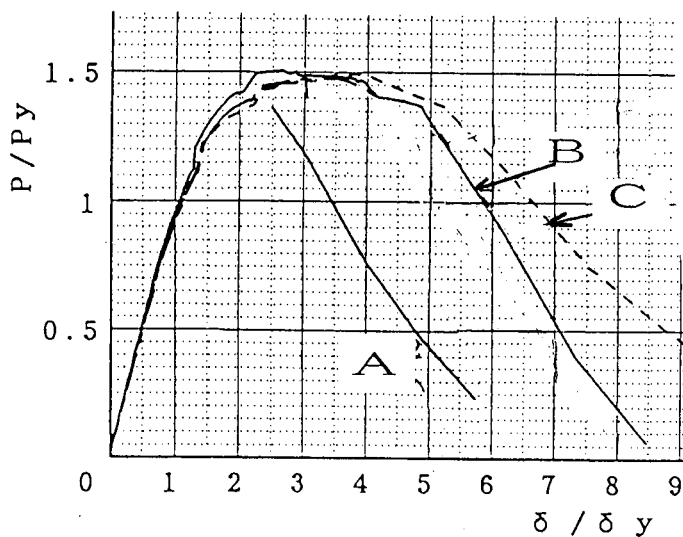
(3) 実験結果

図 9-3 と 図 9-4 にそれぞれの補強構造に対応した繰り返し載荷実験における履歴曲線の包絡線を示す。また、表 9-2 には、図 9-3 と 図 9-4 の供試体の補強方法 (図 9-1) の凡例を示す。なお、写真 9-1 に供試体 E の崩壊状況を示す。

今回の実験結果から以下のことが分かった。

- ① 角補強の場合、溶接、HTB による補強とも降伏荷重に対しては、耐力は 1.5 倍程度上がっている。じん性は $5 \sim 6 \delta_y$ である。
- ② 横リブ補強の場合、降伏荷重に対して耐力の向上は約 1.4 倍、じん性は $4 \delta_y$ である。
- ③ コンクリート充填の場合、降伏荷重に対して耐力の上昇は約 2.0 倍、じん性は $1.4 \delta_y$ である。

表 9-2 凡例



| P-δ 曲線の番号 | 概念図の記号 (図 9-1) |
|-----------|----------------|
| A | ①②の無補強 |
| B | ① |
| C | ② |
| D | ④⑥の無補強 |
| E | ④ |
| F | ⑥ |

図 9-3 角部補強箱形断面供試体の P-δ 曲線の包絡線

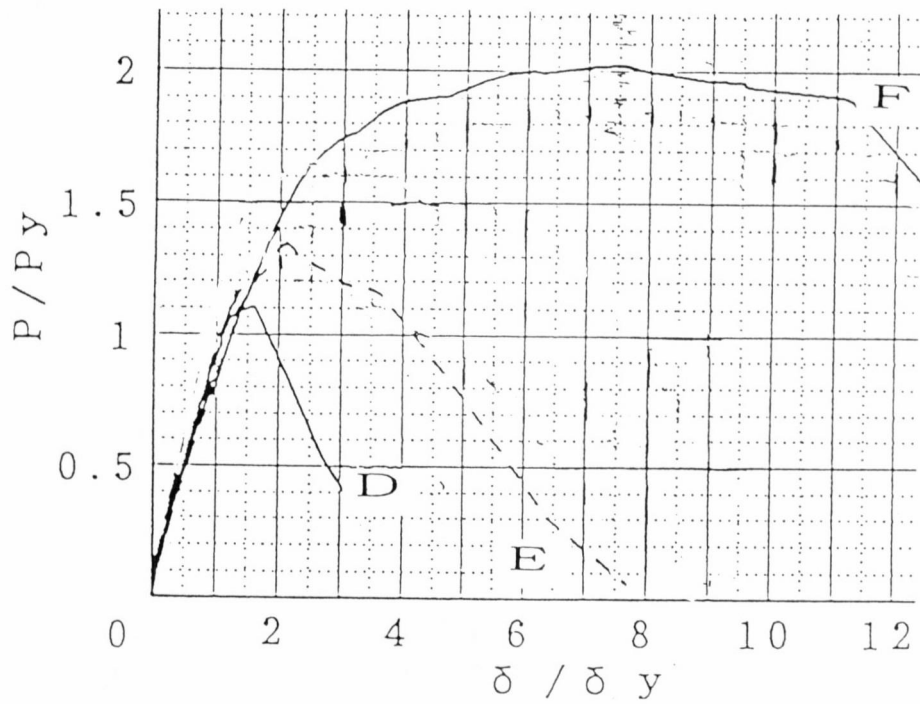
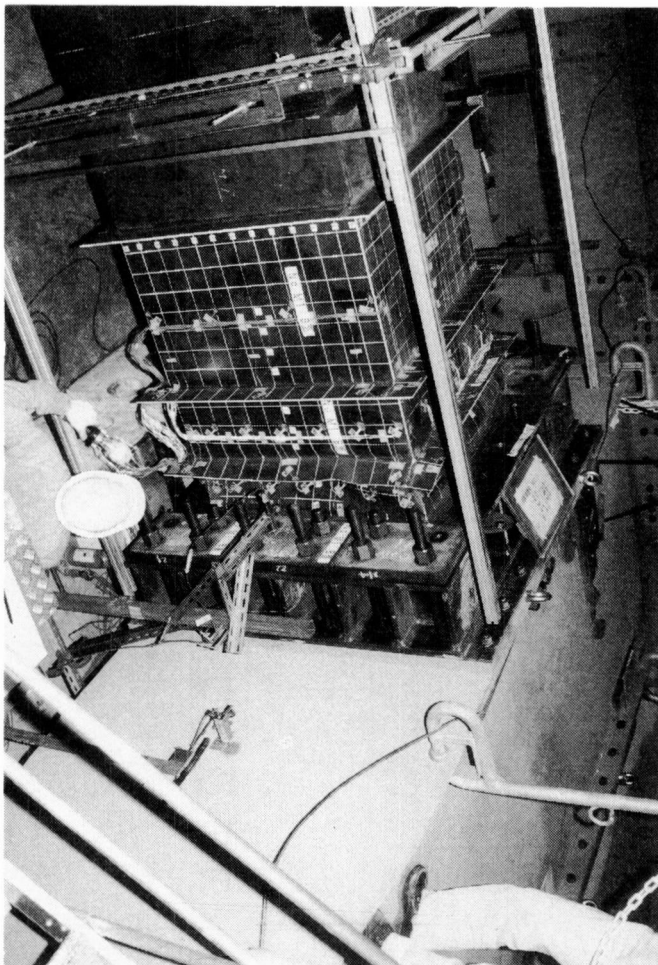


図 9 - 4 横補剛材補強及びコンクリート充填箱形供試体の P - δ 曲線の包絡線



| | |
|-----|----------------|
| 供試体 | E |
| 変位 | - 6 δy |

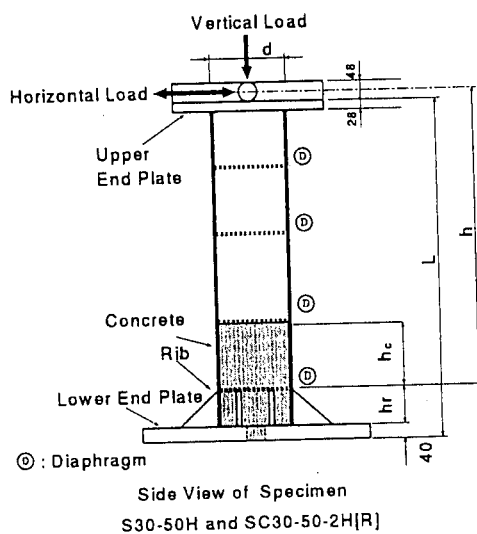
圧縮フランジ(B面)の状況。
 この時点で、引張側(A面とC面、A面とD面)の角部に軸直角方向の割れ発生。
 圧縮側(B面とC面)の角溶接は内側に割れ発生。
 下側角溶接(B面とD面)は、5 δy 時に割れ発生。

写真 9 - 1 供試体 E の崩壊モード

9.4 基部への部分コンクリート詰めによる補強実験

名古屋大学では、基部に部分的にコンクリートを詰めた橋脚の変動変位載荷実験とハイブリッド実験を多く行った。ここでは、鋼製橋脚の補強の1手法として、震災によって被害を受けた鋼製橋脚の基部に部分的にコンクリートを充填することを考え、その効果についての実験も行ったので、簡潔にその実験結果と補強効果について述べる。

用いた供試体（SC30-50-2H[R]）は、図9-5に示すような補剛箱形断面単柱であり、実橋脚の約1/8を模擬したものであり、板厚6mmのSS400で製作されている。幅厚比パラメータ R_f は0.29であり、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は0.51であり、標準的な座屈パラメータをもつ供試体である。



| | |
|----------|------------------------------|
| 幅厚比パラメータ | $R_f = 0.29$ |
| 細長比パラメータ | $\bar{\lambda} = 0.51$ |
| 供試体長さ | $L = 1754 \text{ mm}$ |
| 柱部長さ | $h = 1580 \text{ mm}$ |
| 板厚 | $t = 6.16 \text{ mm}$ |
| 柱断面幅 | $b = 278 \text{ mm}$ |
| 柱断面幅 | $d = 184 \text{ mm}$ |
| 補剛材高さ | $b_s = 53 \text{ mm}$ |
| 補剛材板厚 | $t_s = 6 \text{ mm}$ |
| 降伏点応力 | $\sigma_y = 280 \text{ MPa}$ |
| ヤング率 | $E = 205 \text{ GPa}$ |

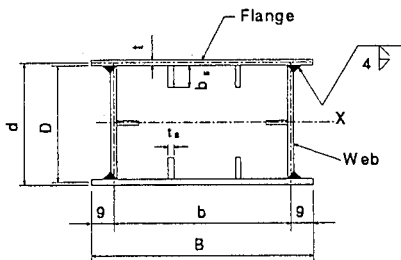


図9-5 補強効果の実験供試体

実験では、まずコンクリート未充填のまま（供試体名SC30-50）、建設省土木研究所が提案しているレベルII地震波（地震時保有水平耐力照査用）の内、I種地盤用地震波を用いてハイブリッド実験を行い損傷を与え、その後、基部に高さの20%だけコンクリートを詰めて（供試体名SC30-50-2H[R]）、同じ地震波を用いて、ハイブリッド実験を繰り返し行い、鋼製橋脚の性能を調べた。I種地盤用の地震波を用いたのは、この地震が橋脚に大きな残留変形を残すタイプの波であり、橋脚の補強効果を確認するのに最もよいと考えたからである。

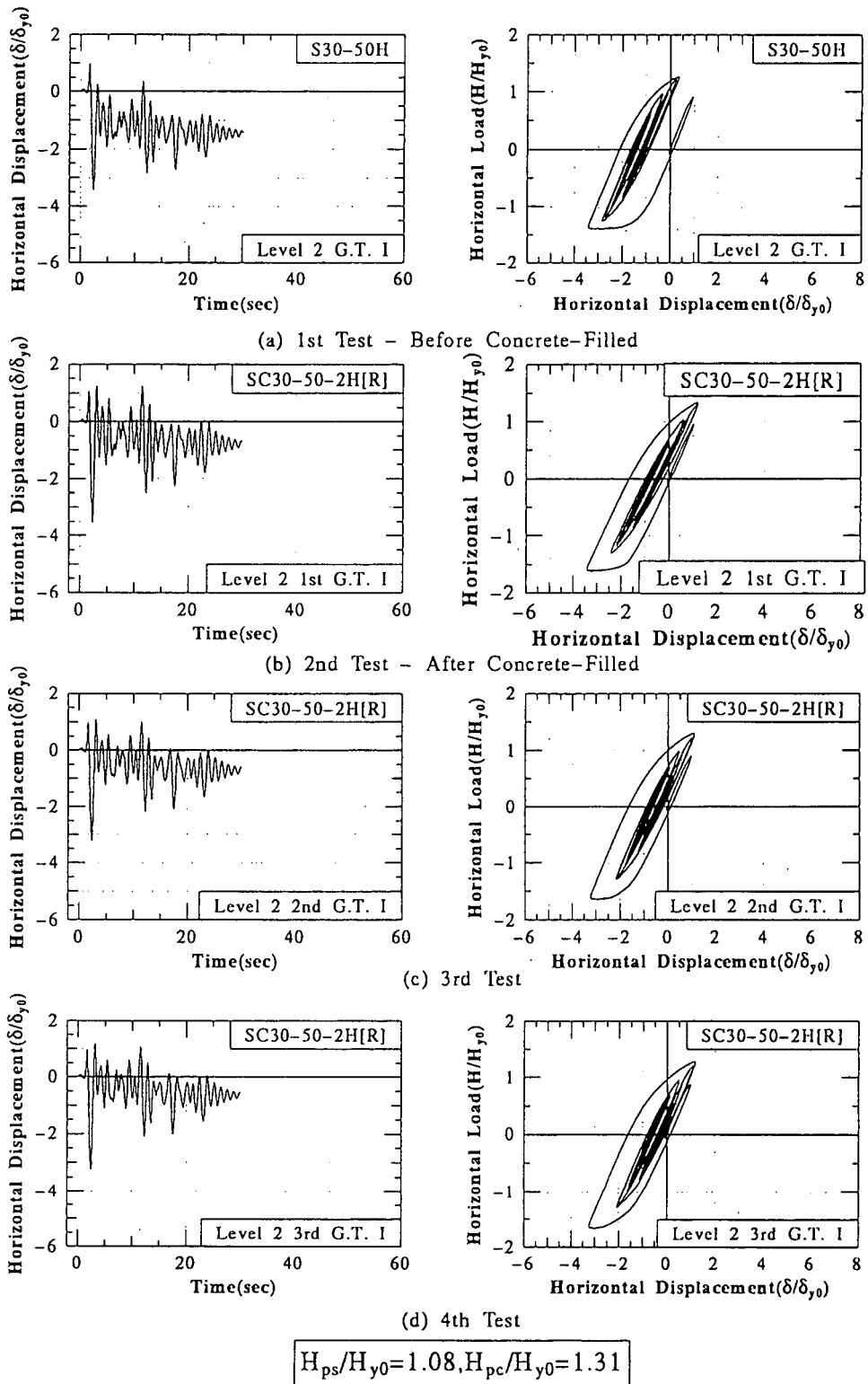


図 9 - 6 時刻歴応答曲線と復元力特性曲線

表 9 - 3 に作用させた軸力比 (P / P_y) , 固有周期 T などを示す。

表 9 - 3 実験供試体の実験パラメータ

| Load Sequence | G.T. | P/P_y | T (sec) | H_{y0} (KN) | δ_{y0} (cm) | H_y (KN) | δ_y (cm) |
|-----------------------------|------|---------|--------------|------------------|-----------------------|---------------|--------------------|
| Test Specimen S30-50H | | | | | | | |
| 1 | I | 0.138 | 1.15 | 77.7 | 1.180 | 67.0 | 0.975 |
| Test Specimen SC30-50-2H[R] | | | | | | | |
| 1 | I | 0.135 | 1.12 | | | 67.2 | 0.898 |
| 2 | I | 0.141 | 1.21 | 77.7 | 1.180 | 66.8 | 0.997 |
| 3 | I | 0.141 | 1.21 | | | 60.6 | 1.003 |

Note : P/P_y = Axial Load / Yield Axial Load , G.T. = Ground Type
 T = Natural Period of Real Bridge(Scale Factor = 8)
 H_{y0} = Yield Load , δ_{y0} = Deflection of Column Top at H_{y0} , H_y = Predicted Ultimate Load
 δ_y = Deflection of Column Top at H_y . I.A. = Incremental Amplitude Test

図 9 - 6 に, コンクリート充填前の供試体 (S C 30-50H) と損傷を受けた後にコンクリートを充填した供試体 (S C 30-50-2H[R]) の時刻歴応答曲線と復元力特性曲線を示す。

また, 図 9 - 7 に, 復元力曲線の包絡線を示す。また, 表 9 - 4 に最大応答変位と残留変位を示す。

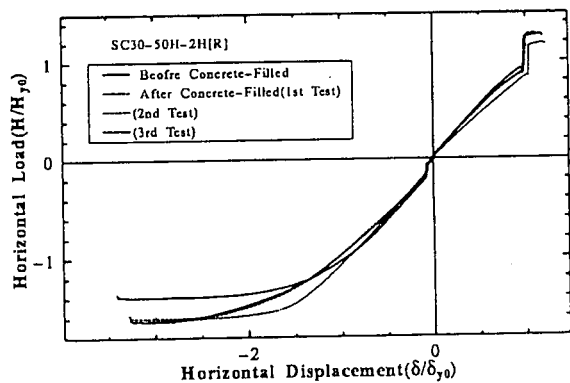


図 9 - 7 復元力曲線の包絡線

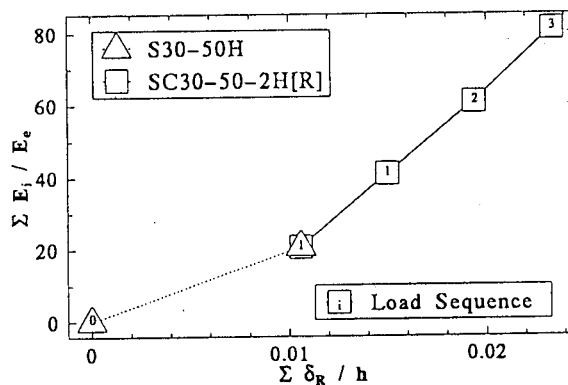


図 9 - 8 累積残留変位と累積吸収エネルギー関係

表 9 - 4 最大応答変位と残留変位

| Test Specimen SC30-50-2H[R] | | | | | | |
|-----------------------------|------|-----------------|--------------|---------------------|-------------------------|-----------|
| Load Sequence | G.T. | δ_R (cm) | δ_R/h | δ_{max} (cm) | δ_{max}/δ_y | E_i/E_c |
| 1st(steel) | I | -1.68 | -0.011 | 4.03 | 4.13 | 20.6 |
| 1st(Concrete-Filled) | I | -0.70 | -0.004 | 3.54 | 3.94 | 20.2 |
| 2nd(Concrete-Filled) | I | -0.70 | -0.004 | 3.80 | 3.82 | 20.0 |
| 3rd(Concrete-Filled) | I | -0.64 | -0.004 | 3.83 | 3.81 | 20.2 |

コンクリートを充填する前の供試体の残留変位と, 損傷を受けた後コンクリートを部分充填した供試体の残留変位を比較すると, 明らかにコンクリートを部分