

3 H工法を用いた橋脚の柱模型による正負交番載荷実験

伊藤 誠* 北沢 宏和** 渋沢 重彦***

要約： 3H工法を用いた橋脚（以後、3H橋脚と呼ぶ）の設計においては、コンクリートおよび帯鉄筋のみがせん断耐力を負担するものとして設計を行っているため、H形鋼が負担するせん断耐力は設計に考慮されていない。つまり、現行の設計方法では、本来3H橋脚が有するせん断耐力を過小評価していると考えられる。そこで、3H橋脚におけるせん断耐荷機構を明らかにし、せん断耐力を合理的に評価するために、昨年度、①RC構造、②帯鉄筋によって補強されたSRC構造、③スパイラル筋を巻き付けたH形鋼（スパイラルカラム）を配置した3H構造、の3種類の梁のせん断実験を行った。実験結果を比較することにより、3H構造においてせん断耐力に寄与するH形鋼の鋼材量を評価した。本年度は、梁のせん断実験の成果を取り入れた3H橋脚の設計せん断耐力算定の提案式を検証するために、3H橋脚の柱模型による正負交番載荷実験を行い、実験結果と提案式から算出される設計せん断耐力を比較した。その結果、実験より得られた耐力値は設計せん断耐力を上回っており、提案式が安全側の算定式であることを確認した。

キーワード： 複合構造、3H工法、正負交番載荷実験、せん断耐力、スパイラルカラム

- 目次：**
- | | |
|---------|---------------|
| 1. はじめに | 4. 設計せん断耐力の算定 |
| 2. 実験方法 | 5. まとめ |
| 3. 実験結果 | |

1. はじめに

近年、コンクリート橋脚の省力化・急速施工を目的として、様々な鋼・コンクリート複合構造が開発されており、3H（Hybrid Hollow High pier）工法もその一つである。

一般に、複合構造では鉄骨もせん断耐力を負担するため、せん断補強筋降伏後の耐力増加がRC構造に比べて大きいことがよく知られている¹⁾²⁾が、鉄骨の負担するせん断耐力を見込んだ設計は、鋼管・コンクリート複合構造橋脚の設計³⁾や充腹形鉄骨構造（合成断面の中立軸が鉄骨腹板中にある構造）の設計⁴⁾にみられる程度で少なく、多くの場合、鉄骨の負担するせん断耐力は考慮されていない。

3H工法においても、コンクリートおよびせん断補強筋のみがせん断耐力を負担するものとして設計を行っているため、H形鋼が負担するせん断耐力は考慮されていない。つまり、本来3H橋脚が有するせん断耐力を過小評価していることになる。

そこで、著者らは3H工法の合理的な設計手法を確立することを目的とし、3H橋脚におけるせん断耐荷機構に関する実験的研究を行っている。

昨年度は、図1に示すようなRC構造、帯鉄筋によって補強されたSRC構造、スパイラル筋を巻き付けたH形鋼を埋め込んだ3H構造の3種類の梁のせん断破壊実験を実施し、それぞれの耐力比較を行うことで、せん断

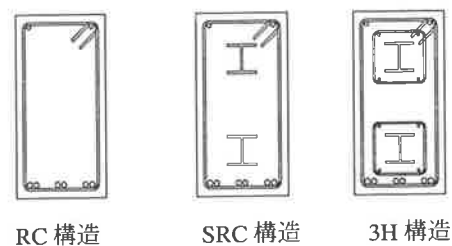


図1 梁のせん断実験における断面形状

耐力に寄与するH形鋼の鋼材量を評価した⁵⁾。

今年度は、梁によるせん断実験の成果を取り入れた3H橋脚の設計せん断耐力算定の提案式を検証するため、中空断面橋脚の柱縮小模型による正負交番載荷実験を行った。

2. 実験方法

2.1 柱試験体形状

柱試験体は、過去に実施された3H橋脚の柱縮小模型を用いた正負交番載荷実験⁶⁾を参考に、壁厚1mの橋脚を模擬した1/4縮小模型とし、断面形状は1000mm×1000mm、壁厚は250mmとした。また、柱試験体のせん断スパンは、せん断スパン比 a/d が昨年度実施した梁のせん断実験の試験体とほぼ同じとなるよう2300mmとした（せん断スパン比 $a/d=2.63$ ）。

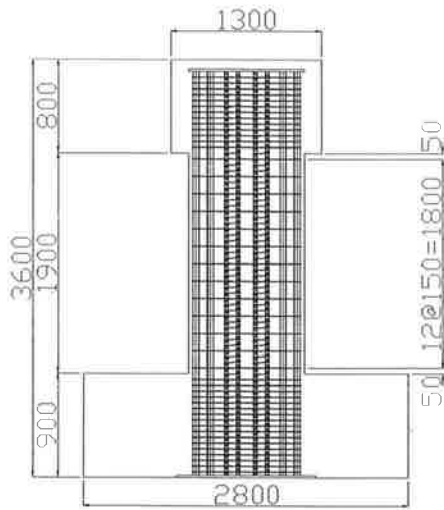


図2 柱試験体形状および配筋図

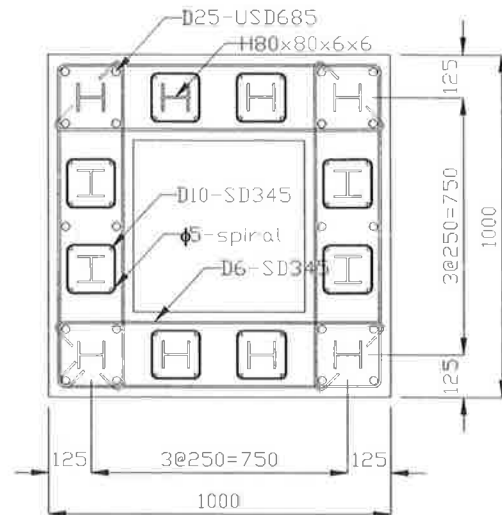


図3 柱試験体断面図

図2に柱試験体形状を、図3に断面形状を示す。また、柱試験体の配筋状況を写真1に示す。

柱試験体の主鋼材となるH形鋼は12本使用し、H形鋼のまわりには $\phi = 5.1$ mmのスパイラル筋を50 mmピッチで配置した。ただし、隅角部に配置したH形鋼のまわりにはスパイラル筋は配置していない。

主鋼材となるH形鋼は、厚さ6 mmのSM490A鋼材を用いて工場製作したH-80x80x6x6を使用した。

帯鉄筋はD6 (SD295A)の鉄筋を150 mmピッチで配置した。

なお、柱試験体の曲げ破壊防止を目的として高強度鉄筋D25 (USD685)を20本配置した。

2.2 柱試験体に用いた材料

柱試験体に用いたコンクリートおよび各種鋼材の物性値を表1、表2に示す。表中の値は、コンクリート供試体および鋼材試験片の平均値である。また、コンクリートの物性値については実験時の材齢での値である。

柱試験体に用いたコンクリートは、セメントには早強セメントを使用し、混和剤には高性能AE減水材を用いた。スランプは 18 ± 2.5 cm、空気量は 4.5 ± 1.5 %とし

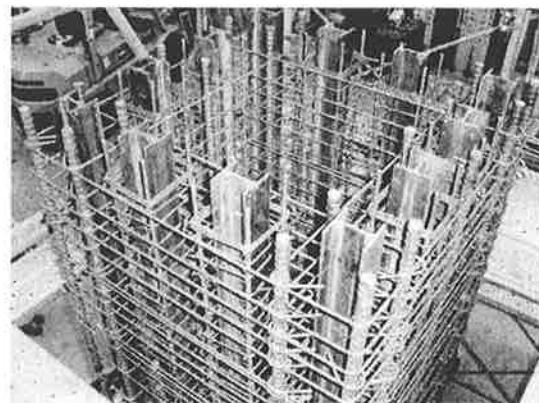


写真1 配筋状況

表1 コンクリートの物性値 (試験値)

圧縮強度	32.7 N/mm ²
割裂強度	2.9 N/mm ²
ヤング係数	27.3 kN/mm ²
ポアソン比	0.13

表2 使用した鋼材の物性値 (試験値)

鋼材の種類	材質	降伏応力度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	伸び (%)
D25	USD685	745	1035	191	8
D10	SD345	370	502	191	18
D6	SD295	455	579	193	16
H形鋼	SM490A	418	568	210	18
φ5.1スパイラル筋	SBPD 1275/1240	1423	1447	199	8

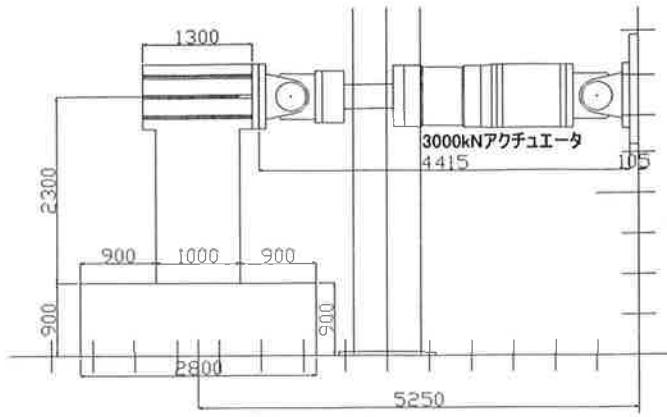


図4 荷重方法

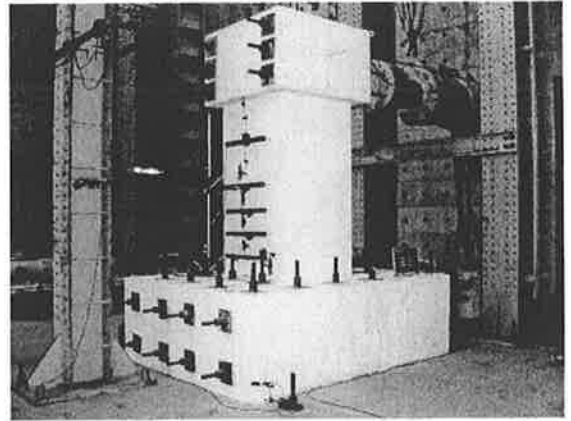


写真2 荷重状況

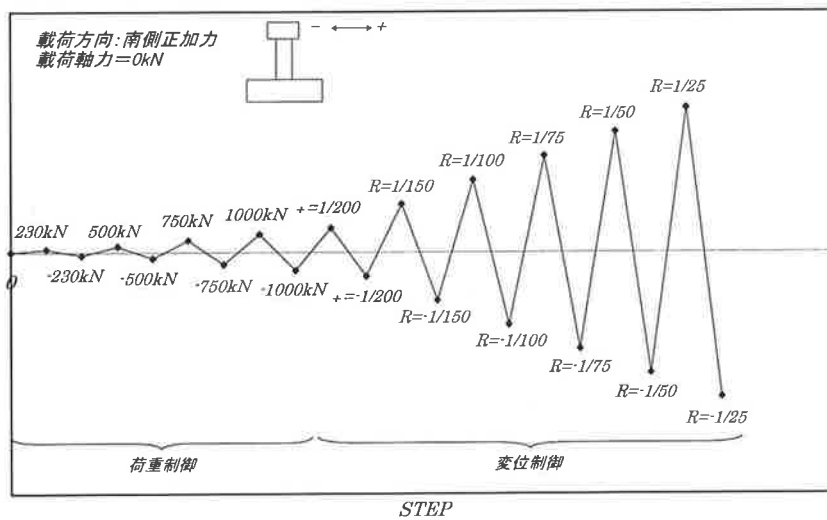


図5 荷重パターン図

た。なお、荷下し時に行った品質管理試験ではスランプは18.0 cm、空気量は5.0%、コンクリート温度は29℃でいずれもレディーミクストコンクリートの規定を満足していた。骨材寸法については、既往の研究^{例えば7)}において骨材の大きさがせん断耐力に影響を与えることが報告されているため、縮小率に応じて最大骨材径を決定することにした。一般に3H橋脚の施工に使用される最大骨材径は20 mmであるため、縮小率1/4を考慮すると柱試験体に使用すべき最大骨材径は5 mmとなる。しかし5 mm径の骨材を用意することができなかつたため、柱試験体に使用する最大骨材径はコンクリート工場を用意できる最小の寸法である13 mmを使用した。

2.3 荷重方法

荷重方法は図4に示すように3000 kNアクチュエータを用いた。なお、軸力は導入していない。荷重状況を写真2に示す。

図5に荷重パターンを示す。±1000 kNまでは目標を

±230 kN（ひび割れ発生荷重付近）、±500 kN、±750 kN、±1000 kNとした荷重制御で行った。±1000 kN以降は変位制御による荷重実験を行い、目標とした部材角は、±1/200 rad、±1/150 rad、±1/100 rad、±1/75 rad、±1/50 rad、±1/25 radである。なお、荷重は正負交番荷重、繰返し回数は1回である。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

正荷重を行ったときの曲げひび割れは+230 kNで発生し、負荷重を行った場合の曲げひび割れは-230 kNで発生した。また、斜めひび割れは+750 kN、-750 kNで発生した。その後、正負交番荷重を行い、部材角+1/100で最大荷重1885 kN、部材角-1/100で-1750 kNに達した。その後荷重は徐々に低下し、最終的にせん断破壊した。最大荷重時および最大変位時の破壊状況を写真3～6に示す。

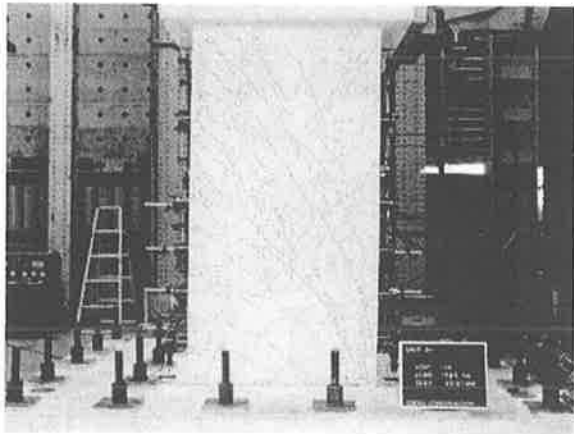


写真 3 最大荷重時（正側）

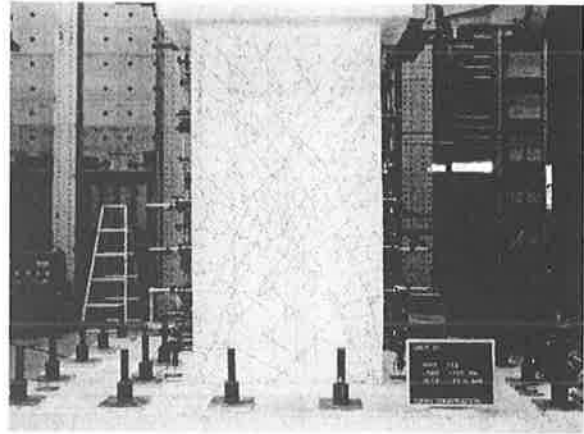


写真 4 最大荷重時（負側）



写真 5 最大変位時（正側）

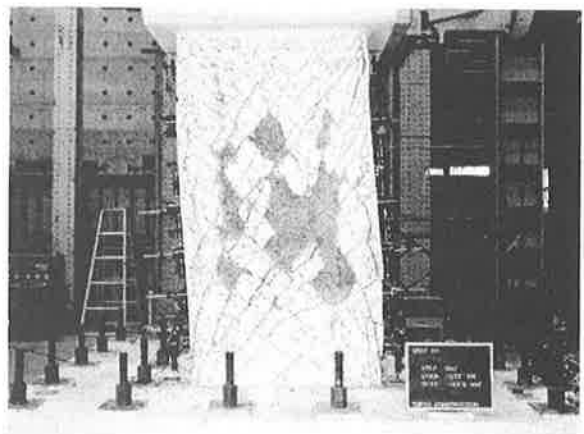


写真 6 最大変位時（負側）

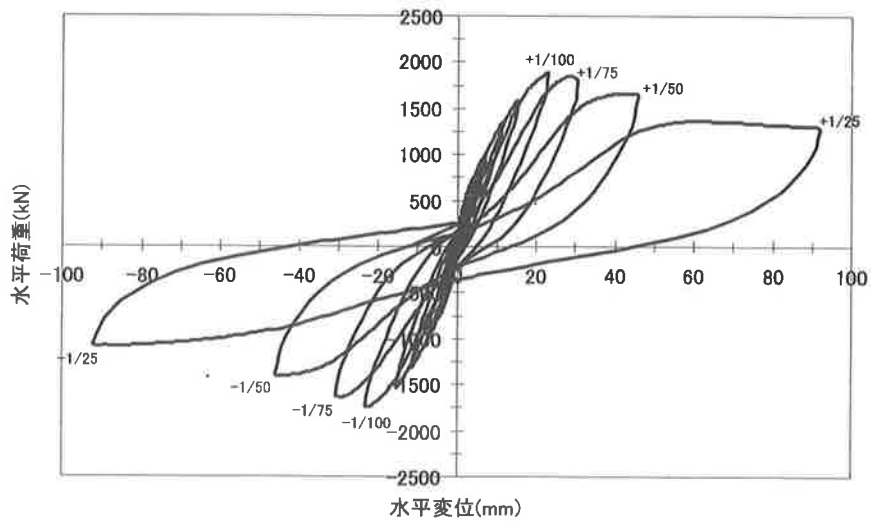


図 6 水平荷重と水平変位の関係

3.2 荷重と変位の関係

荷重-変位の関係を図 6 に示す。

部材角 $R = 1/100$ ($P = 1885 \text{ kN}$, $\delta = 23.01 \text{ mm}$) を荷重のピークとして荷重が低下した。しかしながら、試験体はせん断破壊特有の脆性的な破壊を生じることなく、

最大荷重以降、荷重は緩やかに低下した。これは、主鋼材として配置した H 形鋼による影響と考えられ、せん断破壊を呈する場合でも 3H 橋脚は脆性的な破壊は生じないことが確認できた。

4. 設計せん断耐力の算定

3H 橋脚の設計せん断耐力の算定式を「複合構造物設計・施工指針（案）（土木学会）」⁸⁾にならい、コンクリート、せん断補強筋、および H 形鋼が負担する設計せん断耐力の単純累加として、式（1）のように提案する。

$$V = V_c + V_s + V_{st} \quad (1)$$

ここで、

- V : 設計せん断耐力
- V_c : コンクリートが負担する設計せん断耐力
- V_s : せん断補強筋が負担する設計せん断耐力
- V_{st} : H 形鋼が負担する設計せん断耐力

コンクリートが負担する設計せん断耐力 V_c はせん断スパン比 (a/d) の影響を考慮した式（2）⁹⁾で算定する。

$$V_c = 0.20\sqrt{f'_{cd} b_w d \beta_d \beta_p} \left(0.75 + \frac{1.4d}{a} \right) \quad (2)$$

ここで、

- f'_{cd} : コンクリートの圧縮強度
- b_w : 壁厚×2
- d : 有効高さ
- β_d : 有効高さに関する補正係数
- β_p : 引張鉄筋比に関する補正係数

せん断補強筋が負担する設計せん断耐力 V_s は「コンクリート標準示方書 構造性能照査編（土木学会）」より、式（3）¹⁰⁾で算定する。

$$V_s = \frac{A_w f_{wyd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)}{1.15s_s} \quad (3)$$

ここで、

- A_w : 区間 s_s におけるせん断補強筋の総断面積
- f_{wyd} : せん断補強筋の引張強度
- α_s : せん断補強筋が部材軸となす角度
- s_s : せん断補強筋間隔

また、H 形鋼が負担する設計せん断耐力は、昨年度実施した梁のせん断実験結果より、断面内に配置した H 形鋼のウェブ面積の 60 % がせん断耐力に寄与しているとの結果より作成した以下の式により算定する。

$$V_{st} = 0.6 f_{sy} A_w N \quad (4)$$

ここで、

- f_{sy} : H 形鋼のせん断降伏強度
- A_w : H 形鋼のウェブ面積
- N : 中空断面のウェブに配置した H 形鋼の本数 (図 7 参照)

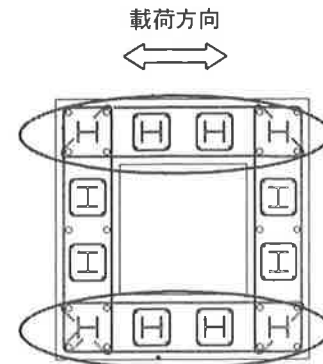


図 7 せん断耐力に寄与すると考える H 形鋼

式（2）、式（3）、および式（4）により、コンクリート、せん断補強筋、および H 形鋼が負担する設計せん断耐力を算出すると以下のようなものである。なお、設計せん断耐力の算出にあたって、材料強度は試験値（表 1 および表 2 参照）を使用した。

$$\begin{aligned} V_c &= 621 \text{ (kN)} \\ V_s &= 585 \text{ (kN)} \\ V_{st} &= 473 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

以上より、3H 橋脚の設計せん断耐力 V は、

$$V = 621 + 585 + 473 = 1679 \text{ (kN)}$$

となる。

柱試験体の正負交番載荷実験結果から得られているせん断耐力は正側で +1885 kN、負側で -1750 kN であるので、実験値/設計値は 1.12 および 1.04 となり、式（1）による設計せん断耐力の算定は、安全側に評価できおり、昨年度実施した梁のせん断実験結果から得られた（4）式は実用的であることが確認できた。

5. まとめ

3H 橋脚の柱縮小模型による正負交番載荷実験を行い、以下の結果を得た。

- ① 3H 橋脚の設計せん断耐力は、コンクリート、せん断補強筋、および H 形鋼が負担する設計せん断耐力の単純累加で安全側に評価できる。
- ② 昨年度実施した梁のせん断実験結果に基づき、H 形鋼のウェブ面積の 60% がせん断耐力に寄与しているとした、H 形鋼が負担する設計せん断耐力の計算式は、実用的であることを確認した。
- ③ 柱試験体はせん断破壊を生じて、荷重の急激な低下は観察されなかった。したがって、3H 橋脚は優れた靱性を有する構造であることを確認した。

今後、実験結果を 3H 橋脚の設計に反映させ、H 形鋼の負担するせん断耐力を設計に考慮することにより、これまでの設計と比較して、せん断補強筋量を減らすことができるため、3H 橋脚の建設コスト削減が可能になる。

謝 辞

本実験の実施にあたり、独立行政法人土木研究所構造物グループ・福井次郎グループ長をはじめ、3H 工法研究会メンバーの方々には多くのご指導、ご助言を頂きました。ここに記し、感謝致します。

参考文献

- 1) 渡辺将之・今泉安雄・緒方辰男・田中浩一・大内一：鋼管・コンクリート複合構造部材の正負交番載荷試験，土木学会論文集 No.627, V-44, pp.113-132, 1999.8
- 2) 原夏生・河野一徳・篠田佳男・横沢和夫・町田篤彦：突起付き H 形鋼とプレキャスト型枠を用いた鉄骨コンクリート複合構造橋脚の構造性能に関する研究，土木学会論文集 No.662, V-49, pp.149-168, 2000.11
- 3) 日本道路公団：設計要領第二集，pp.5-47-5-71, 2000.1
- 4) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物，pp.106-119, 2002.12
- 5) 伊藤誠・北沢宏和・渋沢重彦：3H 工法による橋脚のせん断耐力に関する実験的研究，東急建設技術研究所報 No.30, pp.61-66, 2005.3
- 6) 国土交通省土木研究所，(財)先端建設技術センター，他 11 社：プレハブ・複合部材を用いた山岳部橋梁の下部工の設計・施工技術の開発に関する共同研究報告書－研究開発報告書－，共同研究報告書第 223 号，1999.4
- 7) 塩屋俊幸・岡田武二：鉄筋コンクリートはりのせん断強度に及ぼす骨材径の影響，第 7 回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.521-524, 1985.6
- 8) (社)土木学会：複合構造物設計・施工指針(案)，コンクリートライブラリー90, pp.84-132, 1997.10
- 9) 二羽淳一郎・山田一字・横沢和夫・岡村甫：せん断補強鉄筋のない RC はりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集 No.372 /V-5, pp.167-176, 1986
- 10) (社)土木学会：コンクリート標準示方書 構造性能照査編，pp.67-72, 2002

A CYCLIC LOADING TEST OF COLUMN BUILT BY HYBRID HOLLOW HIGH PIER METHOD

M.Ito, H.Kitazawa, and S.Shibusawa

Shear strength that may be expected to increase according to an effect of H-section steel is not considered on the current design method for Hybrid Hollow High-pier since it has generally been assumed that only concrete and stirrups were considered to resist the shear force. In a practical sense, it is well known that the proof strength of SRC structure increases after stirrup yielded. Experiments using beams subjected to shear force were previously conducted in order to clarify the mechanism of shear resistance and to evaluate it rationally. As a result, it was estimated that 60% of web section area in H-section steel was effective against the shear force, and the estimation method of section area contributing for the shearing resistance was suggested.

A cyclic loading test using column mockup built by 3H method was conducted for the purpose of verifying the validity of the suggested method estimating the shear strength of 3H-structure.

The following results were obtained from the cyclic loading test.

- 1) The shear strength of 3H-structure was evaluated by the sum total of each shear strength of concrete, stirrup, and H-section.
- 2) It was proper that 60% of area of web section of H-section was effective to shear strength.
- 3) The behavior of shear failure was ductile due to the existence of H-section steel.