

(14) 北陸新幹線、屋代南・北橋梁の計画と設計

日本鉄道建設公団	本社	設計技術室	正会員	宮崎 修輔
同 上		北陸新幹線建設局		森藤 眞治
同 上		北陸新幹線建設局		湯山 和利
同 上		本社 設計技術室		○古賀 学
株式会社	日本構造橋梁研究所		正会員	小宮 正久

1. はじめに

屋代南・北橋梁は、北陸新幹線(軽井沢・長野間)高崎起点104k756m~105k452mに位置し、更埴市内の国道18号、長野自動車道更埴インターおよび、長野自動車道と交差する橋梁である。

当橋梁は、桁剛性を高め、主塔を低くおさえた新しいタイプのPC斜張橋を採用している。本稿は、その選定理由ならびに、主桁および斜材の設計結果について述べるものである。

2. 橋梁計画

当橋梁前後は数キロメートルにわたり高架区間となっており、更埴インターおよび長野自動車道が縦断決定上のコントロールポイントとなっている。地域特性としては、住居地域および準工業地域が混在しており、地元新幹線対策委員会からは、新幹線全体の高さを極力抑え、千曲川沿いの自然あふれる土地がらと調和した構造とするよう、強い要望が出された。

支間割りの制約として、屋代南橋梁は国道18号線および更埴インターと交差するため、その中間のインター内雪水分室(雪水対策車両の駐車場等がある)部に橋脚を設置することとし、中央部の2×105mが確定した。屋代北橋梁は、中央自動車道(本線)とAランプ(上り流入線)とを一度に渡る必要があるため中央径間90mが確定した(図-1)。

構造形式選定の第1段階としてこれらの支間割りに適用できる構造形式を抽出した(表-1)。最終の構造形式はこれら各案の中から次の条件を考慮して選定することとした。

- 1) 建設費の節減に配慮すること。
- 2) 新幹線車両の走行性および乗り心地確保の面から、たわみ特性に優れた構造であること。
- 3) 当橋梁の取付区間を含めレールレベルを極力低くするため、桁高を抑えることが可能な形式であること。
- 4) 架橋地域は現在開発が進んでいる市街地であり、かつ千曲川や周辺の山並みなど自然の豊かな地域であることから、周辺環境との調和を十分配慮する必要があること。
- 5) 中央自動車道および国道18号線上で施工を行うため、通過交通に支障のない架設が可能な形式であること。

比較12案のうち、第2案 PC4(3)径間連続ラーメン箱桁、第5案 PC4(3)径間連続斜張橋および第6案 PC4(3)径間連続斜版橋の3案に絞り前記の条件を比較した結果、経済性は各案ともほぼ同じであるので、周辺の環境に対する配慮、景観面で優れる第5案 PC4(3)径間連続斜張橋を選定するこ

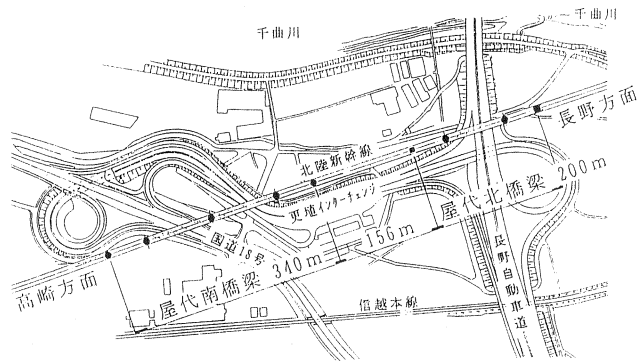
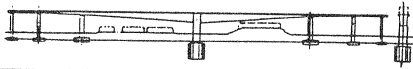
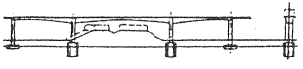
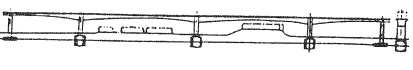
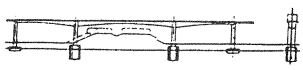
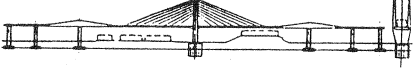
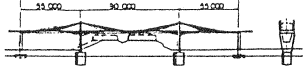

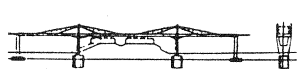
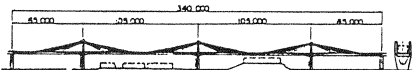
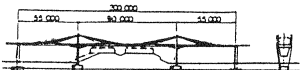
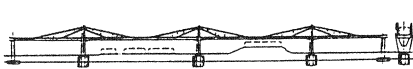
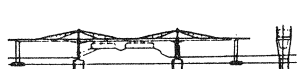
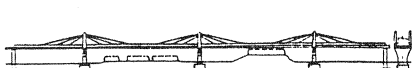

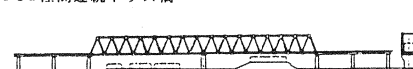







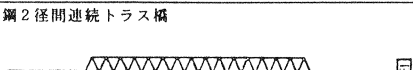
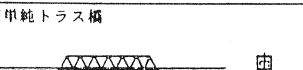


図-1 屋代南・北橋梁部平面図

表-1 屋代南・北橋梁構造形式比較一覧表

案	一 般 図		経 済 性	構 造 特 性	施 工 性	景 観	維 持 管 理	総 合 評 価
	屋代南橋梁	屋代北橋梁						
第①案	PC4径間(変形)連続ラーメン箱桁 	PC3径間連続ラーメン箱桁 	○	○	◎	△	◎	
第②案	PC4径間連続ラーメン箱桁 	PC3径間連続ラーメン箱桁 	◎	◎	◎	○	◎	○
第③案	PC4径間連続バックフィン+斜張橋 	PC3径間連続斜張橋 	○	○	○	○	○	
第④案	PC4径間(変形)連続斜版橋 	PC3径間連続斜版橋 	○	○	○	○	○	
第⑤案	PC4径間連続斜張橋 	PC3径間連続斜張橋 	◎	○	◎	◎	○	◎
第⑥案	PC4径間連続斜版橋 	PC3径間連続斜版橋 	◎	○	◎	◎	○	○
第⑦案	PC4径間連続下路斜張橋 	PC3径間連続下路斜張橋 	○	○	△	○	○	
第⑧案	PC2径間連続トラス橋 	PC3径間連続トラス橋 	△	○	△	△	△	
第⑨案	鋼4径間連続箱桁橋 	鋼3径間連続箱桁橋 	△	○	◎	○	△	
第⑩案	鋼2径間連続トラス橋 	鋼3径間連続トラス橋 	○	○	○	△	△	
第⑪案	鋼4径間連続箱桁橋 	鋼単純箱桁橋 	△	○	◎	○	△	
第⑫案	鋼2径間連続トラス橋 	鋼単純トラス橋 	◎	○	○	△	△	

ととした(写真-1・図-2参照)。

### 3. 設計概要

詳細設計を行うに当たっては、基本的に鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物(運輸省鉄道局監修、鉄道総合技術研究所編)に拠った。同標準は限界状態設計法により構成されている。屋代南および北橋梁は、プレストレストコンクリート構造のうちでも使用限界状態においてひび割れ発生を許さないPC構造として設計を行った。

また当橋梁は、鉄道橋として日本で初めて採用される構造形式であることから、北陸新幹線(軽井沢・長野間)橋りょう委員会(委員長;松本嘉司東京理科大教授)を設けて特殊条件等を決定した。

#### ・設計条件

橋長; (南) 65+105+105+65 = 340m  
(北) 55 + 90 + 55 = 200m

線数; 複線(幅員12.8m)

軌道種別; スラブ軌道

列車荷重; P-16(設計最高速度260km/h)

#### ・主要材料

主桁・主塔コンクリート;  $f'_{ck} = 400 \text{ kgf/cm}^2$

橋脚コンクリート;  $f'_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2$

斜材; 19T15.2(SWPR7B)

桁内鋼材; 12T15.2(SWPR7B)

鉄筋; SD345

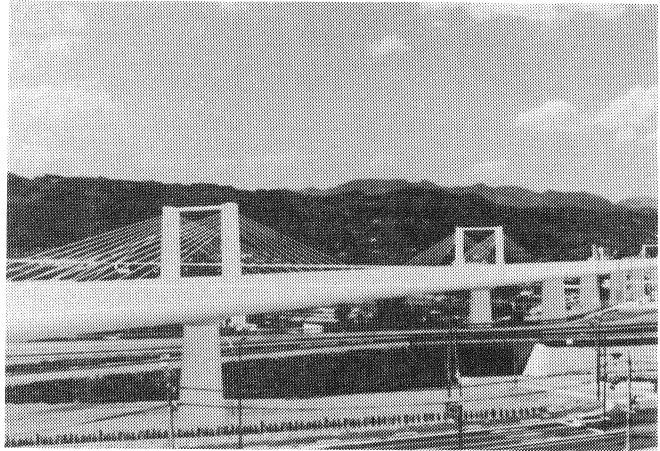


写真-1 屋代南・北橋梁(コンピュータグラフィック)

表-2 主桁応力度の制限値 ( $f'_{ck} = 400 \text{ kgf/cm}^2$ )

		制限値
終局 限界	設計曲げ耐力と設計曲げモーメントの比	1.0以内
	設計せん断耐力と設計せん断力との比	
	設計斜圧縮耐力とせん断力の比	
使用 限界 状態	永久荷重作用時	縁圧縮応力度 160 kgf/cm <sup>2</sup>
		縁引張応力度 0 kgf/cm <sup>2</sup>
	変動荷重作用時	縁引張応力度 12 kgf/cm <sup>2</sup>
	斜引張応力度	19 kgf/cm <sup>2</sup>
施 工 時	縁圧縮応力度	235 kgf/cm <sup>2</sup>
	縁引張応力度	21.6 kgf/cm <sup>2</sup>
	斜引張応力度	19 kgf/cm <sup>2</sup>
斜材 交換	縁引張応力度	21.6 kgf/cm <sup>2</sup>
耐震	設計曲げ降伏耐力と設計曲げモーメントの比	1.0以内

#### 3.1 主桁および斜材応力度の制限値

主桁および斜材応力度の制限値は表-2および表-3に示すとおりである。当橋梁に対して特に定めた条件は、斜材交換時主桁コンクリート縁引張応力度および斜材引張応力度の制限値である。斜材交換時に対する検討は橋りょう委員会を示された保守点検時の課題であり、斜材が1本除去された構造系に対しても、主桁コンクリート縁引張応力度が、施工時の制限値と同等値を越えないように定めた。また、斜材引張応力度の使用限界状態における制限値は、風などの影響でケーブルが振動することにより発生する定着具近傍の局所的な曲げ引張応力の解析が困難との判断から、インナーケーブルとは異なる  $0.4f_{pud}$  におさえることとした。

表-3 斜材応力度の制限値 (SWPR7B)

	引張 応 力 度	備 考
使用状態	76 kgf/mm <sup>2</sup>	0.4 $f_{pud}$
架 設 時	114 kgf/mm <sup>2</sup>	0.6 $f_{pud}$
地 震 時	133 kgf/mm <sup>2</sup>	0.7 $f_{pud}$
斜材交換時	133 kgf/mm <sup>2</sup>	0.7 $f_{pud}$

$f_{pud} = 190 \text{ kgf/mm}^2$  (設計引張強度)

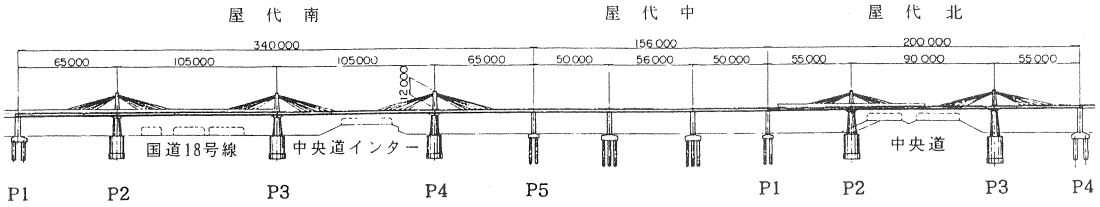


図-2 屋代南・北橋梁側面図

### 3.2 主桁の設計

主桁の設計については中央径間長の長い南橋梁について述べることにする。

架設中における中間支点部の曲げモーメント変化を図-3に示す。また使用限界状態における曲げモーメントおよび曲げ応力度をそれぞれ図-4、図-5に示す。図-6は終局限界状態における曲げモーメントに対する検討結果である。

主桁の負の曲げモーメントは、中央橋脚(P3)付近断面で最大値が発生する。クリティカルとなる限界状態は終局時であるが、斜材交換時においても制限値に近い応力度が発生する。交換時の上縁曲げ引張応力度(-20.9kgf/cm<sup>2</sup>)は徐行運転(複線・衝撃無視)を条件として制限値(-21.6kgf/cm<sup>2</sup>)を満たすことができる。通常の使用状態においてはほぼフルプレストレスとなっている。

正の曲げモーメントに対しては使用限界状態で補強量が決定する。使用限界状態における縁引張応力度は、制限値を-12kgf/cm<sup>2</sup>としているが、斜材交換時の余裕を考慮して、目標を0kgf/cm<sup>2</sup>(フルプレストレス)として設計を行なった。斜材交換時(複線活荷重のみ考慮)の曲げ引張応力度は使用限界状態(複線活荷重+0.75i)に比べて-8kgf/cm<sup>2</sup>程度増加している。

施工中は主桁下縁側に引張応力が発生する。その値は制限値(-21.6kgf/cm<sup>2</sup>)以内ではあるが比較的大きな値(-15.6kgf/cm<sup>2</sup>)となっているので、施工時においては斜材のオーバプレストressingに注意する必要がある。

たわみは、図-7に示すように衝撃係数を考慮した場合においても制限値を満たしている。

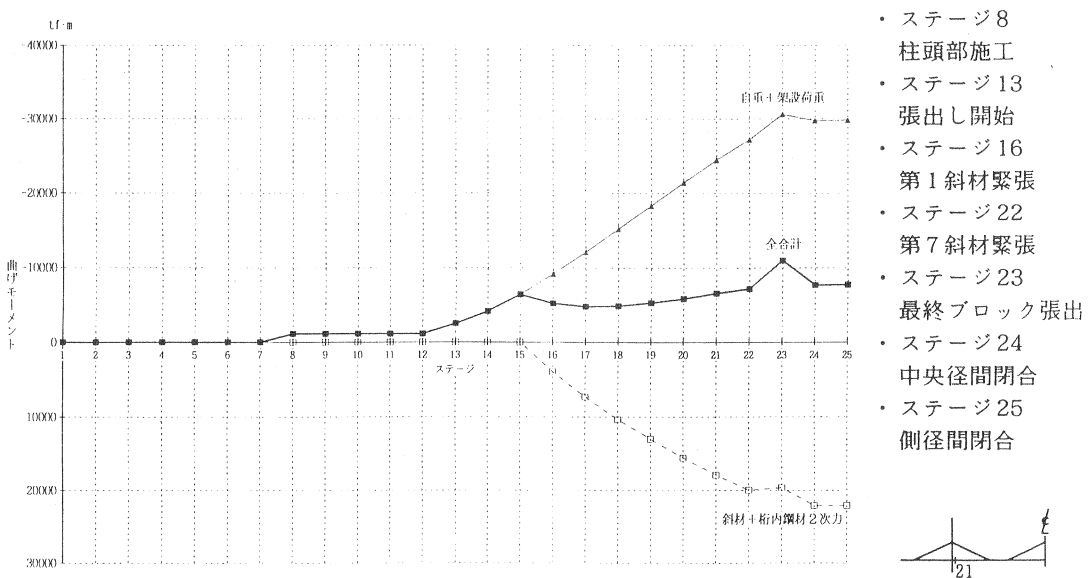


図-3 架設中における中間支点部(sec.21)曲げモーメント変化

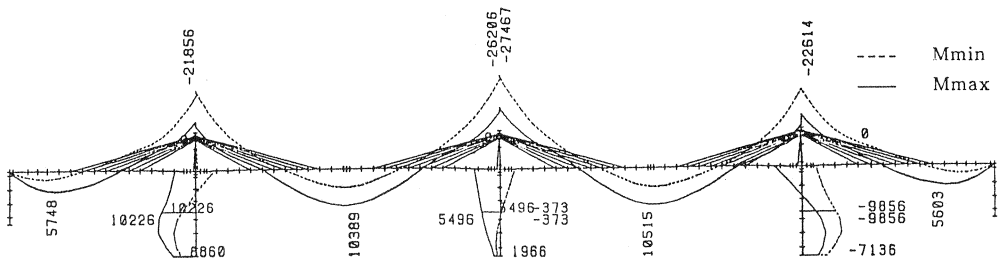
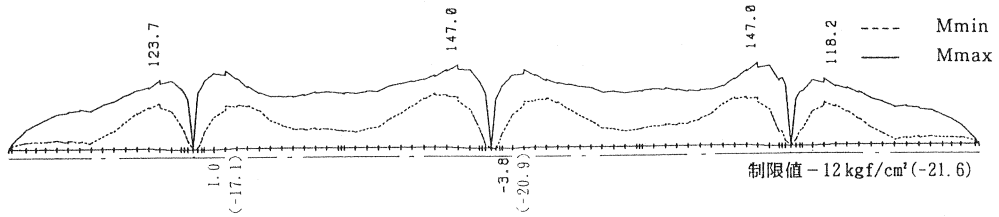
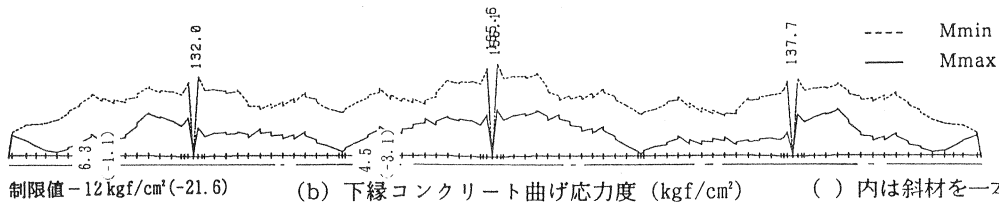


図-4 使用限界状態における曲げモーメント (tf・m)



(a) 上縁コンクリート曲げ応力度 (kgf/cm²)



(b) 下縁コンクリート曲げ応力度 (kgf/cm²)

( ) 内は斜材を一本撤去した場合。

図-5 使用限界状態における曲げ応力度

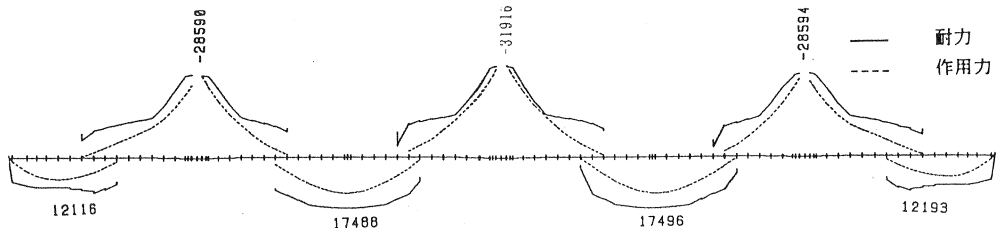


図-6 終局限界状態における耐力と作用曲げモーメント (tf・m)

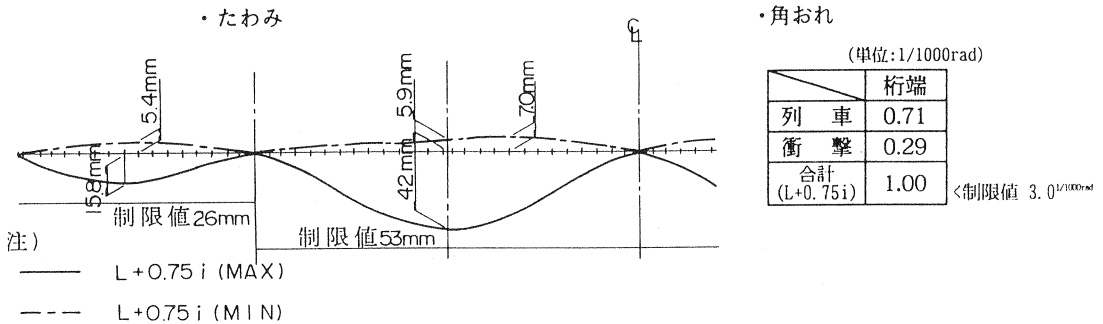


図-7 たわみに対する検討結果

### 3.3 斜材の設計

斜材の設計も主桁と同様、南橋梁について述べることにする。

斜材の張力は、架設中に柱頭部断面下縁で大きな引張応力が発生しないように、また使用限界状態における制限値をオーバーしないように選定した。他の状態における張力は制限値に対して十分な余裕がある。

導入時張力と最終ステージにおける張力は表-4に示すとおりである。

斜材は表-5に示すとおり、使用限界状態においてはほぼ制限値まで使った設計となっている。

疲労に対する検討において、疲労強度は、使用限界状態における制限値を $0.4f_{pud}$ におさえていることもあり、インナーケーブルと同様の式を用いて算出することとした。

疲労限界状態における検討結果は表-6に示すとおりである。斜材の変動応力は最大で $5.1 \text{ kgf/mm}^2$ 発生している。これは当初の予想値(通常の斜張橋における変動応力の $1/3$  ( $4 \text{ kgf/mm}^2$ )程度)よりも大き目であるが、4径間連続構造であることがその原因と考えられる。端部を支持された側径間の変動応力の最大値が $4.1 \text{ kgf/mm}^2$ であること、また3径間連続である北橋梁の最大値が $2.8 \text{ kgf/mm}^2$ であることから、4径間連続構造の中央径間部分では変動応力が大きくなるのがわかる。今回の場合は、多少大き目の値とはなっているものの設計疲労強度に対しては十分安全な結果となっている。

斜材交換時において、斜材が1本撤去された場合でも他の斜材へはそれほど大きな影響はなく、斜材交換時において設定した制限値 ( $133 \text{ kgf/mm}^2$ ) に対しては十分な余裕がある。

### 4. おわりに

屋代南・北橋梁は平成7年度内の完成を目指して、鋭意施工中である。

本稿においては、屋代南・北橋梁で新しいタイプのPC斜張橋を採用した理由、またその構造挙動の特徴となる主桁と斜材の概要について述べた。今後、この種の構造形式を計画する上で参考となれば幸いである。

最後に当橋梁の設計に際し、多大なご指導をいただいた北陸新幹線(軽井沢・長野間)橋りょう委員会(委員長:松本嘉司東京理科大学教授)の委員、ならびに関係者各位に感謝の意を表します。

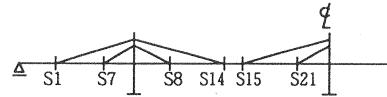


表-4 斜材の導入時と構造系完成時応力度 ( $\text{kgf/mm}^2$ )

	A. 導入時	B. 構造系完成時	B/A
S15	70.0	70.0	1.00
S16	71.3	66.8	0.90
S17	72.1	59.6	0.81
S18	75.1	53.5	0.73
S19	77.8	50.1	0.65
S20	83.5	47.4	0.60
S21	89.2	47.8	0.57

制限値  $114 \text{ kgf/mm}^2$  ( $0.6f_{pud}$ )

表-5 斜材の使用限界状態応力度 ( $\text{kgf/mm}^2$ )

	A. 永久荷重	B. 使用限界	B/制限値
S15	62.7	73.0	0.96
S16	62.8	73.7	0.97
S17	63.0	74.4	0.98
S18	63.3	75.0	0.99
S19	62.7	74.7	0.98
S20	63.6	75.6	0.99
S21	64.0	75.9	1.00

制限値  $76 \text{ kgf/mm}^2$  ( $0.4f_{pud}$ )

表-6 斜材の疲労限界状態応力度 ( $\text{kgf/mm}^2$ )

	A. $\sigma_{sd}$ 設計変動応力	B. $f_{prd}$ 設計疲労強度	$\gamma_i \cdot A/B$
S15	4.2	8.7	0.48
S16	4.5	8.7	0.52
S17	4.8	8.7	0.55
S18	5.0	8.6	0.58
S19	5.1	8.7	0.59
S20	5.1	8.6	0.59
S21	5.0	8.6	0.58

$\gamma_i$ ; 構造物係数 = 1.0 < 1.0

表-7 斜材交換時の隣接斜材応力度 ( $\text{kgf/mm}^2$ )

	A. 使用限界	B. 撤去時	B/A
S1撤去時のS2	74.8	74.8	1.0
S7撤去時のS6	74.3	75.6	1.02
S8撤去時のS9	75.5	77.1	1.02
S14撤去時のS13	73.8	73.8	1.0
S15撤去時のS16	73.7	72.7	0.99
S21撤去時のS20	75.6	76.5	1.01

撤去時の制限値  $133 \text{ kgf/mm}^2$  ( $0.7f_{pud}$ )  
撤去時は衝撃を無視している。