

VI-272

ステンレス鋼板を用いた鋼板接着構造の曲げせん断特性

清水建設 正会員 長澤 保紀
 東京電力 苗村 佳男
 東電設計 正会員 円谷 喜只
 清水建設 久保 嘉彦
 清水建設 正会員 小川 晃

1. はじめに

既設洞道において洞道RC壁内面の補強に鋼板接着工法を採用することが検討された。同工法は橋梁床版の補強対策に多用され使用実績も多い。今回の検討では、鋼板材質を耐腐食性に優れているステンレス（SUS）とし、これを洞道RC壁内面に配置してアンカーボルトで仮止めし、その隙間にエポキシ樹脂を後注入する工法を対象とした。ところが、側壁に常時の設計荷重が作用した状態でSUS鋼板を接着するために側壁に残留した常時荷重の応力が地震時設計荷重作用時の（側壁+SUS鋼板）の耐力にどのような影響を及ぼすか、また、鋼板接着補強によって曲げ耐力と同様にせん断耐力も向上するのか、また、鋼板の接着について材料仕様はあるがその接着耐力をどう扱うか、などの問題点があげられた。そこで、洞道側壁断面を模擬した実大の試験体を作製し、（SUS鋼板接着+アンカーボルト）補強を行った場合の補強効果、側壁残留応力の影響、せん断耐力への寄与、について実験的に検討を行った。

表-1 試験体の要因と水準

2. 実験方法

実験の要因と水準ならびに試験体名称を表-1に示す。なお、設計において地震力作用時にボックスカルバート隅角部を塑性ヒンジ化させて断面計算した時に必要な鋼板枚数は洞道軸方向1.5m当り2枚であった。試験体の形状寸法・配筋状況の一例を図-1に示す。

鋼板枚数	補強前 (補強なし)	鋼板+エポキシ樹脂接着+アンカー定着		
		仮止めアンカー 2箇所止め	長尺アンカー 2箇所止め	長尺アンカー 4箇所止め
0枚	S00	—	—	—
2枚	—	S22	S22L	S24L
3枚	—	S32	—	—
4枚	—	S42	—	—

基本試験体S00で引張鉄筋比0.002、せん断スパン比 $a/d \approx 3.8$ である。使用材料を以下に示す。

- ・コンクリート： $f_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2$
- ・鉄筋：丸鋼 $\phi 13\text{mm}$ 、材質SR235
- ・鋼板：厚さ5mm、幅172mm、材質SUS304
- ・仮止アンカー：M10×50mm、材質SUS304
- ・長尺アンカー：M22×220mm、材質SUS304
- ・エポキシ樹脂：引張せん断強度136～154kgf/cm²

また、あらかじめスパン中央部に模擬ひびわれ（厚さ0.75mm×高さ200mm×長さ1200mmの薄鋼板）を設けてコンクリート打設した。

載荷装置は図-2のように、鋼板接着作業の

都合から天地を逆とし、中央集中線荷重載荷方式とした。載荷手順としては、はじめに0.5tonf程度の載荷を行った後に、短期許容曲げモーメント作用荷重5.22tonfまで載荷し、試験体の両支点部分のPC鋼棒をナット鉄筋コンクリート、補強、ステンレス鋼板、鋼板接着、曲げせん断

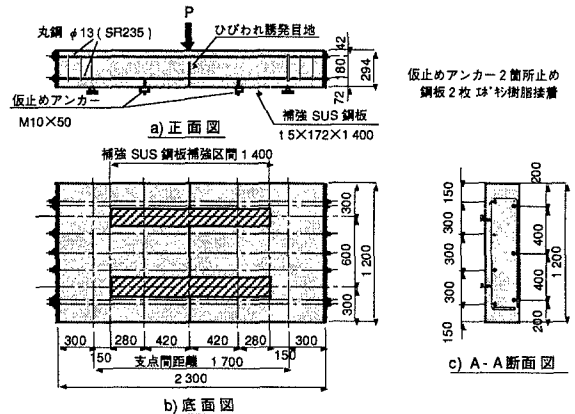
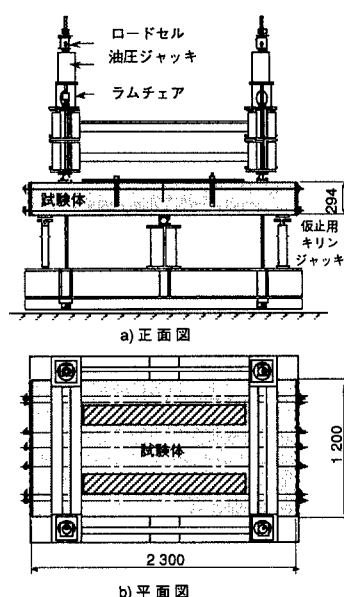


図-1 試験体の形状寸法・配筋状況（S22試験体）



図－2 載荷装置（S22L 試験体）

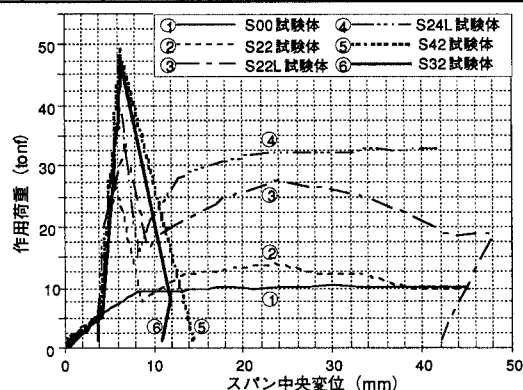
ト定着させた。次いで、この状態でアンカー設置作業・SUS鋼板接着作業を行い、エポキシ樹脂の硬化材令8日経過後に、破壊まで単調増加で載荷した。

3. 実験結果と考察

実験結果一覧を表－2に、作用荷重変形関係を図－3に示す。これらの結果から以下の事項が明らかとなった。1) S00試験体はスパン中央にひび割れが集中して曲げ引張破壊を生じた。2) SUS鋼板2枚接着補強試験体ではエポキシ樹脂両界面で付着破壊を起し耐力低下を生じたが基本試験体と同程度の変形性能（ $5\delta y$ ：約40mm）を示した。最大荷重後の残存耐力については、仮止めアンカーでは引き抜けたために基本試験体と同程度であったが、長尺アンカーの場合、2箇所止めで最大荷重の78%、4箇所止めで最大荷重の83%の残存耐力を示した。3) SUS鋼板3枚接着およびSUS鋼板4枚接着の補強試験体では、付着破壊を生ずることなく片側スパンの鋼板端部から斜めにせん断ひびわれが発生してせん断破壊を生じ、急激な耐力低下を示した。4) 補強試験体のいずれにおいても、最大荷重時まで補強鋼板の降伏はなかったが、長尺アンカー4箇所止めの場合に付着破壊後鋼板降伏を生じていた。5) 短期許容設計荷重を上回って補強効果が十分と認められたのは、長尺アンカー4箇所止めのSUS鋼板2枚接着補強、仮止めアンカー2箇所止めの3枚接着補強および4枚接着補強の3ケースであった。6) SUS鋼板接着に対する付着耐力として、アンカー定着効果が少なかったS22試験体の結果から板厚5mm、板幅172mmで29.94tonfを期待できると判断された。7) SUS鋼板接着によるせん断耐力増を接着鋼板を主鉄筋換算として期待できる結果を得、今回の実験範囲内では、土木学会終局限界状態設計法における設計せん断耐力値に低減係数0.80を乗じることで説明できる。8) 残留応力度として作用させた短期許容設計荷重は、主鉄筋降伏までのひずみ挙動に影響がみられるが、破壊形式が異なることもあり、終局耐力に影響を及ぼしていないと判断される。今後の課題として、鋼板接着における接着剤の付着強度設計モデルの構築、ならびに、鋼板接着におけるせん断破壊データの蓄積と今回構築した設計モデルの再検証があげられる。

表－2 実験結果一覧表

試験体名称	S00	S22	S22L	S24L	S32	S42
f_{ck} (kgf/cm ²)	300	325	325	349	367	349
最外縁鋼材の d_t (cm)	22.2	30.15	30.15	30.15	30.15	30.15
引張鋼材比 ρ_t	0.002	0.006	0.006	0.006	0.008	0.011
接層材の引張せん断強度 (kgf/cm ²)	—	136	136	150	154	150
短期許容設計荷重 Pad (tonf)	5.22	29.9				
設計曲げ降伏荷重 P_{ycal} (tonf)	9.12	38.02	38.02	38.02	53.56	68.83
設計曲げ耐力 P_{mucal} (tonf)	10.56	45.27	45.27	45.52	62.15	78.13
設計せん断耐力 P_{vucal} (tonf)	18.38	50.79	50.79	52.02	59.13	63.17
破壊形態	曲げ引張	付着	付着	付着	せん断	せん断
曲げ降伏荷重 P_y (tonf)	8.20	P_{max} 後鉄筋降伏	P_{max} 後鉄筋降伏	P_{max} 後鋼板降伏	降伏せず	降伏せず
最大荷重 P_{max} (tonf)	10.28	29.94	35.20	39.55	47.57	52.80
P_{max}/Pad	1.97	1.00	1.18	1.32	1.59	1.77
P_{max}/P_{mucal}	0.97	—	—	—	—	—
P_{max}/P_{vucal}	—	—	—	—	0.80	0.84



図－3 作用荷重－スパン中央変位関係