

周辺架構が低強度コンクリートで構成される増し打ち耐震壁の耐震工法に関する実験的研究 (その2)

正会員 ○大久保静香*1 正会員 根口 百世*3
同 高月 行治*2 同 南 宏一*4

低強度コンクリート 耐震補強 耐震壁
耐震補強工法 斜張力ひび割れ荷重 終局せん断強度

1. 斜張力ひび割れ荷重の計算

外枠に水平荷重 P が作用したとする。その時の壁版のせん断変形は図-1(a)となり 45 度方向に引張力が作用してひび割れが発生すると仮定した場合、変形方向に引張る力に対して釣り合う引張応力度 σ_1 が作用し、かつ、壁版周辺に作用するせん断応力度 τ は

$$\tau = \frac{Q}{\ell \cdot t} \tag{1}$$

ここに τ : せん断応力度 ℓ : 長さ
 Q : せん断力 t : 幅

で与えると仮定すると図-1(c)の示力図より、水平方向のつり合いを考える。

$$\sigma_1 \cdot \sqrt{2} \ell \cdot t \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} - \tau \cdot \ell \cdot t = 0 \tag{2}$$

この結果、せん断応力度 τ はコンクリート引張応力度と等しいことが分かる。ここで、コンクリートに生ずる引張応力度 σ_1 がコンクリート強度 F_t と等しくなった時に斜張力ひび割れが生ずると仮定する

$$Q_{cr} = F_t \cdot \ell \cdot t \tag{3}$$

ここに、 $F_t = 0.56 \sqrt{\sigma_B}$

なお、構造スリットを設けた場合は 2S を減じた長さ $(\ell - 2S)$ とする。以下の式も同様である。

2. 終局せん断荷重の算定

壁のせん断変形により 45 度方向に圧縮場が形成されるとする。図-2(a)の斜線部で表した 3 角形要素に作用するせん断応力度 τ 、対角圧縮応力度 σ_D 、垂直圧縮応力度 σ_R とすと図-2(b)の示力図より水平力のつり合いから式(4)が得られる。

$$\tau = \frac{\sigma_D}{2} \tag{4}$$

壁版のスリップ破壊によって終局荷重が得られると仮定すると、対角圧縮応力度 σ_D が圧縮応力度 $\sigma_B/2$ と等しくなり、終局せん断荷重 Q_{cu} が成り立つ

$$Q_{cu} = \frac{\sigma_B}{4} \cdot \ell \cdot t \tag{5}$$

次に壁筋で降伏する場合、せん断応力度 τ 、対角圧縮応力度 σ_D 、垂直方向の鉄筋の引張応力度 $p_w \sigma_w$ とすると、

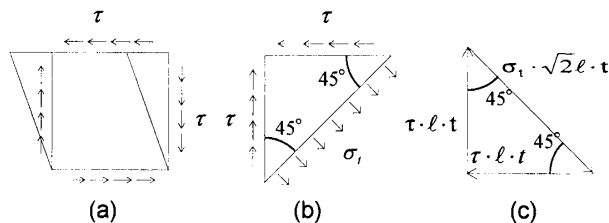


図-1 斜張力ひび割れに対する考え方

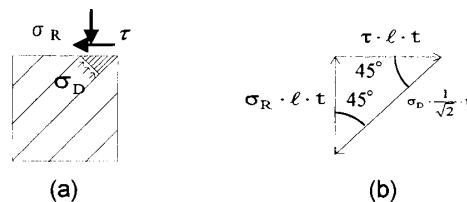


図-2 終局せん断荷重に関する考え方

図-3 の示力図より、垂直方向のつり合いを考え、対角方向の応力度 σ_D を求めると、

$$\sigma_D = 2p_w \cdot \sigma_w \tag{6}$$

が得られる。式(4)と式(6)より、壁筋の引張応力度 σ_w において式(7)が得られる。

$$\tau = p_w \sigma_w \tag{7}$$

壁筋の降伏引張応力度を σ_{wy} とすると、壁筋で決まる降伏荷重 Q_{wy} は

$$Q_{wy} = p_w \sigma_{wy} \cdot \ell \cdot t \tag{8}$$

したがって、終局せん断荷重 Q_U は、式(5)および式(9)

$$Q_U = \min(Q_{cu}, Q_{wy}) \tag{9}$$

として得られる。

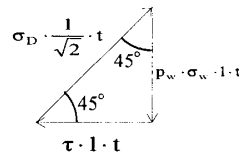


図-3 鉄筋降伏時の釣り合い

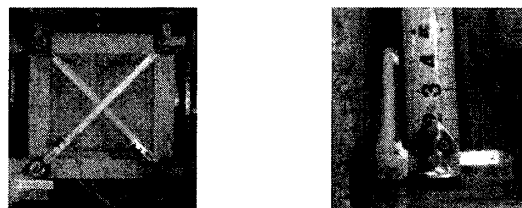


写真-1 試験体設置状況

表-1 実験結果一覧表

整理番号	斜張力ひび割れ発生時		理論値	正荷重時			理論値	終局変位	
	荷重[kN]	部材角[10 ⁻² rad]		最大荷重時				部材角[10 ⁻² rad]	変位量[mm]
			Q _{cr} [kN]	荷重[kN]	部材角[10 ⁻² rad]	変位量[mm]			
No.1	98.9	0.15	124.57	253.75	0.79	7.12	255.05	1.04	9.4
No.2	82.92	0.15	72.51	175.82	0.58	5.26	86.41	1.41	12.68
No.3	60.94	0.06	72.51	202.8	0.57	5.14	86.41	1.60	14.44
No.4	182.82	0.31	121.06	264.74	0.94	8.48	240.90	1.33	11.94
No.5	153.85	0.33	107.61	220.78	0.79	7.08	214.14	1.60	14.44
No.6	157.84	0.40	94.16	172.83	0.59	5.34	187.37	1.60	14.42

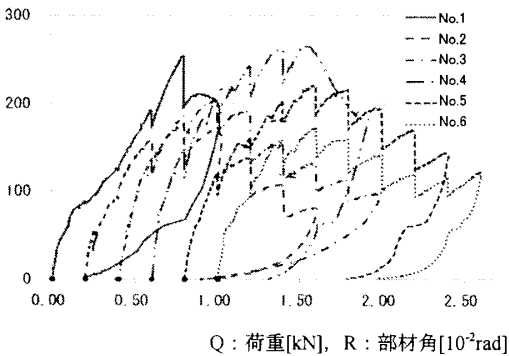


図-4 正荷重時の第一サイクルに対する包絡線

3. 荷重—変形関係

写真-1 に試験体設置状況を、表-1 に実験結果一覧表を示す。

試験体 No.1 は最大荷重が負荷重時に-312.69kN と最も大きいですが、最大変位部材角は負荷重時で 1.01×10^{-2} rad と最も小さい。No.2 は No.1 より最大荷重は小さいが、最大変位部材角は正荷重時で 1.41×10^{-2} rad と大きく、変形能力が大きいことが示された。No.3 は No.1 より最大荷重が小さいが最大変位部材角 1.60×10^{-2} rad と大きく、耐震壁に低強度コンクリートを用いることで変形能力が大きくなるが示された。No.4 は No.2 より最大荷重が大きいですが、最大変位量が小さく、耐震壁に普通強度コンクリートを用いることで、強度は上昇するが変形能力が小さくなるが示された。

No.4, No.5, No.6 では、最大荷重は No.4 が最も大きいですが変形能力は最も小さく、構造スリット S=50mm の No.5 では変形能力が最も大きいことが示された。S=100mm の No.6 は最大荷重が No.5 の最大荷重より小さいが最大変位量はほとんど変わらないことが示され、変形能力は No.4 より大きいことが示された。

4. 最大耐力以後の耐力低下状況

図-4 に各試験体の正荷重時における第一サイクルの包絡線を示し、最大荷重後の荷重の低下を検討した。最も低下が大きい試験体は No.4 で最大荷重を迎えた後の第一

サイクル正側時に最大との差が126.88kNとなった。

No.1 は 30.97kN と次に大きく、せん断破壊と壁の中央がスリップ破壊をした。

No.1, No.4 の壁のコンクリート強度が 20N/mm² 級のもののは最大耐力を迎えた後、塑性流れが生じた。

No.2 および No.3 は 13.98kN と 12.99kN で No.1 よりも少ない値となり、両試験体とも最大荷重を迎えた後、緩やかに低下し柱と壁の隙でスリップ破壊が生じている。

No.5 は差が 5.99kN と最も小さく、緩やかに最大荷重を迎え、その後も緩やかに荷重が低下した。また、No.4 よりも耐力は低下するが初期せん断ひび割れはほぼ同じ耐力と変位位置で入った。最大荷重の後負側で梁端部のコンクリートが浮き上がり、壁には大きなひび割れが生じにくくなり、梁端部の破壊が進行した。

No.6 では 14.99kN および No.2 と近い数値が出た。最大荷重の後の負荷重時で柱端部のコンクリートが浮き上がり、壁には大きなひび割れが生じにくくなり、柱端部の破壊が進んだ。その後壁のスリット部分の角が柱・梁隅角部を押したため荷重が少し上昇した。 1.00×10^{-2} rad 以降の荷重の低下率が最も小さい値を示した。

5. まとめ

最大耐力以後の耐力低下状況より低強度コンクリートを使用することは急激に耐力低下を防ぐことに有効であることが示された。

最大耐力付近では壁筋が降伏し最大耐力以降の変位が 1.0×10^{-2} 以上では柱・梁主筋が降伏し、壁筋が荷重—変形関係に有効に作用していることが示された。

スリットが 50mm では耐力が小さくなるが、変形能力向上には効果が発揮される。スリット 100mm では周辺部材のせん断破壊が卓越した。

スリットを設けることは、変位量の向上や強度低下を緩やかに低下させることに有効であることが示された。具体的にどのようなスリット長さが良いのか、また、低強度コンクリート固有の変形能力の有効活用も今後の研究課題である。

謝辞 本研究の実施にあたっては、平成 21 年度科学研究費補助金(基盤研究(B) 課題番号:21360268 代表研究者:広島大学大学院准教授荒木秀夫)の助成を受けた。ここに記して謝意を表す。

*1 ADO 建築設計事務所
 *2 広島県東部生コンクリート共同組合
 *3 高知工業高等学校定時制建築科 教諭・博士(工学)
 *4 福山大学 名誉教授・工博

*1 ADO Architectural Design Office
 *2 East Hiroshima Ready Mixed Concrete Cooperative
 *3 Teacher, Department of Architecture, Kochi Technical High School, Dr. Eng.
 *4 Prof. Emeritus, Fukuyama Univ., Dr. Eng.