

ESFUERZO DE CORTE EN VIGAS DE MARCOS SISMORRESISTENTES DE HORMIGON ARMADO

Fernando YAÑEZ U.*

Ernesto GOMEZ G.*

RESUMEN

En este trabajo se muestra que en las zonas críticas de las vigas de marcos sismorresistentes, donde concurren simultáneamente el máximo momento flector y el máximo esfuerzo de corte, la colaboración del hormigón en la resistencia al corte, V_c , es nula independientemente de que la carga sea o no reversible. En estas zonas, entonces, hay que despreciar la colaboración del hormigón. Fuera de dichos puntos, es factible considerar la colaboración del hormigón de acuerdo con los procedimientos usuales.

INTRODUCCION

La resistencia al esfuerzo de corte en elementos de hormigón armado ha sido estudiada fundamentalmente en vigas simplemente apoyadas¹, y ha sido tradicional considerar en ella la colaboración tanto del hormigón como de las armaduras. En este tipo de ensayos, realizado normalmente con dos cargas concentradas situadas simétricamente, la sollicitación determinante ha sido precisamente el esfuerzo de corte. Sin embargo, en las vigas de los marcos dúctiles utilizados en edificios antisísmicos, la zona más crítica en relación con el corte corresponde al punto adyacente a las columnas, donde se produce la concurrencia simultánea del máximo momento de flexión con el máximo esfuerzo de corte.

* Investigadores de IDIEM, Universidad de Chile.

Esta circunstancia hace pensar que el procedimiento usualmente establecido de considerar la colaboración del hormigón en la resistencia al corte podría ser incorrecto en este caso, sobre todo si se considera que el agrietamiento característico de la reversibilidad de la acción sísmica invalida los considerandos de la teoría que asigna al hormigón un papel colaborador.

Estas conjeturas se han visto confirmadas por ensayos y trabajos realizados en el último tiempo por diversos autores^{2,3,4} en probetas sometidas a *cargas cíclicas*. En las zonas críticas antes mencionadas se produce un mecanismo de falla por flexión-corte² (*flexure-shear mechanism*): las fisuras por tracción diagonal se combinan con las correspondientes a la carga en sentido contrario y con las verticales de flexión, dando como resultado grietas aproximadamente verticales como se muestra en la Fig. 1. De este modo, la resistencia al corte se materializa sólo por la fricción y por el efecto tarugo (*dowel action*) de las armaduras longitudinales.

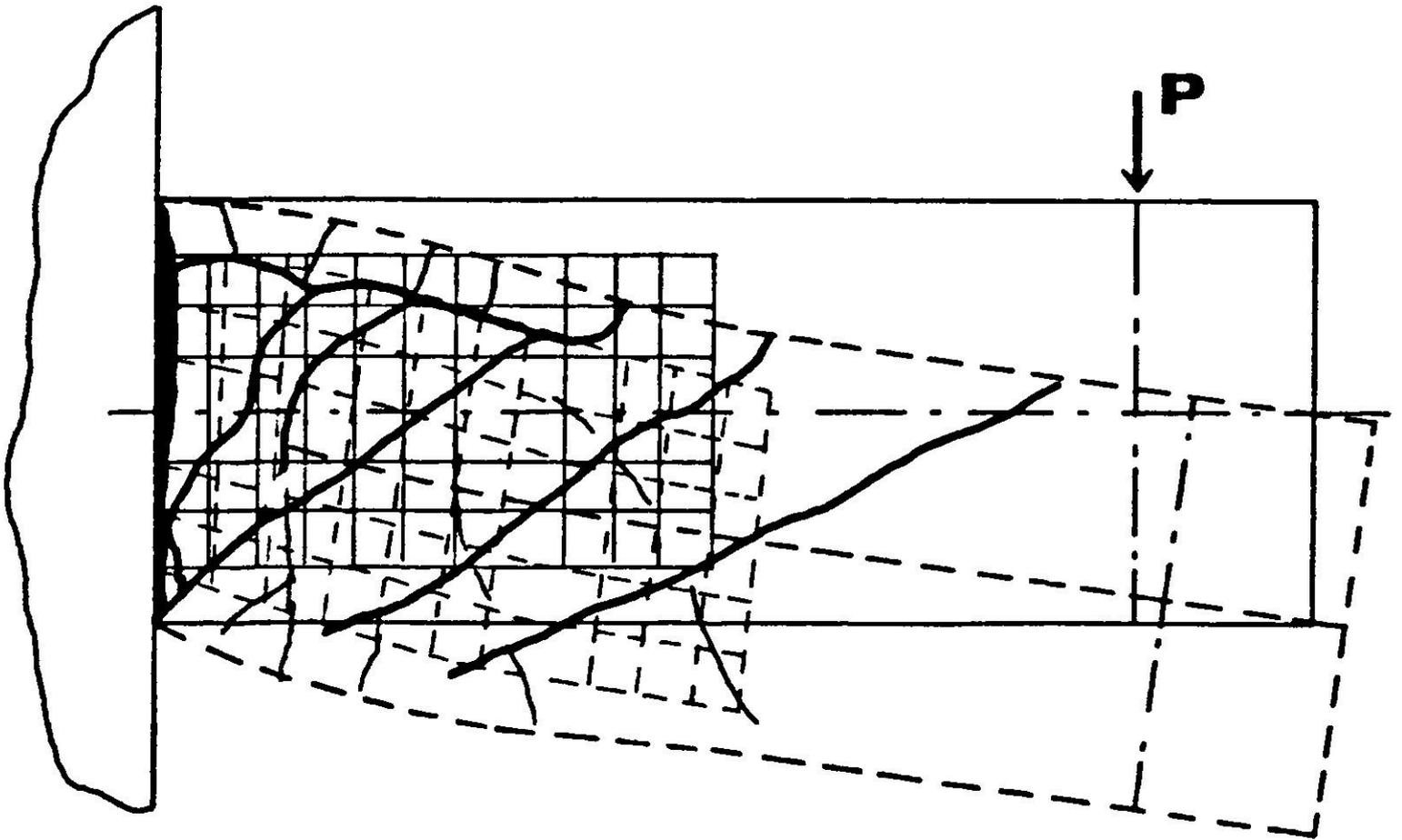


Fig. 1. Mecanismo de falla flexión-corte.

Los principales resultados obtenidos en esos ensayos pueden resumirse en las consideraciones que siguen.

- El parámetro más importante para caracterizar el tipo de comportamiento es la razón de corte a/d , como se define en la Fig. 2.
- Hay que determinar las sollicitaciones (momento y esfuerzo de corte) con los valores reales de la tensión en los aceros, es decir,

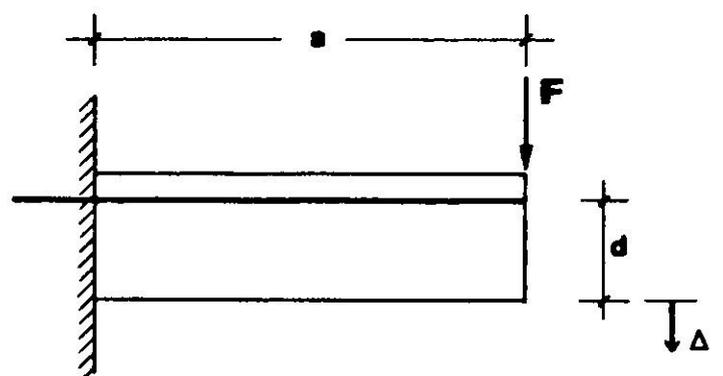


Fig. 2. Modelo de viga ensayada.

- αf_y , para considerar un eventual endurecimiento en frío, donde $\alpha > 1$.
- c) La tensión de corte nominal total (V_T/bd) no debe exceder de 1.6 a 1.9 veces $\sqrt{f'_c}$ kgf/cm².
- d) Hay que despreciar la colaboración del hormigón en la resistencia al corte.
- e) Si $V_T < 1.6 \sqrt{f'_c} \cdot bd$, entonces la cuantía de armadura transversal debe ser mayor o igual a

$$\rho_w \geq \frac{1.6\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad 1$$

donde ρ_w es A_v/b_s . Además, el espaciamiento, s , no debe exceder 6 diámetros de las barras longitudinales. f'_c y f_y están expresadas en kgf/cm².

- f) El uso de armadura transversal inclinada, en forma de cruz, en combinación con estribos verticales, hace mínima la degradación de la rigidez. El comportamiento mostrado en este caso es similar al obtenido en vigas de acero.
- g) El mecanismo *flexión-corte* sólo se produce en la región de rótula plástica, de modo que la armadura especial mencionada en (f) es necesaria en la zona de la plastificación; a lo largo del resto se pueden utilizar sólo estribos verticales, aunque la tensión de corte nominal aquí tiene el mismo valor nominal que en la rótula.
- h) Una de las fallas más frecuentes observadas es la pérdida de anclaje de las barras superiores en los nudos interiores de los marcos. Esto se debe a que los momentos máximos (es decir, los que originan la rótula plástica) se producen justo en la cara de la columna, exigiendo a las armaduras sus resistencias máximas. Para evitar que esta sollicitación extrema ocurra justo en los nudos, se ha sugerido armar las vigas de modo que la rótula se forme más lejos de la columna.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El código ACI 318.77⁵ establece que el cálculo del esfuerzo de corte se haga según las siguientes expresiones:

$$V_t = V_c + V_s \quad 2$$

$$V_c = v_c \cdot b \cdot d \quad 3$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \text{ kgf/cm}^2 \quad 4$$

$$V_s = A_v f_s d/s \quad 5$$

donde la fórmula (4) es la expresión más conservadora establecida por el código

mencionado; V_t = esfuerzo de corte total; V_c = colaboración del hormigón; V_s = colaboración de la armadura transversal.

En el presente trabajo se hace una evaluación de la colaboración del hormigón en la resistencia al corte, V_c , sobre la base de los resultados obtenidos en experiencias realizadas con uniones viga-columna de hormigón armado⁶.

ENSAYOS

Se confeccionaron tres vigas, V30, V40, V50, correspondientes a un ensamble viga-columna, con un largo $a = 1.50$ m y alturas totales de 30, 40 y 50 cm., Fig. 3, con factores de corte a/d de 6.2, 4.3 y 3.3 respectivamente; estos valores se resumen en la Tabla I.

TABLA I
FACTOR DE CORTE

Probeta	a cm	d cm	a/d
V 30	140	22,5	6,2
V 40	140	32,5	4,3
V 50	140	42,5	3,3

El hormigón empleado fue de resistencia media de 450 kgf/cm^2 en probeta cilíndrica, y acero A 63-42H, con límite de fluencia media de 4600 kgf/cm^2 .

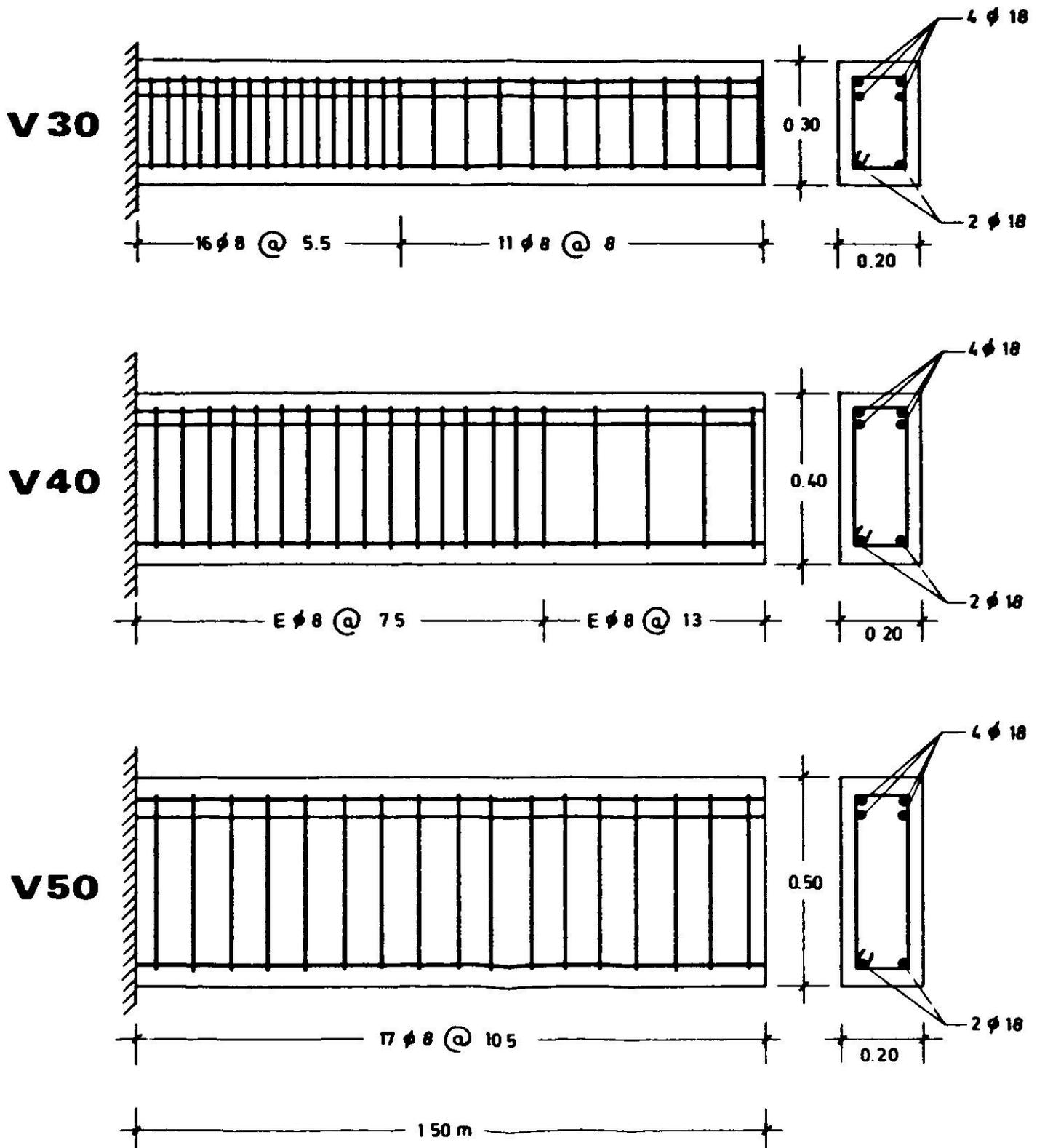
En la Fig. 3 se indica la armadura de las tres probetas. En la Tabla II se indican las cuantías de las armaduras transversales utilizadas.

TABLA II
CUANTIAS DE ARMADURA TRANSVERSAL DE LAS VIGAS

Probetas	Zona no confinada				
	V_t kg/cm^2	$A_{v\text{real}}$ cm^2	$s_{\text{máx}}$ cm	s_{real} cm	ρ_w^*
V 30	18.0	1.01	11	8.0	0.0063
V 40	19.0	1.01	16	13.0	0.0039
V 50	19.4	1.01	21	10.5	0.0048

Probetas	Zona confinada				
	$V_{v\text{real}}$ cm^2	$A_{v\text{cál.}}$ cm^2	$s_{\text{máx}}$ cm	s_{real} cm	ρ_w^*
V 30	1.01	0.37	5.5	5.5	0.0092
V 40	1.01	0.35	8.0	7.5	0.0067
V 50	1.01	0.38	10.0	10.5	0.0048

* $\rho_w = (A_v/bs)$



HORMIGON f_c 450 kg/cm² (cil)

ACERO f_y 4600 kg/cm² (A63-42H)

Fig. 3. Armadura de las vigas V30, V40, V50.

Se aplicó la carga F , Fig. 2, mediante gatos hidráulicos Amsler, y se midió la deformación Δ mediante un instrumento topográfico. La historia de la carga fue alternada de un ciclo y medio, en forma monótona. Además, se colocaron extensómetros eléctricos *strain-gages* en las dos ramas de los cuatro primeros estribos adyacentes al empotramiento.

RESULTADOS

Considerando que $V_t = F$, Fig. 2, de las fórmulas 2 y 5 se tiene,

$$V_c = F - A_v f_s d/s$$

como f_s se determinó mediante los *strain-gages*, conocemos el valor de la colaboración del hormigón en la resistencia al corte, V_c . En la Fig. 4 se ha graficado el esfuerzo de corte total, V_t , y la colaboración del hormigón, V_c , en función del desplazamiento Δ . En ellas se advierte que en los tres casos la colaboración del hormigón tiende a cero, es decir, la armadura transversal termina por soportar todo el esfuerzo de corte. En el ensayo de la probeta V30, desgraciadamente, por fallas circunstanciales, no se pudo recoger la información de los *strain-gages* en las últimas etapas; por eso, en la figura, la curva correspondiente se muestra discontinuada; en todo caso, la tendencia es clara. Estos resultados confirman la necesidad de no considerar la colaboración del hormigón en la resistencia al esfuerzo de corte en las zonas potenciales de rótulas plásticas, y adjudicar toda la carga a los estribos.

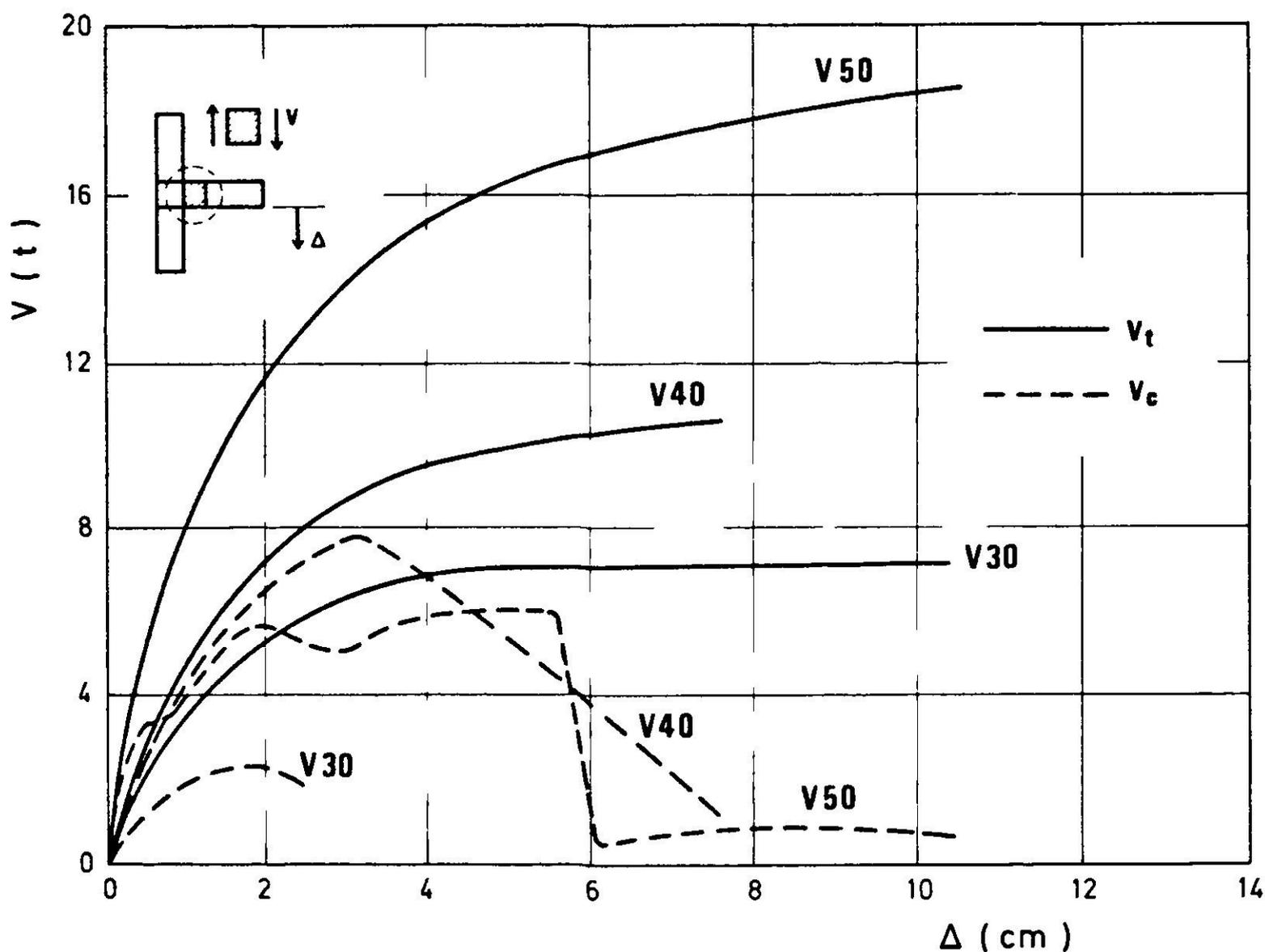


Fig. 4. Esfuerzo de corte total, V_t , y colaboración del hormigón en la resistencia al corte, V_c , en función del desplazamiento Δ .

Analizando estos resultados a la luz de la recomendación (e) de la Introducción, encontramos que sólo el espécimen V30 la cumple. En efecto, la expresión $1.6 \sqrt{f'_c}$ tiene el valor 34 kgf/cm^2 para un hormigón de resistencia 450 kgf/cm^2 ; en la primera columna de la Tabla II se observa que ningún valor lo sobrepasa. En cuanto a la limitación de la cuantía de la armadura transversal, $\rho_w \geq 0.0074$, solo

lo cumple la V30. Considerando nuestros ensayos, estimamos que la proposición (e) de Gosain et al³ es apropiada.

En la Fig. 5 se muestra un esquema de las grietas en el estado final en que quedaron después del primer cuarto de ciclo. Se aprecia que en la V30 las grietas están verticales, como las producidas sólo por flexión. En cambio en la V50 la inclinación, por efecto del corte, es notoria.

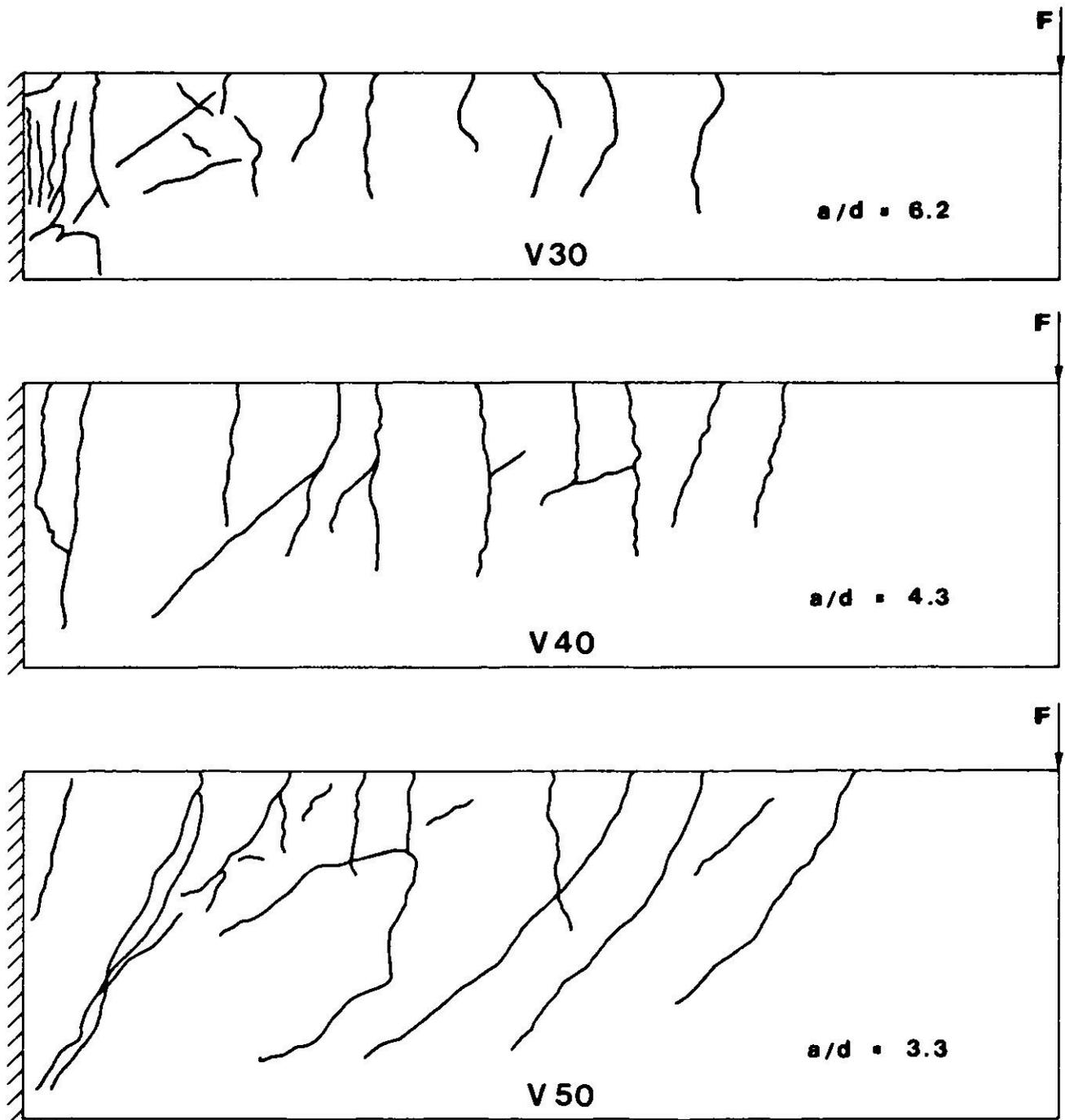


Fig. 5. Diagrama de grietas de las vigas de V30, V40 y V50, después del ensayo.

Cabe hacer notar, finalmente que todos los comentarios realizados corresponden a la zona donde se produce rótula plástica* (en este caso, donde coincide el máximo momento con un alto esfuerzo de corte), pero hay que tener presente que las fórmulas de la analogía del enrejado han sido deducidas más bien para las zonas cercanas al punto de aplicación de la carga F (la punta de la viga), o sea, en el extremo opuesto al de la plastificación. Y en esta zona, que corresponde en el diseño a la *no confinada*, el comportamiento es normal, como se aprecia en la Fig. 5. En consecuencia fuera de las potenciales zonas de plastificación, se puede considerar la colaboración del hormigón según el procedimiento estándar.

* es decir, en la *zona confinada* de la viga.

CONCLUSIONES

En las zonas críticas de las vigas, donde concurren simultáneamente el máximo momento flector y el máximo esfuerzo de corte, la colaboración del hormigón en la resistencia al corte, V_c , es nula ya en el primer cuarto de ciclo; dicho de otro modo, es nula independientemente de la reversibilidad de la carga; basta que la deformación sobrepase un determinado límite. Por lo tanto, toda la carga es traspasada a la armadura transversal, la que tiende a su capacidad máxima. En estas zonas, entonces, hay que despreciar la colaboración del hormigón. Sin embargo en las zonas fuera de las señaladas es factible considerar dicha colaboración, conforme con los procedimientos usuales.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Servicio de Desarrollo Científico, Artístico y de Cooperación Internacional de la Universidad de Chile, que financió parte de este trabajo.

REFERENCIAS

1. LEONHARDT, F. y WALTHER, R. The Stuttgart shear test, 1961, *Translation N° 111, Cement and Concrete Association*, Londres, Inglaterra, 1964.
2. BERTERO, V.V. y POPOV, E.P. Hysteretic behavior of ductile moment – resisting reinforced concrete frame components, *Report N° EERC 75-16, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley*; abril, 1975, 75 pp.
3. GOSAIN, N.K.; BROWN, R.H. y JIRSA, J.O. Shear requirements for load reversals on R.C. members, *Journal of the Structural Division, ASCE*, vol. 103, n° ST7, julio 1977, pp. 1461 – 1476.
4. LEE, D.L.N.; WIGHT, J.K. y HANSON, R.D. Reinforced concrete beam-column joints under large load reversal, *Journal of the Structural Division, ASCE*, vol. 103, n° ST12, diciembre 1977, pp. 2337 – 2350.
5. ACI COMMITTEE 318, *Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-77)*, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1971.
6. YAÑEZ, F. y GOMEZ, E. Esfuerzo de corte en uniones viga-columna de hormigón armado. *Revista del IDIEM*, vol. 18, n° 3, (diciembre 1979), pp. 109–124.

SHEAR STRENGTH OF BEAMS FROM CONCRETE REINFORCED EARTHQUAKE RESISTANT FRAMES

SUMMARY

It is shown that in critical zones of beams from earthquake resistant frames where at the same time act both maximum bending moment and maximum shear load, shear contribution, V_c , from concrete is negligible either if loads are reversible or not. Outside those zones contribution of concrete may be taken account for by accepted procedures.