

# CAPÍTULO 5

---

## INFLUENCIA DE LA FUERZA CORTANTE EN LAS RELACIONES M- $\phi$ DE SECCIONES DE CONCRETO REFORZADO Y SU IMPACTO EN LA EVALUACIÓN Y DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

---

### 5.1 Influencia de las deformaciones por corte en los diagramas M- $\phi$

En la actualidad existe una gran cantidad de estudios sobre el comportamiento de miembros a flexión de concreto reforzado, por lo que se conoce bien su comportamiento y sus mecanismos de falla a flexión, sin embargo para el caso de miembros sujetos a la interacción de flexión y cortante, su comportamiento tiene menos estudios realizados debido a la complejidad del problema.

En su mayoría los miembros estructurales de concreto reforzado tienen que resistir fuerzas cortantes, dichas fuerzas actúan en combinación con flexión, fuerza axial y torsión. La transmisión de fuerza cortante en vigas de concreto reforzado se apoya fuertemente en la resistencia a tensión y compresión del

concreto, por lo que no es de sorprender que una falla a cortante por lo general sea no dúctil, en consecuencia se debe tratar de que no ocurra dicha falla (Park y Paulay, 1971).

En la evaluación y diseño sísmico es de gran importancia conocer la ductilidad de curvatura, como ya se mencionó en el capítulo anterior, de tal forma que el diseñador deberá asegurarse que la falla por corte no se presente.

Estudios realizados indican que en vigas de concreto reforzado con un adecuado refuerzo transversal, la fuerza cortante no tiene influencia significativa en el desarrollo de la capacidad a flexión, esta consideración permite al analista ignorar la interacción de flexión y cortante, manejándolas por separado. Pero cuando se requiere transmitir grandes fuerzas cortantes a través de una sección, se puede afectar la distribución de las deformaciones por flexión en el concreto y el acero.

En vigas de gran peralte las fuerzas cortantes pueden ser tan dominantes que influyen en la resistencia, llegando a ocasionar que la sección no desarrolle su máxima capacidad a flexión. En secciones poco esbeltas sujetas a fuerzas cortantes moderadas, el efecto del corte en las deformaciones se desprecia. Sin embargo en vigas rectangulares, vigas T continuas, con claros cortos y muy peraltadas, las deformaciones inducidas por la Influencia del corte se reflejan de forma significativa. Por esta razón el analista debe evaluar el orden de estas deformaciones debidas al corte, (Park y Paulay, 1979).

Por tal motivo en los siguientes ejemplos se analiza la influencia de las deformaciones por corte en los diagramas  $M-\phi$ , en secciones de vigas rectangulares comúnmente utilizadas.

## 5.2 Comparación de diagramas $M-\phi$ considerando y no el efecto de cortante

En los siguientes ejemplos se pretende revisar la influencia de las deformaciones provocadas por la fuerza cortante, en los diagramas  $M-\phi$ . Los resultados obtenidos serán comparados para los diferentes casos en estudio, considerando la flexión y considerando la interacción de flexión y cortante. Para el cálculo de los diagramas momento-curvatura se utilizó el programa Response 2000, (Bents *et al*, 2000).

### 5.2.1 Consideración de flexión

#### Ejemplo numérico 2:

Se obtuvo el diagrama momento-curvatura para la sección de la viga mostrada en la fig. 5.1, las características y propiedades de la sección se describen en la tabla 5.1. Se utilizaron los modelos esfuerzo-deformación del concreto y del acero, propuestos por Park *et al.* (1982) y Mander *et al.* (1984), respectivamente. Las curvas de los modelos  $\sigma-\epsilon$ , se presentan en las fig. 5.2 y 5.3 respectivamente.

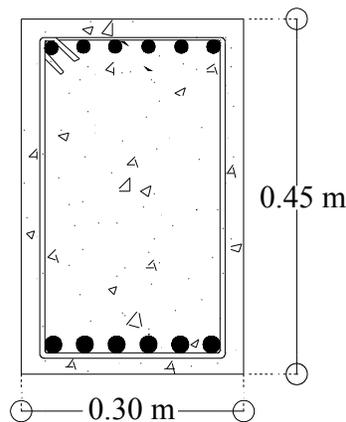


Fig. 5.1 Viga de concreto reforzado (Ejemplo 2).

Tabla 5.1 Características y propiedades de la viga mostrada en la fig. 5.1.

Base " b "	Peralte " h "	Concreto		Acero longitudinal		Acero transversal		
		$f'_c$ ( Mpa )	$E_c$ ( Mpa )	$f_y$ ( Mpa )	$E_s$ ( Mpa )	$f_y$ ( Mpa )	$E_s$ ( Mpa )	Separación " s " E#3 ( m )
0.30	0.45	20.69	11392.81	411.76	205882.35	411.76	205882.35	0.10

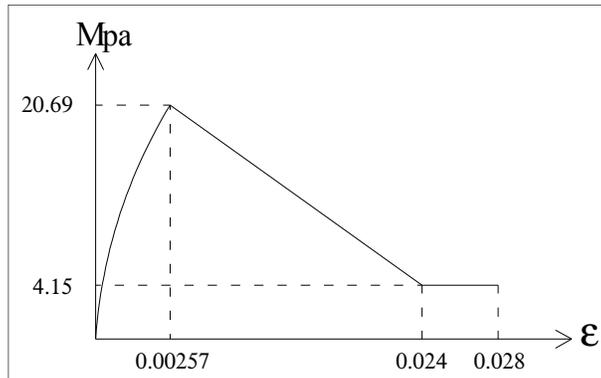


Fig. 5.2 Modelo esfuerzo-deformación del concreto a compresión, Park *et al.* 1982).

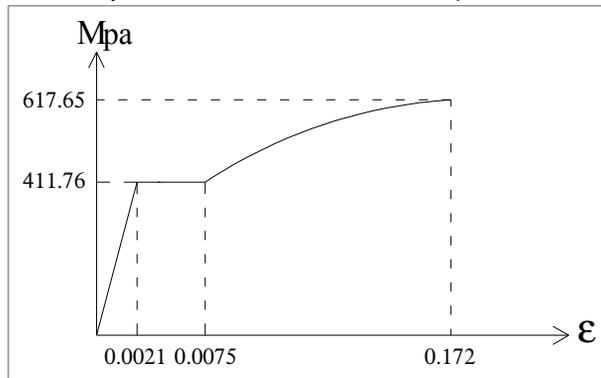


Fig. 5.3 Modelo esfuerzo-deformación del acero a tensión, Mander *et al.* (1984).

Se obtuvieron los diagramas momento-curvatura para distintas cuantías de refuerzo longitudinales, estas se muestran en la tabla 5.2. Entre las cuantías de la tabla antes mencionada se encuentra la cuantía máxima y mínima que establece el GDF, (2004) para vigas doblemente armadas. El refuerzo transversal es el mismo en todos los casos y el recubrimiento libre es de 0.05 m.

En la tabla 5.2 se muestran los casos considerados, las cuantías de refuerzo longitudinal y sus áreas totales utilizadas para cada lecho. Con los datos de la tabla 5.2 se encuentran los diagramas momento-curvatura y los resultados obtenidos se indican en la fig. 5.4.

Tabla 5.2 Cuantías y áreas totales de refuerzo longitudinal (Ejemplo 2).

VIGA ( 0.30 m x 0.45 m )					
Casos		Lecho inferior		Lecho superior	
		$\rho$ de tensión	$A_s$ ( m <sup>2</sup> )	$\rho'$ de compresión	$A'_s$ ( m <sup>2</sup> )
Cuantía mín	S_2_1	0.00264	0.00032	0.00216	0.00026
Sub-cuantías	S_2_2	0.00512	0.00061	0.00420	0.00050
	S_2_3	0.00761	0.00091	0.00624	0.00075
	S_2_4	0.01009	0.00121	0.00828	0.00099
	S_2_5	0.01258	0.00151	0.01031	0.00124
	S_2_6	0.01506	0.00181	0.01235	0.00148
Cuantía máx	S_2_10	0.02500	0.00300	0.02050	0.00246

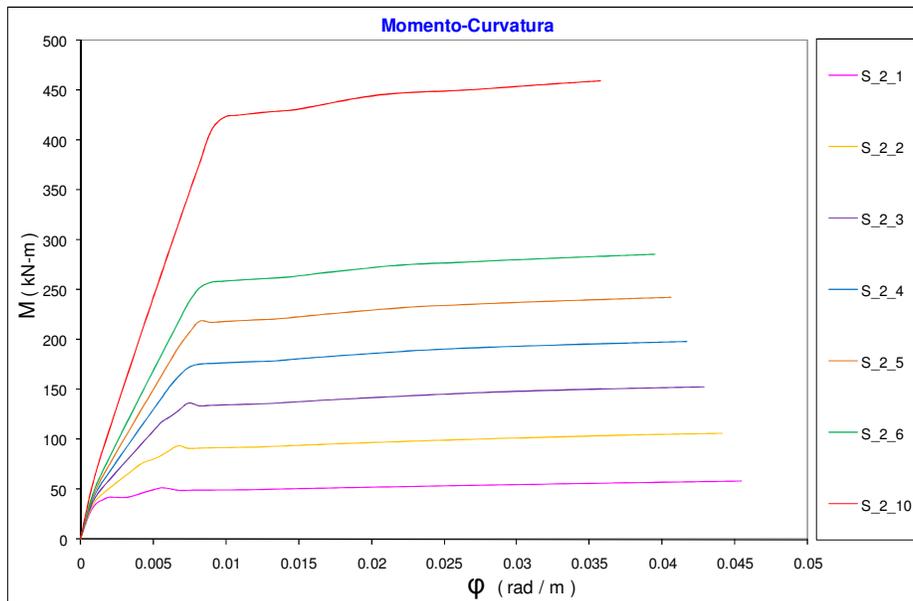


Fig. 5.4 Diagramas momento-curvatura de una viga con diferente cuantía de refuerzo longitudinal, (Ejemplo. 2).

Resultados obtenidos de la figura 5.4:

En la fig. 5.4 se observa que a medida que la cuantía de refuerzo longitudinal se incrementa, la viga presenta mayor capacidad de resistir momento flexionante, pero tiene menor capacidad de deformación, de lo que se concluye que las ductilidades de curvatura también serán menores. Es decir que a mayor cuantía de refuerzo longitudinal menor será la ductilidad de curvatura que se obtiene.

Tabla 5.3 Curvaturas, momentos y ductilidades de curvatura obtenidas de la sección en estudio, (Ejemplo 2).

VIGA ( 0.30 m x 0.45 m )						
Casos		$\phi_y$ ( rad / m )	$M_y$ ( kN- m )	$\phi_u$ ( rad / m )	$M_u$ ( kN- m )	$\mu\phi$ ( adim )
Cuantía mín	S_2_1	0.00195	41.621	0.04546	57.986	23.3
Sub-cuantías	S_2_2	0.00614	89.704	0.04413	106.722	7.19
	S_2_3	0.00675	136.435	0.04287	152.768	6.35
	S_2_4	0.00743	171.701	0.04168	197.743	5.61
	S_2_5	0.00817	218.176	0.04056	242.177	4.96
	S_2_6	0.00899	257.944	0.03950	286.165	4.39
Cuantía máx	S_2_10	0.00989	423.074	0.03575	459.630	3.61

Resultados obtenidos de la tabla 5.3:

En la tabla 5.3 se presentan los valores de las ductilidades de curvatura  $\mu\phi$  obtenidas para los casos analizados en el ejemplo 2, en esta tabla también se muestran las curvaturas de fluencia  $\phi_y$ , y su respectivos momentos de fluencia  $M_y$ , así mismo se muestran los valores de curvatura última  $\phi_u$  y de momento último  $M_u$  asociados a la deformación máxima del concreto, debido a que hubo un aplastamiento en el concreto antes de que el acero fallara. Cabe mencionar que los valores de curvatura última  $\phi_u$  fueron obtenidos a partir de las expresiones propuestas por Panagiotakos y Fardis, (2001).

En la tabla 5.3 se observa que para las curvas inferiores con poca cuantía de refuerzo longitudinal, la sección presenta mayor ductilidad de curvatura, de lo cual se concluye que la sección tendrá mayor capacidad de deformación, por lo que la viga presentará un comportamiento más dúctil, pero con menor resistencia a la flexión.

### Ejemplo numérico 3:

De forma similar al ejemplo anterior, en este ejemplo se calcularon los diagramas momento-curvatura, para tres diferentes secciones de vigas rectangulares, con diferentes cuantías de refuerzo longitudinal. Las secciones en estudio tienen una relación de ancho-peralte de 1:2, 1:2.5 y 1:3, las características y propiedades de las secciones analizadas se muestran en la tabla 5.4.

Al igual que en el ejemplo anterior se utilizaron los modelos esfuerzo-deformación del concreto y del acero, propuestos por Park *et al.* (1982) y Mander *et al.* (1984) respectivamente, (fig. 5.2 y 5.3). El refuerzo transversal es el mismo en todos los casos y el recubrimiento libre es de 0.05 m, GDF, (2004).

Tabla 5.4 Características y propiedades de las vigas en estudio, (Ejemplo 3).

Base " b "	Peralte " h "	Concreto		Acero longitudinal		Acero transversal		
		$f'_c$ ( Mpa )	$E_c$ ( Mpa )	$f_y$ ( Mpa )	$E_s$ ( Mpa )	$f_y$ ( Mpa )	$E_s$ ( Mpa )	Separación " s " E#3 ( m )
0.30	0.60	20.69	11392.81	411.76	205882.35	411.76	205882.35	0.10
0.30	0.75	20.69	11392.81	411.76	205882.35	411.76	205882.35	0.10
0.30	0.90	20.69	11392.81	411.76	205882.35	411.76	205882.35	0.10

Como ya se mencionó para cada una de las secciones en estudio se calcularon diferentes diagramas momento-curvatura para distintas cuantías de refuerzo longitudinal, las cuales se muestran en la tabla 5.5.

En la tabla 5.5 se presentan los casos considerados para cada una de las secciones en estudio, las cuantías de acero longitudinal y áreas totales para cada lecho. Con los datos de la tabla 5.5 se obtuvieron los diagramas momento-curvatura y los resultados se presentan en las fig.5.5, 5.6 y 5.7.

Tabla 5.5 Cuantías y áreas totales de refuerzo longitudinal (Ejemplo 3).

Casos		Lecho inferior		Lecho superior	
		$\rho$ de tensión	$A_s$ ( $m^2$ )	$\rho'$ de compresión	$A's$ ( $m^2$ )
Cuantía mín	S_3_1	0.00264	0.00044	0.00216	0.00036
Sub- cuantías	S_3_2	0.00512	0.00085	0.00420	0.00069
	S_3_3	0.00761	0.00126	0.00624	0.00103
	S_3_4	0.01009	0.00167	0.00828	0.00137
	S_3_5	0.01258	0.00208	0.01031	0.00170
	S_3_6	0.01506	0.00249	0.01235	0.00204
Cuantía máx	S_3_10	0.02500	0.00412	0.02050	0.00338
Cuantía mín	S_4_1	0.00264	0.00055	0.00216	0.00045
Sub- cuantías	S_4_2	0.00512	0.00108	0.00420	0.00088
	S_4_3	0.00761	0.00160	0.00624	0.00131
	S_4_4	0.01009	0.00212	0.00828	0.00174
	S_4_5	0.01258	0.00264	0.01031	0.00217
	S_4_6	0.01506	0.00316	0.01235	0.00259
Cuantía máx	S_4_10	0.02500	0.00525	0.02050	0.00430
Cuantía mín	S_5_1	0.00264	0.00067	0.00211	0.00054
Sub- cuantías	S_5_2	0.00512	0.00131	0.00410	0.00105
	S_5_3	0.00761	0.00194	0.00609	0.00155
	S_5_4	0.01009	0.00257	0.00807	0.00206
	S_5_5	0.01258	0.00321	0.01006	0.00257
	S_5_6	0.01506	0.00384	0.01205	0.00307
Cuantía máx	S_5_10	0.02500	0.00637	0.02000	0.00510

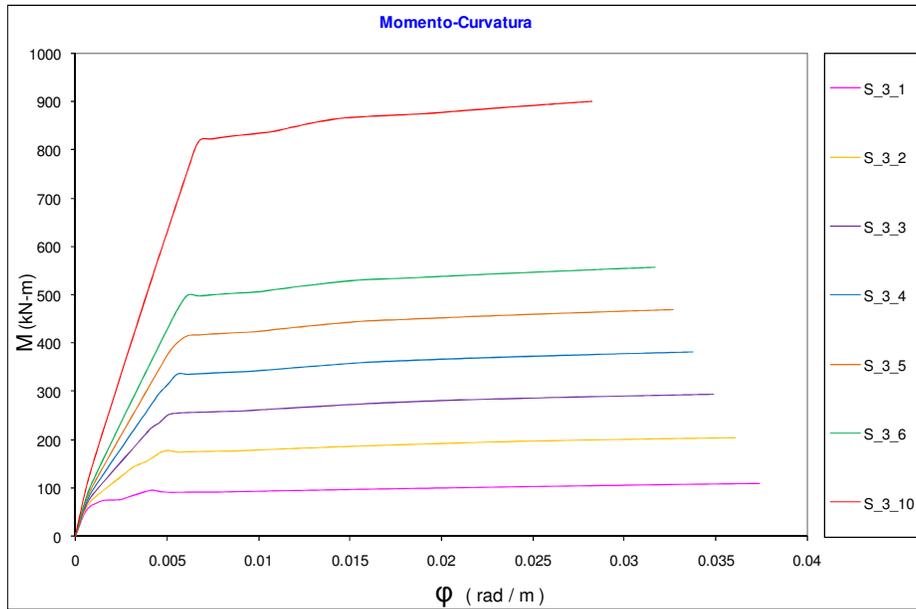


Fig. 5.5 Diagramas momento-curvatura de una viga de 0.30 m x 0.60 m con diferente cuantía de refuerzo longitudinal y mismo refuerzo transversal, (Ejemplo 3).

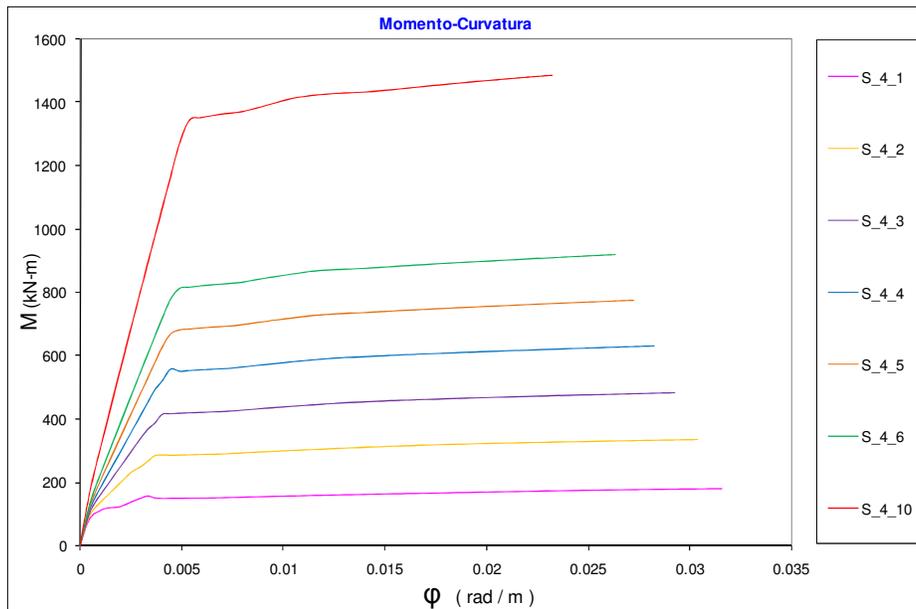


Fig. 5.6 Diagramas momento-curvatura de una viga de 0.30 m x 0.75 m con diferente cuantía de refuerzo longitudinal y mismo refuerzo transversal, (Ejemplo 3).

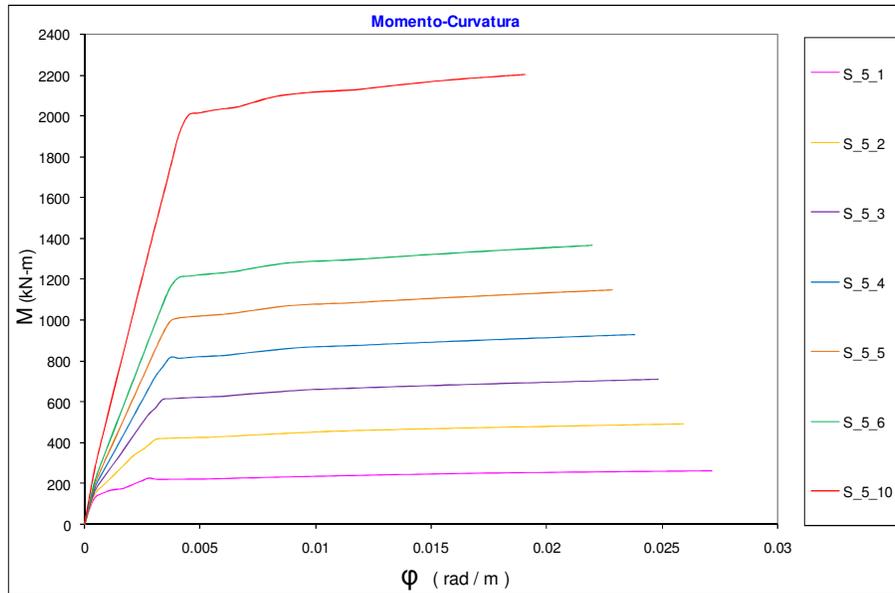


Fig. 5.7 Diagramas momento-curvatura de una viga de 0.30 m x 0.90 m con diferente cuantía de refuerzo longitudinal y mismo refuerzo transversal, (Ejemplo 3).

Resultados obtenidos de las fig. 5.5, 5.6 y 5.7:

En las fig. 5.5, 5.6 y 5.7 se observa que a medida que se incrementan las cuantías de refuerzo longitudinal, las secciones presentan mayor capacidad de resistir momento flexionante, sin embargo estas presentan menor capacidad de deformación, por lo que se puede concluir que las ductilidades de curvatura también serán menores.

En la tabla 5.6 se muestran los valores de las ductilidades de curvatura  $\mu\phi$  obtenidas para los casos analizados en este ejemplo, también se muestran las curvaturas de fluencia  $\phi_y$  y su respectivos momentos de fluencia  $M_y$ , así mismo se muestran los valores de curvatura última  $\phi_u$  y momento último  $M_u$  asociados a la deformación máxima del concreto, debido a que hubo un aplastamiento en el concreto antes de que el acero fallara. Los valores para la curvatura última fueron obtenidos a partir de las expresiones propuestas por Panagiotakos y Fardis (2001).

Tabla 5.6 Curvaturas, momentos y ductilidades de curvatura (Ejemplo 3).

Casos		$\phi_y$ ( rad / m )	$M_y$ ( kN- m )	$\phi_u$ ( rad / m )	$M_u$ ( kN- m )	$\mu\phi$ ( adim )
Cuantía mín	S_3_1	0.00246	76.759	0.03737	110.776	15.2
Sub-cuantías	S_3_2	0.00461	172.839	0.03607	204.381	7.83
	S_3_3	0.00507	251.599	0.03486	294.451	6.88
	S_3_4	0.00557	337.027	0.03372	382.987	6.05
	S_3_5	0.00613	416.121	0.03266	470.523	5.33
	S_3_6	0.00613	499.471	0.03166	557.419	5.17
Cuantía máx	S_3_10	0.00674	816.756	0.02821	899.559	4.18
Cuantía mín	S_4_1	0.00250	136.357	0.03160	179.228	12.6
Sub-cuantías	S_4_2	0.00335	266.015	0.03038	334.259	9.07
	S_4_3	0.00368	387.416	0.02926	483.454	7.94
	S_4_4	0.00405	520.889	0.02821	630.232	6.96
	S_4_5	0.00446	668.808	0.02724	775.673	6.11
	S_4_6	0.00490	812.863	0.02633	919.724	5.37
Cuantía máx	S_4_10	0.00539	1344.854	0.02324	1486.535	4.31
Cuantía mín	S_5_1	0.00231	205.898	0.02718	263.768	11.8
Sub-cuantías	S_5_2	0.00279	389.995	0.02596	491.577	9.30
	S_5_3	0.00338	613.291	0.02484	713.852	7.35
	S_5_4	0.00372	821.003	0.02381	932.931	6.41
	S_5_5	0.00372	996.215	0.02286	1149.807	6.15
	S_5_6	0.00409	1207.104	0.02199	1364.848	5.38
Cuantía máx	S_5_10	0.00450	2000.775	0.01907	2200.974	4.24

Resultados obtenidos de la tabla 5.6:

En la tabla 5.6 se observa que para las vigas con un peralte mayor, las ductilidades de curvatura van decreciendo, por lo que presentan deformaciones mayores comparadas con las vigas de menor peralte, sin embargo las secciones con relación ancho-peralte de 1:2.5 y 1:3 presentan mayor capacidad a momento flexionante. Para las curvas inferiores con poca cuantía de refuerzo longitudinal se observa que la sección tiene mayor ductilidad de curvatura, por lo que las secciones con menor cuantía presentarán un comportamiento más dúctil, pero menor resistencia a la flexión.

## 5.2.2 Consideración de flexión y cortante

### Ejemplo numérico 4:

Se obtuvieron los diagramas momento-curvatura pero esta vez tomando en cuenta la interacción de flexión y cortante, los resultados obtenidos se comparan con los diagramas momento-curvatura calculados en los ejemplos numéricos 2 y 3 (fig. 5.4, 5.5, 5.6 y 5.7).

Las características y propiedades de las secciones en estudio son exactamente iguales a los ejemplos anteriores (tablas 5.1 y 5.4), los modelos esfuerzo-deformación utilizados son los correspondientes a las fig. 5.2 y 5.3, (Ejemplo 2).

Los diagramas momento-curvatura fueron calculados con las cuantías de refuerzo longitudinal de los ejemplos anteriores (tablas 5.2 y 5.5) y con el mismo refuerzo transversal, además se considera que la viga tiene una longitud de 8.0 m para todos los casos.

Para elaborar los diagramas momento-curvatura se utilizó el programa Response 2000, (*Bents et al.* 2000), debido a esto es necesario aclarar la consideración que realiza el programa, ya que este requiere el ingreso de la relación que hay entre momento flexionante  $M$  y el cortante  $V$ .

La dependencia que existe entre el momento flexionante  $M$  y el cortante  $V$ , esta en función de la longitud efectiva libre del claro de corte, un incremento particular se obtiene a partir de las siguientes expresiones, (*Bents et al.*, 2000):

$$M = \frac{VL'}{2} \dots \dots \dots Ec. 5.1$$

$$V = \frac{2M}{L'} \dots \dots \dots Ec. 5.2$$

donde:

$M$  : Momento flexionante

$V$  : Fuerza cortante

$L'$  : Longitud efectiva libre del claro de corte,  $L' = (L_{total} - d)$

$L_{total}$  : Longitud de la viga

$d$  : Peralte efectivo de la viga, que es igual al peralte de la viga menos el recubrimiento del concreto

A manera de ilustrar la obtención de la relación requerida, se tomó una viga de 0.30 m x 0.45 m, con una longitud de 8.0 m, por lo que aplicando las expresiones 5.1 y 5.2 descritas anteriormente se obtuvo que para un incremento de cortante  $V=1.0$ , el incremento de momento flexionante es  $M=3.8$ .

Los resultados obtenidos se presentan en las fig.5.8, 5.9, 5.10 y 5.11, las cuales muestran las comparaciones de los diagramas momento-curvatura considerando y no el efecto de cortante. Cabe aclarar que los casos analizados en los cuales se considera el corte son los nombrados al final con una letra "C", (ejemplo: S\_2\_1\_C).

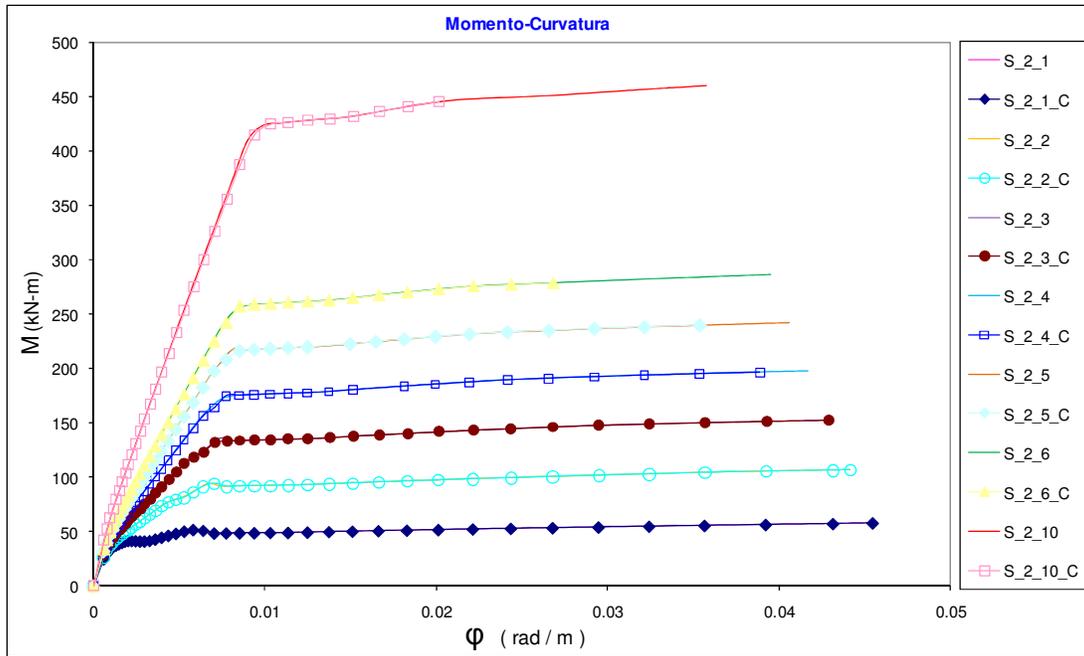


Fig. 5.8 Comparación de diagramas momento-curvatura considerando y no el efecto de cortante, para una viga de 0.30 m x 0.45 m con diferente cuantía de refuerzo longitudinal y mismo refuerzo transversal, (Ejemplo 4).

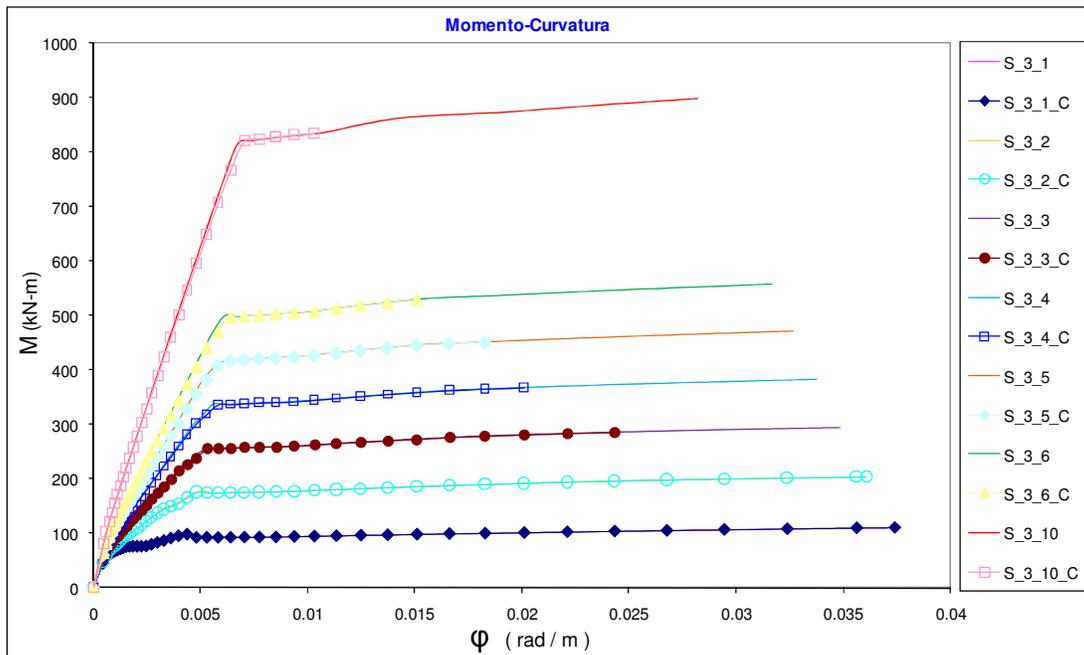


Fig. 5.9 Comparación de diagramas momento-curvatura considerando y no el efecto de cortante, para una viga de 0.30 m x 0.60 m con diferente cuantía de refuerzo longitudinal y mismo refuerzo transversal, (Ejemplo 4).

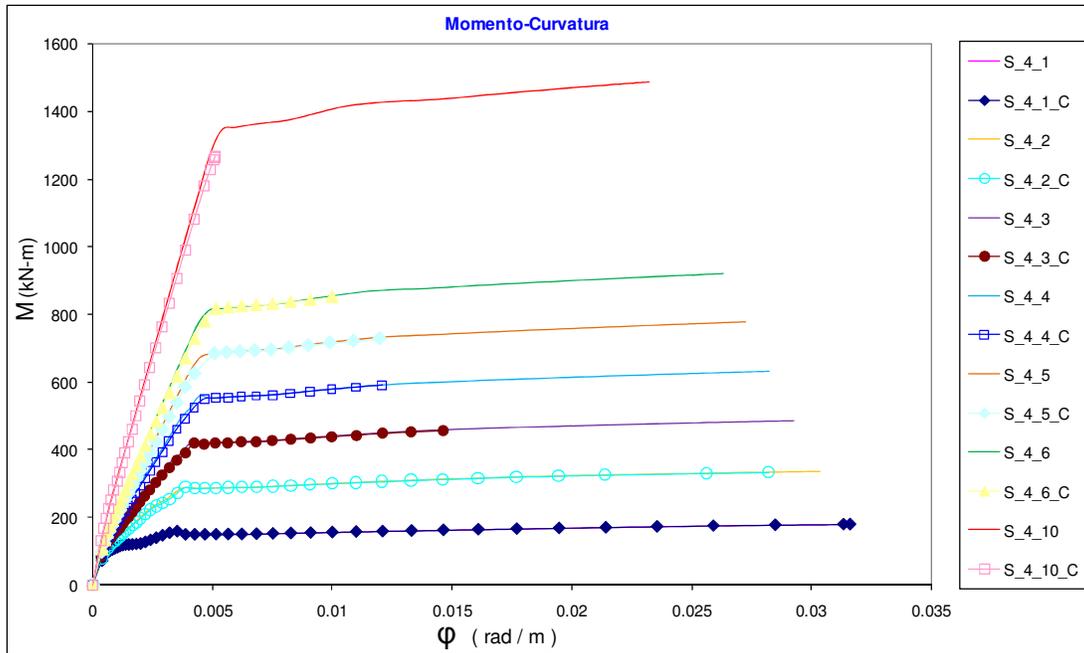


Fig. 5.10 Comparación de diagramas momento-curvatura considerando y no el efecto de cortante, para una viga de 0.30 m x 0.75 m con diferente cuantía de refuerzo longitudinal y mismo refuerzo transversal, (Ejemplo 4).

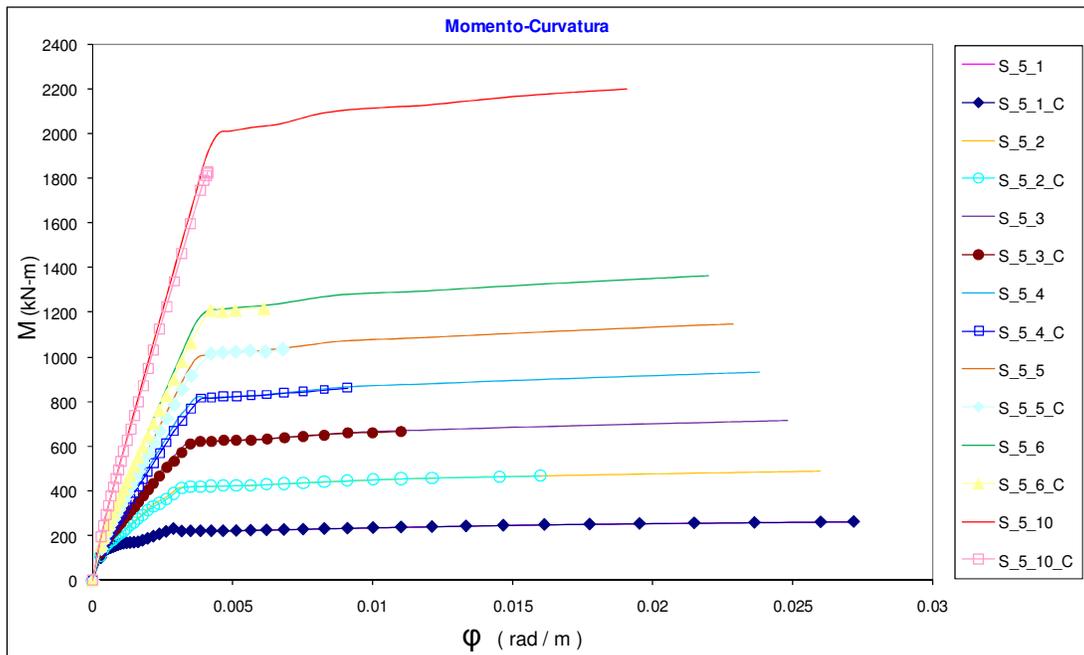


Fig. 5.11 Comparación de diagramas momento-curvatura considerando y no el efecto de cortante, para una viga de 0.30 m x 0.90 m con diferente cuantía de refuerzo longitudinal y mismo refuerzo transversal, (Ejemplo 4).

Resultados obtenidos de las fig. 5.8 y 5.9:

En las fig. 5.8 y 5.9 se observa que para las curvas inferiores con cuantías de refuerzo longitudinal pequeñas, el efecto por cortante no contribuye de forma significativa, de tal modo que las secciones presentarán un comportamiento más dúctil, comparadas con las modeladas para mayores cuantías. De lo que se concluye que las curvas con cuantías cercanas a la mínima, desarrollarán su máxima capacidad a flexión y mostrarán gran capacidad de deformación. Por lo que la falla que ocurre primero es por flexión.

Para las curvas superiores con mayor cuantía de refuerzo longitudinal se aprecia que la falla que ocurrirá primero será por cortante, sin embargo puede darse el caso que la falla ocurra simultáneamente por flexión y corte. Por tal motivo es importante incluir en los diagramas momento-curvatura los efectos por corte, ya que de no tomar en cuenta esta contribución se podría considerar erróneamente la curvatura última y el momento último, y con esto se estaría sobreestimando la resistencia de la sección, también se estaría suponiendo que la sección esta disipando más energía de deformación, de la que en realidad se esta liberando y con esto se obtendría una ductilidad de curvatura errónea. Por lo que se concluye que para encontrar valores cercanos al comportamiento “real”, se deben modelar los diagramas  $M-\phi$  con la incorporación del efecto por corte.

Resultados obtenidos de las fig. 5.10 y 5.11:

En las fig. 5.10 y 5.11 se observa que únicamente en las curvas con cuantías de refuerzo longitudinal mínimas, el efecto por cortante no contribuye, de tal modo que las secciones mostrarán un comportamiento más dúctil, lo cual es deseable para que no ocurra una falla frágil, por lo que estas desarrollarán su máxima capacidad a flexión y gran capacidad de deformación.

Para las curvas intermedias con mayor cuantía de refuerzo longitudinal a la cuantía mínima, pero menores a la cuantía máxima se aprecia que la falla que ocurrirá primero será por cortante, es decir que la sección no será capaz de desarrollar su máxima capacidad a flexión.

En cuanto a las curvas superiores que son las correspondientes a la cuantía de refuerzo longitudinal máxima, se concluye que la influencia de las deformaciones por corte en los diagramas M-φ, para secciones muy peraltadas, estas son afectadas de forma significativa ya que su capacidad de deformación es nula. Esto se debe a que su capacidad de resistir momento flexionante se reduce a tal grado que su momento último,  $M_u$ , no llega al momento de fluencia,  $M_y$ , además que nunca sobrepasa el rango elástico, por lo que la sección no presentará ductilidad de curvatura, debido a que no se llega a la curvatura de fluencia.

Se concluye que al considerar en los diagramas momento-curvatura los efectos por cortante, no se sobreestima la resistencia de la sección, ni tampoco se supone que se está disipando más energía de deformación, de la que en realidad se está liberando. Al tomar en cuenta el efecto por corte se obtiene una ductilidad por curvatura lo más cercana al comportamiento real.

En la tabla 5.7 se muestran los valores de las ductilidades de curvatura  $\mu_\phi$  obtenidas para los casos analizados en este ejemplo, también se muestran las curvaturas de fluencia  $\phi_y$  y su respectivos momentos de fluencia  $M_y$ , así mismo se muestran los valores de curvatura última  $\phi_u$  y momento último  $M_u$ .

Tabla 5.7 Curvaturas, momentos y ductilidades de curvatura obtenidas de la consideración de flexión y cortante, (Ejemplo 4).

Casos		$\phi_y$ ( rad / m )	$M_y$ ( kN- m )	$\phi_u$ ( rad / m )	$M_u$ ( kN- m )	$\mu\phi$ ( adim )
Cuantía mín	S_2_1	0.00195	41.621	0.04546	57.986	23.3
Sub-cuantías	S_2_2	0.00614	89.704	0.04413	106.722	7.19
	S_2_3	0.00675	136.435	0.04287	152.768	6.35
	S_2_4	0.00743	171.701	0.03887	196.709	5.23
	S_3_5	0.00817	218.176	0.03534	239.673	4.33
	S_2_6	0.00899	257.944	0.02679	278.529	2.98
Cuantía máx	S_2_10	0.00989	423.074	0.02013	445.022	2.04
Cuantía mín	S_3_1	0.00246	76.759	0.03737	110.776	15.2
Sub-cuantías	S_3_2	0.00461	172.839	0.03607	204.381	7.82
	S_3_3	0.00507	251.599	0.02431	285.933	4.80
	S_3_4	0.00557	337.027	0.02009	367.939	3.61
	S_3_5	0.00613	416.121	0.02190	455.300	3.57
	S_3_6	0.00613	499.471	0.01510	529.823	2.46
Cuantía máx	S_3_10	0.00674	816.756	0.00854	827.338	1.27
Cuantía mín	S_4_1	0.00250	136.357	0.03160	179.228	12.6
Sub-cuantías	S_4_2	0.00335	266.015	0.02822	331.634	8.42
	S_4_3	0.00368	387.416	0.01461	456.516	3.97
	S_4_4	0.00405	520.889	0.01208	589.813	2.98
	S_4_5	0.00446	668.808	0.01197	727.189	2.68
	S_4_6	0.00490	812.863	0.00998	849.835	2.04
Cuantía máx	S_4_10	----	----	0.00511	1266.574	----
Cuantía mín	S_5_1	0.00231	205.898	0.02718	263.768	11.8
Sub-cuantías	S_5_2	0.00279	389.995	0.01600	469.324	5.73
	S_5_3	0.00338	613.291	0.01103	665.072	3.26
	S_5_4	0.00372	821.003	0.00911	862.820	2.45
	S_5_5	0.00372	996.215	0.00679	1034.305	1.82
	S_5_6	0.00409	1207.104	0.00611	1218.706	1.49
Cuantía máx	S_5_10	----	----	0.00412	1826.946	----

Resultados obtenidos de la tabla 5.7:

De la tabla 5.7 se aprecia que para vigas con un peralte mayor, las ductilidades de curvatura decrecen, por lo cual mostrarán grandes deformaciones comparadas con la viga de menor peralte. Las secciones con relación ancho-peralte de 1:2.5 y 1:3 presentan mayor capacidad a momento flexionante pero menor capacidad de deformación. También se observó lo que ya se mencionó anteriormente, que para las curvas correspondientes a la cuantía de refuerzo longitudinal máxima, la sección no presenta ductilidad de curvatura, debido a que no se alcanzó la curvatura de fluencia.

Para las curvas con poca cuantía de acero longitudinal se observa que la sección tiene mayor ductilidad por curvatura, por lo que las secciones con menor cuantía de refuerzo longitudinal presentarán un comportamiento más dúctil, pero menor resistencia a la flexión.

En la tabla 5.8 se muestra la comparación de las ductilidades por curvatura obtenidas para este ejemplo, es decir con la consideración de flexión y cortante. También se muestran las ductilidades por curvatura, obtenidas de los ejemplos 2 y 3 (tablas 5.3 y 5.6), considerando flexión únicamente. Así mismo se presenta el porcentaje de variación que hay entre ambas ductilidades de curvatura, obtenidas de considerar y no el cortante.

Tabla 5.8 Comparación de ductilidades por curvatura, obtenidas de la consideración por flexión (Ejemplos 2 y 3) y considerando la flexión y cortante, (Ejemplo 4).

Casos		consideración de flexión únicamente $\mu\phi$ ( adim )	Consideración de flexión y cortante $\mu\phi$ ( adim )	Porcentaje de variación ( % )
Cuantía mín	S_2_1	23.3	23.3	0
Sub-cuantías	S_2_2	7.19	7.19	0
	S_2_3	6.35	6.35	0
	S_2_4	5.61	5.23	6.77
	S_3_5	4.96	4.33	12.70
	S_2_6	4.39	2.98	32.12
Cuantía máx	S_2_10	3.61	2.04	43.49
Cuantía mín	S_3_1	15.2	15.2	0
Sub-cuantías	S_3_2	7.83	7.82	0.13
	S_3_3	6.88	4.8	30.23
	S_3_4	6.05	3.61	40.33
	S_3_5	5.33	3.57	33.02
	S_3_6	5.17	2.46	52.42
Cuantía máx	S_3_10	4.18	1.27	69.62
Cuantía mín	S_4_1	12.6	12.6	0
Sub-cuantías	S_4_2	9.07	8.42	7.17
	S_4_3	7.94	3.97	50.00
	S_4_4	6.96	2.98	57.18
	S_4_5	6.11	2.68	56.14
	S_4_6	5.37	2.04	62.01
Cuantía máx	S_4_10	4.31	----	----
Cuantía mín	S_5_1	11.8	11.8	0
Sub-cuantías	S_5_2	9.3	5.73	38.39
	S_5_3	7.35	3.26	55.65
	S_5_4	6.41	2.45	61.78
	S_5_5	6.15	1.82	70.41
	S_5_6	5.38	1.49	72.30
Cuantía máx	S_5_10	4.24	----	----

### Ejemplo numérico 5:

Se obtuvieron los diagramas momento-curvatura, de forma similar al ejemplo 4, con la única diferencia que esta vez se calcularon para dos secciones de vigas rectangulares y únicamente para las cuantías longitudinales máxima y mínima. Las secciones en estudio tienen una relación de ancho-peralte de 1:1.5 y 1:3, las características y propiedades de las secciones analizadas se muestran en la tabla 5.4, (Ejemplo 3).

Al igual que en los ejemplos anteriores se utilizaron los modelos esfuerzo-deformación para el concreto y el acero, propuestos por Park *et al.* (1982) y Mander *et al.* (1984) respectivamente. Las curvas de los modelos  $\sigma-\epsilon$  se presentan en las fig.5.2 y 5.3 respectivamente, (Ejemplo 1).

Para este ejemplo se obtuvieron los diagramas  $M-\phi$ , manteniendo constantes las cuantías de acero longitudinal, se calcularon dos casos con diferente refuerzo transversal, en el primer caso el refuerzo transversal tiene una separación de 0.10 m y en el segundo una separación de 0.20 m.

Se obtienen tres diagramas momento-curvatura para cada caso analizado, con la misma cuantía de refuerzo longitudinal y a continuación se explica que consideración toma cada uno de ellos:

- S\_2\_1: este caso solamente considera la flexión, con una separación de estribos de 10 cm, GDF, (2004).
- S\_2\_1\_C\_@ 10 cm: este caso considera flexión y cortante, con una separación de estribos de 10 cm, GDF, (2004).
- S\_2\_1\_C\_@ 20 cm: este caso considera flexión y cortante, con una separación de estribos de 20 cm.

En la tabla 5.9 se presentan los casos considerados para cada una de las secciones en estudio, las cuantías de acero longitudinal y las áreas totales para cada lecho. Con los datos de la tabla 5.9 se calcularon los diagramas momento-curvatura y los resultados obtenidos se presentan en las fig. 5.12 y 5.13.

Tabla 5.9 Cuantías de acero longitudinal y áreas totales para cada lecho, (Ejemplo 5).

Casos		Lecho inferior			Lecho superior		
		$\rho$ de tensión	No. Barras	$A_s$ ( $m^2$ )	$\rho'$ de compresión	No. Barras	$A_s'$ ( $m^2$ )
Cuantía mín	S_2_1	0.00264	50	0.00032	0.00216	41	0.00026
Cuantía máx	S_2_10	0.02500	50	0.00300	0.02050	41	0.00246
Cuantía mín	S_5_1	0.00264	50	0.00032	0.00216	41	0.00026
Cuantía máx	S_5_10	0.02500	50	0.00300	0.02050	41	0.00246

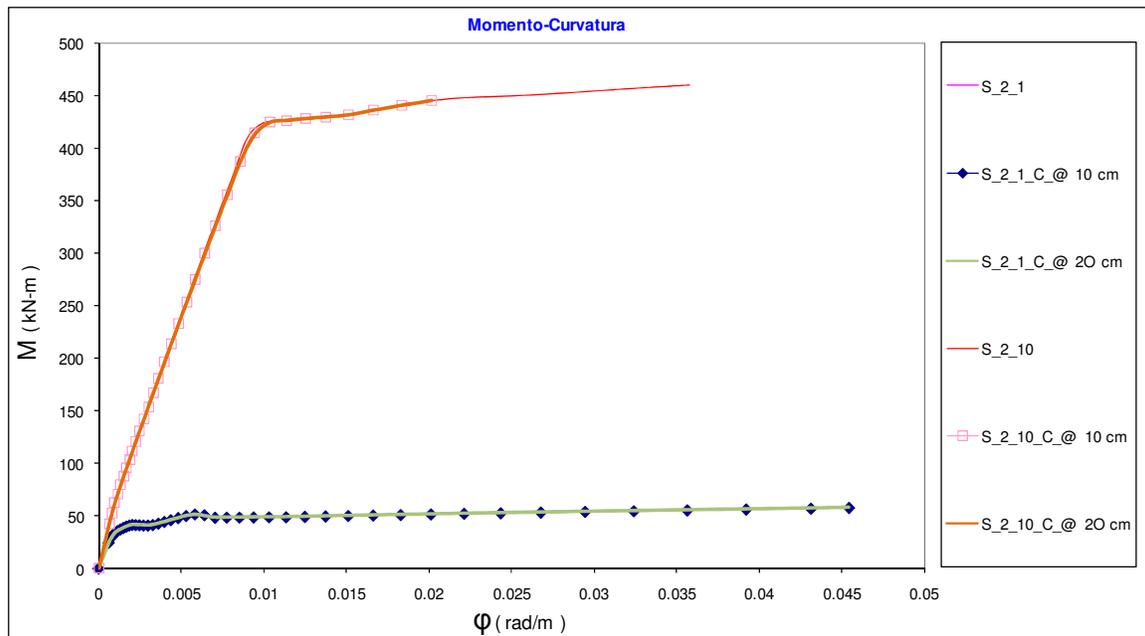


Fig. 5.12 Comparación de diagramas Momento-curvatura considerando y no el efecto de cortante, para una viga de 0.30 m x 0.45 m con diferente cuantía de acero longitudinal y distinto refuerzo transversal, (Ejemplo 5).

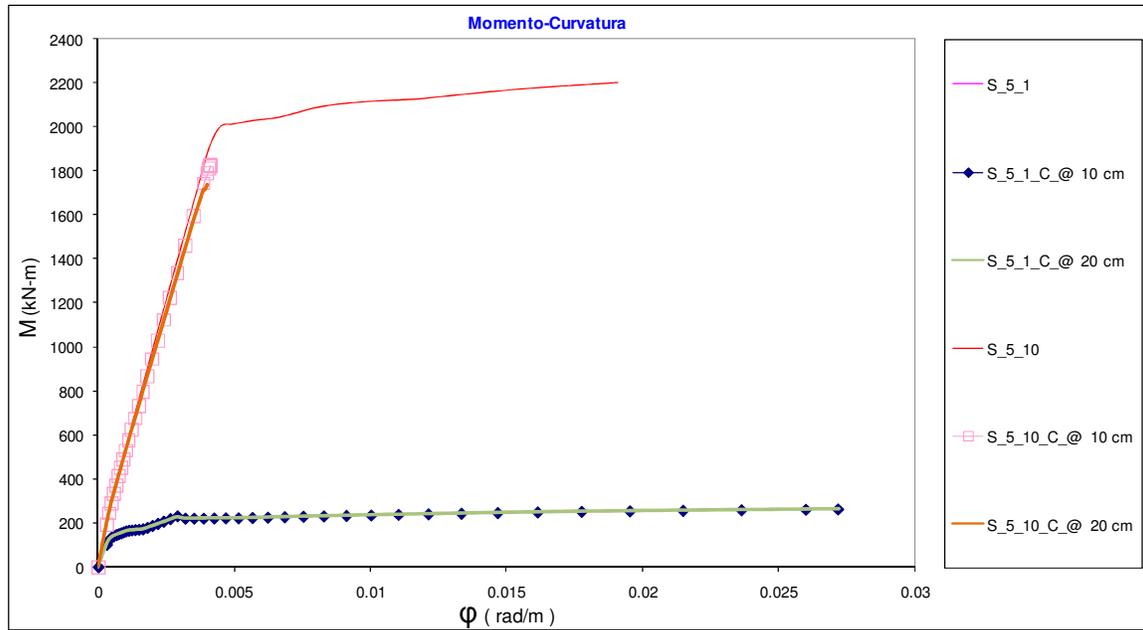


Fig. 5.13 Comparación de diagramas Momento-curvatura considerando y no el efecto de cortante, para una viga de 0.30 m x 0.90 m con diferente cuantía de refuerzo longitudinal y distinto refuerzo transversal, (Ejemplo 5).

Resultados obtenidos de las fig. 5.12 y 5.13:

En las fig. 5.12 y 5.13 se observa que únicamente para las curvas con cuantías mínimas, el efecto por cortante no contribuye, independientemente de su relación ancho-peralte, también se aprecia que la separación de los estribos no influye significativamente en los resultados obtenidos, de tal modo que las secciones mostrarán un comportamiento más dúctil, debido a que desarrollarán su máxima capacidad a flexión.

En cuanto a las curvas correspondientes a la cuantía máxima, se concluye que la influencia de las deformaciones por corte en los diagramas  $M-\phi$ , en secciones muy peraltadas si influye de forma significativa ya que su capacidad de deformación es nula. Debido a que no se llega a la fluencia ( $M_y, \phi_y$ ), por lo que no presentará ductilidad de curvatura. Se concluye que en secciones muy peraltadas y variando la separación del refuerzo transversal, al considerar el efecto por cortante en los diagramas momento-curvatura, si influye en la resistencia y la capacidad de deformación de la sección.

### **5.3 Repercusiones de las deformaciones por corte en la evaluación y diseño sísmico**

En la actualidad, los procedimientos de diseño sísmico, aceptan que el comportamiento de las estructuras incursionen en el rango no lineal, para lo cual se debe caracterizar de manera apropiada el comportamiento real de los elementos que conforman los sistemas estructurales.

Mientras que en la evaluación las propiedades mecánicas de los materiales deben considerarse lo mas real que sea posible, de lo contrario los resultados de la evaluación serán erróneos.

#### **5.3.1 Idealización a nivel sección**

De los ejemplos mostrados anteriormente se observa que a nivel sección el considerar o no el efecto de las deformaciones por corte, conduce a una reducción en la capacidad de deformación del elemento, lo que lleva a estimar propiedades erróneas de las secciones, y al utilizar estos valores no es posible garantizar el comportamiento real, de la sección ni de la estructura.

#### **5.3.2 Idealización a nivel estructura**

Una estructura sujeta a demandas sísmicas severas, en la que sus elementos son sometidos a deformaciones por cortante considerables, puede no alcanzar el nivel de desplazamiento estimado en el diseño, y presentar fallas por corte. En el caso de la evaluación es importante tomar en cuenta esta situación pues conduce a estructuras no seguras, y en el caso del diseño estas herramientas nos deben proporcionar estructuras en las cuales su comportamiento este dominado ampliamente por flexión.

Supóngase el caso de un diseño de un estructura reticular, en la cual se diseña la estructura respetando una distorsión de entrepiso límite, para lo cual existe un desplazamiento máximo del entrepiso, si los elementos diseñados experimentan importantes deformaciones de corte, no alcanzarían la capacidad a flexión última, lo que conllevaría a una falla del sistema inadecuado.