



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**EVALUACIÓN DEL APORTE QUE PROPORCIONA EL CONCRETO PARA EL
DISEÑO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS CON PRESENCIA DE JUNTAS FRÍAS**

César Felipe Bernal de León

Asesorado por el Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila

Guatemala, noviembre de 2014

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**EVALUACIÓN DEL APORTE QUE PROPORCIONA EL CONCRETO PARA EL
DISEÑO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS CON PRESENCIA DE JUNTAS FRÍAS**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

CÉSAR FELIPE BERNAL DE LEÓN

ASESORADO POR EL ING. MARIO RODOLFO CORZO ÁVILA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2014

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Narda Lucía Pacay Barrientos
VOCAL V	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
EXAMINADOR	Ing. Marco Antonio García Díaz
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

EVALUACIÓN DEL APORTE QUE PROPORCIONA EL CONCRETO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS CON PRESENCIA DE JUNTAS FRÍAS

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, 18 de noviembre de 2014.



César Felipe Bernal de León

Guatemala, 30 de octubre de 2014

Ingeniero

Ronald Estuardo Galindo Cabrera

Jefe del Departamento de Estructuras

Escuela de Ingeniería Civil

Facultad de Ingeniería

Estimado Ingeniero Galindo:

Por medio de la presente, me permito informarle que he revisado el trabajo de graduación realizado por el estudiante de Ingeniería Civil **CÉSAR FELIPE BERNAL DE LEÓN**, titulado "**EVALUACIÓN DEL APORTE QUE PROPORCIONA EL CONCRETO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS CON PRESENCIA DE JUNTAS FRÍAS**", habiéndolo encontrado completamente satisfactorio.

Sin otro particular, me suscribo de usted, atentamente.



Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila

Jefe del Área de Estructuras
Centro de Investigaciones de Ingeniería USAC



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala,
17 de octubre de 2014

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **EVALUACIÓN DEL APOORTE QUE PROPORCIONA EL CONCRETO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS CON PRESENCIA DE JUNTAS FRÍAS**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil César Felipe Bernal de León, con Carnet No. 201020519, quien contó con la asesoría del Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





USAC
TRICENTENARIA
 Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 Escuela de Ingeniería Civil



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila y del Jefe del Departamento de Estructuras, Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera, al trabajo de graduación del estudiante Cesar Felipe Bernal de León, titulado **EVALUACIÓN DEL APOORTE QUE PROPORCIONA EL CONCRETO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS CON PRESENCIA DE JUNTAS FRÍAS**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Hugo Leonel Montenegro Franco
 Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, noviembre 2014.

/bbdeb.

Mas de **134** años de Trabajo Académico y Mejora Continua





DTG. 626.2014

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **EVALUACIÓN DEL APORTE QUE PROPORCIONA EL CONCRETO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE COLUMNAS CON PRESENCIA DE JUNTAS FRÍAS**, presentado por el estudiante universitario **César Felipe Bernal de León**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, se autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
Decano en Funciones

Guatemala, 11 de noviembre de 2014

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

Mi Señor Jesucristo

Por darme la vida, la salud y la fuerza para llegar a cumplir cada una de mis metas, ya que fuiste el único que estuvo presente cada minuto, durante los momentos más felices y los más difíciles de mi vida. Por tu compañía, misericordia e infinito amor, porque siempre me brindó lo necesario. Te doy gracias por poner en mi camino a personas que fueron como ángeles que directa o indirectamente me ayudaron, porque a pesar de las dudas y miedos, había algo que no me dejaba y era tu mano poderosa, espero que muchas personas puedan entender que nada se puede hacer si no es de tu mano.

Mis padres

Por su apoyo incondicional brindado durante toda mi vida. Les agradezco por la paciencia que tuvieron con mi persona y los consejos que tanto bien me hicieron, gracias por creer en mí.

**S.R. Ing. Mario Rodolfo
Corzo Ávila**

Por haberme brindado su apoyo, confianza y amistad, por ser una de las pocas personas en creer en lo que podía lograr. Gracias por esa forma tan sarcástica y sutil de enseñar esas lecciones de vida, que ayudaron a comprender un poco más a fondo, a lo que nos enfrentaríamos en un futuro no muy lejano. Le agradezco por la asesoría, revisión y corrección de este trabajo de graduación, gracias por ser un gran amigo y ejemplo a seguir.

**Lesther Estuardo
Carrera Jerónimo**

Por su excelente labor de bibliotecario y por brindarme la información necesaria, para poder completar este trabajo de graduación.

**La Facultad de
Ingeniería**

Por haberme dado la oportunidad de haber recibido una formación académica profesional.

**La Universidad de San
Carlos de Guatemala**

Por ser mi alma máter y darme la oportunidad y el privilegio de haber estudiado en tan prestigiosa casa de estudios.

Cada una de las personas que estuvieron presentes en mi enseñanza a lo largo de mi vida.

AGRADECIMIENTOS A:

- Mis abuelos** Felipe Bernal (q.e.p.d.) y María Guzmán, por ser muy importantes en mi vida.
- Mis papás** Virgilio Bernal y María de León, por apoyarme en las decisiones que tomo cada día.
- Mis hermanos y sus esposas** Nemesio Fernando y Dayana Tipaz, Pedro Daniel y Mariela Flores, Virgilio Gerónimo, Juan Alfredo, Elvira J., por estar siempre a mi lado, apoyarme y demostrarme que siempre puedo contar con ellos.
- Mi hijo** Carlos Sebastián Bernal Díaz, por ser la razón y el motivo principal que me incentivó para seguir adelante. Gracias por ser la más grande bendición y riqueza que poseo.
- Mis tíos** Juana de León, Catarina Bernal, Domingo Bernal (q.e.p.d.), Clara Bernal, por los consejos y la ayuda que me brindaron.
- Mis primas** Rosmery de León, Wendy Bernal, Lesvia Ceto, María T. y Teresa T.

Mis sobrinos

María Fernanda Bernal, José Daniel Bernal y Gerónimo Bernal, por darle vida a nuestro hogar.

Sección de Estructuras del CII

Ing. Mario Corzo, Fabio Sánchez, Helen Castañeda, Evelin Contreras, Daniel Ac, José Bolívar, Aurora Villalta, Ricardo Orellana, Génesis Cap, Lucía Ramazzini, Julissa Carrera, Byron Cajero, Christian Galicia, Antonio Jurado y Fernando Andrino, por brindarme su amistad y apoyo en el desarrollo de este trabajo de graduación.

Sección de Ecomateriales

Ing. Javier Quiñonez, Dr. Virgilio Ayala, Jesús Moreno y Marvin Alvarado, por brindarme su amistad y apoyo en el desarrollo de este trabajo de graduación.

Mis amigos

Eloísa Barillas, Jorge Rustrián, Sergio Díaz, Reyna Rodas, Wendy Rodas, Enrique Rodas, Estuardo López, Cristian García, Gilberto Montenegro, Carlos Montenegro, Patricia Archila, Carlos Gallo, Sindy Monasterio, Luis Nájera, Manolo Par, Yoselin López, Pablo Burrero, Rodolfo Estrada y Víctor Chajón, por brindarme su amistad e incondicional apoyo.

**Mis colegas y
compañeros**

Robín Gómez, Tony Velásquez, Verónica Méndez, Hamilton Ta, Mario Cuté, María Fernanda Ramírez, Narda Pacay, Walter Yela, José Pedro Suntecún, Diego Seisdedos, José Valdez, Carlos Godoy, José Corcuera, Estuardo Reyes, Nelson Medrano, Pablo Navas, Eddy Rodríguez, Josué Chick, Edgar Ramos, Francisco Salazar, Gabriel Moreira, Otoqui Freeman, Marco Armas, Josué López, Antonio Gramajo, Silvia Alvarado, Esteban Calderón, Carlos Xoquic, Mario Corado, Laura Taracena y Jimmy Yoc por su amistad y apoyo, el haber compartido semestres de buenos y malos momentos que conjuntamente pudimos superar y disfrutar.

1.4.1.	Consideraciones para estructuras de concreto armado	26
1.5.	Concreto armado-confinado	27
1.5.1.	Relación esfuerzo-deformación para el concreto armado-confinado	30
1.5.2.	Ductilidad.....	32
1.5.2.1.	Ductilidad de curvatura.....	33
1.5.2.2.	Ductilidad de rotación	34
1.5.2.3.	Ductilidad de desplazamiento.....	34
1.5.2.4.	Ductilidad de deformación	35
1.5.3.	Tenacidad.....	36
1.5.4.	Diferencia entre ductilidad y tenacidad.....	36
2.	MIEMBROS ESTRUCTURALES	39
2.1.	Cimientos	39
2.2.	Columnas de concreto armado	41
2.2.1.	Columnas esbeltas de concreto armado	42
2.2.2.	Columnas cortas de concreto armado.....	42
2.2.3.	Pedestales.....	43
2.3.	Vigas	44
2.4.	Diafragmas.....	45
2.4.1.	Muros de corte	46
2.4.2.	Losas.....	46
3.	FALLAS EN COLUMNAS CORTAS DE CONCRETO ARMADO	49
3.1.	Mecanismos de colapso.....	49
3.1.1.	Articulaciones plásticas	49
3.2.	Aspectos de falla	50

3.2.1.	Flujo plástico.....	51
3.2.2.	Separación de partículas	52
3.2.3.	Esfuerzo residual	52
3.2.4.	Fatiga por dilatación térmica.....	54
3.2.5.	Fatiga por cargas cíclicas	55
3.2.6.	Concentración de esfuerzos	56
	3.2.6.1. Comportamiento	57
	3.2.6.2. Efecto del cambios de geometría	57
3.3.	Fallas en columnas de concreto armado	59
3.3.1.	Falla por aplastamiento	59
3.3.1.	Falla por flexión	60
3.3.2.	Falla por corte y tensión diagonal.....	63
4.	RESISTENCIA Y DISEÑO DE CORTE PARA COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO	69
4.1.	Efectos de las variables en la carga de agrietamiento	69
4.1.1.	Resistencia del concreto a tensión	69
4.1.2.	Porcentaje de acero longitudinal.....	70
4.1.3.	Esbeltez.....	70
4.1.4.	Relación de ancho-peralte.....	70
4.1.5.	Carga axial.....	71
4.1.6.	Corte de barras longitudinales	71
4.2.	Equilibrio en el claro cortante	71
4.3.	Efecto de dovela.....	74
4.4.	Papel del refuerzo en el alma	77
4.5.	Expresiones para evaluar la resistencia la resistencia a cortante.....	78
4.5.1.	Elementos estructurales sin refuerzo transversal ...	79
4.5.2.	Elementos estructurales con refuerzo transversal ..	81

4.5.2.1.	Refuerzo con estribos o aros rectangulares.....	81
4.5.2.2.	Refuerzo con zunchos en espiral	82
4.5.3.	Refuerzo de cortante por fricción	83
4.6.	Antecedentes de estudios de la transferencia de corte a través de las juntas de construcción	88
4.7.	Requisitos del Código ACI 318S-11 para el refuerzo transversal en columnas de concreto armado.....	92
4.7.1.	Pórticos ordinarios resistentes a momentos.....	92
4.7.2.	Pórticos intermedios resistentes a momentos	94
4.7.3.	Pórticos especiales resistentes a momentos.....	95
5.	JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN EN COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO	99
5.1.	Definición de juntas de construcción	99
5.2.	Consideraciones	100
5.3.	Terminología	100
5.4.	Ubicación de las juntas de construcción	101
5.5.	Tipos de juntas de construcción.....	102
5.6.	Tratamiento del concreto antiguo.....	103
5.6.1.	Remojado hormigón antiguo	104
5.6.2.	Colocación o vertido del concreto nuevo.....	105
6.	JUNTAS FRÍAS	107
6.1.	Definición	107
7.	RESULTADOS OBTENIDOS DE LA TESIS EVALUACIÓN DE JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN Y SU COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL EN COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO	109

7.1.	Columnas de concreto armado a corte directo	109
7.1.1.	Columna con presencia de la junta de construcción tipo rústica horizontal.....	110
7.1.2.	Columnas de concreto armado sin presencia del efecto de junta fría	112
7.2.	Elementos de concreto armado sometidos a corte con una excentricidad d	117
7.2.1.	Columna de concreto armado con presencia de la junta inclinada a 45 grados bajo esfuerzos tensivos	117
7.2.2.	Columna de concreto armado con presencia de la junta inclinada a 45° bajo esfuerzos de compresión	119
7.2.3.	Columna de concreto armado con presencia de la junta rústica horizontal.....	120
7.2.4.	Columna de concreto armado sin la presencia del efecto de junta fría, ensayadas a corte a una distancia d	122
8.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	125
8.1.	Método de análisis por cortante.....	125
8.2.	Propiedades mecánicas de los especímenes a ensayar	126
8.3.	Ensayos a corte directo	127
8.3.1.	Ensayo de la columna con presencia de la junta de construcción del tipo rústica horizontal	127
8.3.2.	Ensayos a corte directo en columnas de concreto armado.....	129
8.3.3.	Análisis de las gráficas a corte directo.....	131

8.4.	Ensayos de corte con una excentricidad de valor d	133
8.4.1.	Columnas con efecto de junta fría.....	134
8.4.1.1.	Columna con la junta inclinada a 45° a tensión.....	134
8.4.1.2.	Columna con la junta inclinada a 45° a compresión.....	137
8.4.1.3.	Columna con la junta rústica horizontal.....	140
8.4.1.4.	Análisis de las deformaciones reales de los elementos con presencia de juntas frías.....	142
8.4.2.	Columnas sin el efecto de junta fría	144
8.4.2.1.	Análisis de las columnas sin efecto de juntas frías.....	145
8.4.3.	Análisis de todas las columnas ensayadas a corte con una excentricidad d	146
8.5.	Determinación del aporte a cortante	148
CONCLUSIONES.....		149
RECOMENDACIONES		153
BIBLIOGRAFÍA.....		157
APÉNDICES.....		163
ANEXOS.....		201

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Grafica de esfuerzo-deformación para concreto	9
2.	Deformaciones medidas en un espécimen de concreto cargado uniaxialmente a compresión.....	10
3.	Resistencia del concreto bajo un sistema general de esfuerzos	13
4.	Tipos de corrugas para barras de refuerzo	19
5.	Curva típica de esfuerzo-deformación.....	20
6.	Clasificación de acero por porcentaje de carbono	22
7.	Teatro Nacional de Guatemala	25
8.	Disposición del confinamiento superior para columnas.....	29
9.	Curva esfuerzo-deformación del concreto armado confinado y no confinado.....	31
10.	Diagramas de carga-deflexión y momento-curvatura.....	35
11.	Diferencia entre ductilidad y tenacidad.....	37
12.	Momentos de segundo orden o secundarios	43
13.	Techo tipo losa-viga de concreto armado	44
14.	Losa maciza con ábacos y capiteles	47
15.	Ubicación de articulaciones plásticas en vigas	50
16.	Esfuerzo residual en el concreto confinado.....	53
17.	Efecto del amortiguamiento en vibración libre.....	56
18.	Colapso por efecto de columna corta.....	58
19.	Deformación del confinamiento en columnas.....	60
20.	Falla por aplastamiento del concreto en una columna circular.....	61
21.	Fallas por flexión en columnas por efecto de sismo.....	62

22.	Trayectorias de los esfuerzos principales en una viga isotrópica homogénea.....	63
23.	Falla por mal confinamiento en la parte superior de la columna de concreto armado.....	64
24.	Analogía de la armadura.....	66
25.	Efecto esfuerzos combinados en columna con y sin confinamiento	68
26.	Mecanismo de falla para un elemento con refuerzo en el alma	72
27.	Voladizos de concreto actuando como puntales.....	73
28.	El mecanismo de acción de dovela a través de una entrecara a cortante.....	75
29.	Casos en los que se debe aplicar el diseño de corte por fricción	84
30.	Idealización del concepto de corte por fricción	85
31.	Refuerzo de cortante por fricción a cierto ángulo de la fisura hipotética	87
32.	Curvas de carga-deslizamiento para transferencia de cortante a través de juntas de construcción.....	91
33.	Tipos de juntas de construcción para columnas de concreto armado	102
34.	Deformación por cortante o distorsión	125
35.	Gráfica de $\tau - \delta_s$ para el ensayo a corte de la columna con presencia de la junta de construcción rústica horizontal.....	127
36.	Gráfica de $\tau - \gamma$ en la zona donde se localiza la junta de construcción rústica horizontal.....	128
37.	Gráfica de $\tau - \delta_s$ para una columna 1 y 2	129
38.	Gráfica de $\tau - \gamma$ para una columna 1 y 2 con líneas de tendencia	130
39.	Gráfica de $\tau - \gamma$ para las columnas ensayadas a corte directo	131
40.	Gráfica de $\tau - \gamma$ para las columnas ensayadas a corte directo para la determinación del módulo de rigidez.....	132
41.	Gráfica de $\tau - \gamma$ hasta el límite proporcional de las columnas ensayadas a corte directo.....	133

42.	Gráfica de $\tau - \delta s$ del ensayo de corte a d para la columna con presencia de la junta inclinada a 45° bajo esfuerzos tensivos	134
43.	Gráfica de $\tau - \delta s$ del ensayo de corte a d para la columna con presencia de la junta inclinada a 45° bajo esfuerzos tensivos	135
44.	Gráfica de $\tau - \gamma$ del ensayo de corte a d para la columna con presencia de la junta inclinada a 45° bajo esfuerzos tensivos	136
45.	Gráfica de $\tau - \delta s$ del ensayo de corte a d para la columna con presencia de la junta inclinada a 45° bajo esfuerzos de compresión.....	137
46.	Gráfica de $\tau - \delta s$ del ensayo de corte a d para la columna con presencia de la junta inclinada a 45° bajo esfuerzos de compresión.....	138
47.	Gráfica de $\tau - \gamma$ del ensayo de corte a d para la columna con presencia de la junta inclinada a 45° bajo esfuerzos de compresión... ..	139
48.	Gráfica de $\tau - \delta s$ del ensayo de corte a d para la columna con presencia de la junta rústica horizontal	140
49.	Gráfica de $\tau - \gamma$ del ensayo de corte a d para la columna con presencia de la junta rústica horizontal	141
50.	Gráficas de $\tau - \delta s$ del ensayo de corte a d para las columnas con los distintos casos del efecto de junta fría.....	142
51.	Gráfica de $\tau - \gamma$ del ensayo de corte a d para las columnas con los distintos casos del efecto de junta fría	143
52.	Gráficas de $\tau - \delta s$ para la columna 3 del ensayo de corte a d para las columnas sin el efecto de junta fría	144
53.	Gráficas de $\tau - \gamma$ para la columna 3 del ensayo de corte a d para las columnas sin el efecto de junta fría	145
54.	Gráficas de $\tau - \gamma$ de la columnas ensayadas a corte a una distancia d para la determinación del módulo de rigidez.....	146

55.	Gráficas de $\tau - \gamma$ hasta el límite proporcional de la columnas ensayadas a corte a una distancia d	147
-----	---	-----

TABLAS

I.	Tipos de cemento	4
II.	Límites de granulometría para el agregado fino	6
III.	Barras de refuerzo estándar de la ASTM	18
IV.	Clasificación de elementos por esfuerzos de trabajo.....	39
V.	Barras de refuerzo estándar de la ASTM	88
VI.	Resultados del ensayo a corte directo en el elemento con la junta de construcción rústica horizontal.....	110
VII.	Esfuerzos actuantes en el elemento con la junta de construcción rústica horizontal.....	111
VIII.	Resultados del ensayo a corte directo de la columna 1.....	112
IX.	Esfuerzos actuantes de corte y flexión en la columna 1	113
X.	Resultados de la regresión de cargas para el ensayo a corte directo en la columna 1	114
XI.	Esfuerzos actuantes en la regresión de cargas para la col. 1	114
XII.	Resultados del ensayo a corte directo de la columna 2.....	115
XIII.	Esfuerzos actuantes en la columna 2	116
XIV.	Resultados del ensayo en el elemento con la junta inclinada a 45° bajo esfuerzos tensivos	118
XV.	Esfuerzos actuantes en la columna con la junta inclinada a 45° bajo esfuerzos de tensión.....	118
XVI.	Resultados del ensayo al elemento con la junta inclinada a 45° bajo esfuerzos compresivos	119
XVII.	Esfuerzos actuantes en la columna con la junta inclinada a 45° bajo esfuerzos compresivos	120

XVIII.	Resultados del ensayo corte a d para la columna con presencia de la junta rústica horizontal	121
XIX.	Esfuerzos actuantes del ensayo a cote a d para la columna con presencia de la junta rústica horizontal	121
XX.	Resultados del ensayo corte a d de la columna 3	122
XXI.	Esfuerzos actuantes para el ensayo a cote a d en la columna 3 ...	122
XXII.	Resultados en la regresión de cargas para la columna 3	123
XXIII.	Esfuerzos actuantes en la regresión de cargas para la columna 3	123
XXIV.	Resultados del ensayo corte a d de la columna 4	124
XXV.	Esfuerzos actuantes del ensayo a cote a d en la columna 4	124

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
b_w	Ancho del alma
A_g	Área bruta de la sección de concreto
A_s	Área de acero
A_v	Área del refuerzo en el alma
P	Carga axial
N_u	Carga axial de compresión
cm	Centímetro
cm^2	Centímetros cuadrados
cm^3	Centímetros cúbicos
α	Coefficiente de dilatación térmica
μ	Coefficiente de fricción
C_d	Compresión diagonal
f_2	Compresión principal
V_c	Cortante en compresión
V_d	Cortante por el efecto de dovela
V_s	Cortante proporcionado por el refuerzo transversal
ρ	Cuantía de refuerzo
ρ_w	Cuantía del refuerzo longitudinal
ϕ_y	Curvatura de fluencia
ϕ_m	Curvatura máxima esperada
Δ_y	Deflexión inicial
Δ_u	Deflexión última del elemento

ϵ_u	Deformación al esfuerzo actuante
γ	Deformación angular o distorsión
ϵ_y	Deformación de cedencia del acero
ϵ	Deformación unitaria
Δ	Deriva
δ_s	Desplazamiento por cortante
c	Distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro.
μ_ϕ	Ductilidad de curvatura
μ_ϵ	Ductilidad de deformación
μ_Δ	Ductilidad de desplazamiento
τ	Esfuerzo cortante
v	Esfuerzo cortante horizontal
σ	Esfuerzo flexión
ΔT	Esfuerzo proporcionado por acción de armadura
v_a	Esfuerzos cotangentes inclinados
s	Espaciamiento centro a centro de unidades tales como refuerzo longitudinal y transversal.
s_o	Espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal dentro de una longitud l_o .
λ	Factor de modificación del que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión.
ϕ	Factor de reducción de resistencia según ACI 318S-11, sección 9.3.
f_y	Fluencia del acero
f	Fuerza axial principal
V	Fuerza cortante

<i>Vu</i>	Fuerza cortante mayorada (multiplicada por el factor de reducción apropiada).
<i>°C</i>	Grados Celsius
<i>kg</i>	Kilogramo
<i>psi</i>	Libras sobre pulgada cuadrada
<i>lo</i>	Longitud medida desde la cara del nudo a lo largo del eje del elemento estructural.
<i>MPa</i>	Mega pascal
<i>mm</i>	Milímetros
<i>Es</i>	Módulo de elasticidad del acero
<i>Ec</i>	Módulo de elasticidad del concreto
<i>G</i>	Módulo de rigidez
<i>M</i>	Momento
<i>Mu</i>	Momento flexionante multiplicado por el factor de reducción apropiado.
<i>d</i>	Peralte
<i>f'c</i>	Resistencia a compresión concreto
<i>f'cc</i>	Resistencia a compresión del concreto armado-confinado.
<i>f_{yT}</i>	Resistencia específica a la fluencia del refuerzo transversal.
<i>Vn</i>	Resistencia nominal a esfuerzos cortantes
<i>K</i>	Rigidez
<i>f₁</i>	Tensión principal

GLOSARIO

Ábaco	Proyección debajo de la losa usada para reducir la cantidad de refuerzo negativo sobre una columna o el espesor mínimo requerido para una losa, y para aumentar la resistencia a cortante de la losa.
ACI	American Concrete Institute (Requisitos de reglamento para concreto estructural).
Adherencia	Unión física que resulta de haber unido un elemento con otro.
Agregado	Material granular (como arena, grava, piedra triturada y escoria de hierro de alto horno) empleado con un medio cementante para formar concreto o mortero hidráulico.
Alma	La sección transversal que rige el peralte principalmente y resiste sobre todo el cortante.
Armadura	Conjunto de acero de refuerzo (transversal y longitudinal) empleados para resistir esfuerzos (axiales, cortantes, flexionantes y de torsión).
Arriostrar	Colocar piezas de forma oblicua, para dar estabilidad y evitar que se deforme.

ASTM	International Association for Testing Materials (Asociación Internacional para el Ensayo de Materiales).
Axial	Paralela al eje de un elemento.
Capitel	Pieza piramidal, poligonal o cónica, que remata la parte superior de una columna, utilizado para la reducción de momentos en la columna.
Carga cíclica	Carga provocada por un agente externo, tienden a originar modificaciones tanto en la magnitud de las tensiones, como en las deformaciones, afectando la forma y el límite de rotura de los materiales.
Carga de servicio	Cargas especificadas por el reglamento general de construcción, sin el factor de carga.
Cimbra	También conocido como formaleta, es la estructura o cubierta (de madera o metal) que sirve de molde para la construcción de miembros estructurales de concreto armado.
Concreto armado	Se refiere al hormigón armado
Código	Conjunto de normas y reglas sobre cualquier materia.
Colapso	Destrucción total de un sistema o elemento estructural.

Compresión	Fuerza axial a la que está sometido un cuerpo, esta tiende a acortar el elemento.
Cuantía	Fracción o porcentaje del total de cierta unidad de medida.
Deformómetro	Dispositivo que mide y registra deformaciones.
Desbastar	Remover o quitar las asperezas o partes más bastas de un material destinado a ser labrado.
Desencofrante	Producto químico empleado para evitar que el hormigón o el mortero queden adheridos al retirar el encofrado.
Desgajamiento	Desconchamiento o pérdida progresiva del recubrimiento.
Desgarramiento	Lesión mecánica que va acompañada de la rotura del concreto y el acero de refuerzo. Causado por una elongación o contracción brusca del elemento.
Diafragma	Elemento estructural que transmite fuerzas que actúan en el plano del diafragma, hacia los elementos verticales.
Dúctil	Propiedad de deformarse sosteniblemente, sin presentar una rotura.

Embeber	Introducir un elemento dentro de otro.
Empotramiento	Unión rígida del extremo de un elemento estructural a un soporte.
Ensayo	Prueba que se realiza para determinar las propiedades mecánicas de un material o elemento.
Envolvente	Curva geométrica formada de la colección de valores máximos.
Esfuerzo	El producto de la aplicación de fuerza por unidad de área.
Eslabón	Pieza con forma elíptica alargada, usado para confinar un elemento estructural, conformado por un gancho suplementario y una extensión o dos ganchos suplementarios a 90°.
Espiral	Refuerzo helicoidal de acero, para proporcionar confinamiento a lo largo de las columnas de concreto armado.
Estribo	Refuerzo empleado para resistir esfuerzos de corte y de torsión en un elemento estructural.

Falla	Condición no deseada, que hace que el elemento estructural no desempeñe la función para la cual fue diseñada; sin embargo, no hay un colapso del miembro.
Fisura	Abertura profunda de mayor dimensión, que generalmente afecta toda la sección y la integridad estructural del elemento.
Fractura	Rotura violenta de un elemento, esto ocurre especialmente en un miembro rígido.
Frágil	Material o elemento que puede llegar a la rotura con facilidad.
Fraguado	Proceso de endurecimiento y pérdida de plasticidad del concreto a través del tiempo.
Fricción	Rozamiento entre dos cuerpos en contacto, uno de los cuales está inmóvil.
Grieta	Aquellas aberturas incontroladas de un elemento, que afectan el recubrimiento o parte del elemento, y no así la integridad estructural.
Homogéneo	El elemento está formado con características comunes referidas a su clase o naturaleza, lo que permite establecer entre ellos una relación de semejanza y uniformidad.

Hormigón	Concreto simple.
Hormigón armado	Concreto reforzado, este puede ser confinado.
Hormigonado	Vertido del concreto en la formaleta o cimbra.
Isotrópico	Cuando el material constituyente de un elemento presenta propiedades invariables.
Longitud de desarrollo	Longitud embebida del refuerzo, en el concreto que se requiere para poder desarrollar la resistencia de diseño, del refuerzo en una sección crítica.
Marco estructural	Pórtico en el cual los elementos y los nudos resisten las fuerzas a través de flexión, cortante y fuerza axial.
Mortero	El grout es un concreto de consistencia líquida con un asentamiento en el cono de Abrahm's igual o mayor a 200 milímetros y una resistencia a compresión a los 28 días de 140,7 kilogramos por centímetro cuadrado.
Norma	Principio que se impone o se adopta para dirigir la correcta realización de una acción o el correcto desarrollo de una actividad.
Núcleo concreto	Área confinada del concreto armado-reforzado.

Peralte	Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo en tensión.
Performance	Desempeño de material.
Punzonamiento	Esfuerzo producido por tracciones en una pieza, debidas a los esfuerzos tangenciales originados por una carga localizada en una superficie pequeña de un elemento bidireccional de hormigón.
Puzolana	Roca volcánica muy fragmentada y de composición basáltica; se utiliza como aislante en la construcción y para la fabricación de cemento hidráulico.
Recubrimiento	Distancia entre la superficie externa del refuerzo embebido y la superficie externa más cercana del concreto.
Rigidez	Capacidad de resistencia de un cuerpo a deformarse bajo la acción de fuerzas externas.
Tamiz	Instrumento para cernir, está compuesto por un aro o un marco al cual está asegurada una tela metálica fina, con el fin de separar lo finos de otros granos de mayor tamaño.
Tensión	Fuerza axial opuestas a la que está sometido un cuerpo, esta tiende a alargar el elemento.

Torsión

Acción de torcer una elemento en forma helicoidal.

Triaxial

Ensayo común para medir las propiedades mecánicas de muchos sólidos deformables.

Ulterior

Algo que va a suceder en un futuro.

RESUMEN

Este trabajo de investigación presenta un estudio del efecto del cortante en las columnas de concreto armado con presencia del efecto de junta fría; realizado por medio de ensayos a corte directo, así también, la caracterización de los distintos aspectos de falla, mecanismos de falla y colapso en las columnas, bajo la acción de cargas cíclicas (como sismos); el diseño a corte de las columnas de concreto armado, para los diferentes tipos de pórtico resistente a momentos; el refuerzo a corte en la zona donde se localiza la junta fría.

La metodología se basó en ensayos de columnas con la presencia de la junta tipo rústica horizontal e inclinada a 45 grados. Donde las dos masas de concreto tenían una edad superior a los 28 días.

Se ensayaron 8 columnas de concreto armado; donde 4 elementos poseían el efecto de junta fría (dos de cada tipo). Los ensayos se realizaron en el Centro de Investigaciones de Ingeniería en la Sección de Estructuras de la USAC.

Posteriormente se realizó una evaluación del comportamiento estructural para cada elemento que presenta el efecto de junta fría, respecto a las columnas que no lo poseen; mediante el análisis de las gráficas, tanto para los elementos que presentan el efecto con la junta rústica horizontal, como la junta inclinada a 45 grados.

Para determinar así, el aporte que proporciona el concreto ante esfuerzos de cortante y poder realizar el diseño del refuerzo por cortante fricción, en la zona donde se posee el efecto de junta fría.

OBJETIVOS

General

Estudiar y evaluar el efecto estructural que repercute para las columnas la presencia del efecto de la junta fría.

Específicos

1. Determinar el aporte a cortante que proporciona el concreto para el diseño estructural de columnas de concreto armado, en la zona donde se presenta el efecto de junta fría.
2. Determinar la junta de construcción más eficiente ante esfuerzos de corte, entre la junta del tipo rústica horizontal y la inclinada a 45 grados.
3. Estudiar y analizar el comportamiento estructural de las columnas de concreto armado, específicamente donde se localiza el efecto de la junta fría.
4. Estudiar el diseño del refuerzo a corte, en la zona donde se localiza el efecto de junta fría; en función del comportamiento estructural del elemento, bajo la acción de esfuerzos de corte entre las dos masas de concreto.
5. Comparar datos teóricos y experimentales obtenidos de ensayos destructivos en diferentes condiciones.

INTRODUCCIÓN

En la actualidad, al diseño de edificios de marcos rígidos espaciales de concreto armado, no se le presta la importancia debida a las juntas de construcción y el efecto que trae consigo el ignorar su existencia; y como consecuencia, origina las fallas y el debilitamiento estructural del miembro, afectando la integridad estructural de las columnas de concreto armado al ser solicitada bajo la acción de sismos.

El vertido del concreto en las juntas de construcción, habitualmente no se aplican los métodos de construcción adecuados en su elaboración, como consecuencia no se llega a realizar el diseño correspondiente de la junta como del refuerzo; debido a la falta de criterio o al economizar materiales de construcción en la ejecución del proyecto.

Por medio de ensayos de laboratorio es posible conocer el comportamiento estructural de las columnas de concreto armado, al presentar el efecto de junta fría; debido a que es escasa la información y el estudio del efecto que ocasiona ante la acción de esfuerzos, en este trabajo de graduación se recopila la mayor parte información concerniente al tema de la evaluación del aporte que proporciona el concreto para el diseño estructural de columnas con presencia de juntas frías.

Se incluye dentro de la investigación aspectos teóricos, típicos, propiedades importantes, mecanismos de falla, fallas y criterios de diseño de columnas de concreto armado, para los diversos sistemas de marcos rígidos espaciales.

Asimismo se enfoca al estudio del comportamiento estructural de las columnas de concreto armado con presencia de juntas frías, así como determinar el aporte a corte que proporciona el concreto en la zona donde se localiza el efecto y las soluciones al problema.

1. GENERALIDADES Y DEFINICIONES BÁSICAS

1.1. Generalidades

La ingeniería estructural envuelve todo un proceso, que va desde las suposiciones y filosofías de diseño, hasta la determinación de cargas y esfuerzos, a través de estos, la obtención de las dimensiones que satisfagan las condiciones de servicio a las que están sujetas las edificaciones.

A partir de la finalización de esta fase se procede, mediante un análisis detallado, al cálculo de las fuerzas, esfuerzos y desplazamientos para culminar con las dimensiones definitivas de los elementos; esto mediante el análisis estructural por medio de métodos aproximados (el cual se fundamenta en los principios de la resistencia de los materiales y propiedades mecánicas) y el uso de métodos exactos (uso de un software).

La gran mayoría de los miembros estructurales de concreto armado no pueden escapar de tener que resistir fuerzas cortantes. Estas fuerzas rara vez actúan por sí mismas, sino en combinación con flexión, cargas axiales y quizás torsión. Además de identificar el efecto de fuerzas cortantes que actúan por sí solas; es necesario examinar las interacciones posibles con las otras acciones estructurales en los miembros a flexión; en especial, los mecanismos que resisten el cortante interactúan íntimamente con la adherencia entre el concreto y el refuerzo y el anclaje a este.

A nivel de cargas de baja magnitud y antes de la aparición de grietas, el comportamiento del concreto armado se asemeja al de un material homogéneo, isotrópico y elástico (concepto clásico de esfuerzos). La transmisión de cortante en los elementos sometidos a flexocompresión se apoya fuertemente en la resistencia a tensión y compresión del concreto, como resultado la falla a cortante, por lo general, sea no dúctil. En consecuencia, se debe suprimir este tipo de falla.

La teoría elástica puede proporcionar predicciones aceptables con respecto a la resistencia y a la formación de grietas; sin embargo, con el desarrollo de grietas se origina un patrón sumamente complejo de esfuerzos, al grado en que las ecuaciones no logran predecir el comportamiento real del elemento estructural. No obstante, se ha extendido considerablemente los conocimientos de distintos mecanismos resistentes al cortante, los que aquí se estudian con cierto detalle¹.

1.2. Concreto

Se define como un material semejante a la roca que se obtiene mediante la mezcla proporcionada de cemento, arena, grava y agua. El cemento y el agua interactúan químicamente para unir las partículas del agregado y conformar una masa sólida. Es necesario agregar agua, además de aquella que se requiera para la reacción química, con el fin de darle a la mezcla la trabajabilidad adecuada que permita llenar las formaletas y rodear el acero de refuerzo embebido, antes de que inicie el endurecimiento.

¹ PARK, R.; PAULAY, T. *Estructuras de concreto reforzado*, sección 7.1. p. 280.

Se pueden obtener concretos en un amplio rango de propiedades, ajustando apropiadamente las proporciones de los materiales constitutivos. Un rango aún más amplio de propiedades puede obtenerse mediante la utilización de diversos tipos de cementos, agregados (agregados ligeros o pesados), aditivos (plastificantes y agentes incorporadores de aire, microsílíce o cenizas volantes) y mediante métodos especiales de curado (curado por inundación o al vapor).

1.2.1. Materiales constituyentes del concreto

Los componentes de concreto son:

1.2.1.1. Cemento

Es el material que tiene las propiedades de adhesión y cohesión, necesarias para unir agregados inertes y conformar una masa sólida de resistencia y durabilidad adecuada; esta categoría, tecnológicamente importante de materiales, incluye no solo el cemento sino también limos, asfaltos y alquitranes, tal como se usan en la construcción de carretera y otros.

Para la fabricación de concreto estructural se utiliza exclusivamente los llamados cementos hidráulicos. Para completar el proceso químico (hidratación) mediante el cual el polvo de cemento fragua y endurece para convertirse en una masa sólida se requiere la adición de agua. A lo largo del tiempo se han desarrollado diferentes tipos de cemento Portland, estos se presentan en la tabla I.

El cemento Portland adicional es un cemento obtenido por la pulverización conjunta de *clinker* Portland y otros materiales denominados a este efecto como adiciones, como las puzolanas, la escoria y el *filler* con la adición eventual de sulfato de calcio.

Tabla I. **Tipos de cemento**

I	Uso general
II	Moderada resistencia a sulfatos y moderado calor
III	Alta resistencia inicial
IV	Bajo calor hidratación
V	Alta resistencia a sulfatos
VI	Bajo contenido de álcalis
VII	Bajo calor de hidratación

Fuente: elaboración propia.

El contenido de adicionales está limitado por la especificación de la Norma ASTM C 595, la incorporación de adiciones contribuye a la mejora de las propiedades del cemento.

Los cementos Portland adicionados son normalizados en los siguientes tipos según su *performance* (desempeño):

- Tipo IP: cementos Portland puzolánico, para uso en construcciones generales de concreto.
- Tipo I (PM): cemento Portland puzolánico modificado, para usos en construcciones generales de concreto.

- Tipo IS: cemento Portland de escoria, para usos en construcciones generales de concreto.
- Tipo P: cemento Portland puzolánico, para ser utilizado en construcciones generales de concreto, cuando no se requieran altos valores de resistencia a la compresión.
- Tipo ICo: cemento Portland compuesto, para ser utilizado en obras generales de construcción.

La resistencia moderada a sulfatos, moderado calor de hidratación o alguna combinación puede ser especificado por adición de los sufijos (MS), o (MH).

1.2.1.2. Agregado grueso

Consiste en grava, grava triturada, roca triturada, escoria de hornos de explosión, concreto de cemento hidráulico triturado o una combinación de lo anterior.

Los agregados gruesos deben llenar los requerimientos especificados en la Norma ASTM C-33 para cada número de tamiz, según el tamaño de agregado a utilizar. Para el concreto estructural los agregados ocupan aproximadamente entre el 70 y el 75 por ciento de volumen de la masa endurecida, el resto está conformado por la pasta de cemento y vacíos de aire.

El tamaño del agregado se encuentra en función de las necesidades especificadas para el diseño del concreto. Los agregados gruesos para fabricación de concreto deben estar libres de cantidades excesivas de sustancias como: arcilla, carbono y lignito, ceniza y materiales finos.

Los límites permisibles se encuentran establecidos en la Norma, y están en función del uso que se le dará al concreto. En relación a los agregados, la resistencia a ser rayado y la resistencia al desgaste (abrasión) son las propiedades mecánicas que interesa determinar, en el primer caso la relación al equipo de ensaye de agregados y en el segundo caso para los efectos de resistencia en el concreto, sobre todo cuando el agregado se use en pavimentos o aceras.

1.2.1.3. Agregado fino

Consistirán en arena natural, arena manufacturada o combinación de ambas. El módulo de finura no deberá ser menor de 2,3 ni mayor de 3,1 y deberá estar graduado dentro de los límites que se muestran en la tabla II.

Tabla II. Límites de granulometría para el agregado fino

Tamiz	Porcentaje que pasa
3/8" (9,50 mm)	100
No. 4 (4,75 mm)	95 a 100
No. 8 (2,36 mm)	80 a 100
No. 16 (1,18 mm)	50 a 85
No. 30 (600 μ m)	25 a 60
No. 50 (300 μ m)	10 a 30
No. 100 (150 μ m)	2 a 10

Fuente: Normas de la Asociación Americana para el Ensayo de Materiales, Vol. 04.02 p. 11.

1.2.1.4. Agua

El agua que se debe utilizar para realizar la masada no debe contener ni sabor u olor marcado. Las impurezas excesivas en el agua de mezclado pueden afectar, no solo el tiempo de fraguado, la resistencia del concreto y la estabilidad volumétrica (variación dimensional), sino que también puede provocar eflorescencia o corrosión en el refuerzo de acero.

Siempre que sea posible, debe evitarse el agua con altas concentraciones de sólidos disueltos, materia orgánica, sales u otras sustancias nocivas. El agua empleada en el mezclado del concreto debe cumplir con las disposiciones de la Norma ASTM C1602M (Norma equivalente COGUANOR NTG 41 073), ya que permite el uso de agua potable sin practicarle ensayos e incluye métodos para calificar las fuentes de agua impotable, incluye límites opcionales para los cloruros sulfatos, álcalis y sólidos en el agua de mezclado a los que se puede apelar cuando se necesario².

1.2.1.5. Aditivos

Se utilizan para mejorar el comportamiento del concreto. Existen aditivos para acelerar o retarda el fraguado y el endurecimiento; mejorar la manejabilidad; aumentar la resistencia; mejorar la durabilidad; disminuir la permeabilidad; y proporcionar o afectar otras propiedades.

² Instituto Americano del Concreto. *ACI 2011*. Sección 3.4. p. 46-47

1.2.2. Propiedades del concreto

Se pueden clasificar como: físicas, mecánicas y químicas; en este trabajo solo se definirá las propiedades mecánicas del concreto endurecido.

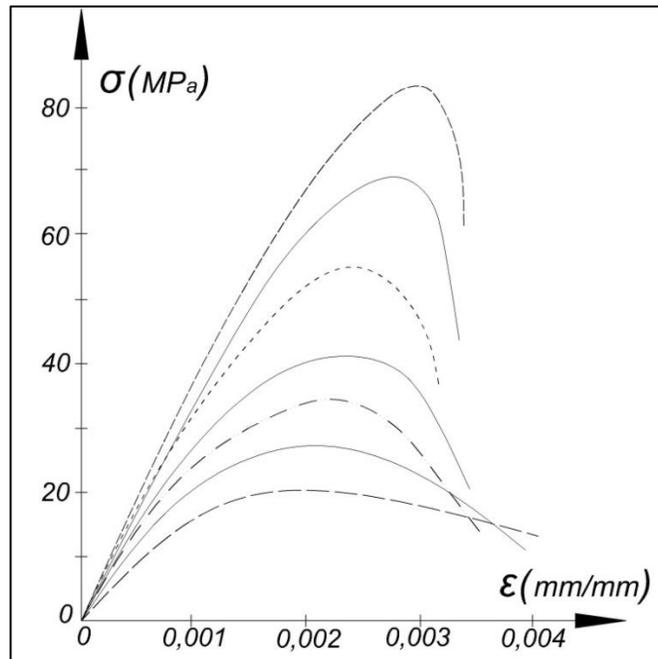
1.2.2.1. Mecánicas para el concreto en estado sólido

- Resistencia a la compresión

Esta es la mejor propiedad mecánica que posee el concreto, pues tiene la capacidad de resistir esfuerzo de compresión altos comparados con el acero, se define como fuerza por unidad de área. La resistencia a compresión debe basarse en la curva de esfuerzo deformación. A continuación en la figura 1 se muestra la curva de esfuerzo deformación para un concreto con densidad normal de $2\ 300\text{ kg/m}^3$.

Las curvas son casi lineales hasta aproximarse un medio de la resistencia a compresión. El pico de la curva para concreto de alta resistencia es relativamente agudo, pero para concreto de baja resistencia la curva tiene un copete plano. La deformación en el esfuerzo máximo es aproximadamente 0,002. A deformaciones más elevadas, después de alcanzarse el esfuerzo máximo, todavía pueden transmitirse esfuerzos, aunque se hacen visibles en el concreto, grietas paralelas a la dirección de la carga. El concreto de alta resistencia presenta una falla explosiva, debido a que no puede liberar la energía absorbida por los esfuerzos axiales.

Figura 1. **Grafica de esfuerzo-deformación para concreto**



Fuente: NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*, p. 38.

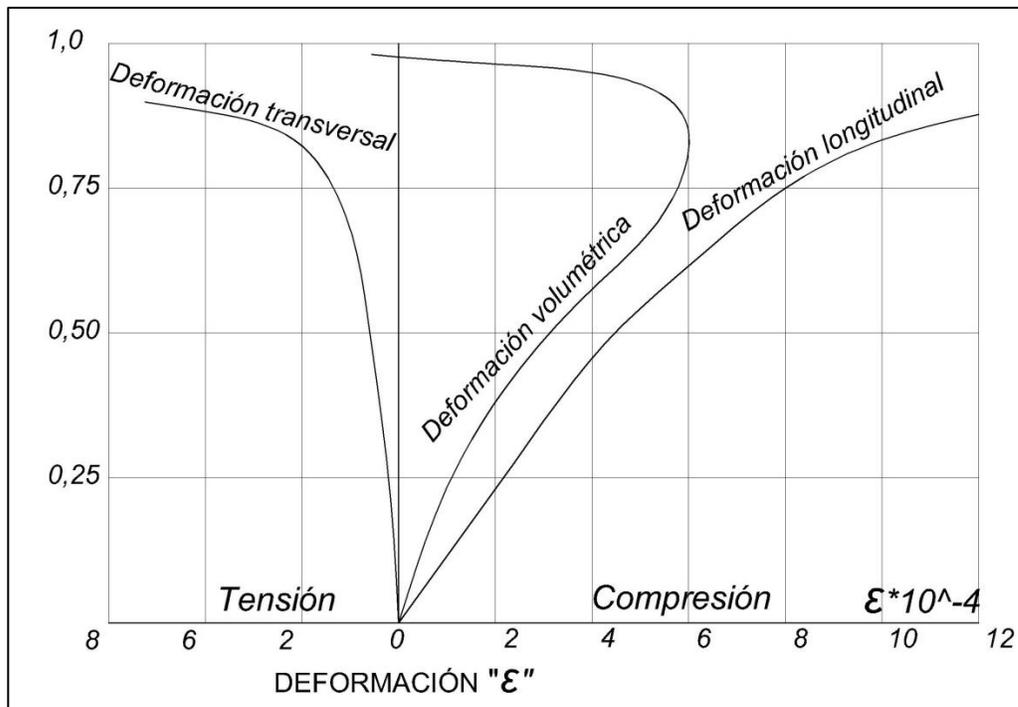
- **Relación de Poisson**

La relación de Poisson, por lo general, se determina como cociente de la deformación transversal y la deformación en la dirección de la carga uniáxica aplicada, oscila entre 0,15 a 0,20 milímetro sobre milímetro para concreto; sin embargo, se han determinado valores de 0,10 y 0,30 milímetro sobre milímetro. No parece existir formación segura relativa a la variación de la relación de Poisson con las propiedades del concreto, aunque generalmente es común considerar que esta relación es más baja para el concreto de alta resistencia.

$$\mu = -\frac{\epsilon_{Lateral}}{\epsilon_{Longitudinal}}$$

A esfuerzos elevados de compresión, las deformaciones transversales aumentan rápidamente, debido al agrietamiento interno paralelo a la dirección de la carga dentro del espécimen. En la figura 2 se encuentran graficadas las deformaciones medidas en un espécimen probado hasta la falla.

Figura 2. **Deformaciones medidas en un espécimen de concreto cargado uniaxialmente a compresión**



Fuente: PARK, R.; PAULAY, T. *Estructuras de concreto reforzado*, sección 7.1. p. 19.

El volumen del elemento disminuye durante casi toda el rango de carga; sin embargo, a esfuerzos próximos a la resistencia a compresión del espécimen, las deformaciones transversales son tan elevadas que el volumen del espécimen comienza a aumentar, lo que indica el agotamiento de la resistencia.

La falla de un espécimen cargado uniaxialmente en compresión, por lo general está acompañado por desgajamiento en la dirección paralela a la carga y un aumento de volumen.

- Módulo de elasticidad

Es el valor que se determina dentro del comportamiento proporcional del material o rango elástico, representa una relación entre el esfuerzo y deformación del diagrama. En términos de la gráfica de esfuerzo-deformación, el módulo de elasticidad E es la pendiente del diagrama en el rango de la proporcionalidad del esfuerzo y deformación.

De una manera general, en la práctica se emplea el módulo de elasticidad y se le denomina simplemente con el símbolo E_c , se han propuesto numerosas ecuaciones todas ellas experimentales, para obtener su valor. El Código ACI 318-11 en la sección 8.5 establece que el módulo de elasticidad del concreto puede tomarse como:

$$E_c = W^{1.5} * 0,14\sqrt{f'_c}$$

Donde:

E_c = módulo de elasticidad en kg/cm^2

W = peso unitario del concreto comprendido de $1\ 500 - 2\ 500kg/m^3$

f'_c = resistencia a la compresión en kg/cm^2

Sin embargo, puede tomarse como $E_c = 15\ 100\sqrt{f'_c}$ para concretos con densidad normal, esta expresión es solamente para el sistema métrico.

- Resistencia a corte

La resistencia del concreto al esfuerzo cortante puro, es una propiedad que no se determina de forma directa, debido a que en un espécimen sometido a tal condición de esfuerzo, se generan inevitablemente esfuerzos iguales de tensión en otro plano, que terminan por conducir la falla del concreto por tensión, antes de que se pueda alcanzar el valor del esfuerzo cortante máximo que el concreto puede soportar. Como consecuencia de ello, la resistencia del concreto al cortante suele determinarse en forma indirecta, deduciéndola del ensaye del testigo sometidos a condiciones de carga que producen esfuerzos combinados.

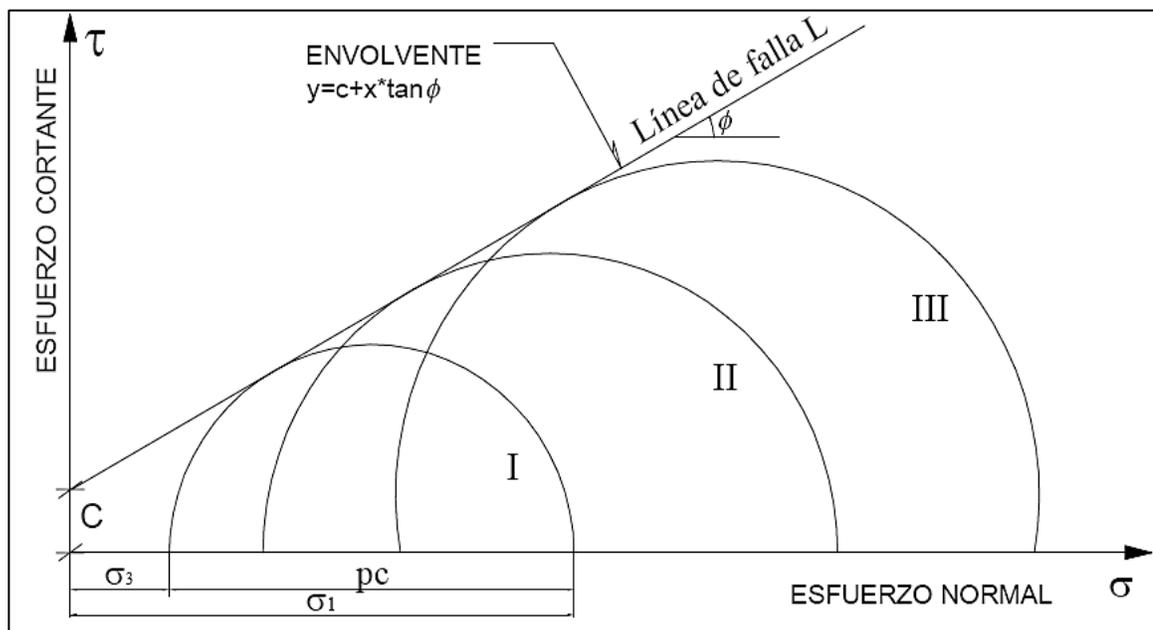
El procedimiento consiste en ensayar las probetas de concreto a compresión, bajo condiciones de confinamiento para crear un estado de compresión triaxial; de esta manera, se someten las probetas a diversas combinaciones de carga y presión de confinamiento hasta alcanzar la ruptura, y con los esfuerzos máximos correspondientes a cada condición de prueba se determinan los respectivos círculos de falla conforme a la teoría de Mohr, representándolos en un sistema de ejes cartesianos en que las abscisas son los esfuerzos normales y las ordenadas los esfuerzos cortantes.

Empíricamente se dice, que la resistencia al cortante puro corresponde al 20 por ciento de la resistencia del concreto a compresión, pero puede variar la resistencia al esfuerzo cortante en el concreto desde el 35 al 80 por ciento de la resistencia a la compresión³.

³ FERGUSON, Phil M. *Fundamentos del concreto reforzado*, sección 2.5. p. 85.

De acuerdo al ensayo, para definir la envolvente de falla, se requiere un mínimo de tres pruebas de compresión triaxial realizados bajo diferentes presiones de confinamiento, a fin de hacer la representación gráfica de los correspondientes círculos de Mohr y su envolvente, de la manera que se indica en la figura 3, reproducida de la citada práctica ASTM C 801. A partir de estos parámetros se puede definir la resistencia al esfuerzo cortante del concreto ensayado, esto es, su cohesión c y su ángulo de fricción interna ϕ .

Figura 3. **Resistencia del concreto bajo un sistema general de esfuerzos**



Fuente: CFE. *Manual de tecnología del concreto*, sección 3, p. 81.

La figura 3 indica cómo una familia de círculo de Mohr que representan condiciones de falla en tensión simple, compresión simple y otras combinaciones, se localizan dentro de una envolvente.

Cualquier combinación de esfuerzos que tenga un círculo de Mohr tangente a esta envolvente, o que la intersecte, se puede considerar como una condición de falla. La curva indica que la resistencia a compresión del cilindro se reduce en presencia de esfuerzos cortantes.

Cuando los agregados son de buena calidad y la resistencia del concreto es de baja resistencia (menos de 400 kg/cm²), la ruptura del concreto se produce preferentemente a través de la pasta de cemento hidratada y/o en el contacto de pasta-agregado, dando lugar así una superficie de falla e irregular, que favorece la resistencia al esfuerzo cortante por trabazón del agregado, a través de las grietas iniciales por la tensión diagonal. La determinación de los parámetros de la resistencia al esfuerzo cortante del concreto, mediante ensayos de compresión triaxial se representa en la figura 3.

Por lo contrario, cuando se produce ruptura de los agregados a través de la superficie de falla, ya sea porque los agregados son de calidad deficiente o el concreto de muy alta resistencia y la superficie de agrietamiento resulta con textura más lisa y uniforme; por consiguiente, hay una disminución en su aporte a la resistencia por cortante.

Esta circunstancia debe tomarse en cuenta, cuando se diseña con un concreto de muy alta resistencia, a fin de considerar la conveniencia de un refuerzo adicional por cortante, con respecto al mínimo requerido en los Códigos de diseño para concreto convencional⁴.

⁴ CFE. *Manual de tecnología del concreto*, sección 3, p. 79-82.

Esta es la propiedad que tiene el concreto para resistir esfuerzo de corte, la resistencia al cortante se basa en esfuerzo cortante promedio sobre toda la sección efectiva $b_w * d$. La resistencia al cortante proporcionada por el concreto V_c se supone que es la misma para los diferentes elementos estructurales de concreto armado (losas, vigas, columnas y cimientos).

En el Código ACI-11 en la sección 11.2.2.1 el cortante proporcionado por el concreto puede tomarse como:

$$V_c = 0,53\phi * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

Donde:

ϕ = factor de reducción de resistencia

$f'c$ = resistencia a la compresión en kg/cm^2

b_w = ancho del alma o diámetro de la sección circular en cm

d = peralte del elemento en análisis en cm

- Tenacidad

Es el valor que determina la cantidad de energía que se necesita para romper un material; se le puede medir por la cantidad de trabajo por volumen unitario requerida, para llevar al material a la falla bajo cargas estáticas. Se determina como el área bajo el diagrama de esfuerzo-deformación (desde el inicio comportamiento elástico, hasta la ruptura del material).

El concreto simple tiene malas propiedades de tenacidad, encontrándose en general, la energía de ruptura en la compresión por debajo de 0,703 cm^3 kg/cm^3 y, por lo común, la energía de ruptura en flexión debajo de 0,01 cm^3 kg/cm^3 .

Para fines de comparación, la energía de ruptura del acero en la tensión es alrededor de 1 500 cm kg/cm³. Es posible incrementar ligeramente la tenacidad del concreto, al incrementar la resistencia y se puede obtener un aumento significativo⁵.

1.3. Acero de refuerzo

Tiene el principal objetivo de resistir esfuerzos de tensión provocados por las cargas actuantes, y a veces resistir esfuerzo de compresión. El acero estructural se define como una combinación de hierro y pequeñas cantidades de carbono, generalmente menos de 1 por ciento, también contiene pequeños porcentajes de algunos otros elementos. Como bien dice su nombre, es un material que está destinado para refuerzo del concreto, consiste en barras o varillas corrugadas, alambre o mallas soldadas, todos los cuales se fabrican de acuerdo con las especificaciones de la ASTM.

En estructuras de concreto reforzado su función es resistir esfuerzos de tensión (cuando se localiza a d) y compresión (cuando se localiza a d'), en la actualidad el acero es un material para la construcción de diversas obras civiles. Dentro de los tipos de acero para refuerzo se pueden mencionar los siguientes:

- Barras de refuerzo
- Parillas de barras corrugadas
- Barras recubiertas con zinc
- Barras recubierta con epóxico
- Malla electrosoldada

⁵ MERRIT, Frederick. RIKETTS, Jonathan. *Manual integral para diseño y construcción*. p. 6.26.

El tipo más común de acero de refuerzo (distinguiéndolo de los aceros de preesfuerzo) vienen en forma de barras circulares llamadas, por lo general, varillas, estas barras vienen corrugadas para aumentar la resistencia al deslizamiento entre el acero y el concreto.

Los requisitos mínimos para resaltes superficiales o corrugas, se han determinado mediante investigación experimental. Las varillas de acero Normadas por ASTM vienen disponibles en un amplio intervalo de diámetros, aproximadamente de 3/8 hasta 1 3/8 de pulgada para aplicaciones normales y en dos tamaños de barra pesados de aproximadamente 1 3/4 y 2 1/4 de pulgada⁶.

Existen dos formas de clasificar el acero de refuerzo hablando exclusivamente de barras se pueden clasificar por:

- El grado o tipo de resistencia a la tensión que tiene
- El tamaño del diámetro de la varilla

1.3.1. Propiedades del acero de refuerzo

Son aquellos atributos que poseen los materiales, que generalmente tiene que ver con el comportamiento cuando los mismos están sometidos bajo fuerzas aplicadas. Estas pueden clasificarse como físicas, mecánicas y química.

1.3.1.1. Físicas

Las propiedades físicas de barras de acero son las siguientes:

⁶ NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*, p. 52-57.

- Sección transversal

La sección transversal de barras de acero son de forma circulares, los diámetros convencionales de uso corriente son los que se indican en la tabla III.

Tabla III. **Barras de refuerzo estándar de la ASTM**

Barra No.*	Diámetro nominal, mm	Área nominal, mm ²	Masa nominal, kg/m
10	9,5	71	0,560
13	12,7	129	0,994
16	15,9	199	1,552
19	19,1	284	2,235
22	22,2	387	3,420
25	25,4	510	3,973
29	28,7	645	5,060
32	32,3	819	6,404
36	35,8	1 006	7,907
43	43,0	1 452	11,380
57	54,3	2 581	20,240

*Los números de designación de las barras aproximan el número de milímetros de diámetro nominal de la barra.

Fuente: ACI 318S-11, información acerca del acero de refuerzo, apéndice E.

- Longitud de barras

Las barras de acero para el concreto armado, se suministran comercialmente por los fabricantes en longitudes de 6, 9 y 12 metros.

- Corrugaciones

Son muy importantes, pues son ellas las que mejoran la adherencia entre el concreto y el acero; estas deben de espaciarse a distancias uniformes, y son similares en forma y tamaño.

Figura 4. **Tipos de corrugas para barras de refuerzo**



Fuente: NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*, p. 52.

1.3.1.2. Mecánicas

Entre las propiedades mecánicas fundamentales están:

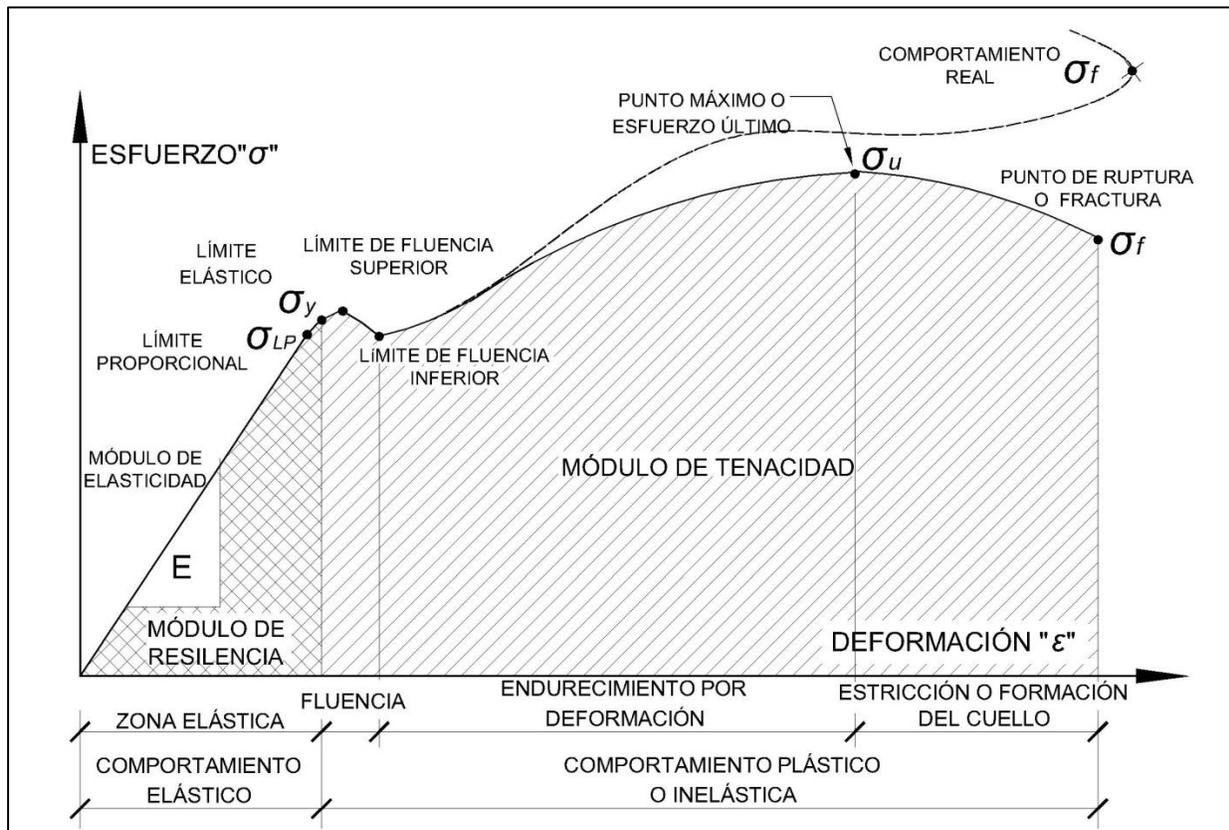
- Resistencia a la tensión

La resistencia a la tensión se define como el cociente de la carga axial máxima aplicada sobre la muestra, dividida entre el área de la sección transversal original. En algunos casos este es un valor arbitrario, útil para propósitos de referencia, ya que la resistencia real a la tensión debe basarse en la curva real de esfuerzo deformación, ver figura 5.

- Punto de fluencia

Se define el punto de fluencia como el esfuerzo en el material para el cual la deformación presenta un gran incremento sin que haya un aumento correspondiente en el esfuerzo. Esto queda indicado por la porción plana del diagrama esfuerzo-deformación (en la figura 5 se muestra el límite superior de fluencia), denominada rango plástico o inelástico. Algunos aceros presentan inicialmente un punto superior de fluencia, pero el esfuerzo se reduce después hasta llegar a un parte plana, la cual se denomina esfuerzo inferior de fluencia.

Figura 5. Curva típica de esfuerzo-deformación



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

- Límite de proporcionalidad

El límite de proporcionalidad es el esfuerzo máximo para el cual los esfuerzos son directamente proporcionales a las deformaciones ver figura 5; es decir, hasta este punto el comportamiento del material es elástico (recupera su longitud inicial al retirar la carga).

- Módulos de elasticidad

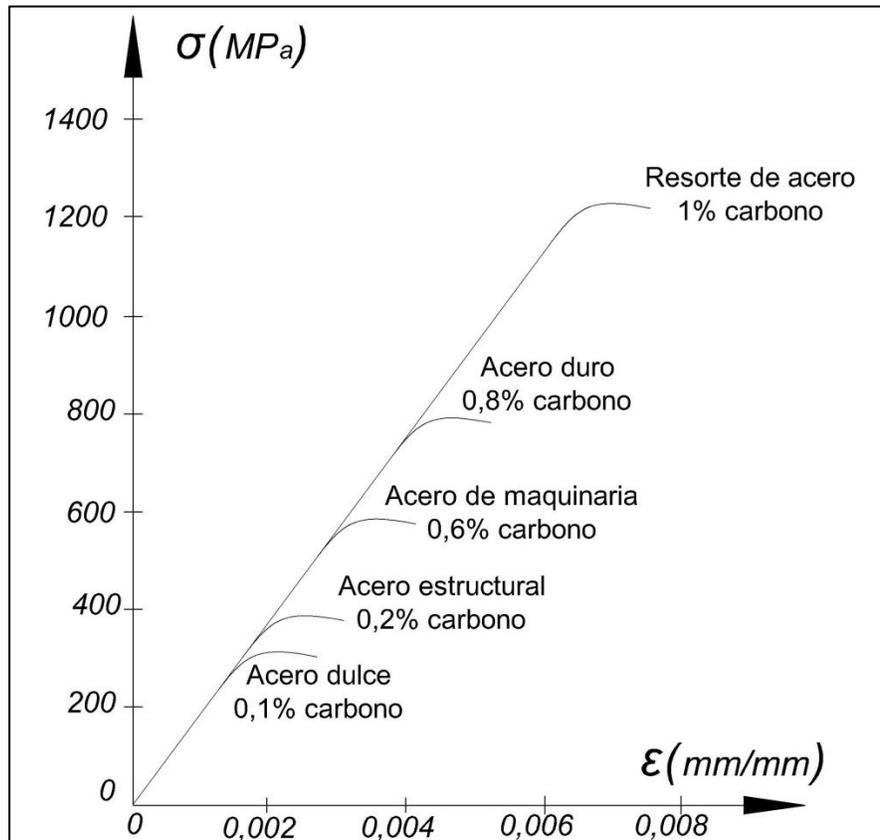
Se define como módulo de elasticidad a la relación de esfuerzo a la deformación en la región elástica de la curva esfuerzo-deformación (ver figura 5); este se determina este por medio de la pendiente de dicha porción del diagrama, el módulo de elasticidad es $29\,000\,000\text{ Psi}$ ($2\,040\,000\text{ kg/m}^2$).

Como se muestra en la figura 6, el límite proporcional para un tipo particular de acero, depende de su contenido de carbono en la aleación, clasificándose desde un acero rolado (acero suave) hasta un acero para herramientas (acero duro).

- Módulo de endurecimiento por deformación

La pendiente de la curva esfuerzo-deformación en el rango de endurecimiento por deformación, se denomina módulo de endurecimiento por deformación. Tiene su valor máximo en la iniciación del rango de endurecimiento por deformación.

Figura 6. **Clasificación de acero por porcentaje de carbono**



Fuente: HIBBELER, Russell C. *Mecánica de materiales*, sección 3.4, p. 95.

- **Relación de Poisson**

Cuando un elemento es sometido a esfuerzos axiales este va acompañado de una contracción normal a la dirección de la carga aplicada. La deformación unitaria lateral ($\epsilon_{Lateral}$) en cualquier punto es proporcional a la deformación unitaria axial o longitudinal ($\epsilon_{Longitudinal}$), en el mismo punto si el material es linealmente elástico.

Se denomina relación de Poisson a la relación entre la deformación unitaria transversal y la deformación unitaria longitudinal, bajo una carga axial dada.

$$\mu = -\frac{\varepsilon_{Lateral}}{\varepsilon_{Longitudinal}}$$

El signo menos agregado en la ecuación es para compensar el hecho de que las deformaciones unitarias laterales y axiales, por lo general tienen signos opuestos. Este valor varía, para el acero, de 0,25 a 0,35, dentro del rango elástico.

- Módulo de elasticidad al esfuerzo cortante

La relación del esfuerzo cortante a la deformación unitaria por cortante, dentro del rango elástico, se denomina módulo de elasticidad al esfuerzo cortante G y puede determinarse mediante la expresión:

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$$

Donde:

G = Módulo de elasticidad del esfuerzo cortante

E = Módulo de elasticidad

μ = Relación de Poisson

- Resistencia al impacto

Es una medida de la capacidad del material para absorber energía bajo aplicaciones rápidas de carga. La tenacidad es la medida comparativa de las resistencias al impacto de varios aceros.

- Módulo de resiliencia

Resiliencia es un término que se usa para indicar la cantidad de energía absorbida al esforzar un material hasta el límite elástico, o la cantidad de energía que puede recobrase cuando el esfuerzo se libera del límite elástico, la energía almacenada por unidad de volumen en el límite elástico se conoce como el módulo de resiliencia, que representa una medida de la resistencia a la energía elástica del material. Este valor se determina como el área bajo el diagrama de esfuerzo-deformación en la zona o rango elástico, el módulo de resiliencia se ilustra en la figura 5.

- Módulo de tenacidad

Es un valor que determina la cantidad de energía, que se necesita para romper un material, se le puede medir por la cantidad de trabajo, por volumen unitario requerida para llevar el material a la falla, bajo carga estática. Se determina como el área total bajo el diagrama de esfuerzo-deformación (figura 5).

1.3.1.3. Químicas

Por lo común, los aceros son tratados térmicamente para alcanzar la estructura y las propiedades adecuadas. Las estructuras pueden variar desde la perlita gruesa, o fina hasta la bainita, o la martensita revenida. Todos los tratamientos térmicos del acero están orientados a la producción de una mezcla de ferrita y cementita (Fe_3C), que da las adecuadas combinaciones de propiedades. El acero estructural debe de tener una mezcla del 0,2 por ciento de carbono con hierro.

1.4. Concreto armado

El concreto armado se define como la unión del acero estructural y el concreto simple, estos dos materiales se emplean mejor en combinación, si el concreto se utiliza para resistir esfuerzos de compresión y el acero los esfuerzos de tensión. Los elementos de concreto armado se refuerzan longitudinalmente con varillas corrugadas de acero y transversalmente con aros rectangulares, aros circulares o zunchos helicoidales. De esta manera puede ser usado para la creación de diferentes obras civiles, tales como edificios (ver figura 7), puentes, pavimentos, etc.

Figura 7. **Teatro Nacional de Guatemala**



Fuente: Centro Cultural Miguel Ángel Asturias, diseñado por Efraín Recinos.

Dichas obras se conforman de elementos conocidos como miembros estructurales, dentro de ellos, se pueden mencionar: vigas, losas, columnas, muros, cimientos, etc.

Debido a la naturaleza de la interacción entre los materiales (concreto y acero) en la estructura de concreto reforzado, la distribución de esfuerzo entre los materiales se ven afectadas por su rigidez, resistencia y ductilidad.

El módulo del acero permanece constante a través de todos los grados del refuerzo (ver figura 6). Sin embargo, el módulo del concreto cambia (este efecto se representa en la figura 1). Con este objeto, así como para cualquier análisis sobre deformaciones estructurales, también habrá que establecer el módulo de elasticidad del concreto.

1.4.1. Consideraciones para estructuras de concreto armado

El diseño de estructuras de concreto armado es un proceso creativo, mediante el cual se definen las características de un sistema de manera que cumpla en forma óptima con sus objetivos. El objetivo principal de un sistema estructural es resistir las fuerzas a las que van a estar sometidos, sin que se presente un mal comportamiento estructural; en la mayor parte de casos, se desea que la estructura falle por la formación de articulaciones plásticas en los miembros estructurales de concreto armado, en especial las vigas, ya que se diseñan para que trabajen de una manera dúctil.

En la mayoría de las estructuras se diseñan para poseer tanto refuerzo para compresión como para tensión; por tanto, no se trata simplemente de un caso de concreto sujeto a compresión contra el acero sujeto a tensión. Sin embargo, el uso de la fluencia del acero es utilizado como indicador de los límites de resistencia, para la condición deseada del refuerzo a tensión. Ante la tendencia del hormigón y del acero a comportamiento inestable, un correcto diseño y detalle de armadura puede cambiar en forma radical la respuesta para hacerla adecuada ante solicitaciones extremas.

Otra razón para preferir este modo de falla es el colapso del concreto, debido al aplastamiento por compresión o al agrietamiento por tensión, ya que si el elemento no posee un confinamiento adecuado, este puede presentar una falla explosiva o frágil; por otra parte, el acero que después de alcanzar su resistencia de fluencia (el punto de inicio de su deformación plástica), tiende a tener un comportamiento plástico. Se deforma plásticamente ocasiona un endurecimiento por deformación, conserva cierta resistencia, pero como consecuencia de este tiende a fallar de una manera frágil⁷.

1.5. Concreto armado-confinado

Los terremotos han demostrado sistemáticamente las drásticas consecuencias que provoca la falta de un adecuado confinamiento en el concreto, esto para elementos sometidos a grandes combinaciones de esfuerzos (en la figura 24 se muestra la falla debido al efecto de confinamiento); son particularmente susceptibles en potenciales regiones, de articulaciones plásticas en elementos con elevado valor de cargas axiales. En el caso de los extremos inferiores de las columnas de marcos, donde las deformaciones inelásticas permitirán el desarrollo del efecto de rótula; si la columna está en una esquina, la acción podría ser aún más drástica por la combinación de cargas axiales en los ejes concurrentes.

Un correcto diseño y detalle de armadura transversal puede cambiar en forma radical la respuesta y adecuar las sollicitaciones extremas.

⁷ PARKER, Harry; AMBROSE, James. *Diseño simplificado de concreto reforzado*, p. 71.

La combinación del refuerzo transversal (estribos rectangulares, circulares y zunchos helicoidales) con barras longitudinales, ambas con espaciamientos de acorde a los Códigos como el ACI 318-11, se traduce en una restricción a la expansión lateral del concreto, proporcionando una mayor ductilidad al elemento y proporcionando una mayor resistencia para soportar excesivos esfuerzos a compresivos.

La importancia de sobrellevar las deformaciones de compresión a niveles muchos mayores, antes de que se produzca la falla completa del elemento, se traduce en la disipación y absorción de energía; además, se usan otras secciones que se presentan frecuentemente en edificios y puentes. En la figura 8 se muestran el confinamiento proporcionado por estribos rectangulares y eslabones para columnas de concreto armado.

La diferencia entre el confinamiento por hélices de acero y aros rectangulares o cuadrados es:

- Las hélices están en tensión axial y proporcionan una presión continua de confinamiento alrededor de la circunferencia, que a grandes deformaciones transversales se aproxima al confinamiento de un fluido.
- Los aros rectangulares o estribos solo pueden aplicar reacciones de confinamiento cerca de las esquinas de los aros, debido a que la presión del concreto contra los lados de los aros, estos tienden a flexionar los lados hacia afuera, como en la figura 19. En consecuencia, una porción considerable de la sección transversal del concreto, puede no estar confinada. Debido al arqueado interno entre las esquinas, el concreto está confinado efectivamente solo en las esquinas, y no en la región central de la sección.

Figura 8. Disposición del confinamiento superior para columnas



Fuente: CORZO ÁVILA, Mario R. *Notas de hormigón armado, sabandija sin fronteras*, p. 61.

El concreto no está confinado fuera del acero transversal, y se puede esperar que este concreto de recubrimiento tenga características esfuerzo-deformación distinta a las del concreto dentro del acero transversal. El recubrimiento, generalmente comienza a desconcharse cuando se alcanza la resistencia no confinada, especialmente si la cuantía del acero transversal es elevada, debido a que la presencia de un gran número de varillas transversales crea un plano o superficie de debilidad entre el núcleo y el recubrimiento lo que precipita el desconchamiento.

En consecuencia, para cuantías altas de acero transversal, la contribución del recubrimiento a elevadas deformaciones debe ignorarse. Si es baja la cuantía de acero transversal, el recubrimiento tiene a desconcharse con menos facilidad y a colaborar amas con el núcleo confinado.

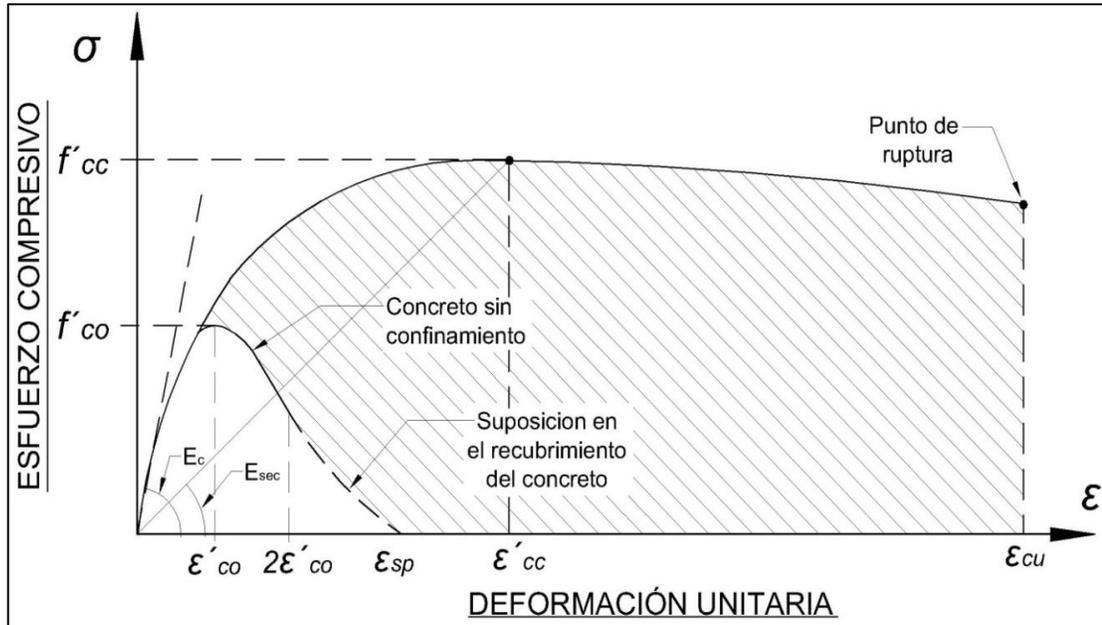
1.5.1. Relación esfuerzo-deformación para el concreto armado-confinado

El efecto del confinamiento que se muestra en la figura 9, representa el aumento de la resistencia a esfuerzos axiales de compresión, debido a la ductilidad que se proporciona mediante el refuerzo transversal; en condiciones contrarias, el comportamiento de un elemento de concreto armado, sin el debido confinamiento, exhibe una falla frágil; y una columna sunchada comparada con una estribada, tiene elevada capacidad de deformación plástica.

Las principales variables que proporcionan un parámetro para el diseño del concreto confinado son: la resistencia a compresión del concreto, la deformación última de compresión (para verificación de la ductilidad) y los parámetros que definan el bloque de tensiones equivalentes. Dada la trascendencia del tema, y de los sorprendentes resultados obtenidos de las investigaciones, se dará al tema de hormigón armado-confinado cierta extensión en este trabajo; la gráfica que se presenta en la figura 9 fue presentada por Barker⁸; el comportamiento es el de una parábola hasta un esfuerzo máximo, que depende del gradiente de deformación y de la cuantía del refuerzo longitudinal.

⁸ CORZO ÁVILA, Mario R. *Notas de hormigón armado, sabandija sin fronteras*, p. 40.

Figura 9. **Curva esfuerzo-deformación del concreto armado confinado y no confinado**



Fuente: Corzo Ávila; Mario Rodolfo. *Notas de hormigón armado, sabandija sin fronteras*. p. 40.

El perfil de la curva de esfuerzo-deformación a deformaciones elevadas es una función de diversas variables, entre las principales se pueden mencionar:

- La relación del volumen del acero transversal al volumen del núcleo de concreto, debido a que un elevado contenido de acero transversal, involucra una elevada presión de confinamiento transversal.
- La resistencia a la cedencia del acero transversal, puesto que esto proporciona un límite superior a la presión de confinamiento.

- La relación del espaciamiento del acero transversal a las dimensiones del núcleo de concreto, debido a que un espaciado más pequeño conduce a un confinamiento más efectivo, como lo ilustra la figura 20. El concreto está confinado por el arqueado del concreto entre las varillas transversales, y si el espaciado es grande, es evidente que no puede confinarse un volumen grande de concreto, por lo que este pierde el recubrimiento.
- La relación del diámetro de la varilla transversal a la longitudinal no soportada de las varillas transversales, debido a que un diámetro grande de varilla conduce a confinamiento más efectivo.
- La cuantía y tamaño del refuerzo longitudinal, debido a que ese acero también confina al concreto. Las varillas longitudinales generalmente tienen diámetro grande, el acero longitudinal debe colocarse bien ajustadas contra el acero transversal, y que este proporciona las relaciones de confinamiento a las varillas longitudinales.
- La resistencia del concreto, debido a que el concreto de baja es más dúctil que el de alta resistencia.

1.5.2. Ductilidad

La ductilidad de los miembros estructurales se puede definir como su aptitud de adquirir deformación progresiva bajo carga constante o ligeramente creciente, sin presentar disminución alguna en su resistencia. La ductilidad corresponde al comportamiento inelástico del material, ya que implica deformaciones plásticas o fluencia del mismo. Dependiendo del parámetro que describe las deformaciones, la ductilidad puede hacer referencia a:

- Fase elástica: las deformaciones son proporcionales a las cargas aplicadas (deformación lineal), hasta alcanzar el límite elástico o límite proporcional; estas son recuperables si se elimina la carga.
- Fase plástica: una vez superado el límite elástico, las deformaciones no son proporcionales a las cargas y van aumentando con la carga unitaria, hasta alcanzar el valor de la carga máxima. A partir de este momento, la deformación continúa con incrementos de carga muy pequeños, hasta llegar a la rotura; en este caso las deformaciones no son recuperables.

Un sistema o elemento estructural se considera dúctil cuando tiene la capacidad de resistir, sin fallar, deformaciones que lleven al material estructural más allá del límite elástico. Esta característica es indispensable en marcos rígidos espaciales dúctiles resistentes a momentos, con el fin salvaguardar la integridad física de los ocupantes del mismo.

Hay expresiones algorítmicas para la ductilidad, y de igual forma parámetros para su medición; sin embargo, no son tan indicativos como el diagrama de esfuerzo deformación del mismo, como el que se muestra en la figura 9, típico del concreto armado-confinado.

1.5.2.1. Ductilidad de curvatura

El parámetro de mayor y más conveniente uso, para medir las deformaciones inelásticas de las articulaciones plásticas son las rotaciones por unidad de longitud, que se relacionan con los momentos actuantes sobre el elemento (momento flector). A esto se le llama relación momento-curvatura.

Cuando la ductilidad se mide con respecto a la curvatura de la sección del elemento estructural; la curvatura se define como el cociente entre el momento flector aplicado y la rigidez de la sección.

La ductilidad curvatura máxima se expresa de este modo:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_m}{\phi_y}$$

Donde ϕ_m es la curvatura máxima esperada que debe alcanzarse y ϕ_y es la curvatura de fluencia (ver figura 10).

1.5.2.2. Ductilidad de rotación

Cuando la ductilidad se mide con respecto a la rotación que tiene un sector longitudinal del elemento estructural; la rotación se define como la pendiente de la línea elástica del elemento, medida con respecto a la posición original del eje longitudinal del elemento.

1.5.2.3. Ductilidad de desplazamiento

Cuando la ductilidad se mide con respecto al desplazamiento o deflexión que tiene el elemento estructural; el desplazamiento se mide con respecto a la posición original del eje longitudinal del elemento (ver figura 10).

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

1.5.2.4. Ductilidad de deformación

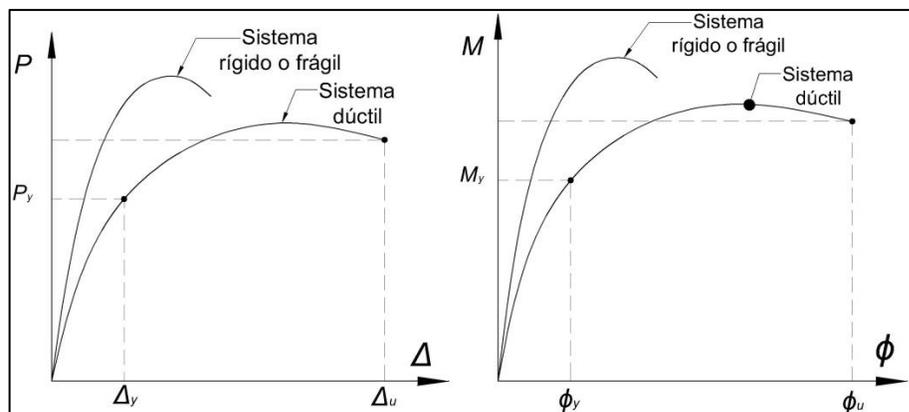
La fuente fundamental de ductilidad es la capacidad del material constituyente para deformarse plásticamente, sin presentar una reducción significativa de la tensión.

La ductilidad de deformación se define simplemente como:

$$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y}$$

Donde ε_u es la deformación debido al esfuerzo actuante y ε_y es la deformación al esfuerzo de cedencia del acero. La deformación ocasionada por el esfuerzo actuante no debe exceder a la deformación máxima. El hormigón no confinado posee una ductilidad en esfuerzos de compresión; sin embargo, este puede aumentar significativamente si el concreto bajo esfuerzos compresivos se le da un adecuado confinamiento. Cuando la ductilidad se mide con respecto a la deformación unitaria de una fibra paralela al eje neutro de la sección.

Figura 10. Diagramas de carga-deflexión y momento-curvatura



Fuente: CORZO ÁVILA, Mario R. *Notas de hormigón armado, sabandija sin fronteras*, p. 47.

1.5.3. Tenacidad

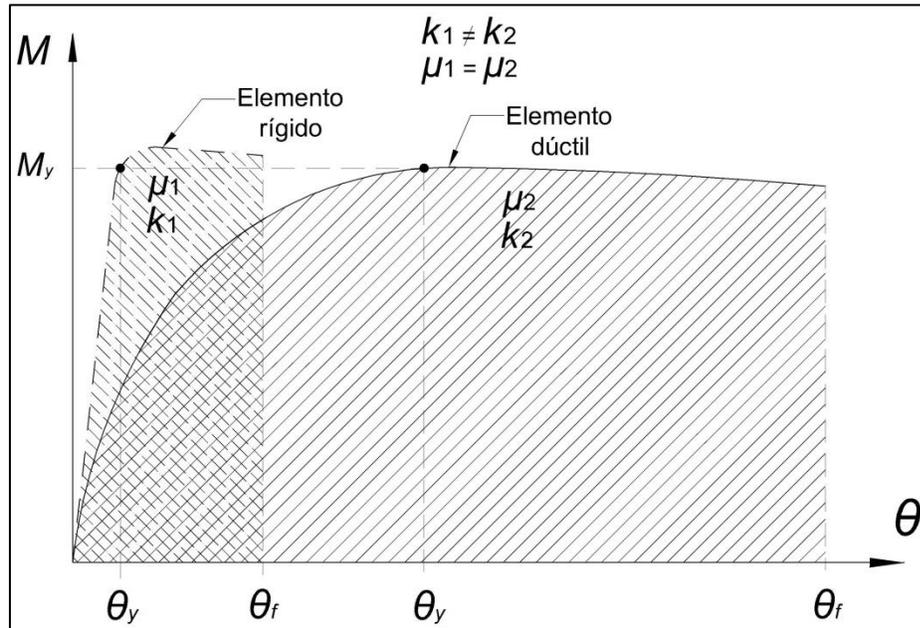
El término tenacidad para un material es definido como el área bajo la curva de esfuerzo-deformación (de cualquier material que se lleva hasta la falla), y es una medida de la capacidad del material para absorber energía por unidad de volumen, como se muestra en la figura 6. Este concepto ha sido extendido en la ingeniería sísmica a los elementos estructurales, donde se define como la capacidad para resistir una serie de oscilaciones, en el rango inelástico de respuesta, sin que se presente una disminución crítica de sus propiedades mecánicas. En muchas situaciones se prefiere el término ductilidad, dado que significados de los términos son similares, pero no iguales.

1.5.4. Diferencia entre ductilidad y tenacidad

Para efectos de diferenciar ambos conceptos se realizará el siguiente análisis: se puede tener dos sistemas estructurales con la misma resistencia a la fluencia M_y , y la misma capacidad de ductilidad de rotación μ , pero con diferente rigidez de un sistema respecto de otro K .

Aunque los dos sistemas puedan tener la misma ductilidad, su tenacidad, expresada en un sentido estricto como el área bajo la curva, es mucho mayor en el elemento menos rígido; por lo tanto, debe tenerse en consideración que los términos ductilidad y tenacidad son totalmente diferentes. El elemento rígido tendrá un comportamiento frágil después de haber llegado al límite de fluencia superior, al contrario del menos rígido este tendrá la capacidad de deformarse plásticamente, a tal grado de llegar al endurecimiento por deformación y tener una fallar frágil, el cual se ejemplifica en la figura 11.

Figura 11. Diferencia entre ductilidad y tenacidad



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

2. MIEMBROS ESTRUCTURALES

Un miembro o elemento estructural es cada una de las partes que constituye una estructura y que posee una función específica dentro del conjunto, según los esfuerzos de trabajo a los que esté sometido, los elementos se clasifican de la siguiente manera:

Tabla IV. **Clasificación de elementos por esfuerzos de trabajo**

ELEMENTO	ESFUERZO
Losas	Flexión y corte
Vigas y viguetas	Flexión, corte y torsión
Pedestales	Compresión
Columnas	Flexocompresión y corte
Cimientos (zapatas y cimientos)	Flexión, corte y punzonamiento
Pilotes	Compresión
Tirantes y tensores	Tensión o tracción

Fuente: elaboración propia.

2.1. Cimientos

La subestructura o cimentación es aquella parte de la estructura que se coloca, generalmente, por debajo de la superficie del terreno y que transmite las cargas directamente al terreno situado bajo la misma. Todos los suelos se comprimen al someterlos a cargas y causan asentamientos diferenciales en la estructura soportada. Los dos requisitos esenciales en el diseño de cimentación son:

- El asentamiento total de la estructura está limitada a una cantidad tolerablemente pequeñas.
- El asentamiento diferencial de las distintas partes de la estructura se elimine.

Con respecto al posible daño estructural, la eliminación de asentamientos distintos dentro de la misma estructura, es incluso más importante que los límites puestos sobre el asentamiento unirme global.

Las cimentaciones empleadas en estructuras se clasifican en cimentación superficial y profunda; la cimentación superficial se emplea para describir un sistema constructivo, en el que las cargas de la estructura se transmiten directamente al terreno; la cimentación profunda e aplica a aquellos casos en los que se emplean pilotes y cajones o pilas, para trasmitir cargas a un terreno firme situado a cierta profundidad.

El proyecto de cualquier sistema de cimentación, el problema fundamental es evitar que se produzca asentamientos suficientemente grandes para dañar la estructura o dificultar sus funciones. La magnitud del asentamiento permisible depende del tamaño, tipo y utilización de las estructuras; tipo de cimentación; causa de los asentamientos en el terreno y emplazamientos de la estructura. En tal mayoría de los casos, el asentamiento crítico no es el total, sino más bien el diferencial o movimiento relativo de dos partes de la estructura.

2.2. Columnas de concreto armado

Las columnas normalmente se utilizan como elementos verticales que soportan el sistema de piso estructural, son elementos sometidos en compresión, sujetos en la mayoría de los casos a cargas axiales combinadas con flexión y esfuerzos de corte. La expresión elemento sometido a compresión, se emplea para definir cualquier elemento en el cual el esfuerzo principal es el de compresión longitudinal, este no necesita ser vertical, sino que puede tener cualquier dirección en el espacio.

Las columnas de concreto simple no pueden soportar mucha carga, pero su capacidad aumenta si se le agregan barras longitudinales; pero aún pueden lograrse considerables incrementos en la resistencia del elemento proporcionando restricción lateral a las barras longitudinales. Bajo cargas de compresión, las columnas no solo tienden a acortarse longitudinalmente, sino también a dilatarse lateralmente (expansión transversal) debido al efecto de Poisson.

La capacidad de tales miembros puede aumentar considerablemente al proporcionarle una restricción lateral adecuada, en forma de espirales o estribos cerrados ligeramente separados, en torno al refuerzo longitudinal. Las columnas cuadradas o rectangulares son las más comúnmente usadas, debido a la simplicidad de la cimbra o encofrado.

Las columnas de concreto pueden clasificarse en las tres siguientes categorías:

2.2.1. Columnas esbeltas de concreto armado

Conforme crece la relación de esbeltez las deformaciones por flexión, también aumentarán, así como los resultantes momentos secundarios. Si estos momentos son de tal magnitud, que puedan reducir apreciablemente la capacidad a carga axial de la columna, ésta se denomina larga o esbelta.

Cuando una columna se encuentra sometida a momentos primarios (aquellos causados por las cargas de servicio, cargas por sismo, rotación de los nudos, etc.), el eje del miembro se flexionará lateralmente, dando por resultado momentos segundo orden; adicionales o iguales a la carga de la columna P por la deriva Δ . Estos momentos se llaman momento $P\Delta$, este efecto se representa gráficamente en la figura 12.

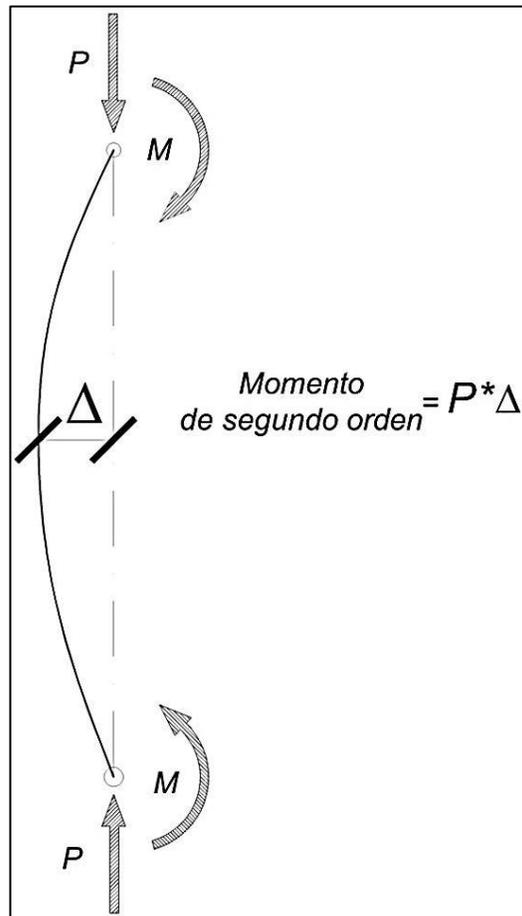
Una columna que posee grandes momentos secundarios se llama columna esbelta y es necesario determinar su sección transversal, en función de los momentos primarios y secundarios o de segundo orden.

2.2.2. Columnas cortas de concreto armado

Si una columna de concreto reforzada falla debido a la inicial del material, se clasifica como una columna corta. La carga que puede soportar está regida por las dimensiones de su sección transversal y por la resistencia de los materiales que lo constituyen.

Una columna corta es un miembro robusta con poca flexibilidad. El ACI permite diseñar las columnas como cortas, si el momento de segundo orden o el efecto $P\Delta$ no reducen su resistencia en más del 5 por ciento, ver figura 12.

Figura 12. **Momentos de segundo orden o secundarios**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

2.2.3. Pedestales

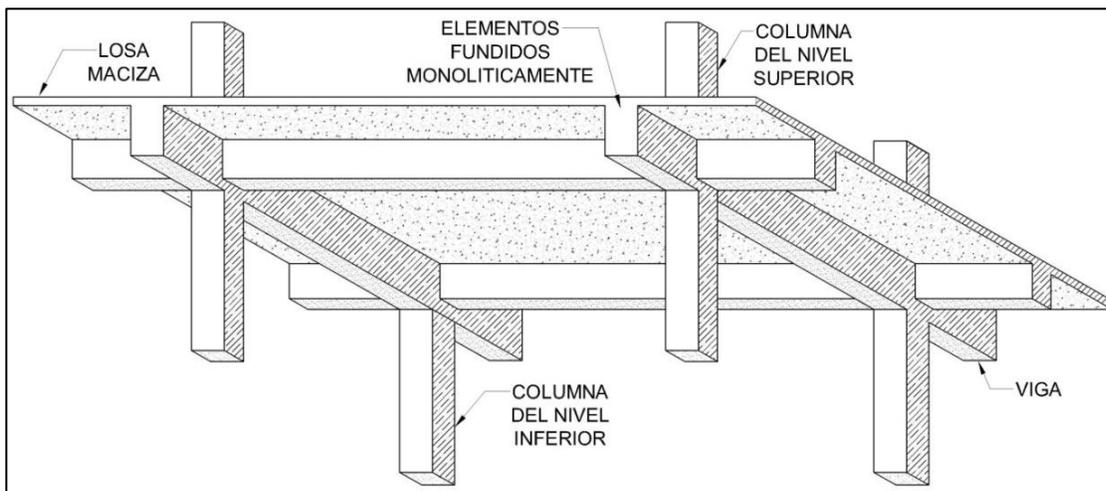
Los pedestales tienen una relación entre la altura y la menor dimensión de la sección, de valor menor o igual a 3; usualmente son usados para soportar esfuerzos axiales a compresión.

El ACI 318S-11 (sección 22.8) establece que un pedestal puede diseñarse de concreto simple o sin refuerzo de acero, con un esfuerzo permisible de compresión igual a $0,85 \phi f'c A_g$. Si el esfuerzo de compresión resulta mayor que este valor, se deberá aumentar el área de la sección transversal del pedestal, o bien diseñarse como una columna de concreto reforzado.

2.3. Vigas

Son los elementos estructurales que transmiten las cargas tributarias de las losas a las columnas, normalmente se funden de manera monolítica con las losas y están debe de ser doblemente reforzada, en el que una parte está trabajando a tensión y otra a compresión.

Figura 13. Techo tipo losa-viga de concreto armado



Fuente: Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto. *Diseño de edificios de concreto de poca altura*, p. 117.

Las consideraciones principales en el diseño de vigas, se relacionan con su resistencia necesaria a la flexión y cortante. Por lo general, las vigas de concreto son diseñadas analizando claros del marco en estudio, se deben analizar respecto a la variación completa de momento y cortantes a lo largo de toda su longitud. Esto requiere consideraciones para definir las dimensiones de los miembros de concreto y el refuerzo que es requerido.

En la figura 13 se ejemplifica la aplicación de las vigas en estructuras de concreto armado.

2.4. Diafragmas

Es un sistema estructural que integra los elementos horizontales, para que trabajen en conjunto, esto debido a la rigidez que posee, distribuye las fuerzas laterales en su propio plano a los elementos resistentes verticales (muros de cortante) y columnas.

El diafragma, debido a la rigidez que tiene en su propio plano, distribuye las fuerzas sísmicas entre los diferentes elementos verticales, haciendo que los elementos trabajen únicamente en su dirección longitudinal. La losa de entrepiso y/o cubierta se puede considerar como diafragma, esto y cuando se cumpla con los requisitos de ser suficientemente rígido y resistente a los esfuerzos de trabajo (figura 13).

2.4.1. Muros de corte

Estos al posicionarlos estratégicamente dentro de una construcción, pueden ser muy eficientes para resistir las cargas laterales de un edificio, si no es que toda, y la fuerza cortante horizontal se transfieren a estos elementos estructurales.

Un muro de corte está constituido por un entramado de pies derechos, soleras superiores e inferiores, riostras y rigidizadores intermedios cuando sea necesario, y algún tipo de revestimiento por una o por ambas caras. Cada muro de corte debe ser capaz de resistir la carga lateral correspondiente a su área de influencia, a menos que se haga un análisis detallado de la distribución de fuerzas cortantes considerando la flexibilidad de los diafragmas horizontales.

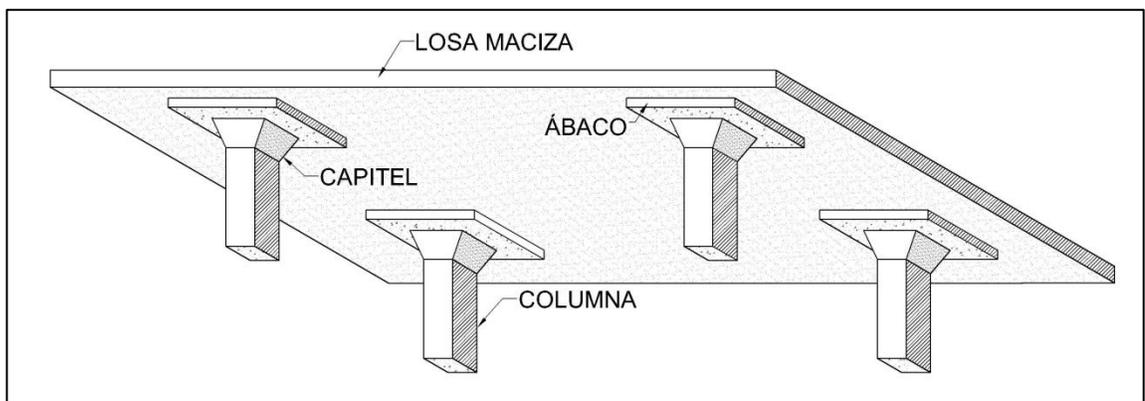
En muros de corte, especialmente en zonas no afectadas por sismos, el requerimiento de resistencia para el acero a flexión no es grande. En una sección eficiente de muro cortante, sujeta a momentos considerables, el grueso del refuerzo a flexión se coloca próximo al borde a tensión. Debido a las inversiones de momentos originadas bajo cargas laterales, normalmente se requieren cantidades iguales de refuerzo en ambos extremos. Por tanto de ser necesario, se puede resistir una gran parte del momento flexionante mediante el par de acero interno, lo que produce mejores propiedades de ductilidad.

2.4.2. Losas

Estas son los principales elementos horizontales que transmiten las cargas de servicio, así como las cargas muertas a los apoyos verticales de los marcos de una estructura, pueden ser losa maciza o losas aligerada sobre viga, losas sin vigas (placas planas) apoyadas directamente sobre columnas(la losa

se pueden reforzar integrando al sistema ábacos si el efecto de punzonamiento es crítico y capiteles si las columnas son muy esbeltas, ver figura 14), pueden dimensionarse de forma que actúen en una dirección (losa en un sentido) o que actúen en dos direcciones perpendiculares (losa en dos direcciones).

Figura 14. **Losa maciza con ábacos y capiteles**



Fuente: Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto. *Diseño de edificios de concreto de poca altura*, p. 117.

3. FALLAS EN COLUMNAS CORTAS DE CONCRETO ARMADO

3.1. Mecanismos de colapso

La filosofía de diseño para pórticos con un mecanismo de tipo columna fuerte y viga débil usando una ductilidad global $\mu \leq 3$, debe basarse en los mismos principios que se aplican para las estructuras con ductilidad completa con el mismo mecanismo de colapso.

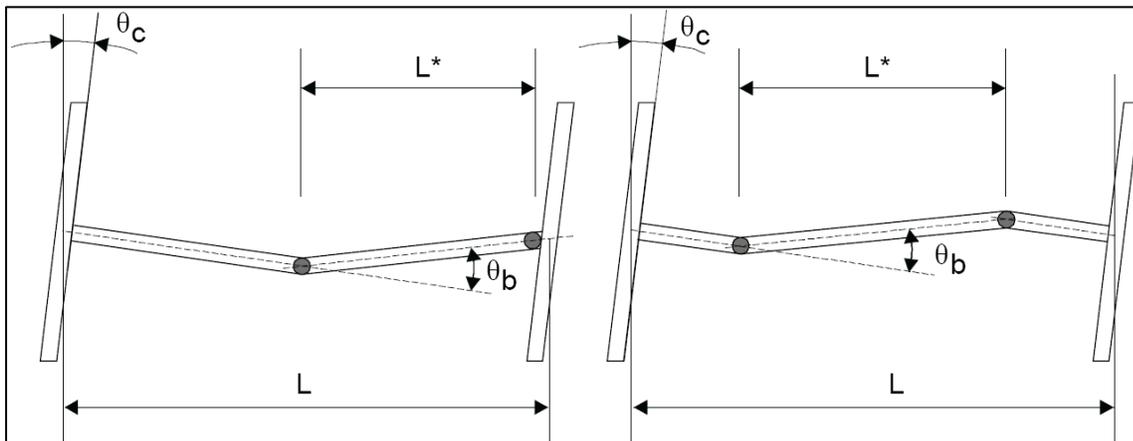
Cuando a causa de cargas de servicio y de sismo, predominan las cargas laterales en una viga, las articulaciones plásticas se desarrollan en el tramo, alejadas de la cara del nudo; provocado un incrementan de las demandas de ductilidad, lo cual ocurre de igual forma para las columnas, pero en mayor magnitud. Dos ejemplos de este caso se muestran en la figura 15.

3.1.1. Articulaciones plásticas

El efecto de articulación o rótula plástica para elementos estructurales como vigas, normalmente se presenta en los puntos donde se desarrollan una transición de momentos; es decir, en el punto de inflexión o contraflecha. Al presentarse una articulación plástica, el elemento queda en capacidad de soportar el mismo valor de momento; sin embargo, el elemento se deforma progresivamente hasta llegar al punto de cedencia, la deformación trae como consecuencia la falla del elemento y por consiguiente el colapso.

En columnas de concreto armado el mecanismo supuesto de falla es la formación de articulaciones plásticas en los extremos de todas las columnas.

Figura 15. **Ubicación de articulaciones plásticas en vigas**



Fuente: CIRSOC. *Reglamento argentino para construcciones sismo resistentes, parte II construcciones de concreto armado*, p. 7-56.

3.2. Aspectos de falla

Las columnas de concreto armado, generalmente se diseñan para que trabajen bajo esfuerzos axiales, flectores y de corte; estos son generados por los cambios de temperatura, cargas de servicio y en casos extremos bajo la acción de cargas cíclicas, como sismos. Es concebible que las fallas ocurran por flujo plástico o por flambéo; los elementos pueden sufrir una sucesión de estas acciones y puede tener lugar durante el curso de trabajo hasta la ruptura final.

3.2.1. Flujo plástico

El deslizamiento o flujo ocurre bajo la acción de esfuerzos cortantes; esencialmente, en los planos paralelos dentro de un elemento de un material que se mueve en direcciones paralelas. La acción continua de esta manera, a un volumen constante y sin desintegración del material, se denomina *creep* o flujo plástico.

La mayoría de los materiales para la construcción, exhiben un rango relativamente limitado de acción plástica, antes de la ruptura física o falla del elemento. Las columnas de concreto armado presentan flujo plástico: cuando deben soportar esfuerzos axiales por un periodo de tiempo indefinido; cambios bruscos de temperatura; y/o la acción de cargas cíclicas. Este efecto consiste en una deformación progresiva de los materiales constitutivos, hasta que ocurra una fractura súbita o el elemento presente una reducción de las propiedades mecánicas.

El flujo plástico, también se presenta cuando el elemento estructural está sometido bajo la acción de cargas cíclicas; es decir, cuando la estructura trabaje bajo la acción de un sismo y el elemento presenta una deformación que sobrepase el límite proporcional; a este efecto también se le conoce como plastificación. El efecto se considera en el diseño cuando el elemento es sometido a temperaturas variables; en sentido general, tanto los esfuerzos como la temperatura juegan un papel importante en el flujo plástico.

3.2.2. Separación de partículas

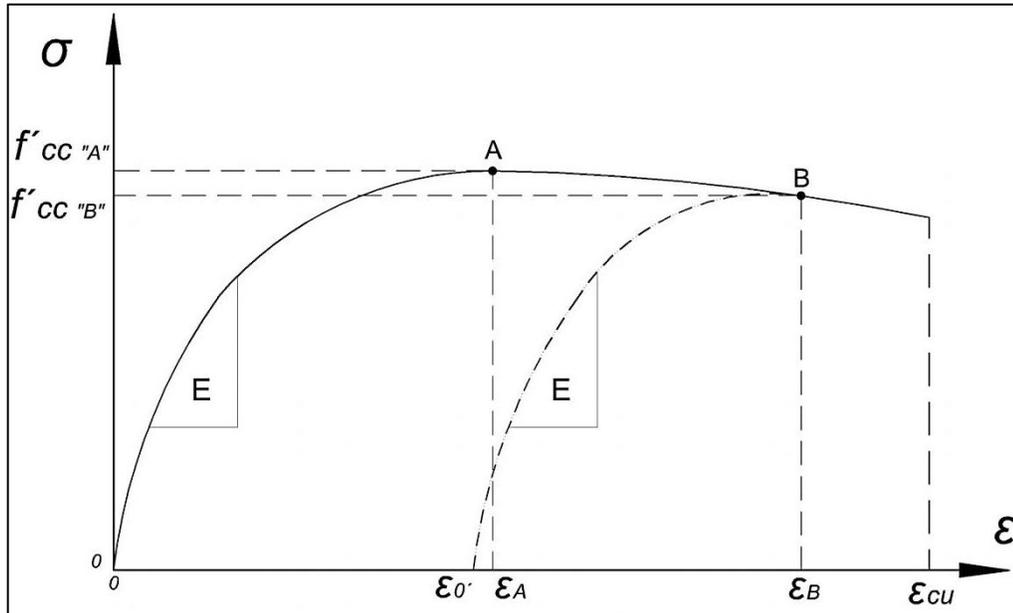
Es la acción inducida por los esfuerzos tensivos, se verifica cuando el esfuerzo normal a un plano, exceda las fuerzas internas del mismo. La falla por separación es frecuentemente denominada fractura por fisura. Los estados de esfuerzos que involucran esfuerzos tensivos superficiales críticos para causar la fractura por fisura, pueden ser inducidos por cargas diferentes de la primas tensivas como lo es la torsión.

3.2.3. Esfuerzo residual

Si un elemento estructural es cargado axialmente o un grupo de tales elementos forma un sistema estáticamente indeterminado, que pueda soportar cargas tanto de tensión como de compresión; entonces, las cargas externas excesivas, que causan la cedencia del material, crearán esfuerzos residuales en los elementos cuando dichas cargas sean suprimidas. La razón para esto tiene que ver con la recuperación elástica del material, que ocurre cuando el elemento sea descargado (acción de cargas externas desaparece).

Si la carga externa sobrepasa el límite proporcional, el elemento se deformará permanentemente, al suprimir la carga externa causará que el elemento responda a la recuperación elástica. Puesto que estas fuerzas impiden que el miembro se recupere plenamente, inducirá esfuerzos residuales en el mismo.

Figura 16. **Esfuerzo residual en el concreto confinado**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

El efecto del esfuerzo residual se ejemplifica en la figura 16, si una carga axial produce un esfuerzo menor a $f'_{cc} A$ en el material y una deformación unitaria ϵ_A , el elemento tendrá una recuperación completa, ya que no se ha sobrepasado el límite proporcional.

En caso contrario si el esfuerzo axial es mayor a $f'_{cc} A$ en el material y una deformación unitaria ϵ_B , el material no tendrá una recuperación, por causa de haber sobrepasado el límite proporcional tendrá una reducción en la resistencia a compresión, el cual pasará a tener un valor de $f'_{cc} B$, esto por causa del efecto del esfuerzo residual.

3.2.4. Fatiga por dilatación térmica

El efecto de fatiga se presenta cuando a un elemento se somete a ciclos de esfuerzos o deformaciones repetidas, ellos ocasionan que su estructura fracture y este finaliza con el colapso. La naturaleza de esta falla resulta del hecho de que existen regiones microscópicas, usualmente en la superficie del elemento, donde el esfuerzo local es mucho mayor que el esfuerzo promedio que actúa en la sección transversal.

Cuando este esfuerzo más grande se aplica en forma cíclica, conduce a la formación de grietas diminutas. La presencia de estas grietas provoca un aumento posterior del esfuerzo en la zona, lo cual a su vez ocasionan una extensión posterior de las grietas en el material, cuando el esfuerzo continuo ejerciendo su acción. Con el tiempo la zona afectada en el elemento estructural, reduce las propiedades mecánicas a un punto en que la carga ya no puede ser soportada, y como resultado ocurre el colapso de la estructura. Normalmente esto se presenta cuando en el elementos de gran masa.

En elementos de concreto armado se debe de tener en consideración el coeficiente de dilatación térmica para el diseño, ya que es el cociente que mide el cambio relativo de volumen o longitud cuando un cuerpo sólido expresa un cambio de temperatura que lleva consigo una dilatación térmica. El valor del coeficiente para el concreto y acero son los siguientes:

$$\alpha_{\text{Concreto}} \approx 1.2 * 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$$
$$\alpha_{\text{Acero estructural}} \approx 1.2 * 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$$

La fatiga de materiales se refiere, a un fenómeno por el cual la rotura de los materiales bajo cargas dinámicas cíclicas o térmicas cíclicas, se producen más fácilmente que con cargas estáticas. Debido a la posibilidad de fallas por fatiga, las concentraciones de tensiones internas adquieren gran importancia, cuando el miembro está sometido a carga cíclica o cambios de volumen por la variación de temperatura.

En este caso, una concentración de esfuerzos causará que el material se agriete, cuando el esfuerzo exceda el límite de fatiga del material, sin importar que este sea dúctil o frágil. Las grietas comienzan en el punto de mayor esfuerzo y luego se difunden de manera gradual por todo el material al repetirse la carga.

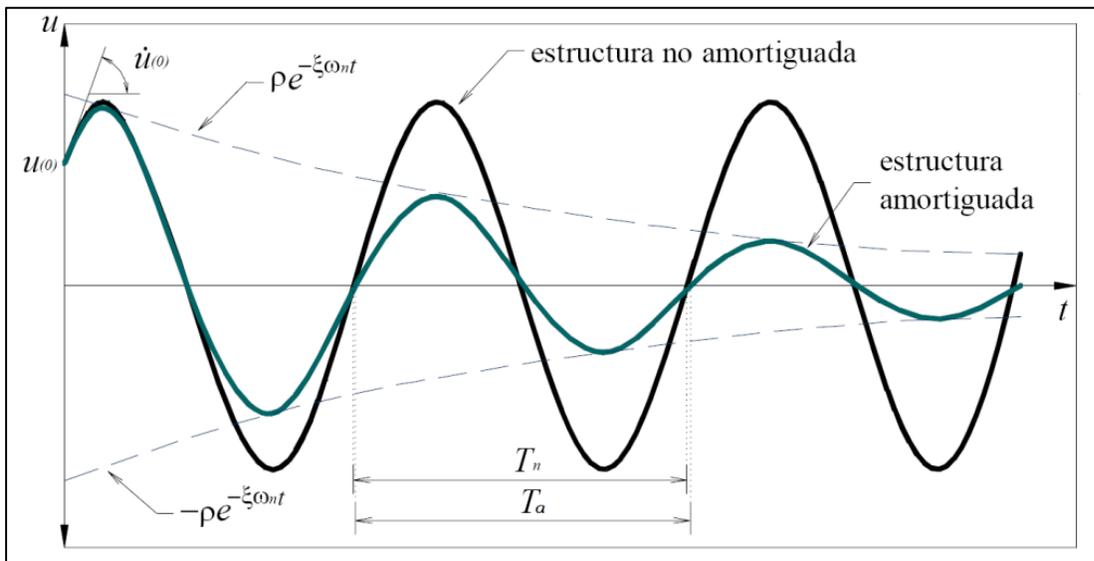
En un diseño práctico se considera que el límite de fatiga es el esfuerzo último para un material, cuando el número de ciclos es extremadamente grande. Sin embargo, en el momento que las cargas son cíclicas, las grietas se propagan con cargas muy inferiores a la crítica.

3.2.5. Fatiga por cargas cíclicas

La fatiga se refiere al fenómeno por el cual se da la rotura de los materiales, bajo la acción de cargas dinámicas (cargas cíclicas), fundamentalmente la formación y propagación de una o varias grietas hasta la fractura del elemento. Este fenómeno, normalmente ocurre cuando las columnas son solicitadas bajo la acción de un sismo (acción de cargas dinámicas cíclicas), ya que deben ser capaces de absorber y disipar por medio de desplazamientos laterales. Debido a esto los materiales del elemento estructural sufren una degradación de las propiedades mecánicas a lo largo del tiempo que dure el sismo.

La figura 17 se ilustra una comparación entre un sistema subamortiguado y uno sin amortiguamiento; se observa que la amplitud del sistema no amortiguado es la misma en todos los ciclos de vibración, en cambio para el sistema amortiguado, la amplitud decrece y lo hace en forma exponencial.

Figura 17. Efecto del amortiguamiento en vibración libre



Fuente: CHOPRA, Anil. *Dinámica de estructuras*, p. 46.

3.2.6. Concentración de esfuerzos

Debido a la infinidad de diferentes tipos de concentración de esfuerzos que puede ser sometido un elemento, a continuación se desarrollara los siguientes:

3.2.6.1. Comportamiento

La importancia de la concentración de esfuerzos en un miembro sometido a cargas estáticas y dinámicas, depende del tipo de material. En los materiales dúctiles, como el acero estructural, una concentración de esfuerzos puede a menudo ignorarse; la razón es que el material fluirá plásticamente en el punto de esfuerzo máximo, con lo cual se reducirá la intensidad de la concentración y la distribución del esfuerzo será más uniforme; por otra parte, en materiales frágiles como el concreto, una concentración de esfuerzos permanecerá hasta el punto de fractura.

Por lo tanto, se puede formular la observación general, de que con cargas estáticas y dinámicas, para un material dúctil, el efecto de la concentración de esfuerzos quizá no sea importante; pero con cargas dinámicas y estáticas, para un material frágil, debe considerarse el efecto de concentración de esfuerzos. En el caso del concreto armado-confinado, este material compuesto debe ser diseñado, para que el acero resista todos los esfuerzos tensivos y el concreto los esfuerzos de corte y compresión.

El principal objetivo del diseño del refuerzo transversal, es proporcionar la resistencia adecuada a los esfuerzos de corte y restringir el efecto de Poisson en el concreto.

3.2.6.2. Efecto del cambios de geometría

La concentración de esfuerzos es un obstáculo en el diseño de elementos que requieran cambios súbitos de geometría, debido a su aplicación, como en los siguientes casos:

Figura 18. **Colapso por efecto de columna corta**



Fuente: Escuela en Moquegua Perú.

- El caso del capitel en una columna, la concentración de esfuerzos ocurre en el punto donde hay un cambio de sección (ver figura 14), el efecto se puede evitar dándole un mayor confinamiento en la zona, garantizando así, que la columna sufra una falla por ductilidad y no una concentración de esfuerzos.
- En columnas de forma cónica o prismática de sección variable, los esfuerzos tienden a concentrarse en el punto donde la sección es menor, ocasionando una falla si no se tiene el refuerzo adecuado.

- En columnas captivas o columnas que poseen el efecto de columna corta (ver figura 18), el elemento por poseer una rigidez extremadamente superior al resto de elementos que llegan al nudo, provocado que la columna no pueda disipar energía, debido a su indeformabilidad a movimientos laterales y este falle por fragilidad.

En columnas para evitar el efecto de concentración de esfuerzos se debe de proveer ductilidad y confinamiento en la zona donde sea propenso al efecto.

3.3. Fallas en columnas de concreto armado

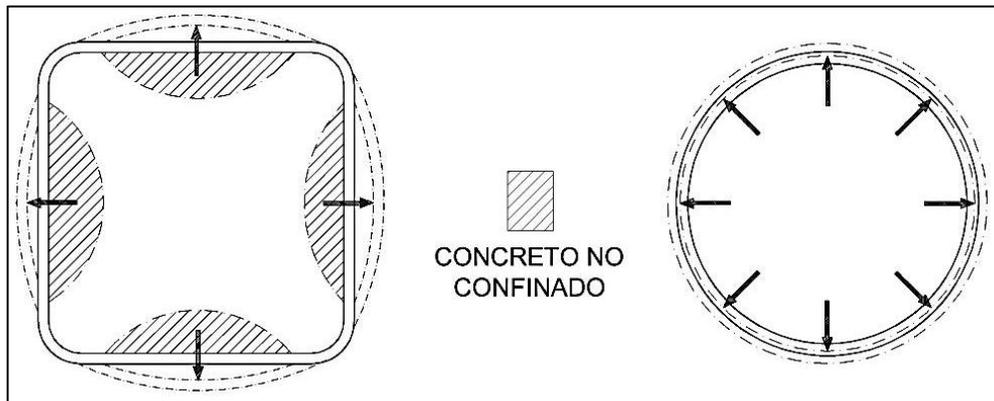
Es muy importante que los sistemas estructurales de marcos rígidos espaciales, cuenten con una buena y suficiente capacidad de deformación; se le debe de proveer a las columnas de concreto armado, para soportar adecuadamente la sollicitación sísmica, sin presentar fallas considerables.

Las columnas de concreto armado llegan a fallar debido a los siguientes casos de lesiones mecánicas:

3.3.1. Falla por aplastamiento

La causa de este tipo de falla, es la compresión excesiva de la zona comprimida de la sección de concreto y un insuficiente confinamiento (refuerzo transversal), o por concreto de deficiente calidad (mala dosificación o un mal agregado).

Figura 19. **Deformación del confinamiento en columnas**



Fuente: PARK, R.; PAULAY, T. *Estructuras de concreto reforzado*, sección 2.1. p. 25.

Las columnas de concreto armado, principalmente, trabajan a compresión, lo cual tiene como efecto principal, provocar el efecto de Poisson en el elemento estructural; los esfuerzos de compresión producen un pandeo de la armadura en las esquinas y expansión en el confinamiento, causando tensión en la parte central de cualquier lado del elemento; dando origen a finas grietas paralelas a la directriz del acero longitudinal, teniendo como principal efecto la reducción de la resistencia del concreto, haciendo que los materiales constitutivos del concreto fallen, como se muestra en la figura 20.

3.3.1. Falla por flexión

La causa de la falla en el elemento estructural es ocasionada por el gran valor relativo del momento, respecto a la carga axial en compresión. El miembro es inducido bajo la acción exclusiva de esfuerzos de tensión, provocando que el acero fluya, a tal grado, que la deformación del acero sea mayor que la del concreto, esto causa que el concreto trabaje exclusivamente a tensión y falle por consecuencia del mismo.

Figura 20. **Falla por aplastamiento del concreto en una columna circular**

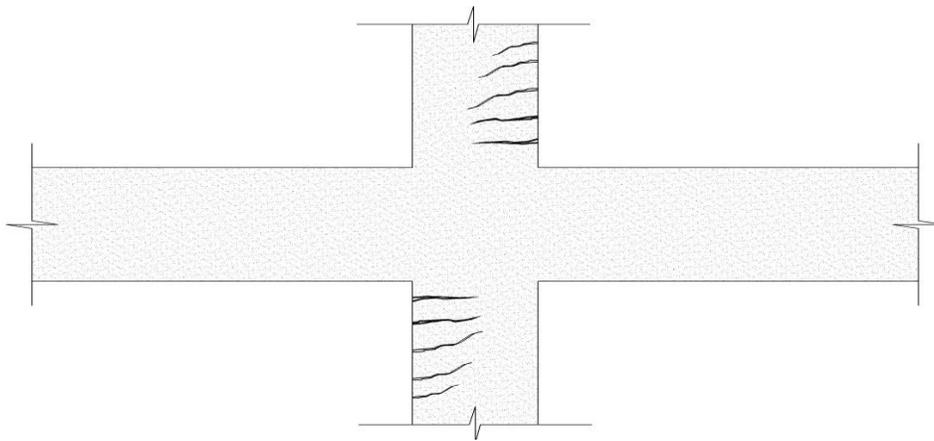


Fuente: CORZO ÁVILA, Mario R. *Notas de hormigón armado, sabandija sin fronteras*, p. 59.

El efecto de curvatura simple radica en el comportamiento de la falla por flexión en las columnas de concreto armado, tiene como consecuencia grietas en el centro del miembro. En el momento que se induce el efecto de curvatura doble en un elemento estructural (columna), tiende a presentar grietas en los extremos del elemento, este efecto se representa en la figura 21.

Cuando columnas de concreto armado presentan la regresión de momentos debido la acción sísmica; y sí el elemento presenta el efecto de curvatura doble; este puede sufrir daños severos en ambas caras de la columna (en ambos extremos) y puede presentar una deslaminación del concreto.

Figura 21. **Fallas por flexión en columnas por efecto de sismo**



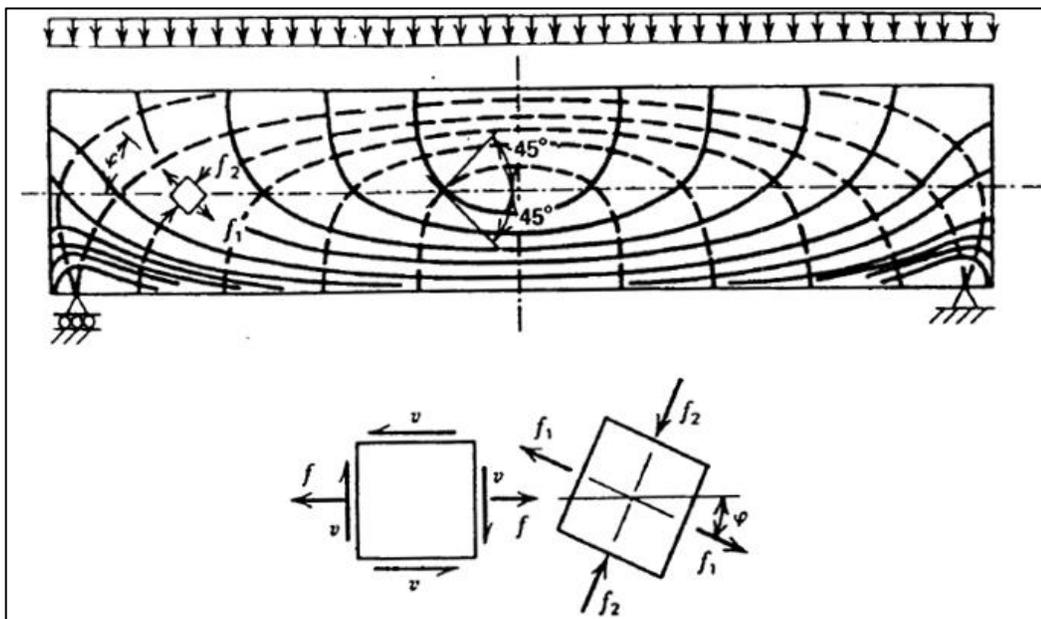
Fuente: *Tratado Broto de la construcción. Patología de los elementos estructurales*, p. 33.

Las grietas, normalmente aparecen al centro de la luz de los estribos o sunchos, las grietas y fisuras pueden tener un ancho variable. En casos donde se da un dimensionamiento es inadecuado para resistir los esfuerzos producidos por la acción sísmica; generalmente, ortogonales a la directriz del esfuerzo de compresión, en la mayoría de los casos, cierran al llegar a la cabeza comprimida, pero en caso de esfuerzos alternativos puede afectar la sección completa.

3.3.2. Falla por corte y tensión diagonal

El efecto primordial de la fuerza cortante en un elemento de concreto, es el desarrollo de esfuerzos de tensión diagonal (ver figura 22), respecto al eje longitudinal del elemento. Cuando los esfuerzos principales de tensión, exceden la resistencia a tensión del concreto se forman grietas.

Figura 22. Trayectorias de los esfuerzos principales en una viga isotrópica homogénea



Fuente: PARK, R.; PAULAY, T. *Estructuras de concreto reforzado*, sección 7.3. p. 282.

En una región de grandes momentos flexionantes, estos esfuerzos son máximos en la fibra extrema a tensión del miembro o elemento, y producen grietas de flexión perpendiculares al eje del elemento estructural.

En la región de elevada fuerza cortante se puede generar esfuerzos principales de tensión significativos, también conocidos como tensión diagonal, aproximadamente a 45 grados respecto al eje del elemento, lo que puede producir grietas inclinadas (tensión diagonal).

Figura 23. **Falla por mal confinamiento en la parte superior de la columna de concreto armado**



Fuente: CORZO ÁVILA, Mario R. *Notas de hormigón armado, sabandija sin fronteras*, p. 62.

Cuando la respuesta sísmica de un sistema estructural es dúctil, se presentan elevadas deformaciones, debido a esfuerzos combinados (esfuerzos de compresión, flexión, torsión y corte); si los elementos poseen un mal confinamiento, se induce una concentración de esfuerzos, que se provoca precisamente en los extremos de las columnas, como se muestra en la figura 23.

Por lo general, la carga de agrietamiento diagonal, que se origina de la flexión y cortante, es mucho más pequeña de lo que se esperaría en un análisis de esfuerzos principales y de la resistencia a tensión del concreto; lo cual se debe a la presencia de esfuerzos de flexión y a la distribución de esfuerzos cortantes entre grietas; al debilitamiento local de una sección transversal, que provoca un patrón regular de discontinuidades a lo largo del elemento. Sin embargo, algunas de las funciones del refuerzo transversal pueden explicarse cualitativamente acudiendo a la idealización de la propuesta de por Ritter⁹, conocida como la analogía de la armadura.

Ritter expuso que una viga con un refuerzo transversal, en la cual existen grietas causadas por tensiones inclinadas, este puede idealizarse como una armadura en la que el refuerzo longitudinal funciona como la cuerda de tensión; el refuerzo transversal, como las diagonales en tensión; el concreto de la zona comprimida, como la cuerda de compresión; y las proporciones de concreto entre las grietas inclinadas, como las diagonales de compresión. Esta idealización se presenta en la figura 24 a.

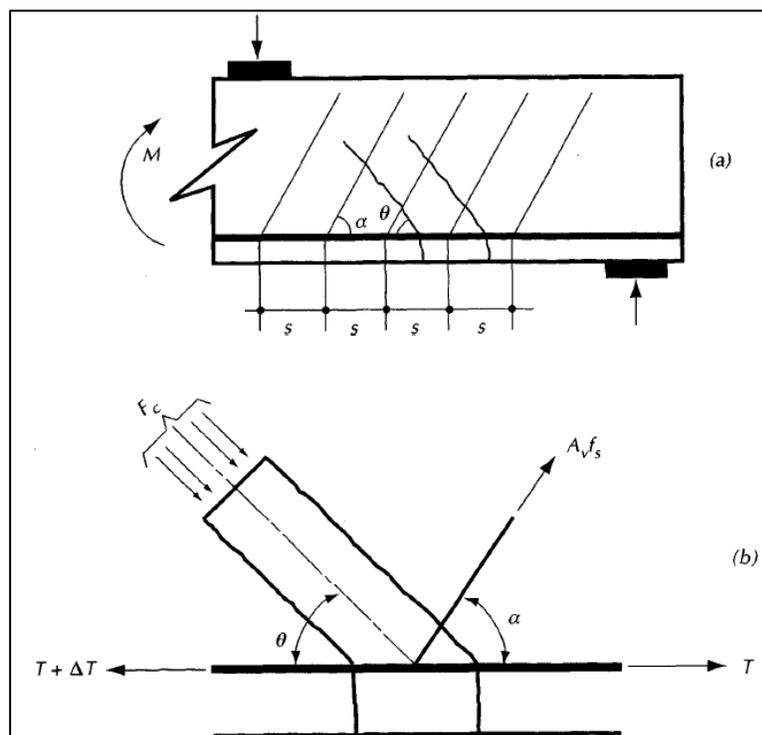
En el análisis se supone que las grietas inclinadas forman un ángulo θ y el refuerzo transversal un ángulo α con el eje de la pieza. La hipótesis en el que se basa el análisis de la armadura es la siguiente:

- La zona comprimida del elemento toma solo esfuerzos normales de compresión.
- El refuerzo longitudinal de tensión toma únicamente los esfuerzos normales en tensión.

⁹ GONZALES CUEVAS; ROBLES, Fernández. *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*, p. 172

- Todas las tensiones inclinadas son resistidas por el refuerzo transversal.
- Las grietas inclinadas se extienden desde el refuerzo longitudinal de tensión, hasta el centroide de la zona de compresión.
- Se desprecia el efecto de peso propio o de carga distribuida entre grietas inclinadas consecutivas. En otras palabras, el incremento de momento entre dos secciones distantes s entre sí es igual a V_s , donde V_s es la fuerza cortante en la zona entre las dos secciones.

Figura 24. **Analogía de la armadura**



Fuente: GONZALES CUEVAS; ROBLES, Fernández. *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*, p. 173.

El refuerzo en el alma desempeña un papel tripe después de la aparición de la grieta inclinada:

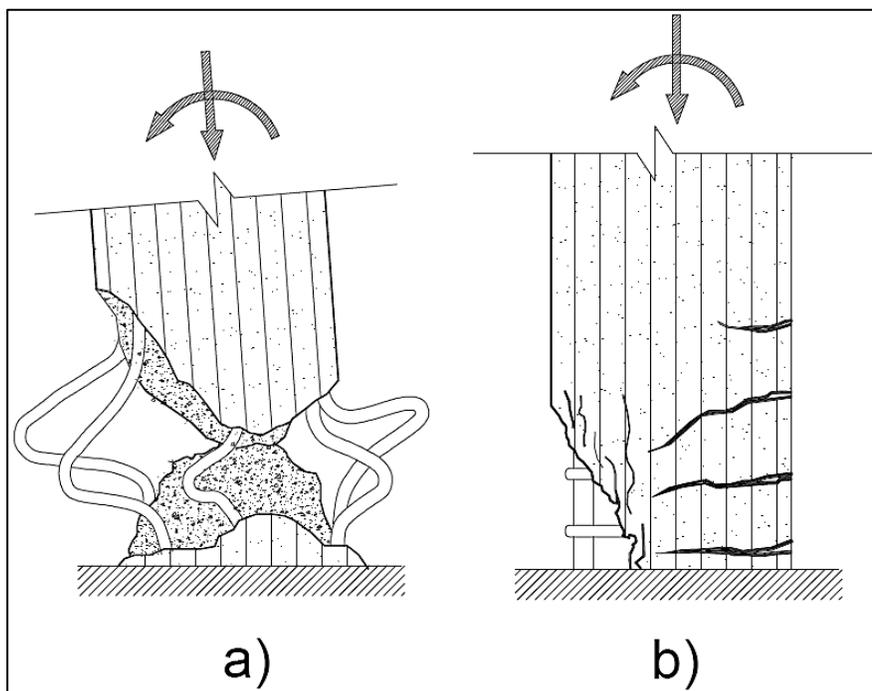
- Restringe el crecimiento y desarrollo del agrietamiento inclinado, conservando en esa forma una profundidad mayor para la zona de compresión. Esto incrementa la capacidad de esta zona para resistir fuerzas normales tangenciales.
- Cuando se usa refuerzo transversal en forma de estribo, estos mejoran la capacidad por adherencia del miembro, pues tienden a evitar fallas por desgarramiento al nivel del acero de refuerzo.
- El refuerzo en el alma toma una porción importante de la fuerza cortante externa y cuando el refuerzo forma anillos cerrados, incrementa ligeramente la resistencia de la zona de compresión debido al efecto de confinamiento.

En la figura 24 b se muestra las fuerzas que actúan en una junta de la cuerda de tensión de la armadura idealizada. El espaciamiento horizontal entre grietas inclinadas y entre barras o estribos de refuerzo transversal se designa por s . La fuerza de compresión en la diagonal de concreto se denomina por F_c y la tensión en la diagonal de acero por $A_v f_s$ (en que A_v es el área del refuerzo transversal y f_s es el refuerzo a que está sujeto).

Debido al incremento de momento ΔM , existe un incremento en la tensión longitudinal igual a ΔT . El tema se desarrollará en la sección 4.2.

El confinamiento del núcleo de concreto evita también, la falla por tensión diagonal producida por fuerzas cortante, este tipo de falla está caracterizado por la formación de grietas inclinadas, como las mostradas en la figura 25.

Figura 25. **Efecto esfuerzos combinados en columna con y sin confinamiento**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

4. RESISTENCIA Y DISEÑO DE CORTE PARA COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO

En columnas de concreto armado, rara vez la combinación de esfuerzos cortantes, flexión y axial es crítica, cuando la carga en la estructura se origina por la gravedad. Sin embargo, bajo condiciones de carga sísmica, las columnas de un sistema estructural de varios niveles, están sujetas a grandes fuerzas cortantes y flexión, además de compresión axial. Las perturbaciones sísmicas pueden incluso generar flexotensión en las columnas de esquina.

El cortante está asociado con el fenómeno de tensión diagonal, se espera que la compresión axial aumente (o recíprocamente, que la tensión axial disminuya) la capacidad a cortante de los miembros de concreto reforzado.

4.1. Efectos de las variables en la carga de agrietamiento

El fenómeno del agrietamiento en elementos estructurales de concreto armado es muy complejo, debido a la interacción de las distintas variables, no puede expresarse cuantitativamente el efecto individual de cada variable, sin tener en cuenta las demás.

4.1.1. Resistencia del concreto a tensión

Puesto que las grietas inclinadas (tensión diagonal) aparecen cuando se excede la resistencia del concreto a esfuerzos de tensión, el efecto de esta variable es proporcional: a mayor resistencia de tensión, mayor es la carga de agrietamiento.

4.1.2. Porcentaje de acero longitudinal

La influencia del acero longitudinal se explica teniendo en cuenta que, para miembros con características geométricas y mecánicas iguales en los que solo varía la cuantía; el agrietamiento debido a flexión bajo una misma carga, es mayor cuando menor es el porcentaje de acero longitudinal. Puesto que las grietas en flexión, reducen la zona disponible para tomar esfuerzos cortantes, estos aumentan al producirse aquellas, incrementándose a su vez los esfuerzos de tensión inclinados; por lo tanto, al aumentar el agrietamiento en flexión disminuye el valor de la carga de agrietamiento inclinado.

4.1.3. Esbeltez

Se ha comprobado experimentalmente que la capacidad al agrietamiento inclinado de un miembro disminuye al aumentar su esbeltez, entendiéndose por la relación entre el claro donde existe la fuerza cortante y el peralte (M/Vd).

4.1.4. Relación de ancho-peralte

En ensayos se ha observado que a mayor relación de ancho-peralte, mayor es la carga de agrietamiento por unidad de área de la sección transversal del miembro.

4.1.5. Carga axial

La aplicación de carga axial en un miembro aumenta (cuando la carga es a compresión axial) o disminuye (cuando la carga es de tensión axial) para la carga de agrietamiento, ya que la carga axial produce directamente esfuerzos normales de compresión o tensión, que disminuye o aumentan, respectivamente, el valor de tensión principal para una misma carga transversal.

4.1.6. Corte de barras longitudinales

En los elementos estructurales al presentarse los esfuerzos principales de tensión de manera excesiva, se desarrollan grietas en el elemento; provocando fisuras por flexión, lo que incrementa los esfuerzos cortantes en la zona de origen, en una forma prematura, el desarrollo de grietas inclinadas como continuación de las grietas por flexión y corte.

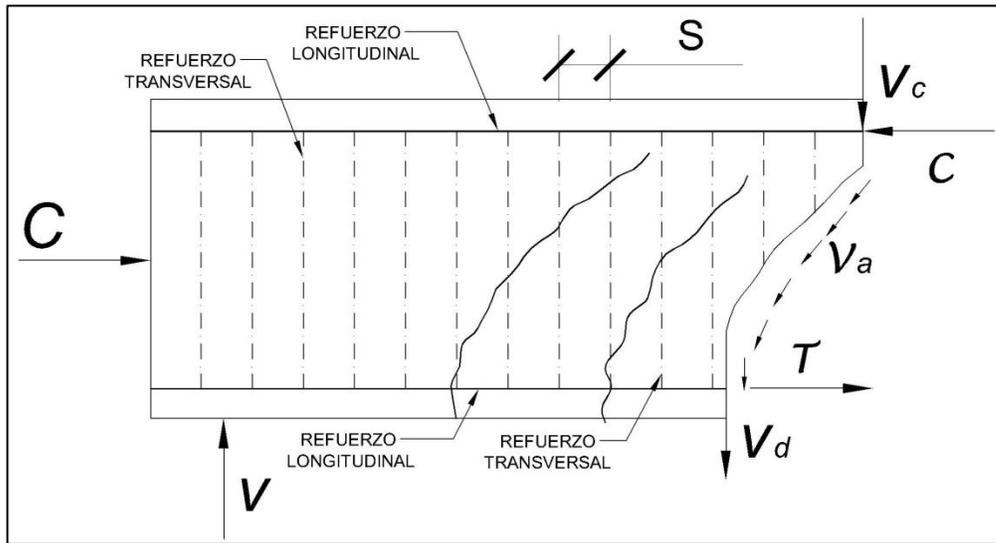
4.2. Equilibrio en el claro cortante

En la figura 26 se muestra parte de un elemento estructural, donde se considera una viga simplemente apoyada, en la que, la fuerza cortante es constante. Se puede observar que la fuerza V transversal externa total, esta resistida por la combinación de:

- Una fuerza cortante a través de la zona de compresión V_c .
- Una fuerza de dovela V_d , transmitida a través de la grieta, mediante el refuerzo de flexión del elemento.
- Una fuerza de tensión ΔT , proporcionada por el refuerzo en el alma, también llamada acción de armadura.

- Las componentes verticales de los esfuerzos cotangentes inclinados v_a , transmitidos a través de la grieta inclinada por medio de la trabazón de las partículas de agregado.

Figura 26. **Mecanismo de falla para un elemento con refuerzo en el alma**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

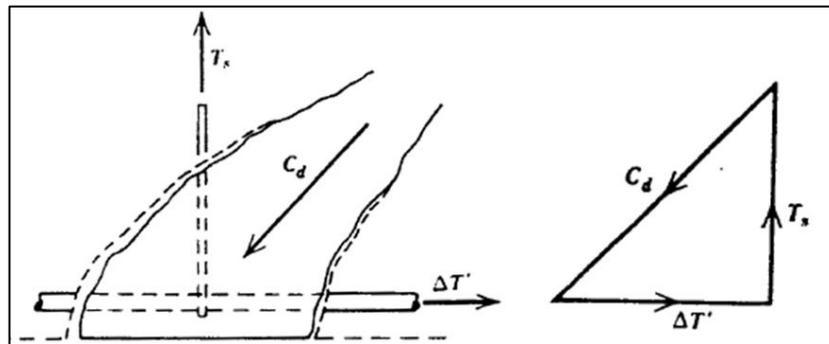
Para simplificar la expresión de equilibrio, es posible expresar los esfuerzos transmitidos en la siguiente ecuación:

$$V = V_c + V_a + V_d + V_s$$

Esta ecuación representa la contribución de la zona de compresión, la trabazón del agregado, la acción de dovela y la del refuerzo transversal, a la resistencia a corte en un elemento estructural con refuerzo en el alma.

El mecanismo de resistencia a cortante en elementos con refuerzo en el alma, se le conoce como fuerza de adherencia ΔT , y se resiste por la combinación de fricción o trabazón del agregado; acción de dovela y la acción de flexión de los voladizos de concreto. Se puede tomar otra fuerza de adherencia ΔT , que se atribuye a lo que tradicionalmente se conoce como acción de armadura o reticulado. En la armadura los voladizos actúan como miembros a compresión diagonal, también es conocida como voladizo de concreto y se ejemplifica en la figura 27.

Figura 27. **Voladizos de concreto actuando como puntales**



Fuente: PARK, R.; PAULAY, T. *Estructuras de concreto reforzado*, sección 7.3, p. 303.

Si bien las normas y códigos no incluyen en sus ecuaciones distinción alguna de la diferencia en la contribución del concreto a corte con la relación a la presencia o no de estribos, es clara la mejor del mecanismo antes descrito en las siguientes características:

- Mejora la contribución de la acción de dovela o pasador, ya que la barra longitudinal está soportada por un estribo que atraviesa la grieta.

- Aumentan la contribución de la fricción entre agregados, al limitar la apertura de las fisuras diagonales.
- Cuando los estribos están suficientemente cerca, proveen confinamiento al hormigón lo cual se traduce en mayor resistencia a la compresión, particularmente en zonas donde prevalece la acción de arco.
- Por estar integrada a la armadura longitudinal, proveen de alguna medida, la restricción contra el fracturamiento o desgarramiento del hormigón a lo largo del refuerzo.

4.3. Efecto de dovela

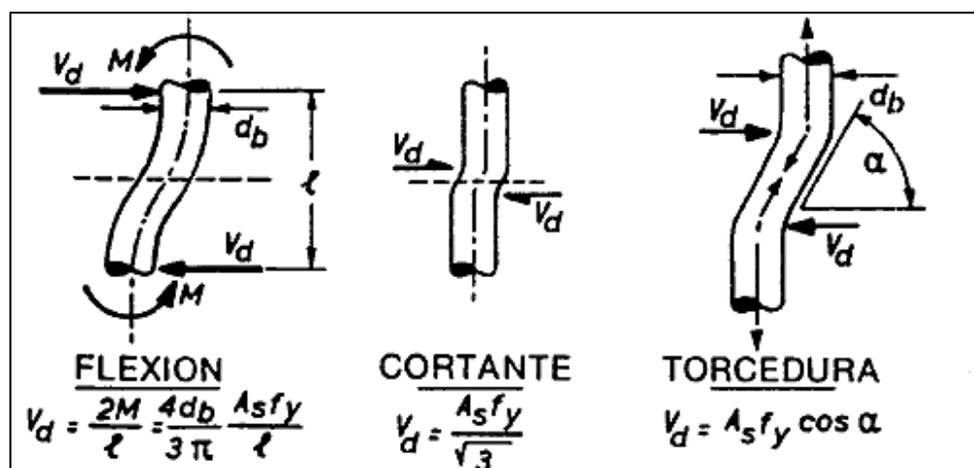
Las columnas cuando sufren desplazamientos de corte a lo largo de las líneas de falla o plano cortante; las fisuras y grietas se pueden controlar mediante el refuerzo transversal, que normalmente cruza el plano de cortante en forma perpendicular. El refuerzo en el alma está sujeto a desplazamiento a corte, por lo que se transfiere cierto porcentaje del corte, por medio de la acción de pasador o dovela, en la armadura a flexión o refuerzo longitudinal; donde las barras se soportan en el recubrimiento de hormigón, este mecanismo depende la resistencia a tracción del refuerzo longitudinal.

Una vez que se produzca la grieta por acción de tensión diagonal o desgarramiento, se reduce drásticamente la rigidez como la efectividad de la acción de dovela.

Existen tres mecanismos que pueden desarrollar la resistencia de dovela a través de un plano de cortante: la resistencia a flexión proporcionada por las varillas de refuerzo; la resistencia a cortante a través de la varilla y la torcedura del refuerzo.

Estos mecanismos están ilustrados en la figura 28, en donde la fuerza cortante asociada V_d , también está expresada en términos de la resistencia de cedencia de la varilla. Sin embargo, se debe de considerar que no es posible utilizar completamente la resistencia de cedencia de una varilla en flexión y cortante, para acción de dovela, si se requiere que la misma varilla proporcione igualmente una fuerza de agarre. Por tanto, los valores de V_d , dados en la figura 28 para la flexión y cortante, son límites superiores, entre las muchas variables que influyen este mecanismo se encuentran: el ancho y la rugosidad de la fisura; la magnitud de desplazamiento y la resistencia del hormigón.

Figura 28. El mecanismo de acción de dovela a través de una entrecara a cortante



Fuente: PARK, R.; PAULAY, T. *Estructuras de concreto reforzado*, sección 7.8. p 335.

Para desarrollar resistencia de dovela, es necesario que el elemento presente grandes desplazamientos a lo largo del plano cortante. El diseño de la transferencia de cortante de entrecaras, se puede basar en los conceptos tradicionales de fricción; cuando se aplican grandes esfuerzos cortantes. Se puede esperar que se rompa el concreto en el mecanismo de trabazón; esta carga requiere fuertes esfuerzos y compresión transversal externa. Entonces la resistencia queda gobernada, por el mismo mecanismo de falla que inicialmente controla las interacciones no agrietadas; la acción de dovela no es una componente importante del mecanismo resistente a cortante, a través de la entrecara agrietadas a desplazamientos aceptable de cortante (0.01 inch).

El diseño de la transferencia de cortante de entrecara se puede basar en los conceptos tradicionales de fricción. Experimentalmente se han encontrado que el coeficiente μ de fricción de la superficie agrietada es al menos 1,4 (tabla V). La fuerza normal puede ser provista por el refuerzo A_{sf} en la cedencia, por lo que el esfuerzo cortante v_{sf} transferible a través de una superficie de concreto agrietada de área A_g es:

$$v_{uf} = \frac{\mu A_{sf} f_y}{A_g} = \mu \rho_{sf} f_y$$

Se ha encontrado que a niveles moderados de carga, la relación es independiente de la resistencia del concreto. Cuando se aplican grandes esfuerzos de cortantes, se puede esperar que se rompa el concreto en el mecanismo de trabazón. Esta carga requiere fuertes refuerzo y compresión transversal externa. Entonces la resistencia queda gobernada por el mismo mecanismo de falla que inicialmente controla las interacciones no agrietadas. El Código ACI fija un límite superior conservador de $v_{uf} = 0,2f'c$ u 800 psi.

Las pruebas... produjeron la siguiente ecuación¹⁰:

$$v_{uf} = 200 + 0,8 \left(\rho_{vd} f_y + \frac{N}{A_g} \right) < 0,3 f'_c$$

Donde:

v_{uf} = esfuerzos a cortante resistidos por el acero longitudinal en psi.

N = fuerza a compresión (+) o tensión (-)

4.4. Papel del refuerzo en el alma

Los estribos contribuyen a la resistencia de los mecanismos de cortante de la siguiente manera:

- Mejora la contribución de la acción de dovela: un estribo puede soportar efectivamente una varilla longitudinal, que cruza por una grieta de corte-flexión próxima al estribo.
- Suprime los esfuerzos de tensión: por flexión en los bloques de voladizo mediante la fuerza C_d , a compresión diagonal, producto de la acción de armadura.
- Limita la abertura de las grietas diagonales dentro del rango elástico, realizando y preservando con ello la transferencia de cortante, mediante la trabazón del agregado.

¹⁰ PARK, R.; PAULAY, T. *Estructuras de concreto reforzado*, sección 7.8. p pág. 335.

- Proporciona confinamiento: cuando los estribos están espaciados suficientemente cerca, aumentando con ello la resistencia a compresión de las localidades, especialmente afectada por la acción de arco.
- Impide la ruptura de la adherencia, cuando se desarrollan grietas de desgajamiento en las zonas de anclaje, debido a las fuerzas de dovela y anclaje.

Se puede decir que el refuerzo en el alma detallado adecuadamente, preserva la integridad estructural del elemento, sometido bajo la acción de esfuerzos cortantes y de flexión.

4.5. Expresiones para evaluar la resistencia a cortante

Las expresiones reflejan los efectos de las variables principales, dentro de los límites de la información experimental; la resistencia a fuerza cortante en elementos estructurales con refuerzo en el alma, se considera igual a la suma de la resistencia del concreto y la contribución de la resistencia del refuerzo en el alma.

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_n = resistencia nominal de un elemento estructural con refuerzo en el alma.

V_c = resistencia a cortante proporcionada por el concreto.

V_s = resistencia a cortante proporcionada por el refuerzo en el alma.

4.5.1. Elementos estructurales sin refuerzo transversal

El ACI 318S-11 presenta un procedimiento simplificado y otro más detallado, para calcular la resistencia nominal de elementos sin refuerzo transversal. La resistencia a fuerza cortante de un elemento sujeto únicamente a flexión y cortante, puede calcularse con la ecuación 11-3 del ACI para el sistema internacional, el valor de λ debe de ser igual a 1 para concretos de densidad normal y 0,85 para concretos livianos.

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

Donde:

V_c = resistencia nominal, que corresponde a la carga de agrietamiento

b_w = ancho del alma

d = peralte efectivo

Las fuerzas cortantes en columnas interiores en estructuras arriostradas, son usualmente bastante pequeñas y normalmente no controlan el diseño; sin embargo, las fuerzas cortantes en columnas exteriores pueden ser grandes, aun en estructuras arriostradas, en particular en columnas con curvatura doble.

Si el elemento está sujeto a fuerza cortante y compresión axial, la resistencia se calcula mediante la ecuación 11-4 del ACI 318S-11, para el sistema internacional.

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right)$$

Donde:

N_u = carga axial de compresión, que actúa sobre el miembro multiplicado por el factor de carga apropiado

A_g = área total de la sección transversal.

Para miembros sometidos a una fuerza de tensión axial considerable, la capacidad por cortante del concreto puede determinarse con la ecuación 11-8 del ACI 318S-11, para el sistema internacional.

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \left(1 + \frac{0,3 N_u}{A_g} \right)$$

En lugar de usar la ecuación 11-4 del ACI para calcular la capacidad por cortante de las secciones sometidas de compresión axial, puede usarse la ecuación 11-5; puede ser usada para elementos sometidos a flexión y cortante, la resistencia a corte se determina con la ecuación 11-5, para el sistema internacional.

$$V_c = \left(0,16 \lambda \sqrt{f'_c} + 17 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \leq 0,93 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

Donde:

ρ_w = cuantía del refuerzo longitudinal.

V_u = fuerza cortante en la sección considerada, multiplicada por el factor de carga apropiado.

M_u = momento flexionantes en la sección considerada, multiplicada por el factor de carga apropiado.

Siempre que M_u sea mayor que $V_u d$ se toma igual a este producto. Para este caso V_c no debe ser mayor que el valor obtenido con la ecuación 11-7 del ACI.

$$V_c = 0,3 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \left(\sqrt{1 + \frac{0,3 N_u}{A_g}} \right)$$

4.5.2. Elementos estructurales con refuerzo transversal

Los elementos que requieran refuerzo en el alma:

4.5.2.1. Refuerzo con estribos o aros rectangulares

La contribución del acero en el alma se calcula con base en la analogía de la armadura presentada en la sección 4.2, suponiendo que el refuerzo fluye en la falla. La expresión que se presenta en el reglamento ACI 318S-11 se deduce de la ecuación 11-16. En el caso de estribos perpendiculares al refuerzo longitudinal ($\alpha = 90^\circ$), la ecuación 11-15 a:

$$V_s = \frac{A_v f_{yT} d}{s}$$

Donde:

A_v = área total del refuerzo en el alma a una distancia s , medida en dirección paralela al refuerzo longitudinal.

f_{yT} = resistencia específica a la fluencia del refuerzo transversal.

s = espaciamiento medido centro a centro de unidades tales como refuerzo longitudinal y refuerzo transversal.

El Código establece que la cantidad provista, debe situarse entre ciertos límites, ya que si la cantidad de refuerzo es muy baja, este puede fluir o bien romperse inmediatamente después de la formación de grietas inclinadas. Para impedir que los estribos (u otro refuerzo en el alma) fallen, las áreas deben tener por lo menos un valor mínimo A_v , será controlado por la expresión 11-13 del Código ACI 318S-11.

$$A_{vmin} = \frac{1}{16} f'_c \frac{b_w s}{f_{yT}} \geq 0,35 \frac{b_w s}{f_{yT}}$$

4.5.2.2. Refuerzo con zunchos en espiral

El Código ACI 318S-11 especifica que en el cálculo del refuerzo transversal, donde se empleen estribos circulares o espirales, debe calcularse empleando la ecuación 11-15. El Código permite tomar el valor de d como 0,8 veces el diámetro de la sección de concreto; el área del refuerzo transversal debe tomarse como dos veces el área de la barra en un estribo circular con un espaciamiento s .

La expresión para determinar el cortante que proporcionado por la hélice es:

$$V_s = \frac{1,6 A_v f_{yT} d}{s}$$

El Código ACI 318S-11 establece una cuantía volumétrica mínima del refuerzo en espiral, el valor se debe de calcular mediante la ecuación 10-5.

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yT}}$$

Donde el valor de f_{yT} a usar no debe ser mayor de 700 MPa (7 000 kg/cm²). Para f_{yT} mayor de 420 MPa (4 200 kg/cm²) no debe usarse empalmes por traslape. Una vez que se ha determinado el porcentaje requerido de acero de espiral, esta puede seleccionarse con la expresión que sigue, en donde ρ_s está dada en términos del volumen de acero en una vuelta.

$$\rho_s = \frac{V_{\text{espiral}}}{V_{\text{núcleo}}}$$

$$\rho_s = \frac{a_s \pi (D_c - d_b)}{\pi s \frac{D_c^2}{4}} = \frac{4 a_s (D_c - d_b)}{s D_c^2}$$

Donde:

D_c = diámetro del núcleo de extremo a extremo de la espiral

a_s = área de la sección transversal de la varilla espiral.

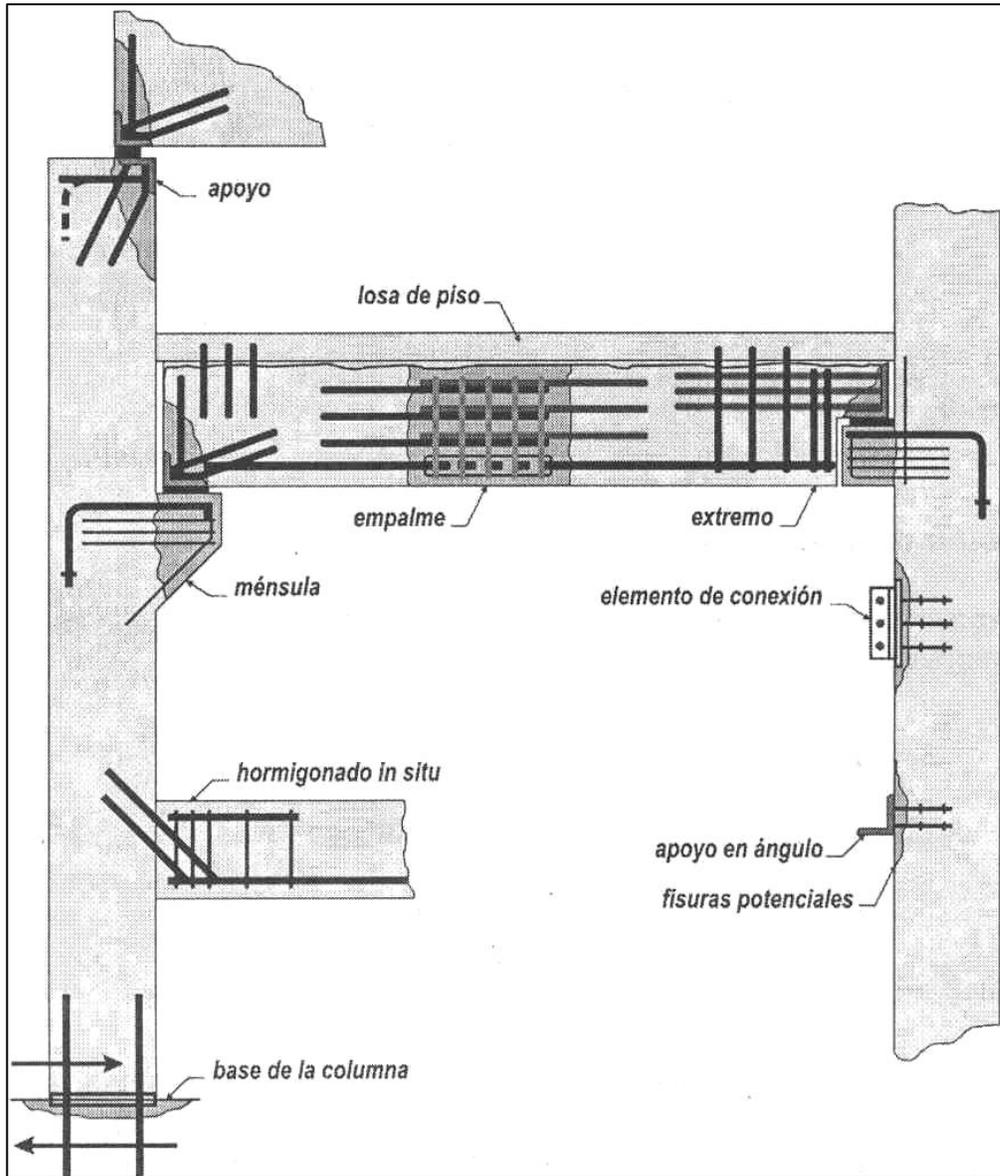
d_b = diámetro de la varilla usada en la espiral.

El proyectista puede iterar al suponer un diámetro para la varilla espiral y despejar el paso requerido hasta obtener el valor óptimo.

4.5.3. Refuerzo de cortante por fricción

Generalmente se diseña para evitar fallas de tracción por derivas de corte, el cual se ha inducido por variaciones de los momentos flectores; sin embargo, existen casos en que es necesario asegurar la transferencia por corte directo. Tal es el caso que se presenta en la superficie de contacto entre hormigones colocados en distintas etapas, en la figura 29 se muestran casos típicos que se pueden presentar como de corte por fricción.

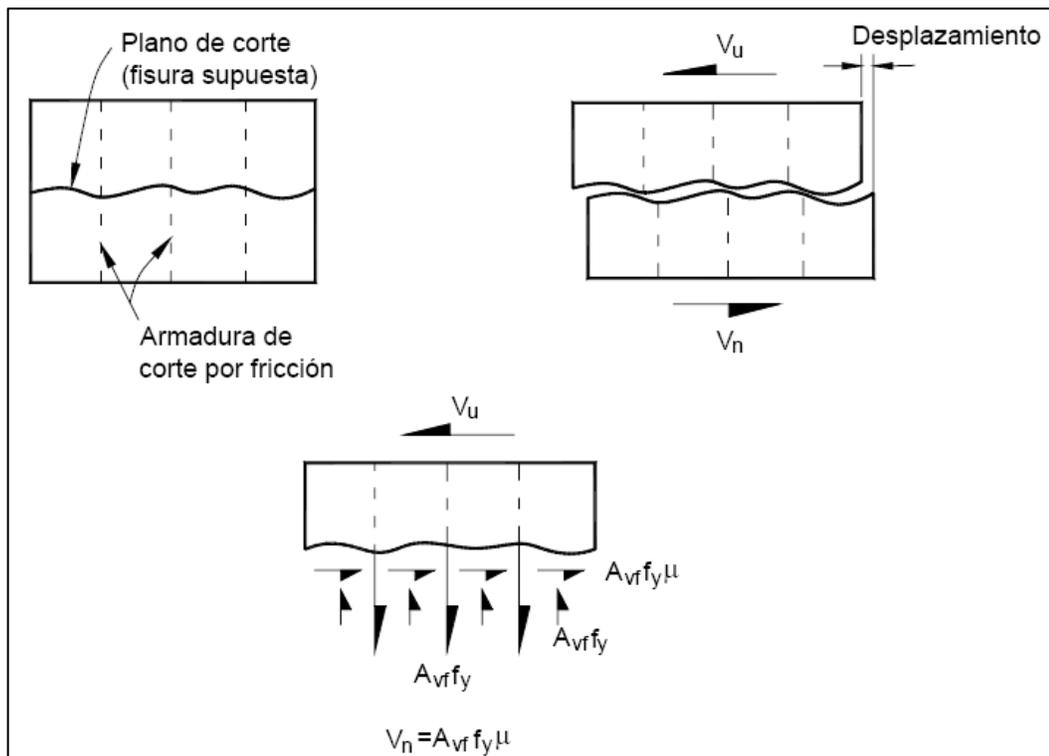
Figura 29. **Casos en los que se debe aplicar el diseño de corte por fricción**



Fuente: LLOPIZ, Carlos Ricardo, *Instituto de Mecánica Estructural y Riesgos Sísmico, Hormigón* 1, p. 350.

La armadura de corte por fricción se coloca formando un ángulo de 90 grados respecto del plano de corte; el concreto se coloca contra el concreto que no se ha hecho intencionalmente rugoso. El cortante por fricción se emplea en el diseño de elementos para corte directo, cuando no es adecuado diseñar para tensión diagonal. El enfoque consiste en suponer que se producirá una fisuración en una ubicación predeterminada, como se ilustra en la figura 29.

Figura 30. **Idealización del concepto de corte por fricción**



Fuente: CIRSOC. *Reglamento argentino para construcciones sismo resistentes, parte III construcciones de concreto armado*, p. 14-2.

El diseño de corte por fricción se debe aplicar cuando hay transmisión de corte directo a través de un plano dado, como se observa en la figura 30. Las situaciones en las cuales el diseño para corte por fricción es adecuado, incluyen las interfaces entre hormigones colocados en distintas épocas, como que sucede en las juntas de construcción en los elementos de concreto armado.

Para las situaciones dadas se debe reconocer los planos potenciales a falla, en el cual el refuerzo a corte directo es grande; de lo contrario, debido al mal diseño del elemento se puede generar resultados desastrosos.

Los requisitos del Código ACI 318S-11, para este tipo de corte, proporciona una ecuación para determinar la resistencia nominal según la ecuación 11-25.

$$V_n = \mu A_{vf} f_y$$

Donde:

A_{vf} = área del refuerzo de cortante por fricción.

μ = coeficiente de fricción.

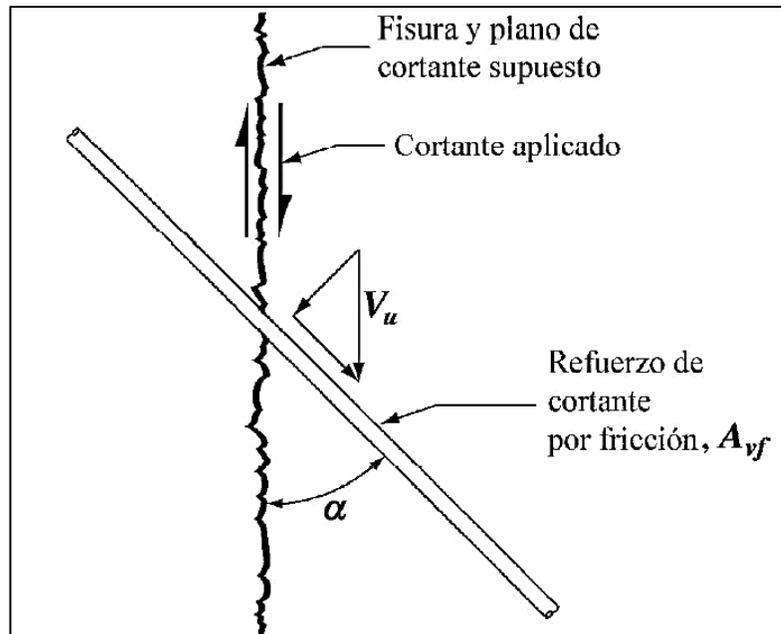
Donde el refuerzo de cortante por fricción está inclinado en relación con el plano de cortante, de manera que el refuerzo produce tracción en el refuerzo como se muestra en la figura 31, este debe de calcularse según la ecuación 11-26.

$$V_n = A_{vf} f_y [\mu \text{sen}(\alpha) + \text{cos}(\alpha)]$$

Donde:

α = ángulo entre la fisura y plano cortante respecto al refuerzo de cortante por fricción.

Figura 31. **Refuerzo de cortante por fricción a cierto ángulo de la fisura hipotética**



Fuente: ACI 318S-11, *cortante por fricción*, sección 11.6.4, p. 191.

El método de cálculo de cortante por fricción supone que toda la resistencia al cortante, se debe a la fricción entre las caras de la fisura. Es necesario emplear valores artificialmente elevados del coeficiente de fricción para la ecuación; de manera que la resistencia al cortante calculado concuerde con los resultados de los ensayos.

El valor de f_y utilizado para diseño del refuerzo de cortante por fricción no debe exceder a 420 MPa (4 200 kg/cm^2). El coeficiente de fricción μ en las ecuaciones 11-25 y 11-26, debe ser tomado como los valores de la tabla V.

Tabla V. **Barras de refuerzo estándar de la ASTM**

Casos en el concreto	μ
Colocado monolíticamente	1,4 λ
Colocado sobre concreto endurecido intencionalmente rugoso, con una amplitud de 6 mm	1,0 λ
Colocado sobre concreto endurecido no intencionalmente rugoso	0,6 λ

Fuente: ACI 318S-11, *cortante por fricción*, sección 11.6.4.3, p. 191.

La tracción neta a través del plano de cortante debe ser resistida mediante el refuerzo adicional. Se permite tomar la compresión neta permanente a través del plano de cortante, como aditiva a la fuerza en el refuerzo de cortante por fricción. El refuerzo debe colocarse apropiadamente a lo largo del plano y debe estar anclado para desarrollar la fluencia en el acero en ambos lados, mediante una longitud embebida en el concreto.

4.6. Antecedentes de estudios de la transferencia de corte a través de las juntas de construcción

Las juntas de construcción en elementos estructurales (vigas, columnas, muros de corte) pueden presentar una debilidad potencial, si se necesita transmitir grandes fuerzas cortantes a través de ellas.

En las vigas esbeltas, una junta de construcción bien preparada normalmente no significa ningún problema, debido a que la resistencia a cortante o flexión de estos miembros es mucho menor que en la capacidad cortante de entrecaras en una junta a través de los elementos. Sin embargo, en sismos recientes han demostrado que las juntas de construcción en algunos miembros, especialmente muros de cortante, pueden constituir el eslabón más débil en el mecanismo resistente de la estructura.

El diseño de una junta de construcción debe basarse en la premisa de que su capacidad debe ser al menos igual a la capacidad a corte (tensión diagonal) de las partes adjuntas.

El concreto de una junta de construcción puede poseer poca resistencia a la tensión a través de la entrecara, por lo que es aconsejable suponer que hay una grieta presente en la junta, antes de aplicar cualquier cortante. En consecuencia, se puede aplicar el concepto de fricción cortante descrito en la sección 4.3 y 4.53. Sin embargo, el tipo de preparación de superficies utilizado para la junta, puede influir en la capacidad a cortante de esa entrecara, ya que la capacidad podría ser menor que la que se encuentra a lo largo de las grietas formadas en el concreto monolítico, conviene utilizar un menor coeficiente de fricción.

De los estudios experimentales realizados sobre el funcionamiento de las juntas de construcción en la Universidad de Canterbury¹¹ surgieron las siguientes observaciones:

¹¹ R. Park y T. Paulay. *Estructuras de concreto reforzado*, p. 340.

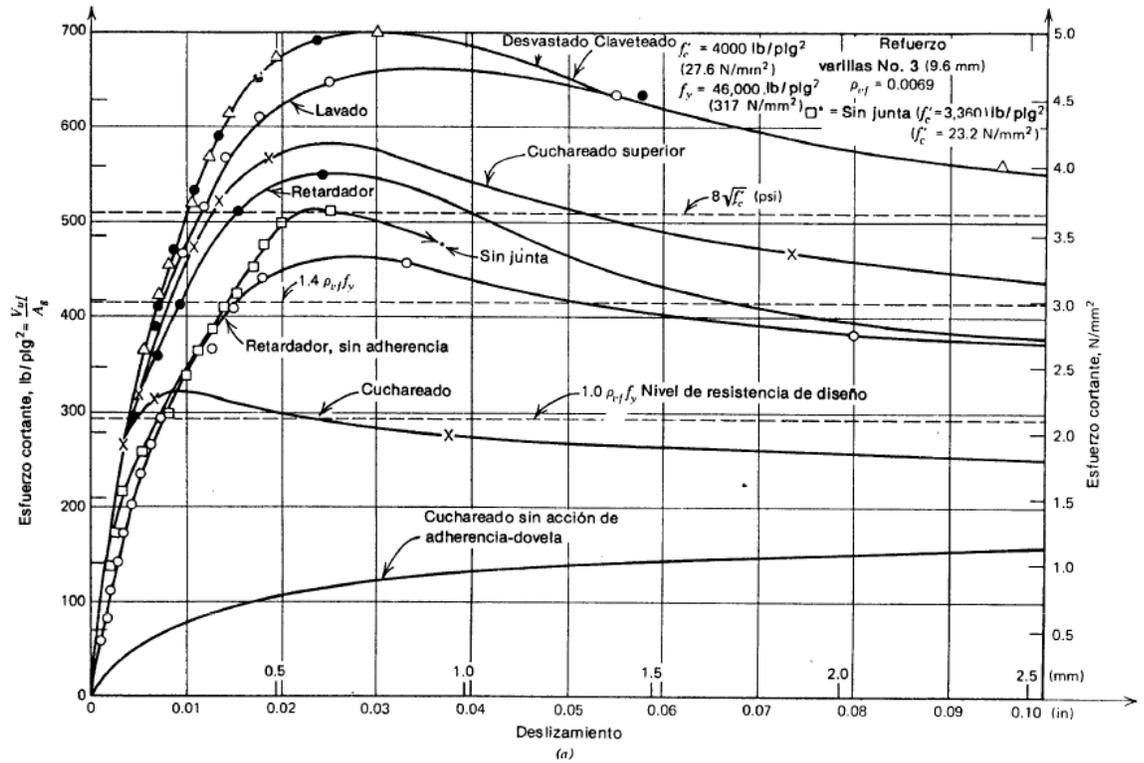
Las juntas de construcción rústica horizontal adecuadamente reforzada, con una superficie limpia y áspera, a las cuales pueda adherirse el concreto recién vaciado, puede desarrollar una resistencia a cortante de entrecara igual a o mayor que la capacidad a tensión diagonal de la estructura. Se obtuvieron superficies ásperas de varias maneras: eliminando el mortero de entre las partículas mayores de agregados con un chorro de agua y cepillo suave, cuando el concreto estaba en un estado semiendurecido; aplicación primeramente de un retardador químico a la superficie; mediante desbastado; proporcionando llaves (ver figura 33 *d, e, f y g*).

En la figura 33 se muestran las respuesta de las juntas de construcción con distintas preparaciones de superficie y con una cuantía de refuerzo correspondiente a $\rho_{vf} f_y = 295$ psi. La curva más baja muestra la contribución solamente de la acción de dovela, y las curvas superiores representan solamente la contribución del concreto, en que se han restado el esfuerzo cortante, transmitido por la acción de dovela.

Es claro que fácilmente podría desarrollarse la resistencia de diseño, sin la contribución de la acción de dovela, basándose en un coeficiente de fricción $\mu = 1$, para todas las superficies ásperas después de un deslizamiento de aproximadamente 0,005 pulgadas. Esta intensidad de carga jamás será excedida en una estructura bien diseñada, debido a que otros modos de fallas más deseables (cedencia a flexión) limitarán el nivel de carga.

Las superficies aplanadas con cuchara (con pequeña rugosidad), produjeron fallas poco después del desarrollo de una grieta, cuando fallo la adherencia en las entrecaras.

Figura 32. **Curvas de carga-deslizamiento para transferencia de cortante a través de juntas de construcción**



Fuente: PARK, R.; PAULAY, T. *Estructuras de concreto reforzado*, sección 7.8. p. 338.

La falta de adherencia al concreto viejo en las probetas en que estaba barnizada la superficie, produjo aproximadamente el doble de deslizamiento inicial del ocurrido en las juntas de construcción con adherencia.

En una junta de construcción bien diseñada y ejecutada, es seguro que el plano de la falla a cortante deslizante esté localizado por debajo del nivel de la junta en una capa de concreto inferior, la que se forma en la parte superior de una colada, como resultado de la acumulación de partículas con baja gravedad específica, ganancia de agua y aumento consecuente de la relación de agua-cemento, en especial por el atrape de aire bajo el agregado grueso.

La adherencia entre las partículas gruesas de agregado y la matriz de mortero, que constituye un eslabón potencialmente débil en el mecanismo de trabazón del agregado, puede debilitarse todavía más por la sedimentación en el concreto fresco, que a su vez es afectada por la impermeabilidad de la cimbra y la altura del vertido de concreto. En consecuencia, la resistencia del concreto utilizando en la estructura probablemente proporciona una estimación muy optimista de la resistencia disponible inmediatamente por debajo del plano de una junta de construcción horizontal.

4.7. Requisitos del Código ACI 318S-11 para el refuerzo transversal en columnas de concreto armado

El Código especifica relativamente pocas limitaciones en las dimensiones, el refuerzo, la restricción lateral y otros aspectos relacionados con las columnas de concreto.

Las limitaciones más importantes en el diseño por corte son las siguientes:

4.7.1. Pórticos ordinarios resistentes a momentos

Cuando se usan columnas con estribos, estos no deberán ser menores al no. 10 (# 3 en sistema inglés), siempre que las varillas longitudinales sean del no. 32 (# 10 en sistema inglés) o menos. El tamaño mínimo es el no. 13 (# 4 en sistema inglés) para varillas longitudinales mayores que el no. 32 (# 10 en sistema inglés) y para varillas en racimos.

La separación centro a centro de los estribos, no deberá ser mayor que 16 veces el diámetro de las varillas longitudinales, 48 veces el diámetro de los estribos, a $d/2$, ni que la menor dimensión lateral de la columna.

Los estribos deben colocarse de tal manera, que deban alternar en la esquina de cada varilla longitudinal, esto para proporcionar soporte lateral por la esquina de los estribos, con un ángulo incluido no mayor de 135 grados. Ninguna varilla debe localizarse a una distancia mayor de 150 mm a cada lado de una varilla soportada lateralmente.

Los estribos no deben colocarse a más: de medio espaciamiento arriba de la parte superior de una zapata o losa; ni más de medio espaciamiento debajo de la varilla de refuerzo en una losa o en un panel de plataforma (para ver un panel de plataforma, ver en las figuras 13 y 14).

Los ganchos estándar de estribo están las barras no. 16 o menores a un dobléz de 90 grados, más la longitud de desarrollo de 6 veces el diámetro de la barra, para barras no. 19, no. 22 y no. 25 el dobléz de 90 grados, más la longitud de desarrollo de 12 veces el diámetro y para barras no. 25 y menor, el dobléz de 135 grados, más la longitud de desarrollo de 6 el diámetro de la barra en el extremo libre.

El Código establece que las espirales no deben tener diámetros menores de 3/8 de pulgada y que la separación libre entre las vueltas de las espirales no debe de ser menor de 25 mm o mayor que 75 mm. Si se requieren empalmes en las espirales, deben proveerse por soldadura o por traslapes de las varillas espirales o alambres corrugados sin recubrimiento, con una longitud de 48 diámetros o 300 mm, la que sea mayor.

4.7.2. Pórticos intermedios resistentes a momentos

Cuando se usan columnas con estribos, estos no deberán ser menores al no. 10 (# 3 en sistema inglés), siempre que las varillas longitudinales sean del no. 32 (# 10 en sistema inglés) o menos. El tamaño mínimo es el no. 13 (# 4 en sistema inglés) para varillas longitudinales mayores que el no. 32 (# 10 en sistema inglés) y para varillas en racimos.

Ambos extremos del elemento deben proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento s_o por una longitud l_o (como lo indicado en la sección 21.3.5) medida desde la cara del nudo, el cual no debe de ser menor que el mayor de, una sexta parte de la luz libre de la columna, la mayor dimensión de la sección transversal de la columna y 450 mm.

Fuera de la longitud l_o el espaciamiento del refuerzo transversal debe ser diseñado como un elemento de pórtico ordinario resistente a momento. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de un espaciamiento $s_o/2$ de la cara del nudo.

La separación centro a centro de los estribos s_o no deberá ser mayor que 8 veces el diámetro de las varillas longitudinales, 24 veces el diámetro de los estribos, a $d/2$, ni que la mitad de la menor dimensión lateral de la columna.

Los estribos deben colocarse de tal manera que deban alternar en la esquina de cada varilla longitudinal, esto para proporcionar soporte lateral por la esquina de los estribos, con un ángulo incluido no mayor de 135 grados. Ninguna varilla debe localizarse a una distancia mayor de 150 mm a cada lado de una varilla soportada lateralmente.

Los ganchos estándar de estribo están las barras no. 16 o menores a un dobléz de 90 grados más la longitud de desarrollo de 6 veces el diámetro de la barra, para barras no. 19, no. 22 y no. 25 el dobléz de 90 grados más la longitud de desarrollo de 12 veces el diámetro y para barras no. 25 y menor, el doble de 135 grados más la longitud de desarrollo de 6 el diámetro de la barra en el extremo libre.

El Código establece que las espirales no deben tener diámetros menores de 3/8 de pulgada y que la separación libre entre las vueltas de las espirales no debe de ser menor de 25 mm o mayor que 75 mm. Si se requieren empalmes en las espirales, deben proveerse por soldadura o por traslapes de las varillas espirales o alambres corrugados sin recubrimiento con una longitud de 48 diámetros o 300 mm, la que sea mayor.

4.7.3. Pórticos especiales resistentes a momentos.

Cuando se usan columnas con estribos, estos no deberán ser menores al no. 10 (# 3 en sistema inglés), siempre que las varillas longitudinales sean del no. 32(# 10 en sistema inglés) o menos. El tamaño mínimo es el no. 13 (# 4 en sistema inglés) para varillas longitudinales mayores que el no. 32 (# 10 en sistema inglés) y para varillas en racimos.

Ambos extremos del elemento deben proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento s_o por una longitud l_o (como lo indicado en la sección 21.6.4) medida desde la cara del nudo, el cual no debe de ser menor que el mayor de, la altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión, una sexta parte de la luz libre del elemento y 450 mm.

Fuera de la longitud l_o , el espaciamiento transversal debe de ser diseñado como elementos de pórticos intermedios resistentes a momentos. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de un espaciamiento $s_o/2$ de la cara del nudo.

La separación centro a centro de los estribos s_o no deberá ser mayor que 6 veces el diámetro de las varillas longitudinales, cuarta parte de la menor dimensión lateral de la columna y s_o . El valor de s_o no debe ser mayor da 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

$$s_o = 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

La separación h_x es medida de centro a centro entre las ramas de estribo, este no debe de exceder de 350 mm (sección 21.6.4), en el caso de no cumplir el espaciamiento máximo entre ramas de estribos se debe agregar ganchos suplementarios consecutivos que abrazan la misma barra longitudinal, deben tener en un extremo un gancho de 90 grados y uno de 135 grados, los cuales se deben alternar en las caras opuestas de la columna. Ninguna varilla debe localizarse a una distancia mayor de 150 mm a cada lado de una varilla soportada lateralmente. Los estribos deben colocarse de tal manera que deban alternar en la esquina de cada varilla longitudinal, esto para proporcionar soporte lateral por la esquina de los estribos, con un ángulo incluido no mayor de 135 grados.

Los ganchos estándar de estribo están las barras no. 16 o menores a un dobléz de 90 grados más la longitud de desarrollo de 6 veces el diámetro de la barra, para barras no. 19, no. 22 y no. 25 el dobléz de 90 grados más la longitud de desarrollo de 12 veces el diámetro y para barras no. 25 y menor, el doble de 135 grados más la longitud de desarrollo de 6 el diámetro de la barra en el extremo libre.

El Código establece que las espirales no deben tener diámetros menores de 3/8 de pulgada y que la separación libre entre las vueltas de las espirales no debe de ser menor de 25 mm o mayor que 75 mm. Si se requieren empalmes en las espirales, deben proveerse por soldadura o por traslapes de las varillas espirales o alambres corrugados sin recubrimiento con una longitud de 48 diámetros o 300 mm, la que sea mayor.

5. JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN EN COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO

5.1. Definición de juntas de construcción

En la construcción de elementos estructurales de gran masa, no es práctico ni factible colocar el concreto en una operación continua. Las juntas de construcción son lugares de interrupción del proceso constructivo; es necesario implementarlas para establecer una secuencia de construcción en la colocación del concreto.

La cantidad de concreto que deberá colocarse al mismo tiempo, es regido por la capacidad de colocado y mezclado (para evitar el problema de segregación y calor de hidratación), número de personal y la cantidad de tiempo disponible. Las juntas de construcción son normalmente las partes más débiles de la estructura, y, por lo tanto, es necesario hacer todo refuerzo posible para asegurarla obtención de buenas juntas.

Las juntas de construcción correctamente ubicadas y debidamente ejecutadas, proporcionan los límites para las colocaciones sucesivas de concreto, sin afectar adversamente la estructura.

5.2. Consideraciones

- Las juntas de construcción son necesarias en la mayor parte de la construcción del concreto; debido a su naturaleza crítica, deberán ubicarse por el diseñador, y ser marcadas en los planos para asegurarse una transferencia de fuerzas adecuada y una aceptación estética de la junta.
- Cuando la colocación del concreto es detenida por tiempo mayor que el fraguado inicial, que es mayor a las primeras 3 horas¹², la junta debe ser tratada como una junta de construcción.
- Es necesaria una previsión adelantada por parte del diseñador, ante cualquier requerimiento adicional, para asegurar la integridad estructural del elemento que se está colando.
- Verificar que la imprimación y sello de las juntas, se ejecute de acuerdo a lo especificado en el proyecto y recomendaciones del fabricante.

5.3. Terminología

En la Norma ACI 224.3R-95 (Juntas en las juntas de construcción de concreto), establece que las juntas serán designadas por una terminología basada en las siguientes características: resistencia, configuración, formación, ubicación, tipo de estructura y función.

¹² GABALEC, María Anabela. *Tiempo de fraguado del hormigón*. Universidad Tecnológica Nacional de Argentina. p. 26.

Las características en cada categoría incluyen, pero no están limitadas a las siguientes:

- Resistencia: ligada o reforzada, con pasajuntas, sin pasajuntas y simple.
- Configuración: extremo, capa, machihembrada.
- Formación: aserrada, formada a mano, fabricada, ranurada, formada con inserto.
- Ubicación: transversal, longitudinal, vertical y horizontal.

5.4. Ubicación de las juntas de construcción

La ubicación de la junta de construcción debe ubicarse donde menos afecte la integridad estructural del elemento que se encuentra bajo estudio. La ubicación de la junta dependerá del tipo de elemento y la capacidad de construcción. El miembro estructural en estudio será las columnas de concreto armado; para la ubicación de las juntas de construcción se debe de considerar lo siguiente:

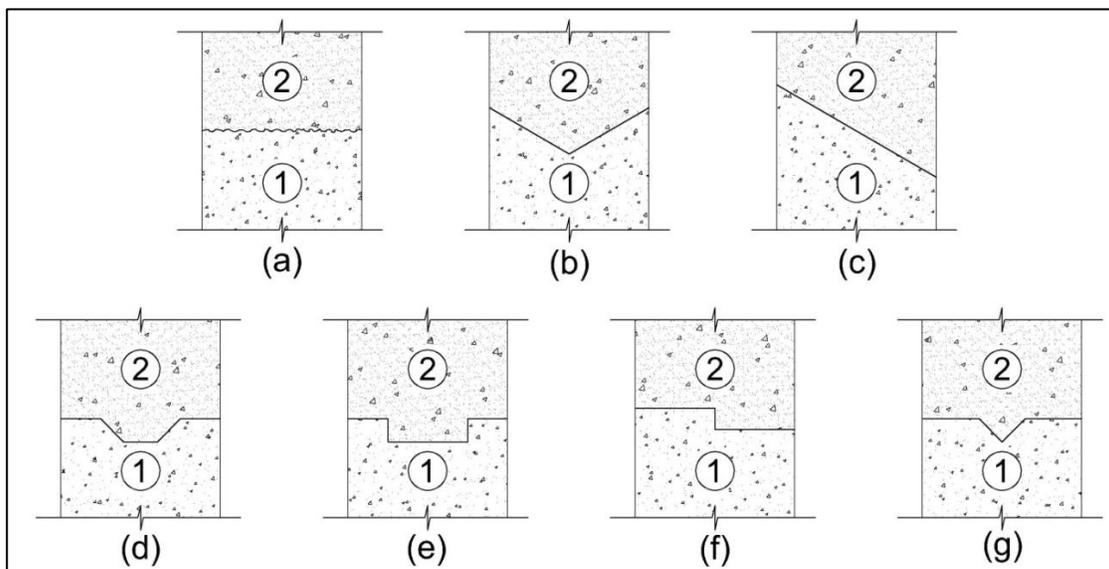
- Las juntas deberán de estar a una distancia de 30 cm (un pie) de la parte inferior de la losa de piso o viga.
- Las juntas se deben proveer en la parte superior de las losas de cada piso, para columnas que continúan en piso siguiente.
- En capiteles y ménsulas para columnas deberán colarse (fundirse) monolíticamente con la losa, la junta de construcción debe ser fabricada hasta la base de la ménsula o capitel.
- El refuerzo deberá continuar a través de la junta, con la longitud adecuada para asegurar el anclaje completo; si la junta es sometida a corte lateral, la transferencia por fricción cortante o por acción de anclajes debe ser agregada.

5.5. Tipos de juntas de construcción

Una junta de construcción debe de unir el concreto nuevo al existente, generando una buena adherencia de ambos concretos, este se debe fabricar y ubicarse en los elementos estructurales según el ingeniero diseñador, para este caso, columnas de concreto armado.

En la figura 33 se muestran varios tipos de juntas de construcción para columnas de concreto armado. Los números en cada sección se refieren a la secuencia de colocación de concreto.

Figura 33. Tipos de juntas de construcción para columnas de concreto armado



Fuente: MERRIT; RIKETTS. *Manual integral para diseño y construcción*, p. 9.41

5.6. Tratamiento del concreto antiguo

Hay que empezar por separar limpiamente del hormigón antiguo, sin estropear la estructura del mismo, la capa de mortero fino que lo recubre, en la parte o lugar donde ha de hacerse la junta o enlace. Al dejar al descubierto, limpio y áspero la superficie del concreto existente, esta aumenta y desaparece la película de cemento que recubría a los agregados pétreos. Esta condición es indispensable, para que se logre un buen engrane con el concreto a colarse y un íntimo recubrimiento de los granos limpios del agregado pétreo con la pasta nueva de cemento.

Para la separación de la capa vieja de mortero fino, son utilizables, según la dureza del hormigón antiguo, los cepillos de alambre de acero y los sopletes de chorro de arena o aparatos análogos a base de aire comprimido. Cuando se trata de un concreto recién fraguado y que todavía no ha llegado a su resistencia máxima (28 días), la capa de mortero fino puede ser separada mediante un chorro de agua a presión. Esta forma de operar solo es recomendable en obras en que la eficacia del enlace en los puntos de unión no reviste una importancia decisiva.

También los métodos químicos que retardan el fraguado del hormigón hasta una profundidad de 12 mm, ha llegado incluso impedirlo, han sido aplicados con éxitos. A este fin se aplica inmediatamente sobre la superficie del concreto y en la parte de la unión o de las juntas horizontales, una capa de una substancia parecida a un barniz, para luego desencofrar y volver a hormigonar, se elimina la capa de mortero fino no endurecido por medio de cepillos o chorros de agua.

Las interrupciones del hormigoneado hasta de 14 horas pueden ser salvadas; retardando el principio del fraguado del cemento por medio de una adición de ½ % de ácido fosfórico, calculada sobre el peso del cemento. Dentro de ese intervalo de tiempo puede seguirse hormigoneando por estar aún fresco el concreto vertido inicialmente.

Este método es adecuado para uniones horizontales en el concreto; se logra un mejor endentado de las superficies de enlaces; con ello una mayor resistencia a la tracción, empleando agrados pétreos del tipo triturado.

Puede conseguirse un engrane constructivo, especialmente cuando se trata de concreto en masa, introduciendo inmediatamente después de hormigonear agregados gruesos de gran dimensión, hincadas en la parte de la superficie que hará de junta. La eficacia del enlace puede además aumentarse, en las juntas horizontales, por medio de varillas hincadas en el hormigón (como en el método de diseño por fricción), en las junta de trabajo verticales, mediante endentados triangulares o trapeciales.

5.6.1. Remojado hormigón antiguo

El concreto antiguo tiene que remojarse a fondo e insistentemente. La principal ventaja del tratamiento con el agua (remojo), es dilatar el concreto antiguo y, al mismo tiempo, evitar la succión del agua del concreto nuevo; se proporciona una igualación de tensiones en el concreto a uno y otro lado de la junta de construcción; debe ser aplicado durante un tiempo más prolongado y cuidadoso, cuando mayor sea la superficie de la junta de construcción, mientras más alta sea temperatura en la atmósfera y en el concreto, y la humedad relativa.

Por lo que, cuando más tiempo este en remojo el concreto antiguo en la parte donde debe hacerse la unión, tanto más reducidas serán las diferencias entre las tensiones internas de ambas partes de dicha junta, después de efectuado el nuevo vertido del concreto y tanto menor el peligro de que se formen grietas en la zona donde se localiza la junta de construcción.

Para el ulterior tratamiento de las juntas de construcción, es necesario esperar hasta que una parte de la superficie mojada se haya secado, de modo que todavía aparente estar ligeramente húmeda.

5.6.2. Colocación o vertido del concreto nuevo

Sobre la superficie de enlace todavía un poco húmedo se aplica una papilla de mortero una capa de hormigón más graso y de grano más fino a modo de capa intermedia, donde se procede al vertido inmediato. Esta capa intermedia debe estar compuesta y asentada de tal forma que asegura un íntimo enlace con el concreto antiguo previamente preparado.

Especialmente hay que lograr, que sea cepillado la capa de mortero aplicada, sea vibrado el lecho de hormigón intermediario, que los granos de áridos limpios y puestos al descubierto en el concreto antiguo, queden recubiertos con una película o envoltura de pasta-cemento. La granulometría más fina de la capa intermedia, proporciona así un enlace firme con las finas hendeduras o engranes preparados en la superficie de unión.

La consistencia del concreto que dé enlace o unión, debe ser por sus dos caras espesas, pero algo plástica. Es de mucha importancia una composición granulométrica de los agregados den al mortero o de concreto un enlace bien escalonada, si se quieren obtener juntas de trabajo impermeables y compactas; en todo caso, es recomendable para tal objeto el empleo adicional de impermeabilizantes.

6. JUNTAS FRÍAS

6.1. Definición

El efecto de junta fría se define como la impresión o marca profunda, que resulta de emplear una junta de construcción; la marca se produce cuando el concreto recién vaciado empieza a fraguar sobre el concreto endurecido. Este efecto produce una lesión mecánica que atraviesa la sección transversal del elemento, provocando que el concreto no sobrepase el límite de resistencia de cualquiera de las dos masas.

El efecto se aplica a todos los elementos estructurales de concreto armado, como vigas, muros de corte, losas, columnas, etc. Este se considera como una línea de falla que atraviesa el elemento, provocando una pérdida pequeña o total de la resistencia a la tensión del concreto en la zona donde se localiza la junta (adherencia). Esto causa la separación de las dos masas de concreto y tiende a inducir esfuerzos de tensión, flexión cortante y torcedura al refuerzo longitudinal. En el caso del corte directo, ocasiona que el concreto trabaje por fricción la línea de falla y así evita que los estribos proporcionados en la zona, aporten a la resistencia al cortante.

El efecto de las juntas frías con cierta inclinación, en el caso de que la junta esté sometida a tensión (ver apéndice 28, 29 y 30), es inducir una concentración de esfuerzos tensivos y provocar una falla que reduce considerablemente la ductilidad del miembro. Esto como consecuencia de la separación de las masas; la pérdida casi total del área a compresión, debido el traslado del eje neutro al acero a compresión.

En el otro caso, que se induzcan esfuerzos de compresión (ver apéndice 25, 26 y 27), la línea de falla de corte debido a las cargas laterales (sismo), provoca que ambas fallas se intercepten de tal forma que genere una falla del tipo reloj de arena. Esta falla se da de forma casi espontánea debido a que las aristas (de ambas masas de concreto) tienden a comportarse de manera frágil.

La manera adecuada de contrarrestar el efecto de junta fría, es mediante la planificación, tratamiento y diseño estructural de la junta de construcción; esto proporcionará que el elemento tenga una resistencia igual o mayor que en zonas donde no se posea el efecto.

7. RESULTADOS OBTENIDOS DE LA TESIS EVALUACIÓN DE JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN Y SU COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL EN COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO

Las columnas de concreto armado (muestra en estudio) se construyeron utilizando juntas de construcción e induciendo el efecto de junta fría, aproximadamente al centro del claro, estas son del tipo rústica horizontal e inclinada a 45 grados (ver figura 33, a y c). Las columnas se diseñaron con una sección transversal de base 15 cm de altura de 30 cm y longitud de 2 metros; la cuantía de acero es aproximadamente del 1 %, conformada por 6 varillas no. 3 y estribos no. 2 (ver apéndice 2).

7.1. Columnas de concreto armado a corte directo

En los ensayos de las columnas a corte directo, se simuló el efecto de empotramiento en un extremo y se le aplicó carga con una excentricidad de cinco a nueve centímetros; se colocaron deformómetros a una distancia medida desde el apoyo, donde se localiza la junta fría. En las columnas sin presencia del efecto de junta fría solo fue necesario el uso de un deformómetro.

Los valores usados para determinar los esfuerzos son: una distancia c de 5.91 cm (valor obtenido mediante el análisis de deformaciones, ver anexos); I de 33 750 cm⁴ y d de 27,025 cm. Las masas de concreto poseen una resistencia con un tiempo mayor de 28 días. Los resultados a corte directo se presentan a continuación:

7.1.1. Columna con presencia de la junta de construcción tipo rústica horizontal

La excentricidad entre el apoyo y el centro del gato hidráulico fue de 7 cm, los deformómetros se ubicaron a una distancia de 40 y 75 cm desde el apoyo, la deformación real fue el resultado de interpolar los dos valores (ver figura 30).

Tabla VI. Resultados del ensayo a corte directo en el elemento con la junta de construcción rústica horizontal

No.	CARGA kg	DEFORMACIÓN δ_s		
		@ 75CM	@ 40CM	REAL
1	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1 001,53	1,32	0,81	0,23
3	2 003,06	2,29	1,65	0,93
4	3 004,60	2,84	2,03	1,10
5	4 006,13	3,15	2,18	1,20
6	5 007,66	3,38	2,41	1,31
7	6 009,19	3,56	2,54	1,38
8	7 010,72	3,73	2,64	1,39
9	8 012,26	3,91	2,74	1,41
10	9 013,79	4,04	2,82	1,43
11	10 015,32	4,24	2,95	1,50
12	11 016,85	4,34	3,05	1,57
13	12 018,38	4,50	3,18	1,67
14	13 019,92	4,72	3,33	1,73
15	14 021,45	4,93	3,45	1,77
16	15 022,98	5,13	3,53	1,84
17	16 024,51	5,38	3,76	1,90
18	17 026,04	5,64	3,94	1,99
19	18 027,58	5,92	4,14	2,11
20	19 029,11	6,35	4,45	2,27
21	20 030,64	7,01	4,95	2,60
22	20 781,79	13,67	9,65	5,06

Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

El comportamiento elástico se mantuvo hasta lectura no. 16, la primera falla o grieta en el ensayo a corte directo fue en la carga de 16 024,5 kg y la fisura en la lectura no. 22 a 20 en 781,8 kg.

Tabla VII. **Esfuerzos actuantes en el elemento con la junta de construcción rústica horizontal**

No	γ (Rad)	M (kg-cm)	σ (kg/cm ²)	V (kg)	τ (kg/cm ²)	$f_{S\ total}$
1	0,00000	0,00	0,00		0,00	0,00
2	0,00332	6 509,96	1,31	1 001,53	2,47	3,78
3	0,01322	13 019,92	2,63	2 003,06	4,94	7,57
4	0,01576	19 529,87	3,94	3 004,60	7,41	11,35
5	0,01714	26 039,83	5,26	4 006,13	9,88	15,14
6	0,01871	32 549,79	6,57	5 007,66	12,35	18,92
7	0,01970	39 059,75	7,88	6 009,19	14,82	22,71
8	0,01991	45 569,71	9,20	7 010,72	17,29	26,49
9	0,02011	52 079,66	10,51	8 012,26	19,77	30,28
10	0,02037	58 589,62	11,83	9 013,79	22,24	34,06
11	0,02143	65 099,58	13,14	10 015,32	24,71	37,85
12	0,02239	71 609,54	14,45	11 016,85	27,18	41,63
13	0,02379	78 119,50	15,77	12 018,38	29,65	45,41
14	0,02473	84 629,46	17,08	13 019,92	32,12	49,20
15	0,02530	91 139,41	18,40	14 021,45	34,59	52,98
16	0,02629	97 649,37	19,71	15 022,98	37,06	56,77
17	0,02716	104 159,33	21,02	16 024,51	39,53	60,55
18	0,02846	110 669,29	22,34	17 026,04	42,00	64,34
19	0,03012	117 179,25	23,65	18 027,58	44,47	68,12
20	0,03240	123 689,20	24,97	19 029,11	46,94	71,91
21	0,03717	130 199,16	26,28	20 030,64	49,41	75,69
22	0,07228	135 081,63	27,26	20 781,79	51,27	78,53

Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

7.1.2. Columnas de concreto armado sin presencia del efecto de junta fría

Los resultados del ensayo a la columna 1 a corte directo se presentan en la tabla VIII.

Tabla VIII. Resultados del ensayo a corte directo de la columna 1

No.	CARGA kg	δ_s @ 39cm
1	0,00	0,00
2	1 001,53	0,79
3	2 003,06	1,57
4	3 004,60	2,13
5	4 006,13	2,69
6	5 007,66	3,05
7	6 009,19	3,38
8	7 010,72	3,73
9	8 012,26	4,04
10	9 013,79	4,33
11	10 015,32	4,60
12	11 016,85	4,85
13	12 018,38	5,08
14	13 019,92	5,28
15	14 021,45	5,54
16	15 022,98	5,87
17	16 024,51	6,17
18	17 026,04	6,38
19	18 027,58	6,55
20	19 029,11	6,86
21	20 030,64	7,21
22	21 032,17	7,70
23	22 033,70	8,00
24	23 035,24	8,38
25	24 036,77	8,66
26	25 038,30	9,09

Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

La excentricidad entre el apoyo y el centro del gato hidráulico es de 9,5 cm, se ubicó un deformómetro a una distancia de 39 cm a partir del apoyo. El comportamiento elástico se mantuvo hasta la lectura no. 18, donde la primera falla en el ensayo se dio en la carga de 18 027,6 kg. Este ensayo no llegó hasta el esfuerzo último ni el fisuramiento del mismo.

Tabla IX. **Esfuerzos actuantes de corte y flexión en la columna 1**

No	γ (Rad)	M (kg-cm)	σ (kg/cm ²)	V (kg)	τ (kg/cm ²)	f_s total
1	0,00000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,00202	9 514,55	1,92	1 001,53	2,47	4,39
3	0,00404	19 029,11	3,84	2 003,06	4,94	8,78
4	0,00547	28 543,66	5,76	3 004,60	7,41	13,17
5	0,00690	38 058,22	7,68	4 006,13	9,88	17,56
6	0,00782	47 572,77	9,60	5 007,66	12,35	21,96
7	0,00866	57 087,33	11,52	6 009,19	14,82	26,35
8	0,00957	66 601,88	13,44	7 010,72	17,29	30,74
9	0,01036	76 116,43	15,36	8 012,26	19,77	35,13
10	0,01110	85 630,99	17,28	9 013,79	22,24	39,52
11	0,01179	95 145,54	19,20	10 015,32	24,71	43,91
12	0,01244	104 660,10	21,12	11 016,85	27,18	48,30
13	0,01303	114 174,65	23,04	12 018,38	29,65	52,69
14	0,01355	123 689,20	24,97	13 019,92	32,12	57,08
15	0,01420	133 203,76	26,89	14 021,45	34,59	61,47
16	0,01504	142 718,31	28,81	15 022,98	37,06	65,87
17	0,01583	152 232,87	30,73	16 024,51	39,53	70,26
18	0,01635	161 747,42	32,65	17 026,04	42,00	74,65
19	0,01680	171 261,98	34,57	18 027,58	44,47	79,04
20	0,01758	180 776,53	36,49	19 029,11	46,94	83,43
21	0,01850	190 291,08	38,41	20 030,64	49,41	87,82
22	0,01973	199 805,64	40,33	21 032,17	51,88	92,21
23	0,02052	209 320,19	42,25	22 033,70	54,35	96,60
24	0,02149	218 834,75	44,17	23 035,24	56,82	100,99
25	0,02221	228 349,30	46,09	24 036,77	59,30	105,38
26	0,02332	237 863,85	48,01	25 038,30	61,77	109,78

Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

Los resultados obtenidos en la regresión de cargas en el ensayo, se presentan en las tablas X y XI.

Tabla X. **Resultados de la regresión de cargas para el ensayo a corte directo en la columna 1**

No.	CARGA kg	δs @ 39cm
1	23 035,24	9,09
2	20 030,64	9,07
3	17 526,81	8,99
4	15 022,98	8,89
5	12 519,15	8,81
6	10 015,32	8,71
7	7 511,49	8,51
8	5 007,66	8,18
9	2 503,83	7,42
10	0,00	3,23

Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

Tabla XI. **Esfuerzos actuantes en la regresión de cargas para la col. 1**

No	γ (Rad)	M (kg-cm)	σ (kg/cm ²)	V (kg)	τ (kg/cm ²)	$f_s total$
1	0,02332	218 834,75	44,17	23 035,24	56,82	100,99
2	0,02325	190 291,08	38,41	20 030,64	49,41	87,82
3	0,02306	166 504,70	33,61	17 526,81	43,24	76,84
4	0,02279	142 718,31	28,81	15 022,98	37,06	65,87
5	0,02260	118 931,93	24,00	12 519,15	30,88	54,89
6	0,02234	95 145,54	19,20	10 015,32	24,71	43,91
7	0,02182	71 359,16	14,40	7 511,49	18,53	32,93
8	0,02097	47 572,77	9,60	5 007,66	12,35	21,96
9	0,01902	23 786,39	4,80	2 503,83	6,18	10,98
10	0,00827	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

La excentricidad entre el apoyo y el centro del gato hidráulico es de 7 cm, se colocó un deformómetro a 39 cm a partir del apoyo. Los resultados del ensayo a la columna 2 a corte directo, se presentan en la tabla XII.

Tabla XII. **Resultados del ensayo a corte directo de la columna 2**

No.	CARGA kg	δs @ 39cm
1	0,00	0,00
2	1 001,53	0,28
3	2 003,06	0,76
4	3 004,60	1,30
5	4 006,13	1,96
6	5 007,66	2,44
7	6 009,19	2,90
8	7 010,72	3,35
9	8 012,26	3,78
10	9 013,79	4,22
11	10 015,32	4,57
12	11 016,85	5,03
13	12 018,38	5,44
14	13 019,92	5,84
15	14 021,45	6,12
16	15 022,98	6,53
17	16 024,51	6,88
18	17 026,04	7,21
19	18 027,58	7,54
20	19 029,11	7,87
21	20 030,64	8,15
22	21 032,17	8,41
23	22 033,70	8,66
24	23 035,24	8,97
25	24 036,77	9,17
26	25 038,30	9,53

Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

El comportamiento elástico se mantuvo hasta lectura no. 19, la primera falla o grieta en el ensayo a corte directo fue en la carga de 19 029,1 kg, al realizar el ensayo no se llegó al agrietamiento del elemento.

Tabla XIII. **Esfuerzos actuantes en la columna 2**

No	γ (Rad)	M (kg-cm)	σ (kg/cm ²)	V (kg)	τ (kg/cm ²)	f_s total
1	0,00000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,00056	6 509,96	1,31	1 001,53	2,57	3,88
3	0,00152	13 019,92	2,63	2 003,06	5,14	7,76
4	0,00259	19 529,87	3,94	3 004,60	7,70	11,65
5	0,00391	26 039,83	5,26	4 006,13	10,27	15,53
6	0,00488	32 549,79	6,57	5 007,66	12,84	19,41
7	0,00579	39 059,75	7,88	6 009,19	15,41	23,29
8	0,00671	45 569,71	9,20	7 010,72	17,98	27,17
9	0,00757	52 079,66	10,51	8 012,26	20,54	31,06
10	0,00843	58 589,62	11,83	9 013,79	23,11	34,94
11	0,00914	65 099,58	13,14	10 015,32	25,68	38,82
12	0,01006	71 609,54	14,45	11 016,85	28,25	42,70
13	0,01087	78 119,50	15,77	12 018,38	30,82	46,58
14	0,01168	84 629,46	17,08	13 019,92	33,38	50,47
15	0,01224	91 139,41	18,40	14 021,45	35,95	54,35
16	0,01306	97 649,37	19,71	15 022,98	38,52	58,23
17	0,01377	104 159,33	21,02	16 024,51	41,09	62,11
18	0,01443	110 669,29	22,34	17 026,04	43,66	65,99
19	0,01509	117 179,25	23,65	18 027,58	46,22	69,88
20	0,01575	123 689,20	24,97	19 029,11	48,79	73,76
21	0,01631	130 199,16	26,28	20 030,64	51,36	77,64
22	0,01681	136 709,12	27,59	21 032,17	53,93	81,52
23	0,01732	143 219,08	28,91	22 033,70	56,50	85,40
24	0,01793	149 729,04	30,22	23 035,24	59,06	89,29
25	0,01834	156 238,99	31,53	24 036,77	61,63	93,17
26	0,01905	162 748,95	32,85	25 038,30	64,20	97,05

Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

7.2. Elementos de concreto armado sometidos a corte con una excentricidad d

La excentricidad d fue necesaria para estudiar el comportamiento estructural de las junta de construcción, al abarcar completamente la luz donde se localiza la junta fría e inducirle una falla a 45 grados; de tal forma que sometiera a la junta de construcción a esfuerzos de corte y flexión. Los deformómetros se dispusieron a una distancia medida desde d ; donde finaliza la junta de construcción inclinada a 45 grados. En las columnas sin presencia del efecto de junta fría, solo fue necesario el uso de un deformómetro.

Los valores usados para determinar los esfuerzos son: una distancia desde la fibra extrema a compresión al eje neutro c de 6,81 cm (este valor se obtuvo mediante el análisis de deformaciones); inercia I de 33 750 cm⁴ y un peralte d de 27,025 cm. Las masas de concreto poseen una resistencia con un tiempo mayor de 28 días.

Los resultados de los ensayos a las columnas de concreto armado a corte con excentricidad d son las siguientes:

7.2.1. Columna de concreto armado con presencia de la junta inclinada a 45 grados bajo esfuerzos tensivos

Los ensayos se realizaron de tal forma, que los esfuerzos indujeran una falla a lo largo de junta fría y provocar que ambas masas de concreto se separen. La excentricidad entre el apoyo y el centro del gato hidráulico fue de 35 cm, los deformómetros se ubicaron a 38,5 y 75 cm desde el apoyo, la deformación real fue el resultado de interpolar los valores.

El comportamiento elástico se mantuvo hasta lectura no. 4, la primera falla o grieta en el ensayo a corte fue en la carga de 4 006,1 kg y la fisura en la lectura no. 8 a 6 509,9 kg (el mecanismo de falla para este caso se muestra en los apéndices 28, 29 y 30).

Tabla XIV. **Resultados del ensayo en el elemento con la junta inclinada a 45° bajo esfuerzos tensivos**

No	CARGA kg	DEFORMACIÓN		
		@ 75cm	@ 38.5cm	REAL
1	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1 001,53	1,57	1,12	0,57
3	2 003,06	4,14	2,80	1,46
4	3 004,60	7,16	3,84	2,26
5	4 006,13	9,35	5,54	3,09
6	5 007,66	11,13	7,16	4,32
7	6 009,19	15,85	8,89	6,86
8	6 509,96	29,16	15,80	13,18

Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

Tabla XV. **Esfuerzos actuantes en la columna con la junta inclinada a 45° bajo esfuerzos de tensión**

No	γ (Rad)	M (kg-cm)	σ (kg/cm ²)	V (kg)	τ (kg/cm ²)	f_s total
1	0,00000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,00163	35 053,62	7,08	1 001,53	2,47	9,55
3	0,00418	70 107,24	14,15	2 003,06	4,94	19,09
4	0,00646	105 160,86	21,23	3 004,60	7,41	28,64
5	0,00884	140 214,48	28,30	4 006,13	9,88	38,18
6	0,01234	175 268,10	35,38	5 007,66	12,35	47,73
7	0,01961	210 321,72	42,45	6 009,19	14,82	57,27
8	0,03765	227 848,53	45,99	6 509,96	16,06	62,05

Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

7.2.2. Columna de concreto armado con presencia de la junta inclinada a 45° bajo esfuerzos de compresión

El ensayo se realizó induciendo esfuerzos de compresión en la junta de construcción, provocando una falla a 45° en las dos masas de concreto. Los resultados de la aplicación de carga están conformados desde el no. 1 hasta el no. 11 y la regresión de cargas desde el 12 hasta el 18. El comportamiento elástico se mantuvo hasta lectura 5, la primera falla o grieta en el ensayo a corte directo fue en la carga de 5 007,65 kg (el mecanismo de falla, para este caso se muestra en los apéndices 25, 26 y 27).

Tabla XVI. **Resultados del ensayo al elemento con la junta inclinada a 45° bajo esfuerzos compresivos**

No	CARGA kg	DEFORMACIÓN		
		@ 75CM	@ 40CM	REAL
1	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1 001,53	0,84	1,12	0,49
3	2 003,06	2,69	2,44	1,25
4	3 004,60	4,67	3,96	2,08
5	4 006,13	7,50	5,56	3,11
6	5 007,66	9,63	7,11	3,98
7	6 009,19	11,49	10,16	5,24
8	7 010,72	19,03	12,80	7,67
9	7 511,49	27,62	22,61	18,51
11	8 012,26	33,51	26,77	21,22
12	5 508,43	33,51	26,77	21,22
13	5 007,66	33,36	26,64	21,11
14	4 006,13	32,34	25,98	20,76
15	3 004,60	30,77	24,94	20,17
16	2 003,06	28,96	23,65	19,30
17	1 001,53	26,27	21,74	18,06
18	0,00	22,44	18,72	15,71

Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

La separación entre el apoyo y el centro del gato hidráulico fue de 36 cm, los deformómetros se ubicaron a una distancia de 40 y 75 cm desde el apoyo, la deformación real fue el resultado de interpolar los valores.

Tabla XVII. **Esfuerzos actuantes en la columna con la junta inclinada a 45 bajo esfuerzos compresivos**

No	γ (Rad)	M (kg-cm)	σ (kg/cm ²)	V (kg)	τ (kg/cm ²)	$f_{S\ total}$
1	0,00000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,00164	36 055,15	7,28	1 001,53	2,46	15,82
3	0,00415	72 110,31	14,55	2 003,06	4,92	31,64
4	0,00694	108 165,46	21,83	3 004,60	7,38	47,47
5	0,01036	144 220,61	29,11	4 006,13	9,84	63,29
6	0,01327	180 275,76	36,39	5 007,66	12,30	79,11
7	0,01747	216 330,92	43,66	6 009,19	14,76	94,93
8	0,02557	252 386,07	50,94	7 010,72	17,22	110,76
9	0,06171	270 413,65	54,58	7 511,49	18,45	118,67
11	0,07074	288 441,22	58,22	8 012,26	19,68	126,58
12	0,07074	198 303,34	40,02	5 508,43	13,53	87,02
13	0,07038	180 275,76	36,39	5 007,66	12,30	79,11
14	0,06919	144 220,61	29,11	4 006,13	9,84	63,29
15	0,06722	108 165,46	21,83	3 004,60	7,38	47,47
16	0,06433	72 110,31	14,55	2 003,06	4,92	31,64
17	0,06021	36 055,15	7,28	1 001,53	2,46	15,82
18	0,05238	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

7.2.3. **Columna de concreto armado con presencia de la junta rústica horizontal**

La separación entre el apoyo y el centro del gato hidráulico fue de 35,5 cm, los deformómetros se ubicaron a 40 y 75 cm desde el apoyo. El comportamiento elástico se mantuvo hasta lectura no. 6, la primera falla o grieta en el ensayo a corte fue en la carga de 6 009,2 kg (el mecanismo de falla se muestra en la figura 30).

Tabla XVIII. **Resultados del ensayo corte a d para la columna con presencia de la junta rústica horizontal**

No	CARGA kg	DEFORMACIÓN		
		@ 75CM	@ 40CM	REAL
1	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1 001,53	1,37	1,09	0,97
3	2 003,06	2,64	1,98	1,59
4	3 004,60	3,20	2,57	2,11
5	4 006,13	4,60	3,45	2,78
6	5 007,66	6,02	4,42	3,40
7	6 009,19	10,01	5,41	4,03
8	7 010,72	12,27	6,99	5,14
9	8 012,26	17,30	10,57	7,20
10	9 013,79	22,96	14,55	9,93
11	9 764,94	34,00	22,25	14,65

Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

Tabla XIX. **Esfuerzos actuantes del ensayo a corte a d para la columna con presencia de la junta rústica horizontal**

No	γ (Rad)	M (kg-cm)	σ (kg/cm ²)	V (kg)	τ (kg/cm ²)	$f S_{total}$
1	0,00000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,00274	35 554,39	6,46	1 001,53	2,14	8,60
3	0,00448	71 108,77	12,92	2 003,06	4,28	17,20
4	0,00594	106 663,16	19,38	3 004,60	6,42	25,80
5	0,00783	142 217,55	25,83	4 006,13	8,56	34,39
6	0,00958	177 771,93	32,29	5 007,66	10,70	42,99
7	0,01135	213 326,32	38,75	6 009,19	12,84	51,59
8	0,01448	248 880,71	45,21	7 010,72	14,98	60,19
9	0,02029	284 435,09	51,67	8 012,26	17,12	68,79
10	0,02797	319 989,48	58,13	9 013,79	19,26	77,39
11	0,04125	346 655,27	62,97	9 764,94	20,86	83,84

Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

7.2.4. Columna de concreto armado sin la presencia del efecto de junta fría, ensayadas a corte a una distancia d

La excentricidad entre el apoyo y el centro del gato hidráulico fue de 36 cm, se colocó un deformómetro 50 centímetros desde el apoyo y la deformación real se determinó suponiendo una linealidad en las deformaciones.

Tabla XX. **Resultados del ensayo corte a d de la columna 3**

No	CARGA Kg	δ_s @36
1	0,00	0,00
2	1 001,53	0,35
3	2 003,06	1,19
4	3 004,60	2,08
5	4 006,13	3,13
6	5 007,66	4,37
7	6 009,19	5,96
8	7 010,72	8,96
9	7 261,11	11,06

Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

Tabla XXI. **Esfuerzos actuantes para el ensayo a cote a d en la columna 3**

No	γ (Rad)	M (kg-cm)	σ (kg/cm ²)	V (kg)	τ (kg/cm ²)	$f_{S\ total}$
1	0,00000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,00097	36 055,15	7,28	1 001,53	2,57	9,85
3	0,00330	72 110,31	14,55	2 003,06	5,14	19,69
4	0,00579	108 165,46	21,83	3 004,60	7,70	29,54
5	0,00869	144 220,61	29,11	4 006,13	10,27	39,38
6	0,01214	180 275,76	36,39	5 007,66	12,84	49,23
7	0,01656	216 330,92	43,66	6 009,19	15,41	59,07
8	0,02489	252 386,07	50,94	7 010,72	17,98	68,92
9	0,03073	261 399,86	52,76	7 261,11	18,62	71,38

Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

El comportamiento elástico se mantuvo hasta lectura no. 7, la primera falla o grieta en el ensayo a corte directo fue en la carga de 6 009,20 kg. Los resultados de la regresión en el ensayo a la columna 3 de concreto armado se presentan en las tablas XXII y XXIII.

Tabla XXII. **Resultados en la regresión de cargas para la columna 3**

No	CARGA Kg	δs @36
1	7 010,72	11,06
2	6 009,19	10,97
3	5 007,66	10,74
4	4 006,13	10,24
5	3 004,60	9,73
6	2 003,06	8,96
7	1 001,53	7,90
8	0,00	6,58
9	0,00	6,47

Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

Tabla XXIII. **Esfuerzos actuantes en la regresión de cargas para la columna 3**

No	γ (Rad)	M (kg-cm)	σ (kg/cm ²)	V (kg)	τ (kg/cm ²)	$f S_{total}$
1	0,03073	252 386,07	50,94	7 010,72	17,98	68,92
2	0,03048	216 330,92	43,66	6 009,19	15,41	59,07
3	0,02982	180 275,76	36,39	5 007,66	12,84	49,23
4	0,02845	144 220,61	29,11	4 006,13	10,27	39,38
5	0,02703	108 165,46	21,83	3 004,60	7,70	29,54
6	0,02489	72 110,31	14,55	2 003,06	5,14	19,69
7	0,02195	36 055,15	7,28	1 001,53	2,57	9,85
8	0,01829	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	0,01798	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

Los resultados del ensayo a la columna 4 de concreto armado a corte con una separación d se presentan a continuación. La excentricidad entre el apoyo y el centro del gato hidráulico fue de 35,5 cm, se colocó un deformómetro 60 cm desde el apoyo y la deformación real se determinó suponiendo una linealidad en las deformaciones.

Tabla XXIV. **Resultados del ensayo corte a d de la columna 4**

No	CARGA Kg	δ_s @35.5
1	0,00	0,00
2	1 001,53	0,71
3	2 003,06	1,76
4	3 004,60	2,49
5	4 006,13	3,19
6	5 007,66	4,13
7	6 009,19	5,41
8	7 010,72	6,61
9	8 012,26	13,45

Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

Tabla XXV. **Esfuerzos actuantes del ensayo a corte a d en la columna 4**

No	γ (Rad)	M (kg-cm)	σ (kg/cm ²)	V (kg)	τ (kg/cm ²)	f_s total
1	0,00000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,00199	35 554,39	4,79	1 001,53	2,46	7,25
3	0,00495	71 108,77	14,35	2 003,06	4,92	19,27
4	0,00703	106 663,16	21,53	3 004,60	7,38	28,91
5	0,00897	142 217,55	28,70	4 006,13	9,84	38,54
6	0,01164	177 771,93	35,88	5 007,66	12,30	48,18
7	0,01524	213 326,32	43,06	6 009,19	14,76	57,82
8	0,01863	248 880,71	50,23	7 010,72	17,22	67,45
9	0,03789	284 435,09	57,41	8 012,26	19,68	77,09

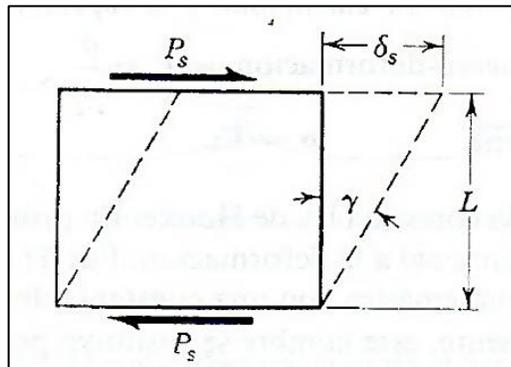
Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

8. ANÁLISIS DE RESULTADOS

8.1. Método de análisis por cortante

Las fuerzas cortantes producen una deformación angular o distorsión, de la misma manera que las fuerzas axiales originan deformaciones longitudinales, pero con diferencias fundamentales. Un elemento sometido a tensión experimenta un alargamiento, mientras que un elemento sometido a una fuerza cortante no varía la longitud de sus lados, manifestando por el contrario un cambio de forma, de rectángulo o paralelogramo (ver figura 34).

Figura 34. Deformación por cortante o distorsión



Fuente: PYTEL, Andrew; SINGER, Ferdinand. *Resistencia de materiales*, p. 32.

El proceso se ejemplifica como el desplazamiento infinitesimal o resbalamiento de capas infinitamente delgadas del elemento sobre otra producida por los esfuerzos cortantes, siendo la suma de estos infinitos resbalamientos infinitesimales la deformación transversal total δ_s , en una longitud L .

Suponiendo que la ley de Hooke también es válida en el cortante, existe una relación lineal entre la distorsión ($\gamma = \delta_s/L$) y el esfuerzo cortante ($\tau = G \gamma = V/A_g$) y la fuerza aplicada está dada por:

$$\delta_s = \frac{V L}{A_g G}$$

Donde:

τ = Esfuerzo cortante

A_g = Área bruta del elemento

G = Módulo de rigidez

V = Fuerza de corte actuante

El módulo de elasticidad al corte es conocido como módulo de rigidez; en algunos análisis elásticos se suelen tomar G como una fracción del módulo de elasticidad que se usa a compresión, del orden de 0,4¹³.

8.2. Propiedades mecánicas de los especímenes a ensayar

Las columnas a ensayar poseen las siguientes propiedades y características:

- Resistencia a compresión f'_c de 216,9 kg/cm².
- Cuantía de acero con un valor de 0,95 % (6 barras no. 3).
- Esfuerzo a corte directo 7,8 kg/cm².
- Esfuerzo combinado de corte y flexión 14,31 kg/cm².
- Esfuerzo de ruptura o módulo de ruptura 29,46 kg/cm².

¹³ GONZALES CUEVAS; ROBLES, Fernández. *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*, p. 48.

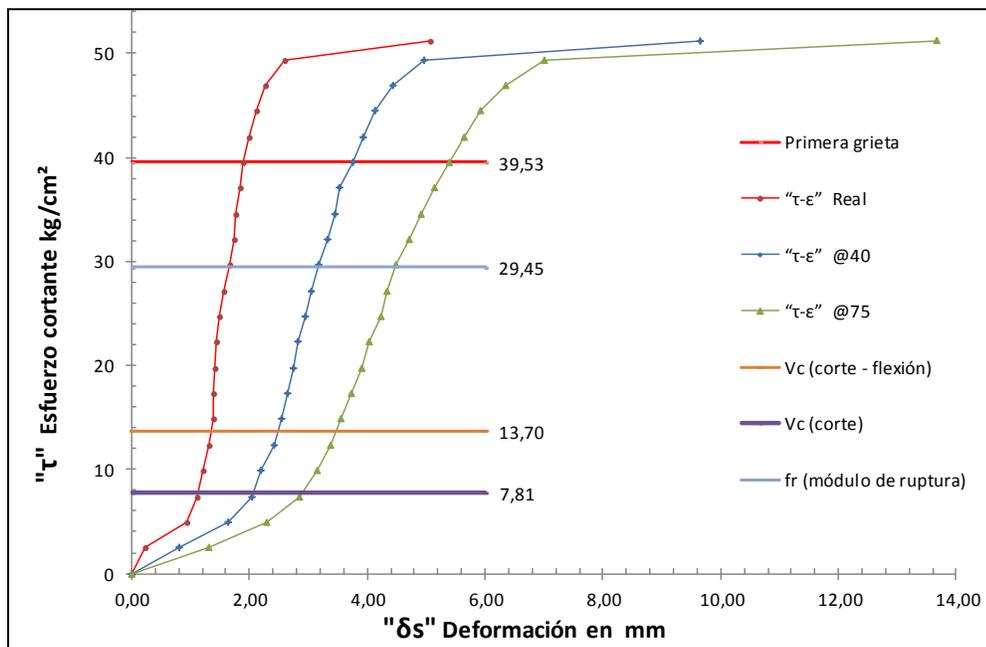
8.3. Ensayos a corte directo

A continuación se presenta las diferentes muestras a analizar a corte:

8.3.1. Ensayo de la columna con presencia de la junta de construcción del tipo rústica horizontal

Las gráficas muestran un comportamiento proporcionalidad en las deformaciones, la curva en el punto de carga se afino de tal forma, que se ajustará a las demás gráficas. La columna de concreto sometida a corte directo, produjo una fisura que provoco una separación considerable entre las dos masas de concreto, que resulto en un desplazamiento de concreto de 5 mm.

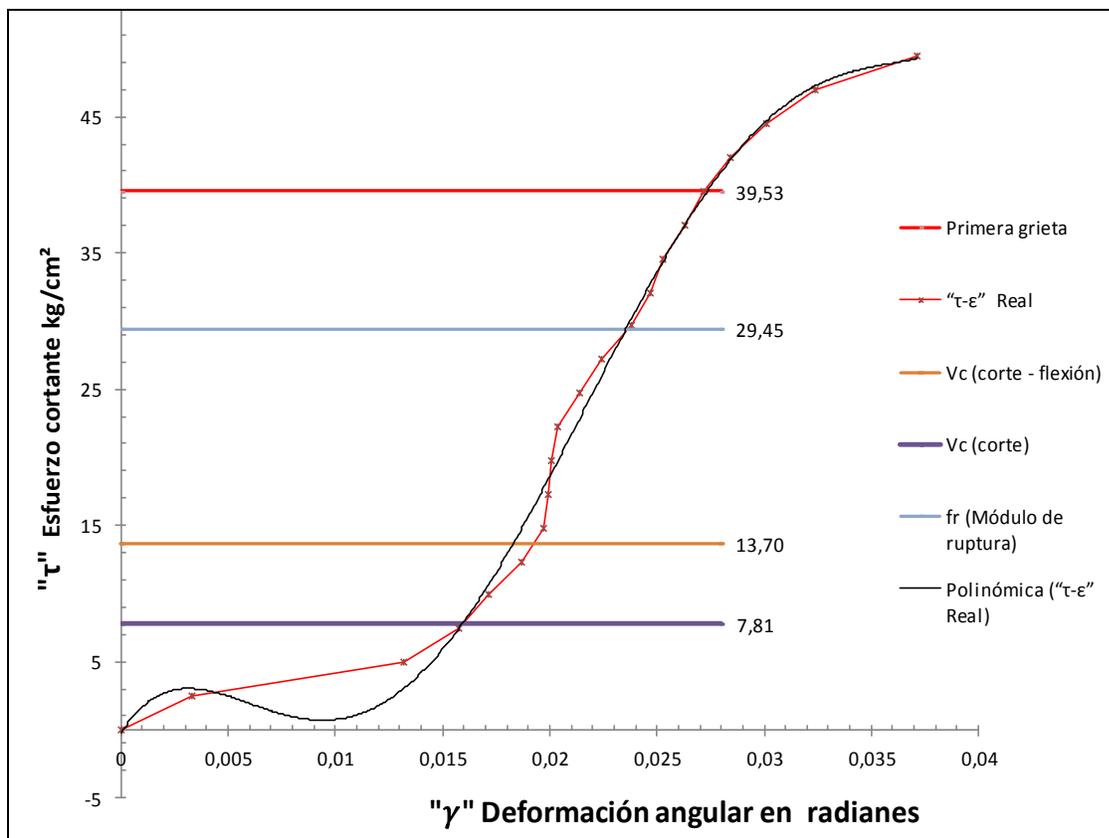
Figura 35. Gráfica de $\tau - \delta_s$ para el ensayo a corte de la columna con presencia de la junta de construcción rústica horizontal



Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

La figura 35 muestra el leve acomodamiento en las primeras dos lecturas ocasionando una distorsión en la gráfica. En el ensayo a corte directo a la columna se observó la primera grieta en la lectura no. 17 a un esfuerzo de corte de 39,53 kg/cm², este punto es el límite proporcional de la gráfica de esfuerzo cortante y deformación angular. Al existir un desplazamiento entre las masas de concreto obliga que el acero longitudinal trabaje bajo la acción del efecto de dovela, ya que el elemento trabaja bajo el concepto de cortante por fricción.

Figura 36. **Gráfica de $\tau - \gamma$ en la zona donde se localiza la junta de construcción rústica horizontal**

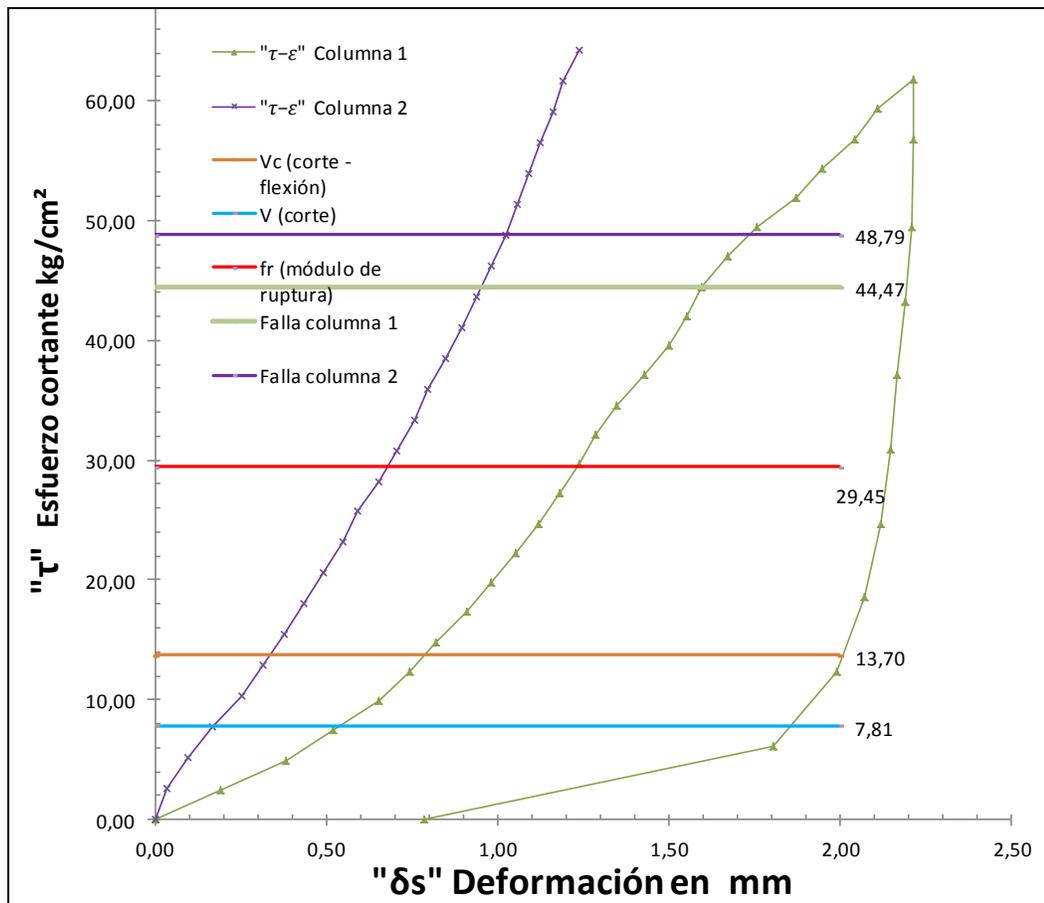


Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

8.3.2. Ensayos a corte directo en columnas de concreto armado

El desplazamiento de las columnas son totalmente diferentes uno del otro, ya que los desplazamientos de la columna fueron mucho mayores al de la columna 2, debido a que la excentricidad de la columna 1 fue mayor que el de la columna 2.

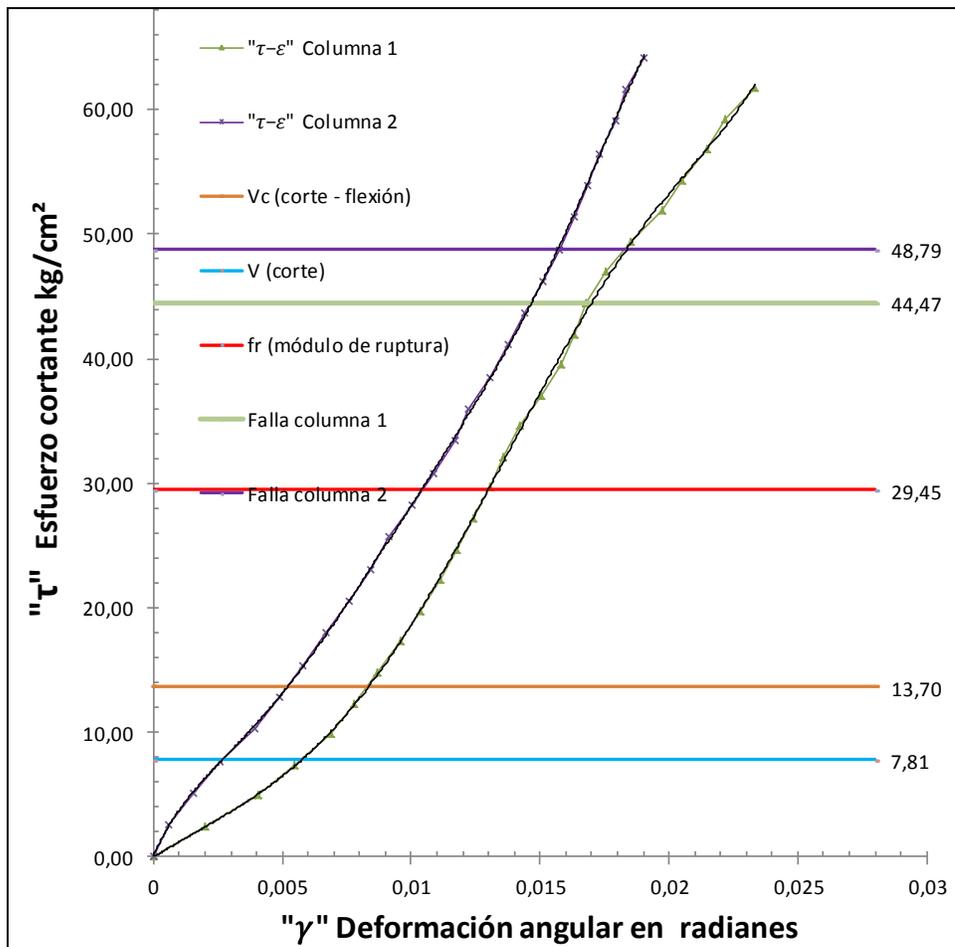
Figura 37. Gráfica de $\tau - \delta_s$ para una columna 1 y 2



Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

Las gráficas de las columnas 1 y 2 muestran un comportamiento similar después de los 10 kg/cm²; ya que la columna 1 muestra un desfase de 0,002 radianes, el elemento falla mucho antes que la columna 2, esto debido a que la excentricidad de carga fue mayor en la columna 1 y esto indujo una mayor cantidad de esfuerzos a flexión (la excentricidad de la columna 1 es de 9 cm y el de la columna 2 es de 7).

Figura 38. **Gráfica de $\tau - \gamma$ para una columna 1 y 2 con líneas de tendencia**

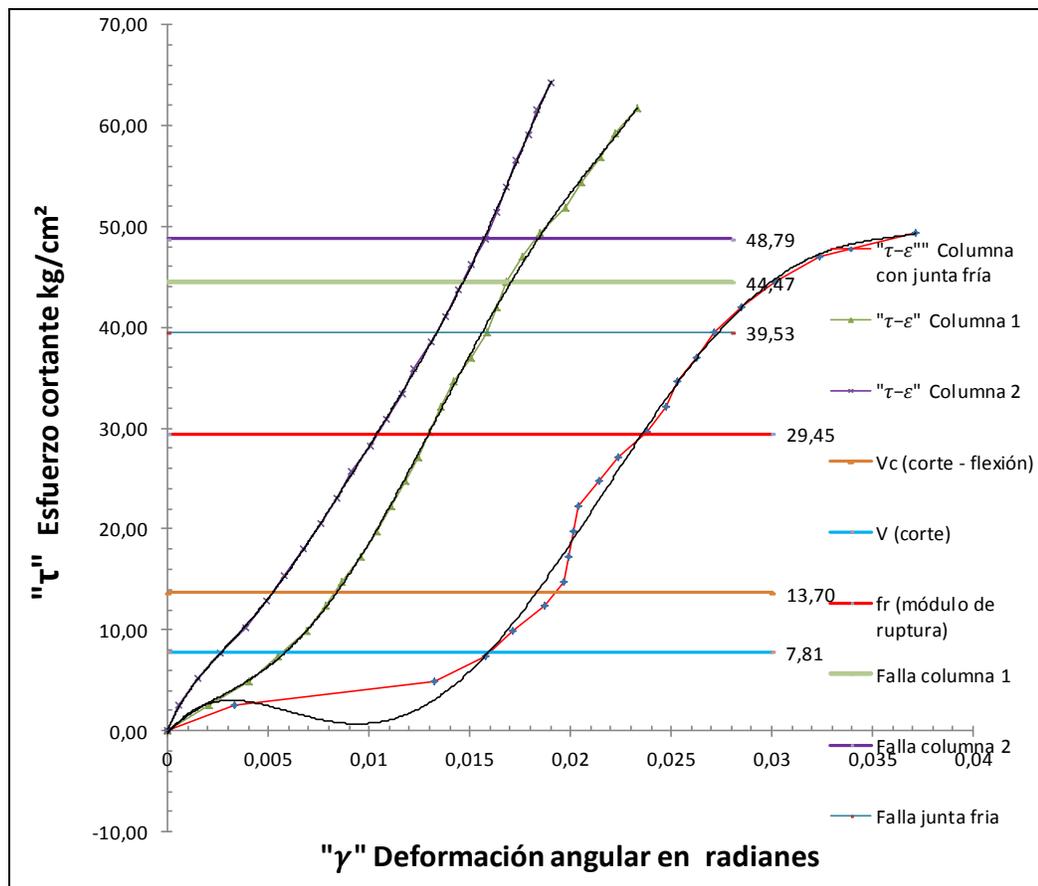


Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

8.3.3. Análisis de las gráficas a corte directo

En las gráficas de corte-distorsión se observa una proporcionalidad entre los módulos de rigidez los tres ensayos. La columna sujeta a corte directo muestra un desplazamiento de 0,012 radianes, en comparación a los que no poseen el efecto de junta fría. El límite proporcional promedio de los elementos sin el efecto de junta fría es de 46,63 kg/cm².

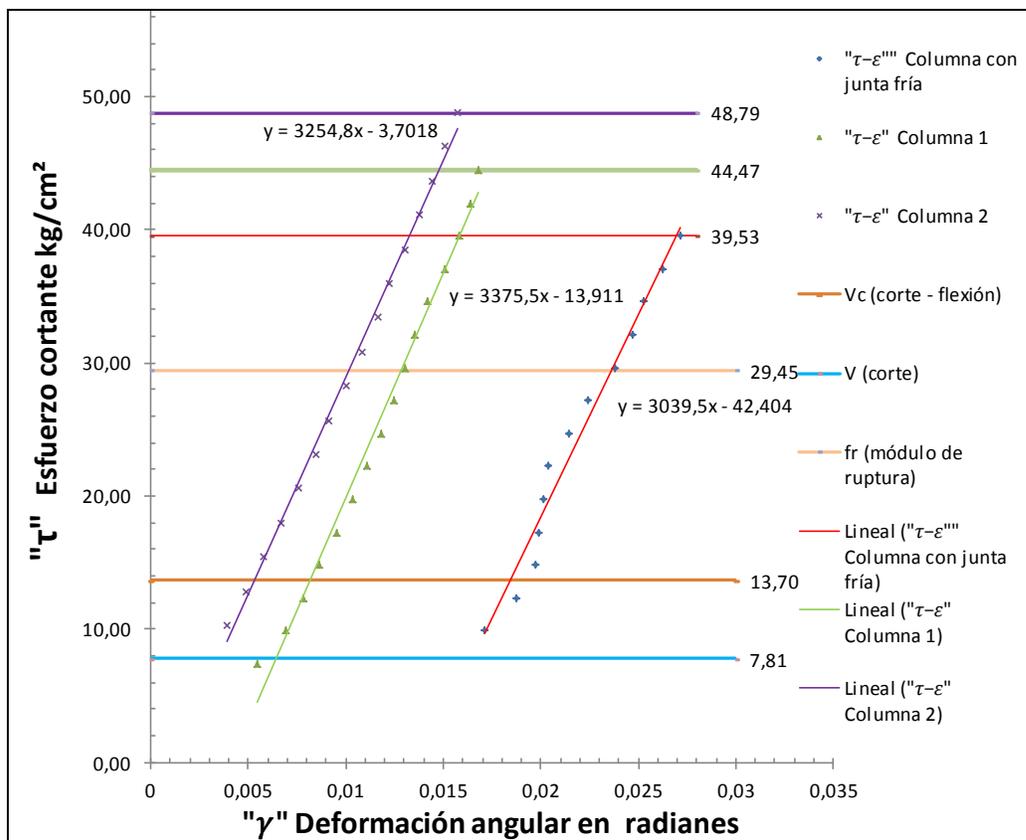
Figura 39. Gráfica de $\tau - \gamma$ para las columnas ensayadas a corte directo



Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

La ductilidad de los elementos no varía significativamente en el límite proporcional; sin embargo, luego de este límite la capacidad de disipar energía del elemento con presencia de la junta fría, decae muy rápidamente, como en el caso de un material frágil. El módulo de rigidez para las columnas sin el efecto tiene un promedio de 3 315,15 kg/cm²/rad y el del elemento con la junta rústica horizontal de 3 039,5 kg/cm²/rad, los dos módulos poseen una variación de 275,65 kg/cm²/rad (8,3 %).

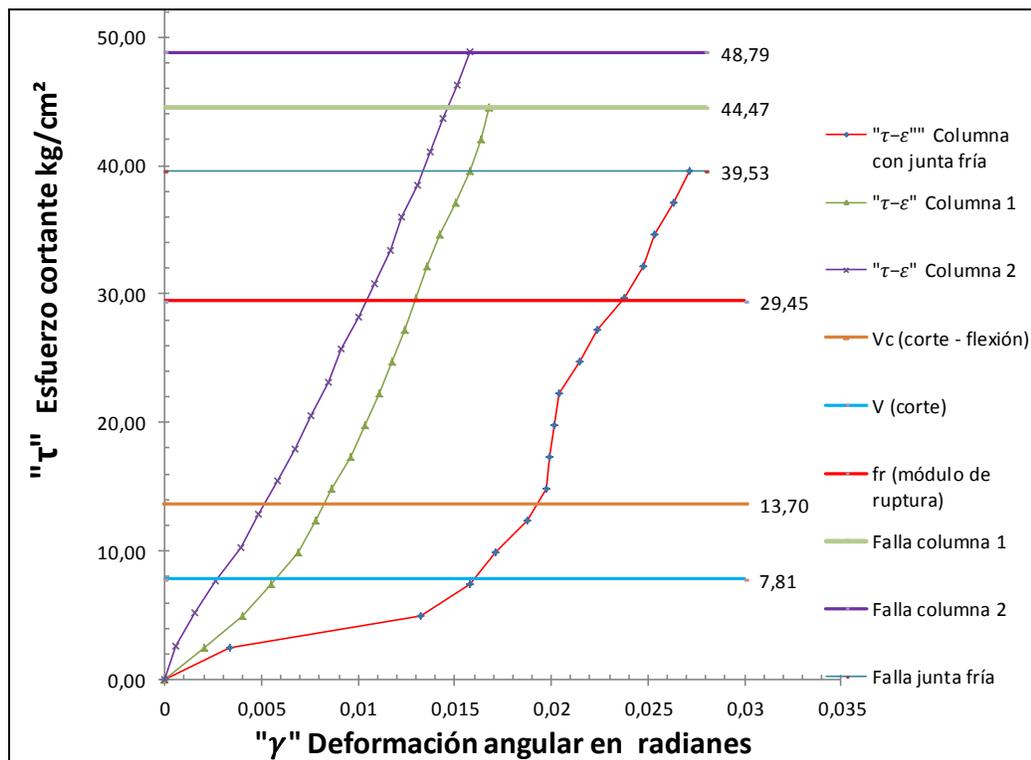
Figura 40. **Gráfica de $\tau - \gamma$ para las columnas ensayadas a corte directo para la determinación del módulo de rigidez**



Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

La columna que presenta las mismas condiciones de ensayo que la poseedora del efecto de junta es la columna 2; los elementos estructurales poseen una diferencia de 9,26 kg/cm²/rad (20 %) y comparada con el promedio de los 2 elementos, y la variación es de 7,1 kg/cm²/rad (15,22 %) respecto a la columna con el efecto de junta fría.

Figura 41. **Gráfica de $\tau - \gamma$ hasta el límite proporcional de las columnas ensayadas a corte directo**



Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

8.4. Ensayos de corte con una excentricidad de valor d

A continuación se presenta los diferentes muestras analizar a corte:

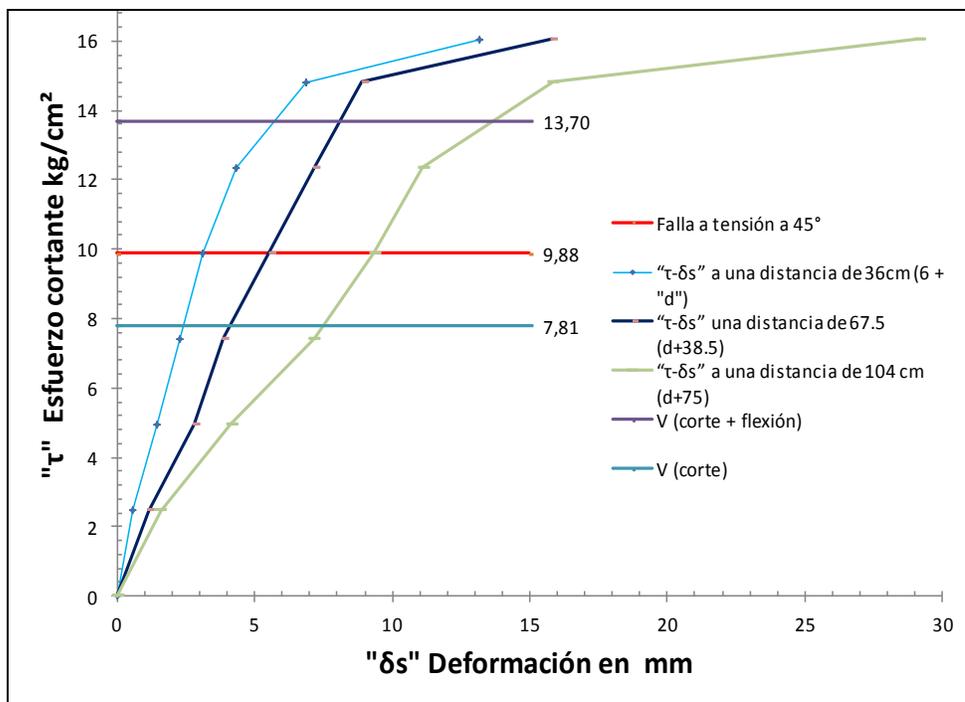
8.4.1. Columnas con efecto de junta fría

A continuación se muestra las gráficas de los resultados de los ensayos a corte a una distancia d del apoyo:

8.4.1.1. Columna con la junta inclinada a 45° a tensión

En las figuras siguientes, se muestra el comportamiento obtenido al someter a esfuerzos de tensión, la zona donde se localiza la junta fría.

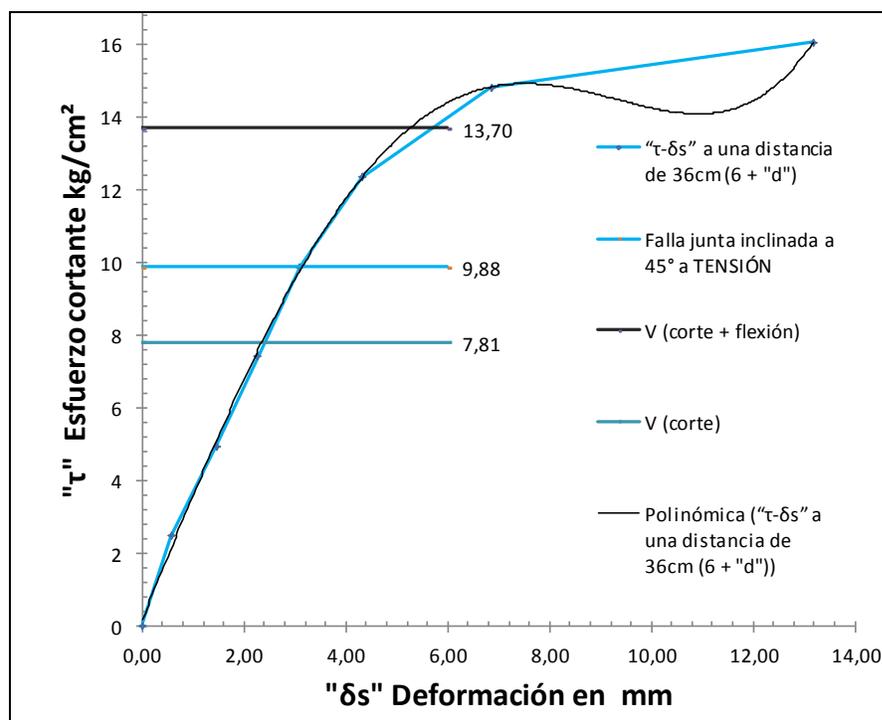
Figura 42. Gráfica de $\tau - \delta_s$ del ensayo de corte a d para la columna con presencia de la junta inclinada a 45° bajo esfuerzos tensivos



Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

El ensayo de la columna dio a conocer la debilidad de la junta inclinada a 45°, al ser sometida bajo la acción de esfuerzos de tensión; provocando que el concreto del elemento se separara prematuramente, y así ocasionar la reducción de la ductilidad y tenacidad del elemento. Esto obliga que el acero longitudinal trabaje sin la compresión proporcionada por el concreto, ya que la principal característica de esta junta es utilizar como pivote el acero en d' .

Figura 43. **Gráfica de $\tau - \delta_s$ del ensayo de corte a d para la columna con presencia de la junta inclinada a 45° bajo esfuerzos tensivos**

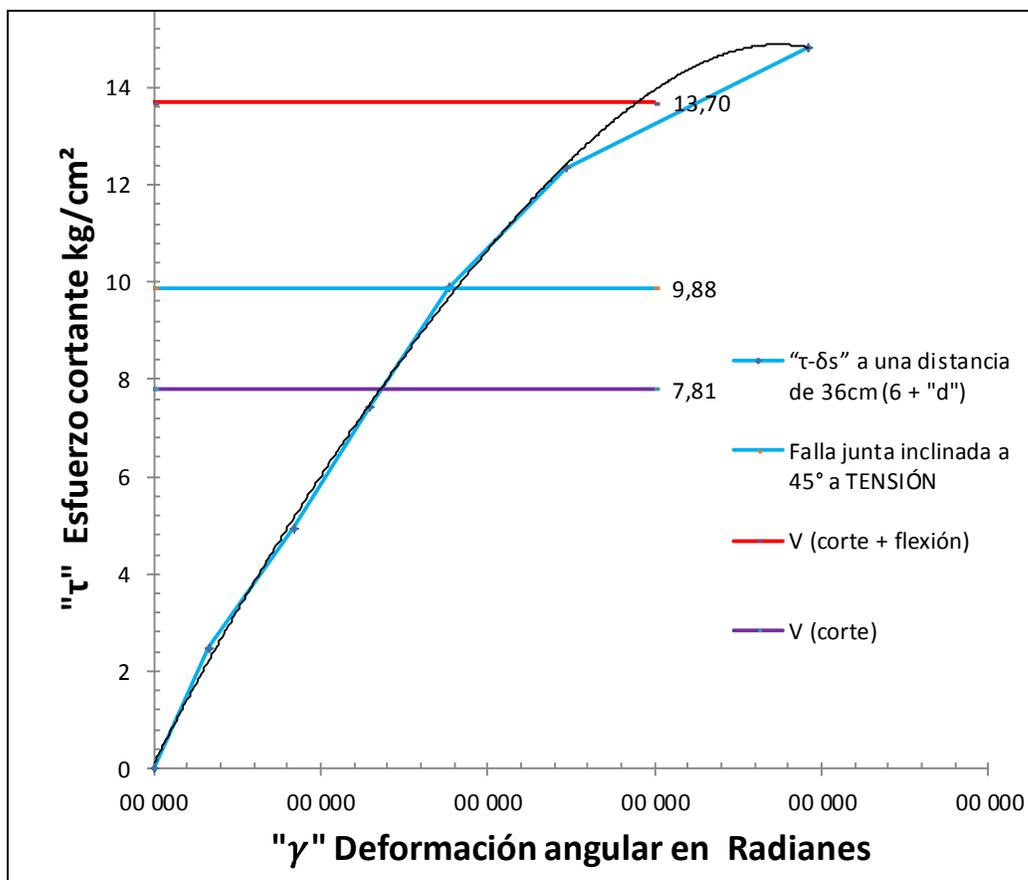


Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

La columna de concreto armado con este efecto tuvo un desplazamiento de 14 mm, en el cual se desplazó 4 mm (29 %) hasta el límite proporcional y 10 mm (71 %) desde dicho límite hasta la formación de la grieta en el elemento.

La falla del elemento se presentó cuando se sometió a un esfuerzo cortante de 9,88 kg/cm², debajo del parámetro superior que proporciona el ACI 318S-11 en la ecuación 11-5, esto con una incerteza del 11 % respecto a la falla y el corte máximo que debe de resistir el concreto.

Figura 44. **Gráfica de $\tau - \gamma$ del ensayo de corte a d para la columna con presencia de la junta inclinada a 45° bajo esfuerzos tensivos**

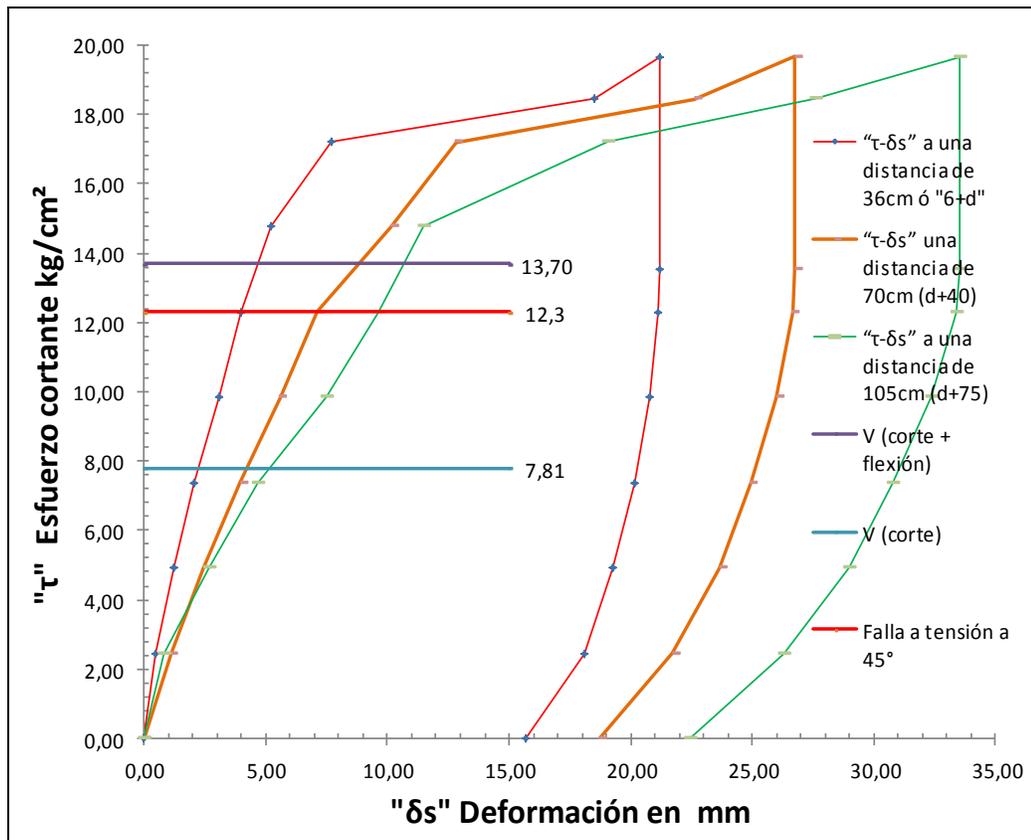


Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

8.4.1.2. Columna con la junta inclinada a 45° a compresión

El efecto de junta fría en el elemento mostró que ambas masas de concreto poseen un comportamiento mucho más rígido, que en zonas o en elementos que no poseen el efecto; esto debido que, a lo largo de la junta fría, el efecto ocasionó que las dos masas trabajaran con una falla perpendicular a la junta de construcción, e inducir una falla espontánea de corte a 45°.

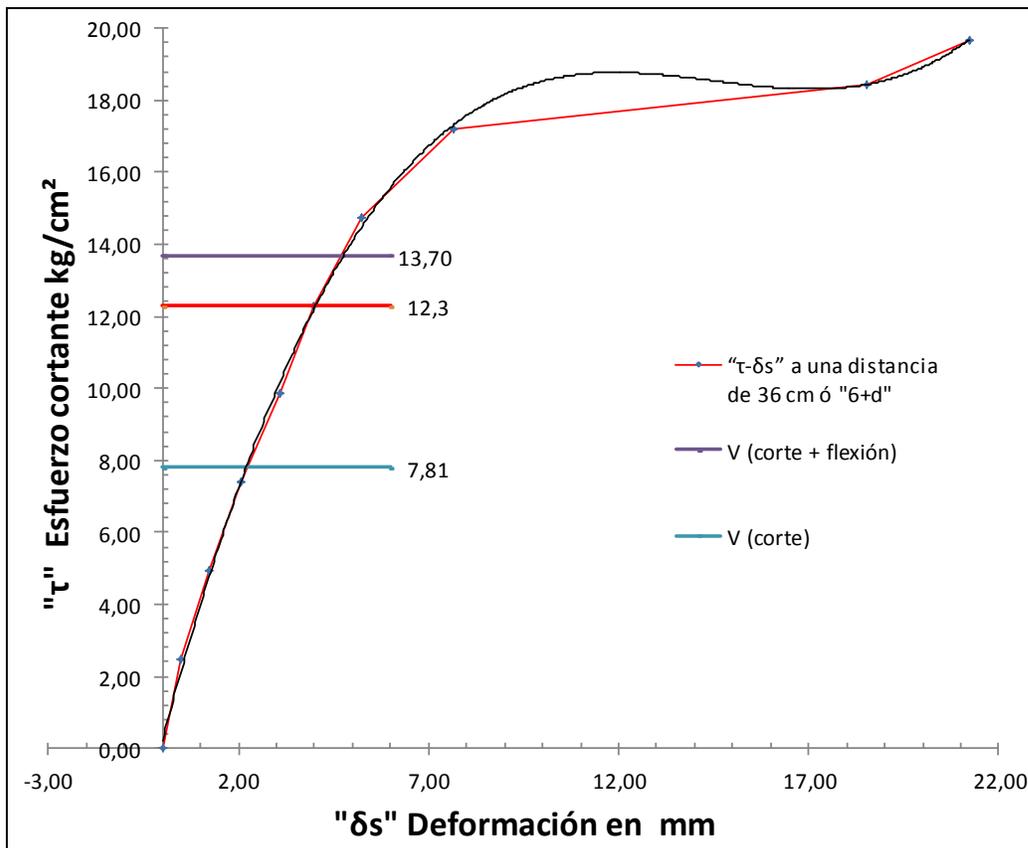
Figura 45. Gráfica de $\tau - \delta_s$ del ensayo de corte a d para la columna con presencia de la junta inclinada a 45° bajo esfuerzos de compresión



Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

La columna de concreto armado con este efecto de junta fría, presentó un desplazamiento de 22 mm, en el cual se desplazó 2,91 mm (13 %) hasta el límite proporcional y 19,09 mm (87 %) desde dicho límite, hasta la formación de la primera grieta en el elemento. La falla en el elemento se presentó en el esfuerzo cortante de 12,3 kg/cm² por encima del parámetro superior que proporciona el ACI 318S-11 en la ecuación 11-5.

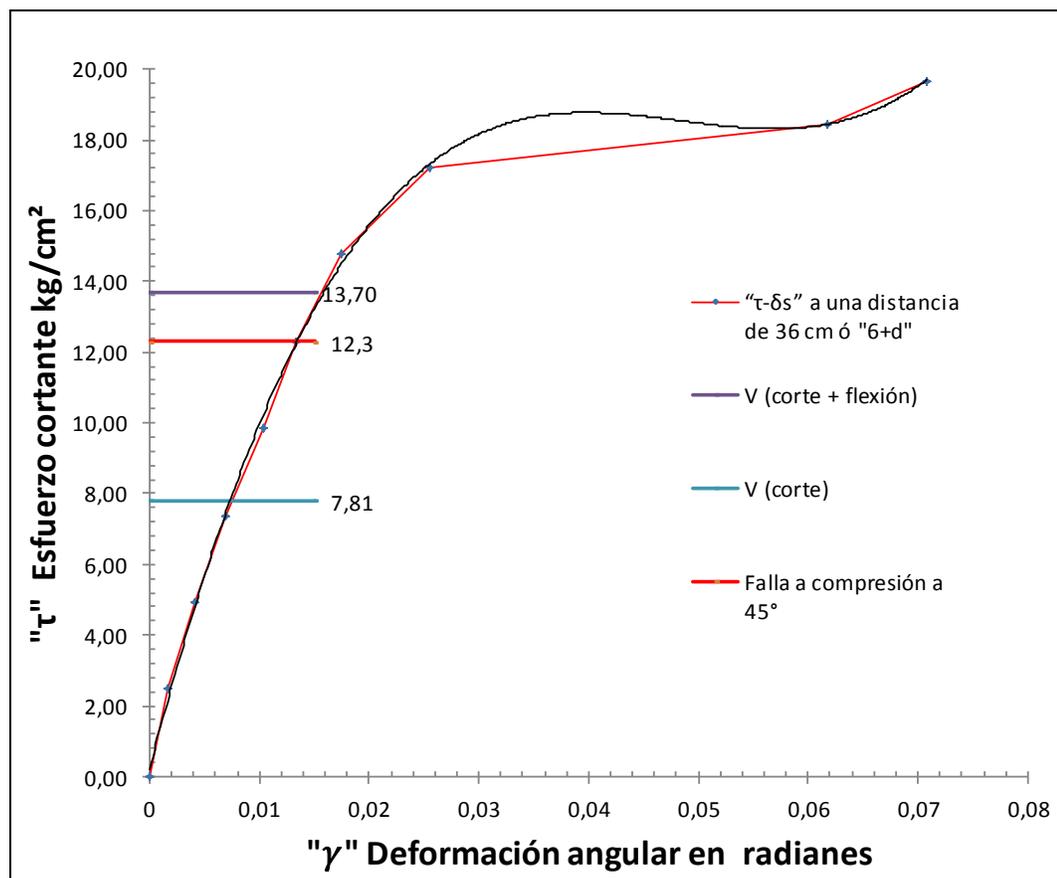
Figura 46. **Gráfica de $\tau - \delta_s$ del ensayo de corte a d para la columna con presencia de la junta inclinada a 45° bajo esfuerzos de compresión**



Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

La falla en el elemento se presentó en el esfuerzo cortante de 12,3 kg/cm² por encima del parámetro superior que proporciona el ACI 318S-11 en la ecuación 11-5. El comportamiento dúctil del elemento permitió resistir mayores desplazamientos y ser más tenaz que la columna con presencia de la junta inclinada a 45° bajo esfuerzos tensivos.

Figura 47. **Gráfica de $\tau - \gamma$ del ensayo de corte a d para la columna con presencia de la junta inclinada a 45° bajo esfuerzos de compresión**

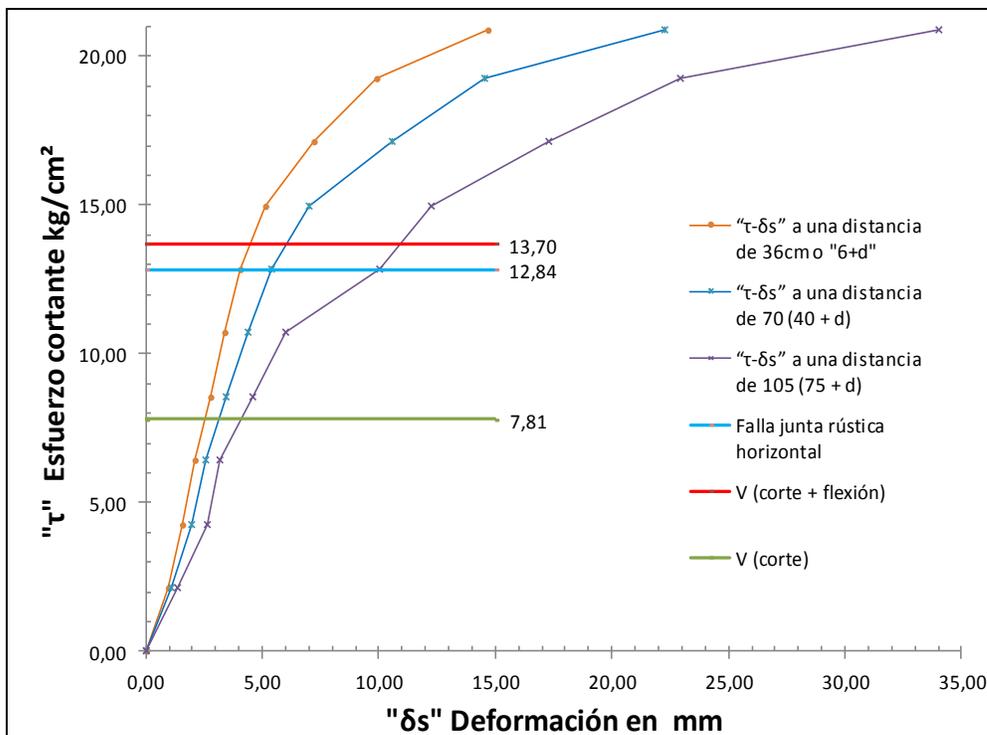


Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

8.4.1.3. Columna con la junta rústica horizontal

El comportamiento de la gráfica 3 ($\tau - \delta_s$ a una distancia de 105 cm) muestra una irregularidad en los puntos 3 y 7, los cuales fueron necesarios afinar en la interpolación para determinar la deformación en la carga aplicada, las gráficas muestran un comportamiento proporcional entre sí. La columna de concreto armado con el efecto de la junta rústica horizontal tuvo un desplazamiento de 14,65 mm, en el cual se desplazó 3,4 mm (23,2 %) hasta el límite proporcional y 11,25 mm (76,8 %) desde dicho límite hasta la formación de la grieta en el elemento.

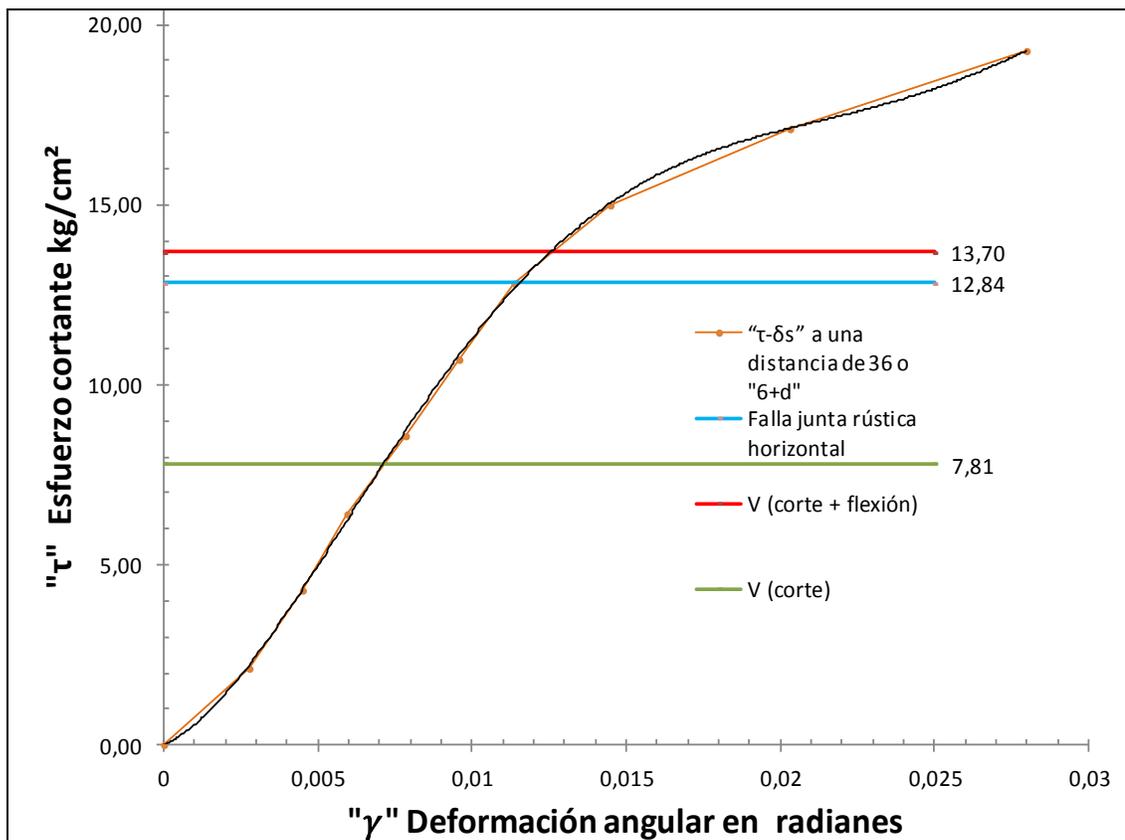
Figura 48. **Gráfica de $\tau - \delta_s$ del ensayo de corte a d para la columna con presencia de la junta rústica horizontal**



Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

En la siguiente gráfica se obvió el último punto para poder apreciar más detalladamente el comportamiento del elemento con la presencia del efecto de la junta rústica horizontal. El elemento soportó un esfuerzo cortante de 12,84 kg/cm² (61,6 % del total del esfuerzo cortante) hasta la primera grieta y un esfuerzo de 20,85 kg/cm² hasta el fisuramiento de la columna.

Figura 49. **Gráfica de $\tau - \gamma$ del ensayo de corte a d para la columna con presencia de la junta rústica horizontal**

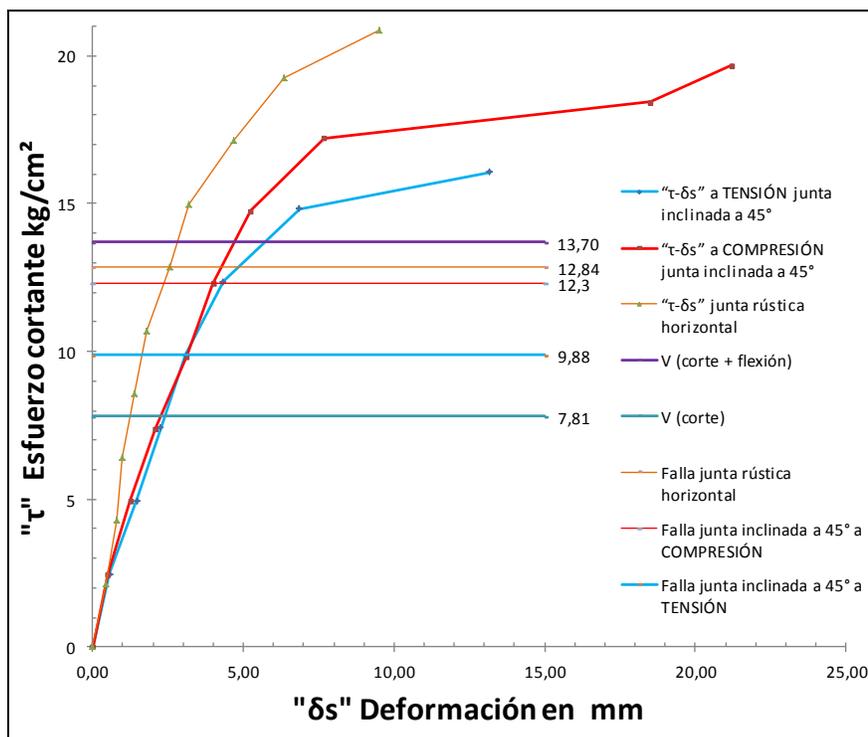


Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

8.4.1.4. Análisis de las deformaciones reales de los elementos con presencia de juntas frías

El comportamiento de las gráficas esfuerzo cortante-distorsión, para las columnas con presencia del efecto de la junta inclinada a 45°, presentan un comportamiento semejante en la zona elástico o hasta el límite proporcional; luego de este el elemento bajo esfuerzos tensivos, presenta una pérdida progresiva en la ductilidad fallando mucho antes que el elemento bajo esfuerzos compresivos. El elemento con presencia de la junta rústica horizontal presentó una mayor resistencia, este elemento no tuvo una falla tan severa como en el caso de los elementos que poseen la junta inclinada a 45°.

Figura 50. Gráficas de $\tau - \delta_s$ del ensayo de corte a d para las columnas con los distintos casos del efecto de junta fría

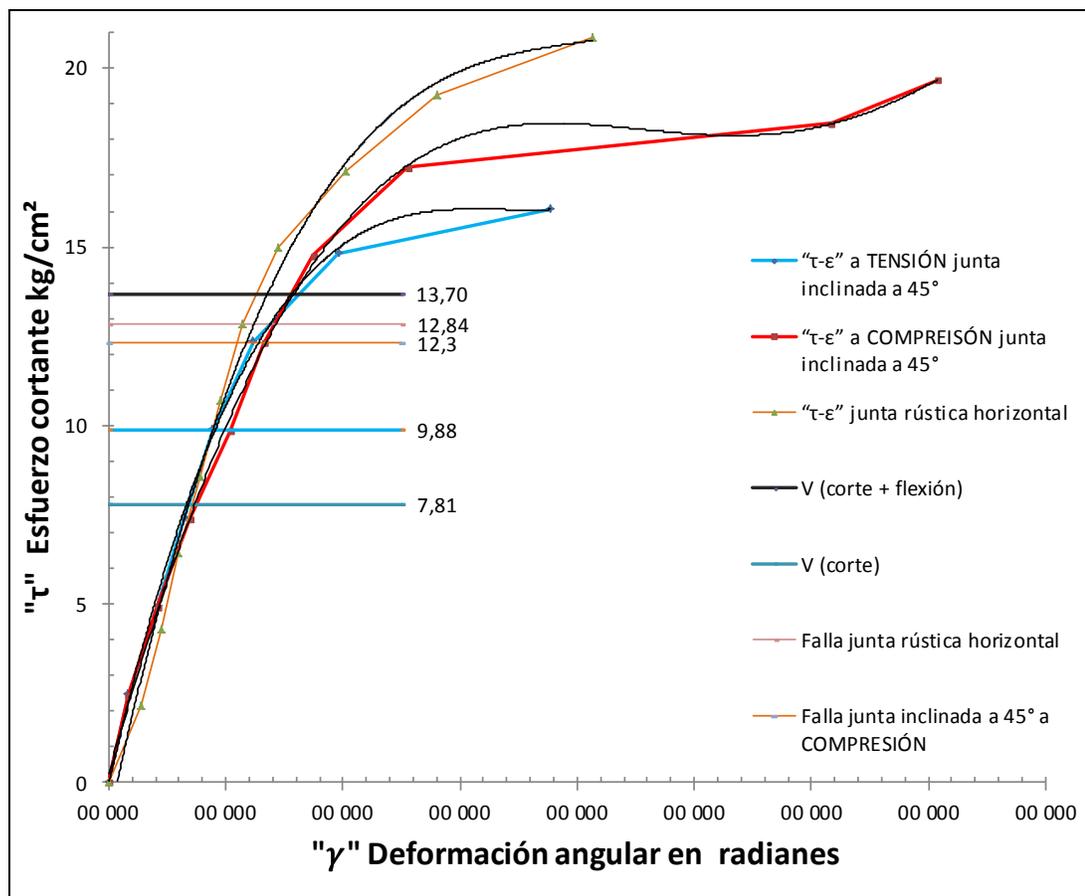


Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

A continuación se presentan las gráficas con las respectivas líneas de tendencia; esto con el fin de conocer el comportamiento de las columnas con presencia del efecto de junta fría.

El comportamiento del módulo de rigidez entre las gráficas es bastante similar.

Figura 51. **Gráfica de $\tau - \gamma$ del ensayo de corte a d para las columnas con los distintos casos del efecto de junta fría**

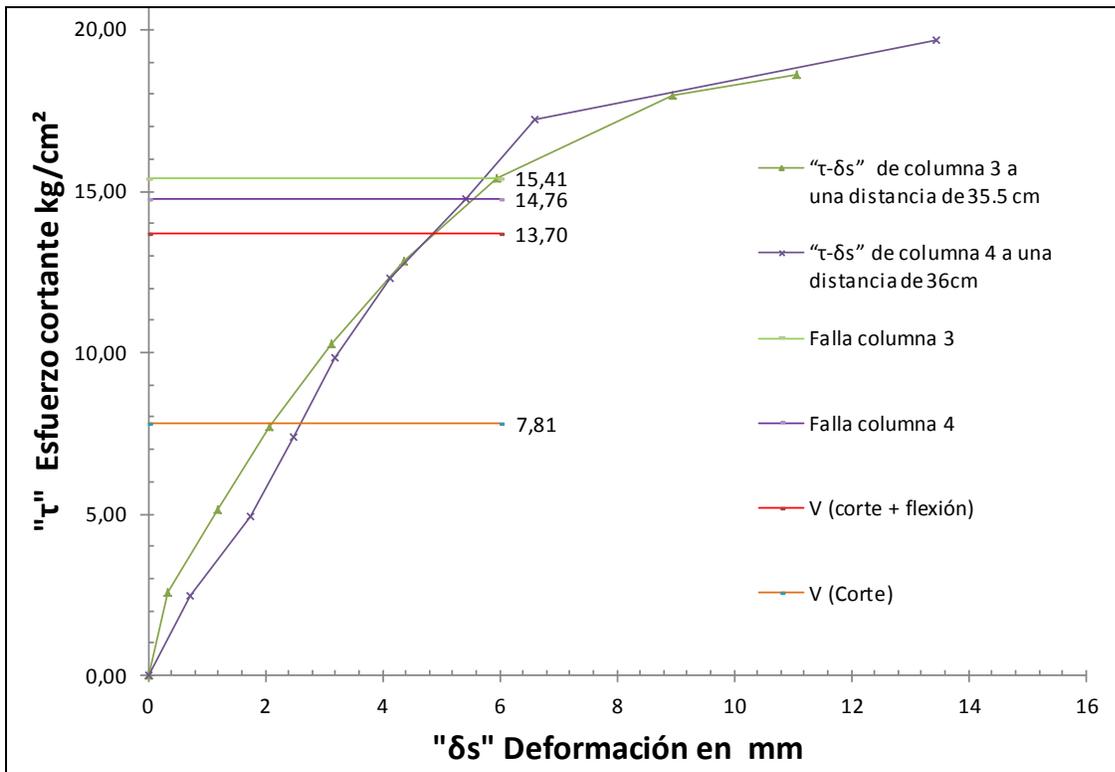


Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

8.4.2. Columnas sin el efecto de junta fría

A continuación se presentan los dos ensayos realizados a las columnas no. 3 y no. 4. La distancia entre el punto de apoyo a la carga aplicada de los elementos provocó un desplazamiento de 14 mm, en donde los elementos fallaron en promedio de desplazamiento 5,8 mm (41,4 % de la deformación total), dado que los esfuerzos a los que se sometieron las columnas provocaron grietas por flexión que llegaron al centro del elemento, y así no provocar fallas por corte.

Figura 52. Gráficas de $\tau - \delta_s$ para la columna 3 del ensayo de corte a d para las columnas sin el efecto de junta fría

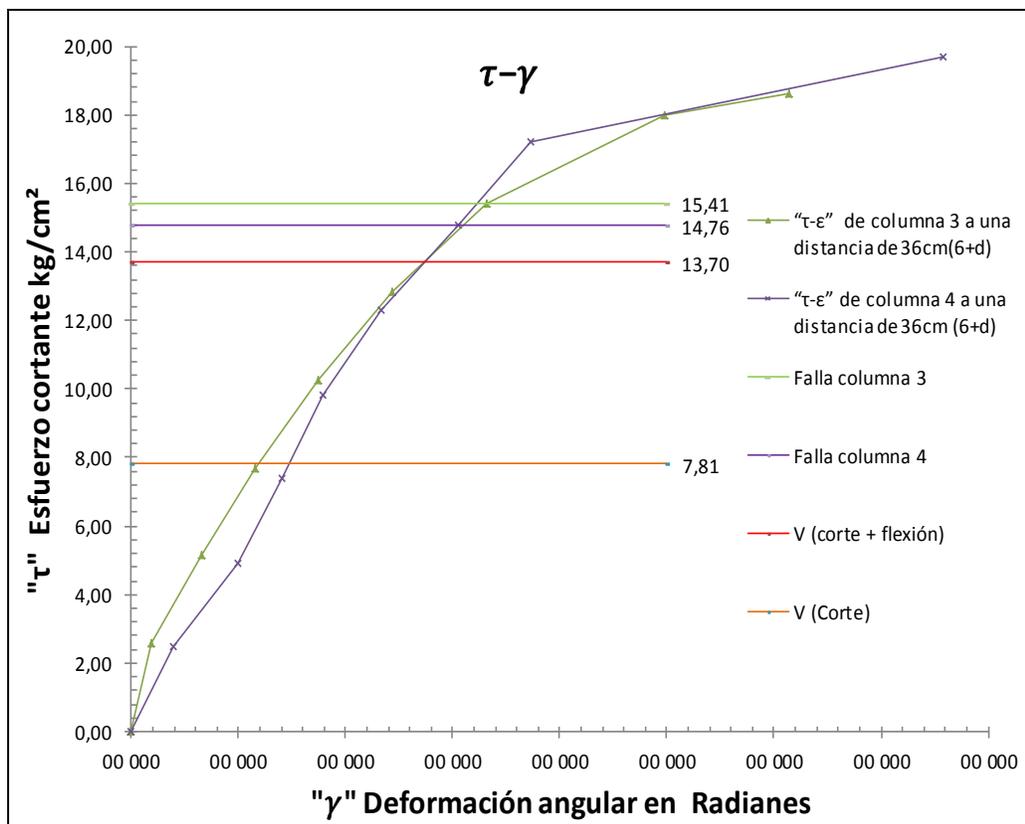


Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

8.4.2.1. Análisis de las columnas sin efecto de juntas frías

El comportamiento que poseen ambas gráficas es tan semejante a tal grado de que al existir una dispersión este tiende a regresar a tener el mismo comportamiento. Ambos elementos fallaron en promedio a un esfuerzo cortante de 15,09 kg/cm² con una variación del 4,30 % respecto a las fallas.

Figura 53. Gráficas de $\tau - \gamma$ para la columna 3 del ensayo de corte a d para las columnas sin el efecto de junta fría

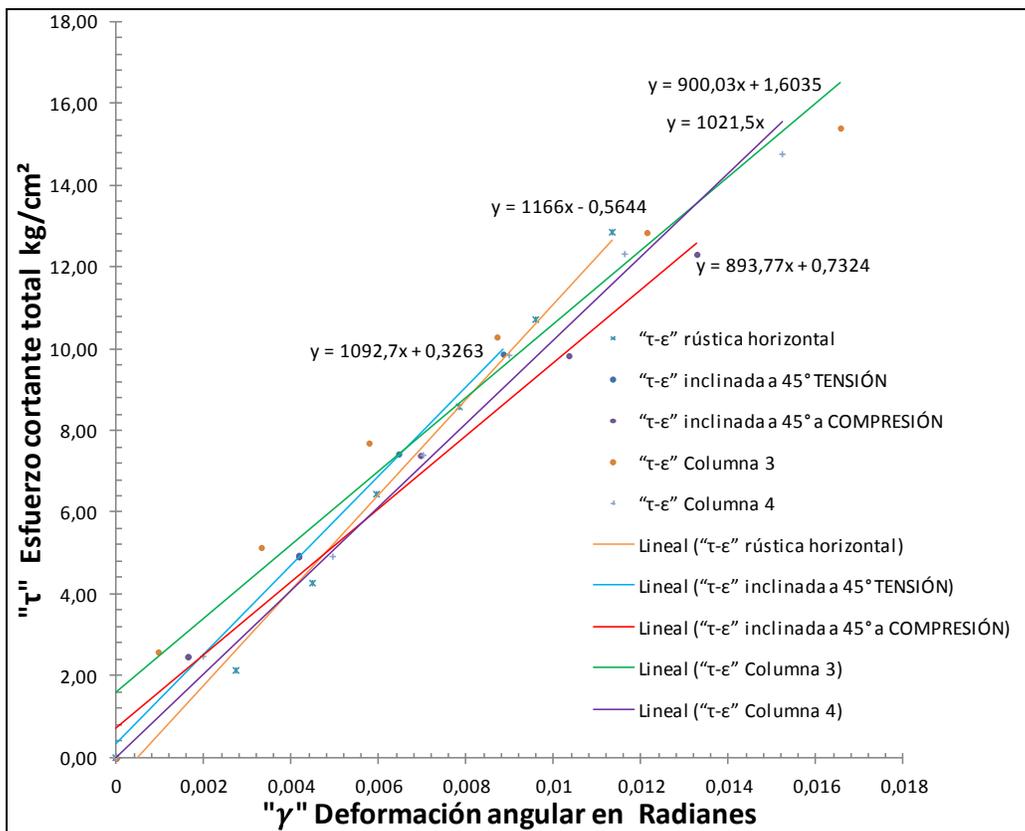


Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

8.4.3. Análisis de todas las columnas ensayadas a corte con una excentricidad d

El módulo de rigidez de todas las columnas ensayadas presentan un comportamiento similar, excepto la que presentó el efecto de la junta inclinada a 45° bajo esfuerzos de compresión, ya que esta presenta un comportamiento mucho dúctil que los otros elementos. La media de los módulos de rigidez de los otros elementos es del 1 014,8 kg/cm²/rad con una variación máxima de 151,2 kg/cm²/rad (14,9 %) y una mínima de 121,03 kg/cm²/rad (11,9 %).

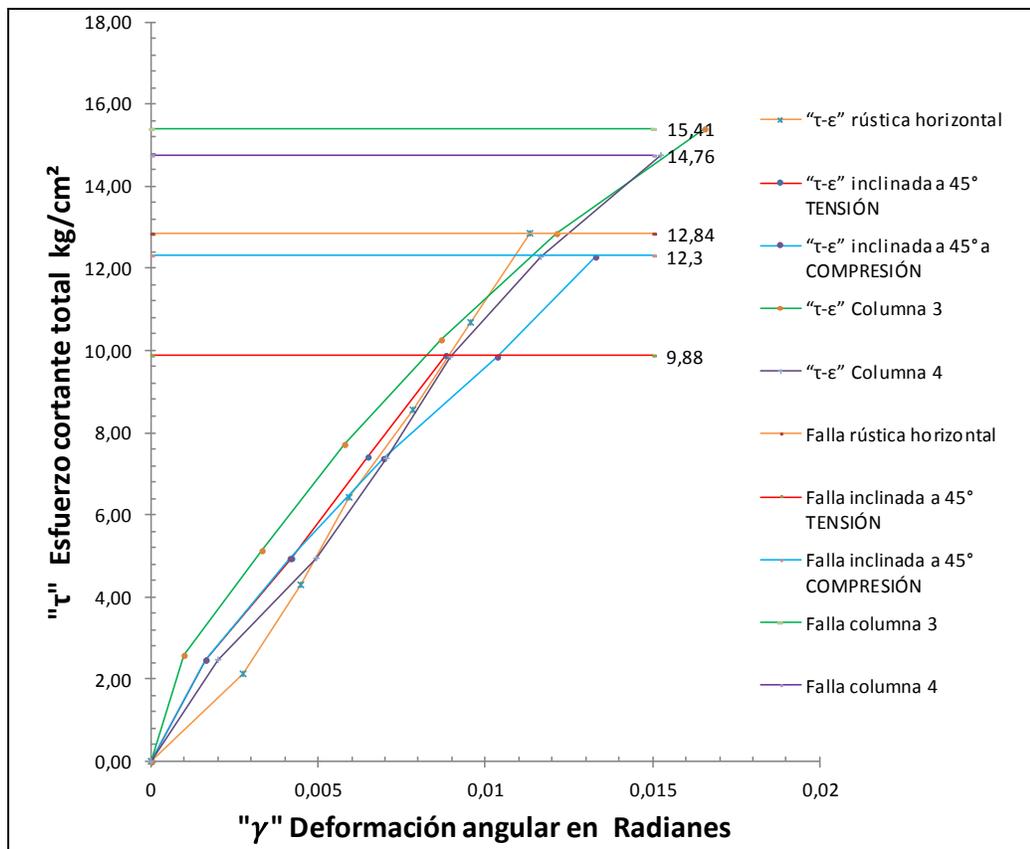
Figura 54. Gráficas de $\tau - \gamma$ de la columnas ensayadas a corte a una distancia d para la determinación del módulo de rigidez



Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

La diferencia entre fallas de los elemento hasta el límite proporcional se conforma de la siguiente manera: la diferencia entre el elemento que posee junta inclinada a 45° bajo esfuerzos de tensión (9,88 kg/cm²/rad), comparada con la mayor resistencia de los elementos sin el efecto(15,41 kg/cm²/rad) es de 36 %; la diferencia con el elemento que posee la junta inclinada a 45° bajo esfuerzos de compresión (12,3 kg/cm²/rad) es del 20 %; y para el elemento con la junta rústica horizontal (12,84 kg/cm²/rad) la diferencia es de 17 %.

Figura 55. **Gráficas de $\tau - \gamma$ hasta el límite proporcional de la columnas ensayadas a corte a una distancia d**



Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

8.5. Determinación del aporte a cortante

Para los elementos ensayados a corte directo existe una variación o reducción de la resistencia de un orden del 20 por ciento entre la falla, esto hasta el límite proporcional del concreto armado.

En el caso de las juntas de construcción con excentricidad d , entre los elementos sin el efecto de junta fría, hasta los elementos con la junta inclinada a 45° , bajo esfuerzos de tensión es de 35 por ciento; para la columna con presencia de la junta inclinada a 45° bajo esfuerzos de compresión es de 20 por ciento y en el caso de la junta rústica horizontal es de 17 por ciento.

Ningún elemento se llegó a esforzar a tal grado de alcanzar el momento máximo probable, debido a la capacidad del equipo.

CONCLUSIONES

1. El aporte a cortante para columnas con presencia del efecto de junta fría, al utilizar la junta rústica horizontal es del 80 por ciento (valor experimental) de la resistencia a corte proporcionada por el concreto, esto se puede traducir como un factor de reducción de resistencia para el cortante.
2. La junta de construcción de mayor eficiencia a esfuerzos cortantes, es la rústica horizontal debido a que estas son mucho más fáciles y rápidas de preparar, como la resistencia y tenacidad que proporciona ante los esfuerzos de trabajo.
3. El refuerzo en el alma detallado adecuadamente, preserva la integridad estructural del elemento, sometido bajo la acción de esfuerzos cortantes y de flexión. El efecto puede ser contrarrestado mediante el refuerzo (método de diseño de cortante por fricción) confinamiento y preparación adecuada de la junta de construcción.
4. Al utilizar una mayor cuantía de acero y con grandes diámetros, debido a su rigidez se proporciona una mayor resistencia por acción de dovela.
5. El diseño de una junta de construcción debe basarse en la premisa de que su capacidad debe ser al menos igual a la capacidad a cortante de las partes adjuntas.

6. Al existir un agente (moho, aceite o alguna sustancia) entre las dos masas de concreto, provocará que no exista una adherencia entre la entrecara (provoca un deslizamiento) y así inducir en la línea de falla a través de la junta fría, induciendo esfuerzos directamente al acero longitudinal.
7. El concreto con 3 horas de hormigonado se considera como una junta fría y es necesario preparar la superficie.
8. La resistencia proporcionada por la trabazón del agregado es proporcional a la resistencia del concreto, principalmente del agregado grueso.
9. En elementos fabricados con la junta de construcción del tipo inclinada a 45° , e inducirle esfuerzos de tensión y corte, el efecto de junta fría provoca una pérdida considerable de la tenacidad, ductilidad y resistencia, después de sobrepasar el límite proporcional.
10. El comportamiento de las juntas inclinadas a 45° , al inducir esfuerzos de corte y provocar fuerzas perpendicular al plano donde se localiza la junta fría, tiene como consecuencia el inicio de la separación de las masas, reduciendo progresivamente c (distancia medida desde fibra extrema a compresión al eje neutro) hasta llegar a ser d' y utilizar como pivote el acero que se encuentra a compresión.

11. El aporte a cortante para las columnas con presencia del efecto de junta fría, al utilizar la junta inclinada a 45° es el 65 por ciento de la resistencia a corte proporcionada por el concreto, esto debido este tipo de junta, posee un mecanismo de falla mucho más devastador que el de la junta rústica horizontal.
12. En la junta inclinada a 45° , bajo esfuerzos de corte y generar compresión perpendicular a la línea de falla, se induce una falla del tipo reloj de arena; esta es casi espontánea debido a que las aristas tienden a comportarse frágilmente.
13. Al realizar los ensayos de corte y comparar los resultado, la medición del desplazamiento por parte los deformómetros fue inexacta, esto debido a que el giro que se produjo por la fuerza de corte, indujo un desplazamiento mucho mayor que el real.
14. La ausencia de desencofrantes al realizar las fases de construcción, tiene como consecuencia el desconchamiento y la reducción del área bruta del elemento, ya que por ser un concreto de resistencia normal, el núcleo y el recubrimiento poseen la misma f'_c ; este proporciona resistencia (hasta la plastificación) y debe de ser considerada en los cálculos.
15. El concreto de las fases de las columnas de concreto armado no llegaron a su resistencia de diseño, debido a que el agregado grueso estaba contaminado con pómez, lo que provocó una ruptura prematura en el concreto.

16. El comportamiento estructural de las juntas frías tiende a ser beneficioso para la estructura, ya que en esta zona es propensa a poseer un comportamiento dúctil; es decir, en este punto da inicio a la formación de articulaciones plásticas, como se muestra en la segunda figura de anexos.
17. Luego de existir la separación de las dos masas de concreto, la resistencia a cortante es resistida únicamente por el efecto de dovela y la fricción entre las masas, lo que da como resultado, que la resistencia del elemento se mantenga, debido a la pérdida progresiva de la resistencia a corte proporcionada por la trabazón del agregado, provocado así, grandes desplazamientos, como se observa en la gráfica de esfuerzos totales del apéndice 31.
18. En el diseño de elementos con juntas frías se debe cumplir la recomendación que proporciona el ACI para pórticos resistentes a momentos, el cual establece que el acero debe resistir el 100 por ciento de los esfuerzos de corte, en este caso el acero longitudinal.
19. Las fallas de corte en el concreto tienden a originarse o a prolongarse a través del plano de las juntas frías.

RECOMENDACIONES

1. El uso del aporte a cortante del concreto, solo en el caso de que se aplique el método de diseño de corte por fricción y se proporciona el confinamiento máximo (espaciamiento mínimo entre estribos), en la zona donde se localiza la junta fría; esto con el fin de evitar que se produzcan desplazamientos entre las dos masas de concreto, cuando sea solicitado por grandes esfuerzos de trabajo (en el caso de un sismo).
2. Confinar la junta fría de tal forma: colocando un estribo a lo largo de la falla y proporcionar otro a una separación mínima (según ACI 7.6.3), tanto en la parte superior, como en la parte inferior.
3. El uso de barras de acero corrugadas de mayor diámetro posible, debiendo ser apropiadas y óptimas para la columna; ya que debido a su rigidez, estas son muy difíciles que el efecto de torcedura los dañe.
4. La limpieza y preparación de la junta de construcción (para concreto endurecido), esto con el fin de obtener superficies ásperas y limpias, eliminando el mortero entre las partículas de los agregados pétreos utilizando: un cepillo suave y un chorro de agua a impacto.
5. En ninguno de los casos se recomienda el alisado de la pasta-cemento de la base de la junta de construcción.

6. En el caso del concreto semi endurecido, para la remoción del mortero es necesaria la aplicación de un chorro de agua a impacto en la parte inferior antes de los 3 días del colado (para obtener una superficie áspera) y antes del hormigonado de la segunda fase (para obtener una superficie limpia).
7. En ensayos a corte directo en columnas de concreto armado, es necesario medir el giro inducido por la acción de la carga, para conocer la deformación y distorsión exacta del elemento estructural.
8. Realizar un estricto control de calidad para los agregados pétreos y un buen diseño de mezclas para obtener un buen concreto.
9. Uso de los desencofrantes en la preparación de las juntas de construcción, debido a que el concreto tiende a adherirse en la cimbra y provocar grietas por fraguado, reduciendo el área bruta en la zona de la falla.
10. Utilizar retardantes en las juntas de construcción, en el caso que el tiempo e el hormigonado no sea mayor a las 14 horas.
11. Realizar ensayos con muestras con características similares a las que se presentaron en este trabajo, agregándoles: el refuerzo por cortante fricción y en otras muestras, agregarles un epóxicos para unir las dos masas de concreto, para estudiar su comportamiento estructural.

12. En el diseño del refuerzo por cortante fricción se debe chequear que el acero longitudinal posea la suficiente resistencia para soportar el cortante sin el aporte del concreto, en el caso contrario se debe proporcionar el suficiente refuerzo para poder resistir el cortante actuante, esto como un acero mínimo según la ecuación 11-25 del ACI 318S-11.
13. Realizar un análisis de capacidad global de disipación de energía en los ensayos de los elementos con el refuerzo por cortante fricción.

BIBLIOGRAFÍA

1. BROTO, Carles. *Patología de los elementos constructivos (II). Tratado de Broto*. Links Internacional, 2006. 772 p. ISBN 9788496424418.
2. C. HIBBELER, Rusell. *Mecánica de materiales*. [trad.] Francisco Andión Uz. [Rev.] Ricardo Gánem C. México: CECSA, 1995. 823 p. Vol. 1. ISBN 968-26-1245-4.
3. Comisión Federal de Electricidad. *Manual de tecnología del concreto*. [Dir.] Guillermo Guerrero Villalobos. [Rev.] Carlos Javier Mendoza Escobedo. México: Limusa-Noriega. 1944. 382 p. Vol. 1. ISBN 968-18-4980-9.
4. Comité ACI 318S-11. *Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario*. 2011. 518 p.
5. Committee 224, ACI 224.3R-95. *Joints in Concrete Construction*. 1995. 44 p.
6. CORZO ÁVILA, Mario Rodolfo. *Notas de hormigón armado*. Guatemala.: Sabandija sin fronteras, 2008. 225 p. Vol. 1.
7. E. DAVIS, Harmer; EARL TROXELL, George; W. WISKOCIL, Clement. *Ensaye e inspección de los materiales de ingeniería*. [trad.] Juan Moreno Cruz. 9a ed. México: Continental, 1964. 153 p. Vol. 1. ISBN 0000001076.

8. GABALEC, María Anabela. *Tiempo de fraguado del hormigón*. Marcelo Barreda. Estructuras y materiales de construcción. Tesis de becarios de investigación. Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional la Plata, Centro de Investigaciones Viales, Buenos aires Argentina, 2008.
9. GONZALES CUEVAS, Oscar; FERNÁNDEZ VILLEGAS, Francisco. *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*. 4a ed. México: Noriega, 2005. 802 p. Vol. 1. ISBN 968-18-6446-8.
10. H. BROWN, Russell; C. McCORMACK, Jack. *Diseño de concreto reforzado*. [trad.] Raúl Arrijoa Juárez. 8a ed con el ACI 318S-08. México: Alfaomega, 2013. 710 p. Vol. 1. ISBN 978-607-707-231-7.
11. H. NILSSON, Arthur; DARWIN, David. *Diseño de estructuras de concreto*. [trad.] Luis Eduardo Yamín L. 12a ed. Colombia.: McGraw Hill, 1999. 722 p. Vol. 1. ISBN 13: 9789586009539.
12. HAMÓN, María Cristina. *Propuesta de un manual de documentación de juntas en elementos de concreto armado*. Materiales de construcción. Jesús Medina. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad Rafael Urdaneta, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil, Venezuela, 2008, 202 p.
13. Instituto mexicano del cemento y del concreto, A. C. *Diseño de edificios de concreto de poca altura*. [trad.] Detrell Díaz, Daniela y Cardona Mora, David. México: Limusa, 1990. 335 p. Vol. 1. ISBN 968-18-3449-6.

14. Instituto mexicano del cemento y del concreto. *Diseño de estructuras resistentes a sismos*. [trad.] José De la Cera Alonso y Víctor Manuel Pavón Rodríguez. [Rev.] Enrique Bazán Zurita, Dionisio Bernal Nadal. [Tip.] Mario Rivera Jaime. México: Limusa, 1982. 420 p. Vol. 1. ISBN 968-464-013-7.
15. INTI-CIRSOC 103. *Reglamento argentino para construcciones sismo-resistentes, comentarios parte 2*. INPRES. Buenos Aires, Argentina.: 2008. 79 p. Vol. 2.
16. J. WADELL, Joseph; A. DOBROWLSKI, Joseph; PÉREZ CASTELLANOS, Hernán. *Manual de la construcción con concreto*. [trad.] Hernán Pérez Castellanos. 3a ed. México.; McGraw-Hill, 1996. 360 p. Vol. 1. ISBN 970-10-1253-4.
17. K. CHOPRA, Anil. *Dinámica de estructuras*. [trad.] Luis Cruz Castillo. 4a ed. México: Pearson, 2014. 944 p. Vol. 1 ISBN 978-607-32-2239-6.
18. LLOPIZ, Carlos Ricardo. *Filosofía del diseño para estructuras de hormigón armado*. Universidad Nacional de Cuyo Mendoza Argentina. IMERIS (Instituto de Mecánica Estructural y Riesgos sísmicos). Facultad de Ingeniería, 2008, 532 p.
19. M. FERGUSON, Phil. *Teoría elemental del concreto reforzado*. [trad.] Lepe, José Luis. Texas, Estados Unidos.: JOHN WILEY SONS, INC., 1972. 786 p. Vol. 1.

20. M. GERE, James; J. GOODNO, Barry. *Mecánica de materiales*. [trad.] Javier León Cárdenas. [ilust.] Peter Papayanakis. [coord.] María Rosas López [edit.]. Sergio Cervantes Gonzales. 7a ed. Morelia, México. Cengage Learning, 2009. 1 025 p. Vol. 1. ISBN-10: 970-830-040-3.
21. ORTIZ BERROCAL, Luis. *Curso de elasticidad y resistencia de materiales*. 2a ed. Madrid: Mcgraw-hill, 1985. 744 p. Vol. 1. ISBN 84-398-4607-X.
22. PARK, Robert; PAULAY, Thomas. *Estructuras de concreto reforzado*. [trad.] Sergio Fernández Everest. [Rev.] José de la Cera A. 4a ed. México: Limusa, 1988. 518 p. Vol. 1. ISBN 968-18-0100-8.
23. PARKER, Harry; AMBROSE, James. *Diseño simplificado de concreto reforzado*. [trad.] R. Navarro Salas. 3a ed. México. Limusa Wiley, 2008. 272 p. Vol. 1. ISBN 9681823230, 9789681823238.
24. PAULAY, Thomas. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. [ed.] M.J.N. Priestley. San Diego: JOHN WILEY SONS, INC., 1992. 744 p. Vol. 1. ISBN 0-471-54915-0.
25. PAZ TIGUILA, Eder Keith. *Procedimiento de cálculo para la elaboración de espectros sísmicos para el diseño sismo-resistente de estructuras*. Mario Rodolfo Corzo Ávila. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, Guatemala, 2012, 282.

26. PYTEL, Andrew; L. SINGER, Ferdinand. *Resistencia de materiales*. [trad.] Gaspar Torrent, Raimundo y Paniagua Bocanegra, Francisco. [Ed.] Francisco Paniagua Bocanegra. [Prod.] Antonio Figueredo Hurtado. México: Alfaomega, 2010. 584 p. Vol. 1. ISBN 978-968-6356-13-7.
27. Reglamento colombiano de construcciones sismo resistente, NSR 97. *Capítulo 11 cortante y torsión*. Colombia, 1997. 35 p.
28. S. MERRITT, Frederick; T. RICKETTS, Jonathan. *Manual integral para diseño y construcción*. [trad.] Eduardo Corrido Paz. [ed.] Luz M. Rodríguez A. Bogotá, Colombia.: McGraw-Hill, 1997. 200 p. Vol. 2. ISBN 958-600-660-3.
29. SHCMITT, Heinrich. *Tratado de construcción: Elementos, estructuras y reglas fundamentales de la construcción*. [trad.] Adrian Margarit. Barcelona, España.: Gustavo Gill, 1961. 560 p. Vol. 1.

APÉNDICES

Apéndice 1. Resistencia del concreto

FASE 1			FASE 1		
P _c	48 500,00	Lb	P _c	55 775,00	Lb
P _c	49 000,00	Lb	P _c	60 000,00	Lb
P _c	55 000,00	Lb	P _c	63 250,00	Lb
P' _c	50 833,33	Lb	P' _c	59 675,00	Lb
<i>f'</i> _{c1}	1 986,05	PSI	<i>f'</i> _{c2}	2 331,49	PSI

$$f'c = 2\,031,47\text{ Psi} = 142,8\text{ kg/cm}^2$$

Parámetros del Código ACI

Las muestras a ensayar poseen las características siguientes: resistencia a compresión $f'c$ de 142,8 kg/cm², una cuantía de 0,95 % y una esbeltez de carga M/V de 6,5 cm. En este caso se requirió de extracción de núcleos según la Norma ASTM C-42, que dio como resultado un $f'c$ de **216,9** kg/cm²

Los requerimientos que establece el Código ACI 318S-11 para el esfuerzo que debe de resistir el elemento de concreto armado son:

Esfuerzo a corte directo

El Código establece una resistencia admisible según la ecuación 11-3 (en el sistema métrico) establecida en la sección 4.5.1 de este trabajo.

$$V_c = 0,53 \lambda \sqrt{f'c}$$
$$V_c = 0,53 \lambda \sqrt{216,9}$$

$$Vc = 7,80 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo combinado de corte y flexión

El Código establece un esfuerzo admisible según la ecuación 11-5 (en el sistema métrico), en que proporciona un límite tanto superior como inferior establecida en la sección 4.5.1 de este trabajo.

$$Vc = \left(0,5 \lambda \sqrt{f'c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) \leq 0,93 \lambda \sqrt{f'c}$$
$$Vc = 0,5 \sqrt{216,9} + 176 \left(0,95\% \frac{27,025}{6,5} \right) \leq 0,93 \sqrt{216,9}$$
$$Vc = 14,31 \text{ kg/cm}^2 \leq 11,11 \text{ kg/cm}^2$$
$$Vc = 14,31 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo de ruptura o módulo de ruptura

El valor del módulo de ruptura del concreto se determina mediante la ecuación 9-9 para el SI.

$$f_r = 2 \lambda \sqrt{f'c}$$
$$f_r = 2 \sqrt{216,9}$$
$$f_r = 29,46 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de rigidez

$$G = 0,4 * 15 100 * \sqrt{142,8}$$

$$G = 88 954,25 \text{ kg/cm}^2$$

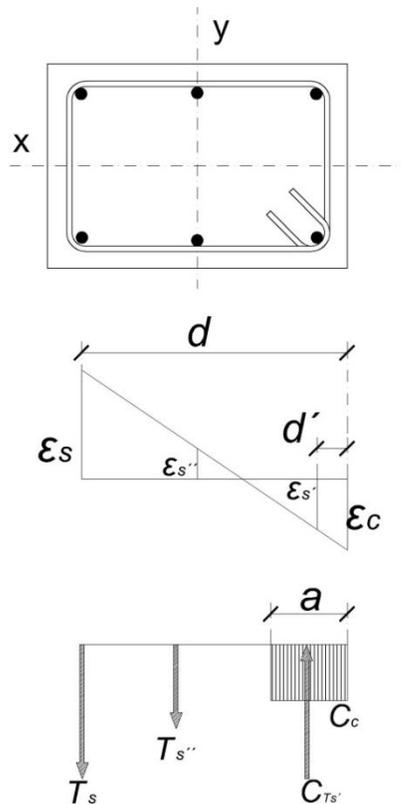
Análisis del elemento usando el enfoque del par interno

El coeficiente de flujo plástico es $C_t = 0$ porque $t = 20min$ y se asumirá que $A''s$ se encuentra en la zona gobernada por compresión.

$$\varepsilon_c = \frac{f'_c}{E_c} (1 + C_t)$$

$$\varepsilon_c = \frac{f'_c}{E_c} ; \quad \varepsilon_s = \frac{f_s}{E_s} ; \quad \varepsilon'_s = \frac{f'_s}{E_s} ; \quad \varepsilon''_s = \frac{f''_s}{E_s}$$

Apéndice 2. Diagrama de esfuerzo-deformación para el tipo de columna en análisis



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Por medio de relación de triángulos, se determinan la deformación del acero y concreto respecto al eje neutro; para luego igualarlos parámetros respecto al concreto.

$$\varepsilon_c = \frac{f'_c}{E_c} ; \varepsilon_s = \frac{f_s}{E_s} ; n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$\frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d - kd} = \frac{\varepsilon'_s}{kd - d'} = \frac{\varepsilon''_s}{h/2 - kd}$$

$$\frac{f'_c}{E_c kd} = \frac{f_s}{E_s(d - kd)} ; f_s = n \frac{f'_c}{kd} [(d - kd)]$$

$$\frac{f'_c}{E_c kd} = \frac{f'_s}{E_s(kd - d')} ; f'_s = n \frac{f'_c}{kd} (kd - d')$$

$$\frac{f'_c}{E_c kd} = \frac{f''_s}{E_s(h/2 - kd)} ; f''_s = n \frac{f'_c}{kd} (h/2 - kd)$$

Se puede escribir la ecuación de equilibrio de las fuerzas internas como:

$$C_{s'} + C_c = T_s + T_{s''}$$

$$f'_s A'_s + 0,5 kd b f'_c = f''_s A''_s + f_s A_s$$

$$n \frac{f'_c}{kd} (kd - d') A'_s + 0,5 kd b f'_c = n \frac{f'_c}{kd} (h/2 - kd) A''_s + n \frac{f'_c}{kd} [(d - kd)] A_s$$

$$A'_s n \frac{f'_c}{kd} kd - A'_s n \frac{f'_c}{kd} d' + 0,5 kd b f'_c$$

$$= \frac{A''_s n \frac{f'_c}{kd} h}{2} - A''_s n \frac{f'_c}{kd} kd + A_s n \frac{f'_c}{kd} d - A_s n \frac{f'_c}{kd} kd$$

$$A'_s n k d - A'_s n d' + k^2 d^2 b = A''_s n \frac{h}{2} - A''_s n k d + A_s n d - A_s n k d$$

$$0,5k^2 d^2 b + k d n (A'_s + A''_s + 1,25A_s) - n \left(A'_s d' + A''_s \frac{h}{2} + A_s d \right) = 0$$

$$k^2 + \frac{kn}{0,5} (\rho' + \rho'' + 1,25\rho) - \frac{n}{0,5d} \left(\rho' d' + \rho'' \frac{h}{2} + \rho d \right)$$

$$k^2 + \frac{kn}{0,5} (\rho' + \rho'' + 1,25\rho) - \frac{n}{0,5} \left(\frac{\rho' d'}{d} + \rho'' \frac{h}{2d} + \rho \right)$$

En donde:

$$a = 1 ; b = 2n(\rho' + \rho'' + 1,25\rho) ; c = -2n \left(1,25\rho + \frac{\rho' d'}{d} + \rho'' \frac{h}{2d} \right)$$

$$k = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

LA solución de la ecuación cuadrática en k da:

$$k = \left(-2n(\rho' + \rho'' + \rho) + \sqrt{[2n(\rho' + \rho'' + \rho)]^2 + 8n \left(\rho + \frac{\rho' d'}{d} + \rho'' \frac{h}{2d} \right)} \right) / 2$$

$$k = -n(\rho' + \rho'' + \rho) + \sqrt{[n(\rho' + \rho'' + \rho)]^2 + 2n \left(\rho + \frac{\rho' d'}{d} + \rho'' \frac{h}{2d} \right)}$$

Para el caso el elemento en análisis, las variables para determinar el valor de k son las siguientes:

$$E_s = 2,04 * 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c = 216,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$As = A's = A''s = 1,42 \text{ cm}^2$$

$$d = 27,025 \text{ cm}$$

$$d' = 2,975 \text{ cm}$$

$$Ec = 15\,100\sqrt{216,9} = 222\,385,63 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{2\,040\,000}{222\,385,63} = 9,17$$

$$\rho = \rho' = \rho'' = \frac{1,42}{27,025 * 15} = 0,003503$$

Sustituyendo valores

$$k = -9,17(3 * 0,0035033)$$

$$+ \sqrt{[9,17 * (3,25 * 0,003503)]^2 + 2 * 9,17 * 0,003503 \left(1 + \frac{2,925}{27,025} + \frac{15}{2 * 27,025}\right)}$$

$$k = 0,2197$$

$$**kd = c = 5,94cm**$$

Análisis del elemento usando el bloque equivalente

El coeficiente de flujo plástico es $C_t = 0$ porque $t = 20min$ y se asumirá que A''_s se encuentra en la zona gobernada por compresión.

$$\varepsilon_c = \frac{f'_c}{E_c} (1 + C_t)$$

Por medio de relación de triángulos, se determinan la deformación del acero y concreto respecto al eje neutro; para luego igualarlos parámetros respecto al concreto.

$$\varepsilon_c = \frac{f'_c}{E_c} ; \varepsilon_s = \frac{f_s}{E_s} ; \varepsilon'_s = \frac{f'_s}{E_s} ; \varepsilon''_s = \frac{f''_s}{E_s}$$

Se puede escribir la ecuación de equilibrio de las fuerzas internas como:

$$C_{s'} + C_c = T_s + T_{s''}$$

$$0,85 f'_c a b + f'_s A'_s = f''_s A''_s + 1,25 f_s A_s$$

$$0,85 f'_c a b + f'_s A'_s = f''_s A''_s + 1,25 f_s A_s$$

Asumiendo una deformación del concreto de $\varepsilon_c = 0,003$ y el valor de $E_s = 2,04 * 10^6 kg/cm$

$$f_s = \frac{6\ 120}{c} [(d - c)] ; f'_s = \frac{6\ 120}{c} (c - d') ; f''_s = \frac{6\ 120}{c} (h/2 - c)$$

$$0,85 f'_c a b + A'_s \frac{6\ 120}{c} (c - d') = A''_s \frac{6\ 120}{c} (h/2 - c) + 1,25 A_s \frac{6\ 120}{c} [(d - c)]$$

$$0,85^2 f'_c b c + A'_s \frac{6\ 120}{c} (c - d') = A''_s \frac{6\ 120}{c} (h/2 - c) + 1,25 A_s \frac{6\ 120}{c} [(d - c)]$$

Sustituyendo y determinando c

$$0,85 f'c a b + A's f_s = 1,25 A_s f_y$$

$$\begin{aligned} 0,85^2 * 216,9 * 15 * c + 1,42 \frac{6\ 120}{c} (c - 2,975) \\ = 1,42 \frac{6\ 120}{c} (15 - c) + 1,25 * 1,42 \frac{6\ 120}{c} [(27,025 - c)] \end{aligned}$$

$$c = 9,059\text{cm} \quad ; \quad \frac{c}{d} = 0,335 \leq 0,375$$

Determinando la deformación en f_s

$$f_s = \frac{6\ 120}{10,211} [(27,025 - 10,211)] = 10\ 767,99\ \text{kg/cm}^2$$

Como el acero no debe de fluir a más de $1,25 f_y = 3\ 512,5\ \text{kg/cm}^2$

$$\frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_s}{d - c}$$

$$\varepsilon_c = \frac{1,25 \frac{f_y}{E_s}}{d - c} c = \frac{1,25 \frac{2810}{2,04 * 10^6}}{27,025 - 9,059} * 9,059$$

$$\varepsilon_c = 0,0008682$$

Determinación de las deformaciones de cada cuantía de acero:

$$\frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_s}{d - c}$$

$$f_s = E_s \frac{\varepsilon_c}{c} * (d - c) = 2,04 * 10^6 \frac{0,000868}{9,059} (27,025 - 9,059)$$

$$f_s = 3\ 512,5\ \text{kg/cm}^2$$

$$\frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon'_s}{kd - d'}$$

$$f'_s = Es \frac{\varepsilon_c}{c} (c - d') = 2,04 * 10^6 \frac{0,000868}{9,059} (9,059 - 2,975)$$

$$\mathbf{f'_s = 1\ 189,5\ kg/cm^2}$$

$$\frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon''_s}{h/2 - c}$$

$$f''_s = Es \frac{\varepsilon_c}{c} (h/2 - c) = 2,04 * 10^6 \frac{0,0008682}{9,059} (15 - 9,059)$$

$$\mathbf{f''_s = 1\ 161,52\ kg/cm^2}$$

El momento máximo probable que puede resistir la columna de concreto armado se debe determinar como una simplemente reforzada ($c/d = 0,335 \leq 0,375$):

$$M_{pr} = 1,25 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A''_s f''_s \left(\frac{h - a}{2} \right)$$

$$M_{pr} = 1,25 * 1,42 * 3\ 512,5 \left(27,025 - \frac{7,70}{2} \right) + 1,42 * 1\ 161,52 \left(\frac{30}{2} - 2,975 \right)$$

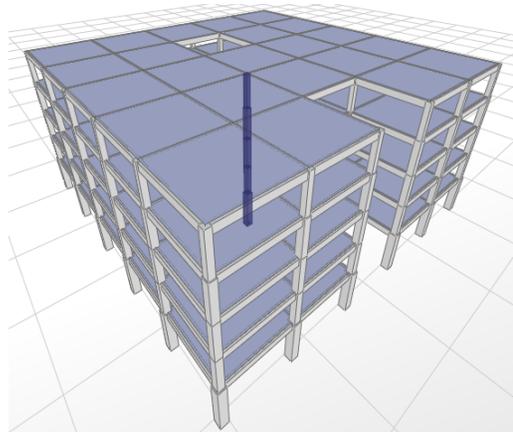
$$\mathbf{MPR = 164\ 322,42\ kg - cm}$$

En los ensayos se llegó a inducir momentos más allá del máximo probable.

Ejemplo del diseño de columnas con presencia de juntas frías

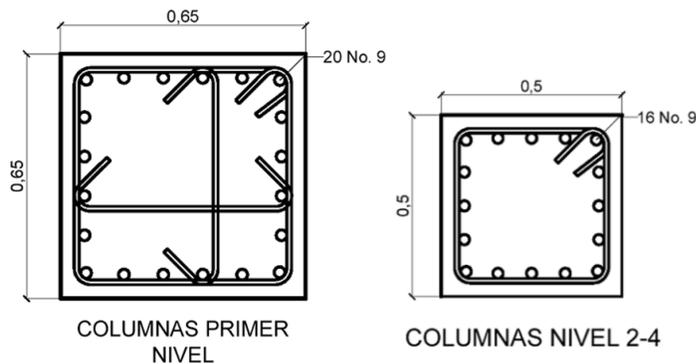
La siguiente columna pertenece a un edificio corto de 5 niveles que se presenta en la apéndice 3. El bosquejo solo se presenta los M_{pr} del primer y segundo nivel, siendo los elementos sometidos a esfuerzos críticos de corte y compresión. El concreto posee una resistencia de 280 kg/cm² y el acero una resistencia a la fluencia de 4 200 kg/cm².

Apéndice 3. Edificio de referencia para el diseño



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

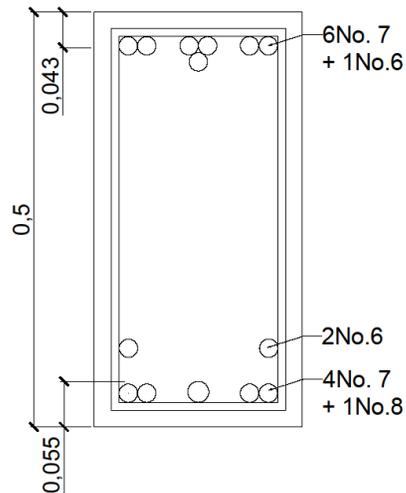
Apéndice 4. Sección de columnas a diseñar



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

A continuación se presenta los cálculos para la determinación de los momentos máximos probables o momento de resistencia de la sección. Para este caso las vigas tanto del primero como segundo nivel poseen el mismo armado.

Apéndice 5. Sección de vigas



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Calculo de M_{pr} uno y M_{pr} cinco para ambos sentidos:

Datos:

$$d = 44,5 \text{ cm}$$

$$d' = 4,3 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$A_s = 26,29 \text{ cm}^2$$

$$A's = 26,13 \text{ cm}^2$$

Asumiendo que fluye tanto el acero en compresión como en tensión:

$$0,85 f'c a b + A's f_s = 1,25 A_s f_y$$

$$a = \frac{1,25A_s f_y - A's f_s}{0,85f'c b}$$

$$a = \frac{1,25 * 26,29 * 4 200 - 23,13 * 4 200}{0,85 * 280 * 25}$$

$$a = 6,84 \quad ; \quad c = 8,47 \text{ cm}$$

$$0,85 * 280 * 6,84 * 25 + 23,13 * 4 200 = 1,25 * 26,26 * 4 200$$

$$137 844 = 137 865 \text{ ok}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{8,05}{44,5} = 0,18 \leq 0,375$$

Se debe de analizar como una viga simplemente reforzada (solo a tensión, en caso contrario utilizar la ecuación de compresión).

$$M_{pr1} = M_{pr5} = 1,25A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{pr1} = M_{pr5} = \left[1,25 * 26,29 * 4 200 \left(44,5 - \frac{6,84}{2} \right) \right] / 100$$

$$M_{pr1} = M_{pr5} = 56 699,64 \text{ kg} * \text{m}$$

Calculo de M_{pr} dos y M_{pr} seis para ambos sentidos:

Datos:

$$d = 45,72 \text{ cm}$$

$$d' = 5,51 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$A_s = 26,13 \text{ cm}^2$$

$$A's = 26,29 \text{ cm}^2$$

Asumiendo que fluye tanto el acero en compresión como en tensión:

$$0,85 f'c a b + A's f_s = 1,25As f_y$$

$$a = \frac{1,25As f_y - A's f_s}{0,85f'c b}$$

$$a = \frac{1,25 * 26,13 * 4 200 - 26,29 * 4 200}{0,85 * 280 * 25}$$

$$\mathbf{a = 4,498 \quad ; \quad c = 5,29 \text{ cm}}$$

$$0,85 * 280 * 4,5 * 25 + 26,29 * 4 200 = 1,25 * 26,13 * 4 200$$

$$\mathbf{137 182,47 = 137 182,5 \quad ok}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{5,29}{45,72} = \mathbf{0,12 \leq 0,375}$$

Se debe de analizar como una viga simplemente reforzada (solo a tensión, en caso contrario utilizar la ecuación de compresión).

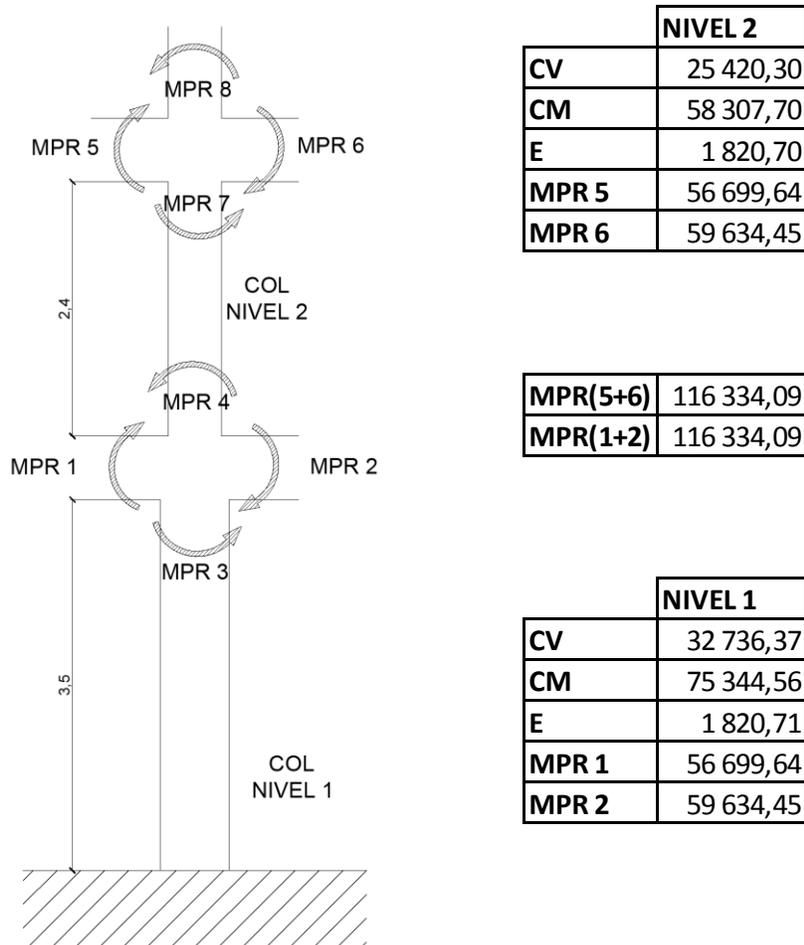
$$M_{pr2} = M_{pr6} = 1,25As f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{pr2} = M_{pr6} = \left[1,25 * 26,13 * 4 200 \left(45,72 - \frac{4,498}{2} \right) \right] / 100$$

$$\mathbf{M_{pr2} = M_{pr6} = 59 634,45 \text{ kg} * \text{m}}$$

En el apéndice 6 se presentan las distancias, momentos y cargas las que estará sometida la columna de concreto armado.

Apéndice 6. **Esquema de las columnas, cargas y momentos actuantes**



NIVEL 2	
CV	25 420,30
CM	58 307,70
E	1 820,70
MPR 5	56 699,64
MPR 6	59 634,45

MPR(5+6)	116 334,09
MPR(1+2)	116 334,09

NIVEL 1	
CV	32 736,37
CM	75 344,56
E	1 820,71
MPR 1	56 699,64
MPR 2	59 634,45

Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Carga de diseño

- I. $CU = 1,4D + 1,7L$
- II. $CU = 0,75(1,4D + 1,7L) + E$
- III. $CU = 1,4D + L + E$

Apéndice 7. **Carga axial total actuante en columnas**

NIVEL 2	
I	124 845,29
II	95 454,67
III	108 871,78

NIVEL 1	
I	161 134,21
II	122 671,37
III	124 970,55

Fuente: elaboración propia.

Factores de distribución por medio de las rigideces laterales

$$K_{Lat} = \frac{E_C * B * L}{H \left[\left(\frac{H}{L} \right)^2 + 3 \right]}$$

Donde:

E_C = módulo de elasticidad del concreto armado.

B = base de la columna en dirección de análisis.

L = largo de la columna en dirección de análisis.

H = altura libre de la columna.

Apéndice 8. **Rigideces de los miembros**

	B (cm)	L (cm)	H (cm)	K
K COLSUP	50,00	50,00	250,00	0,40
K COL INF	65,00	65,00	350,00	0,42

Fuente: elaboración propia.

Los factores de distribución se determinan con la siguiente expresión:

$$FD = \frac{K_i}{\sum_{i=1}^n (K_i)}$$

Se presentan a continuación los cálculos para determinar los factores de distribución para el nudo que une el nivel uno del dos:

$$FD_{Niv\ sup} = \frac{0,40}{0,40 + 0,42} ; \quad \mathbf{FD_{Niv\ sup} = 0,487}$$

$$FD_{Niv\ sup} = \frac{0,72}{0,51 + 0,72} ; \quad \mathbf{FD_{Niv\ sup} = 0,512}$$

En el caso de los niveles superiores por poseer secciones y luces libres iguales, el factor de distribución tendrá el valor de 0,5.

Cortante actuante en columnas en ambas direcciones

Se determinaron los M_{pr} de las columnas (los momentos poseen la misma magnitud en el sentidos X, como en el Y), distribuyendo los momentos de las vigas a las columnas utilizando los factores. Los cortantes de las columnas se determinaron con la siguiente ecuación (sección 21.5.4.1 del ACI 318S-11).

$$V_e = \frac{M_{pr\ sup} + M_{pr\ inf}}{H}$$

Apéndice 9. **Momentos máximos probables y cortante actuante en ambas direcciones**

		X	Y	Vx (kg)	Vy (kg)
NUDO	MPR SUP 8	58 167,05	58 167,05		
NIVEL 2	MPR INF 7	58 167,05	58 167,05		
NUDO	MPR SUP 4	56 997,33	56 997,33	46 065,75	46 065,75
NIVEL 1	MPR INF 3	59 336,76	59 336,76		
N.S.	MPR SUP	29 668,38	29 668,38	25 430,04	25 430,04

Fuente: elaboración propia.

- Aporte a cortante del concreto en ambas direcciones

Se debe de considerar que el largo de la columna “L” debe de ser mayor o igual que la base “B” del mismo.

$$V_{c_y} = \text{sen} \left[\tan^{-1} \left(\frac{B}{h} \right) \right] * V_c$$

$$V_{c_x} = \text{cos} \left[\tan^{-1} \left(\frac{B}{h} \right) \right] * V_c$$

- Análisis de cortante fricción por medio del sistema de fuerzas concurrentes

El acero longitudinal proporcionado resistencia ante los esfuerzos de corte directo en la entrecara de la junta fría, para las columnas de concreto armado (cortante por fricción); el factor de magnificación (1,25) es debido a que la resistencia es igual al 80 por ciento del elemento sin la junta fría, ya que al realizar el producto se obtiene la unidad.

$$1,25 V_{Actuante} = V_{Concreto} + V_{Cortante\ fricción}$$

$$V_{Actuante} = 0,8(V_{Concreto} + V_{Cortante\ fricción})$$

$$V_{Actuante} = \mathbf{0,8 V_{Concreto} + 0,8 V_{Cortante\ fricción}}$$

$$V_{Resultante} = \sqrt{(V_x - V_{C_x})^2 + (V_y - V_{C_y})^2}$$

$$V_{Resultante} = \sqrt{\left(V_x - \cos\left[\tan^{-1}\left(\frac{B}{h}\right)\right] * V_C\right)^2 + \left(V_y - \text{sen}\left[\tan^{-1}\left(\frac{B}{h}\right)\right] * V_C\right)^2}$$

Diseño de la columna del nivel uno:

$$V_C = \phi_{J.F.} \cdot 0,53 \lambda \phi \sqrt{f'_c} b_w d \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g}\right)$$

$$V_C = \mathbf{0,8 * 0,53 * (1) * 0,85\sqrt{280} * 65 * 59 \left(1 + \frac{161\ 134,21}{140 (80 * 80)}\right)}$$

$$V_C = \mathbf{27\ 286,72\ kg}$$

$$V_{Resultante} = \sqrt{\begin{matrix} (25\ 430,04 - \cos[\tan^{-1}(1)] * 27\ 286,72)^2 + \\ (25\ 430,04 - \text{sen}[\tan^{-1}(1)] * 27\ 286,72)^2 \end{matrix}}$$

$$V_{Resultante} = \mathbf{8\ 676,79\ kg}$$

El acero proporcionado por cortante fricción o por acción de dovela ($\mu = \sqrt{3}/3 \approx 0,6$ en el caso más crítico, ver página 71):

$$A_{S_{Requerido}} = \frac{V_{Resultante}}{\phi_{J.F.} \cdot \phi \mu f_y} = \frac{\mathbf{8\ 676,79}}{0,8 * 0,85 * 0,6 (1) * 4\ 200}$$

$$A_{S_{Requerido}} = \mathbf{5,06\ cm^2} \leq \mathbf{128,2\ cm^2} = A_{S_{Columna}}$$

El acero es tan pequeño que se puede despreciar, esto debido a que no se ha considerado el refuerzo longitudinal.

Diseño de la columna del nivel dos:

$$V_c = \phi_{J.F.} 0,53 \lambda \phi \sqrt{f'_c} b_w d \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right)$$

$$V_c = 0,8 * 0,53 * (1) * 0,85 \sqrt{280} * 50 * 44 \left(1 + \frac{124\,845,29}{140 (50 * 50)} \right)$$

$$V_c = 17\,999,92 \text{ kg}$$

$$V_{Resultante} = \sqrt{(46\,065,75 - \cos[\tan^{-1}(1)] * 17\,999,92)^2 + (46\,065,75 - \text{sen}[\tan^{-1}(1)] * 17\,999,92)^2}$$

$$V_{Resultante} = 47\,147,09 \text{ kg}$$

El acero proporcionado por cortante fricción:

$$A_{S_{Requerido}} = \frac{V_{Resultante}}{\phi_{J.F.} \phi \mu f_y}$$

$$A_{S_{Requerido}} = \frac{47\,147,09}{0,8 * 0,85 * 0,6 (1) * 4\,200}$$

$$A_{S_{Requerido}} = 27,51 \text{ cm}^2 \leq 102,56 \text{ cm}^2 = A_{S_{Columna}}$$

El acero es tan pequeño que se puede despreciar, esto debido a que no se ha considerado el refuerzo longitudinal.

Análisis de cortante fricción por medio del principio de superposición:

$$V_{Actuante} = V_x + V_y$$

$$V_{Actuante} = 0,8 V_{Concreto} + 0,8 V_{Cortante\ fricción}$$

Donde:

A_g = Área gruesa de la sección

Diseño de la columna del nivel uno:

$$V_c = \phi_{J.F.} \cdot 0,53 \lambda \phi \sqrt{f'_c} b_w d \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right)$$

$$V_c = 0,8 * 0,53 * (1) * 0,85 \sqrt{280} * 65 * 59 \left(1 + \frac{161\ 134,21}{140 (80 * 80)} \right)$$

$$V_c = 27\ 286,72\ kg$$

El acero proporcionado por cortante fricción:

$$A_{S_{Requerido}} = \frac{V_x + V_y - V_c}{\phi_{J.F.} \cdot \phi \cdot \mu \cdot f_y}$$

$$A_{S_{Requerido}} = \frac{25\ 430,04 + 25\ 430,04 - 27\ 286,72}{0,8 * 0,85 * 0,6 (1) * 4\ 200}$$

$$A_{S_{Requerido}} = 13,76\ cm^2 \leq 128,2\ cm^2 = A_{S_{Columna}}$$

El acero es tan pequeño que se puede despreciar.

Diseño de la columna del nivel dos:

$$V_c = \phi_{J.F.} \cdot 0,53 \lambda \phi \sqrt{f'_c} b_w d \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right)$$
$$V_c = 0,8 * 0,53 * (1) * 0,85 \sqrt{280} * 50 * 44 \left(1 + \frac{124\,845,29}{140 (50 * 50)} \right)$$
$$V_c = 17\,999,92 \text{ kg}$$

El acero proporcionado por cortante fricción:

$$A_{S_{Requerido}} = \frac{V_x + V_y - V_c}{\phi_{J.F.} \phi \mu f_y}$$
$$A_{S_{Requerido}} = \frac{46\,065,75 + 46\,065,75 - 17\,999,92}{0,8 * 0,85 * 0,6 (1) * 4\,200}$$
$$A_{S_{Requerido}} = 43,26 \text{ cm}^2 \leq 102,56 \text{ cm}^2 = A_{S_{Columna}}$$

El acero es tan pequeño que se puede despreciar.

El acero que se debe proporcionar debe de ser como mínimo igual o mayor a él cortante actuante magnificado (multiplicado por 1.25), sin considerar el cortante del concreto.

ENSAYOS A CORTE A d EN ELEMENTOS CON EL EFECTO DE JUNTA FRÍA

Apéndice 10. Sistema de ensaye a corte.



Fuente: Área de prefabricados. Sección de estructuras. Facultad de Ingeniería. USAC.

Apéndice 11. Deslizamiento y fisuración en la columna para el ensayo a corte en la junta inclinada a 45° , bajo esfuerzos de compresión



Fuente: Área de prefabricados. Sección de estructuras. Facultad de Ingeniería. USAC.

Apéndice 12. **Propagación espontánea de la grieta en el ensayo a corte en la junta inclinada a 45°, bajo esfuerzos de compresión**



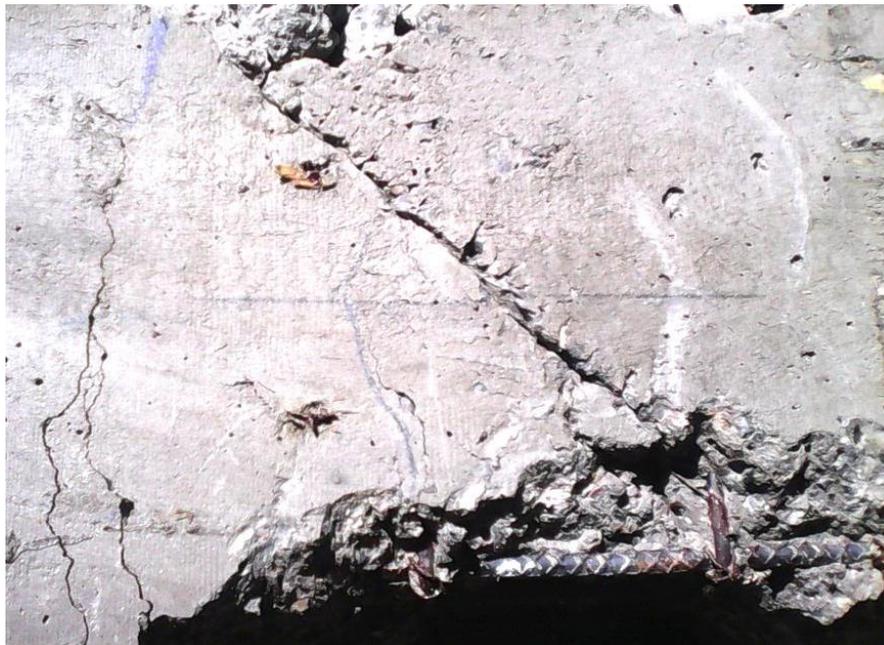
Fuente: Área de prefabricados. Sección de estructuras. Facultad de Ingeniería. USAC.

Apéndice 13. **Falla a través de la base de la columna en el ensayo a corte en la junta inclinada a 45°, bajo esfuerzos de compresión**



Fuente: Área de prefabricados. Sección de estructuras. Facultad de Ingeniería. USAC.

Apéndice 14. **Deslizamiento y separación de las masas en el ensayo a corte en la junta inclinada a 45°, bajo esfuerzos de tensión**



Fuente: Área de prefabricados. Sección de estructuras. Facultad de Ingeniería. USAC.

Apéndice 15. **Separación de las masas por efecto de apalancamiento para el ensayo a corte en la junta inclinada a 45°, bajo esfuerzos de tensión**



Fuente: Área de prefabricados. Sección de estructuras. Facultad de Ingeniería. USAC.

Apéndice 16. **Propagación de la fisura a través de la junta fría en el ensayo de la junta rústica horizontal**



Fuente: Área de prefabricados. Sección de estructuras. Facultad de Ingeniería. USAC.

Apéndice 17. **Deslizamiento de las masas a través de la junta fría en el ensayo de la junta rústica horizontal**



Fuente: Área de prefabricados. Sección de estructuras. Facultad de Ingeniería. USAC.

ENSAYOS A CORTE DIRECTO CON EL EFECTO DE JUNTA FRÍA

Apéndice 18. **Sistema de ensaye a corte directo.**



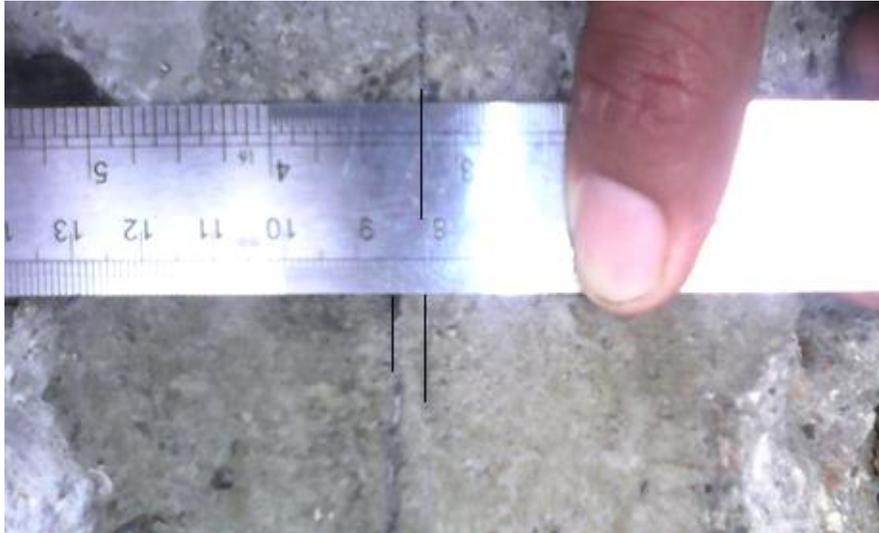
Fuente: Área de prefabricados. Sección de estructuras. Facultad de Ingeniería. USAC.

Apéndice 19. **Deslizamiento por la acción del corte directo, para el ensayo a corte en la junta rústica horizontal.**



Fuente: Área de prefabricados. Sección de estructuras. Facultad de Ingeniería. USAC.

Apéndice 20. **Separación de 5 mm en el ensayo a corte directo en la junta rústica horizontal.**



Fuente: Área de prefabricados. Sección de estructuras. Facultad de Ingeniería. USAC.

Apéndice 21. **Efecto de dovela en el acero longitudinal para el ensayo a corte directo en junta rústica horizontal**



Fuente: Área de prefabricados. Sección de estructuras. Facultad de Ingeniería. USAC.

ENSAYOS A CORTE A d EN ELEMENTOS SIN EL EFECTO DE JUNTA FRÍA

Apéndice 22. **Falla por flexión y corte en la columna 3**



Fuente: Área de prefabricados. Sección de estructuras. Facultad de Ingeniería. USAC.

Apéndice 23. **Falla por flexión y corte en la columna 4**



Fuente: Área de prefabricados. Sección de estructuras. Facultad de Ingeniería. USAC.

ENSAYOS A CORTE DIRECTO EN ELEMENTOS SIN EL EFECTO DE JUNTA FRÍA

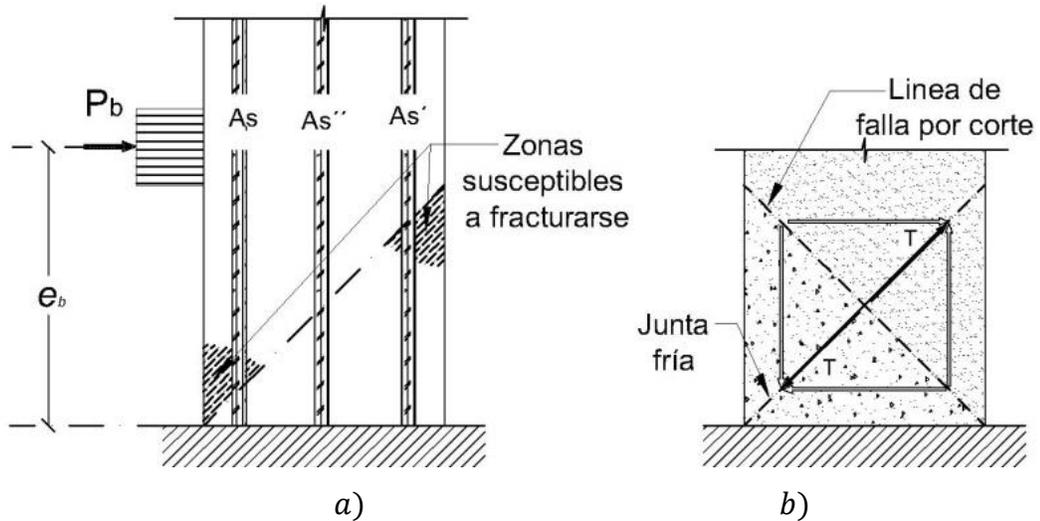
Apéndice 24. **Grietas provocadas por flexión en el ensayo de la columna 1**



Fuente: Área de prefabricados. Sección de estructuras. Facultad de Ingeniería. USAC.

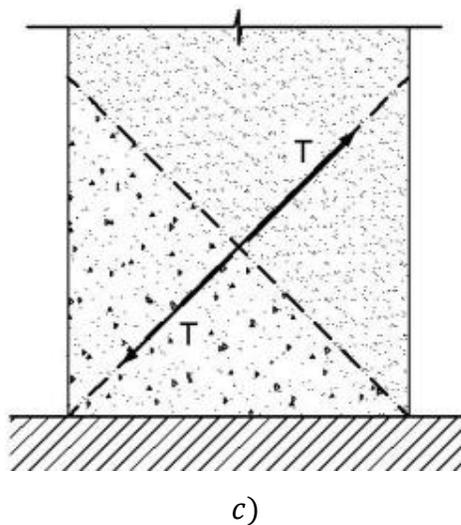
MECANISMO DE FALLA JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN INCLINADAS A 45° BAJO ESFUERZOS DE COMPRESIÓN

Apéndice 25. Ensayo a corte con una distancia d (excentricidad e_b)



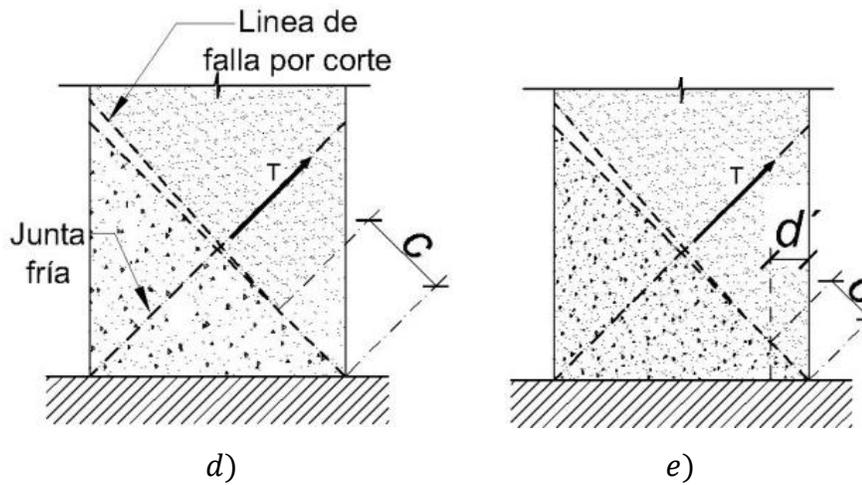
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Apéndice 26. Cargas de tensión perpendiculares a la falla a 45°



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

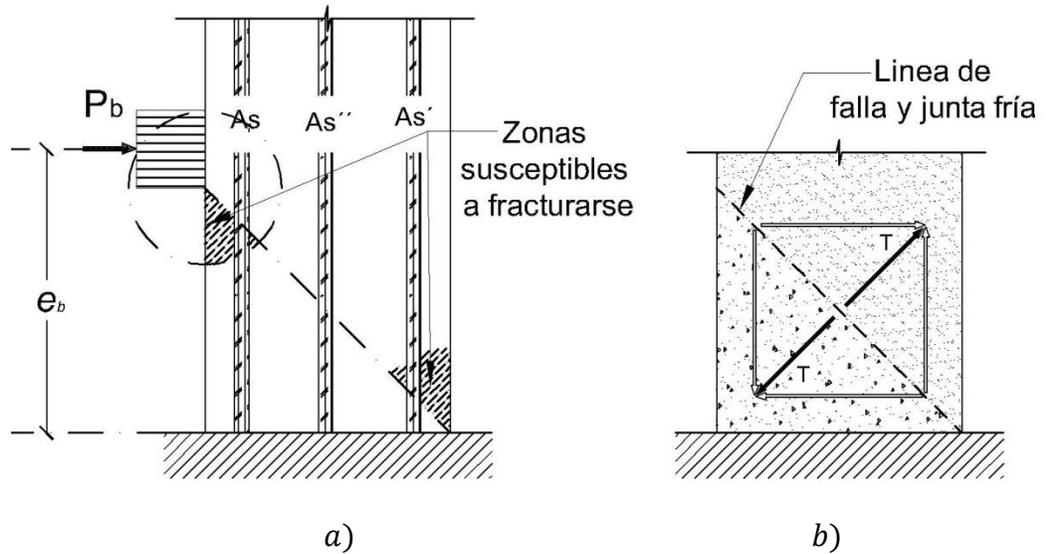
Apéndice 27. **Falla tipo reloj de arena para el elemento con presencia de la junta inclinada a 45° bajo esfuerzos de compresión**



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

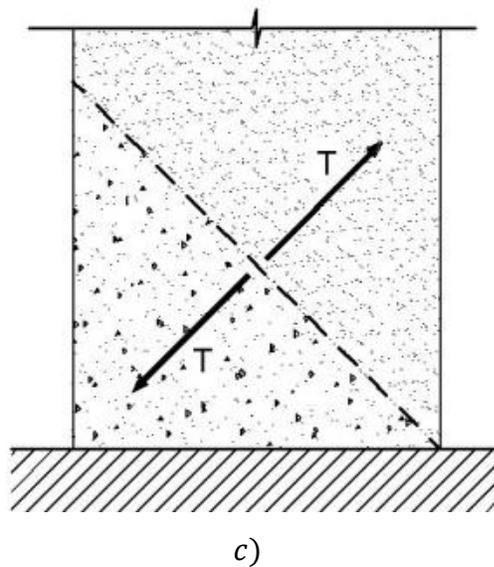
MECANISMO DE FALLA JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN INCLINADAS A 45° BAJO ESFUERZOS DE TENSIÓN

Apéndice 28. Ensayo a corte con una distancia d (excentricidad e_b)



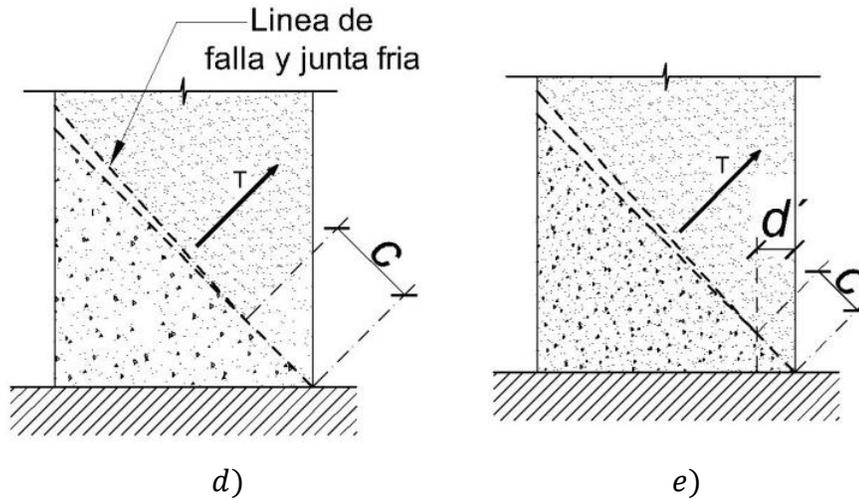
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Apéndice 29. Cargas de tensión perpendiculares a la falla a 45°



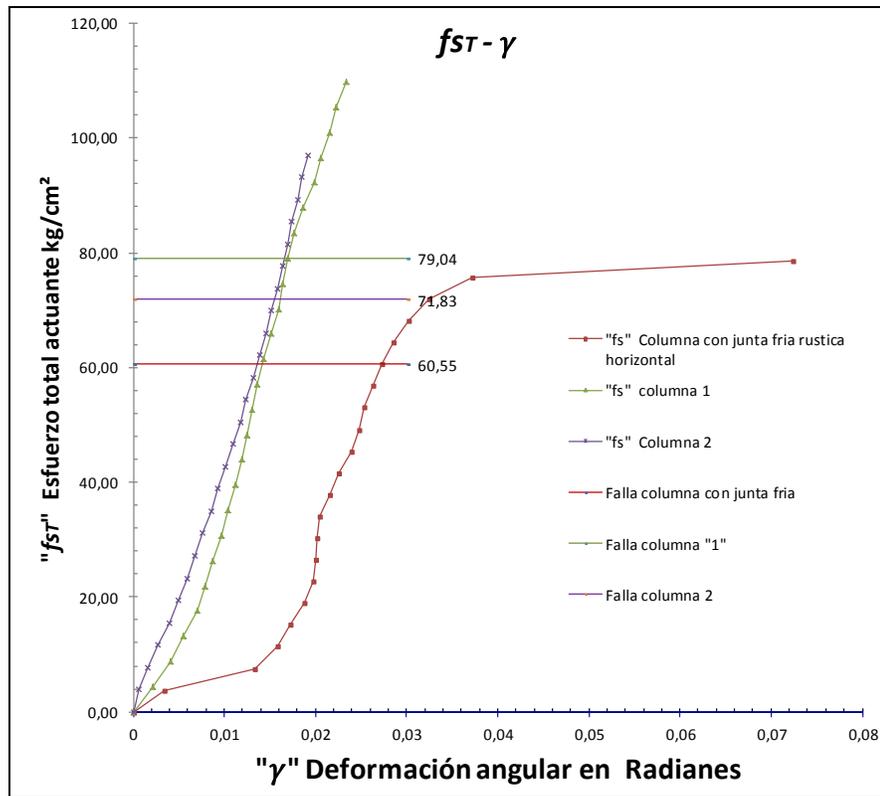
Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Apéndice 30. Traslado del eje neutro a d'



Fuente: elaboración propia, con programa de AutoCAD.

Apéndice 31. Gráfica de esfuerzos totales.



Fuente: elaboración propia, con programa de Excel.

ENSAYOS DE CILINDROS A COMPRESIÓN

Apéndice 32. **Falla debido a la mala calidad de los agregados pétreos, ruptura de partículas del agregado grueso**



Fuente: Área de prefabricados. Sección de estructuras. Facultad de Ingeniería. USAC.

Apéndice 33. **Falla en testigos**



Fuente: Área de prefabricados. Sección de estructuras. Facultad de Ingeniería. USAC.

Apéndice 34. **Falla en testigos**



Fuente: Área de prefabricados. Sección de estructuras. Facultad de Ingeniería. USAC.

Apéndice 35. **Falla en testigos**



Fuente: Área de prefabricados. Sección de estructuras. Facultad de Ingeniería. USAC.

Apéndice 36. **Falla en testigos**



Fuente: Área de prefabricados. Sección de estructuras. Facultad de Ingeniería. USAC.

Apéndice 37. **Falla en testigos**



Fuente: Área de prefabricados. Sección de estructuras. Facultad de Ingeniería. USAC.

Apéndice 38. **Falla en testigos**



Fuente: Área de prefabricados. Sección de estructuras. Facultad de Ingeniería. USAC.

ANEXOS



INFORME DE ENSAYO A COMPRESIÓN DE NÚCLEOS DE CONCRETO

NORMA ASTM C-42

No. **3089**

S.C. - 724

O.T. No. **33516**

HOJA 1/1

INTERESADO: César Felipe Bernal de León, Carné No. 2010 20519

PROYECTO: Trabajo de Graduación "Evaluación del aporte que proporciona el concreto para el diseño estructural de columnas con presencia de juntas frías"

DIRECCIÓN: Guatemala

FECHA: 24 de septiembre de 2014

I. RESULTADOS

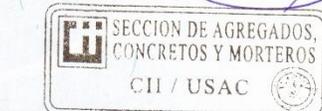
Testigo	Fecha de fundición	Edad en días	Peso [g]	Diámetro [cm]	Altura [cm]	Altura Nivelada [cm]	Carga [kg]	Área [cm²]	Factor de Corrección	Esfuerzo [Mpa]	Esfuerzo [PSI]
Fase 1	01/04/2014	174	1,07	6,97	14,21	14,76	8 000	38,16	1	20,60	2990,00
Fase 2	05/05/2014	140	1,10	6,97	14,04	14,73	8 520	38,16	1	21,90	3180,00

II. OBSERVACIONES

- Muestras extraídas de Columna de Concreto proporcionada por el interesado
- Muestras ensayadas en maquina universal BALDWIN LIMA HAMILTON con capacidad de 60,000 kg
- Dial utilizado para lectura de cargas: 12,000 kg
- Testigos cabeceados según norma ASTM C-617
- Testigos extraídos el **17 de septiembre de 2014**
- Testigos ensayados el **22 de septiembre de 2014**

ATENTAMENTE,


Inga. Dilma Yanet Mejicanos Jol
Jefa Sección de Agregados, Concretos y Morteros

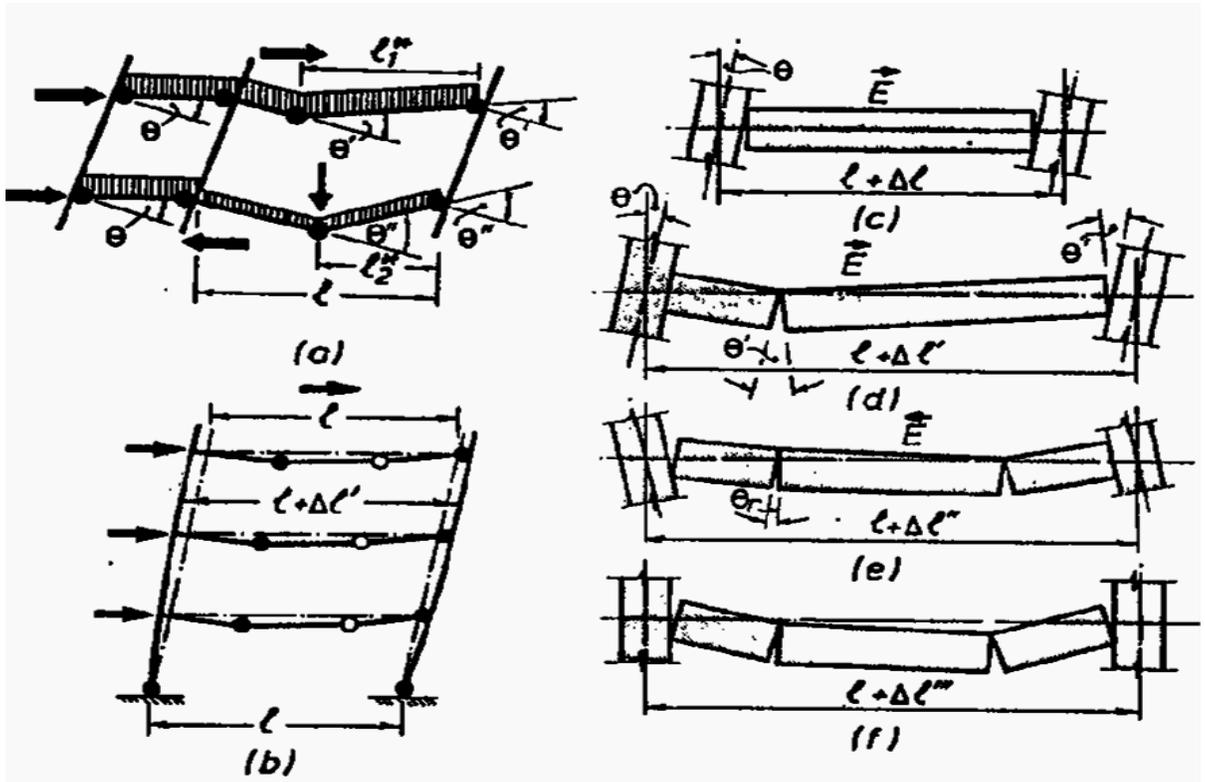


Vo.Bo.


Inga. Telma Maricela Cano Morales
Directora CII/USAC

EMG

Rótulas o articulaciones plásticas en vigas.



Fuente: CORZO ÁVILA, Mario R. *Notas de hormigón armado, sabandija sin fronteras*, p. 12.

