



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

ESTUDIO DE COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS ANCLADOS EN CONCRETO ARMADO

Adrián Antonio Rodas Gómez

Asesorado por el Ing. Luis Estuardo Saravia Ramírez

Guatemala, mayo de 2018

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**ESTUDIO DE COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS ANCLADOS EN
CONCRETO ARMADO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

ADRIÁN ANTONIO RODAS GÓMEZ

ASESORADO POR EL ING. LUIS ESTUARDO SARAVIA RAMÍREZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MAYO DE 2018

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL I	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Oscar Humberto Galicia Nuñez
VOCAL V	Br. Carlos Enrique Gómez Donis
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Carlos Salvador Gordillo García
EXAMINADOR	Ing. Alan Geovani Cosillo Pinto
EXAMINADOR	Ing. Marco Antonio García Díaz
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

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:

ESTUDIO DE COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS ANCLADOS EN CONCRETO ARMADO

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 01 de septiembre de 2015.



Adrián Antonio Redas Gómez

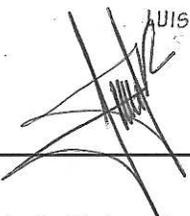
Guatemala 20 de noviembre de 2017

Ingeniero
José Gabriel Ordóñez Morales
Jefe del Departamento de Materiales y
Construcciones Civiles
Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala
Presente

Estimado Ingeniero:

Cumpliendo con lo resuelto con la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, se procedió a la asesoría y revisión del trabajo de graduación: ESTUDIO DE COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS ANCLADOS EN CONCRETO ARMADO, presentado por el estudiante: Adrián Antonio Rodas Gómez.

Considero que el trabajo de graduación se ha desarrollado satisfactoriamente y cumple con los objetivos que motivaron la sección de dicho tema, por lo que hago de su conocimiento que apruebo el trabajo realizado. Sin otro particular, atentamente

(f) 
LUIS ESTUARDO SARAVIA RAMÍREZ
M.Sc. Ing. Civil
Colegiado 3988

Ing. Luis Estuardo Saravia Ramírez

Ingeniero Civil Colegiado No. 3988



USAC
TRICENTENARIA
 Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA

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

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



Guatemala,
 07 de febrero de 2018

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 **ESTUDIO DE COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS ANCLADOS EN CONCRETO ARMADO** desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Adrián Antonio Rodas Gómez quien contó con la asesoría del Ing. Luis Estuardo Saravia Ramírez.

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. Civil José Gabriel Ordóñez Morales
 Coordinador del Área de Materiales y
 Construcciones Civiles



FACULTAD DE INGENIERIA
AREA DE MATERIALES Y
CONSTRUCCIONES CIVILES
USAC

/mrrm.



Mas de 137 años de Trabajo y Mejora Continua



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA

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

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Luis Estuardo Saravia Ramírez y Coordinador del Departamento de Materiales y Construcciones Civiles Ing. José Gabriel Ordóñez Morales, al trabajo de graduación del estudiante Adrián Antonio Rodas Gómez ESTUDIO DE COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS ANCLADOS EN CONCRETO ARMADO da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, mayo 2018

/mmm.



Mas de 137 años de Trabajo y Mejora Continua

Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref.DTG.D.194.2018

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: **ESTUDIO DE COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS ANCLADOS EN CONCRETO ARMADO**, presentado por el estudiante universitario: **Adrián Antonio Rodas Gómez**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, se autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Decano



Guatemala, mayo de 2018

/cc

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Por darme la vida y la sabiduría para culminar mis estudios con satisfacción y su amor incondicional.
- Mi madre** María Camila Gómez, por darme el regalo más grande del mundo, la vida y por instruirme en el camino del bien, forjándome con valores y principios, enseñándome a vencer todo obstáculo que me limite alcanzar la felicidad.
- Mis hermanos** Maritza, Mario, Tomas, Sara, Oswaldo y Eduardo Rodas, quienes son las personas que más quiero en la vida y siempre me dan su apoyo incondicional.
- Mi compañera** Rosa Yesenia Chávez Alvizures, por ser el amor de mi vida.
- Mi hijo** Por ser la mayor motivación en mi vida.

AGRADECIMIENTOS A:

Universidad de San Carlos de Guatemala	Por darme la oportunidad de obtener un grado de estudio universitario en mi vida.
Facultad de Ingeniería	Por darme los conocimientos primordiales forjándome como un Ingeniero Civil profesional.
Ingeniero Luis Saravia	Por el apoyo que me dedicó de asesoría para culminar este trabajo de graduación
Ingeniero Mario Corzo	Por el apoyo extendido en la realización de mis ensayos de laboratorio y hacer posible culminar este trabajo de graduación.
Mis compañeros de estudio	Por brindarme apoyo y motivación durante el transcurso de mi carrera universitaria.
A ustedes	Que de alguna manera han apoyado para que en este día logre realizar mis sueños.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	XI
LISTA DE SÍMBOLOS	XV
GLOSARIO	XXVII
RESUMEN.....	XXXIII
OBJETIVOS.....	XXXV
INTRODUCCIÓN	XXXVII
1. TIPOS DE CONSTRUCCIONES UTILIZADOS EN OBRAS CIVILES	1
1.1. Construcciones combinadas.....	1
1.1.1. Definición.....	1
1.1.2. Usos	2
1.1.3. Beneficios.....	3
1.1.4. Donde se utilizan los sistemas constructivos combinados	5
1.1.4.1. Deslizados de concreto	5
1.2. Utilización de elementos embebidos en sistemas constructivos.....	7
1.2.1. Qué son los elementos embebidos.....	8
1.2.2. Para qué sirven los elementos embebidos	8
1.2.3. Componentes de un elemento embebido	11
1.2.3.1. Conectores de cortante	11
1.2.3.2. Placas de acero	11
1.2.3.3. Vigas de acero.....	12
1.2.3.4. Losacero.....	12

1.2.4.	Los elementos embebidos como conexión entre diferentes tipos de construcciones	13
1.2.4.1.	Conexión entre elementos de acero y de concreto armado.....	14
1.3.	Beneficios de la utilización de sistemas constructivos combinados utilizando embebidos	16
1.3.1.	Diagramas de Gantt de una construcción realizada por el método tradicional en comparación con una realizada mediante deslizado de concreto utilizando embebidos y sistema losacero	17
1.3.1.1.	Diagrama de Gantt de una construcción realizada por el método tradicional.....	18
1.3.1.2.	Diagrama de Gantt de una construcción realizada por deslizado de concreto.....	20
2.	CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS EMBEBIDOS.....	23
2.1.	Códigos internacionales que aplican al diseño de elementos estructurales, ACI 318S-11, AISC 360-10	23
2.1.1.	ACI 318S-11.....	24
2.1.1.1.	Requisitos de diseño para cargas de tracción.....	24
2.1.1.1.1.	Resistencia del acero de un anclaje en tracción.....	24

2.1.1.1.2.	Resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje en tracción.....	25
2.1.1.1.3.	Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción de un anclaje preinstalado o postinstalado de expansión o con sobreperforación en su base.....	29
2.1.1.1.4.	Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en un anclaje con cabeza en tracción.....	31
2.1.1.1.5.	Resistencia a la adherencia en tracción de anclajes adheridos.....	32
2.1.1.2.	Requisitos de diseño para solicitaciones de cortante	34
2.1.1.2.1.	Resistencia del acero del anclaje sometido a cortante	34
2.1.1.2.2.	Resistencia al arrancamiento del	

	concreto de anclajes a cortante	36
2.1.1.2.3.	Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a cortante	41
2.1.1.3.	Interacción de las fuerzas de tracción y cortante	42
2.1.1.4.	Distancias al borde, espaciamentos y espesores requeridos para evitar las fallas por hendimiento.....	43
2.1.2.	IBC/AGIES 12	46
2.1.3.	IBC-09	46
2.1.4.	AISC 360-10.....	46
2.1.4.1.	Anclajes de acero.....	47
2.1.4.1.1.	Anclajes de acero en componentes compuestos.....	47
2.1.4.1.2.	Resistencia al corte de pernos de anclaje de acero en componentes compuestos.....	49
2.1.4.1.3.	Resistencia a tracción de pernos de anclaje de acero en componentes compuestos.....	49

2.1.4.1.4.	Resistencia de pernos de anclaje de acero para interacción de corte y tracción en componentes compuestos	51
2.1.4.1.5.	Requisitos de detallamiento en componentes compuestos	52
2.1.4.2.	Pernos y partes roscadas	52
2.1.4.2.1.	Pernos de alta resistencia	53
2.1.4.2.2.	Tamaño de las perforaciones.....	55
2.1.4.2.3.	Espaciamiento mínimo.....	56
2.1.4.2.4.	Distancia mínima al borde	56
2.1.4.2.5.	Distancias a los bordes y espaciamiento máximo.....	57
2.1.4.2.6.	Resistencia de tracción y corte de pernos partes enroscadas.....	58
2.1.4.2.7.	Pernos de alta resistencia en	

		conexiones de deslizamiento crítico.....	58
	2.1.4.2.8.	Combinación de tracción y corte en conexiones de deslizamiento crítico.....	59
	2.1.4.3.	Elementos involucrados de miembros y elementos conectados	60
	2.1.4.3.1.	Resistencia de elementos en tracción ...	60
	2.1.4.3.2.	Resistencia de elementos en corte.....	61
2.2.	Normas ASTM que determinan la calidad de los materiales....		62
	2.2.1.	Cortante.....	62
	2.2.1.1.	Pernos de alta resistencia	62
	2.2.1.2.	Tuercas	63
	2.2.1.3.	Golillas.....	63
	2.2.1.4.	Conectores de corte embebidos.....	63
	2.2.1.5.	Barras de anclaje y barras con hilo	63
	2.2.2.	Tensión.....	63
	2.2.2.1.	Barras de acero lisas y corrugadas para refuerzo de concreto	64
	2.2.2.2.	Perfiles, placas y barras de acero para usar en construcción remachada, atornillada o soldada	64
	2.2.3.	Flexión.....	64
	2.2.3.1.	Vigas compuestas con conectores de corte	64
2.3.	Consideraciones para la calidad de soldadura.....		64

2.3.1.	Código AWS / AISC 360-10 sección J2.....	65
2.3.1.1.	Perforaciones de acceso a la soldadura (sección J1.6, en vez de la sección 5.17.1, AWS D1.1).....	65
2.3.1.2.	Tabla J2.2, en vez de la tabla 2.1, AWS D1.1	66
2.3.1.3.	Tabla J2.5, en vez de la tabla 2.3, AWS D1.1	67
2.3.1.4.	Tabla A-3.1 del anexo 3, en vez de la tabla 2.5, AWS D1.1	70
2.3.2.	Electrodos de acuerdo al tipo de soldadura requerida	71
2.3.3.	Métodos de medición de soldadura	72
2.3.3.1.	Soldaduras de tope.....	72
2.3.3.1.1.	Área efectiva.....	73
2.3.3.1.2.	Limitaciones.....	74
2.3.3.2.	Soldaduras de filete.....	74
2.3.3.2.1.	Área efectiva.....	75
2.3.3.2.2.	Limitaciones.....	75
2.3.3.3.	Soldaduras de tapón y de ranura.....	76
2.3.3.3.1.	Área efectiva.....	76
2.3.3.3.2.	Limitaciones.....	76
2.3.4.	Pruebas para la calidad de la soldadura.....	77
2.3.4.1.	Prueba de líquidos penetrantes	77
2.3.4.2.	Prueba de partículas magnéticas	78
2.3.4.3.	Otros.....	80
2.3.4.3.1.	Inspección visual	80
2.3.4.3.2.	Rayos X.....	80
2.3.4.3.3.	Ultrasonido	80

2.4.	Materiales utilizados en la fabricación de elementos embebidos.....	80
2.4.1.	Acero redondo liso	81
2.4.2.	Acero en placa	81
2.4.3.	Pernos Nelson.....	81
3.	ESTUDIO DE ELEMENTOS EMBEBIDOS EN CONCRETO ARMADO	83
3.1.	Consideraciones de diseño	83
3.1.1.	Integración de cargas	83
3.1.1.1.	Cargas vivas.....	83
3.1.1.2.	Cargas muertas.....	84
3.2.	Materiales recomendados	84
3.2.1.	Acero corrugado.....	85
3.2.2.	Acero liso.....	85
3.2.3.	Acero para placas	85
3.2.4.	Pernos Nelson.....	86
3.2.5.	Concreto con grado de resistencia 4 000 PSI	86
3.3.	Ejemplo de diseño de elementos	86
3.3.1.	Diseño por flexión.....	88
3.3.2.	Diseño por tracción	88
3.3.2.1.	Resistencia del acero de un anclaje en tracción.....	88
3.3.2.2.	Resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje en tracción.....	89
3.3.2.3.	Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción de un anclaje preinstalado o postinstalado	

	de expansión o con sobreperforación en su base	93
3.3.3.	Diseño por cortante	94
3.3.3.1.	Resistencia del acero del anclaje sometido a cortante	94
3.3.3.2.	Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a cortante	95
3.3.3.3.	Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a cortante	98
3.3.4.	Interacción de las fuerzas de tracción y cortante..	100
3.4.	Métodos de ensayo	102
3.4.1.	Ensayo por flexión de la placa embebida dentro del concreto	102
3.4.2.	Ensayo por cortante o arrancamiento del elemento anclado	104
3.4.3.	Ensayo por desprendimiento del concreto debido al elemento anclado.....	105
3.5.	Desarrollo experimental.....	106
3.5.1.	Datos obtenidos.....	107
3.5.2.	Cálculos efectuados	113
3.5.3.	Resultados obtenidos, tablas, gráficas	115
3.5.4.	Análisis de resultados.....	119
CONCLUSIONES		121
RECOMENDACIONES.....		123
BIBLIOGRAFÍA.....		125
APÉNDICES		127
ANEXOS		133

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Adherencia y anclaje mecánico entre el acero y el concreto armado	2
2.	Losas de concreto reforzado sobre lámina de acero acanalada	3
3.	Concreto deslizado.....	7
4.	Conexiones entre elementos convencionales (a).....	15
5.	Conexiones entre elementos convencionales (b).....	16
6.	Diagrama de Gantt del edificio por construcción tradicional.....	19
7.	Diagrama de Gantt del edificio por el método de deslizado de concreto	21
8.	Etapas básicas del ensayo por líquidos penetrantes	78
9.	Ensayo de partículas magnéticas	79
10.	Esquema del diseño de la probeta a ensayar	87
11.	Esquema para determinar <i>ANC</i>	90
12.	Esquema del detalle de fijación de una viga de acero anclada a una placa de acero embebida en el concreto armado	103
13.	Ejemplo del cortante cuando se someten a cargas de tracción los pernos.....	105
14.	Ejemplo del prisma de arrancamiento a 35° en concreto armado	106
15.	Esquema del ensayo utilizado para hacer fallar las probetas	107
16.	Gráfica de carga y deformación del perno que llegó a la ruptura, probeta 1	117
17.	Gráfica de carga y deformación del perno que llegó a la ruptura, probeta 2	117

18.	Gráfica de carga y deformación del perno que casi se logró llegar a la ruptura, probeta 3.....	117
19.	Gráfica de carga y deformación del perno que casi se logró llegar a la ruptura, probeta 4.....	118
20.	Gráfica de carga y deformación del perno que llegó a la ruptura, probeta 5.....	119

TABLAS

I.	Nombre y duración de tareas para la elaboración del edificio	18
II.	Nombre y duración de tareas del edificio por deslizado de concreto	20
III.	Valores mínimos de la razón h/d en pernos de anclaje de acero para condición considerada en la especificación	48
IV.	Pretensión mínima de pernos, sistema inglés	53
V.	Pretensión mínima de pernos, sistema internacional.....	54
VI.	Tensión nominal de conectores y partes roscadas	55
VII.	Tamaños máximos de perforaciones para pernos, sistema inglés	56
VIII.	Distancia mínima al borde, sistema inglés.....	57
IX.	Tamaño de soldadura efectiva de soldaduras de tope biselada curva.....	66
X.	Resistencia disponible de juntas soldadas	67
XI.	Parámetros de diseño por fatiga, sección 8 uniones varias	70
XII.	Requisitos de igualado de los metales de relleno	72
XIII.	Garganta efectiva de soldaduras de tope con junta de penetración parcial.....	73
XIV.	Espesor mínimo de garganta efectiva.....	74
XV.	Tamaño mínimo de soldadura de filete	75
XVI.	Datos obtenidos durante el ensayo de la probeta número 1.....	108
XVII.	Datos obtenidos durante el ensayo de la probeta número 2.....	109

XVIII.	Datos obtenidos durante el ensayo de la probeta número 3	110
XIX.	Datos obtenidos durante el ensayo de la probeta número 4	111
XX.	Datos obtenidos durante el ensayo de la probeta número 5	112
XXI.	Comparación de la carga de diseño esperada, respecto la carga obtenida en el ensayo realizado.....	116
XXII.	Resumen de cargas últimas de las probetas que se lograron llegar a la ruptura	120

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
A_g	Área bruta del miembro compuesto, mm ² .
A_{gv}	Área bruta solicitada a corte, mm ² .
A	Área de anclaje de fuste del perno, pulg ²
A_{brg}	Área de apoyo de la cabeza de un perno o tornillo de anclaje o barra corrugada con cabeza, mm ² .
A_b	Área de cuerpo nominal sin hilar de un tornillo o pieza hilada, mm ² .
A_{Na}	Área de influencia proyectada de un solo anclaje adherido o de un grupo de anclajes adheridos, para calcular la resistencia a la adherencia en tracción, sino está limitada por la distancia al borde o la separación, mm ² .
A_{Nao}	Área de influencia proyectada de un solo anclaje adherido para calcular la resistencia a la adherencia.

$A_{se,N}$	Área efectiva de la sección transversal del perno en tracción, pulg ² .
g_a	Área efectiva del gato hidráulico utilizado en el ensayo, pulg ² .
A_{NC}	Área de falla proyectada del concreto en un solo anclaje o en un grupo de anclajes, que se utiliza para calcular la resistencia a tracción, pulg ² .
A_{NCO}	Área de falla proyectada del concreto en un anclaje solo, utilizado para calcular la resistencia a tracción cuando no se encuentra limitada por la distancia al borde o el espaciamiento, pulg ² .
A_{sa}	Área de la sección transversal de la sección de acero, mm ² .
$A_{se,V}$	Área efectiva de la sección transversal del anclaje en cortante, pulg ² .
A_{nv}	Área neta solicitada a corte, mm ² .
A_{VC}	Área proyectada de falla del concreto de un anclaje solo o de un grupo de anclajes, utilizada para calcular la resistencia al cortante, pulg ² .

A_{vco}	Área proyectada de falla del concreto de un anclaje solo, utilizada para calcular la resistencia a cortante, cuando no se encuentra limitada por la influencia de una esquina o del espesor del elemento, pulg ² .
P	Carga aplicada a los pernos, lb.
μ	Coefficiente medio de deslizamiento para superficies clases A o B, según el caso, o como se establece a través de ensayos.
K_{cp}	Coefficiente para la resistencia al desprendimiento por cabeceo del ancla.
d_a	Diámetro exterior de un anclaje o diámetro del fuste del perno con cabeza, pulg.
C_{ac}	Distancia crítica al borde requerida para desarrollar la resistencia básica controlada por el arrancamiento o la adherencia de un anclaje postinstalado en tracción en concreto no fisurado sin refuerzo suplementario para controlar el hendimiento, mm.
C_{a2}	Distancia desde el centro del fuste de un anclaje hasta el borde del concreto en dirección perpendicular a C_{a1} , pulg.

e_h	Distancia desde la superficie interna del fuste de un perno en forma de J o de L hasta la parte externa de la punta del perno en forma de J o L, pulg.
e'_v	Distancia entre la carga resultante de cortante en un grupo de anclajes solicitados en cortante en la misma dirección y el centroide del grupo de anclajes cargados a cortante en la misma dirección, su valor siempre será positivo, pulg.
e'_N	Distancia entre la resultante de tracción en un grupo de anclajes cargados en tracción y el centroide del grupo de anclajes cargados en tracción, pulg.
C_{Na}	Distancia proyectada desde el centro del fuste de un anclaje localizado a un lado de un anclaje adherido que debe desarrollar la totalidad de la resistencia a la adherencia de un solo anclaje, <i>mm</i> .
C_{a1}	Distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje hasta el borde del concreto en una dirección, pulg.
D_u	En conexiones de deslizamiento crítico, es un múltiplo que refleja la relación entre la pretensión instalada del perno y la mínima pretensión especificada para el perno.

τ_{cr}	Esfuerzo de adherencia característico de los anclajes adheridos en concreto fisurado, MPa.
S	Espaciamiento medido centro a centro en las unidades de anclajes.
S_1	Espaciamiento medido centro a centro entre cada anclaje.
$\Psi_{c,P}$	Factor de modificación para la resistencia a la extracción por deslizamiento con base en la presencia o ausencia de fisuras en el concreto.
$\Psi_{ec,Na}$	Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes adheridos debido a la excentricidad de las cargas aplicadas.
$\Psi_{ed,Na}$	Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes adheridos debido a la proximidad de los bordes del miembro de concreto.
$\Psi_{cp,Na}$	Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes adheridos utilizados en concreto no fisurado y sin refuerzo suplementario y cuyo objetivo es tener en cuenta los esfuerzos de tracción por hendimiento causados por la instalación.

$\Psi_{c,N}$ Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en presencia o ausencia de fisuras en el concreto.

$\Psi_{ec,N}$ Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en la excentricidad de las cargas aplicadas.

$\Psi_{c,V}$ Factor de modificación para resistencia a cortante de anclajes con base en la presencia o ausencia de fisuras en el concreto y la presencia o ausencia de refuerzo suplementario.

$\Psi_{ed,V}$ Factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes con base en la proximidad a los bordes del elemento de concreto.

$\Psi_{cp,N}$ Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes postinstalados utilizados en concreto no fisurado y sin refuerzo suplementario y cuyo objetivo es tener en cuenta los esfuerzos de tracción por hendimiento causados por la instalación.

$\Psi_{ec,V}$ Factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes con base en la excentricidad de las cargas aplicadas.

$\Psi_{ed,N}$ Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en la proximidad a concreto.

$\Psi_{h,v}$	Factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes colocados en elementos de concreto con $h_a < 1.5c_{a1}$.
λ	Factor de modificación 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.
λ_a	Factor de modificación que tiene en cuenta la reducción de las propiedades mecánicas del concreto liviano en algunas aplicaciones de anclaje al concreto.
Ω_B	Factor de seguridad para aplastamiento en concreto.
ϕ_B	Factor de resistencia para aplastamiento en concreto.
Ω_v	Factor de seguridad para pernos de anclajes sujetos a corte.
ϕ_v	Factor de resistencia para pernos de anclaje sujetos a corte.
T_a	Fuerza de tracción requerida según la combinación de carga.

T_u	Fuerza de tracción requerida según la combinación de carga LRFD.
Ω_s	Factor de seguridad para pernos de anclaje en tracción.
ϕ_s	Factor de resistencia para pernos de anclaje en tracción.
ϕ_v	Factor de resistencia para pernos de anclaje sujetos a corte.
lb	Libra fuerza
l_e	Longitud de apoyo de la carga de un anclaje para cortante, pulg.
$C_{a,máx}$	Máxima distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto, pulg.
mm^2	Milímetros cuadrados
$C_{a,min}$	Mínima distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto, pulg.
σ	Resistencia de diseño o resistencia esperada de diseño, PSI.
mm	Milímetros

n_b	Número de pernos que transmiten la tracción aplicada.
n_s	Número de planos de deslizamiento requeridos para permitir que la conexión se deslice.
$Pulg$	Pulgada.
$Pulg^2$	Pulgada cuadrada
h_{ef}	Profundidad efectiva de embebido del anclaje, pulg.
Q_{cv}	Resistencia admisible al corte, N.
$f'c$	Resistencia a la compresión del concreto, PSI.
N_p	Resistencia a la extracción por deslizamiento por tracción de un solo anclaje en concreto fisurado, lb .
N_{sb}	Resistencia al desprendimiento lateral de un solo anclaje, N.
N_{sbg}	Resistencia al desprendimiento lateral de un grupo de anclajes, N.
F_u	Resistencia a tracción mínima, MPa
Q_{rt}	Resistencia a tracción, N.

N_{ba}	Resistencia básica a la adherencia en tracción de un solo anclaje adherido, N.
N_b	Resistencia básica al arrancamiento del concreto en tracción de un solo anclaje en concreto fisurado.
Q_{ct}	Resistencia disponible a tracción, N.
f_{uta}	Resistencia en tracción del acero del perno, PSI F_y .
V_b	Resistencia básica al arrancamiento por cortante de un solo anclaje en concreto fisurado.
f_y	Resistencia especificada a la fluencia del acero, PSI.
N_{ag}	Resistencia nominal a la adherencia en tracción de un grupo de anclajes adheridos, N.
V_{cbg}	Resistencia nominal al arrancamiento del concreto al cortante de un grupo de anclajes, N.
N_{cpg}	Resistencia nominal al arrancamiento del concreto en cortante de un grupo de anclajes y debe ser el mismo valor determinado en, N_{cbg} .
Q_{nv}	Resistencia nominal al corte del perno de anclaje de acero, N.

R_n	Resistencia nominal al deslizamiento, N.
Q_{nt}	Resistencia nominal a tracción del perno de anclaje de acero, N.
Q_{rv}	Resistencia requerida al corte, N.
A_e	Sumatoria de las áreas efectivas de la sección transversal basada en el ancho efectivo, mm ² .
F_n	Tensión de tracción nominal
T_b	Tracción mínima de conector.
PSI	Unidad de presión equivalente a libra fuerza por pulgada cuadrada.
MPa	Unidad de presión equivalente a mega pascales
KSI	Unidad de presión equivalente a 1 000 PSI.

GLOSARIO

ACI	American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto).
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
AISC	American Institute of Steel Construction (Instituto Americano de Construcción de Acero).
ASD	Allowable stress design (diseño por resistencia permisible).
ASTM	American Society for Testing and Materials (Sociedad Americana de Pruebas y Materiales.
AWS	<i>Structural Welding Code-Steel</i> (Código de soldadura estructural-acero).
Capilaridad	Fenómeno por el cual la superficie de un líquido en contacto con un sólido se eleva o desciende según aquel moje o no a este.
Corrosión	Desgaste paulatino de los cuerpos metálicos por acción de agentes químicos.

Descascar	Dicho de una cosa: levantarse o caerse su superficie o cáscara.
Deslizar	Arrastrar algo con suavidad por una superficie.
Embeber	Es la acción de introducir una pieza dentro de un elemento estructural de concreto armado con la finalidad de unificar dos sistemas, concreto-acero con características físicas y propiedades mecánicas totalmente diferentes.
Ensamblar	Unir, juntar, ajustar, especialmente piezas de madera.
Esfuerzo	Es el resultado que se obtiene a través de la aplicación de cargas, sin sobrepasar sus límites de deformación plástica.
Fisurar	Producir una fisura que aparece generalmente en la superficie del mismo, debido a la existencia de tensiones superiores a su capacidad de resistencia.
Fusionar	Reducir dos o más elementos estructurales diferentes a uno solo, especialmente elementos de concreto armado con elementos de acero.
IBC	International Building Code (código de construcción internacional).

Innovar	Mudar o alterar algo introduciendo cambios.
Izar	Hacer subir algo tirando de la cuerda de que está colgado.
Losacero	Tipo de estructura que es a base de lámina de acero galvanizada y su fabricación le permite tener adherencia con el concreto, trabajar como cimbra y contribuir como acero de refuerzo del concreto.
LRFD	<i>Load and Resistance Factor Design</i> (diseño de carga y factor de resistencia).
Monolítico	Un sistema monolítico es aquel en el que su centro es un grupo de estructuras fijas, las cuales funcionan entre sí.
Muesca	Corte practicado en una pieza de madera, el cual sirve para ensamblar otra pieza con las mismas características.
Optimizar	Determinar los valores de las variables que intervienen en un proceso o sistema para que el resultado que se obtenga sea el mejor posible.
Preinstalación	Acción que dentro del ámbito de construcción consiste en preparar la base para un elemento antes de su colocación, el cual será instalado

conjuntamente con la colocación del concreto armado.

Postinstalación	Proceso en la construcción que consiste en dejar preparada una base para un elemento (perno, tornillo, placa de acero), el cual será embebido o anclado después de fraguado el concreto.
Pretensar	Someter una pieza o un material a presiones previas a su utilización, para mejorar su resistencia.
Ranura	Canal hecho a lo largo de una pieza, normalmente para ensamblarlas con otras piezas, pero su uso puede ser también como simple orificio alargado de paso para pequeños objetos de acero o madera.
RCSC	<i>Specification for structural joint using high strength bolts</i> (especificación de las juntas estructurales mediante pernos de alta resistencia).
Reforzado	Técnica constructiva en el concreto con el fin de establecer una mayor capacidad de resistencia a las cargas actuantes a través de varillas de acero.
Recapitulación	Es la acción de sintetizar una explicación que ha sido previamente descrita, en otras palabras consiste en hacer un resumen de aquello que se ha mencionado.

Ruptura	Es la tensión máxima que un elemento forjado de acero puede soportar sometido a una prueba de estiramiento.
SAW	<i>Submerged arc welding</i> (soldadura por arco sumergido).
SMAW	<i>Shield metal arc welding</i> (soldadura manual de metal por arco).
Socavar	Es la acción que consiste en excavar por debajo de alguna cimentación, dejándola sin apoyo o en el estado en que pueda llegar al colapso.
Tracción	Esfuerzo a que está sometido un cuerpo por la acción de dos fuerzas opuestas que tienden a alargarlo.
Unificar	Es la acción de hacer funcionar dos sistemas estructurales como uno solo, distribuyendo las cargas actuantes en todo el contorno de la estructura.

RESUMEN

La ingeniería civil se mantiene en constante evolución con la innovación de técnicas y métodos constructivos que obligan a dar soluciones a problemas cada vez más particulares.

La utilización de elementos embebidos en el concreto armado surge principalmente de la necesidad de realizar construcciones en el menor tiempo posible.

Al hablar específicamente de deslizados de concreto tanto de silos como de edificios que anteriormente se construían de manera tradicional, se entra en discusión sobre la fabricación de losas que sirven como diafragmas en un edificio, es aquí donde se ha implementado el sistema de losacero para la construcción de diafragmas posteriormente al deslizado de concreto del edificio, sin embargo, para llevar a cabo este sistema constructivo, es necesario que elementos queden embebidos en las paredes y vigas de concreto armado, para posteriormente anclar estructura metálica (placas, perfiles de vigas I); y así construir las losas.

Estos elementos embebidos deben ser diseñados a través de códigos, reglamentos y normas para soportar los momentos máximos que se puedan ocasionar al instante que un elemento estructural transfiera carga a otro. Temas como, resistencia al cortante, fatiga, tracción y capacidad de soldadura si se usase deben ser tomadas en consideración dentro del diseño y análisis estructural.

El objetivo de este trabajo de graduación es obtener un documento que contenga información acerca del estudio de elementos embebidos al concreto armado, y de esta manera llevar a cabo los datos teóricos obtenidos en el transcurso de la investigación y aplicarlos al marco experimental, ya que el tema de los elementos embebidos es bastante complejo y se pueden realizar una gran diversidad de ensayos de laboratorio, se pretende dejar una base que sirva de apoyo a los futuros ingenieros que quieran implementar el tema de elementos embebidos.

OBJETIVOS

General

Servir de base para el estudio de elementos embebidos en concreto armado, en donde se debe considerar al elemento como parte del sistema estructural, diseñándolo para resistir cargas estructurales que los distintos sistemas constructivos puedan estar aportándole.

Específicos

1. Estudiar los elementos embebidos para que resistan los esfuerzos de cortante fatiga y tensión, tomando en consideración las capacidades que la soldadura pueda aportar al sistema.
2. Determinar los tipos de anclajes que se pueden utilizar para embeber los elementos de acuerdo a sus propiedades mecánicas, haciendo uso de las normativas internacionales de diseño en acero (anclas tradicionales y pernos Nelson).
3. Proporcionar información sobre el tipo y clase de soldadura que se pueda utilizar para lograr cumplir con los parámetros de diseño de los elementos, considerando las principales pruebas a las que esta debe ser sometida para ser aceptada.
4. Proporcionar información sobre el campo de aplicación de los embebidos dentro del ámbito ingenieril y de construcciones en general.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de graduación propone realizar un estudio, diseño y una evaluación que ayude a verificar el comportamiento de un elemento embebido dentro del concreto armado, analizando principalmente el cortante en el acero y el desprendimiento o arrancamiento del concreto, que puedan ser provocados con la aplicación de cargas, los elementos estarán embebidos dentro de una columna de concreto armado en efecto para suplir con la propuesta. Este estudio se realiza con el propósito de aportar mayor conocimiento sobre el tema a la población ingenieril.

Para llevar a cabo este proceso, se analizarán las cargas propuestas actuantes en el elemento embebido mediante una evaluación estructural, el resultado de aplicación de cargas serán los esfuerzos de desgarre que puedan estar siendo producidas en el anclaje del elemento o las que tienden a ocasionar fisuras en el concreto, esto con el propósito de determinar el elemento embebido que supla de manera eficiente las necesidades que se requieren para el sistema combinado.

Con el desarrollo de este trabajo se pretende demostrar que la construcción mediante sistemas compuestos (acero-concreto) reduce significativamente los tiempos de ejecución y costo, en comparación con el sistema de construcción tradicional basado únicamente en concreto armado o acero estructural, es por esta razón que se aporta al campo de la ingeniería civil los conocimientos básicos de los elementos embebidos, con el fin de innovar las construcciones en la República de Guatemala.

1. TIPOS DE CONSTRUCCIONES UTILIZADOS EN OBRAS CIVILES

En la actualidad se ha utilizado el sistema de construcción tradicional de concreto armado para la mayoría de las edificaciones que abarcan el campo de la ingeniería civil, este capítulo propone hacer una introducción a la innovación de las construcciones combinadas donde el fundamento principal es un elemento embebido que permite la unificación de dos sistemas de construcción, a continuación se ampliará más detalladamente el tema.

1.1. Construcciones combinadas

Este tipo de construcciones han surgido en el ámbito ingenieril con el fin de reducir costos en los proyectos de construcción, obteniendo también una óptima reducción de tiempo en la ejecución de una obra y de esta manera se hacen diseños estructurales que soportarán cargas relativamente grandes expuestas normalmente por el peso que pueda estar aportando cada elemento a la estructura.

1.1.1. Definición

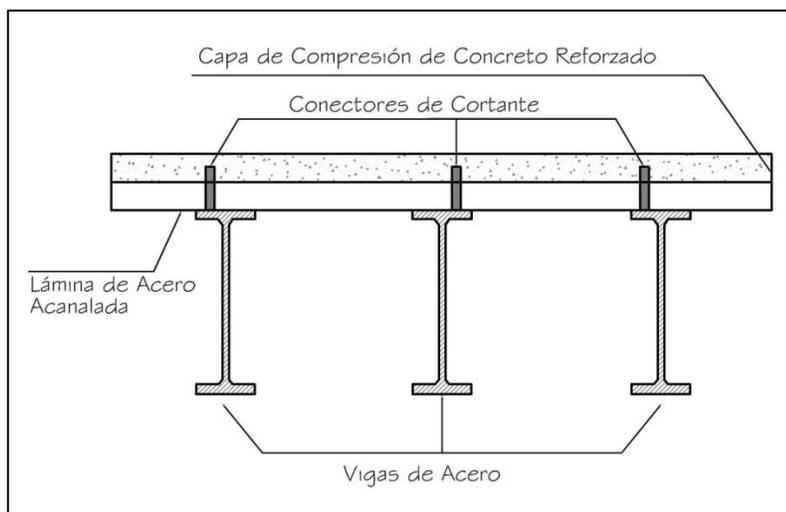
El término construcción combinada se refiere a la unión de elementos estructurales que están compuestos de acero y concreto armado, los cuales trabajan conjuntamente en un sistema unificado para resistir las solicitaciones requeridas de carga que vayan a estar afectando a la estructura.

En una construcción combinada es importante volver a recapitular que su característica fundamental es la acción simultánea de los dos materiales de construcción, ya que cada uno contiene características y comportamientos distintos y que, a pesar de eso, responden como uno solo a las cargas de diseño que están actuando permanentemente en la estructura.

1.1.2. Usos

A pesar de que ambos materiales son generalmente diferentes en sus propiedades físicas y mecánicas, ambos ejercen esfuerzos diferentes en el momento de estar trabajando como uno solo, algunos de los elementos principales que permiten que el concreto armado con el acero se unifiquen, son los conectores de cortante los cuales quedan embebidos dentro del concreto armado y que estarán soldados o atornillados al elemento que se desee anclar.

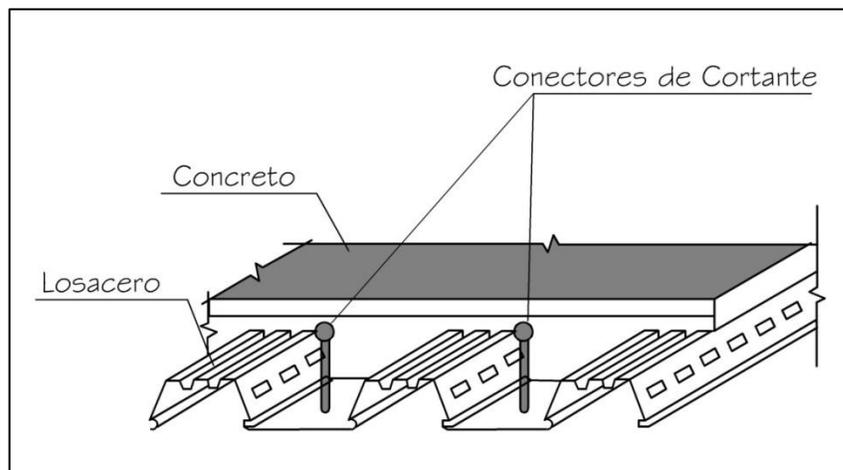
Figura 1. **Adherencia y anclaje mecánico entre el acero y el concreto armado**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Uno de los beneficios al utilizar construcciones combinadas es el de hacer uso del sistema losacero, el cual consiste en la combinación de lámina de acero galvanizada, vigas compuestas de acero y una pequeña base rellena de concreto, el conjunto de estos materiales actuarán en compresión, siendo las vigas las conectoras a la base de acero, es decir, la placa o perno que queda embebido dentro de cualquier elemento de concreto armado. Este sistema es uno de los más comunes que se realizan en el campo de las construcciones combinadas de la ingeniería civil.

Figura 2. **Losas de concreto reforzado sobre lámina de acero acanalada**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

1.1.3. Beneficios

Cuando se utilizan sistemas constructivos combinados se obtienen beneficios específicos que sirven a la construcción dentro del ámbito de la ingeniería civil, ya que se logra un ensamblaje estructural que proporciona altos

índices de seguridad, una alta rapidez en la ejecución de la construcción, reducción de costos al ser comparados con una construcción tradicional, alta eficiencia en la estructura en las partes ancladas que serán las encargadas de brindar estabilidad, rigidez, confiabilidad, ductilidad a todo el sistema constructivo.

A continuación se describen aspectos básicos a tomar en consideración cuando se utilizan construcciones combinadas:

- Mayor rapidez de ejecución en la construcción, debido al sistema constructivo que se utiliza con la estructura de montaje de acero, porque sin que el concreto haya llegado a su fase de fraguado, la construcción se sigue ejecutando eficientemente.
- Debido a que la construcción es más rápida, permite que se minimicen los costos económicos de mano de obra, comparados con una construcción tradicional (es decir, una construcción donde solo gobierne el concreto o solo el acero).
- El concreto reforzado brinda una mejor protección al elemento en contra de incendios, ya que proporciona mejores resistencias a altas temperaturas que puedan estar afectando la estructura.
- Dentro de los elementos estructurales, el concreto armado brinda una protección contra la corrosión.
- Se obtienen estructuras monolíticas entre losas, muros y vigas de acero.
- Se logra una mejor calidad de construcción en los elementos.

- El concreto armado trabaja eficientemente en compresión y el acero supe los esfuerzos de tracción en construcciones combinadas.
- En cuanto al rango de seguridad, los dos sistemas constructivos suplen con las normas de sismo resistencia.
- Mayor rigidez estructural.

1.1.4. Donde se utilizan los sistemas constructivos combinados

Los sistemas constructivos combinados han surgido con las necesidades que a diario se afrontan en la ingeniería civil, por ensayos de laboratorio que han determinado los requerimientos mínimos de diseño para las fallas que se puedan dar, ha sido posible combinar los materiales para la unificación de proyectos constructivos, los cuales se pueden ejecutar en puentes, silos, edificios, entre otros.

1.1.4.1. Deslizados de concreto

Este sistema constructivo surgió con la necesidad de reducir los costos económicos en la construcción, minimizándolos de un 10 hasta un 50 % de su costo normal, también es el encargado de optimizar el tiempo de ejecución que se lleva con una construcción tradicional, las cuales son construcciones tradicionales de concreto armado o construcciones donde solo se utiliza acero estructural, pero en la actualidad gracias a este método las construcciones son más técnicas, rápidas y eficientes.

Este sistema constructivo ha venido a innovar y hacer posible las construcciones que antes eran complicadas de realizar, gracias a su movimiento vertical que permite que gatos hidráulicos se vayan deslizando y permitiendo, así que la construcción avance con mayor frecuencia, para ir minimizando la pérdida de tiempo, porque aunque el concreto no haya alcanzado su fraguado de diseño óptimo, es posible ir construyendo y permitir darle continuidad al deslizado en concreto, se destacan las construcciones que hoy en día se pueden ejecutar con este sistema de construcción combinado, tales como: silos, muros, torres, tanques, chimeneas y algunos deslizados horizontales como: tuberías, capas de concreto para vías, entre otros.

Al momento de la colocación del concreto si se requiere un control de calidad bastante estricto debido a que se pueden alterar sus propiedades físicas y mecánicas, afectando de esta manera su resistencia de diseño y de aquí depende el desarrollo exitoso del deslizado, después de su colocación se necesita un buen control de fraguado que servirá para que el izado de las formaletas vayan dando lugar para su adecuado deslizado, otra situación que se debe de tener muy en cuenta en un deslizado, es que si hay temperaturas relativamente altas, crean concretos inestables y disminuyen la durabilidad del concreto.

Cabe destacar que es de suma importancia que las pruebas de ensayos del concreto que se realicen dentro del laboratorio correspondiente, deben de asemejarse bastante a los datos de la realidad, para llenar los requerimientos del residente que esté a cargo del proyecto, como también las resistencias de diseño que la estructura debe de suplir para obtener un buen trabajo en el deslizado y de esta manera obtener un índice alto de seguridad para las personas que habitaran la edificación.

Figura 3. **Concreto deslizado**



Fuente: *Concreto deslizado*. <http://blog.360gradosenconcreto.com/concreto-deslizado>. Consulta: 14 de octubre de 2015.

1.2. **Utilización de elementos embebidos en sistemas constructivos**

Todo tipo de embebido del material de aluminio dentro del concreto estructural debe ser protegido en su superficie o recubierto para evitar la reacción concreto-aluminio, o la acción electrolítica (presencia de iones de cloruro, provocando fisuración o descascaramiento del concreto) entre el aluminio y el acero. (ver ACI 318S-11, capítulo 6, 6.3.2).

Los ductos, tuberías e insertos que pasen a través de losas, muros o vigas, no deben debilitar significativamente la resistencia de la estructura. (ver ACI 318S-11, capítulo 6, 6.3.3).

Los ductos y tuberías junto con sus conexiones, al ser embebidos en concreto armado, no deben ocupar más del 4 % del área de la sección transversal que se empleó para calcular su resistencia, o de la requerida para la protección contra el fuego. (ver ACI 318S-11, capítulo 6, 6.3.4).

1.2.1. Qué son los elementos embebidos

Son aquellos elementos que van colocados dentro del concreto armado, es decir, que son instalados conjuntamente al momento que el concreto se coloca en las formaletas, estos elementos deben ser autorizados solamente por un ingeniero estructural, se permite la introducción de tuberías o ductos de cualquier material que no sea perjudicial para el concreto.

Entonces se dice que un embebido es un elemento que se coloca permanentemente en la estructura, fijado dentro de una superficie de concreto de forma vertical o de forma horizontal o como lo requiera su colocación, con la función de sujetar cualquier unidad estructural de acero que será anclada a través de soldadura o de pernos.

1.2.2. Para qué sirven los elementos embebidos

Su funcionamiento consiste en transmitir esfuerzos de cortante y tensión de un material hacia el otro, es decir, que se deja instalada una placa de acero la cual va anclada a pernos que quedan embebidos dentro del concreto armado, dicha placa va soldada o pernada en vigas de acero, de tal manera que se debe de lograr una buena unificación de trabajo entre ellas, la unión de la placa hacia la viga genera esfuerzos cortantes a través de elementos conocidos como conectores de cortante. Se les asigna entonces a los embebidos la función de hacer posible que un conjunto de vigas de acero

asociadas con conectores de cortante, queden anclados hacia una placa en el concreto armado.

Los embebidos han hecho posible hoy en día la unión adecuada y funcional en los sistemas constructivos, logrando así un ensamblaje factible a pesar de que los materiales de construcción tienen características físicas y propiedades mecánicas diferentes, sabiendo que el concreto trabaja adecuadamente a esfuerzos de compresión y el acero tiene resistencias grandes a esfuerzos de tensión (tracción para elementos embebidos), siendo la función principal de un embebido lograr que ambos materiales trabajen conjuntamente y de esta manera evitar la falla por colapso que se pueda dar en la estructura, teniendo esta certeza decimos que los embebidos han abierto una opción más de trabajo en la ingeniería civil, logrando trabajos más rápidos, factibles, seguros y económicos.

Los elementos embebidos auxiliares tales como: ductos y tuberías son considerados muy excelentes para resistir las cargas que estarán en compresión, ya que reemplazan al concreto desplazado estructuralmente en sus propiedades, si cumplen con los siguientes requerimientos:

- Que estén libres de cualquier peligro de deterioro, como por ejemplo la corrosión.
- Que estén elaborados de acero o hierro sin revestimiento o galvanizado, con espesor igual o mayor al del tubo de acero, calibre estándar número 40.

- Que su diámetro interior nominal no sea mayor a 50 mm y que su separación sea por lo menos de tres diámetros medidos desde su eje central.

Al momento de diseñar las tuberías y sus conexiones, estas deben ser capaces de resistir efectos de: fluido, presión y temperatura a las cuales van a estar sometidas.

Excepto cuando el ingeniero diseñador estructural certifique en los planos la aprobación de conductos y tuberías, estos elementos embebidos auxiliares de conductos y tuberías dentro de una losa, viga o muro deberán suplir los siguientes parámetros:

- No ser mayor a $1/3$ del espesor total de la losa, muro o viga en su dimensión exterior, para tal uso quedaran embebidos.
- No deberá ser menor de 3 diámetros o anchos medidos de centro a centro, la separación que será medida desde centro a centro.
- Adversamente la resistencia de la estructura no deberá ser afectada en ningún momento.

También es importante tomar en cuenta evitar la conducción de gas, líquidos o vapor dentro de las tuberías a menos que el concreto ya haya alcanzado su resistencia de diseño, exceptuando la conducción de agua que no supere los 32°C y $0,35\text{ MPa}$ de presión.

Considerar también que no se permite embeber conductos, tuberías o camisas sin importar su tipo de material de elaboración, dentro de estructuras

que tengan como función la disipación de energía moderada, es decir, que esta estructura forme parte de un sistema de resistencia sísmica.

1.2.3. Componentes de un elemento embebido

El profesional que será facultado para el diseño de la estructura, empleará elementos embebidos siempre y cuando estén permitidos bajo códigos, normas y reglamentos de diseño que autoricen su respectiva colocación y que no obstruyan la resistencia en el concreto, algunos de ellos pueden ser: ductos, conectores, tuberías, conductos o conexiones.

1.2.3.1. Conectores de cortante

Estos conectores también son conocidos como conectores Nelson, son utilizados principalmente para la unión de piezas de acero en concreto armado a través de anclajes como placas u otras conexiones, sabiendo que su función es la de resistir cargas que generan esfuerzos de corte y tensión que actúan en la estructura, teniendo la cualidad que incrementan su capacidad de resistencia en construcciones tales como edificios, puentes, silos.

1.2.3.2. Placas de acero

Estas quedarán embebidas dentro de muros, losas y columnas de concreto armado, teniendo en cuenta que se deberán de anclar y en algunos casos confinar adecuadamente, ya que su conexión requerida tendrá que ser precisa porque conectará a los elementos en su borde, es decir, que serán ancladas de acuerdo a la función especificada, siendo casi siempre soldadas a vigas de acero o pernadas con conectores Nelson.

1.2.3.3. Vigas de acero

Estas serán diseñadas de tal manera que su resistencia sea mayor a la resistencia de diseño solicitada por el ingeniero estructural, quien verificará en su análisis de todas las cargas mayoradas que vayan a estar actuando en la misma, se revisará también por obligación que los miembros (soldaduras, pernos Nelson) que vayan a estar anclados a las vigas, debe ser por lo menos mayor o igual a su resistencia.

Cabe destacar también que la mayoría de las veces que se conectan vigas a elementos embebidos dentro del concreto armado, se hace con la intención de que las vigas carguen sobre ellas elementos estructurales, tal viene siendo el caso del sistema losacero, que se emplea en este diseño estructural con el fin de reducir costos y tiempo de ejecución en la construcción.

1.2.3.4. Losacero

Esta va conectada o soldada en la parte superior de las vigas de acero a través de conectores de cortante, los cuales funcionan como elemento de fijación a la losacero, este tipo de losa ha sido diseñada para que su servicio sea reemplazado al de una losa compuesta tradicional, los elementos que integran a una losacero son los siguientes: perfil acanalado metálico, una fundición de concreto de 5 cm a 6 cm de espesor y refuerzo de malla electrosoldada, según el diseño.

1.2.4. Los elementos embebidos como conexión entre diferentes tipos de construcciones

Los elementos embebidos han venido a ofrecer al campo de la ingeniería civil grandes ventajas en el área del diseño estructural, como también en el área de campo de una construcción, ya que se combina el ensamblaje del acero con el concreto armado, al hacer este tipo de conexión debe considerarse los tipos de fallas que puedan ocurrir y afectar la vida útil de la estructura, por lo que se debe hacer un diseño adecuado que supla las necesidades a las cuales va estar expuesta la construcción, se requiere que el diseñador que realizará estas combinaciones en los sistemas de construcción tenga experiencia en diseños estructurales, dotado de conocimientos tanto en el área del concreto armado, como también del acero estructural, con el fin de realizar un diseño seguro, confiable y factible.

Este tipo de conexiones vienen a beneficiar grandes aspectos en la construcción, como por ejemplo, una gran reducción de tiempo en la ejecución de la obra, mayor resistencia de carga debido a la capacidad que ofrece el acero, también una mayor capacidad de cubrir grandes luces, un fortalecimiento estructural adecuado para la rigidez y además que se obtienen estructuras más resistentes y seguras.

Lo más relevante que se debe de considerar es la resistencia que tendrá el anclaje y el elemento embebido, ya que quedará dentro del concreto y se debe hacer un buen diseño para hacer fallar primero al acero por sus altos índices de resistencia, antes de que falle el concreto, de ser así el diseño es el adecuado para llevar a cabo la construcción.

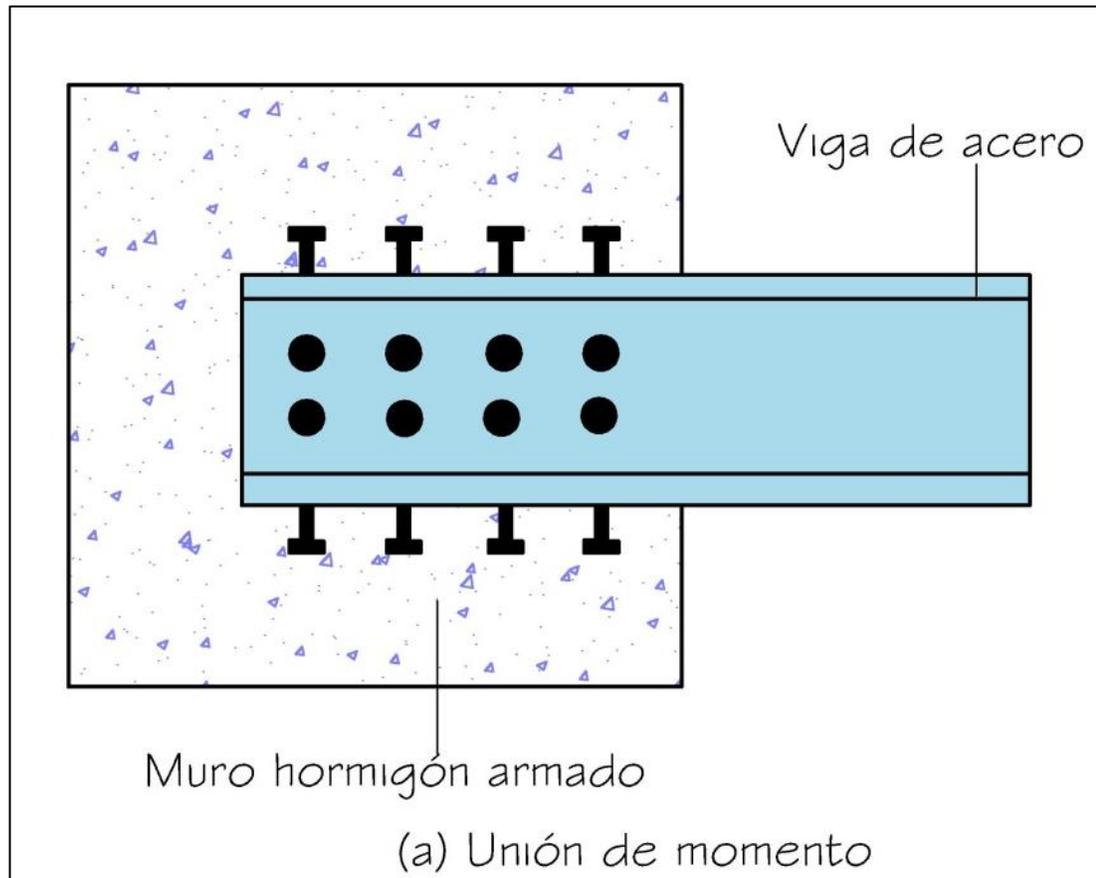
Es muy importante tomar en cuenta que la estructura estará vulnerable a fuerzas sísmicas o dinámicas, así que debe de realizarse un diseño estructural de tal manera que primero falle el acero y de esta manera fluya y trabaje antes de que falle el concreto armado por gretaduras o explosión.

1.2.4.1. Conexión entre elementos de acero y de concreto armado

Se encuentran las combinaciones de columnas de concreto armado y vigas de acero, también se encuentra la combinación de muros monolíticos de concreto armado y vigas de acero, de las combinaciones mencionadas anteriormente son ancladas en elementos embebidos que van dentro del concreto armado, dichos elementos se relacionan a través de conectores de cortante hacia las vigas, ya que estas son las construcciones más comunes donde se utilizan los elementos embebidos.

A continuación se dan algunos ejemplos de las combinaciones mencionadas, en la figura 4 se muestra como el momento que se genera es transferido al muro de concreto monolítico, siendo la viga de acero la embebida y la que produce el momento, ya que será la encargada de soportar y transmitir la carga de la estructura.

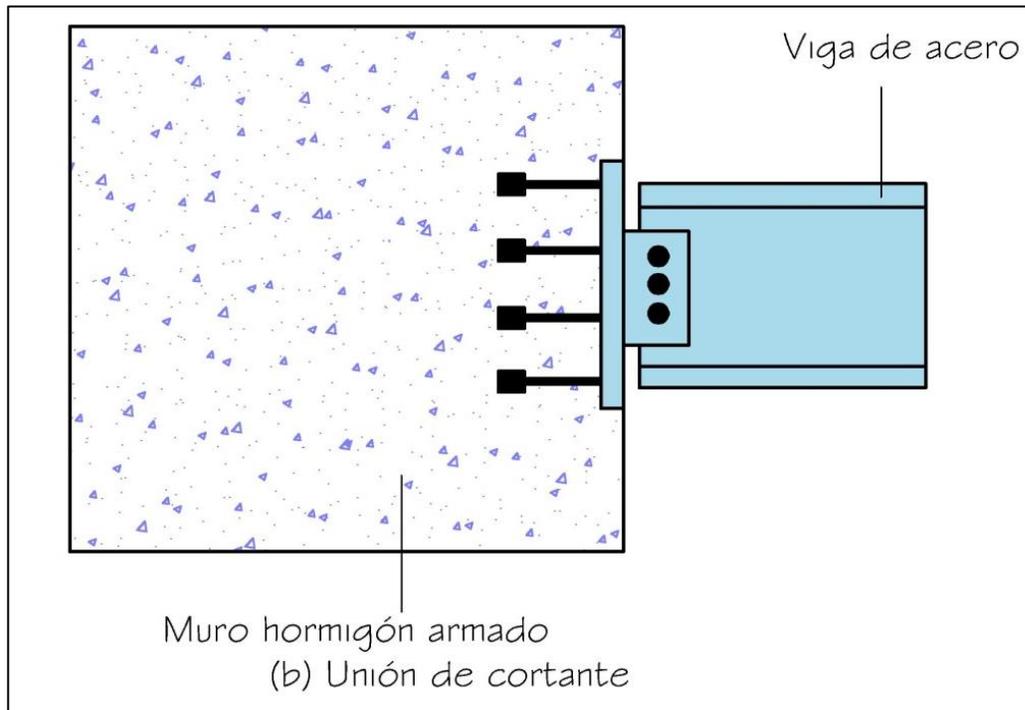
Figura 4. **Conexiones entre elementos convencionales (a)**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

En la figura 5 se muestra el caso en donde el principal actuante es el cortante que se genera en la conexión de los elementos embebidos, siendo este elemento una placa de acero que puede ir soldada o pernada con conectores de cortante hacia la viga de acero y que a su vez quedará introducida en el muro de concreto monolítico.

Figura 5. **Conexiones entre elementos convencionales (b)**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

1.3. Beneficios de la utilización de sistemas constructivos combinados utilizando embebidos

Como ya se sabe que un elemento embebido es una porción de un elemento de acero que queda empotrado dentro del concreto armado, esta fusión de estos sistemas ha venido a innovar la construcción tradicional que normalmente se empezó a realizar con base en las necesidades del ser humano, es por esta razón que se debe tomar en cuenta que los sistemas constructivos combinados han modernizado al mundo de la construcción y que los reglamentos y códigos que existen tanto de concreto armado como de acero estructural, han permitido que se ejecuten construcciones combinadas.

Estos sistemas de construcción combinados han permitido que el ser humano se desarrolle de una mejor manera en el campo de aplicación de la ingeniería en la construcción, ya que por los elementos embebidos se ha logrado que el concreto y el acero trabajen conjuntamente a las diferentes cargas que se transmiten en un sistema constructivo.

Un elemento embebido beneficia en gran parte a los sistemas combinados, porque permite que se reduzca el tiempo de trabajo, unifica el concreto con el acero y sobre todo se logra una alta minimización en los costos de un proyecto, ofrece estructuras fuertes para la aplicación de cargas grandes y de esta manera permite construir edificios, silos y otros tipos de construcciones diversas, es por eso que se debe de considerar que un elemento embebido ofrece grandes beneficios cuando se requiera de su uso en una construcción, siempre y cuando se diseñen correctamente y de esta manera garantizar la seguridad para las personas.

1.3.1. Diagramas de Gantt de una construcción realizada por el método tradicional en comparación con una realizada mediante deslizado de concreto utilizando embebidos y sistema losacero

Para esta sección se hará un ejemplo de cómo oscila el tiempo en relación a los diferentes tipos de construcciones que se usan en la actualidad, el sistema de construcción losacero donde se hace uso de elementos embebidos ha venido a innovar el campo de la construcción, permitiendo la elaboración de proyectos con la finalidad que se ejecutan en un menor tiempo y reduciendo también sus costos económicos.

1.3.1.1. Diagrama de Gantt de una construcción realizada por el método tradicional

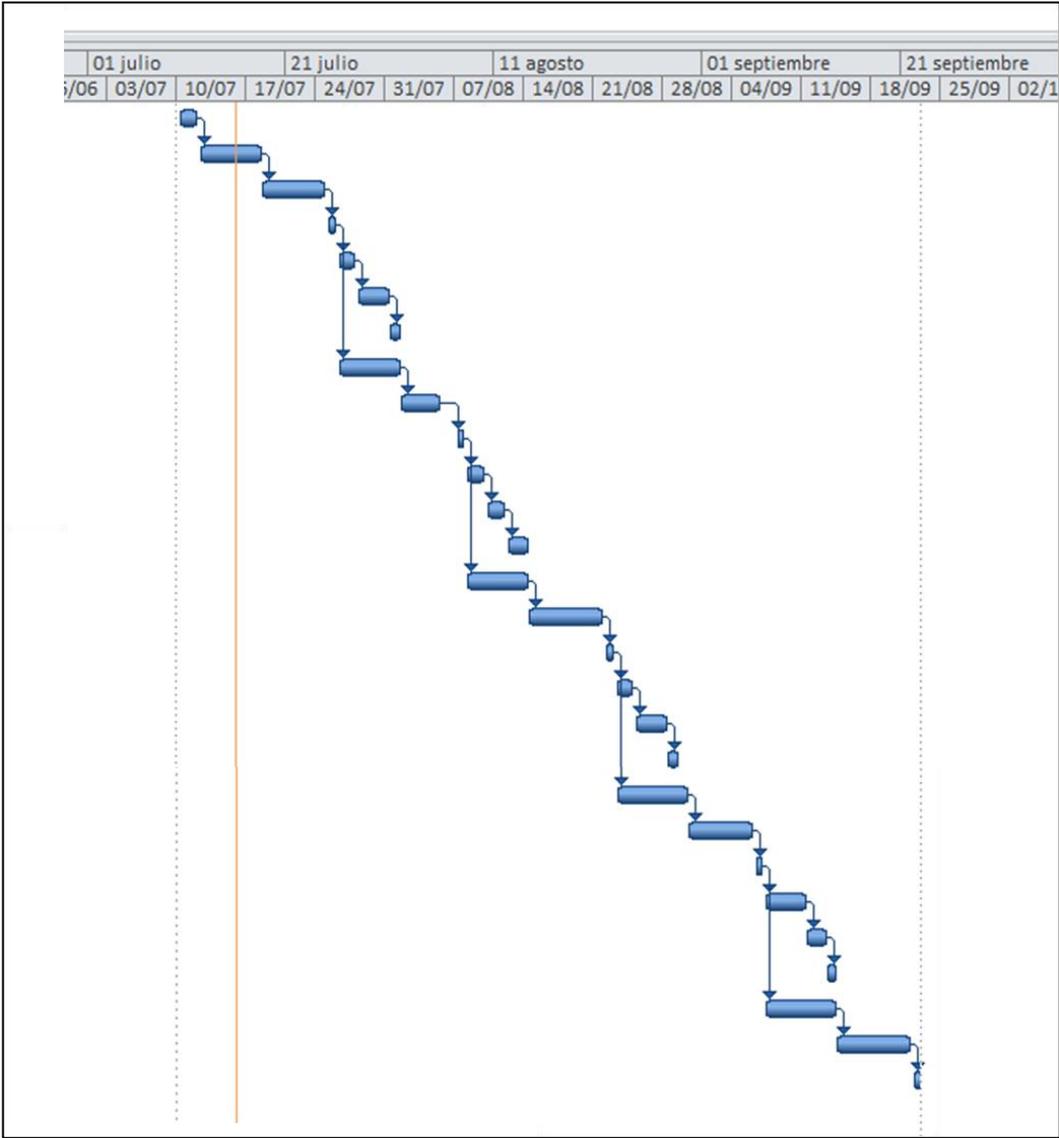
Construcción de un edificio cuadrado de veinte metros por lado, el cual tendrá cuatro niveles, y se ejecutará con concreto armado tradicional.

Tabla I. **Nombre y duración de tareas para la elaboración del edificio**

Nombre de tarea	Duración	Comienzo	Fin
Trazo y topografía	2 días	lun 10/07/17	mar 11/07/17
Movimiento de tierras	5 días	mié 12/07/17	mar 18/07/17
Armado de cimentación y disparos de columnas	5 días	mar 18/07/17	lun 24/07/17
Fundición de cimentación	1 día	mar 25/07/17	mar 25/07/17
Armado de columnas N0	2 días	mié 26/07/17	jue 27/07/17
Formaleteado de columnas N0	2 días	vie 28/07/17	lun 31/07/17
Fundición de columnas N0	1 día	lun 31/07/17	mar 01/08/17
Armado de obra falsa para losa N1	5 días	mié 26/07/17	mar 01/08/17
Armado losa tradicional N1	4 días	mar 01/08/17	sáb 05/08/17
Fundición de losa tradicional N1	1 día	lun 07/08/17	lun 07/08/17
Armado de columnas N1	2 días	mar 08/08/17	mié 09/08/17
Formaleteado de columnas N1	2 días	jue 10/08/17	vie 11/08/17
Fundición de columnas N1	1 día	sáb 12/08/17	lun 14/08/17
Armado de obra falsa para losa N2	5 días	mar 08/08/17	lun 14/08/17
Armado losa tradicional N2	5 días	lun 14/08/17	lun 21/08/17
Fundición de losa tradicional N2	1 día	mar 22/08/17	mar 22/08/17
Armado de columnas N2	2 días	mié 23/08/17	jue 24/08/17
Formaleteado de columnas N2	2 días	vie 25/08/17	lun 28/08/17
Fundición de columnas N2	1 día	lun 28/08/17	mar 29/08/17
Armado de obra falsa para losa N3	6 días	mié 23/08/17	mié 30/08/17
Armado losa tradicional N3	5 días	mié 30/08/17	mar 05/09/17
Fundición de losa tradicional N3	1 día	mié 06/09/17	mié 06/09/17
Armado de columnas N3	3 días	jue 07/09/17	lun 11/09/17
Formaleteado de columnas N3	2 días	lun 11/09/17	mié 13/09/17
Fundición de columnas N3	1 día	mié 13/09/17	jue 14/09/17
Armado de obra falsa para losa N4	6 días	jue 07/09/17	jue 14/09/17
Armado losa tradicional N4	5 días	jue 14/09/17	jue 21/09/17
Fundición de losa tradicional N4	1 día	vie 22/09/17	vie 22/09/17

Fuente: elaboración propia, empleando Project office 2010.

Figura 6. Diagrama de Gantt del edificio por construcción tradicional



Fuente: elaboración propia, empleando Project office 2010.

Fecha de inicio del proyecto: lunes 10 de julio del 2017.

Fecha de finalización del proyecto: viernes 22 de septiembre del 2017.

Tiempo laboral de ejecución: 65 días.

1.3.1.2. Diagrama de Gantt de una construcción realizada por deslizado de concreto

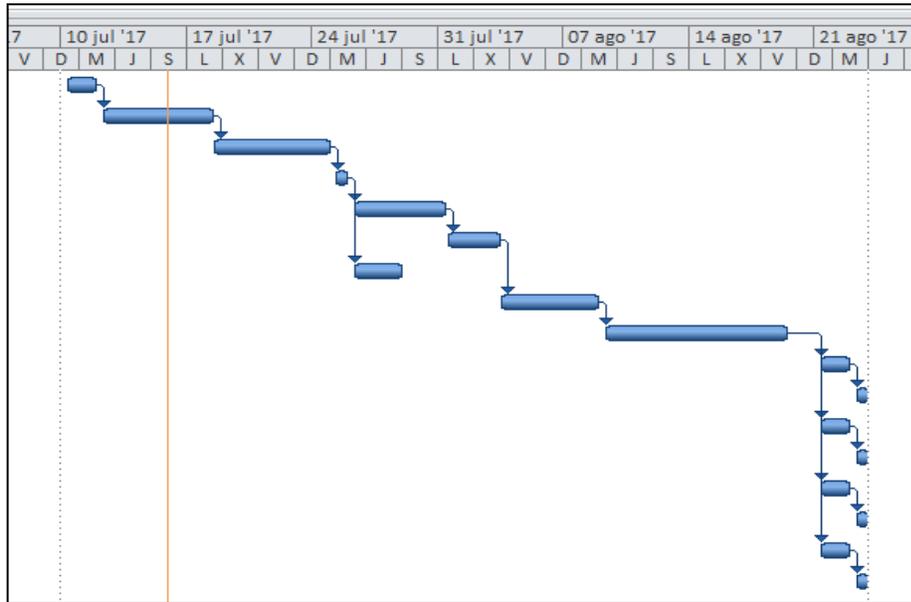
En la tabla II se observará la diferencia que existe por el método tradicional respecto al método realizado con deslizado de concreto con la finalidad de observar como oscila el tiempo en relación a la elaboración del edificio cuadrado de veinte metros por lado, el cual tendrá cuatro niveles y el esquema es para realizarlo con deslizado de concreto.

Tabla II. **Nombre y duración de tareas del edificio por deslizado de concreto**

Nombre de tarea	Duración	Comienzo	Fin
Trazo y topografía	2 días	lun 10/07/17	mar 11/07/17
Movimiento de tierras	5 días	mié 12/07/17	mar 18/07/17
Armado de cimentación y disparos de columnas	5 días	mar 18/07/17	lun 24/07/17
Fundición de cimentación	1 día	mar 25/07/17	mar 25/07/17
Preparación de estructura deslizante	4 días	mié 26/07/17	lun 31/07/17
Armado de cimbra deslizante y gatos hidráulicos	3 días	lun 31/07/17	jue 03/08/17
Pre armado de vigas de N1, N2, N3 y N4	3 días	mié 26/07/17	vie 28/07/17
Trabajos de Deslizado Continuo	4 días	jue 03/08/17	mar 08/08/17
Montaje de Estructura Metálica para Losas	8 días	mié 09/08/17	sáb 19/08/17
Armado de losacero N0	2 días	lun 21/08/17	mar 22/08/17
Fundición de losacero N0	1 día	mié 23/08/17	mié 23/08/17
Armado de losacero N1	2 días	lun 21/08/17	mar 22/08/17
Fundición de losacero N1	1 día	mié 23/08/17	mié 23/08/17
Armado de losacero N2	2 días	lun 21/08/17	mar 22/08/17
Fundición de losacero N2	1 día	mié 23/08/17	mié 23/08/17
Armado de losacero N3	2 días	lun 21/08/17	mar 22/08/17
Fundición de losacero N3	1 día	mié 23/08/17	mié 23/08/17

Fuente: elaboración propia, empleando Project office 2010.

Figura 7. **Diagrama de Gantt del edificio por el método de deslizado de concreto**



Fuente: elaboración propia, empleando Project office 2010.

Fecha de inicio del proyecto: lunes 10 de julio del 2017.

Fecha de finalización del proyecto: miércoles 23 de agosto del 2017.

Tiempo laboral de ejecución: 39 días.

En conclusión, se logró determinar con los diagramas de Gantt en comparación del tiempo por el método tradicional y el método de deslizado de concreto, que existe una diferencia aproximada de 26 días en el momento que se lleve a cabo la ejecución del proyecto. Esto significa que se ahorra aproximadamente el 25 % del tiempo por el método de deslizado, por esta razón se promueve y se insta a la innovación de este método de construcción para ejecutar proyectos en el país y de esta manera ofrecer más eficiencia en el mundo de la construcción.

2. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS EMBEBIDOS

Para este capítulo se tomarán en cuenta los códigos, reglamentos y las posibles normas que rigen el buen diseño para los elementos embebidos, haciendo la introducción ideal para el estudio de los elementos anclados al concreto armado.

2.1. Códigos internacionales que aplican al diseño de elementos estructurales, ACI 318S-11, AISC 360-10

Para la elaboración de un sistema estructural se toman en cuenta muchos factores que vayan afectar la estructura, los cuales pueden ser, las cargas gravitacionales, cargas sísmicas, cargas de viento, inestabilidad de los suelos, entre otros. Por esta razón, han surgido códigos para el diseño de las estructuras que se encargan de garantizar que en una edificación sus servicios sean considerablemente confiables y factibles, estos códigos se basan a través de operaciones matemáticas que se han llevado a cabo en la demostración de ensayos de laboratorios, reduciendo en lo posible el rango de error que se pueda generar en la vida real, en las diferentes construcciones que se realicen.

Por consiguiente, los códigos que aplican al estudio de los elementos embebidos se describirán a continuación:

2.1.1. ACI 318S-11

Este código influye directamente para este trabajo de graduación al tema de elementos embebidos dentro del concreto armado y hace énfasis en el apéndice D, al diseño del arrancamiento o tracción por deslizamiento del concreto en cargas expuestas a tracción y cortante como también estudia el cortante de tracción del acero que pueda ocurrir al momento de la aplicación de cargas, con pernos preinstalados.

2.1.1.1. Requisitos de diseño para cargas de tracción

En esta sección se analizarán los factores que se deben de tomar en cuenta para determinar las cargas máximas de tracción que pueda resistir la estructura siempre y cuando se considere el rango permisible.

2.1.1.1.1. Resistencia del acero de un anclaje en tracción

Según la sección D.5.1.1 la resistencia nominal de un anclaje en tracción controlada por el acero, N_{sa} debe ser evaluada mediante cálculos basados en las propiedades del material del anclaje y en las dimensiones físicas del anclaje.¹

Según la sección D.5.1.2 se logra determinar que la resistencia nominal de un solo anclaje trabajando en tracción, N_{sa} no debe exceder lo siguiente:

¹ AMERICAN CONCRETE INSTITUTE 318S-11. *Requisitos de reglamento para concreto estructural*. p. 445 – 471.

$$N_{sa} = A_{se, N} * f_{uta} \quad (D - 2)$$

f_{uta} No debe tomarse mayor que el menor entre $1,9f_{ya}$ y 125 ksi.

2.1.1.1.2. Resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje en tracción

Según la sección D.5.2.1 determina la resistencia nominal del arrancamiento del concreto trabajando en tracción, entonces N_{cb} para un anclaje individual o N_{cbg} para un grupo de anclajes trabajando en tracción no se debe exceder lo siguiente:

- para un solo anclaje en tracción

$$N_{cb} = \frac{A_{NC}}{A_{NCO}} * \Psi_{ed,N} * \Psi_{c,N} * \Psi_{cp,N} * N_b \quad (D - 3)$$

- para un grupo de anclajes en tracción

$$N_{cbg} = \frac{A_{NC}}{A_{NCO}} * \Psi_{ec,N} * \Psi_{ed,N} * \Psi_{c,N} * \Psi_{cp,N} * N_b \quad (D - 4)$$

Donde:

$$A_{NCO} = 9 * h_{ef}^2 \quad (D - 5)$$

Y A_{NC} será el área proyectada que se determine a partir de la figura geométrica que se genere a través del cono de falla, el cual se mide desde el centro del perno hasta donde se generen los 35° de corte.

Según la sección D.5.2.2 indica la fórmula en la página 483 para obtener los resultados en PSI, de esta manera determina la resistencia elemental al arrancamiento del concreto para un solo anclaje en tracción embebido con concreto fisurado N_b , no debe exceder lo siguiente:

$$N_b = 16 * \lambda_a * \sqrt{f'_c} * h_{ef}^{\frac{5}{3}} \quad (D - 6)$$

Para la sección D.5.2.2 al momento de hablar del valor de K_c para anclajes postinstalados, este debe de incrementarse a 7, cimentándose en los ensayos específicos para el código del ACI 355.2 o ACI 355.4M, pero se hace la observación que a lo sumo debe de ser 10.

Se hace la indicación previa que para pernos con cabeza y que estos serán preinstalados, se debe de considerar lo siguiente, $280mm \leq h_{ef} \leq 635mm$, y N_b no debe de excederse a lo siguiente:

$$N_b = 3,9 * \lambda_a * \sqrt{f'_c} * h_{ef}^{\frac{5}{3}} \quad (D - 7)$$

Según la sección D.5.2.4 se debe de utilizar un factor de modificación el cual servirá para grupos de anclajes, los cuales estarán sometidos a cargas excéntricas de tracción, por lo cual se describe a continuación:

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2 * e'_N}{3 * h_{ef}}\right)} \quad (D - 8)$$

Donde este factor, $\Psi_{ec,N}$ a lo sumo será igual a la unidad (1.0) y e'_N será la distancia que existe del eje neutro al punto más cercano de la carga de aplicación.

Según la sección D.5.2.5 existe un factor de modificación el cual se aplica directamente donde existen efectos del borde en anclajes solos o grupos de anclajes en tracción, el cual se describe a continuación:

$$\Psi_{ed,N} = 1 \text{ si } C_{a,min} \geq 1,5 * h_{ef} \quad (D - 9)$$

$$\Psi_{ed,N} = 0,7 + 0,3 * \frac{C_{a,min}}{1,5h_{ef}} \text{ si } C_{a,min} < 1,5 * h_{ef} \quad (D - 10)$$

Donde $C_{a,min}$ se toma desde el centro del perno hacia el borde más cercano del elemento donde esté instalado dicho perno.

Según la sección D.5.2.6 estable directamente para los anclajes que están situados en alguna región de un elemento que es de concreto, el cual se utiliza cuando se logra constatar que no existe ningún tipo de fisuración en la aplicación de cargas que serán de servicio, se permite el siguiente factor de modificación:

$$\Psi_{c,N} = 1,25 \text{ para todos los anclajes que serán preinstalados}$$

$\Psi_{c,N} = 1,4$ para todos los anclajes que serán postinstalados donde el valor de K_c usado en la ecuación D.5.2.2 debe ser igual a 7.

Cuando se logra constatar dentro del análisis que existirá fisuración para los niveles de carga que se utilizarán de servicio, entonces $\Psi_{c,N}$ su valor debe

de ser igual a 1,0 para anclajes preinstalados y para postinstalados. Los anclajes postinstalados deben de considerarse para su elaboración en concreto fisurado según el código de construcción ACI 355.2 o ACI 355.4M. De esta manera la fisuración ejercida en el concreto debe de controlarse a través de refuerzo de flexión, el cual se distribuirá a través del registro de fisuración equivalente el que proporcionará el refuerzo de confinamiento necesario en el análisis.

Según la sección D.5.2.7 el factor de modificación utilizado para anclajes postinstalados, que serán diseñados para concreto no fisurado de acuerdo con la sección D.5.2.6 sin refuerzo suplementario para examinar el hendimiento, entonces $\Psi_{cp,N}$ debe calcularse como sigue utilizando la distancia crítica C_{ac} como se define en la sección D.8.6 entonces al verificarse dicha distancia debe procederse con lo siguiente:

$$\Psi_{cp,N} = 1,0 \text{ si } C_{a,min} \geq C_{ac} \quad (D - 11)$$

$$\Psi_{cp,N} = \frac{C_{a,min}}{C_{ac}} \text{ si } C_{a,min} < C_{ac} \quad (D - 12)$$

Según la sección D.5.2.8 determina el hecho de agregar una platina adicional o arandela a la cabeza del anclaje, entonces para calcular el área proyectada de la superficie de falla, se debe de proyectar dicha superficie de falla a $1,5h_{ef}$ hacia fuera de su perímetro efectivo de la platina o arandela. De esta manera el perímetro efectivo no puede exceder el valor dentro de una sección proyectada hacia fuera con el espesor de la arandela o platina desde el borde exterior de la cabeza del anclaje.

Según la sección D.5.2.9 se encarga de verificar que el refuerzo del anclaje debe de ser desarrollado a través del capítulo 12 de ambos lados de la superficie donde se pueda originar el arrancamiento, por eso se permite usar la resistencia de diseño del refuerzo del anclaje para poder establecer ϕN_n , y este sustituye a la resistencia por arrancamiento del concreto. Dentro del diseño que se hace para el refuerzo del anclaje, se permite establecer un factor de reducción con el valor de 0,75.

2.1.1.1.3. Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción de un anclaje preinstalado o postinstalado de expansión o con sobreperforación en su base

Según la sección D.5.3.1 para la resistencia nominal que se encargará de evitar la falla de extracción por deslizamiento en tracción de un anclaje preinstalado o postinstalado el cual poseerá expansión o posiblemente sobreperforación en su base, N_{pn} entonces su valor no puede exceder de lo siguiente:

$$N_{pn} = \Psi_{c,p} * N_p \quad (D - 13)$$

Donde:

$$\Psi_{c,p} = 1,4$$

Según la sección D.5.3.4 se encarga de determinar la resistencia a la extracción que se da por deslizamiento en tracción de un perno o tornillo con

cabeza individual, N_p entonces para ser empleada a través de la sección D.5.3.1, esto quiere decir, que no puede exceder de lo siguiente:

$$N_p = 8 * A_{brg} * f'_c \quad (D - 14)$$

Según la sección D.5.3.5 determina que la resistencia a la extracción por deslizamiento ocasionada por tracción en un tornillo individual el cual consta de gancho N_p , entonces para ser empleada en la ecuación descrita anteriormente en D.5.3.1, debe de verificarse que no puede exceder de:

$$N_p = 0,9 * f'_c * e_h * d_a \quad (D - 15)$$

Donde se debe de velar que esta condición se cumpla: $3d_a \leq e_h \leq 4,5d_a$

Según la sección D.5.3.6 se encarga de efectuar que un anclaje situado en una región de un elemento elaborado por concreto, donde el análisis determinado indica que no hay fisuras para los niveles de carga de servicio, entonces se puede utilizar el siguiente factor de modificación:

$$\Psi_{c,p} = 1,4$$

Cuando el análisis determinado si indica que existe fisuración al nivel de las cargas de servicio, entonces para $\Psi_{c,p}$ su valor se tomará como 1.

2.1.1.1.4. Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en un anclaje con cabeza en tracción

Según la sección D.5.4.1 específica que cuando existe un anclaje individual con cabeza en el cual el embebido profundo está cercano a un borde ($h_{ef} > 2,5c_{a1}$), entonces la resistencia nominal al desprendimiento lateral N_{sb} , no puede ser a mayor a lo siguiente:

$$N_{sb} = 13 * C_{a1} * \sqrt{A_{brg}} * \lambda_a * \sqrt{f'_c} \quad (D - 16)$$

Si la posibilidad de que c_{a2} para el perno que será con cabeza individual, es menos que $3c_{a1}$, entonces el valor de N_{sb} debe multiplicarse por este factor $(1 + c_{a2}/c_{a1})/4$ y se debe de cumplir esta condición $1,0 \leq \frac{c_{a2}}{c_{a1}} \leq 3,0$.

Según la sección D.5.4.2 donde especifica directamente para un grupo de anclajes con cabeza donde su embebido profundo estará localizado cerca de un borde de esta manera ($h_{ef} > 2,5c_{a1}$), y existirá un espaciamiento entre los anclajes, menor que $6c_{a1}$, entonces la resistencia nominal de esos anclajes dispuestos a una falla por desprendimiento lateral del concreto N_{sbg} , no puede ser mayor a lo siguiente:

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{S}{6 * C_{a1}}\right) * N_{sb} \quad (D - 17)$$

Donde N_{sb} se obtiene de los resultados de la ecuación D-16.

2.1.1.1.5. Resistencia a la adherencia en tracción de anclajes adheridos

Según la sección D.5.5.1 establece que para la resistencia nominal en tracción por adherencia, N_a específicamente para un anclaje individual o N_{ag} específicamente para un grupo de anclajes adheridos, no puede exceder lo siguiente:

- Específicamente para un anclaje adherido unitario

$$N_a = \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} * \Psi_{ed,N} * \Psi_{cp,Na} * N_{ba} \quad (D - 18)$$

- Específicamente para un grupo de anclajes los cuales serán adheridos

$$N_{ag} = \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} * \Psi_{ec, Ni} * \Psi_{ed, Ni} * \Psi_{cp, Na} * N_{ba} \quad (D - 19)$$

Donde A_{Na} será el área proyectada para un anclaje individual adherido o también para un grupo de anclajes y A_{Na0} es el área proyectada a la posible falla para un grupo de anclajes.

Según la sección D.5.5.2 establece que para la resistencia primordial de adherencia en tracción específicamente para un anclaje unitario en concreto fisurado, N_{ba} , no puede exceder lo siguiente:

$$N_{ba} = \lambda_a * \tau_{cr} * \pi * d_a * h_{ef} \quad (D - 22)$$

El esfuerzo específico de adherencia, τ_{cr} , tiene que elegirse como el percentil de 5 % de los resultados obtenidos a través de los ensayos realizados y aprobados según el código ACI 355.4M.

Cuando se especifique que dentro del análisis se da el caso oportuno que el concreto está fisurado debido al nivel de cargas de servicio, entonces los anclajes adheridos deben de elegirse específicamente para uso en concreto fisurado según el código ACI 355.4M.

Según la sección D.5.5.3 determina que para el factor de modificación directamente para grupos de anclajes adheridos que son cargados excéntricamente por tracción, $\Psi_{ec,Na}$, entonces se debe de calcular con lo siguiente:

$$\Psi_{ec,Na} = \frac{1}{\left(1 + \frac{e'N}{c_{Na}}\right)} \quad (D - 23)$$

Con la condición que $\Psi_{ec,Na}$, no puede ser a lo sumo 1.0

Según la sección D.5.5.4 específica que para el factor de modificación que contiene los efectos de borde en anclajes que serán adheridos y unitarios en tracción o para un grupo de anclajes adheridos en tracción, $\Psi_{ed,Na}$, debe de cumplir con lo siguiente,

Si $c_{a,min} \geq c_{Na}$, entonces de tomarse como:

$$\Psi_{ed,Na} = 1,0$$

Si $c_{a,min} < c_{Na}$, entonces debe de efectuarse lo siguiente:

$$\Psi_{ed,Na} = 0,7 + 0,3 \frac{c_{a,min}}{c_{Na}}$$

Según la sección D.5.5.5 determina que para el factor de modificación específicamente de anclajes adheridos que son diseñados para concreto donde no existen fisuras de acuerdo con D.5.5.2 y no se cuenta también con refuerzo suplementario para inspeccionar el hendimiento, $\Psi_{cp,Na}$, entonces tiene que calcularse de la siguiente manera:

Si $c_{a,min} \geq c_{ac}$, entonces se debe regir a lo siguiente:

$$\Psi_{cp,Na} = 1,0$$

Si $c_{a,min} < c_{ac}$, entonces se debe determinar de la siguiente manera:

$$\Psi_{cp,Na} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}}$$

2.1.1.2. Requisitos de diseño para solicitaciones de cortante

Esta sección es la encargada de verificar el respectivo cumplimiento del código para el acero, donde posiblemente se dé la posible falla a través del cortante que es más probable que haga vulnerable a la estructura.

2.1.1.2.1. Resistencia del acero del anclaje sometido a cortante

Según la sección D.6.1.1 determina que para la resistencia nominal de un anclaje que está bajo esfuerzos de cortante siendo el dominante el acero entonces, V_{sa} debe ser determinada a través de cálculos donde se deben tomar

en consideración las propiedades específicas del material del anclaje y sus dimensiones físicas del mismo. Cuando la resistencia al arrancamiento del concreto es una de las probabilidades más acertadas de falla, entonces la resistencia solicitada del acero en cortante debe ser consistente con la superficie de falla que se dé por el arrancamiento posible.

Según la sección D.6.1.2 establece que para la resistencia nominal de un anclaje en cortante, V_{sa} no debe sobrepasar lo indicado de (a) hasta (c):

- Condición para pernos con cabeza los cuales serán preinstalados

$$V_{sa} = A_{se,v} * f_{uta} \quad (D - 28)$$

f_{uta} No debe tomarse mayor que el menor entre $1,9f_{ya}$ y 125 ksi.

(b) La siguiente ecuación es requerida para anclajes que serán preinstalados en el cual se usarán tornillos con cabeza o con gancho y también para anclajes postinstalados donde sus camisas no se expanden a través de su plano de cortante, entonces:

$$V_{sa} = 0,6 * A_{se,v} * f_{uta} \quad (D - 29)$$

Donde f_{uta} no debe tomarse mayor que el menor entre $1,9f_{ya}$ o 860 MPa.

- Para anclajes que serán postinstalados donde sus camisas se expanden a través de un plano de cortante, V_{sa} debe referirse en los resultados obtenidos en los ensayos realizados y aprobados de acuerdo con el código ACI 355.2.

2.1.1.2.2. Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a cortante

Según la sección D.6.2.1 establece que para una resistencia nominal elaborada por arrancamiento del concreto bajo efectos prolongados por cortante, V_{cb} es para un anclaje unitario, o V_{cbg} para un grupo de anclajes, entonces no debe de excederse lo siguiente:

- La siguiente ecuación es cuando se da el caso de una fuerza cortante que es proyectada perpendicularmente al borde de un anclaje individual o unitario:

$$V_{cb} = \frac{A_{VC}}{A_{VCO}} * \Psi_{ed,V} * \Psi_{c,V} * \Psi_{h,V} * V_b \quad (D - 30)$$

- La siguiente ecuación es cuando se da el caso de una fuerza cortante que es proyectada perpendicularmente al borde de un grupo de anclajes:

$$V_{cbg} = \frac{A_{VC}}{A_{VCO}} * \Psi_{ec,V} * \Psi_{ed,V} * \Psi_{c,V} * \Psi_{h,V} * V_b \quad (D - 31)$$

- Para una fuerza cortante que es proyectada paralelamente hacía un borde, se permite que V_{cb} o V_{cbg} puede ser el doble del valor de la fuerza cortante resultante obtenida en las ecuaciones del inciso (a) y del inciso (b) descritas anteriormente, respectivamente al borde con $\Psi_{ed,V}$ el cual deberá tomarse como 1,0

- Para el caso donde los anclajes se localicen en una esquina, la resistencia nominal máxima al arrancamiento del concreto deberá ser determinada para cada uno de los bordes, y debe tomarse el valor más pequeño.

Cuando se da el caso de que los anclajes están situados a diferentes distancias del borde y los anclajes son soldados hacia el aditamento de manera que exista una distribución de la fuerza a todos los demás anclajes, de esta manera se logra determinar la resistencia tomando como referencia la distancia desde el borde hasta la fila de anclajes que se encuentran más distanciados. Para este caso se puede tomar el valor c_{a1} como la distancia que va desde el borde hasta el eje de la fila de anclajes más distanciada que fue determinada como crítica, y se debe opinar que toda la fuerza cortante ejercida la resistirá solamente la fila crítica descrita en los anclajes.

Según la sección D.6.2.2 establece que la resistencia básica al arrancamiento generada a través de cortante en el concreto por medio de un anclaje unitario dentro de concreto fisurado, entonces significa que V_b debe de ser el menor entre (a) o (b):

$$(a) \quad V_b = 0,6 * \left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0,2} * \sqrt{d_a} * \lambda_a * \sqrt{f'_c} * (C_{a1})^{1,5} \quad (D - 33)$$

$\ell_e = h_{ef}$ Se permite este parámetro siempre y cuando los anclajes con rigidez constante en toda la sección de empotramiento en el embebido, tales como, anclajes con cabeza y anclajes postinstalados con una camisa que sea tubular en todo el trayecto del embebido.

$\ell_e = 2d_a$ Para todo tipo de anclajes de expansión de torque controlado con una camisa separadora entre la camisa de expansión.

$\ell_e \leq 8d_a$, en todos los casos que puedan surgir.

$$(b) \quad V_b = 3,7 * \lambda_a * \sqrt{f'_c} * (C_{a1})^{1,5} \quad (D - 34)$$

Según la sección D.6.2.3 establece que para los pernos que contienen cabeza, tornillos que también contienen cabeza o gancho, preinstalados, que van soldados de manera continua a aditamentos que son de acero, con un espesor mínimo permisible igual al mayor entre un rango de 10 mm y a la mitad del diámetro del anclaje, la resistencia básica generada al arrancamiento del concreto en esfuerzos por cortante para un solo anclaje dentro de concreto fisurado, V_b , no debe sobrepasar el menor valor obtenido dentro de las ecuaciones del inciso (b) de D.6.2.2 y la ecuación que a continuación se describe:

$$V_b = 0,66 * \left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0,2} * \sqrt{d_a} * \lambda_a * \sqrt{f'_c} * (C_{a1})^{1,5} \quad (D - 35)$$

Donde ℓ_e es definido en la sección D.6.2.2 y siempre que se cumpla lo siguiente:

- En un grupo de anclajes la resistencia deberá ser determinada con base en la resistencia de la fila contenida en los anclajes más alejados en el borde
- En el espaciamiento dentro de los anclajes, S tiene que tener un mínimo de 65 mm
- Tiene que colocarse refuerzo adicional en las esquinas si $c_{a2} \leq 1,5h_{ef}$

Según la sección D.6.2.4 se refiere a la manera como se encuentran localizados los anclajes dentro de secciones angostas donde existe un ancho limitado de tal forma que tanto la distancia hacia el borde c_{a2} como también el espesor h_a tienen que ser menores a $1,5c_{a1}$ el valor de c_{a1} disponible para calcular A_{vc} de acuerdo con la sección D.6.2.1 no puede exceder al mayor de las siguientes expresiones:

- $c_{a1}/1,5$ donde c_{a2} es la mayor distancia que existe hacia al borde
- $h_a/1,5$
- $s/3$, donde s es la mayor distancia que existe entre anclajes de un mismo grupo, de tal manera que se mide en la dirección perpendicular hacia la dirección del donde sucede el cortante.

Según la sección D.6.2.5 determina el factor de modificación que se utiliza para grupos de anclajes donde serán cargados excéntricamente $\Psi_{ec,V}$, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2 * e'_v}{3 * c_{a1}}} \quad (D - 36)$$

Con la condición de que $\Psi_{ec,V}$, a lo sumo debe de tomarse como la unidad (1,0).

Si la carga aplicada para un grupo de anclajes afecta solo algunos anclajes que se encuentran cargados en corte y en la misma dirección, entonces solo esos anclajes son considerados por estar dentro de la misma dirección para determinar la excentricidad e'_v y de esta manera ser usada en la

ecuación descrita en D.6.2.5 y también para calcular V_{cbg} descrita en la ecuación D.6.2.1 inciso (b).

Según la sección D.6.2.6 determina que el factor de modificación para la parte expuesta en el borde donde existen anclajes sencillos o un grupo de anclajes cargados en fuerzas de cortante, $\Psi_{ed,V}$ debe calcularse como procede, utilizando el menor resultado obtenido de c_{a2} :

$$\Psi_{ed,V} = 1,0 \text{ Si } c_{a2} \geq 1,5 * c_{a1} \quad (D - 37)$$

$$\Psi_{ed,V} = 0,7 + 0,3 \frac{c_{a2}}{1,5 * c_{a1}} \text{ Si } c_{a2} < 1,5 * c_{a1} \quad (D - 38)$$

Según la sección D.6.2.7 especifica que para anclajes localizados en una zona de un elemento de concreto donde según el análisis determinado indica que no existe ningún tipo de fisuración debido a las cargas que son de servicio, entonces se permite utilizar el siguiente factor de modificación:

$$\Psi_{c,V} = 1,4$$

Pero para anclajes localizados en una zona de un elemento de concreto, donde el análisis determinado indica que si existe fisuración por los niveles de cargas de servicio, entonces se deben de utilizar los siguientes factores de modificación:

$\Psi_{c,V} = 1,0$ para anclajes con concreto fisurado donde no existe refuerzo recomendado o refuerzo para el borde menor que una varilla de diámetro número 13

$\Psi_{c,V} = 1,2$ para anclajes con concreto fisurado donde existe refuerzo recomendado con varillas de diámetro número 13, o mayor, ubicadas entre el anclaje y el borde

$\Psi_{c,V} = 1,4$ para anclajes en concreto fisurado con refuerzo consistente en una barra de diámetro número 13, o mayor, localizada entre el anclaje y el borde, y con el refuerzo confinado por estribos espaciados a no más de 100mm.

Según la sección D.6.2.8 para anclajes que están localizados dentro de un elemento de concreto, donde $h_a < 1,5c_{a1}$, $\Psi_{h,V}$ debe de determinarse de la siguiente manera:

$$\Psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1,5 * c_{a1}}{h_a}} \quad (D - 39)$$

2.1.1.2.3. Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a cortante

Según la sección D.6.3.1 describe que una resistencia nominal donde existe desprendimiento por cabeceo debido al anclaje y que es causado a través de cortante, entonces para un anclaje individual se da V_{cp} , o para un grupo de anclajes se da V_{cpg} , y no se permite que sea mayor a:

- La siguiente definición es para un solo anclaje

$$V_{cp} = K_{cp} * N_{cp} \quad (D - 40)$$

Donde existen anclajes preinstalados de expansión y a la vez cuentan con sobreperforación en su base, N_{cp} entonces se deberá tomar como N_{cb} calculado a través de la ecuación (D-3) y para los anclajes que son adheridos, N_{cp} se deberá tomar el menor valor de N_a determinado a través de la ecuación (D-18) y N_{cb} determinado a través de la ecuación (D-3).

- Donde existe un grupo de anclajes se da la siguiente definición

$$V_{cpg} = K_{cp} * N_{cpg} \quad (D - 41)$$

Entonces donde existen anclajes que son preinstalados de expansión y con sobreperforación en su base, N_{cpg} se deberá tomar como N_{cbg} calculado a través de la ecuación (D-4) y para anclajes que son adheridos, N_{cpg} se deberá tomar entre el menor de los cálculos efectuados de N_{ag} , determinado con la ecuación (D-19) y N_{cbg} determinado a través de la ecuación (D-4).

Para las ecuaciones descritas en los incisos a y b anteriormente, se da lo siguiente, $K_{cp} = 1,0$ para $h_{ef} < 65 \text{ mm}$, y $K_{cp} = 2,0$ para $h_{ef} \geq 65 \text{ mm}$.

2.1.1.3. Interacción de las fuerzas de tracción y cortante

Solo que sea especificado según la sección D.4.1.3 para los anclajes o para un grupo de anclajes que están expuestos para cargas axiales como también para cargas de cortante, deberán ser diseñados para cumplir con las disposiciones de las secciones D.7.1 a D.7.3 con los valores de ϕN_n y ϕV_n

entonces estas resistencias deben ser las requeridas para poderlas determinar de acuerdo con las secciones D.4.1.1 y D.3.3.

Según la sección D.7.1 si la siguiente definición $\frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 0,2$ para la resistencia que esta dominando por cortante, entonces se permite utilizar la resistencia total en tracción la cual es: $\phi N_n \geq N_{ua}$.

Según la sección D.7.2 si la siguiente definición $\frac{N_{ua}}{\phi N_n} \leq 0,2$ para la resistencia que esta dominando por tracción, entonces se permite utilizar la resistencia total en cortante la cual es: $\phi V_n \geq V_{ua}$.

Según la sección D.7.3 si la siguiente definición $\frac{V_{ua}}{\phi V_n} > 0,2$ para la resistencia que esta dominando por cortante y $\frac{N_{ua}}{\phi N_n} > 0,2$ para la resistencia que esta dominando por tracción, entonces:

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1,2 \quad (D - 42)$$

2.1.1.4. Distancias al borde, espaciamientos y espesores requeridos para evitar las fallas por hendimiento

Los espaciamientos y distancias mínimas para los bordes donde serán ubicados los anclajes, también los espesores mínimos de los elementos que contendrán a los anclajes deberán cumplir con las secciones D.8.1 hasta D.8.6 a menos que exista colocación de refuerzo suplementario para que se controle el hendimiento.

Según la sección D.8.1 establece que un espaciamiento mínimo de centro a centro entre los anclajes tiene que ser de $4d_a$ únicamente para aquellos anclajes que no estarán sometidos a torsión y siempre serán preinstalados y tendrá que ser de $6d_a$ para todos los anclajes sometidos a torsión los cuales podrán ser preinstalados o postinstalados.

Según la sección D.8.2 establece que las distancias mínimas hacia los bordes para los anclajes que serán preinstalados y que no estarán sometidos a torsión se basan en los requisitos mínimos de recubrimiento para el refuerzo, los cuales se encuentran ubicados en la sección 7,7 con el tema de protección de concreto para el refuerzo. Para todos aquellos anclajes sometidos a torsión y que a su vez serán preinstalados, su distancia mínima hacia el borde es de $6d_a$.

Según la sección D.8.3 especifica que de no ser determinado por la sección D.8.4, las distancias mínimas al borde en los anclajes que serán preinstalados se deberán basar con el mayor de los requisitos mínimos de recubrimiento indicado por la sección 7,7 o se deberán basar con los requisitos para las distancias mínimas al borde los cuales son indicados por los ensayos ejecutados según el código ACI 355.2 o ACI 355.4M, respetando que no pueden ser menor que el doble del tamaño máximo del agregado. Cuando se carezca de información establecida por los ensayos descritos anteriormente entonces la distancia mínima al borde no deberá ser menor de:

- Anclajes adheridos igual a $6d_a$
- Anclajes con sobreperforación en su base igual a $6d_a$
- Anclajes controlados por torque $8d_a$

- Anclajes controlados por deslizamiento $10d_a$

Según la sección D.8.4 establece que para los anclajes donde no existe ninguna fuerza por hendimiento y los cuales no estarán sometidos a torsión, entonces si su distancia al borde o su espaciamiento es menor a lo indicado en las secciones D.8.1 a D.8.3, entonces se efectuarán los cálculos con la condición de sustituir d_a por un valor menor de d'_a y de esta manera cumplir con los requisitos establecidos en las secciones D.8.1 a D.8.3. Las fuerzas efectuadas y aplicadas al anclaje se deberán limitar a los valores correspondientes para un anclaje de diámetro d'_a .

Según la sección D.8.5 establece que de no ser determinado a través de los ensayos efectuados a través del código ACI 355.2, el valor de h_{ef} para un anclaje postinstalado con expansión o con sobreperforación en su base, no deberá ser a lo sumo entre 2/3 del espesor del elemento h_a o al espesor del elemento menor que 100 mm.

Según la sección D.8.6 establece que de no ser verificado por los ensayos de tracción según el código ACI 355.2 o ACI 355.4M, la distancia crítica de borde C_{ac} no deberá tomarse menor que lo siguiente:

- Anclajes adheridos igual a $2 * h_{ef}$
- Anclajes con sobreperforación en su base igual a $2,5 * h_{ef}$
- Anclajes de expansión de torsión controlada igual a $4 * h_{ef}$
- Anclajes de expansión de desplazamiento controlado igual a $4 * h_{ef}$

2.1.2. IBC/AGIES 12

Las especificaciones guatemaltecas AGIES abarcan desde los estudios y evaluaciones que requieren los componentes para una edificación, hasta los requisitos y parámetros de diseño que conlleva una estructura tanto de concreto armado como también para una estructura de acero, pero se aclara definitivamente que estas especificaciones no abarcan en ningún momento el contenido de los elementos anclados al concreto armado para las diferentes construcciones combinadas que se puedan dar.

2.1.3. IBC-09

Este código se refiere a las cargas gravitacionales que soportará cada estructura, como también a las cargas externas a las que estará expuesta y también relaciona las diferentes combinaciones de carga a través de la integración de cargas que conjuntamente actuarán en la estructura y otros parámetros más de diseño, pero en ningún momento especifica el contenido de anclajes de acero al concreto armado, por esta razón no se toma en consideración, ya que este es el tema de interés a investigar para este trabajo de graduación.

2.1.4. AISC 360-10

Este código se encarga de estudiar directamente el comportamiento del acero anclado al concreto armado a través de sus conectores y posibles las soldaduras que vayan a estar conectados a una estructura, de esta manera se investigará la información necesaria que ayude hacer el énfasis para este trabajo de graduación.

2.1.4.1. Anclajes de acero

En las especificaciones generales de este código se establece lo siguiente, el diámetro que se utilizará para los conectores de corte no debe exceder 2.5 veces el espesor del metal al cual serán soldados los conectores.

2.1.4.1.1. Anclajes de acero en componentes compuestos

Principalmente se refiere al diseño de pernos conectores de corte, los cuales serán colocados en su respectivo lugar a través de componentes compuestos.

Seguidamente los requerimientos sobre la resistencia de pernos en anclajes de acero, serán aplicables en las siguientes condiciones, anclajes ubicados en la conexión de transferencia de carga en columnas compuestas, vigas compuestas embebidas y rellenas de concreto, vigas de acoplado compuestas y muros compuestos, donde la función principal es que el acero y el concreto trabajen como un sistema unificado.

Para concreto de peso normal: específicamente para anclajes de pernos de acero que estarán sometidos a corte, en el cual se permitirá una longitud mínima de cinco diámetros del perno medido desde la base del perno hasta el extremo superior después que se haya realizado su instalación. Continuamente para pernos de anclaje de acero que quedarán sometidos a tracción o a interacción de corte y tracción, en el cual se permitirá una longitud mínima de ocho diámetros del perno medido desde la base del perno hasta el extremo superior después que se haya realizado su instalación.

Para concreto de peso liviano: específicamente para anclajes de pernos de acero que estarán sometidos solamente a corte, el cual se permitirá una longitud mínima de siete diámetros del perno medido desde la base del perno hasta el extremo superior después que se haya realizado su instalación. Continuamente para pernos de anclaje de acero que quedarán sometidos a tracción, en el cual se permitirá una longitud mínima de diez diámetros del perno medido desde la base del perno hasta el extremo superior después que se haya realizado su instalación.

Seguidamente para anclajes de pernos de acero que estarán sometidos a tracción o a interacción de corte y tracción, estos pernos deben tener un diámetro en la cabeza mayor o igual a 1,6 veces el diámetro del cuerpo del perno.

Tabla III. **Valores mínimos de la razón h/d en pernos de anclaje de acero para condición considerada en la especificación**

Condición de Carga	Concreto de Peso Normal	Concreto de Peso Liviano
Corte	$h/d \geq 5$	$h/d \geq 7$
Tracción	$h/d \geq 8$	$h/d \geq 10$
Corte + Tracción	$h/d \geq 8$	N/A*

h/d = razón entre la longitud y el diámetro del cuerpo del perno de anclaje.
 * Refiere a ACI 318 Anexo D para el cálculo de los efectos de interacción de anclajes embebidos en concreto liviano

Fuente: elaboración propia.

2.1.4.1.2. Resistencia al corte de pernos de anclaje de acero en componentes compuestos

Abarca la resistencia de diseño al corte $\phi_v Q_{nv}$, o la resistencia admisible al corte Q_{nv}/Ω_v , el cual especifica que el estado límite no puede ser aplicable cuando el concreto en corte está sometido a la resistencia al arrancamiento, dicha resistencia al corte del perno de anclaje de acero se determina de la siguiente manera:

$$\phi_B = 0,65 \text{ (LRFD)} \Omega_B = 2,31 \text{ (ASD)}$$

$$Q_{nv} = F_u * A_{sa}$$

Cuando el estado límite si puede ser aplicable al concreto en corte y que estará sometido a la resistencia al arrancamiento, dicha resistencia al corte del perno del anclaje de acero se puede determinar por el siguiente método:

- De acuerdo con lo especificado por el código de construcción ACI318S-11 anexo D.

2.1.4.1.3. Resistencia a tracción de pernos de anclaje de acero en componentes compuestos

Se toma como ejemplo las dimensiones físicas del perno colocado en el anclaje, donde debe de verificarse una distancia que va desde el centro de un anclaje hasta el borde libre del concreto. Esta medida está tomada en dirección perpendicular a la altura del perno de anclaje, la cual debe de ser mayor o igual

a 1,5 veces la altura del perno, tomándose la medida hasta el extremo superior de la cabeza del perno, también debe de cumplirse el espaciamiento de pernos medidos de centro a centro, esta medida debe de ser mayor o igual a tres veces la altura del perno de anclaje, tomándose la medida hasta el extremo superior de la cabeza del perno, verificando estos requerimientos y haciéndolos cumplir según lo estipula este código; entonces, la resistencia a tracción de un perno de anclaje al acero se determina de la siguiente manera:

$$\phi_s = 0,75 \text{ (LRFD)} \Omega_s = 2,00 \text{ (ASD)}$$

$$Q_{nt} = F_u * A_{sa}$$

Cuando se verifica la distancia que va desde el centro de un anclaje hasta el borde libre del concreto, donde esta medida es tomada en dirección perpendicular a la altura del perno en el anclaje, la cual es menor a 1,5 veces la altura del perno, la medida es tomada hasta el extremo superior de la cabeza del perno o cuando el espaciamiento de pernos medidos de centro a centro, en la cual esta medida es menor a tres veces la altura del perno de anclaje, la medida es tomada hasta el extremo superior de la cabeza del perno del anclaje de acero, entonces, se puede determinar por el siguiente método:

- De acuerdo con lo especificado por el código de construcción ACI 318S-11 anexo D.

2.1.4.1.4. Resistencia de pernos de anclaje de acero para interacción de corte y tracción en componentes compuestos

En esta sección se define que, la resistencia al arranque del concreto en corte no es precisamente el estado límite que se espera que controle entonces, donde la distancia que va desde el centro de un anclaje hasta el borde libre del concreto; esta medida está tomada en dirección perpendicular a la altura del perno de anclaje, la cual debe de ser mayor o igual 1,5 veces la altura del perno, tomándose la medida hasta el extremo superior de la cabeza del perno, y donde debe de cumplirse el espaciamiento de pernos medidos de centro a centro, esta medida debe de ser mayor o igual a tres veces la altura del perno de anclaje, tomándose la medida hasta el extremo superior de la cabeza del perno, verificando estos requerimientos y haciéndolos cumplir según lo estipula este código, entonces la resistencia por interacción de corte y tracción de un perno de anclaje de acero se determina de la siguiente manera:

$$\left[\left(\frac{Q_{rt}}{Q_{ct}} \right)^{\frac{5}{3}} + \left(\frac{Q_{rv}}{Q_{cv}} \right)^{\frac{5}{3}} \right] \leq 1,0$$

Cuando la resistencia al arranque del concreto en corte no es precisamente el estado límite que se espera que prevalezca o cuando la distancia que va desde el centro de un anclaje hasta el borde libre del concreto, donde esta medida es tomada en dirección perpendicular a la altura del perno en el anclaje, la cual es menor a 1,5 veces la altura del perno, la medida es tomada hasta el extremo superior de la cabeza del perno, o cuando el espaciamiento de pernos medidos de centro a centro, en la cual esta medida es

menor a tres veces la altura del perno de anclaje, la medida es tomada hasta el extremo superior de la cabeza del perno del anclaje, entonces la resistencia de un perno de anclaje de acero para la interacción de corte y tracción se puede determinar por el siguiente método:

- De acuerdo con lo especificado por el código de construcción ACI 318S-11 anexo D.

2.1.4.1.5. Requisitos de detallamiento en componentes compuestos

Se requiere una cubierta lateral de concreto libre como mínimo de 25 mm (1 pulgada), en general para los anclajes de acero. Se requiere también para la colocación de n pernos, una separación mínima de cuatro diámetros del perno, medido de centro a centro según la dirección en que se coloquen, tomando también en consideración que la separación máxima permitida de centro a centro en los pernos es de 32 veces el diámetro del perno.

2.1.4.2. Pernos y partes roscadas

Es muy importante conocer sus diámetros y la capacidad de resistencia que puede llegar a tener cada uno de ellos, ya que dependiendo de las necesidades de diseño, se determinara el tipo que será el indicado a utilizar en la estructura.

2.1.4.2.1. Pernos de alta resistencia

Los pernos de alta resistencia generalmente son usados en juntas pretensionadas o de deslizamiento crítico, y deben ser ajustados a una tracción por el perno de acuerdo a las tablas J3.1 o J3.1M que se adjuntarán a continuación. Existen diversas formas de instalación, entre los cuales cabe destacar los siguientes métodos: método del giro de la tuerca, indicador de tracción directa, pernos de tensión controlada por giro, llave calibrada, o por algún diseño alternativo de los pernos.

Tabla IV. Pretensión mínima de pernos, sistema inglés

TABLA J3.1 Pretensión Mínima de Pernos, ton*		
Tamaño Perno, pulgadas	Grupo A (ej. Pernos A325)	Grupo B (ej. Pernos A490)
1/2	5,44	6,80
5/8	8,62	10,89
3/4	12,70	15,88
7/8	17,69	22,23
1	23,13	29,03
1 1/8	25,40	36,29
1 1/4	32,21	46,27
1 3/8	38,56	54,88
1 1/2	46,72	67,13

* Igual a 0,70 veces la resistencia última de los pernos, redondeada al valor entero más cercano, tal como lo especifican las Especificaciones ASTM para pernos A325 y A490 con hilo UNC.

Fuente: elaboración propia.

Tabla V. **Pretensión mínima de pernos, sistema internacional**

TABLA J3.1M Pretensión Mínima de Pernos, ton*		
Tamaño Perno, mm	Grupo A (ej. Pernos A325)	Grupo B (ej. Pernos A490M)
M16	9,28	11,62
M20	14,48	18,25
M22	17,94	22,53
M24	20,90	26,20
M27	27,22	34,05
M30	33,23	41,59
M36	48,42	60,65
* Igual a 0,70 veces la resistencia última de los pernos, redondeada al valor entero más cercano, tal como lo especifican las Especificaciones ASTM para pernos A325 y A490 con hilo UNC.		

Fuente: elaboración propia.

Este código requiere el cumplimiento de la especificación RCSC que se refiere a la pretensión de diseño, tanto en el diámetro aumentado como también en la longitud del perno, para las conexiones de deslizamiento crítico en cuanto se incluye que la geometría del perno, es decir, la cabeza y la tuerca deben de ser igual o proporcional según la Norma ASTM A325 o A490. La tabla VI muestra la tensión nominal de conectores y partes roscadas.

Tabla VI. **Tensión nominal de conectores y partes roscadas**

TABLA J3.2		
Tensión Nominal de Conectores y Partes Roscadas, Kgf/cm2 (Mpa)		
Descripción del Conector	Tensión de Tracción Nominal, F_{nt} Kgf/cm2 (Mpa)	Tensión de Corte Nominal en Conexiones de Tipo Aplastamiento, F_{nt} Kgf/cm2 (Mpa)
Pernos A307	3.160 (310)	1.900 (188)
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca no está excluida en el plano de corte	6.320 (620)	3.800 (372)
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca está excluida en el plano de corte	6.320 (620)	4.780 (469)
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca no está excluida en el plano de corte	7.950 (780)	4.780 (469)
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca está excluida en el plano de corte	7.950 (780)	5.900 (579)
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca no está excluida en el plano de corte	0,75Fu	0,450Fu
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca está excluida en el plano de corte	0,75Fu	0,563Fu

Fuente: elaboración propia.

2.1.4.2.2. Tamaño de las perforaciones

La tabla VII presenta los tamaños máximos permisibles de las perforaciones que se pueden elaborar para pernos:

Tabla VII. **Tamaños máximos de perforaciones para pernos, sistema inglés**

TABLA J3.3				
Dimensiones de Agujero Nominal, pulgadas				
Dimensiones Agujero				
Diámetro Perno	Estándar (Dia.)	Sobretamaño (Dia.)	Ranura Corta (Ancho x Largo)	Ranura Corta (Ancho x Largo)
1/2	9/16	5/8	9/16 x 11/16	9/16 x 1 1/4
5/8	11/16	13/16	11/16 x 7/8	11/16 x 1 9/16
3/4	13/16	15/16	13/16 x 1	13/16 x 1 7/8
7/8	15/16	1 1/16	15/16 x 1 1/8	15/16 x 2 3/16
1	1 1/16	1 1/4	1 1/16 x 1 5/16	1 1/16 x 2 1/2
≥ 1.125	d + 1/16	d + 5/16	(d + 1/16) x (d + 3/8)	(d + 1/16) x (2,5 x d)

Fuente: elaboración propia.

2.1.4.2.3. Espaciamiento mínimo

El espaciamiento que debe de existir de centro a centro de las perforaciones estándar, sobremedidas o ranuradas, se permitirá un mínimo de 2 – 2/3 veces el diámetro nominal d , del conector; pero es preferible que haya una distancia de $3d$.

2.1.4.2.4. Distancia mínima al borde

Esta medida debe de considerarse como la distancia que va del centro de una perforación estándar hasta el borde que va asociado con una parte conectada sin importar su dirección, el cual no puede ser menor al valor indicado en la tabla J3.4

Tabla VIII. **Distancia mínima al borde, sistema inglés**

TABLA J3.4	
Distancia Mínima al Borde, pulgadas, desde el Centro del Agujero Estándar hasta el Borde de la Parte Conectada	
Diámetro Perno (in)	Distancia Mínima al Borde
1/2	3/4
5/8	7/8
3/4	1
7/8	1 1/8
1	1 1/4
1 1/8	1 1/2
1 1/4	1 5/8
Sobre 1 1/4	1 1/4 x d

Fuente: elaboración propia.

2.1.4.2.5. Distancias a los bordes y espaciamiento máximo

Esta medida debe de considerarse como la distancia que va del centro de un perno o remache hasta el borde más próximo de partes en contacto, la cual debe de ser de 12 veces el espesor de la parte conectada y a lo sumo no exceder de 150 mm. Para el espaciamiento longitudinal de los conectores entre elementos en contacto continuo permanentes a un perfil o dos planchas debe ser el siguiente:

- Para elementos pintados o no pintados que no estén sometidos a corrosión, el espaciamiento no debe de ser mayor a 24 veces el espesor de la plancha que se encuentre más delgada o 305 mm.

- Para elementos no pintados que sean de acero de alta resistencia hacia la corrosión atmosférica, el espaciamiento no debe de ser mayor a 14 veces el espesor de la plancha que se encuentre más delgada o 180 mm.

2.1.4.2.6. Resistencia de tracción y corte de pernos partes enroscadas

Esta resistencia de tracción y corte está definida de esta manera, ϕR_n , y su resistencia admisible de tracción y de corte, R_n/Ω , el cual sirve para determinar una alta resistencia con apriete ajustado o pretensionado de un perno, o para una parte roscada esta debe de ser determinada de acuerdo con los estados límites de ruptura en tracción y ruptura en corte como se indica a continuación:

$$R_n = F_n * A_b$$

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2,00 \text{ (ASD)}$$

2.1.4.2.7. Pernos de alta resistencia en conexiones de deslizamiento crítico

En las construcciones combinadas siempre existirán estructuras metálicas las cuales conllevarán conexiones que estarán expuestas al deslizamiento crítico, es por esta causa que se deberá de hacer un diseño que soporte las fuerzas actuantes al deslizamiento, ya que los pernos de deslizamiento crítico estarán expuestos algunas veces a pasar a través de rellenos, es por esta

razón que todas las conexiones que estén sujetas al deslizamiento deben estar preparadas para soportar la resistencia al deslizamiento, a continuación se indica la resistencia de deslizamiento:

$$R_n = \mu * D_u * h_f * T_b * n_s$$

- El código establece que para perforaciones de tamaño estándar y de ranura corta perpendiculares a la dirección de la carga:

$$\phi = 1,00 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1,50 \text{ (ASD)}$$

- El código establece que para perforaciones de sobretamaño y de ranura corta paralelos a la dirección de la carga:

$$\phi = 0,85 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1,76 \text{ (ASD)}$$

- El código establece que para perforaciones de ranura larga:

$$\phi = 0,70 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2,14 \text{ (ASD)}$$

2.1.4.2.8. Combinación de tracción y corte en conexiones de deslizamiento crítico

Ocurre generalmente en una conexión de deslizamiento crítico y esta es requerida a través de una tracción que reduce la fuerza de pretese neta, entonces, la resistencia de deslizamiento adecuada por cada unidad de perno de acuerdo a la resistencia de deslizamiento indicada en el subíndice anterior, tiene que ser multiplicada por el factor k_{sc} , como se muestra a continuación:

$$K_{sc} = 1 - \frac{T_u}{D_u * T_b * n_b} (LRFD)$$

$$K_{sc} = 1 - \frac{1,5 * T_a}{D_u * T_b * n_b} (ASD)$$

2.1.4.3. Elementos involucrados de miembros y elementos conectados

Es muy importante considerar la resistencia que tendrán los elementos que estarán sometidos tanto en tracción como también en corte, debiendo tomar en cuenta que su resistencia de diseño calculada debe de ser menor a la resistencia disponible que ofrecerá el elemento fijando de esta manera el cumplimiento de los estados límites de fluencia en el acero.

2.1.4.3.1. Resistencia de elementos en tracción

Para los elementos que están involucrados y también para los conectores que están cargados en tracción, su resistencia de diseño viene dada por ϕR_n y su resistencia disponible por R_n/Ω se debe de considerar que esta resistencia debe de ser menor al valor obtenido según los estados límites de fluencia en tracción y también en ruptura para elementos involucrados como también para conectores cargados en tracción.

- El código establece que para fluencia en tracción de elementos conectores:

$$R_n = F_y * A_g$$

$$\phi = 0,90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1,67 \text{ (ASD)}$$

- El código establece que para ruptura en tracción de elementos conectores:

$$R_n = F_u * A_e$$

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2,00 \text{ (ASD)}$$

2.1.4.3.2. Resistencia de elementos en corte

Se debe de considerar que la resistencia de corte en elementos involucrados y elementos conectores en corte, en todo caso debe de ser menor al valor obtenido según los estados límites de fluencia en corte y también en ruptura en corte:

- El código establece que para fluencia en corte del elemento:

$$R_n = 0,60 * F_y * A_{gv}$$

$$\phi = 1,00 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1,50 \text{ (ASD)}$$

- El código establece que para ruptura en corte del elemento:

$$R_n = 0,60 * F_u * A_{nv}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2,00 \text{ (ASD)}$$

2.2. Normas ASTM que determinan la calidad de los materiales

Es muy importante tener el conocimiento de las normas que establecen el control de la calidad para el estudio de los elementos anclados al concreto armado, para garantizar parámetros de seguridad y vida útil en la estructura y de esta manera evitar el colapso en una edificación.

2.2.1. Cortante

El cortante es uno de los factores a considerar en el anclaje al concreto armado, porque una de las principales fallas que se pueda generar en la estructura es el corte, que es generado por las cargas actuantes en los elementos que irán soldados, como también en los elementos conocidos como conectores de corte.

2.2.1.1. Pernos de alta resistencia

Las siguientes normas determinan la calidad en los pernos, respecto al grupo A, que se refiere a los estudios de tracción o combinación de corte y tracción, los pernos de alta resistencia son diseñados principalmente para ser colocados en juntas pretensionadas o posiblemente donde hayan juntas de deslizamiento crítico, tomando en cuenta que los pernos deben de cumplir con los requerimientos de la Specification for Structural Joints Using High Strength Bolts, también conocida como RCSC, que fue certificada por el consejo de investigación de uniones estructurales.

Grupo A: ASTM A325, A325M, F1852, A354 Grado BC y A449

Grupo B: ASTM A490, A490M, F2280, A354 Grado BD

2.2.1.2. Tuercas

ASTM A194/A194M, ASTM A563, ASTM A563M.

2.2.1.3. Golillas

ASTM F436, ASTM F436M, ASTM F844.

2.2.1.4. Conectores de corte embebidos

Los conectores de corte deben de satisfacer los requerimientos de *structural welding code-steel* (AWS D1.1/D1.1M).

2.2.1.5. Barras de anclaje y barras con hilo

ASTM A36/A36M, ASTM 193/A193M, ASTM A354, ASTM A449, ASTM A572/A572M, ASTM A588/A588M, ASTM F1554.

2.2.2. Tensión

La tensión es otro factor muy importante a considerar para el estudio de los elementos anclados al concreto, ya que al ser muy grande la deformación generada por la tensión, lo más probable es que la falla ocurra en la cara externa de la placa embebida al concreto armado, por eso existen normas que rigen la calidad en el acero para evitar que se genere esta posible falla.

2.2.2.1. Barras de acero lisas y corrugadas para refuerzo de concreto

ASTM A615/A615M, ASTM A706M, ASTM A955M, ASTM A36M.

2.2.2.2. Perfiles, placas y barras de acero para usar en construcción remachada, atornillada o soldada

ASTM A307, ASTM A36M.

2.2.3. Flexión

Este fenómeno es más probable que se dé en las vigas conectoras hacia las placas embebidas en el concreto armado, por esta razón se descartará mucho su importancia porque su análisis de estudio no aplica en la investigación de los elementos anclados al concreto armado.

2.2.3.1. Vigas compuestas con conectores de corte

Sus normas que las rigen son: ASTM A6W, S y HP.

2.3. Consideraciones para la calidad de soldadura

Es muy importante ejercer un buen control de calidad en la soldadura porque de acá viene la dependencia de seguridad en la estructura, sabiendo que si se lleva a cabo un buen control de calidad a parte de obtener resultados confiables también se les garantizará seguridad a las personas que habiten el tipo de estructura que se desee construir.

2.3.1. Código AWS / AISC 360-10 sección J2

Este código se encarga del control de calidad en la soldadura, verificando su buena aplicación y cumplimiento respecto a los parámetros de medición, colocación y una buena adherencia al material que se desee soldar.

2.3.1.1. Perforaciones de acceso a la soldadura (sección J1.6, en vez de la sección 5.17.1, AWS D1.1)

El código establece que la longitud en una perforación de acceso debe de ser medida desde el talón de preparación de la soldadura y que debe de ser por lo menos 1,5 veces el espesor del material donde se realiza dicha perforación y que también no debe ser menor a 1 ½ pulg (38 mm). También debe de considerarse que la altura de perforación de acceso no tiene que ser menor del espesor del material donde se perfora, ni menor a ¾ pulg (19 mm), ni debe ser mayor a 2 pulg (50 mm).

Deben de estar libres de muescas y esquinas reentrantes afiladas, los perfiles armados con soldadura de filete o de tope de penetración parcial que son los que unen el alma al ala, ya que dichos perfiles van soldados en las perforaciones de acceso, se admite que estas perforaciones finalicen perpendicularmente al ala.

Para las secciones que son pesadas definidas en las secciones AISC 360-10, A3.1c y A3.1d, deben ser examinadas por los métodos de partículas magnéticas o líquidos penetrantes.

2.3.1.2. Tabla J2.2, en vez de la tabla 2.1, AWS D1.1

Tabla IX. Tamaño de soldadura efectiva de soldaduras de tope biselada curva

TABLA J2.2 Tamaño de Soldadura Efectiva de Soldaduras de Tope Biselada Curva		
Proceso de Soldado	Surco de Bisel Curvo	Surco V Curvo
GMAW y FCAW-G	5/8 R	3/4 R
SMAW y FCAW-S	5/16 R	5/8 R
SAW	5/16 R	1/2 R

(a) Para Surcos de bisel curvo con $R < 10$ mm usar solamente soldadura de filete de refuerzo en juntas llenadas a tope

Nota general: R = radio de la superficie de junta (se puede suponer igual a $2t$ para secciones tubulares), mm.

Fuente: elaboración propia.

2.3.1.3. Tabla J2.5, en vez de la tabla 2.3, AWS D1.1

Tabla X. Resistencia disponible de juntas soldadas

TABLA J2.5					
Resistencia Disponible de Juntas Soldadas, T (kN)					
Tipo de Carga y Dirección Relativa al Eje de Soldadura	Metal Pertinente	ϕ y Ω	Tensión Nominal (F_{nBM} o F_{nr}) Kg/cm ² (Mpa)	Área Efectiva (ABM o Awe) cm ² (mm ²)	Nivel de Resistencia Requerida del Metal de Aporte
SOLDADURAS DE TOPE CON JUNTA DE PENETRACIÓN COMPLETA					
Tracción Normal al eje de Soldadura	Resistencia de la junta controlada por el metal base				Se Debe de usar metal de aporte compatible con el metal base. Para juntas T y de esquina sin remoción de soporte, se requiere de metal de aporte con tenacidad especificada. Ver la Sección J2.6.
Compresión Normal al eje de Soldadura	Resistencia de la junta controlada por el metal base				Se permite metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con el metal base
Tracción o Compresión Paralelo al eje de Soldadura	Tracción o Compresión en partes unidas paralelas a la soldadura no necesitan ser consideradas en el diseño de soldaduras que unen las partes				Se permite metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con el metal base
Corte	Resistencia de la junta controlada por el metal base				Se debe usar metal de aporte compatible con el metal base
SOLDADURAS DE TOPE CON JUNTA DE PENETRACIÓN PARCIAL INCLUYENDO SOLDADURAS DE SURCOS V Y BISEL ACAMPANADOS					
Tracción Normal al eje de Soldadura	Base	$\phi=0,75$ $\Omega=2,00$	F_u	Ver J4	Se permite un metal de aporte con un nivel de
	Soldadura	$\phi=0,75$ $\Omega=2,00$	0,60 F_{EXX}	Ver J2.1a	

Continuación de la tabla X.

TABLA J2.5 (continuación) Resistencia Disponible de Juntas Soldadas, T (kN)					
Tipo de Carga y Dirección Relativa al Eje de Soldadura	Metal Pertinente	ϕ y Ω	Tensión Nominal (F_{nBM} o F_{nr}) Kg/cm² (Mpa)	Área Efectiva (A_{BM} o A_{we}) cm² (mm²)	Nivel de Resistencia Requerida del Metal de Aporte
Compresión Columna a plancha base y empalmes de columna diseñadas por Sección J1.4(a)	No se necesita considerar la tensión de compresión en el diseño de soldaduras que conectan las partes.				Resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con el metal base
Compresión Conexiones de miembros diseñados para soportar que no sean columnas como se describe en Sección J1.4(b)	Base	$\phi=0,90$ $\Omega=1,67$	F _y	Ver J4	
	Soldadura	$\phi=0,80$ $\Omega=1,88$	0,60 F _{EXX}	Ver J2.1a	
Compresión Conexiones no terminadas para soporte	Base	$\phi=0,90$ $\Omega=1,67$	F _y	Ver J4	
	Soldadura	$\phi=0,80$ $\Omega=1,88$	0,90 F _{EXX}	Ver J2.1a	
Tracción o Compresión paralelo al eje de soldadura	No se necesita considerar la tracción o compresión paralela a una soldadura en el diseño de las soldaduras que unen las partes				
Corte	Base	Gobernado por J4			
	Soldadura	$\phi=0,75$ $\Omega=2,00$	0,60 F _{EXX}	Ver J2.1a	

Continuación de la tabla X.

TABLA J2.5 (continuación)					
Resistencia Disponible de Juntas Soldadas, T (kN)					
SOLDADURAS DE FILETE INCLUYENDO FILETES EN AGUJEROS Y EN RANURAS Y JUNTAS T ESVIADAS					
Corte	Base	Gobernado por J4			Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con metal base.
	Soldadura	$\phi=0,75$ $\Omega=2,00$	0,60 FEXX	Ver J2.2a	
Tensión o Compresión paralelo al eje de soldadura	No se necesita considerar la tracción o la compresión paralela a una soldadura en el diseño de las soldaduras que unen las partes				
SOLDADURAS DE TAPON Y DE RANURA					
Corte Paralelo a la superficie de contacto en el área efectiva	Base	Gobernado por J4			Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con metal base.
	Soldadura	$\phi=0,75$ $\Omega=2,00$	0,60 FEXX	Ver J2.3a	

Fuente: elaboración propia.

2.3.1.4. Tabla A-3.1 del anexo 3, en vez de la tabla 2.5, AWS D1.1

Tabla XI. Tabla A3.1 Parámetros de diseño por fatiga, sección 8 uniones varias

TABLA A-3.1 (continuación)				
Parámetros de Diseño por Fatiga				
Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_f	Umbral F_{TH} KSi (Mpa)	Punto de Potencial Inicio de Fractura
Sección 8 - Uniones Varias				
8.1 Metal base en conectores de corte conectados por soldadura de filete o automática.	C	44×10^8	702 (69)	Al pie de la soldadura en el metal base.
8.2 Corte en garganta de soldaduras de filete continuas o intermitentes longitudinales o transversales.	F	150×10^8 (Eqn. A-3-2 o A-3-2M)	562 (55)	*Inicio en la raíz de la soldadura de filete, y se extiende en la soldadura.
8.3 Metal base en soldaduras de tapón o de ranura	E	11×10^8	316 (31)	En el extremo de la soldadura en el metal base.
8.4 Corte en soldaduras de tapón o ranura	F	150×10^8 (Eqn. A-3-2 o A-3-2M)	562 (55)	*Inicio en la soldadura en la superficie de contacto, extendiéndose en la soldadura.
8.5 Pernos de alta resistencia de apriete ajustado, pernos comunes, barras de anclaje con hilo y ganchos con corte, hilos esmerilados o limpiados. Rango de tensión en el área de tensión de tracción debido a carga viva más acción de palanca cuando corresponda	G	3.9×10^8	492 (48)	Inicio de la soldadura en el metal base en el extremo de la soldadura de tapón o de ranura, extendiéndose en el metal base.

Fuente: elaboración propia.

2.3.2. Electrodo de acuerdo al tipo de soldadura requerida

Los electrodos son los elementos que aportan las propiedades de resistencia, ductilidad y resistencia a la corrosión a todas las diferentes soldaduras que existen.

Los electrodos que son utilizados para soldadura de arco metálico se indican en AWS A5.1 y se clasifican como: E60XX, E70XX, E80XX, E90XX, E100XX y E110XX. La letra E significa electrodo. Los primeros dos dígitos seguidos de la E o en casos especiales se toman los tres primeros dígitos si el primero inicia con 1, indican el esfuerzo de tensión último del metal de soldadura en ksi, este esfuerzo de tensión varía de 60 a 100 ksi. La primera X indica la posición de soldadura en la que se puede utilizar el electrodo y la segunda X indica el tipo de recubrimiento, el tipo de corriente y su polaridad. Comúnmente se utilizan electrodos con los siguientes diámetros: 1/8, 5/32, 3/16, 7/32, 1/4, y 5/16 de pulgada. Los electrodos cortos tienen un largo de 14 pulgadas y los largos de 18 pulgadas.

SAW es una combinación que se genera de fundentes y electrodos para soldadura de arco sumergido, entonces en las características del material base junto a las propiedades que se desean de soldadura, se determina si se desea usar el proceso de soldadura SAW o el proceso de soldadura SMAW. Si las propiedades del material del electrodo son equivalentes a las propiedades que tiene el material base entonces, se define como un electrodo igualado. A continuación se especifica lo descrito anteriormente en la tabla XII.

Tabla XII. **Requisitos de igualado de los metales de relleno**

Requisitos de igualado de los Metales de Relleno			
Grupo	Material Base (Especificación ASTM)	Proceso de Soldadura	
		SMAW	SAW
I	A36	E60XX o E70X	F6X o F7X
II	A242 A572 Grados 42 y 50 A588 A992	E70XX	F7X
III	A572 Grados 60 y65	E80XX	F8X
IV	A514 (más de 2 1/2 pulg de espesor)	E100XX	F10X
V	A514 (igual o menor a 2 1/2 pulg)	E110XX	F11X
Nota: Adaptada de la tabla 4.1.1 del AWS (AWS,2000)			

Fuente: elaboración propia.

2.3.3. Métodos de medición de soldadura

Para llevar a cabo una soldadura en una edificación existen diversos métodos que se aplican de acuerdo a la necesidad requerida, es por esta razón que se debe de conocer en qué momento debe de aplicarse el método que más se acople a las necesidades de diseño en la estructura.

2.3.3.1. Soldaduras de tope

Esta es una soldadura en el cual las partes que se requieren soldar se unen a través de sus extremos a tope.

2.3.3.1.1. Área efectiva

Para este tipo de soldadura se indica que su área efectiva viene dada como la longitud de la soldadura por el espesor de la garganta efectiva. Este espesor de garganta efectiva para una soldadura de tope con junta de penetración parcial es el que se presenta en la tabla XIII.

Tabla XIII. **Garganta efectiva de soldaduras de tope con junta de penetración parcial**

TABLA J2.1			
Garganta Efectiva de Soldaduras de tope Con Junta de Penetración Parcial			
Proceso de Soldado	Posición de Soldado F (plano), H (horizontal), V (vertical), OH (sobre cabeza)	Tipo de surco (Figura 3.3, AWS D1.1)	Garganta Efectiva
Arco de electrodo revestido (SMAW) Arco metálico y gas (GMAW) Arco con Núcleo de fundente (FCAW)	TODOS	Bisel J o U 60° V	Profundidad de Bisel
8.2 Corte en garganta de soldaduras de filete continuas o intermitentes longitudinales o transversales.	F	Bisel J o U 60° o V	
8.3 Metal base en soldaduras de tapón o de ranura	F,H	Bisel 45°	Profundidad de Bisel
8.4 Corte en soldaduras de tapón o ranura	TODOS	Bisel 45°	Profundidad de Bisel menos 3 mm
8.5 Pernos de alta resistencia de apriete ajustado, pernos comunes, barras de anclaje con hilo y ganchos con corte, hilos esmerilados o limpiados. Rango de tensión en el área de tensión de tracción debido a carga viva más acción de palanca cuando corresponda	V, OH	Bisel 45°	

Fuente: elaboración propia.

2.3.3.1.2. Limitaciones

Para una soldadura de tope con junta de penetración parcial sus límites de espesor mínimo para la garganta efectiva, no se permite que sea menor al tamaño necesario para lograr distribuir las fuerzas determinadas, tampoco se permite que sea menor a lo establecido en la tabla J2.3.

Tabla XIV. **Espesor mínimo de garganta efectiva**

TABLA J2.3 Espesor Mínimo de Garganta Efectiva	
Espesor de Material de parte unida más delgada, mm	Espesor mínimo de garganta efectiva, mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Entre 19 y 38	8
Entre 38 y 57	10
Entre 57 y 150	13
Mayor que 150	16
Ver Tabla J2.1	

Fuente: elaboración propia.

2.3.3.2. Soldaduras de filete

Este tipo de soldadura es más resistente a la tracción y a la compresión, sabiendo que es de baja resistencia para el corte, de esta manera los esfuerzos determinantes son los de corte, es decir que esta soldadura falla por corte a un ángulo de 45° a través de su garganta.

2.3.3.2.1. Área efectiva

Su área efectiva se determina de la siguiente manera, su longitud efectiva la cual se debe de multiplicar por su garganta efectiva. Donde la garganta efectiva es la distancia más pequeña que va desde la raíz hasta la superficie de la soldadura.

Cuando la soldadura de filete se da en perforaciones y ranuras, entonces su longitud efectiva se determina como la longitud del eje central de la soldadura a través del plano que atraviesa la garganta.

2.3.3.2.2. Limitaciones

El tamaño mínimo para una soldadura de filete no se permite que sea menor al tamaño necesario para lograr distribuir las fuerzas determinadas, tampoco se permite que sea menor a lo establecido en la tabla J2.4.

Tabla XV. **Tamaño mínimo de soldadura de filete**

TABLA J2.4	
Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete	
Espesor de parte unida más delgada, mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete, mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8
Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de paso simple	
Nota: Ver la Sección J2.2b para el tamaño máximo de soldaduras de filete.	

Fuente: elaboración propia.

El tamaño máximo para una soldadura de filete que se utiliza en partes que van conectadas, debe de ser el siguiente:

- Un espesor menor a 6 mm a todo lo largo de los bordes del material, verificar que no debe de exceder el espesor del material.
- Cuando es posible determinar el tamaño de soldadura se debe de verificar que la soldadura sea menor a 2 mm dentro de la distancia que va desde el borde del metal base, hasta el talón de la soldadura.

2.3.3.3. Soldaduras de tapón y de ranura

Este tipo de soldadura se realiza en placas traslapadas en el cual se rellenan por completo los agujeros circulares con metal de aportación.

2.3.3.3.1. Área efectiva

Para soldaduras de tapón y de ranura su área de corte efectivo se debe de determinar como el área que se genera en una perforación o ranura a través del plano de superficie de contacto.

2.3.3.3.2. Limitaciones

Las soldaduras de tapón o ranura se deben de usar para unir partes que son componentes de elementos armados, se deben de usar también para prevenir en las partes traslapadas los diferentes pandeos que se puedan ocasionar y para transferir el corte en juntas de traslape.

2.3.4. Pruebas para la calidad de la soldadura

Al hacer una soldadura se sabe que los electrodos a utilizar están diseñados para alcanzar grandes resistencias en el acero, se deben de tomar en consideración algunos factores para la calidad, porque en todo trabajo constructivo existen márgenes de deficiencia, es por esta razón que han surgido pruebas con parámetros de calidad para garantizar a la soldadura una eficiencia que permita una seguridad efectiva en la soldadura, a continuación se describen algunas de las pruebas de control de calidad.

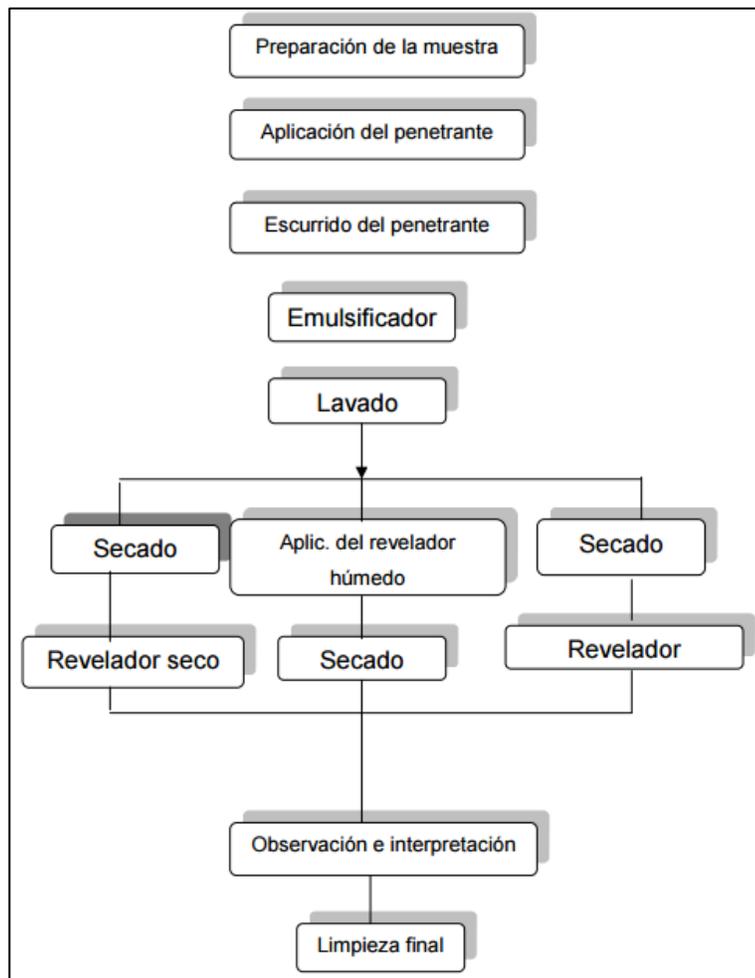
2.3.4.1. Prueba de líquidos penetrantes

Este ensayo está basado en los parámetros de detección de las discontinuidades abiertas que quedan sobre las superficies de materiales no porosos, también en los materiales donde su superficie no contenga demasiada rugosidad, es aplicable a materiales como: metales, cerámicas, plásticos y vidrio.

La prueba de líquidos penetrantes se basa en el principio de capilaridad de líquidos, el cual consiste en la penetración y retención en aberturas como: fisuras, poros y huecos.

Antes de realizar el ensayo debe de verificarse que la superficie se encuentre seca, libre de suciedades, grasas, escorias de soldadura, de tal manera que no obstaculicen las aberturas en la superficie donde entraran en función los líquidos penetrantes. A continuación se presenta un esquema del ensayo.

Figura 8. **Etapas básicas del ensayo por líquidos penetrantes**



Fuente: *Etapas básicas del ensayo por líquidos penetrantes.*

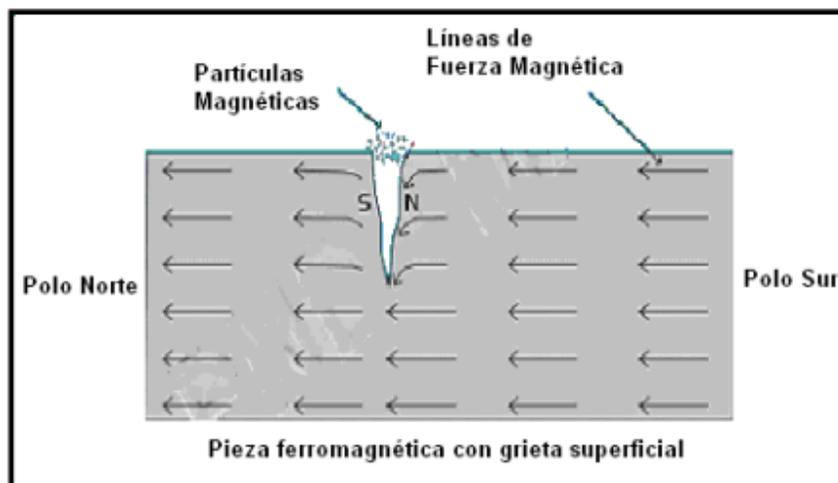
<http://www.comtecol.com/intranet/manual/docu/PROCEDIMIENTO%20DE%20INSPECCION%20DE%20SOLDADURA%20LP.pdf>. Consulta: 27 de mayo de 2016.

2.3.4.2. Prueba de partículas magnéticas

Este ensayo se basa en los fundamentos físicos de atracción del magnetismo, el cual se presenta en el material ferroso conocido como el acero, el magnetismo se caracteriza así, si sus polos son diferentes hay atracción y se

repelen si sus polos son iguales. Basándonos con el término magnetismo, al momento que se presenten discontinuidades en la superficie de un material magnético, estas actuarán como polos, es decir, que atraerán toda partícula magnética que se encuentre cercana a las discontinuidades del material. Al verificar que existe acumulación de partículas sobre la superficie del material se concluye con que existen discontinuidades en su superficie. A continuación se presenta la figura 9 para aclarar lo anterior descrito.

Figura 9. **Ensayo de partículas magnéticas**



Fuente: *Ensayo de partículas magnéticas.*

<http://repositorio.utp.edu.co/dspace/bitstream/11059/1068/1/6201127C227ed.pdf>. Consulta: 27 de mayo de 2016.

La función específica del ensayo de partículas magnéticas es la detección de discontinuidades cuando se realizan soldaduras, también ejercer el control de calidad a través de una buena inspección en componentes maquinados, porque algunas partículas magnéticas se visualizan simplemente con luz artificial y en otras es necesario el uso de luz ultravioleta.

2.3.4.3. Otros

Las pruebas de control de calidad descritas anteriormente son las más utilizables en los laboratorios, pero también existen otros tipos de medición de control de calidad que se detallan a continuación.

2.3.4.3.1. Inspección visual

Este tipo de ensayo no destructivo se encarga de detectar discontinuidades como: salpicadura, socavadura, grietas, porosidad, traslape, concavidad.

2.3.4.3.2. Rayos X

Este tipo de ensayo no destructivo se basa en los parámetros para detectar discontinuidades tales como: falta de fusión, penetración excesiva, socavaduras, grietas, porosidad, inclusiones.

2.3.4.3.3. Ultrasonido

Este es otro tipo de ensayo no destructivo que también sirve para determinar la calidad de la soldadura y detecta las siguientes discontinuidades: falta de fusión, grietas, porosidad, inclusiones, laminación.

2.4. Materiales utilizados en la fabricación de elementos embebidos

Es muy importante conocer los materiales que se utilizan al momento de hacer anclajes al concreto armado y de esta manera tener en cuenta porque estos materiales son tan eficientes por sus propiedades mecánicas, ya que

alcanzan grandes resistencias sin sobrepasar sus deformaciones plásticas, que es lo que más se controla en todo tipo de trabajo de acero estructural.

2.4.1. Acero redondo liso

Este tipo de acero viene fabricado en longitudes de aproximadamente 6 metros y está regido bajo el control de calidad de la Norma ASTM A36 que rige que puede ser utilizado en las estructuras metálicas y para armaduras de estructuras de hormigón armado, siendo principalmente para este trabajo de graduación el enfoque de elementos embebidos.

La ventaja del acero es que tiene una alta resistencia para soportar grandes deformaciones sin fallar a esfuerzos de tensión y tracción. Sabiendo que el acero está diseñado para grandes resistencias, se hace de su uso para la unión de diversos miembros a través de varios tipos de conectores como son la soldadura, los tornillos y los remaches.

2.4.2. Acero en placa

Se deben cumplir las especificaciones y los requerimientos ASTM A36, ASTM A283, ASTM A572, para placas al carbono sabiendo que estas vienen laminadas en diferentes medidas o pueden ser cortadas y ajustadas a las medidas necesarias del constructor, su venta está determinada de acuerdo a su peso teórico.

2.4.3. Pernos Nelson

También conocidos como conectores de cortante y son elementos que sirven para el buen funcionamiento de fijación indispensable en la instalación de

láminas de entrepiso es decir, la unión que se puede realizar con la estructura conocida como losacero, ya que por medio de los pernos Nelson la losa trabaja como una sección compuesta. También son utilizados para conexiones de vigas de acero con placas embebidas en concreto, debido a que están diseñados para trabajar con las fuerzas gravitacionales que genera la estructura y las fuerzas sísmicas que actuaran en la estructura.

3. ESTUDIO DE ELEMENTOS EMBEBIDOS EN CONCRETO ARMADO

Este capítulo consiste en demostrar los datos teóricos investigados y de esta manera aplicarlos a la vida real, demostrando que la ingeniería civil es capaz de ser aplicable de acuerdo a las necesidades a suplir en cualquier construcción que se desee realizar.

3.1. Consideraciones de diseño

Es muy importante tomar en cuenta los factores a los que estará expuesta una estructura y de esta manera ir considerando su importancia en el diseño, porque cada uno de estos factores realizarán esfuerzos de trabajo distintos y por esta razón se analizarán para verificar el grado de magnitud que aportarán al sistema.

3.1.1. Integración de cargas

Para el análisis de integración de cargas se hace un procedimiento que permita encontrar todas las cargas actuantes que están interactuando en los distintos elementos estructurales, es decir, las cargas vivas y muertas que estarán actuando sobre el tipo de estructura que se desee realizar.

3.1.1.1. Cargas vivas

Son aquellas cargas que en una estructura se determinan debido a su uso y su respectiva ocupación y como resultado son ejercidas por la actividad

humana. Las cargas vivas variarán en diferentes parámetros tales como: tiempo, posición y magnitud. Se clasifican en cargas movibles y cargas de movimiento. Las cargas movibles son aquellas en la cual se pueden transportar de un lugar a otro, por ejemplo, mobiliario, equipo, libros de una biblioteca, divisiones movibles y mercancía almacenada en una bodega. Las cargas de movimiento son aquellas que se pueden trasladar de manera continua sobre una estructura, como por ejemplo, grúas sobre traveses de carril de un edificio, camiones y trenes sobre puentes.

3.1.1.2. Cargas muertas

Es la carga gravitacional ejercida por el peso de los miembros estructurales y de todos aquellos elementos que no siendo estructurales se encuentran permanentemente fijos en la estructura. Por ejemplo, se debe saber la carga muerta que actúa en un edificio, entonces se deben conocer los elementos que componen la estructura siendo algunos de ellos como: peso del techo, láminas de piso, losas de piso, vigas, traveses, columnas, muros exteriores, muros tabiques, acabados de pisos y rellenos, plomería, divisiones permanentes. Y de esta manera se efectúan las diferentes cargas muertas que estarán actuando en la estructura.

3.2. Materiales recomendados

La fabricación de los elementos embebidos al concreto armado es muy importante y se deben tomar en consideración muchos factores entre los cuales cabe destacar las características físicas y propiedades mecánicas del elemento, por esta razón se hará una breve descripción de algunos materiales que pueden ser útiles para la elaboración de un elemento embebido el cual ira anclado a un sistema de concreto armado y acero estructural.

3.2.1. Acero corrugado

Este material tiene una función muy importante ya que debido a las corrugas que contiene, tiene una gran adherencia con el concreto armado al momento de aplicarle carga a tracción y soporta grandes deformaciones a tensión antes de llegar a su límite de ruptura, es muy recomendable para utilizarlo en elementos que quedarán embebidos, su adherencia se incrementa cuando existe un doblado a noventa grados en la parte embebida, es decir que se deja un gancho, su grado de diseño mínimo de resistencia es de 40 ksi.

3.2.2. Acero liso

Este material se utiliza especialmente para la elaboración de armaduras en el concreto armado, también puede ser utilizado en la elaboración de elementos embebidos con la diferencia al acero corrugado, que este no posee una buena adherencia con el concreto armado, es recomendable que al hacer de su uso para la elaboración de un embebido, se tome en cuenta el gancho a noventa grados que servirá de soporte en la unificación de los sistemas constructivos.

3.2.3. Acero para placas

Las placas evidentemente son muy importantes dentro del tema de los elementos embebidos al concreto armado, es por esta razón que se debe considerar el material indicado para su elaboración, en la sección 2.4.2. especifica bajo que normas se deben elaborar para cumplir con los parámetros mínimos de diseño y de esta manera garantizar una mayor resistencia al trabajo requerido, para los elementos embebidos se debe de considerar un espesor mínimo en la placa, de por lo menos media pulgada de grosor para soportar los

diferentes esfuerzos de carga a tracción o carga a flexión, según el uso que le quiera dar.

3.2.4. Pernos Nelson

Son muy buenos elementos de acero que sirven para trabajar como elementos embebidos, son recomendables para esta función, debido a que tienen resistencias a tracción y también son conocidos como conectores al cortante porque son especiales para soportar deformaciones grandes al cortante, se recomienda utilizar pernos que estén certificados bajo las normas de calidad, porque su función de trabajo es bastante exigente.

3.2.5. Concreto con grado de resistencia 4 000 PSI

Debido a que el concreto está diseñado a trabajar directamente a cargas de compresión y no a cargas de tensión, se recomienda utilizar un concreto con un grado de resistencia mínima de 4 000 PSI porque permitirá a los elementos embebidos obtener mayores resistencias de adherencia, obteniendo como resultado a una primera posible falla en el acero.

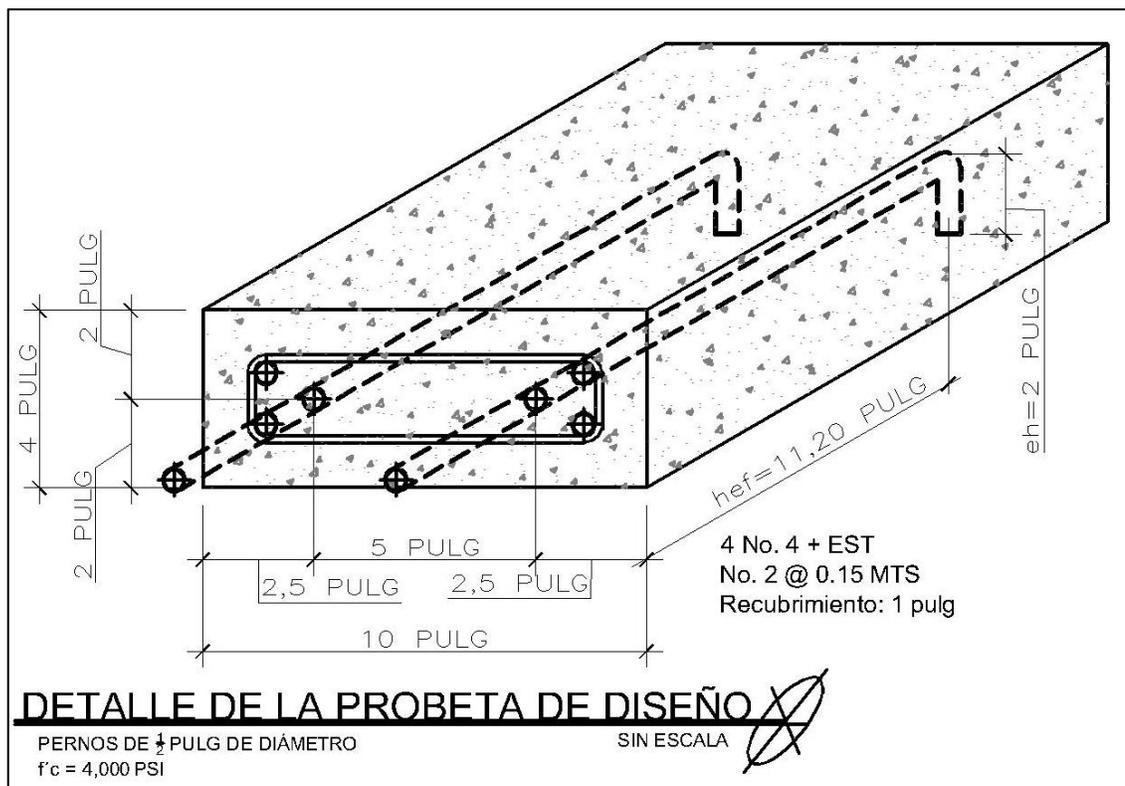
3.3. Ejemplo de diseño de elementos

Para este diseño con base en el reglamento de concreto estructural ACI 318S-11, se tomarán en cuenta la interacción que puede ocurrir entre los esfuerzos de tracción y corte, por lo que será necesario determinar las resistencias de: resistencia del acero de un anclaje en tracción (ϕN_{sa}), resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje en tracción (ϕN_{cbg}), resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción de un anclaje preinstalado o postinstalado de expansión o con sobreperforación en su base

(ϕN_{pn}) , resistencia del acero del anclaje sometido a cortante (ϕV_{sa}) , resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a cortante (ϕV_{cbg}) , resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a cortante (ϕV_{cpg}) .

A continuación se mostrará el esquema propuesto de diseño de las probetas ensayadas, donde se harán los respectivos cálculos de tracción y corte, de esta manera se determinarán las resistencias permisibles que soportará la probeta, según el reglamento de concreto estructural ACI 318S-11.

Figura 10. Esquema del diseño de la probeta a ensayar



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

3.3.1. Diseño por flexión

Esta sección de diseño a flexión aplica nada más para placas de acero que estarán ancladas a un sistema de vigas de acero, al aplicarle carga a las vigas estas harán que las placas sufran esfuerzos de flexión, para este diseño que se propone de trabajo de graduación, no se usarán vigas de acero, por lo que las placas no se flexionarán, solo servirán de apoyo para hacer falla los pernos a tracción o tensión.

3.3.2. Diseño por tracción

En esta sección se evaluarán los pernos expuestos a las cargas por tracción, donde se usarán factores de seguridad que son los encargados de garantizar que las estructuras soporten adecuadamente las cargas de diseño, para no exponer la estructura a una posible falla.

3.3.2.1. Resistencia del acero de un anclaje en tracción

$$N_{sa} = A_{se,N} * f_{uta} \quad (D - 2)$$

Donde:

$$A_{se,N} = 0,1963 \text{ pulg}^2$$

$$f_{uta} = 74,000 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2}$$

Factor de reducción ϕ según ACI 318S-11 (D.4.3.a) página 443 $\phi = 0,75$

Reemplazando valores en la ecuación (D – 2):

$$\phi N_{sa} = 0,75(0,1963 \text{ pulg}^2 * 74\,000 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2})$$

$$\phi N_{sa} = 10\,894,65 \text{ lb}$$

3.3.2.2. Resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje en tracción

$$N_{cbg} = \frac{A_{NC}}{A_{NCO}} * \Psi_{ec,N} * \Psi_{ed,N} * \Psi_{c,N} * \Psi_{cp,N} * N_b \quad (D - 4)$$

A continuación se determinará cada uno de los factores que contiene la ecuación descrita anteriormente:

- Determinando N_b :

Donde:

$\lambda_a = 1\lambda$ Para anclajes preinstalados según ACI 318S-11 (D.3.6) página 437

$\lambda = 1$ Para anclajes preinstalados según ACI 318S-11 (8.6.1) página 114

$$f'c = 4\,000 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2}$$

$$N_b = 16 * \lambda_a * \sqrt{f'c} * h_{ef}^{\frac{5}{3}} \quad (D - 7)$$

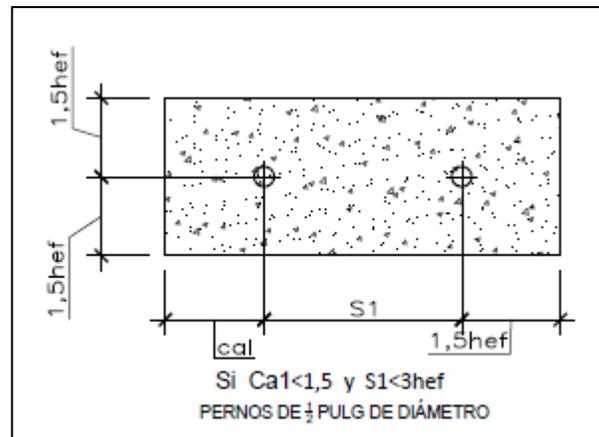
Reemplazando:

$$N_b = 16 * (1 * 1) * \sqrt{4\,000 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2}} * \left(\frac{5}{3} \text{ pulg}\right)^{\frac{5}{3}}$$

$$N_b = 2\,370,82 \text{ lb}$$

- Determinando A_{NC} :

Figura 11. Esquema para determinar A_{NC}



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Donde:

$$h_{ef1} = \frac{C_{a,máx}}{1,5} = \frac{2,5 \text{ pulg}}{1,5} = \frac{5}{3} \text{ pulg}$$

$$h_{ef2} = \frac{S}{1,5} = \frac{5 \text{ pulg}}{3} = \frac{5}{3} \text{ pulg} \quad \text{Como el resultado es el mismo se puede}$$

usar cualquiera de los dos, solo aplica para este caso.

$$A_{NC} = (C_{a1} + S_1 + 1,5h_{ef}) * (2 * 1,5 * h_{ef})$$

$$A_{NC} = (2,5 \text{ pulg} + 5 \text{ pulg} + 2,5 \text{ pulg}) * (2 * 2,5 \text{ pulg})$$

$$A_{NC} = 50 \text{ pulg}^2$$

- Determinando A_{NCO} :

Donde se deben cumplir los siguientes parámetros:

$A_{NC} \leq nA_{NCO}$ Donde n = número de anclajes

$$50 \leq 2 * 25$$

$$50 \leq 50$$

$$A_{NCO} = 9 * h_{ef} \quad (D - 5)$$

$$A_{NCO} = 9 * \left(\frac{5}{3}\right)^2$$

$$A_{NCO} = 25 \text{ pulg}^2$$

- Determinando $\Psi_{ec,N}$:

Donde:

$e'_N = 2,5 \text{ pulg}$ Ya que ambos anclajes estarán en tracción.

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2 * e'_N}{3 * h_{ef}}\right)} \quad (D - 8)$$

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2 * 2,5 \text{ pulg}}{3 * \frac{5}{3} \text{ pulg}}\right)} = 0,5$$

- Determinando $\Psi_{ed,N}$:

Donde se deben cumplir los siguientes parámetros:

Si $C_{a,min} < 1,5h_{ef}$ se usará la ecuación D-10 del ACI 318S-11 página 350

$$2 \text{ pulg} < 1,5 * \left(\frac{5}{3}\right)$$

2 pulg < 2,5 pulg entonces:

$$\Psi_{ed,N} = 0,7 + \frac{0,3 * C_{a,min}}{1,5 * h_{ef}} \quad (D - 10)$$

$$\Psi_{ed,N} = 0,7 + 0,3 * \left(\frac{2 \text{ pulg}}{1,5 * \frac{5}{3}} \right) = 0,94$$

- Determinando $\Psi_{c,N}$:

El ACI 318S-11 establece que para anclajes preinstalados en el concreto armado, se usará el siguiente parámetro:

$$\Psi_{c,N} = 1,25$$

- Determinando $\Psi_{cp,N}$

De acuerdo al ACI 318S-11 establece que para anclajes preinstalados de todo tipo en el concreto armado, se deberá utilizar siempre uno, entonces:

$$\Psi_{cp,N} = 1$$

Reemplazando valores en la ecuación (D - 4):

Factor de reducción ϕ según ACI 318S-11 (D.4.3.c.ii) condición A página 443

$$\phi = 0,75$$

$$\phi N_{cbg} = 0,75 \left(\frac{50 \text{ pulg}^2}{25 \text{ pulg}^2} * 0,5 * 0,94 * 1,25 * 2 \text{ 370,82 lb} \right)$$

$$\phi N_{cbg} = 2 \text{ 089,29 lb}$$

3.3.2.3. Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción de un anclaje preinstalado o postinstalado de expansión o con sobreperforación en su base

$$N_{pn} = \Psi_{c,P} * N_P \quad (D - 13)$$

- Determinando $\Psi_{c,P}$:

De acuerdo al ACI 318S-11 (D.5.3.6) página 453 establece que se deberá utilizar siempre uno, debido a que puede existir algún tipo de fisuración, entonces:

$$\Psi_{c,P} = 1$$

- Determinando N_P :

$$N_P = 0,9 * f'_c * e_h * d_a \quad (D - 15)$$

Donde se deben de cumplir los siguientes parámetros:

$$3d_a \leq e_h \leq 4,5d_a$$

$$3(0,5 \text{ pulg}) \leq 2 \text{ pulg} \leq 4,5(0,5 \text{ pulg})$$

$$1,5 \text{ pulg} \leq 2 \text{ pulg} \leq 2,25 \text{ pulg}$$

$$N_P = 0,9 * \frac{4\,000 \text{ lb}}{\text{pulg}^2} * 2 \text{ pulg} * 0,5 \text{ pulg} = 3\,600 \text{ lb}$$

Reemplazando valores en la ecuación (D – 13):

Factor de reducción ϕ según ACI 318S-11 (D.4.3.c.ii) condición B página 443

$$\phi = 0,75$$

$$\phi N_{pn} = 0,70 * 1 * 3,600 \text{ lb} * 2 \text{ pernos}$$

$$\phi N_{pn} = 5\,040 \text{ lb}$$

3.3.3. Diseño por cortante

En esta sección se evaluarán los pernos expuestos a las cargas por cortante, tomando en cuenta los factores de seguridad, siendo estos los que proporcionan los límites para cargar las estructuras con el peso permisible, aplicando de esta manera los rangos establecidos por el código de construcción ACI 318S-11.

3.3.3.1. Resistencia del acero del anclaje sometido a cortante

$$V_{sa} = 0,6 * A_{se,V} * f_{uta} \quad (D - 29)$$

Donde:

$$A_{se,V} = 0,1963 \text{ pulg}^2$$

$$f_{uta} = 74\,000 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2}$$

Factor de reducción ϕ según ACI 318S-11 (D.4.3.a.ii) página 443 $\phi = 0,65$

Reemplazando valores en la ecuación (D – 29):

$$\phi V_{sa} = 0,65 * 0,6 * (0,1963 \text{ pulg}^2 * 74,000 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2})$$

$$\phi V_{sa} = 5\,665,22 \text{ lb}$$

3.3.3.2. Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a cortante

$$V_{cbg} = \frac{A_{VC}}{A_{VCO}} * \Psi_{ec,V} * \Psi_{ed,V} * \Psi_{c,V} * \Psi_{h,V} * V_b \quad (D - 31)$$

A continuación se determinará cada uno de los factores que contiene la ecuación descrita anteriormente:

- Determinando V_b : donde se debe tomar el menor valor de los resultados de V_b .

$$V_b = 7 * \left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0,2} * \sqrt{d_a} * \lambda_a * \sqrt{f'_c} * (C_{a1})^{1,5} \quad (D - 33)$$

Donde:

$\lambda_a = 1\lambda$ para anclajes preinstalados según ACI 318S-11 (D.3.6) página 437.

$\lambda = 0,85$ para concreto normal según ACI 318S-11 (8.6.1) página 114.

$$\ell_e = 8d_a = 8 * 0,5 \text{ pulg} = 4 \text{ pulg}$$

$$d_a = 0,5 \text{ pulg}$$

Reemplazando valores:

$$V_b = 7 * \left(\frac{4 \text{ pulg}}{0,5 \text{ pulg}} \right)^{0,2} * \sqrt{0,5 \text{ pulg}} * 1 * 0,85 * \sqrt{\frac{4\ 000 \text{ lb}}{\text{pulg}^2}} * (2 \text{ pulg})^{1,5}$$

$$V_b = 1\ 140,76 \text{ lb}$$

$$V_b = 9 * \lambda_a * \sqrt{f'_c} * (C_{a1})^{1,5} \quad (D - 34)$$

Reemplazando valores:

$$V_b = 9 * 0,85 * 1 * \sqrt{\frac{4\ 000 \text{ lb}}{\text{pulg}^2}} * (2 \text{ pulg})^{1,5}$$

$$V_b = 1\ 368,47 \text{ lb}$$

- Determinando A_{VC} :

$$\begin{aligned} A_{VC} &= 1,5 * C_{a1} * (1,5C_{a1} + C_{a2}) \\ A_{VC} &= (1,5 * 2) * [(1,5 * 2) + (2,5)] \\ A_{VC} &= 16,50 \text{ pulg}^2 \end{aligned}$$

- Determinando A_{VCO} :

Donde se deben cumplir los siguientes parámetros:

$A_{VC} < n * A_{VCO}$ Donde n = número de anclajes

$$16,50 \text{ pulg}^2 < 2 * 18 \text{ pulg}^2$$

$$16,50 \text{ pulg}^2 < 36 \text{ pulg}^2$$

$$A_{VCO} = 4,5 * (C_{a1})^2 \quad (D - 32)$$

$$A_{VCO} = 4,5 * (2 \text{ pulg})^2$$

$$A_{VCO} = 18 \text{ pulg}^2$$

- Determinando $\Psi_{ec,V}$:

Donde:

$e'_V = 0 \text{ pulg}$, porque los anclajes estarán cargados a tracción.

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2 * e'_V}{3 * C_{a1}}\right)} \quad (D - 36)$$

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1} = 1$$

- Determinando $\Psi_{ed,V}$:

Donde se deben de cumplir los siguientes parámetros:

Si $C_{a2} < 1,5 C_{a1}$ se usará la ecuación D-38 del ACI 318S-11 página 466

$2,5 \text{ pulg} < 1,5 * (2 \text{ pulg})$

$2,5 \text{ pulg} < 3 \text{ pulg}$ Entonces:

$$\Psi_{ed,V} = 0,7 + \frac{0,3 * C_{a2}}{1,5 * C_{a1}} \quad (D - 38)$$

$$\Psi_{ed,V} = 0,7 + 0,3 \left(\frac{2,5 \text{ pulg}}{1,5 * 2 \text{ pulg}} \right) = 0,95$$

- Determinando $\Psi_{c,V}$:

El ACI 318S-11 establece que para anclajes en concreto fisurado con refuerzo consistente en barras de diámetro número 13 o mayor localizadas entre el anclaje y el borde, se usara el siguiente parámetro:

$$\Psi_{c,v} = 1,2$$

- Determinando $\Psi_{h,v}$

De acuerdo al ACI 318S-11 establece que para anclajes preinstalados donde no cumpla con la ecuación (D-39), deberá tomarse el siguiente valor:

$$\Psi_{h,v} = 1$$

Reemplazando valores en la ecuación (D – 31):

Factor de reducción ϕ según ACI 318S-11 (D.4.3.c.i) condición A página 443
 $\phi = 0,75$

$$\phi V_{cbg} = 0,75 \left(\frac{16,50 \text{ pulg}^2}{18 \text{ pulg}^2} * 1 * 0,95 * 1,2 * 1 * 1140,76 \text{ lb} \right)$$

$$\phi V_{cbg} = 894,07 \text{ lb}$$

3.3.3.3. Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a cortante

$$V_{cpg} = K_{cp} * N_{cpg} \quad (D - 41)$$

- Determinando K_{cp} :

Donde se deben de cumplir los siguientes parámetros:

$$h_{ef} \geq 2,56 \text{ pulg}$$

$$11,02 \text{ pulg} \geq 2,56 \text{ pulg}$$

Como si se cumplen los parámetros establecidos por el código de construcción entonces el valor de K_{cp} es el siguiente:

$$K_{cp} = 2$$

- Determinando N_{cpg} : este valor debe de ser el mismo calculado en la ecuación D-4 siempre y cuando los anclajes que se están utilizando son preinstalados de expansión y con sobreperforación en su base.

$$N_{cpg} = N_{cbg} (D - 4)$$

$$N_{cpg} = 2\,089,29 \text{ lb}$$

Reemplazando valores en la ecuación (D - 41):

Factor de reducción ϕ según ACI 318S-11 (D.4.3.a.i) condición B página 443 $\phi = 0,70$

$$\phi V_{cpg} = 0,70(2 * 2\,089,29 \text{ lb})$$

$$\phi V_{cpg} = 2\,925,00 \text{ lb}$$

3.3.4. Interacción de las fuerzas de tracción y cortante

En esta sección se analizarán los parámetros permisibles de diseño que establece el reglamento ACI 318S-11 con base en estos parámetros se ha hecho el diseño descrito anteriormente, donde se pretende ver la interacción que ocurre en las cargas propuestas y las cargas de diseño calculadas por el reglamento, tomando en consideración que no se deben de sobrepasar los límites de diseño establecidos por el código de construcción, si no se obtienen dichos límites permisibles, habría que proponer otro diseño y evitar de esta manera un posible colapso en la estructura.

A continuación se calcularán las interacciones de las cargas a través de las ecuaciones que establece el código de diseño:

Donde:

Resumen de las resistencias de diseño a tracción:

$$\phi N_{sa} = 10\,894,65 \text{ lb}$$

$$\phi N_{cbg} = 2\,089,29 \text{ lb valor determinante}$$

$$\phi N_{pn} = 5\,040 \text{ lb}$$

Resumen de las resistencias de diseño a cortante:

$$\phi V_{sa} = 5\,665,22 \text{ lb}$$

$$\phi V_{cbg} = 894,07 \text{ lb valor determinante}$$

$$\phi V_{cpg} = 2\,925,00 \text{ lb}$$

Resistencias propuestas para el diseño:

$$V_{ua} = 500 \text{ lb}$$

$$N_{ua} = 1\,000 \text{ lb}$$

- Verificando la interacción que ocurre en la totalidad de la resistencia a tracción de diseño, es permitido usarla, si la resistencia a cortante es la que gobierna:

$$V_{ua} / (\phi V_n) \leq 0,2$$

$$500 \text{ lb} < 0,2(894,07 \text{ lb})$$

$$500 \text{ lb} < 178,81 \text{ lb}$$

Como $V_{ua} > 0,2(\phi V_n)$ no se puede considerar la totalidad de la resistencia a tracción de diseño.

- Verificando la interacción que ocurre en la totalidad de la resistencia a cortante de diseño, es permitido usarla, si la resistencia a tracción es la que gobierna:

$$N_{ua} / (\phi N_n) \leq 0,2$$

$$1\ 000 \text{ lb} < 0,2 * (2\ 089,29 \text{ lb})$$

$$1\ 000 \text{ lb} < 417,80 \text{ lb}$$

Como $N_{ua} > 0,2(\phi N_n)$ no se puede considerar la totalidad de la resistencia a cortante de diseño.

Como en los dos casos no se puede considerar la totalidad de las resistencias de cortante y de tracción, entonces el reglamento permite utilizar la siguiente ecuación con el fin de obtener lo requerido para los parámetros de diseño.

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1,2$$

$$\frac{1\,000\text{ lb}}{2\,089,29\text{ lb}} + \frac{500\text{ lb}}{894,07} \leq 1,2$$

1,1976 \leq 1,2 si verifica para el diseño propuesto.

3.4. Métodos de ensayo

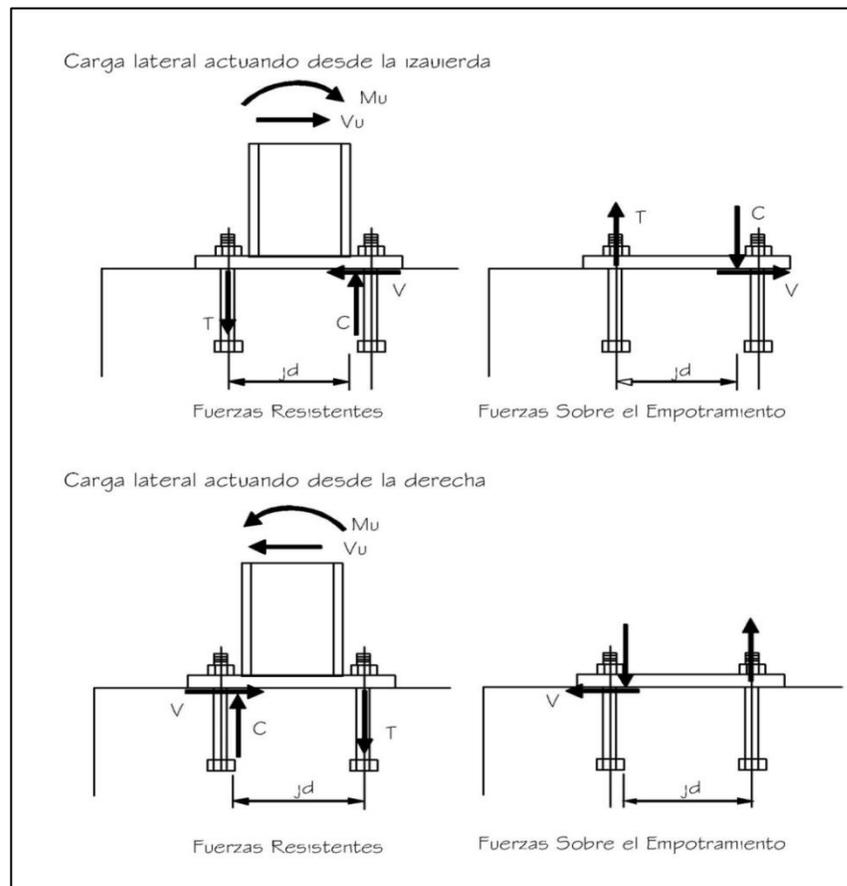
Para esta sección se describirá lo que sucede en los anclajes con el concreto armado, tanto el acero como el concreto están expuestos a que suceda una falla repentina en cualquier parte de la estructura, por eso se pretende dar una breve introducción debido a que el tema de anclajes es muy complejo y requiere de muchos ensayos diferentes para ir analizando las posibles reacciones que acontecen en las probetas de ensayo que se realizan, además existen muchas maneras de realizar los ensayos y verificar las fallas en las estructuras.

3.4.1. Ensayo por flexión de la placa embebida dentro del concreto

Cuando se elabora un diseño estructural de anclajes al concreto armado y dentro del diseño existe la necesidad de utilizar placas de acero, las cuales irán soldadas a pernos que quedarán embebidos dentro del concreto armado y que las mismas quedarán al rostro externo de la estructura del concreto (vigas, columnas silos, entre otros.) las cuales irán soldadas a vigas de acero, entonces al aplicar carga axial en las vigas de acero, estas generan esfuerzos de tensión y compresión en ambas caras de las placas, de esta manera es como se generan la flexión en las placas.

En conclusión con este ensayo es que a través de la aplicación de cargas axiales en vigas de acero que irán siempre soldadas hacia las placas, es la única manera para que suceda la flexión en las placas de acero, es por eso que al hacer un diseño en las placas, se debe de considerar que tan grandes serán los esfuerzos de tensión y de compresión que se van a estar manifestando en las placas, porque para este tipo de ensayo, esa sería la parte más crítica que estará expuesta a que suceda una posible falla dentro de la estructura.

Figura 12. **Esquema del detalle de fijación de una viga de acero anclada a una placa de acero embebida en el concreto armado**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

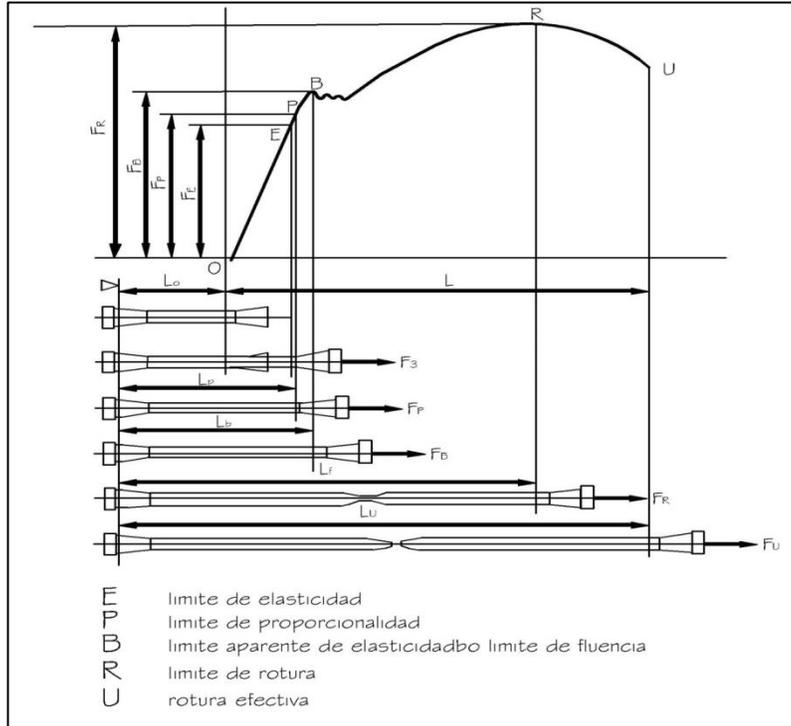
3.4.2. Ensayo por cortante o arrancamiento del elemento anclado

La resistencia del acero y su parte embebida influye mucho en este ensayo, debido a que un acero con mayor grado de resistencia alcanzará mejores resultados para la aplicación de cargas y un acero de baja calidad ofrecerá menor resistencia, este ensayo se debe realizar aplicando directamente carga de tracción ya que de esta manera se logra alcanzar la falla en el acero, se puede dar falla por corte o posiblemente sino se da, es posible que suceda una falla de arrancamiento del elemento que esta embebido, pero debido a los parámetros actuales de diseño que proporciona el ACI 318S-11, ya es más fácil de predecir una falla por corte y no por arrancamiento, ya que según este parámetro la parte embebida mínima debe de ser $h_{ef} \geq 11 \text{ pulg}$, se ve claramente que el embebido quedará bastante profundo para que el elemento no falle por arrancamiento en el área de empotramiento.

Es muy importante llevar a cabo el ensayo por cortante en el acero, porque se puede observar claramente cómo se va generando la falla, debido a que mientras más embebido queda el elemento, es más difícil que ocurra un desgarre entre la adherencia que existe en el acero con el concreto armado.

En conclusión, se debe considerar siempre que a los elementos siempre se les debe de aplicar cargas por tracción, para observar el comportamiento del embebido, prediciendo en un 90 % una falla por corte, y haciendo llegar de esta manera a que el acero fluya a su máximo.

Figura 13. **Ejemplo del cortante cuando se someten a cargas de tracción los pernos**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

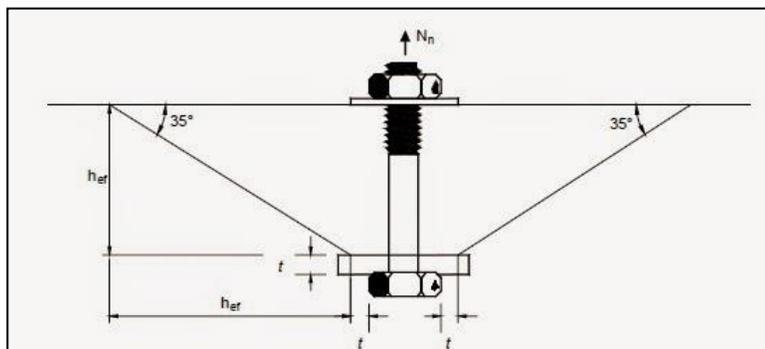
3.4.3. **Ensayo por desprendimiento del concreto debido al elemento anclado**

Debido a las fuerzas de corte y de tracción que actúan en el sistema de los elementos anclados, existe una cierta parte del concreto que queda vulnerable a que posiblemente se genere una cierta área por desprendimiento, porque en el momento que al elemento embebido se le aplica carga, el reglamento de concreto estructural ACI 318S-11 a través de los ensayos que se realizaron por expertos, predice que se genera un área de falla en forma de cono en el concreto que va conjuntamente con el embebido, esto posiblemente

suceda en los bordes libres del concreto armado, a esta posible falla se le conoce con el nombre de prisma de arrancamiento a 35°, donde la altura del prisma se genera a una distancia de, c_{a1} y su base se dará aproximadamente en $(1,5c_{a1})^2$, de esta manera para determinar la falla se hace a través del área proyectada de la superficie de borde del elemento, es decir, el perno que quedara embebido dentro del concreto armado.

Este tipo de ensayo también debe de realizarse con la aplicación de cargas a tracción y cargas por corte, para que de esta manera pueda suceder la falla del prisma.

Figura 14. **Ejemplo del prisma de arrancamiento a 35° en concreto armado**



Fuente: http://normastecnicasingeneria.blogspot.com/2014_11_01_archive.html. Consulta: 25 de junio de 2017.

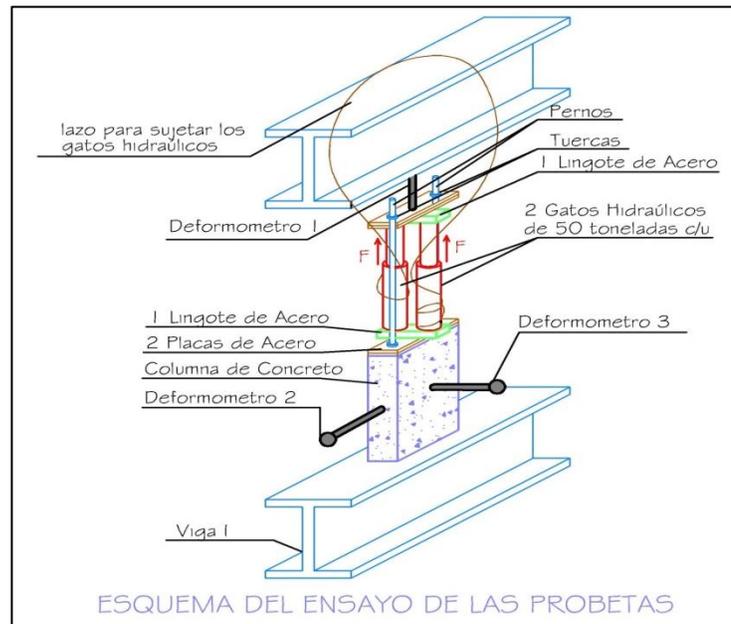
3.5. Desarrollo experimental

En esta sección se llevará a cabo el desarrollo experimental del diseño propuesto para este trabajo de graduación, donde de acuerdo a la información recopilada se tratará de llevar el marco teórico investigado, a la vida cotidiana

que actualmente se afronta, se usarán los datos obtenidos del ensayo y se realizarán gráficas, analizando los resultados de la manera más técnica y posible.

A continuación se hará un esquema basado en el ensayo de las probetas con la ubicación de los deformómetros utilizados que proporcionaron la información de las deformaciones que se dieron en el sistema.

Figura 15. **Esquema del ensayo utilizado para hacer fallar las probetas**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2016.

3.5.1. Datos obtenidos

Se describirán los datos obtenidos del ensayo que consistió en la aplicación de carga por tracción a los dos pernos de acero contenidos en cada probeta, con el fin de obtener la carga última que soportó el sistema.

Tabla XVI. Datos obtenidos durante el ensayo de la probeta número 1

ENSAYO TENSION COLUMNA 1								
COL1	CARGA (PSI)	CARGA	LECTURA TOMADA			DEFORMACION REAL (mm)		
			DEF 1 (VERTICAL)	DEF 2 (EJE X)	DEF 2 (EJE Y)	DEF 1 (VERTICAL)	DEF 2 (EJE X)	DEF 2 (EJE Y)
CARGA	0	0,00	21,98	1,85	2,174	0	0	0
	100	0,05	22,07	1,85	2,174	0,09	0	0
	150	0,07	22,14	1,85	2,174	0,16	0	0
	200	0,09	22,18	1,89	2,174	0,2	0,04	0
	300	0,14	22,22	1,89	2,174	0,24	0,04	0
	400	0,18	22,3	1,89	2,174	0,32	0,04	0
	500	0,23	22,38	1,89	2,174	0,4	0,04	0
	600	0,27	22,47	1,89	2,174	0,49	0,04	0
	700	0,32	22,56	1,89	2,174	0,58	0,04	0
	800	0,36	22,67	1,89	2,172	0,69	0,04	0,002
	900	0,41	22,76	1,89	2,172	0,78	0,04	0,002
	1000	0,45	22,85	1,89	2,172	0,87	0,04	0,002
	1100	0,50	22,97	1,89	2,172	0,99	0,04	0,002
	1200	0,54	23,07	1,89	2,172	1,09	0,04	0,002
	1300	0,59	23,19	1,89	2,172	1,21	0,04	0,002
	1400	0,64	23,35	1,89	2,172	1,37	0,04	0,002
	1500	0,68	23,62	1,89	2,172	1,64	0,04	0,002
	1600	0,73	23,93	1,89	2,172	1,95	0,04	0,002
	1700	0,77	24,54	1,89	2,172	2,56	0,04	0,002
	1800	0,82	25,48	1,89	2,172	3,5	0,04	0,002
1750	0,79	25,48	1,89	2,172	3,5	0,04	0,002	
1600	0,73	26,9	1,89	2,172	4,92	0,04	0,002	
1900	0,86	28,82	1,89	2,172	6,84	0,04	0,002	
1800	0,82	28,82	1,89	2,172	6,84	0,04	0,002	
1900	0,86	29,04	1,89	2,172	7,06	0,04	0,002	
2000	0,91	31,17	1,89	2,172	9,19	0,04	0,002	
ABATIO	1850	0,84	31,19	1,89	2,172	9,21	0,04	0,002
	2000	0,91	34,92	1,89	2,172	12,94	0,04	0,002
CARGA	2000	0,91	35,44	1,89	2,172	13,46	0,04	0,002
	2100	0,95	42,5	1,9	2,172	20,52	0,05	0,002
DESCARGA	1900	0,86	42,52	1,9	2,172	20,54	0,05	0,002
	1700	0,77	42,38	1,9	2,172	20,4	0,05	0,002
	1500	0,68	42,21	1,91	2,172	20,23	0,06	0,002
	1300	0,59	42,03	1,91	2,172	20,05	0,06	0,002
	1100	0,50	41,82	1,91	2,172	19,84	0,06	0,002
	900	0,41	41,59	1,91	2,172	19,61	0,06	0,002
	700	0,32	41,38	1,9	2,172	19,4	0,05	0,002
	500	0,23	41,13	1,9	2,172	19,15	0,05	0,002
	300	0,14	40,86	1,9	2,172	18,88	0,05	0,002
	100	0,05	40,47	1,89	2,172	18,49	0,04	0,002
	0	0,00	39,32	1,885	2,172	17,34	0,035	0,002
CARGA	100	0,05	40,37	1,9	2,13	18,39	0,05	0,044
	500	0,23	40,86	1,9	2,13	18,88	0,05	0,044
	1000	0,45	41,38	1,905	2,13	19,4	0,055	0,044
	1500	0,68	41,94	1,905	2,13	19,96	0,055	0,044
	2000	0,91	43	1,905	2,13	21,02	0,055	0,044
	1850	0,84	42,995	2,53	2,199	21,015	0,68	0,025
	2100	0,95	46,75	2,53	2,199	24,77	0,68	0,025

Fuente: elaboración propia.

Tabla XVII. Datos obtenidos durante el ensayo de la probeta número 2

ENSAYO TENSION COLUMNNA 2									
COLZ	CARGA (PSI)	CARGA	LECTURA TOMADA			DEFORMACION REAL (mm)			
			DEF 1 (VERTICAL)	DEF 2 (EIE X)	DEF 2 (EIE Y)	DEF 1 (VERTICAL)	DEF 2 (EIE X)	DEF 2 (EIE Y)	
	0	0,00	0	0	0	0	0	0	0
	100	0,05	14,54	0,88	8,3	0	0	0	0
	200	0,09	14,56	0,88	8,3	0,02	0	0	0
	300	0,14	14,68	0,88	8,3	0,14	0	0	0
	400	0,18	14,78	0,88	8,3	0,24	0	0	0
	500	0,23	14,91	0,88	8,3	0,37	0	0	0
	600	0,27	15,01	0,88	8,3	0,47	0	0	0
	700	0,32	15,14	0,88	8,3	0,6	0	0	0
	800	0,36	15,26	0,88	8,3	0,72	0	0	0
	900	0,41	15,37	0,88	8,3	0,83	0	0	0
	1000	0,45	15,49	0,88	8,3	0,95	0	0	0
	1100	0,50	15,62	0,88	8,3	1,08	0	0	0
	1200	0,54	15,76	0,88	8,3	1,22	0	0	0
	1300	0,59	15,9	0,88	8,3	1,36	0	0	0
	1400	0,64	16,02	0,88	8,3	1,48	0	0	0
	1500	0,68	16,16	0,88	8,3	1,62	0	0	0
	1600	0,73	16,21	0,88	8,3	1,67	0	0	0
	1700	0,77	16,38	0,88	8,3	1,84	0	0	0
	1800	0,82	16,56	0,88	8,3	2,02	0	0	0
	1900	0,86	16,83	0,88	8,3	2,29	0	0	0
	2000	0,91	17,31	0,88	8,3	2,77	0	0	0
	2100	0,95	17,78	0,88	8,3	3,24	0	0	0
	2200	1,00	18,69	0,88	8,3	4,15	0	0	0
	2250	1,02	20,26	0,88	8,3	5,72	0	0	0
	2300	1,04	21,61	0,88	8,3	7,07	0	0	0
	2150	0,98	23,14	0,88	8,3	8,6	0	0	0
ABATIO	2400	1,09	27,29	0,88	8,3	12,75	0	0	0
CARGA	2400	1,09	35	0,88	8,3	20,46	0	0	0

Fuente: elaboración propia.

Tabla XVIII. Datos obtenidos durante el ensayo de la probeta número 3

COL3	CARGA (PSI)	CARGA	LECTURA TOMADA				DEFORMACION REAL (mm)			
			DEF 1 (VERTICAL)	DEF 2 (EJE X)	DEF 2 (EJE Y)	DEF 1 (VERTICAL)	DEF 2 (EJE X)	DEF 2 (EJE Y)		
CARGA	50	0,02	15,09	1,72	4,34	0	0	0	0	0
	100	0,05	15,19	1,72	4,34	0,1	0	0	0	0
	200	0,09	15,28	1,72	4,34	0,19	0	0	0	0
	300	0,14	15,35	1,72	4,34	0,26	0	0	0	0
	400	0,18	15,46	1,72	4,34	0,37	0	0	0	0
	500	0,23	15,55	1,72	4,34	0,46	0	0	0	0
	600	0,27	15,65	1,72	4,34	0,56	0	0	0	0
	700	0,32	15,75	1,72	4,34	0,66	0	0	0	0
	800	0,36	15,87	1,72	4,34	0,78	0	0	0	0
	900	0,41	15,99	1,72	4,34	0,9	0	0	0	0
	1000	0,45	16,12	1,72	4,34	1,03	0	0	0	0
	1100	0,50	16,21	1,72	4,34	1,12	0	0	0	0
	1200	0,54	16,32	1,72	4,34	1,23	0	0	0	0
	1300	0,59	16,43	1,72	4,34	1,34	0	0	0	0
	1400	0,64	16,56	1,72	4,34	1,47	0	0	0	0
	1500	0,68	16,73	1,72	4,34	1,64	0	0	0	0
	1600	0,73	16,97	1,72	4,34	1,88	0	0	0	0
	1700	0,77	17,4	1,72	4,34	2,31	0	0	0	0
	1750	0,79	18,24	1,72	4,34	3,15	0	0	0	0
	1850	0,84	19,72	1,72	4,34	4,63	0	0	0	0
1900	0,86	20,24	1,72	4,34	5,15	0	0	0	0	
1900	0,86	20,72	1,72	4,34	5,63	0	0	0	0	
1950	0,88	22,34	1,72	4,34	7,25	0	0	0	0	
1825	0,83	22,36	1,745	4,34	7,27	0,025	0	0	0	
1600	0,73	22,23	1,745	4,34	7,14	0,025	0	0	0	
1400	0,64	22,02	1,745	4,34	6,93	0,025	0	0	0	
1200	0,54	21,83	1,8	4,34	6,74	0,08	0	0	0	
1000	0,45	21,71	1,8	4,34	6,62	0,08	0	0	0	
800	0,36	21,47	1,75	4,34	6,38	0,03	0	0	0	
600	0,27	21,22	1,75	4,34	6,13	0,03	0	0	0	
400	0,18	20,95	1,75	4,34	5,86	0,03	0	0	0	
200	0,09	20,65	1,75	4,34	5,56	0,03	0	0	0	
0	0,00	20,14	1,79	4,36	5,05	0,07	0,02	0	0,02	
DESCARGA										

Fuente: elaboración propia.

Tabla XIX. Datos obtenidos durante el ensayo de la probeta número 4

ENSAYO TENSIÓN COLUMNA 4									
COL3	CARGA (PSI)	CARGA	LECTURA TOMADA			DEFORMACION REAL (mm)			
			DEF 1 (VERTICAL)	DEF 2 (EJE X)	DEF 2 (EJE Y)	DEF 1 (VERTICAL)	DEF 2 (EJE X)	DEF 2 (EJE Y)	
CARGA	75	0,03	9,64	1,165	2,135	0	0	0	0
	100	0,05	9,73	1,165	2,135	0,09	0	0	0
	200	0,09	9,85	1,165	2,135	0,21	0	0	0
	300	0,14	9,98	1,165	2,135	0,34	0	0	0
	400	0,18	10,1	1,165	2,135	0,46	0	0	0
	500	0,23	10,21	1,165	2,9	0,57	0	0	0,765
	600	0,27	10,32	1,165	2,9	0,68	0	0	0,765
	700	0,32	10,43	1,165	2,9	0,79	0	0	0,765
	800	0,36	10,53	1,165	2,9	0,89	0	0	0,765
	900	0,41	10,59	1,165	2,9	0,95	0	0	0,765
	1000	0,45	10,73	1,166	2,9	1,09	0,001	0	0,765
	1100	0,50	10,83	1,166	2,9	1,19	0,001	0	0,765
	1200	0,54	10,95	1,166	2,9	1,31	0,001	0	0,765
	1300	0,59	11,07	1,166	2,9	1,43	0,001	0	0,765
	1400	0,64	11,21	1,166	2,9	1,57	0,001	0	0,765
	1500	0,68	11,38	1,166	2,9	1,74	0,001	0	0,765
	1600	0,73	11,61	1,166	2,9	1,97	0,001	0	0,765
	1700	0,77	11,96	1,166	2,9	2,32	0,001	0	0,765
	1800	0,82	12,68	1,166	2,9	3,04	0,001	0	0,765
	DESCARGA	1700	0,77	12,68	1,166	2,11	3,04	0,001	0,025
1900		0,86	14,2	1,166	2,13	4,56	0,001	0,005	0,005
1800		0,82	14,2	1,166	2,13	4,56	0,001	0,001	0,005
1600		0,73	14,11	1,166	2,13	4,47	0,001	0,001	0,005
1400		0,64	13,96	1,166	2,13	4,32	0,001	0,001	0,005
1200		0,54	13,76	1,166	2,13	4,12	0,001	0,001	0,005
1000		0,45	13,58	1,166	2,13	3,94	0,001	0,001	0,005
800		0,36	13,37	1,166	2,13	3,73	0,001	0,001	0,005
600	0,27	13,13	1,166	2,13	3,49	0,001	0,001	0,005	
400	0,18	12,88	1,166	2,13	3,24	0,001	0,001	0,005	
200	0,09	12,58	1,166	2,13	2,94	0,001	0,001	0,005	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XX. Datos obtenidos durante el ensayo de la probeta número 5

ENSAYO TENSION COLUMNA 5									
COL2	CARGA (PSI)	CARGA	LECTURA TOMADA			DEFORMACION REAL (mm)			
			DEF 1 (VERTICAL)	DEF 2 (EJE X)	DEF 2 (EJE Y)	DEF 1 (VERTICAL)	DEF 2 (EJE X)	DEF 2 (EJE Y)	
	0	0,00	0	0	0	0	0	0	0
	100	0,05	15,72	0,75	9,4	0	0	0	0
	200	0,09	15,76	0,75	9,4	0,04	0	0	0
	300	0,14	15,79	0,75	9,4	0,07	0	0	0
	400	0,18	15,88	0,75	9,4	0,16	0	0	0
	500	0,23	15,99	0,75	9,4	0,27	0	0	0
	600	0,27	16,18	0,75	9,4	0,46	0	0	0
	700	0,32	16,25	0,75	9,4	0,53	0	0	0
	800	0,36	16,37	0,75	9,4	0,65	0	0	0
	900	0,41	16,48	0,75	9,4	0,76	0	0	0
	1000	0,45	16,58	0,75	9,4	0,86	0	0	0
	1100	0,50	16,74	0,75	9,4	1,02	0	0	0
	1200	0,54	16,78	0,75	9,4	1,06	0	0	0
	1300	0,59	16,96	0,75	9,4	1,24	0	0	0
	1400	0,64	17,08	0,75	9,4	1,36	0	0	0
	1500	0,68	17,25	0,75	9,4	1,53	0	0	0
	1600	0,73	17,32	0,75	9,4	1,6	0	0	0
	1700	0,77	17,46	0,75	9,4	1,74	0	0	0
	1800	0,82	17,64	0,75	9,4	1,92	0	0	0
	1900	0,86	17,94	0,75	9,4	2,22	0	0	0
	2000	0,91	18,34	0,75	9,4	2,62	0	0	0
	2100	0,95	18,9	0,75	9,4	3,18	0	0	0
	2200	1,00	19,8	0,75	9,4	4,08	0	0	0
	2250	1,02	21,3	0,75	9,4	5,58	0	0	0
	2300	1,04	22,73	0,75	9,4	7,01	0	0	0
ABATIO	2000	0,91	24,18	0,75	9,4	8,46	0	0	0
	2300	1,04	28,45	0,75	9,4	12,73	0	0	0
CARGA	2300	1,04	36	0,75	9,4	20,28	0	0	0

Fuente: elaboración propia.

3.5.2. Cálculos efectuados

A continuación, se efectuarán los respectivos cálculos de esta manera se comparan los datos de la resistencia de diseño del perno con la resistencia obtenida del ensayo, se espera que por lo menos alcancen su resistencia mínima o posiblemente por un mal diseño de fábrica no se logre lo esperado en los pernos de acero, haciendo la aclaración que solo las probetas enumeradas de la siguiente manera: 1,2,5 se llevaron a cabo para determinar la carga ultima, por el motivo que con el ensayo realizado número 2, cuando se le determinó la falla de ruptura en la probeta, se corrió el riesgo en la integridad física de los contribuyentes con el ensayo, debido a que el sistema fallo de una manera peligrosa.

- La resistencia mínima de diseño de fábrica en los pernos de acero es de:

$$f_y = 74,000 \frac{lb}{pulg^2}$$

Esta resistencia se multiplica por un 40 % que es la fluencia máxima que alcanza el acero para llegar a la ruptura, entonces esta resistencia última sería de:

$$f_y = 74\ 000 \frac{lb}{pulg^2} * 1,40\% = 103\ 600 \frac{lb}{pulg^2}$$

Y la falla esperada al momento de la aplicación de carga se calculará a continuación, donde:

$$d_a = 0,5\ pulg$$

$$A = \frac{\pi}{4} * (d_a)^2 = \frac{\pi}{4} * (0,5 \text{ pulg})^2 = 0,1963 \text{ pulg}^2$$

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$P = \sigma * A = 103\,600 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2} * 0,1963 \text{ pulg}^2 = 20\,336,68 \text{ lb (por perno)}$$

$$P = 20\,336,68 \text{ lb} * 2 \text{ pernos} = 40\,673,36 \text{ lb}$$

- Ahora se realizarán los respectivos cálculos para determinar la falla última en los pernos, donde se tomarán en cuenta la información necesaria de los gatos hidráulicos g_a que se usaron durante el ensayo, entonces el área efectiva del gato es de:

$$g_a = 5,16 \text{ pulg}^2$$

Para el ensayo, se utilizaron dos gatos hidráulicos de 25 toneladas cada uno, para lograr llevar los pernos a la ruptura, entonces el área efectiva total es de:

$$g_a = 5,16 \text{ pulg}^2 * (2 \text{ gatos hidráulicos})$$

$$g_a = 10,32 \text{ pulg}^2$$

A continuación, se procederá a determinar la carga última que soportaron los pernos de acero de las probetas 1,2,5, del ensayo efectuado:

- Probeta número 1:

$$\sigma_{falla} = 2\,100 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2}$$

$$P_{ultimo} = \sigma_{falla} * g_a$$

$$P_{ultimo} = 2\,100 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2} * 10,32 \text{ pulg}^2 = 21\,672,00 \text{ lb}$$

- Probeta número 2:

$$\sigma_{falla} = 2\,400 \frac{lb}{pulg^2}$$

$$P_{ultimo} = \sigma_{falla} * g_a$$

$$P_{ultimo} = 2\,400 \frac{lb}{pulg^2} * 10,32 \text{ pulg}^2 = 24\,768,00 \text{ lb}$$

- Probeta número 5:

$$\sigma_{falla} = 2\,300 \frac{lb}{pulg^2}$$

$$P_{ultimo} = \sigma_{falla} * g_a$$

$$P_{ultimo} = 2\,300 \frac{lb}{pulg^2} * 10,32 \text{ pulg}^2 = 23\,736,00 \text{ lb}$$

3.5.3. Resultados obtenidos, tablas, gráficas

Para esta sección con base en los cálculos efectuados anteriormente se comparan los resultados de diseño, con los resultados obtenidos del ensayo y se determina si lo teórico se cumple con lo experimental.

Solo se tomará como base un perno por probeta ensayada para la comparación de cargas, debido que de cada probeta fue un solo perno el que llego a su punto de ruptura.

Tabla XXI. **Comparación de la carga de diseño esperada, respecto la carga obtenida en el ensayo realizado**

Cargas	Resultados Obtenidos
Carga última de ruptura de diseño	20 336,68 <i>lb</i>
Carga última de ruptura obtenida del Ensayo, probeta 1	21 672,00 <i>lb</i>
Carga última de ruptura obtenida del Ensayo, probeta 2	24 768,00 <i>lb</i>
Carga última de ruptura obtenida del Ensayo, probeta 5	23 736,00 <i>lb</i>

Fuente: elaboración propia.

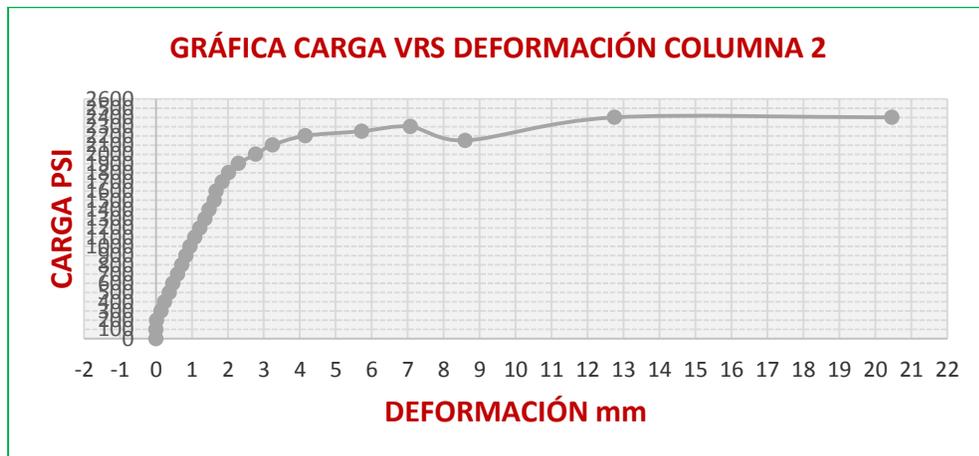
A continuación se realizarán gráficas para observar la deformación que se fue generando en los pernos con la aplicación de carga y de esta manera se llegaron tres probetas al punto de ruptura, especificando que, de cada probeta, solo un perno llegó a su punto de ruptura y con base en ello se aprecian los resultados insertados en cada gráfica y, posiblemente, el otro perno estuvo a punto de fallar o por algún motivo del armado del sistema, un perno ejerció más carga que el otro.

Figura 16. **Gráfica de carga y deformación del perno que llegó a la ruptura, probeta 1**



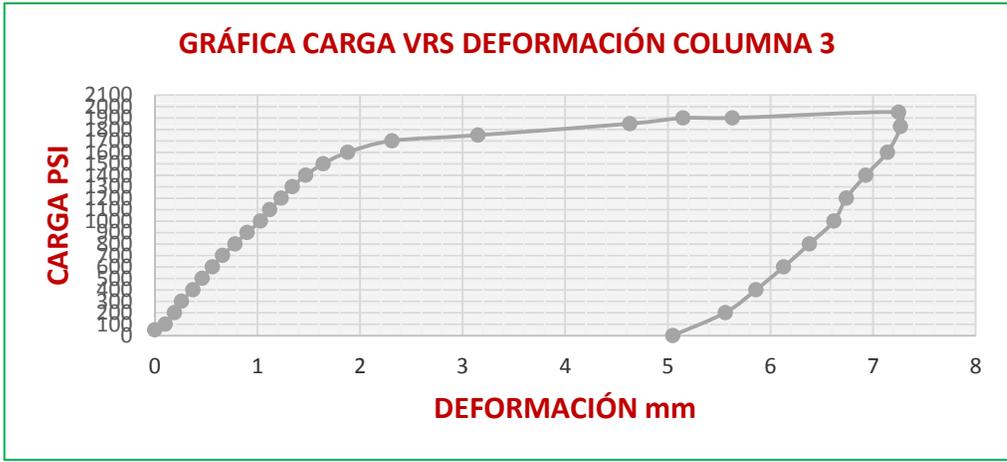
Fuente: elaboración propia, empleando Project office 2010.

Figura 17. **Gráfica de carga y deformación del perno que llegó a la ruptura, probeta 2**



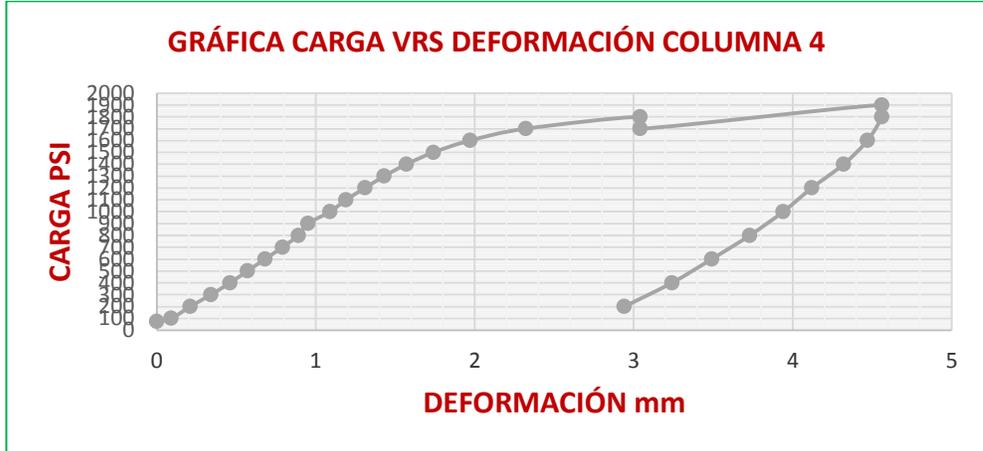
Fuente: elaboración propia, empleando Project office 2010.

Figura 18. **Gráfica de carga y deformación del perno que casi se logró llegar a la ruptura, probeta 3**



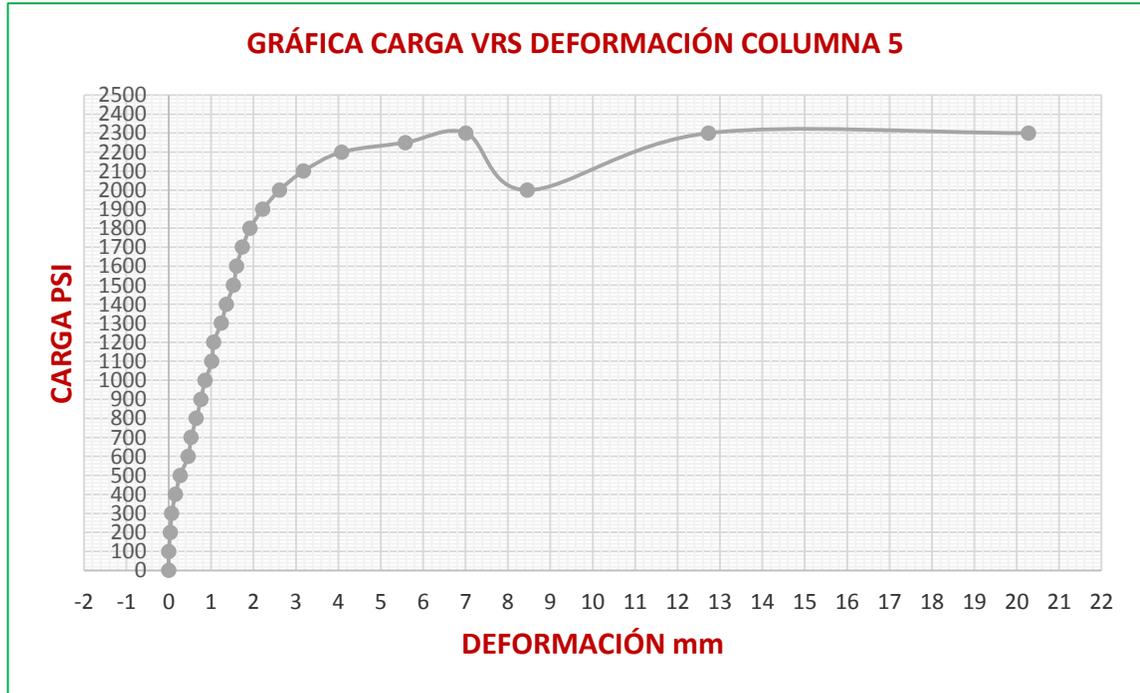
Fuente: elaboración propia, empleando Project office 2010.

Figura 19. **Gráfica de carga y deformación del perno que casi se logró llegar a la ruptura, probeta 4**



Fuente: elaboración propia, empleando Project office 2010.

Figura 20. **Gráfica de carga y deformación del perno que llegó a la ruptura, probeta 5**



Fuente: elaboración propia, empleando Project office 2010.

3.5.4. **Análisis de resultados**

De los datos obtenidos a través de los ensayos y transcritos en las tablas de resultados 16, 17, 18, 19 y 20 se observó el comportamiento que los pernos tuvieron durante la aplicación de carga dada al sistema, se observa que el acero según el reglamento de concreto estructural ACI 318S-11 mantiene su comportamiento literal de carga y deformación, estableciendo que el reglamento trabaja bajo parámetros permisibles de diseño, es decir, que se mantiene la proporción de sus propiedades mecánicas sin sobrepasar su límite plástico, para los ensayos efectuados se llevaron los pernos a su módulo de ruptura con

el fin de verificar que comportamiento mostraban ambos materiales (acero-concreto), se determinó que en el concreto se manifestaron pequeñas fisuras en ciertas partes de las probetas las cuales fueron intolerables a que el sistema fallara posiblemente por explosión, se observó buena adherencia del acero con el concreto, esto posiblemente sea función realizada por el gancho que tuvo cada perno el cual fue de $e_h = 2$ pulgadas que es lo mínimo que se establece para un diseño, se puede concluir que la unificación de ambos sistemas constructivos acero-concreto, es una combinación eficiente y segura que innovará al mundo de la ingeniería civil. Según los resultados efectuados para obtener la resistencia de diseño en los pernos, su carga última debería ser de, $P = 20\,336,68\text{ lb}$ y con base en los ensayos realizados se observó que la carga última obtenida en las tres probetas que se llevaron a su ruptura 1,2,5 oscila en promedio en $P_{ultimo} = 23\,392,00\text{ lb}$, esto significa que se logró una resistencia más grande de la esperada en el acero el cual fallo antes que se manifestara algún tipo de falla en el concreto.

Tabla XXII. **Resumen de cargas últimas de las probetas que se lograron llegar a la ruptura**

Tipo de Probeta	Carga Última de Laboratorio	Carga De Diseño, PSI	% Diferencia	Deformación Máxima mm
Probeta 1	21 672,00	20 336,68	6,16	24,77
Probeta 2	24 768,00	20 336,68	17,89	20,46
Probeta 5	23 736,00	20 336,68	14,32	20,28
		% Diferencia Promedio	12,79	

Fuente: elaboración propia.

CONCLUSIONES

1. El estudio de los elementos embebidos dentro del concreto armado es un tema a tratar bastante extenso, por esta razón se propuso un diseño que abarca las posibles fallas que puedan ocurrir en el sistema cuando los pernos se someten a esfuerzos como: tensión, cortante y fatiga.
2. De acuerdo a los ensayos realizados para la unificación de los sistemas constructivos, se utilizaron dos pernos por probeta, los cuales fueron anclados con placas de acero a través de tuercas y de esta manera se sometieron a cargas de tensión llevando el sistema al límite de ruptura.
3. Existen códigos que proporcionan información para anclar elementos embebidos dentro del concreto armado, siendo los más comunes el ACI 318S-11 y el AISC 360-10, los cuales establecen parámetros permisibles de diseño que trabajan por debajo de la curvatura del límite elástico de las propiedades mecánicas de los materiales.
4. De la tabla resumen de la página 120 se logra observar claramente que los pernos al ser sometidos a cargas de tensión en promedio alcanzan un 12 % más de su resistencia esperada, esto indica que el acero trabajó mejor de lo esperado.
5. De acuerdo a las gráficas obtenidas de carga y deformación se observa claramente que la fatiga en el acero se manifiesta siempre dentro del límite elástico por debajo de su curvatura a través de la carga y descarga de la fuerza aplicada al sistema, de esta manera se dice que

la histéresis siempre conserva sus propiedades mecánicas a la aplicación de cargas que no sobrepasan el rango permisible.

RECOMENDACIONES

1. El tema de los elementos embebidos dentro del concreto armado es bastante complejo, por esta razón se recomienda hacer énfasis en todos los códigos, reglamentos y normas que hagan referencia y de esta manera investigar afondo su contenido con el objetivo de extraer toda la información necesaria que pueda ser utilizada cuando se desee hacer un diseño que contenga la unificación de sistemas constructivos.
2. Existe una gran diversidad de anclajes que pueden ser utilizados al embeber elementos dentro del concreto armado, es por ello que se recomienda que siempre que se desee hacer uso de los anclajes del acero al concreto armado es necesario hacer el diseño teórico de las cargas que van a estar actuando en el sistema y después realizar los ensayos de laboratorio para ver el comportamiento mecánico de los materiales.
3. Para realizar un sistema de diseño de construcciones combinadas es muy importante tener conocimiento de los reglamentos de construcción como: ACI 318S-11 y el AISC 360-10, siendo los más indicados en la construcción para estos tipos de sistemas estructurales.
4. Se recomienda someter los materiales de construcción a pruebas de laboratorio, para determinar de esta manera las propiedades mecánicas que van a estar aportando a los diferentes sistemas combinados, de esta manera se obtienen rangos de confiabilidad más certeros en la construcción.

5. Es muy importante tomar en cuenta el comportamiento de histéresis en los materiales, es decir, que el acero es uno de los materiales de construcción que al aplicarle carga sin sobrepasar su límite elástico, siempre conservará sus propiedades mecánicas.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute. *Requisitos de reglamento para concreto estructural (Thomas C. Schaeffer)*. ACI 318S-11. USA: 2011. 541 p.
2. AGUIRRE AHUMADA, Carlos. *Especificación ANSI/AISC 360-10 Para construcciones de acero*. AISC 2010. Santiago de Chile: 2010. 318 p. ISBN: 978-956-8181-12-3.
3. BÁRCENAS ORTIZ, Alejandro. *Diseño de Elementos Compuestos*. Director: Alfredo Páez Robles. INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, México D.F, Junio de 2005. 31 p.
4. American Concrete Institute. *Anclaje en Hormigón*. En: Actualización para el código 2002. ACI 318-02. USA: 2002. 79 p.
5. *Conceptos generales de estructuras mixtas*. [en línea]<<http://bibing.us.es/proyectos/abreproy/4520/fichero/06+Intro+Est+Mixtas.pdf>>. Consulta: [3 de febrero de 2016].
6. SODIE – INGENIEROS ESTRUCTURALES. *Tubos y Conductos en elementos Estructurales de Concreto*. [en línea]<<http://sodie-ingenieros.blogspot.com/2009/06/tubos-y-conductos-en-elementos.html>>. Consulta: [15 de octubre de 2015].

7. Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento. *Norma Técnica de Edificación, E.060 Concreto Armado*. [En línea]. [en línea] <<http://es.slideshare.net/EdgarRomero6/e060-concreto-armado>>. Consulta: [15 de octubre de 2015].

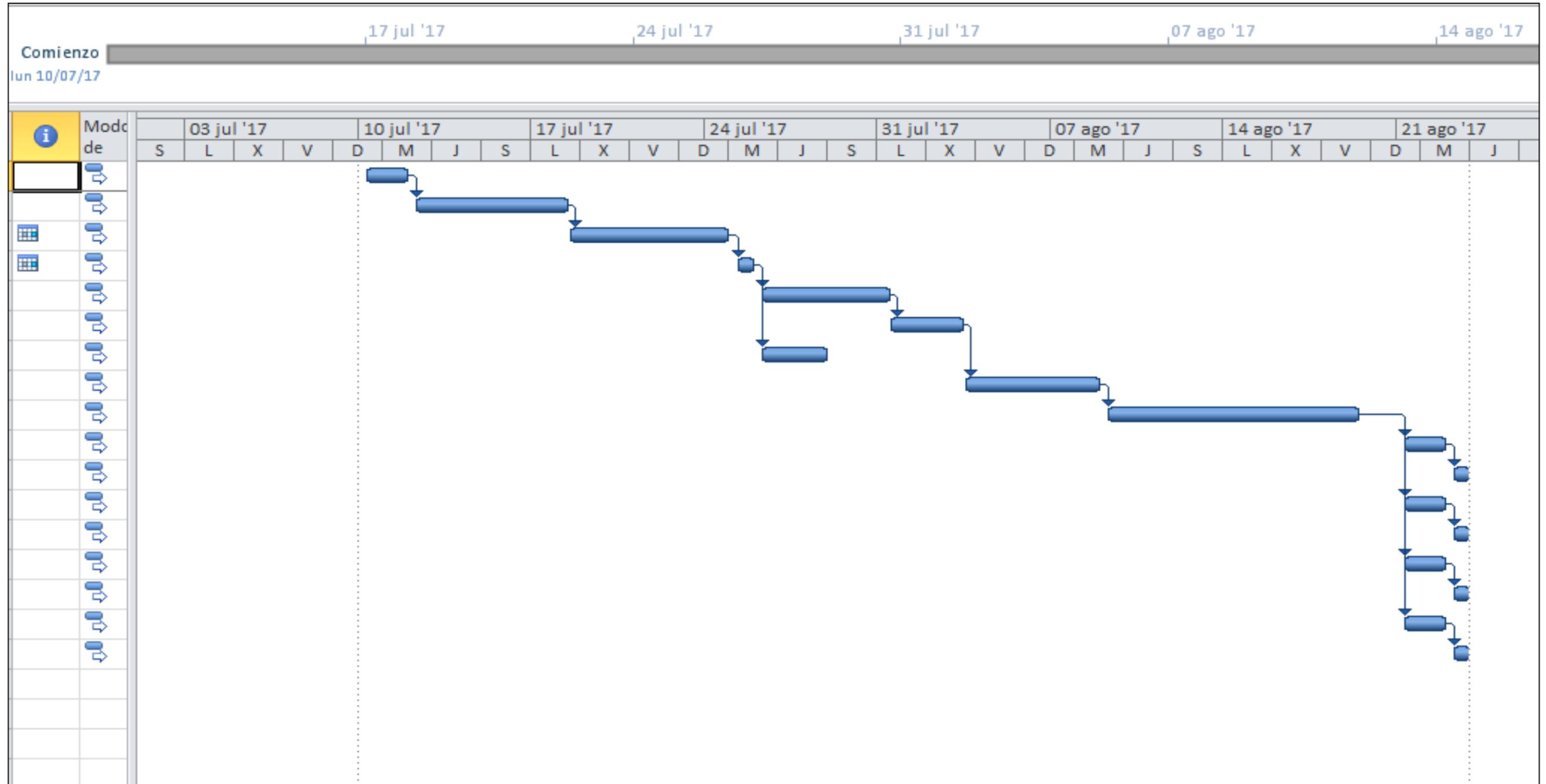
8. *Reglamento de construcciones sismo – resistentes NSR – 98*. [En línea]. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo – Resistentes. Disponible en Web: [en línea] <<https://books.google.com.gt/books?id=2CSO92N2C74C&pg=PA200&lpg=PA200&dq=elementos+embebidos+en+el+concreto&source=bl&ots=lrnenPXxsm&sig=AD7bYipyF7zWAJjMV-jCKzU2rJg&hl=es&sa=X&ved=0CC4Q6AEwA2oVChMIgr6ikvnOyAIVBJINCh3W5wlb#v=onepage&q=elementos%20embebidos%20en%20el%20concreto&f=false>>. Consulta: [19 de octubre de 2015].

9. CÓDIGO ACI 318-02. *Anclaje en hormigón*. USA. 2002. 34 – 79 p. [en línea] <<http://www.inti.gob.ar/cirsoc/pdf/publicom/Capitulo34.pdf>>. Consulta: [20 de octubre de 2015].

APÉNDICES

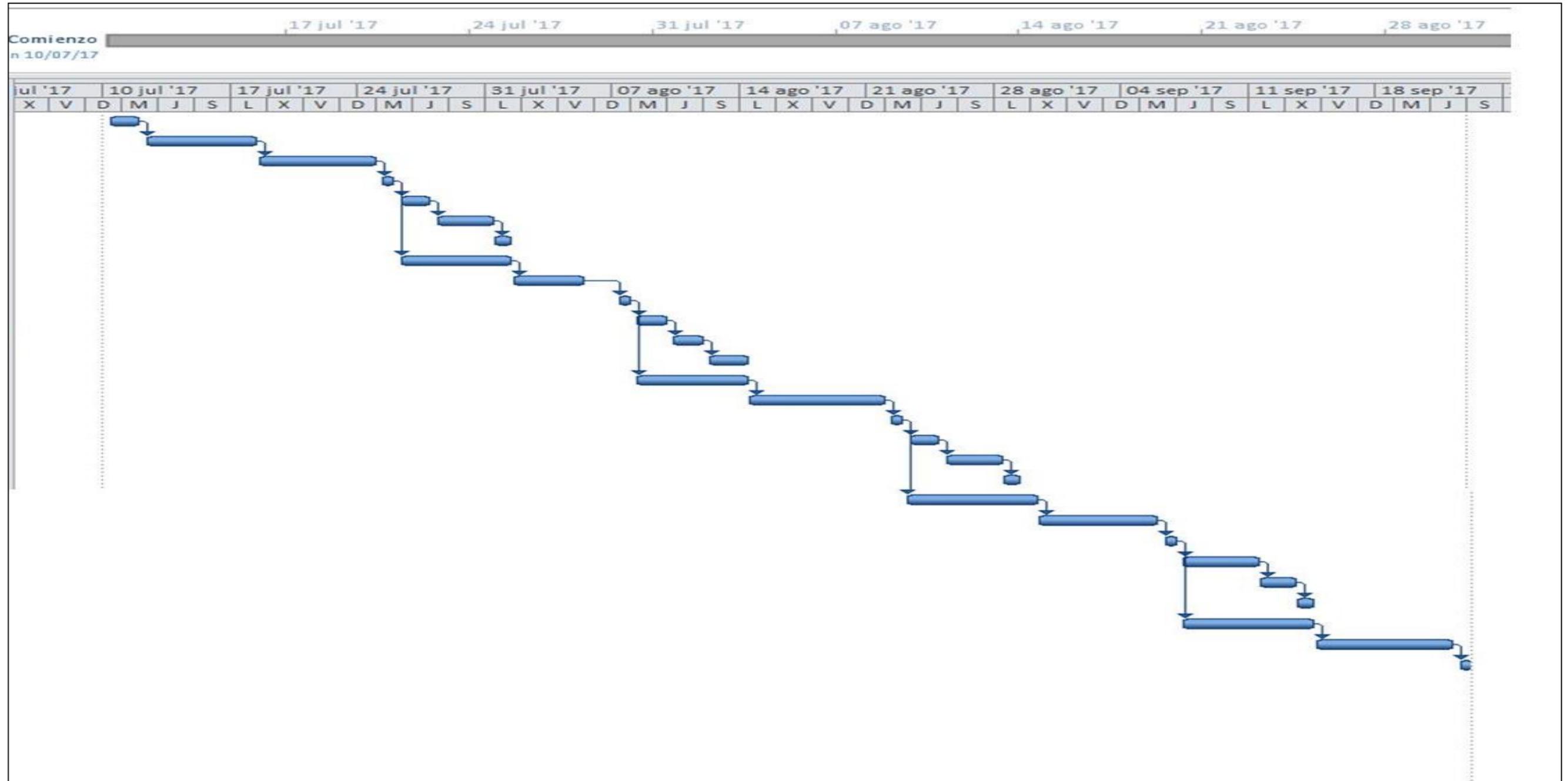
1. Diagrama de Gantt del edificio por el método de deslizado de concreto
2. Diagrama de Gantt del edificio por construcción tradicional

Apéndice 1. Diagrama de Gantt del edificio por el método de deslizado de concreto



Fuente: elaboración propia, empleando Project office 2010.

Anexo 7. Diagrama de Gantt del edificio por construcción tradicional



Fuente: elaboración propia, empleando Project office 2010.

ANEXOS

Anexo 1. Equipo utilizado en el ensayo

- 2 gatos hidráulicos de 50 toneladas c/u
- Tuercas ASTM A194
- 3 deformómetros
- Placas de acero ASTM A36/A36M
- Pernos ASTM F788/F788M

Datos de los gatos hidráulicos

Anexo 2. Características de los gatos utilizados de 25 toneladas

MARCA	NUMERO DE MODELO	CAPACIDAD MAXIMA (TON)	AREA EFECTIVA (PULG ²)	CARRERA (PULG)	AREA EFECTIVA (CM ²)	CARRERA (CM)
ENERPAC	RC 53	5	0.99	3.00	6.39	7.62
	RC 102	10	2.24	2.13	14.45	5.41
	RC 1012	10	2.24	12.00	14.45	30.48
	RC 1010	10	2.24	10.13	14.45	25.73
	RC 256	25	5.16	6.25	33.29	15.88
	RC 2514	25	5.16	14.25	33.29	36.20
	RC 506	50	11.04	6.25	71.23	15.88
OWATONN A		2	0.76		4.90	
		10	2.47		15.94	

Fuente: Universidad de San Carlos de Guatemala. Área de prefabricados.

Anexo 3. **Elaboración de las probetas**



Fuente: USAC. Centro de Investigaciones de Ingeniería.

Anexo 4. **Esquema del ensayo de las probetas**



Fuente: USAC. Centro de Investigaciones de Ingeniería.

Anexo 5. **Falla de ruptura y de adherencia en los pernos**



Fuente: USAC. Centro de Investigaciones de Ingeniería.

A continuación se adjuntará información de los pernos que fueron elaborados bajo Normas de control de calidad ASTM F788/F788M acá en Guatemala, la constancia es el siguiente certificado que fue extendido en la distribuidora de la casa del tornillo S.A. donde se adquirieron los pernos.

Anexo 6. **Certificado de calidad de los pernos utilizados en el ensayo**

 Los expertos en tornillos LA CASA del TORNILLO S.A.		Nº 000162
Guatemala, <u>26</u> de <u>ABRIL</u> de 20 <u>17</u>		
Estimado Señor: <u>ADRIAN ANTONIO RODAS GOMEZ</u>		
De acuerdo a su solicitud hacemos entrega del certificado de calidad, solicitado para la (s) <u>2 PCS</u> unidad (es) del producto: <u>BARRAS ROSCADAS GALVANIZADAS 1/2 X 36</u>		
Amparado con la factura No. <u>17-4062</u>		
A nombre de: <u>ADRIAN ANTONIO RODAS GOMEZ</u>		
Fecha de compra: <u>26 DE ABRIL 2,017</u>		
Este certificado ha sido extendido por nuestro proveedor y ampara los productos de la factura aquí detallada.		
Atentamente,		
 _____ Gerente General	LA CASA DEL TORNILLO, S.A. Av. Bolívar 27-65, Zona 8 PBX: 2387-5050 E-mail: ventas@casator.com	 _____ Encargada de Calidad
La Casa del Tornillo Avenida Bolivar 27-65, Zona 8 PBX: 2387-5050		

Continuación del anexo 6.

L & W FASTENERS CO., LTD
 11F-4, NO. 615, SEC. 2, TA TUNG RD., TAINAN TAIWAN, R.O.C.
 TEL : 886-6-3351876 FAX : 886-6-3351879
 L&W Company Web : <http://www.lwfasteners.com.tw>
 L&W Company E-mail : king-lin@lwfasteners.com.tw



ISO 9001:2008
FS 503874
EWFC
ESTABLISHED IN 1992

REPORT OF TESTING **COUNTRY OF ORIGIN : CHINA**
 CUSTOMERS : LA CASA DEL TORNILLO S.A. **CLOSE DATE : FEB. 09, 2015**
 CUSTOMERS ORDER NO. : LW14090301
 SIZE : 1/2 - 13 X 36
 DESCRIPTION : THREADED RODS GR.2 UNC, ZINC PLATED CR+6
 INV. NO. : KS20151125-LA CASA
 PART NO. :
 LOT NO. :
 LOT SIZE : 1,582 PCS
 SAMPLE SIZE : 13 PCS
 MANUFACTURER : KJ08
 DIMENSIONS OF SPEC : PER ASME B18.31.2-2009 (MEASUREMENT BY INCHES)

INSPECTION ITEMS	STANDARD	RESULT	AC.	RE.
VISUAL APPEARANCE	ASTM F788/F788M	OK	26	0
THREAD GO GAGE	3A ASME B1.1	OK	13	0
THREAD NO GO GAGE	2A ASME B1.1	OK	13	0
MAJOR DIAMETER (D)	0.4876 - 0.4984	0.4888 - 0.4926	13	0
LENGTH (L)	35.7500 - 36.2500	35.7874 - 35.8267	13	0

MECHANICAL PROPERTIES SPEC : PER SAE J429-2013

INSPECTION ITEMS	STANDARD	RESULT	AC.	RE.
TENSILE STRENGTH	Min 74 KSI	77 - 78 KSI	4	0
CORE HARDNESS	HRB 80 - 100	HRB 86 - 87	4	0

CHEMICAL ANALYSIS (%) : **STEEL GRADE : Q195**

HEAT NO. & DIA (mm)	C	Si	Mn	S	P
181276 12.00 mm	0.16	0.10	0.33	0.030	0.016

STEEL MAKER : JIANGYIN HUAXI HIGH SPEED ROD FACTORY. CERTIFICATE NO. : 001006

REMARKS :
 ✦ THIS REPORT MUST NOT BE REPRODUCED EXCEPT IN FULL AND THE TEST REPORT RELATES ONLY TO THE ITEM TESTED.
 ✦ THE REPORT IS ISSUED ACCORDING TO EN10204_3.1
 ✦ THE QMS IS APPROVED TO ISO 9001 BY BSI . NO.: FS 503874 .
 ✦ T: TRACE ELEMENT WITH ITS CONTENT CONFORMING TO THE SPECIFICATION.

Los expertos en tornillos

Rose Sheng

 INSPECTOR

Maurice Yang

 VERIFICATION

King Lin

 AUTHORIZATION

