

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**"SIMULACIÓN NUMÉRICA Y ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LA LONGITUD
DE ANCLAJE EN CONEXIONES DE CONCRETO REFORZADO"**

TESIS:

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL

PRESENTADA POR EL BACHILLER:

JOSÉ ALFIO RODAS CORTEZ

ASESOR:

Ing. MARCOS MENDOZA LINARES

CAJAMARCA – PERÚ

2026



Universidad
Nacional de
Cajamarca
"Norte de la Universidad Peruana"

CONSTANCIA DE INFORME DE ORIGINALIDAD

FACULTAD DE INGENIERÍA

1. **Investigador:** JOSÉ ALFIO RODAS CORTEZ
DNI: 75092468
Escuela Profesional: Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil
2. **Asesor:** ING. MARCOS MENDOZA LINARES
Facultad: Ingeniería
3. **Grado académico o título profesional**
☐ Bachiller ☒ Título profesional ☐ Segunda especialidad
☐ Maestro ☐ Doctor
4. **Tipo de Investigación:**
☒ Tesis ☐ Trabajo de investigación ☐ Trabajo de suficiencia profesional
☐ Trabajo académico
5. **Título de Trabajo de Investigación:**
"SIMULACIÓN NUMÉRICA Y ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LA LONGITUD DE ANCLAJE EN CONEXIONES DE CONCRETO REFORZADO"
6. **Fecha de evaluación:** 10/01/2026
7. **Software antiplagio:** ☒ TURNITIN ☐ URKUND (OURIGINAL) (*)
8. **Porcentaje de Informe de Similitud:** 02%
9. **Código Documento: oid:** 3117:545212506
10. **Resultado de la Evaluación de Similitud:**
☒ APROBADO ☐ PARA LEVANTAMIENTO DE OBSERVACIONES O DESAPROBADO

Fecha Emisión: 10/01/2026

FIRMA DEL ASESOR

Nombre y Apellidos: Ing. Marcos Mendoza Linares

DNI: 75092468



Firmado digitalmente por:
BAZAN DIAZ Laura Sofia
FAU 20148258601 soft
Motivo: En señal de
conformidad
Fecha: 10/01/2026 18:59:26-0500

UNIDAD DE INVESTIGACIÓN FI



Universidad Nacional de Cajamarca

"Norte de la Universidad Peruana"

Fundada por Ley 14015 del 13 de Febrero de 1962

FACULTAD DE INGENIERÍA

Teléf. N° 365976 Anexo N° 1129-1130



ACTA DE SUSTENTACIÓN PÚBLICA DE TESIS.

TITULO : *SIMULACIÓN NUMÉRICA Y ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LA LONGITUD DE ANCLAJE EN CONEXIONES DE CONCRETO REFORZADO.*

ASESOR : *Ing. Marcos Mendoza Linares.*

En la ciudad de Cajamarca, dando cumplimiento a lo dispuesto por el Oficio Múltiple N° 0042-2026-PUB-SA-FI-UNC, de fecha 12 de enero de 2026, de la Secretaría Académica de la Facultad de Ingeniería, a los **dieciséis días del mes de enero de 2026**, siendo las diez horas (10:00 a.m.) en la Sala de Audiovisuales (Edificio 1A – Segundo Piso), de la Facultad de Ingeniería se reunieron los Señores Miembros del Jurado Evaluador:

Presidente : Dr. Ing. Mauro Augusto Centurión Vargas.
Vocal : Dr. Ing. Miguel Angel Mosqueira Moreno.
Secretario : M.Cs. Ing. Marco Antonio Silva Silva.

Para proceder a escuchar y evaluar la sustentación pública de la tesis titulada *SIMULACIÓN NUMÉRICA Y ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LA LONGITUD DE ANCLAJE EN CONEXIONES DE CONCRETO REFORZADO*, presentado por el Bachiller en Ingeniería Civil *JOSÉ ALFIO RODAS CORTEZ*, asesorado por el Ing. Marcos Mendoza Linares, para la obtención del Título Profesional

Los Señores Miembros del Jurado replicaron al sustentante debatieron entre sí en forma libre y reservada y lo evaluaron de la siguiente manera:

EVALUACIÓN PRIVADA : *06* PTS.

EVALUACIÓN PÚBLICA : *12* PTS.

EVALUACIÓN FINAL : *18* PTS

DIECIOCHO (En letras)

En consecuencia, se lo declara *APROBADO* con el calificativo de *DIECIOCHO (18)* acto seguido, el presidente del jurado hizo saber el resultado de la sustentación, levantándose la presente a las *once* horas del mismo día, con lo cual se dio por terminado el acto, para constancia se firmó por quintuplicado.

Dr. Ing. Mauro Augusto Centurión Vargas.
Presidente

Dr. Ing. Miguel Angel Mosqueira Moreno.
Vocal

M.Cs. Ing. Marco Antonio Silva Silva.
Secretario

Ing. Marcos Mendoza Linares.
Asesor

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios, a mis padres José Nieves Cortez Cabanillas y Flor Potosí Aguilar, a mi asesor Ing. Marcos Mendoza, al Ing. Germán Chafo por su gran aporte en la presente tesis, a mi familia, a mis amigos que, si empiezo a mencionar a algunos, seguro me olvidaría de muchos otros, agradezco a Dios las amistades que puso en mi vida, a mis profesores, que fueron importantes en mi desarrollo personal y académico.

DEDICATORIA

Esta tesis está dedicada a Jesús, que toda la gloria sea para él.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

AGRADECIMIENTO	ii
DEDICATORIA	iii
ÍNDICE DE TABLAS.....	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	viii
RESUMEN	xi
ABSTRACT.....	xii
CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Planteamiento del problema	1
1.2 Formulación del problema	2
1.2.1 Problema General.....	2
1.3 Justificación de la investigación.....	2
1.4 Alcances o delimitación de la investigación	3
1.4.1 Delimitación metodológica	3
1.4.2 Delimitación espacial.....	3
1.4.3 Delimitación Temporal	3
1.5 Limitaciones	4
1.6 Objetivos	5
1.6.1 Objetivo general.....	5
1.6.2 Objetivos específicos	5
1.7 Hipótesis.....	5
1.8 Variables/Categorías.....	6
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO	7
2.1 Antecedentes teóricos.....	7
2.1.1 Internacionales:	7
2.1.2 Nacionales.....	7
2.1.3 Locales	8
2.2 Bases teóricas	9
2.3.1 Diseño por el método de la resistencia última	9
2.3.2 Factores de reducción de la capacidad Φ	10
2.3.3 Flexión en Hormigón Armado:	11
2.3.4 Vigas – Resistencia a la Flexión:	13
2.3.5 Vigas – Resistencia a la Cortante:.....	20
2.3.6 Vigas – Predimensionamiento:	26
2.3.7 Columnas:	27

2.3.8	Detalles del refuerzo:	31
2.3.9	Longitud de anclaje en el concreto armado:	32
2.3.10	Software IDEA Statica para el análisis de estructuras de concreto reforzado: ..	35
2.3.11	Software SAP2000 para análisis estructural de concreto reforzado:	36
2.4	Definición de términos básicos:	38
CAPÍTULO III MATERIALES Y MÉTODOS		39
3.1	Localización y Ubicación.....	39
3.2	Metodología de la investigación	40
3.2.1	Propósito y nivel de investigación	40
3.2.2	Diseño y método de investigación:	40
3.2.3	Población de Estudio:	40
3.2.4	Muestra:	41
3.2.5	Unidad de análisis:	41
3.2.6	Procedimiento	41
3.3	Técnicas e Instrumentos de recopilación de datos.	43
3.3.1	Técnicas	43
3.3.2	Instrumentos:.....	44
3.4	Equipos y materiales	44
3.4.1	Equipos	44
3.4.2	Materiales.....	44
3.5	Presentación de resultados obtenidos:.....	44
3.5.1	Consideraciones generales de los resultados:	44
3.5.2	Resultados del análisis experimental:	45
3.5.3	Resultados de la simulación numérica:	51
CAPÍTULO IV ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS		59
4.1	Análisis comparativo de los resultados experimentales:.....	59
4.1.1	Resistencia a la compresión de probetas (f'_c):	59
4.1.2	Desplazamientos mostrados en los ensayos a flexión:	59
4.1.3	Comparación de la fisuración y tipo de falla:	63
4.1.4	Comparación de la carga última obtenida:.....	64
4.2	Análisis de los resultados de la simulación numérica:	65
4.2.1	Análisis de la fisuración:.....	65
4.2.2	Análisis de los desplazamientos:	66
4.3	Contraste entre resultados experimentales y numéricos:	67
4.4	Discusión de resultados con la normativa vigente:	68

4.5	Contrastación de la hipótesis de investigación:.....	68
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		70
CONCLUSIONES		70
RECOMENDACIONES:		71
REFERENCIAS BIBLIOGRÀFICAS.....		73
PANEL FOTOGRÁFICO:		75
ANEXO A: PROPIEDADES DE LOS AGREGADOS		85
ANEXO B: DISEÑO DE MEZCLA.....		98
ANEXO C: FICHA TÉCNICA DEL CEMENTO		105
ANEXO D: CONSTANCIA DEL LABORATORIO		106
ANEXO E: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....		107
ANEXO F: MODELADO 3D Y PLANOS		118
ANEXO G: CONSIDERACIONES SAP 2000		121
ANEXO H: CONSIDERACIONES IDEASTATICA:.....		129
ANEXO I: LICENCIA DEL SOFTWARE IDEASTATICA.....		143
ANEXO J: RESULTADOS DETALLADOS DE DESPLAZAMIENTOS		144

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. <i>Factores de Reducción.</i>	10
Tabla 2. <i>Recubrimientos Mínimos de Concreto Armado.</i>	18
Tabla 3. <i>Factor de Modificación para el Desarrollo de las Barras con Gancho en Tracción</i>	34
Tabla 4. <i>Resistencia a la Compresión de las Probetas de 28 días de Edad</i>	45
Tabla 5. <i>Carga última de Rotura en Vigas</i>	49
Tabla 6. <i>Resumen de Máximas Fisuras</i>	54
Tabla 7. <i>Resumen de Máximos desplazamientos</i>	58
Tabla 8. <i>Análisis granulométrico agregado grueso ensayo n°01.</i>	85
Tabla 9. <i>Análisis granulométrico agregado grueso ensayo n°02.</i>	86
Tabla 10. <i>Análisis granulométrico agregado grueso ensayo n°03.</i>	87
Tabla 11. <i>Análisis granulométrico agregado grueso ensayo promedio.</i>	88
Tabla 12. <i>Análisis granulométrico agregado fino ensayo 1.</i>	89
Tabla 13. <i>Análisis granulométrico agregado fino ensayo 2.</i>	90
Tabla 14. <i>Análisis granulométrico agregado fino ensayo 3.</i>	91
Tabla 15. <i>Análisis granulométrico agregado fino ensayo promedio.</i>	92
Tabla 16. <i>Calibración de recipientes de agregados</i>	93
Tabla 17. <i>Interpolación</i>	93
Tabla 18. <i>Factor f</i>	93
Tabla 19. <i>Peso unitario del agregado fino compactado</i>	93
Tabla 20. <i>Peso unitario del agregado fino suelto</i>	94
Tabla 21. <i>Peso unitario del agregado grueso compactado</i>	94
Tabla 22. <i>Peso unitario del agregado grueso suelto</i>	94
Tabla 23. <i>Contenido de humedad del agregado fino</i>	94
Tabla 24. <i>Contenido de humedad del agregado grueso</i>	95
Tabla 25. <i>Peso específico y absorción del Agregado Grueso</i>	95
Tabla 26. <i>Peso específico y absorción del Agregado Fino</i>	96
Tabla 27. <i>Resumen de Propiedades del Agregado Grueso</i>	96
Tabla 28. <i>Resumen de Propiedades del Agregado Fino</i>	97
Tabla 29. <i>Cálculo del F'cr</i>	98
Tabla 30. <i>Aire Atrapado</i>	98
Tabla 31. <i>Asentamiento Slump</i>	99
Tabla 32. <i>Relación Agua/Cemento en Peso</i>	99
Tabla 33. <i>Volumen de agregado grueso, seco y compactado</i>	100
Tabla 34. <i>Resistencia a la Compresión de las Probetas de 3 días de Edad</i>	102
Tabla 35. <i>Resistencia a la Compresión de las Probetas de 14 días de Edad</i>	103
Tabla 36. <i>Resistencia a la Compresión de las Probetas de 28 días de Edad</i>	104
Tabla 37. <i>Puntos Pn Mn</i>	116
Tabla 38. <i>Desplazamientos Laterales según Carga Sometida</i>	144
Tabla 39. <i>Desplazamientos Laterales según Carga Sometida</i>	145
Tabla 40. <i>Desplazamientos Laterales según Carga Sometida</i>	147
Tabla 41. <i>Desplazamientos Verticales según Carga Sometida</i>	149
Tabla 42. <i>Desplazamientos Verticales según Carga Sometida</i>	150
Tabla 43. <i>Desplazamientos Verticales según Carga Sometida</i>	152

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. <i>Distribución de Tensiones de Compresión en el Hormigón Correspondientes a Diferentes Diagramas de Deformación (a, b, c y d)</i>	12
Figura 2. <i>Distribución de Esfuerzos de Compresión en la Zona de Compresión de una Sección Rectangular de Hormigón de Dimensiones (b*h)</i>	12
Figura 3. <i>Diferentes Tipos de Falla de una Sección de Hormigón Armado.</i>	17
Figura 4. <i>Recubrimientos Mínimos para Armaduras en Hormigones Vaciados en Sitio.</i>	18
Figura 5. <i>Colocación de la Armadura Principal en Dos Filas.</i>	19
Figura 6. <i>Espaciamientos Mínimos y Máximos de Barras de Acero.</i>	19
Figura 7. <i>Armadura Mínima en Secciones Rectangulares y L.....</i>	20
Figura 8. <i>Esfuerzo de Corte Horizontal y Vertical.....</i>	21
Figura 9. <i>Trayectoria de Tensiones en un Viga Rectangular Homogénea.....</i>	22
Figura 10. <i>Estribos Verticales para Resistir Corte</i>	24
Figura 11. <i>Espaciamiento Máximo de Estribos Verticales en Elementos de Hormigón Armado.....</i>	25
Figura 12. <i>Colocación y Doblado de Estribos.....</i>	25
Figura 13. <i>Diferentes Tipos de Sección Transversal para Columna de Hormigón Armado .</i>	27
Figura 14. <i>Columnas con Carga Axial Concéntrica.....</i>	28
Figura 15. <i>Distribución de Deformación Arbitraria</i>	29
Figura 16. <i>Diagrama de Interacción con Base a Diferentes Distribuciones de Deformación.....</i>	30
Figura 17. <i>Distribución de Deformación en una Sección de Hormigón Armado.....</i>	31
Figura 18. <i>Ganchos de Barras Longitudinales, Estribos y Grapas Suplementarias</i>	32
Figura 19. <i>Longitud de Anclaje con Gancho Estándar en Tracción</i>	34
Figura 20. <i>Ubicación del Laboratorio de Ensayo de Materiales en la Universidad Nacional de Cajamarca</i>	39
Figura 21. <i>Gráfico de Curva de Desplazamiento Lateral</i>	46
Figura 22. <i>Gráfico de Curva de Desplazamiento Lateral</i>	46
Figura 23. <i>Gráfico de Curva de Desplazamiento Lateral</i>	47
Figura 24. <i>Gráfica de Curva de Desplazamiento Vertical.....</i>	47
Figura 25. <i>Gráfica de Curva de Desplazamiento Vertical.....</i>	48
Figura 26. <i>Gráfica de Curva de Desplazamiento Vertical.....</i>	48
Figura 27. <i>Fisuras del Anclaje al 100%</i>	49
Figura 28. <i>Fisuras del Anclaje al 50%</i>	50
Figura 29. <i>Fisuras del Anclaje al 0%</i>	50
Figura 30. <i>Resultados de la Fisuración del Modelado en IDEASTatiCA.....</i>	51
Figura 31. <i>Ancho de Fisura - w (mm)</i>	52
Figura 32. <i>Resultados de la Fisuración del Modelado en IDEASTatiCA.....</i>	52
Figura 33. <i>Ancho de Fisura - w (mm)</i>	53
Figura 34. <i>Resultados de la Fisuración del Modelado en IDEASTatiCA.....</i>	53
Figura 35. <i>Anchura de Fisura - w (mm)</i>	54
Figura 36. <i>Resultados del Desplazamiento del Modelado en IDEASTatiCA</i>	55
Figura 37. <i>Desplazamiento</i>	55
Figura 38. <i>Resultados del Desplazamiento del Modelado en IDEASTatiCA</i>	56
Figura 39. <i>Desplazamiento</i>	56

Figura 40.	<i>Resultados del desplazamiento del Modelado en IDEAS StatiCA</i>	57
Figura 41.	<i>Desplazamiento</i>	57
Figura 42.	<i>Gráfico en Excel de los Tamaños de Fisuras</i>	66
Figura 43.	<i>Gráfico de Desplazamientos</i>	67
Figura 44.	<i>Ensayo de Agregados para Diseño de Mezclas</i>	75
Figura 45.	<i>Realización del Cono de Abrams</i>	75
Figura 46.	<i>Asesor y Tesista en el Secado de Probetas</i>	76
Figura 47.	<i>Asesor y Tesista en los Ensayos a Compresión.</i>	76
Figura 48.	<i>Elaboración de Aceros en Zapatas</i>	77
Figura 49.	<i>Tesista Supervisando la Elaboración de Estribos</i>	77
Figura 50.	<i>Supervisión del Asesor en el Armado del Acero en Pórticos</i>	78
Figura 51.	<i>Tesista Supervisando el Armado de la Longitud de Anclaje</i>	78
Figura 52.	<i>Verificación de las Medidas de los Anclajes</i>	79
Figura 53.	<i>Vaciado de Concreto</i>	79
Figura 54.	<i>Tesista realizando curado de Pórticos</i>	80
Figura 55.	<i>Asesor Supervisando Pórticos</i>	80
Figura 56.	<i>Ubicación de Deformímetros en los Ensayos</i>	81
Figura 57.	<i>Asesor Supervisando Ensayo a Flexión de Pórticos</i>	81
Figura 58.	<i>Tesista realizando Ensayos a Flexión en Pórticos</i>	82
Figura 59.	<i>Tesista en Ensayo a Flexión</i>	82
Figura 60.	<i>Fisuración de Pórtico</i>	83
Figura 61.	<i>Fisuración del Pórtico</i>	83
Figura 62.	<i>Fisuración del Pórtico</i>	84
Figura 63.	<i>Asesor en Fallo del Pórtico</i>	84
Figura 64.	<i>Gráficos de Comparación de Resistencias de Probetas a los 3 días de Edad</i>	102
Figura 65.	<i>Gráficos de Comparación de Resistencias de Probetas a los 14 días de Edad</i>	103
Figura 66.	<i>Gráficos de Comparación de Resistencias de Probetas a los 28 días de Edad</i>	104
Figura 67.	<i>Sección de Viga</i>	108
Figura 68.	<i>Espaciamiento de los Estribos</i>	110
Figura 69.	<i>Sección de Columna</i>	110
Figura 70.	<i>Diagramas de Interacción en Columnas</i>	116
Figura 71.	<i>Sección de Zapatas</i>	117
Figura 72.	<i>Casos de la longitud de Anclaje Propuestos</i>	117
Figura 73.	<i>Modelado de Pórticos en Revit</i>	118
Figura 74.	<i>Pórtico en 3D</i>	118
Figura 75.	<i>Detalle de la Unión Viga - Columna</i>	119
Figura 76.	<i>Detalle de Zapatas</i>	119
Figura 77.	<i>Parámetro del concreto $f'c$ 280 kg/cm²</i>	121
Figura 78.	<i>Parámetro del acero grado 60</i>	122
Figura 79.	<i>Sección de la columna del pórtico</i>	122
Figura 80.	<i>Sección de la viga del pórtico</i>	123
Figura 81.	<i>Dimensiones consideradas en SAP2000</i>	124
Figura 82.	<i>Apoyo empotrado en pórtico en SAP2000</i>	125
Figura 83.	<i>Nodo empotrado en pórtico en SAP2000</i>	125
Figura 84.	<i>Nodo empotrado en pórtico en SAP2000</i>	126
Figura 85.	<i>Carga Referencial en el Modelado de SAP2000</i>	127

Figura 86. <i>Momentos Solicitantes en Rotura de la viga</i>	127
Figura 87. <i>Cortantes Solicitantes en la Rotura de la Viga</i>	128
Figura 88. <i>Sección de la viga 15 cm x 15 cm.</i>	129
Figura 89. <i>Sección de la columna 25 cm x 22 cm.</i>	130
Figura 90. <i>Concreto $f'c$ 280 kg/cm².</i>	130
Figura 91. <i>Acero f_y 4200 kg/cm².</i>	131
Figura 92. <i>Dimensiones del Modelado</i>	131
Figura 93. <i>Dimensiones en 2D.</i>	132
Figura 94. <i>Acero longitudinal y longitud de anclaje</i>	132
Figura 95. <i>Acero longitudinal y longitud de anclaje</i>	133
Figura 96. <i>Carga Impuesta en el Modelado</i>	133
Figura 97. <i>Relación Tensión/Resistencia del Hormigón</i>	134
Figura 98. <i>Tensión Principal en el Hormigón σ_c</i>	134
Figura 99. <i>Direcciones de las Tensiones Principales</i>	135
Figura 100. <i>Deformación Principal en el Hormigón ϵ_c</i>	135
Figura 101. <i>Deformación de la Armadura ϵ_s - $[1e-4]$</i>	136
Figura 102. <i>Relación entre la Deformación de la Armadura y la Deformación Límite - $\epsilon_s/\epsilon_s, \lim[\%]$</i>	136
Figura 103. <i>Relación Tensión/Resistencia del Hormigón</i>	137
Figura 104. <i>Tensión Principal en el Hormigón σ_c</i>	137
Figura 105. <i>Direcciones de las Tensiones Principales</i>	138
Figura 106. <i>Deformación Principal en el Hormigón ϵ_c</i>	138
Figura 107. <i>Deformación de la Armadura - ϵ_s - $[1e-4]$</i>	139
Figura 108. <i>Relación entre la Deformación de la Armadura y la Deformación Límite - $\epsilon_s/\epsilon_s, \lim[\%]$</i>	139
Figura 109. <i>Relación Tensión/Resistencia del Hormigón</i>	140
Figura 110. <i>Tensión Principal en el Hormigón σ_c</i>	140
Figura 111. <i>Direcciones de las Tensiones Principales</i>	141
Figura 112. <i>Deformación Principal en el Hormigón ϵ_c</i>	141
Figura 113. <i>Deformación de la Armadura - ϵ_s $[1e-4]$</i>	142
Figura 114. <i>Relación entre la Deformación de la Armadura y la Deformación Límite - $\epsilon_s/\epsilon_s, \lim[\%]$</i>	142

RESUMEN

La presente investigación aborda la problemática del comportamiento estructural de las conexiones viga–columna de concreto reforzado cuando la longitud de anclaje del acero de refuerzo es menor a la establecida por la normativa vigente, situación frecuente en errores de diseño o ejecución en obra, que puede comprometer el comportamiento estructural. El objetivo principal fue evaluar la influencia de la longitud de anclaje del acero de refuerzo en el comportamiento estructural de dichas conexiones, mediante simulación numérica y análisis experimental, y comparar los resultados con los valores mínimos establecidos en la Norma Técnica E.060. La metodología empleada correspondió a una investigación aplicada, descriptiva y experimental. Se realizaron ensayos de carga en pórticos de concreto armado con diferentes longitudes de anclaje (100 %, 50 % y 0 %), así como simulaciones numéricas utilizando software especializado, analizando desplazamientos, fisuración y carga última alcanzada. Los resultados evidencian que la longitud de anclaje influye directamente en la capacidad resistente y el comportamiento estructural. Experimentalmente, el pórtico con 100 % de anclaje alcanzó una carga última de 7.26 toneladas, mientras que el pórtico sin anclaje alcanzó aproximadamente 5.46 toneladas, lo que representa una reducción cercana al 25 %. Además, se observó un incremento de la fisuración y una menor capacidad de deformación previa a la falla en longitudes reducidas en la simulación numérica. Estos resultados confirman la hipótesis planteada y destacan la importancia de respetar las longitudes mínimas de anclaje establecidas por la normativa para garantizar un adecuado comportamiento estructural.

Palabras Claves: Concreto armado, momento nominal, momento resistente, longitud de anclaje, conexiones, cortante nominal, comportamiento, viga, fallas.

ABSTRACT

This research addresses the issue of the structural behavior of reinforced concrete beam-column connections when the anchorage length of the reinforcing steel is less than that established by current regulations, a situation that frequently occurs in design or construction errors and can compromise structural behavior. The main objective was to evaluate the influence of the anchorage length of the reinforcing steel on the structural behavior of these connections, using numerical simulation and experimental analysis, and to compare the results with the minimum values established in Technical Standard E.060. The methodology used was applied, descriptive, and experimental research. Load tests were carried out on reinforced concrete frames with different anchorage lengths (100%, 50%, and 0%), as well as numerical simulations using specialized software, analyzing displacements, cracking, and ultimate load reached. The results show that the anchorage length directly influences the resistance capacity and structural behavior. Experimentally, the frame with 100% anchorage reached a ultimate load of 7.26 tons, while the frame without anchorage reached approximately 5.46 tons, representing a reduction of close to 25%. In addition, an increase in cracking and a lower deformation capacity prior to failure were observed at reduced lengths in the numerical simulation. These results confirm the hypothesis and highlight the importance of respecting the minimum anchorage lengths established by the regulations to ensure adequate structural behavior.

Keywords: Reinforced concrete, nominal moment, resistant moment, anchorage length, connections, nominal shear, behavior, beam, failure.

CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN

1.1 Planteamiento del problema

En el diseño estructural de elementos de concreto armado intervienen diversos factores, condiciones y criterios que permiten garantizar un adecuado comportamiento estructural de las obras civiles. No obstante, en la práctica profesional y en la ejecución de obras civiles en el país, algunos de estos factores no son evaluados de manera explícita conforme a la normativa vigente, lo cual puede influir en la resistencia y el comportamiento real de los elementos estructurales analizados en la presente investigación.

De acuerdo con la Norma Técnica E.060 Concreto Armado del Reglamento Nacional de Edificaciones, las longitudes de anclaje y de desarrollo del acero de refuerzo no consideran la aplicación de factores de reducción de resistencia. Este criterio es consistente con lo establecido en el ACI 318-25, donde se indica que dichas longitudes no requieren el uso de factores de reducción. Sin embargo, esta disposición normativa puede dar lugar a interpretaciones inadecuadas, especialmente cuando no se enfatiza que las longitudes calculadas corresponden a valores mínimos requeridos para garantizar el adecuado comportamiento estructural.

En el contexto de ejecución de obras civiles del país, donde en muchos casos no existe una adecuada fiscalización ni evaluación técnica especializada, esta situación puede facilitar prácticas constructivas deficientes. Entre ellas, la reducción no justificada de la longitud de anclaje del acero de refuerzo, bajo la premisa errónea de que pequeñas variaciones no afectan significativamente la resistencia del elemento estructural, lo cual incrementa la incertidumbre respecto a su comportamiento real bajo carga. (Meza García, 2025)

Asimismo, los procedimientos de cálculo establecidos en las normativas vigentes no consideran de manera explícita el proceso constructivo ni las condiciones reales en las que se desarrollan las obras. Un ejemplo representativo de esta problemática es el colapso del techo del centro comercial Real Plaza, donde, según las investigaciones fiscales, se detectó el uso de pernos de anclaje inadecuados para sostener la infraestructura, ocasionando víctimas fatales y numerosos heridos. (Reyes Quinteros, 2025)

Este tipo de eventos pone en evidencia la necesidad de analizar de manera más rigurosa el comportamiento estructural de los elementos de concreto armado, particularmente en lo referente a las longitudes de anclaje, considerando no solo los criterios normativos, sino también su influencia en los desplazamientos y deformaciones, así como las condiciones reales de ejecución. En este sentido, resulta necesario desarrollar investigaciones que permitan evaluar experimental y numéricamente el comportamiento estructural asociado a la longitud de anclaje del acero de refuerzo.

1.2 Formulación del problema

1.2.1 Problema General

¿Cómo se relacionan los resultados obtenidos mediante simulación numérica y análisis experimental para determinar la influencia de la longitud de anclaje del acero de refuerzo en el comportamiento estructural de conexiones de concreto armado?

1.3 Justificación de la investigación

La longitud de anclaje en estructuras de concreto armado constituye un parámetro fundamental para garantizar una adecuada transferencia de esfuerzos entre el acero de refuerzo y el concreto, influyendo en el comportamiento estructural y en la capacidad resistente efectiva de las conexiones. Un desarrollo insuficiente del refuerzo puede limitar la movilización del acero, reflejándose en incrementos de fisuración, desplazamientos y en una reducción del momento último alcanzado bajo carga.

Si bien las normativas vigentes establecen expresiones teóricas para el cálculo de la longitud de anclaje, estas se basan en supuestos idealizados que no siempre representan de manera íntegra las condiciones reales de los materiales y del comportamiento estructural observado. En la práctica, dichas condiciones pueden afectar la capacidad real de las conexiones para desarrollar el momento resistente previsto en el diseño.

En este contexto, la presente investigación resulta relevante al evaluar, mediante simulación numérica y análisis experimental, la influencia de la longitud de anclaje del acero de refuerzo

en el comportamiento estructural y en el momento último movilizado en conexiones de concreto armado, en comparación con los valores mínimos establecidos en la normativa vigente.

1.4 Alcances o delimitación de la investigación

1.4.1 Delimitación metodológica

La investigación tuvo como prioridad determinar la influencia de la longitud de anclaje en conexiones de concreto armado; evaluando su efecto en el comportamiento estructural de una viga perteneciente a un pórtico; particularmente en el momento último alcanzado bajo carga; reduciéndola en 90%, 80%, 70%, 60%, 50%, 40%, 30%, 20%, 10%, 0%; comparándola con un patrón de 100%; con un f'_c de 280kg/cm². En ese sentido, el estudio sirvió como fundamento para analizar la importancia de la longitud de anclaje en el comportamiento estructural de los elementos de concreto armado dentro del proceso de cálculo estructural.

Para el desarrollo del estudio se empleó el método hipotético–deductivo, utilizando simulación numérica mediante software de ingeniería, así como un análisis experimental detallado, controlando la calidad de los materiales y el proceso constructivo. Los resultados obtenidos fueron contrastados tanto en el modelo numérico como en el experimental, considerando los criterios establecidos en las normativas E.020, E.030, E.060 y el ACI 318-25.

1.4.2 Delimitación espacial

La investigación se desarrolló en dos ámbitos principales:

- **Ámbito computacional:** el modelado y simulación numérica se llevó a cabo mediante el software ingenieril, instalado y ejecutado en equipos disponibles en la ciudad de Baños del Inca, provincia de Cajamarca y departamento de Cajamarca.
- **Ámbito experimental:** Los ensayos de flexión se realizaron en el laboratorio de Materiales de la Universidad Nacional de Cajamarca, donde se construyeron y sometieron a carga los especímenes de concreto armado.

1.4.3 Delimitación Temporal

La investigación tuvo una duración de 8 meses, desde el mes de marzo hasta octubre del año 2025.

1.5 Limitaciones

Se desarrolló bajo un alcance específico y controlado, por lo que los resultados obtenidos se encuentran condicionados por las características del diseño experimental, los recursos disponibles y los supuestos adoptados en el modelado numérico.

Desde el punto de vista experimental, el estudio se limitó al ensayo de especímenes de concreto armado que representan una conexión viga–columna típica, considerando un número definido de muestras y longitudes de anclaje previamente establecidas. No se evaluaron otras tipologías estructurales, configuraciones de refuerzo ni variaciones simultáneas de múltiples parámetros, tales como la resistencia del concreto, el diámetro del acero o las condiciones de confinamiento.

Asimismo, el análisis numérico se basó en modelos idealizados propios del software de simulación empleado, los cuales incorporan supuestos constitutivos que representan de manera simplificada el comportamiento real de los materiales. Si bien dichos modelos fueron contrastados con los resultados experimentales, no consideran de forma explícita todas las imperfecciones constructivas ni las variaciones propias de la ejecución en obra.

Finalmente, los resultados y conclusiones del estudio se circunscriben a las condiciones de carga, geometría y materiales definidos en la investigación, por lo que su aplicación a otros contextos estructurales requiere evaluaciones adicionales específicas.

1.6 Objetivos

1.6.1 Objetivo general

Establecer la relación y el grado de concordancia entre los resultados obtenidos mediante simulación numérica y análisis experimental para determinar la influencia de la longitud de anclaje del acero de refuerzo en el comportamiento estructural de conexiones de concreto armado, comparándolos con los valores mínimos establecidos en la normativa vigente.

1.6.2 Objetivos específicos

Analizar, mediante simulación numérica, el comportamiento estructural de conexiones de concreto armado considerando distintas longitudes de anclaje del acero de refuerzo, evaluando su influencia en desplazamientos y fisuración.

Evaluar experimentalmente el comportamiento estructural de conexiones de concreto armado con diferentes longitudes de anclaje del acero de refuerzo, analizando el patrón de fisuración, los desplazamientos y el momento último alcanzado.

Comparar los resultados obtenidos mediante simulación numérica y análisis experimental, determinando el grado de concordancia entre ambos enfoques y contrastándolos para poder determinar la influencia de la longitud de anclaje en el comportamiento estructural alcanzado de las conexiones de concreto armado.

1.7 Hipótesis

Los resultados obtenidos mediante simulación numérica y análisis experimental presentan una relación aceptable que permite determinar la influencia de la variación de la longitud de anclaje en el comportamiento estructural de las conexiones de concreto armado, evidenciando variaciones en la capacidad resistente, las deformaciones y el patrón de fisuración.

1.8 Variables/Categorías

Variable Independiente:

- Longitud de anclaje del refuerzo

Variable Dependiente:

- Momento último (M_u)
- Modo de falla
- Fisuración
- Desplazamiento

CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes teóricos

2.1.1 Internacionales:

Silva Pacheco (2022), en su tesis titulada *“Longitud de anclaje reducida para mitigar tendencia a la fractura de las barras de refuerzo en elementos de hormigón armado sometidos a intensa sollicitación sísmica”*, desarrollada en la Universidad Técnica Federico Santa María (Chile), realizó un estudio experimental sobre uniones viga-columna sometidas a cargas cíclicas. El autor evaluó el efecto de reducir la longitud de anclaje al 70% de lo recomendado por el código ACI 318, concluyendo que esta reducción no afectó significativamente la resistencia ni la ductilidad de las probetas, siempre que las barras estuvieran adecuadamente confinadas.

Sánchez Ibáñez (2021), en su trabajo *“Modelamiento numérico de anclajes para cálculo y caracterización de la resistencia”*, desarrollado en la Universidad de Chile, utilizó el método de elementos finitos para simular el comportamiento de anclajes de tensión en suelos. El estudio destacó la importancia de la adherencia entre el acero y el grout, así como la transferencia de cargas al suelo circundante, proporcionando un enfoque numérico detallado para el diseño de anclajes.

Vargas González (2014), en su tesis *“Simulación numérica inelástica de pórticos de concreto simple y reforzado, mediante el método de los elementos finitos y el método del empuje lateral”*, presentada en la Universidad Nacional de Colombia, comparó ambos métodos para analizar el comportamiento inelástico de pórticos. Sus resultados mostraron que la modelación mediante elementos finitos permite una representación más detallada de la fisuración, fluencia del acero y confinamiento, factores cruciales en el análisis de la longitud de anclaje.

2.1.2 Nacionales

Guillermo & Silva (2019), en su investigación *“Evaluación y diseño de dos propuestas de reforzamiento para vigas y columnas de concreto armado en una edificación de Hotel”*, presentada en la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, comparó dos técnicas de reforzamiento: el uso de polímeros reforzados con fibra de carbono y el encamisado con concreto armado. El estudio analizó la influencia de la longitud de anclaje en la efectividad de

cada técnica, concluyendo que el uso adecuado de anclajes mejora significativamente la capacidad de carga y la ductilidad de las vigas reforzadas.

Sosa & Vilchez (2017), en su tesis *“Optimización del diseño de anclajes post-tensados aplicados a la ejecución de muros anclados en el proyecto centro comercial plaza Surco”*, desarrollada en la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, propuso un modelo de optimización para el diseño de anclajes post-tensados en muros de contención. El estudio consideró variables como la longitud de anclaje y las características del suelo, concluyendo que una adecuada optimización de estos parámetros puede mejorar la eficiencia y seguridad de las estructuras de contención.

Seijas (2018), en su investigación *“Reforzamiento con bandas y anclajes de fibra de carbono TYFO SCH - 41 en columnas de concreto armado de sección rectangular”*, presentada en la Universidad de San Martín de Porres, evaluó el efecto del uso de bandas y anclajes de fibra de carbono Tyfo SCH-41 en columnas de concreto armado. Los resultados indicaron un incremento significativo en la capacidad de carga axial, especialmente en columnas de mayores dimensiones, destacando la importancia de los anclajes en la mejora del confinamiento y la resistencia estructural.

2.1.3 Locales

Silva Sánchez (2017), en la investigación titulada *“Evaluación de la reducción del área de confinamiento del concreto en las uniones rectangulares viga – columna de concreto armado no previstas en el diseño estructural en el ensayo de Flexión”*, examina las fallas por adherencia y anclaje en uniones viga-columna. El estudio resalta la importancia del confinamiento mediante estribos cerrados, siguiendo la Norma Técnica E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones. Los resultados muestran que el uso adecuado de estribos mejora significativamente la capacidad de anclaje, contribuyendo a la estabilidad estructural de las uniones de concreto armado.

Ramírez & Caballero (2023), en su investigación *“Estimación del tiempo y costo en la construcción de muros anclados en suelos arcillosos: Estudio de caso en la construcción del hospital de San Ignacio, departamento de Cajamarca”*, llevada a cabo en la Universidad Nacional de Jaén, analizaron la eficiencia de diferentes metodologías de planificación en la construcción de muros anclados. El estudio destacó la importancia de una adecuada

planificación y diseño de los anclajes para optimizar recursos y garantizar la estabilidad de las estructuras en suelos arcillosos.

2.2 Bases teóricas

2.3.1 Diseño por el método de la resistencia última

El diseño de las secciones de los distintos elementos de una estructura se lleva a cabo considerando las deformaciones inelásticas, de modo que la sección pueda alcanzar su capacidad máxima (con el concreto llegando a su resistencia última y el acero alcanzando su límite de fluencia) bajo la carga última. Esta carga última (ya sea momento, corte, torsión, etc.) se obtiene sumando las cargas de servicio, cada una multiplicada por su respectivo factor de carga, los cuales suelen ser mayores que uno. Por otro lado, la resistencia nominal del elemento frente a la acción analizada se ajusta mediante un factor de reducción, el cual es menor a uno. El diseño se considera adecuado si la resistencia nominal reducida del elemento es igual o superior a la carga última; de lo contrario, será necesario modificar las dimensiones de la sección hasta cumplir con este requisito. (Córdova Alvístegui, 2015)

2.3.1.1 Diseño para resistencia y funcionalidad

Un diseño adecuado en hormigón armado debe considerar dos aspectos fundamentales. En primer lugar, la estructura, tanto en su conjunto como en cada uno de sus componentes, debe poseer la capacidad suficiente para resistir las cargas últimas, las cuales resultan de la combinación de las cargas de servicio con los factores de carga correspondientes. En segundo lugar, bajo condiciones normales de uso, es necesario que las deformaciones, vibraciones y fisuras que puedan presentarse en los elementos estructurales se mantengan dentro de rangos aceptables o permitidos. (Córdova Alvístegui, 2015)

Por ello, el diseño estructural debe atender, de forma general, a distintos estados límite, siendo los más relevantes los siguientes:

Estado límite de resistencia ante cargas últimas.

Estado límite asociado a las deflexiones y vibraciones bajo cargas de servicio.

Estado límite relacionado con el control del ancho de fisuras para las cargas de servicio.

2.3.2 Factores de reducción de la capacidad Φ

Los factores de reducción de la capacidad tienen como finalidad brindar un margen de seguridad adicional a las secciones de hormigón armado, compensando posibles imprecisiones asociadas a los métodos de cálculo aproximados, así como a las variaciones que pueden presentarse en la resistencia de los materiales, en la calidad de la mano de obra y en las dimensiones reales de los elementos. (Córdova Alvéstegui, 2015)

Asimismo, estos factores representan el nivel de ductilidad y confiabilidad exigido en el elemento estructural, de acuerdo con las solicitaciones que actúan sobre él y con la relevancia que dicho elemento posee dentro del sistema estructural.

2.3.2.1 Norma E060:

El factor de reducción de resistencia Φ , debe ser el especificado en lo siguiente:

- Flexión sin carga axial: 0.90
- Carga axial y carga axial con fricción:
 - a) Carga axial de tracción con o sin flexión: 0.90
 - b) Carga axial de compresión con o sin flexión:
 - Elementos con refuerzo en espiral: 0.75
 - Otros elementos: 0.70

Para elementos en flexo compresión Φ puede incrementarse linealmente hasta 0.90 en la medida que ΦP_n disminuye $0.1 f'_c A_g$ ó ΦP_b , el que sea menor, hasta cero

- Corte y torsión: 0.85

2.3.2.2 ACI 318 – 19:

Tabla 1.
Factores de Reducción.

Acción o Elemento Estructural		Φ	Excepciones
(a)	Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0.65 a 0.90	Cerca de los extremos de miembros pretensados donde los torones no se han desarrollado totalmente.

(b)	Cortante	0.75	Se presentan requisitos adicionales para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos.
-----	----------	------	--

Nota: Tomado de Comité ACI 318-25.

2.3.3 Flexión en Hormigón Armado:

Cuando un elemento estructural es sometido a cargas, su sección transversal, que originalmente era plana, permanece plana tras la aplicación de dichas cargas. Esto implica que los esfuerzos a lo largo de la sección transversal se distribuyen de manera lineal y proporcional a la distancia respecto al eje neutro.

Los esfuerzos normales, generados por flexión, dependen de la deformación en el punto analizado, siguiendo la relación establecida por la curva tensión-deformación. En materiales elásticos, el esfuerzo f se obtiene multiplicando la deformación ε por el módulo de elasticidad.

Por otro lado, la distribución de los esfuerzos cortantes v dentro de la sección transversal está condicionada por la geometría de la sección y por el comportamiento del material según su diagrama tensión-deformación. Estos esfuerzos alcanzan su valor máximo en la zona del eje neutro y disminuyen hasta anularse en las fibras externas. Además, los esfuerzos cortantes tienen la misma magnitud tanto en planos verticales como horizontales en un mismo punto.

2.3.3.1 Suposiciones básicas de la teoría de flexión en hormigón armado:

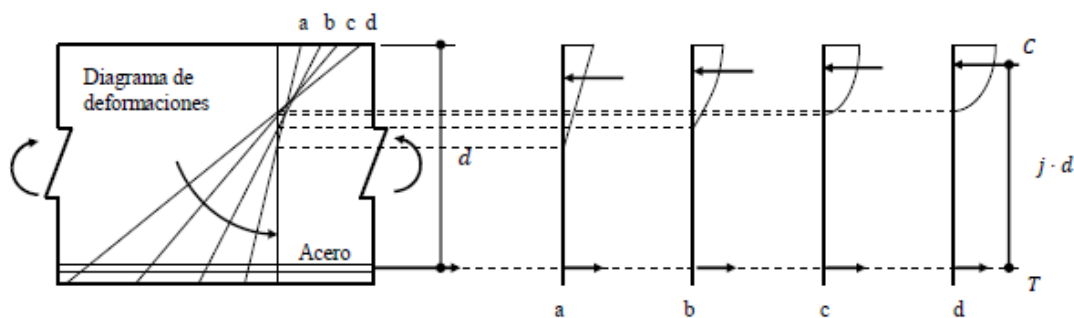
Para formular una teoría práctica y sencilla sobre el comportamiento de una sección de hormigón armado sometida a flexión, es necesario asumir ciertas condiciones que simplifican la elaboración de las ecuaciones correspondientes. Las principales suposiciones consideradas son las siguientes:

- Las secciones que eran planas antes de la flexión permanecen planas después de que esta ocurre.
- Se conoce la curva tensión-deformación del acero.
- La resistencia del hormigón a tracción se desprecia.
- Se dispone de la curva tensión-deformación del hormigón, la cual determina la magnitud y distribución de los esfuerzos de compresión.
- El acero y el hormigón actúan conjuntamente como un solo cuerpo.

En la figura siguiente se observa cómo evoluciona el diagrama de esfuerzos en la parte comprimida (por encima del eje neutro) conforme aumenta el momento flector aplicado. Cuando el momento es bajo, la distribución de esfuerzos tiene una forma triangular; sin embargo, al incrementarse el momento, esta distribución se vuelve curva, adoptando una forma similar a una parábola, que refleja con mayor fidelidad el comportamiento real del concreto bajo compresión. (Córdova Alvéstegui, 2015)

Figura 1.

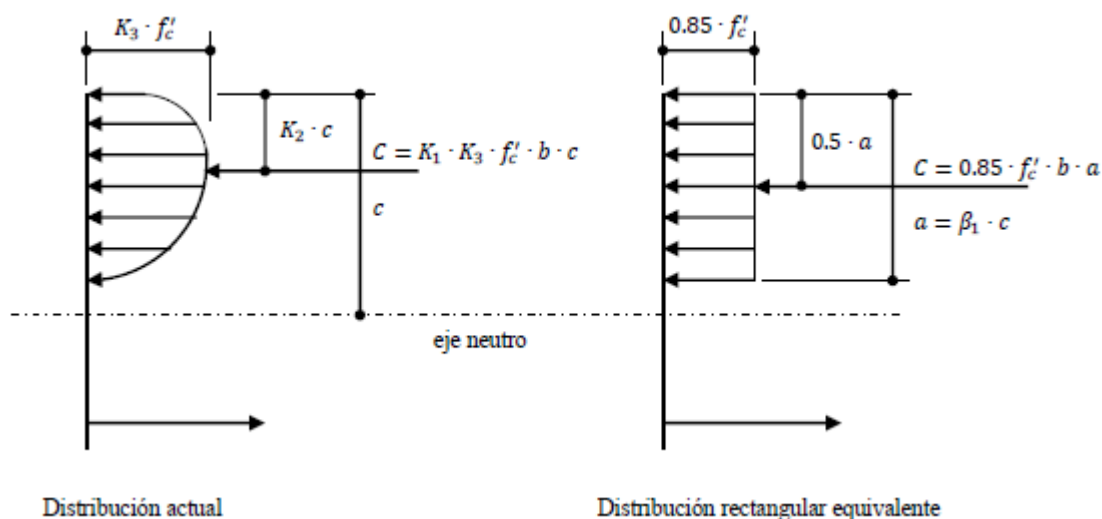
Distribución de Tensiones de Compresión en el Hormigón Correspondientes a Diferentes Diagramas de Deformación (a, b, c y d)



Nota: Tomado de Córdova Alvéstegui (2015).

Figura 2.

Distribución de Esfuerzos de Compresión en la Zona de Compresión de una Sección Rectangular de Hormigón de Dimensiones ($b \cdot h$)



Nota: Tomado de Córdova Alvéstegui (2015).

Diferentes ensayos realizados en laboratorios de todo el mundo dieron como resultado valores para todos los factores k (k_1 , k_2 y k_3), pero debido a la complejidad del diagrama real

de esfuerzos es que muchos investigadores han propuesto el uso de diagramas equivalentes más sencillos para simplificar el análisis y diseño de elementos de hormigón armado. Para hallar la resistencia a la flexión de una sección solo se necesita saber la magnitud de k_1 , k_3 y la posición k_2 de la fuerza de compresión del hormigón. El diagrama rectangular equivalente de esfuerzos simplifica de sobremanera los cálculos sin afectar la exactitud de los resultados. (Córdova Alvístegui, 2015)

El código ACI indica que el factor β_1 debe ser tomado como 0.85 para resistencias del hormigón f'_c entre 17[MPa] y 28 [MPa]. Para hormigones con resistencias superiores a 28 [MPa], β_1 debe ser reducido continuamente a una razón de 0.05 por cada 7[MPa] de resistencia por encima de 28[MPa], pero el factor β_1 no deber ser tomado menos de 0.65. De la anterior definición se puede deducir la siguiente fórmula aproximada: (Córdova Alvístegui, 2015)

$$\beta_1 = 1.05 - 0.007 * f'_c$$

Pero $0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85$ donde f'_c está en [MPa]

El código ACI establece como recomendación que la deformación máxima en la fibra extrema comprimida del concreto, en una sección sometida a flexión que ha alcanzado su capacidad máxima, sea de 0.003.

2.3.4 Vigas – Resistencia a la Flexión:

2.3.4.1 Secciones Rectangulares:

La sección rectangular es la más sencilla y, al mismo tiempo, la más comúnmente empleada en el diseño de estructuras de hormigón armado. Esta preferencia se debe a diversas ventajas tanto en la fase de diseño como en la de construcción, entre las cuales se destacan:

- Los métodos de análisis y diseño son relativamente simples.
- Resulta fácil representar y detallar la disposición del acero de refuerzo.
- Su geometría facilita la ejecución rápida del encofrado.
- Se adapta con facilidad a la mayoría de las estructuras, como puentes, edificios, entre otros.

En las secciones siguientes, se abordarán los procedimientos necesarios para analizar y diseñar secciones rectangulares con refuerzo simple y doble. (Córdova Alvístegui, 2015)

- **Falla por tracción:**

Cuando la cuantía de acero en la sección es baja, el acero llega a su tensión de fluencia f_y antes de que el concreto alcance su resistencia máxima. Si se considera que el acero presenta un comportamiento elástico perfectamente plástico, la fuerza de tracción T permanece constante e igual a $A_s * f_y$, incluso si la carga aplicada al elemento continúa aumentando.

Fuerza de compresión $C = 0.85 * f'_c * a * b$

Fuerza de tracción $T = A_s * f_y$

Equilibrio de fuerzas $T = C$

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * a * b \Rightarrow a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$M_n = A_s * f_y * (d - \frac{a}{2})$$

$$M_n = A_s * f_y * [d - \frac{A_s * f_y}{2 * 0.85 * f'_c * b}] = A_s * f_y * [d - 0.59 * \frac{A_s * f_y}{f'_c * b}]$$

Donde:

ρ = Cuantía de armadura.

$$\rho = \frac{A_s}{b * d}$$

ω = Cuantía mecánica de acero.

$$\omega = \rho * \frac{f_y}{f'_c}$$

$$M_n = b * d^2 * f'_c * \omega * (1 - 0.59 * \omega)$$

$$\phi * M_n = \phi * b * d^2 * f'_c * \omega * (1 - 0.59 * \omega)$$

- **Falla por compresión**

Cuando la sección contiene una gran cantidad de acero, el concreto en compresión alcanza su resistencia máxima antes de que el acero de tracción llegue a su punto de fluencia, lo que significa que la tensión en el acero es menor que su tensión de fluencia ($f_s < f_y$). A partir del diagrama de deformaciones, se puede establecer la siguiente relación:

$$\frac{\epsilon_c}{c} = \frac{\epsilon_s}{d - c}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 * \frac{d - c}{c}$$

$$f_s = \varepsilon_s * E_s = 0.003 * \frac{d - c}{c} * E_s = 0.003 * \frac{\beta_1 * d - a}{a} * E_s$$

Fuerza de compresión $C = 0.85 * f'_c * a * b$

Fuerza de tracción $T = A_s * f_s$

Equilibrio de fuerzas $T = C$

$$0.85 * f'_c * a * b = A_s * f_s = A_s * 0.003 * \frac{\beta_1 * d - a}{a} * E_s = A_s * E_s * 0.003 * \frac{\beta_1 * d - a}{a}$$

$$0.85 * f'_c * b * a^2 - A_s * E_s * 0.003 * \beta_1 * d + A_s * E_s * 0.003 * a = 0 \text{ multiplicar por } \frac{1}{bd}$$

$$\frac{0.85 * f'_c}{d} * a^2 + \frac{A_s}{b * d} * 0.003 * E_s * a - \frac{A_s}{b * d} * 0.003 * E_s * \beta_1 * d = 0$$

$$\frac{0.85 * f'_c}{\rho * 0.003 * E_s} * a^2 + d * a - \beta_1 * d^2 = 0$$

Se resuelve la ecuación de segundo grado y se halla el valor de a

$$M_n = 0.85 * f'_c * a * b * (d - \frac{a}{2})$$

$$\phi * M_n = \phi * 0.85 * f'_c * a * b * (d - \frac{a}{2})$$

- **Falla balanceada**

Esta falla se presenta para una cuantía particular de acero en la sección, para la cual, tanto el hormigón como el acero, alcanzan simultáneamente sus capacidades máximas.

Deformación de fluencia del acero:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

Deformación máxima del hormigón:

$$\varepsilon_c = 0.003$$

$$\frac{\varepsilon_c}{c_b} = \frac{\varepsilon_s}{d - c_b} \Rightarrow \varepsilon_c * (d - c_b) = \varepsilon_y * c_b \Rightarrow c_b * (\varepsilon_y + \varepsilon_c) = \varepsilon_c * d$$

$$c_b = \frac{0.003 * d}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003} = \frac{0.003 * E_s}{0.003 * E_s + f_y} * d = \frac{600}{600 + f_y} * d$$

$$\frac{a_b}{d} = \beta_1 * \frac{600}{600 + f_y}$$

$$E_s = 2 * 10^5 [MPa]$$

$$\beta_1 = 1.05 - 0.007 * f'_c \quad 0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85$$

Fuerza de compresión:

$$C = 0.85 * f'_c * a_b * b$$

Fuerza de tracción:

$$T = A_s * f_y$$

Equilibrio de fuerzas:

$$T = C$$

$$0.85 * f'_c * a_b * b = A_s * f_y = \rho_b * b * d * f_y \text{ donde } \rho_b = \frac{A_s}{b * d}$$

Para una falla balanceada, la cuantía de acero tiene un valor de:

$$\rho_b = \frac{0.85 * f'_c * a_b}{f_y * d}$$

Substituyendo el valor de a_b en la ecuación

$$\rho_b = \frac{0.85 * f'_c * \beta_1}{f_y} * \frac{600}{600 + f_y}$$

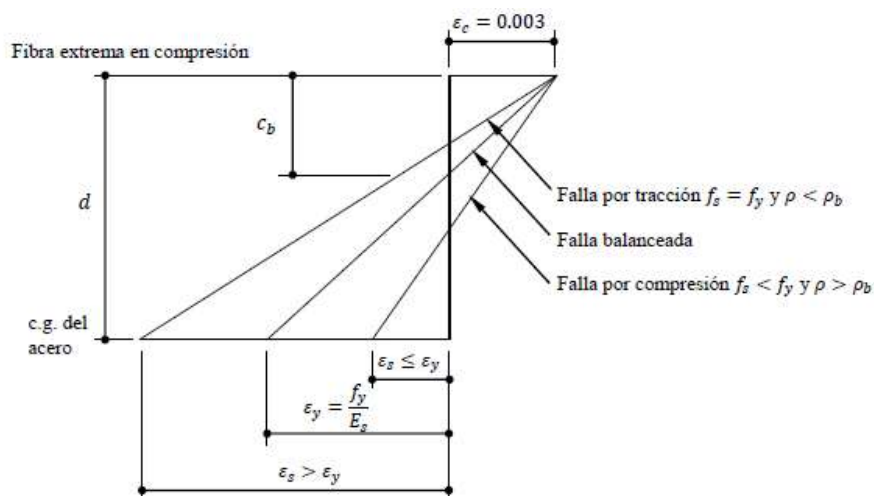
En la ecuación anterior f'_c y f_y están en $[MPa]$

En muy contadas ocasiones la cuantía de armadura ρ será igual a la cuantía balanceada ρ_b . En el caso general ρ será mayor o menor a ρ_b . (Córdova Alvístegui, 2015)

Si $\rho < \rho_b \Rightarrow c < c_b$ y $\varepsilon_s > \frac{f_y}{E_s} \Rightarrow$ Falla por tracción

Si $\rho > \rho_b \Rightarrow c > c_b$ y $\varepsilon_s < \frac{f_y}{E_s} \Rightarrow$ Falla por compresión

Figura 3.
Diferentes Tipos de Falla de una Sección de Hormigón Armado.



Nota: Tomado de Córdova Alvístegui (2015).

2.3.4.2 Diseño de vigas rectangulares

El diseño de vigas de hormigón armado representa un proceso significativamente más complejo que su análisis estructural, debido a la gran cantidad de variables que intervienen en su definición. Por ello, para lograr un diseño eficiente y coherente, es fundamental tener en cuenta una serie de criterios esenciales que permiten reducir la complejidad del proceso mediante la simplificación de variables. A continuación, se enumeran las principales consideraciones que el ingeniero estructural debe evaluar previamente al desarrollo del diseño de un elemento o sistema en concreto armado. (Córdova Alvístegui, 2015)

- **Recubrimiento y espaciamiento de la armadura:**

El recubrimiento del refuerzo en elementos de concreto armado cumple funciones esenciales tanto estructurales como de durabilidad. En primer lugar, es necesario garantizar una capa mínima de concreto alrededor de las barras para asegurar una adecuada adherencia entre el acero y el hormigón; generalmente, esta se considera igual al diámetro de la barra.

Además, el recubrimiento actúa como una barrera protectora contra la corrosión, siendo su espesor variable en función del tipo de elemento y de las condiciones ambientales a las que esté expuesto, con valores que comúnmente oscilan entre 20 mm y 75 mm. Según el código ACI, se establecen los valores mínimos de recubrimiento en función del tipo de elemento estructural, el diámetro de las barras y las condiciones del entorno. Para estructuras donde el

concreto es vaciado en sitio. A continuación, se presenta una tabla que resume y adapta las recomendaciones contenidas en el código ACI. (Córdova Alvístegui, 2015)

Tabla 2.

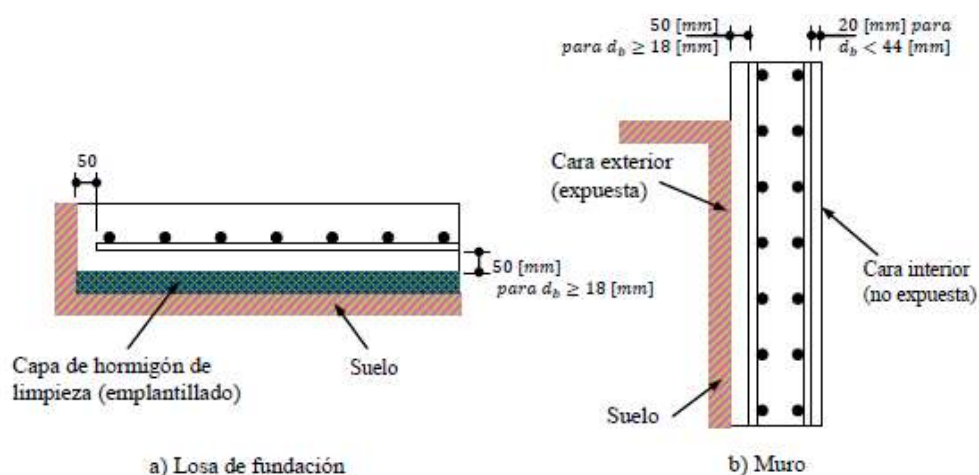
Recubrimientos Mínimos de Concreto Armado.

Hormigón vaciado en sitio (Hormigón armado)			
Condición de exposición de elemento	Tipo de Elemento	Diámetro de barra [mm]	Recubrimiento mínimo [mm]
Hormigón vaciado en contacto y expuesto permanentemente al suelo.	No especificado	No especificado	75
Hormigón expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	No especificado	$18 \leq d_b \leq 56$	50
	No especificado	$d_b \leq 56$	40
	Losas, muros y viguetas	$44 \leq d_b \leq 56$	40
		$d_b < 44$	20
Hormigón no expuesto a la intemperie o sin contacto con el suelo	Vigas y columnas	Refuerzo primario	No especificado
		Estribos y espirales	No especificado
	Cáscaras y placas plegadas (ACI)	$d_b \geq 18$	20
		$d_b \leq 16$	13

Nota: Tomado de Córdova Alvístegui (2015).

Figura 4.

Recubrimientos Mínimos para Armaduras en Hormigones Vaciados en Sitio.



Nota: Tomado de Córdova Alvístegui (2015).

- **Colocación de las barras de acero:**

La disposición adecuada del refuerzo en la sección transversal de los elementos estructurales es fundamental para garantizar una correcta ejecución del vaciado del concreto, así como una eficiente consolidación mediante vibrado. Cuando el ancho de la sección no permite ubicar todas las barras longitudinales en una sola capa, es habitual organizarlas en dos niveles superpuestos. Sin embargo, se debe evitar estrictamente la disposición en forma de “tresbolillo” (o en zigzag), ya que esta configuración dificulta el paso homogéneo de la mezcla de concreto y obstaculiza las labores de vibración, comprometiendo la calidad del colado. A

continuación, se presenta una ilustración comparativa entre una disposición correcta y otra incorrecta del refuerzo longitudinal.

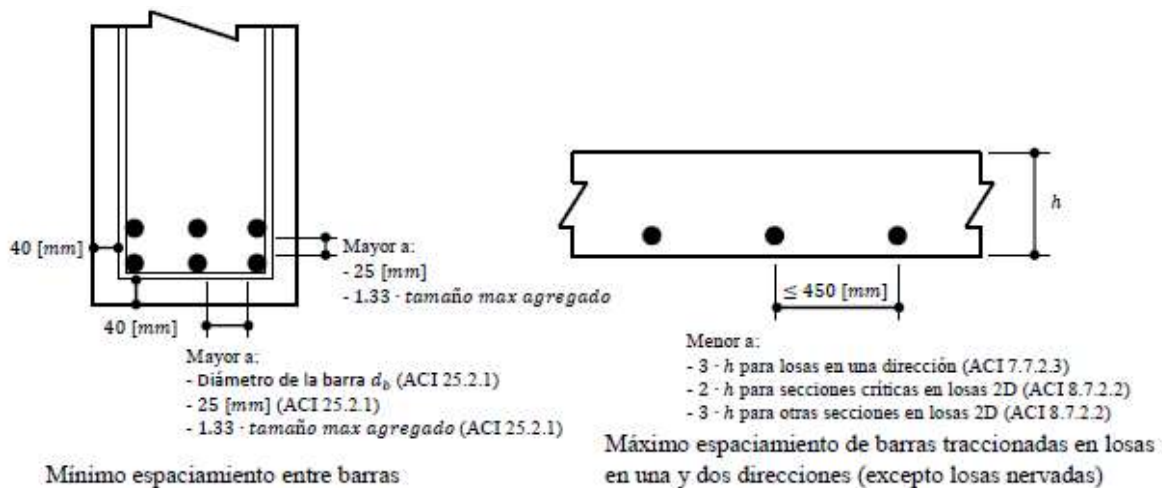
Figura 5.
Colocación de la Armadura Principal en Dos Filas.



Nota: Tomado de Córdova Alvéstegui (2015).

Más allá de la correcta distribución del refuerzo en una o varias capas, es esencial garantizar un espaciamiento adecuado entre las barras y respecto a las caras exteriores del elemento. Esta separación permite el libre ingreso de la mezcla de concreto fresco y del vibrador durante el proceso de colocación, favoreciendo una adecuada consolidación del material. Asimismo, asegura una adherencia efectiva entre el acero y el concreto circundante, condición indispensable para el comportamiento estructural esperado. Finalmente —y no menos relevante—, dicho espaciamiento contribuye a garantizar el recubrimiento mínimo necesario para proteger las armaduras contra la corrosión y otros agentes agresivos del entorno.

Figura 6.
Espaciamientos Mínimos y Máximos de Barras de Acero.



Nota: Tomado de Córdova Alvéstegui (2015).

- **Armadura Mínima:**

La exigencia de una armadura mínima a flexión se aplica, en general, a elementos cuya sección transversal ha sido sobredimensionada por motivos arquitectónicos, estéticos u otros criterios no estructurales. En estos casos, el cálculo estructural puede arrojar una cuantía de refuerzo muy reducida, lo que genera el riesgo de una falla frágil. Esto ocurre cuando la capacidad resistente de la sección agrietada resulta inferior al momento asociado a la fisuración inicial. Para evitar este comportamiento indeseable, el código ACI, establece una cuantía mínima de acero de refuerzo a flexión, asegurando así un comportamiento dúctil y previsible del elemento.

$$A_{s\ min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d [mm^2] \quad \dots [14]$$

$$A_{s\ min} \geq 1.4 \frac{b_w * d}{f_y} [mm^2] \quad \dots [15]$$

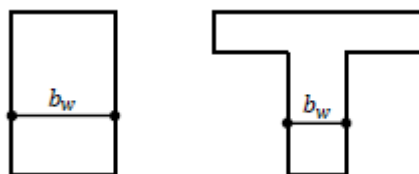
Donde:

f'_c y f_y están en $[MPa]$

b_w y d están en $[mm]$

Figura 7.

Armadura Mínima en Secciones Rectangulares y L



Nota: Tomado de Córdova Alvéstegui (2015).

2.3.5 Vigas – Resistencia a la Cortante:

Las vigas deben tener también un margen adecuado de seguridad contra otros tipos de fallas que son más peligrosas que la falla por flexión. Algunas de estas fallas son de difícil predicción y pueden traer consigo colapsos catastróficos. (Córdova Alvéstegui, 2015)

Falla por tensión diagonal viene a ser el término correcto para describir la falla por corte de elementos de hormigón. Hasta el presente, a pesar de que se han realizado muchos experimentos, la falla por corte es todavía difícil de predecir con exactitud. En vigas, con diseños inadecuados para resistir fuerzas cortantes, se presenta una falla repentina y brusca cuando éstas son cargadas hasta su límite. El comportamiento de una viga durante una falla por corte es completamente diferente al que presenta una viga que falla por flexión, ya que en ésta

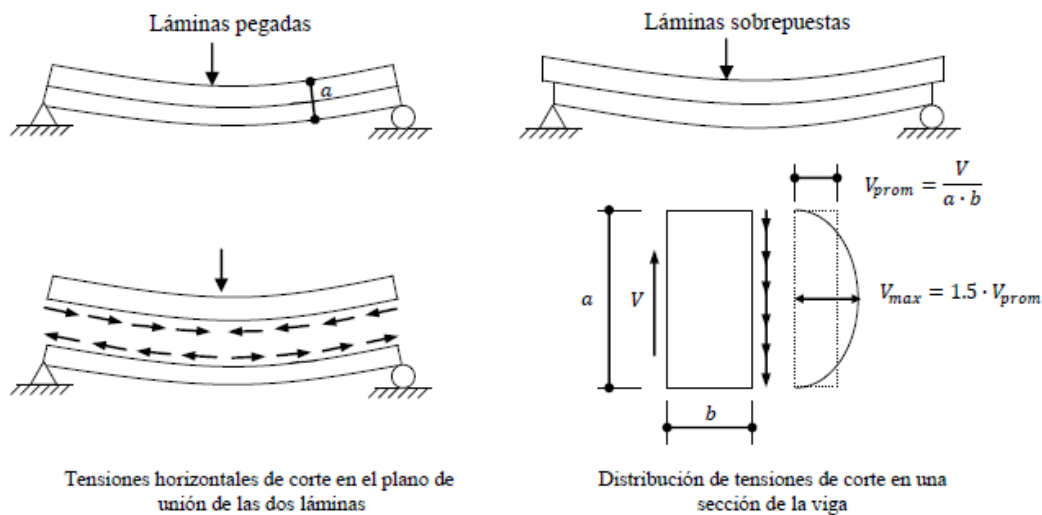
el acero fluye produciéndose fisuras y grandes deflexiones en la cara sometida a tracción, con lo que se tiene tiempo para tomar las medidas correctivas. Debido a que la falla por corte en vigas de hormigón es repentina, éstas son reforzadas con una armadura especial para asegurar que la falla por flexión ocurra antes que la falla por corte si la viga es sobre cargada. (Córdova Alvéstegui, 2015)

2.3.5.1 Tensión diagonal en vigas elásticas homogéneas:

La función de las tensiones de corte es fácilmente visualizada en el comportamiento de una viga laminada bajo la acción de una carga:

Figura 8.

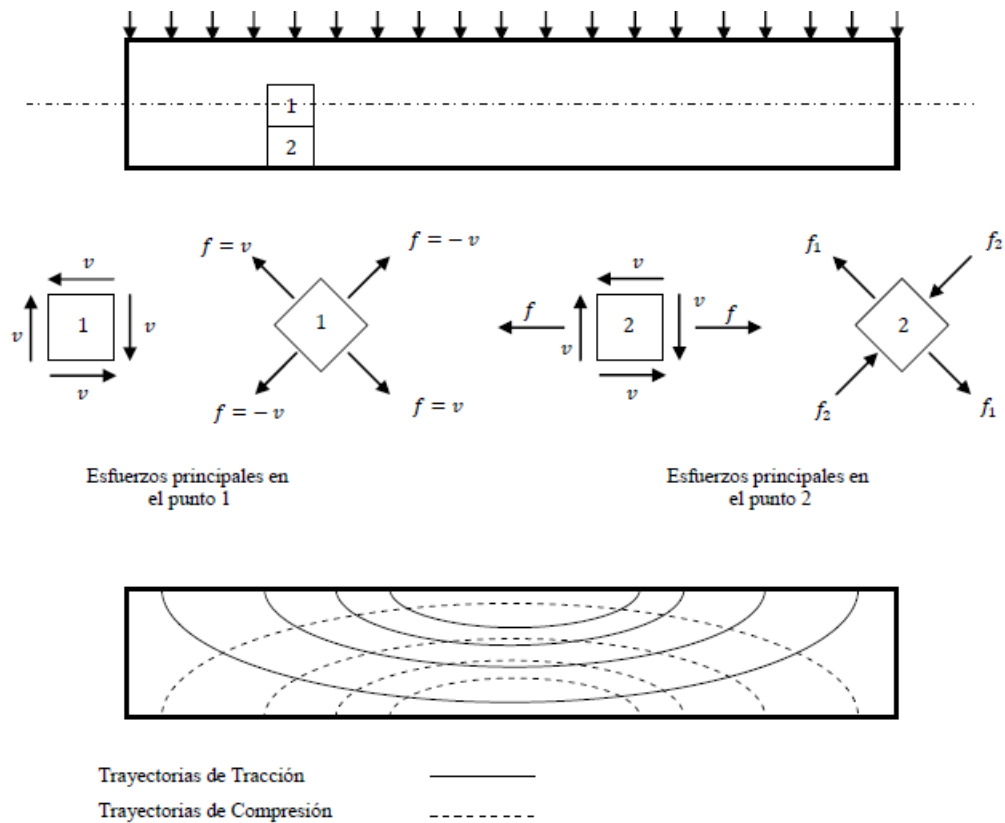
Esfuerzo de Corte Horizontal y Vertical.



Nota: Tomado de Córdova Alvéstegui (2015).

Figura 9.

Trayectoria de Tensiones en un Viga Rectangular Homogénea



Nota: Tomado de Córdova Alvéstegui (2015).

2.3.5.2 Análisis y diseño de vigas de hormigón armado por corte:

Según E 060: El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe estar basado en la ecuación:

$$\phi * V_n \geq V_u$$

Donde V_u es la fuerza cortante amplificada en la sección considerada y V_n es la resistencia nominal al Cortante calculada mediante:

$$V_n = V_c + V_s$$

En la ecuación V_c es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto que se supone que es la misma para vigas con y sin refuerzo en el alma, V_s es la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.

- **Estado límite de falla por corte – vigas sin refuerzo (estribos) en el alma:**

Para poder determinar la resistencia nominal de una viga de hormigón armado al corte, es necesario primero saber la resistencia del hormigón simple al corte. En vigas esbeltas de hormigón sin refuerzo en el alma, se presenta la falla cuando las fisuras inclinadas se forman en el alma. Por lo tanto, la resistencia al corte de estos elementos es igual al corte que produce la primera fisura inclinada. Si el elemento que soporta corte está sometido simultáneamente a fuerzas de compresión o tracción, la resistencia básica se incrementa o disminuye de acuerdo a las prescripciones de la norma E 060. Para elementos sometidos únicamente a cortante y flexión:

$$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f'_c}bwd$$

Este tipo de vigas pueden fallar por diferentes causas:

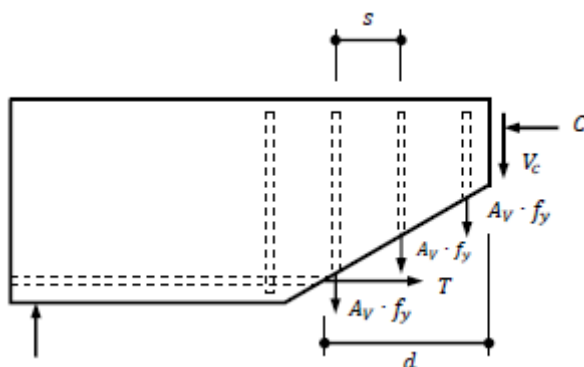
- Falla debido a la fluencia de los estribos.
- Falla del anclaje de los estribos.
- Falla por ancho excesivo de fisuras para cargas de servicio.
- Falla por corte debido al aplastamiento del alma.
- Falla de las barras en tracción iniciada por fisuras de corte.

- **Estribos verticales:**

La utilización de estribos verticales constituye en la actualidad la forma más común de disposición de barras de acero para resistir las fuerzas cortantes en los elementos de hormigón armado. En la siguiente figura se presenta el diagrama de cuerpo libre de un pedazo de viga limitada en el extremo derecho por una fisura inclinada de corte.

Figura 10.

Estribos Verticales para Resistir Corte



Nota: Tomado de Córdova Alvéstegui (2015).

La fuerza total cortante V_s que resisten los estribos a lo largo de la fisura es simplemente la multiplicación de la tensión de fluencia del acero f_y por el área del acero A_v y por el número de estribos que son cortados por la fisura. Para determinar el número de estribos que son cortados por una fisura, se ha determinado mediante ensayos de laboratorio que la proyección horizontal de la fisura es aproximadamente igual al canto útil de la sección d . Por tanto, el número de estribos es igual a d/s . Según E060:

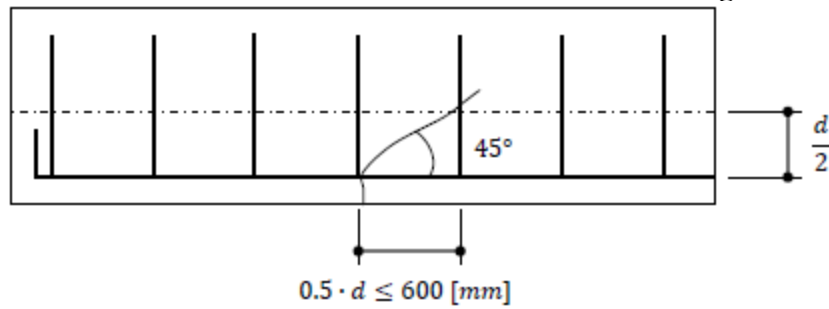
$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

Los estribos no pueden resistir corte a menos que estén atravesados por una fisura inclinada y por esta

razón el código ACI, limita el espaciamiento entre estribos dispuestos perpendicularmente al eje del elemento a una distancia de $d/2$ en elementos de hormigón armado, o a $0.75 \cdot h$ en elementos de hormigón pretensado y en ningún caso el espaciamiento debe superar 600 [mm].

Figura 11.

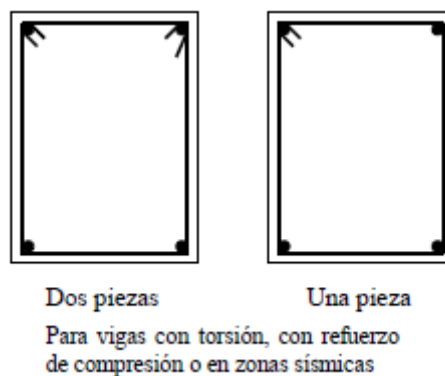
Espaciamiento Máximo de Estribos Verticales en Elementos de Hormigón Armado



Nota: Tomado de Córdova Alvéstegui (2015).

Figura 12.

Colocación y Doblado de Estribos



Nota: Tomado de Córdova Alvéstegui (2015).

- **Refuerzo mínimo de cortante:**

Según norma E060 donde V_u exceda de $0.5\Phi V_c$, A_v min para elementos no preesforzados se debe calcular mediante:

$$A_v \min = 0.062 * \sqrt{f'_c} \frac{bw s}{f_{yt}} \geq 0.35 \frac{bws}{f_{yt}}$$

Donde:

S=separación del refuerzo transversal.

A_v =Área de acero transversal provisto para resistir corte.

2.3.6 Vigas – Predimensionamiento:

2.3.6.1 Predimensionamiento de Vigas Principales:

Según Roberto Morales:

De acuerdo con el ACI 318 – 19, para una viga de sección rectangular con acero solo en tracción se tiene que:

$$\frac{M_u}{\phi} = f'_c * b * d^2 * \omega * (1 - 0.59\omega)$$

$$\omega = \frac{\rho * f_y}{f'_c}$$

$$\rho = \frac{As}{b * d}$$

Donde:

f'_c : Resistencia del concreto.

f_y : Resistencia a la tracción del acero de refuerzo

P : Cuantía en falla a la tracción.

As : Área de acero de refuerzo de la viga.

El momento flector para una viga, de sección rectangular cualquiera, se expresa:

$$M_u = \frac{(w_u B) * L_n^2}{\alpha}$$

Donde:

W_u : Carga por unidad de área.

L_n : Longitud libre.

B : Dimensión transversa tributaria.

α : Coeficiente de momento

Igualando ecuaciones:

$$f'_c * b * d^2 * \omega * (1 - 0.59\omega) = \frac{(W_u * B) * L_n^2}{\alpha * \phi}$$

De donde:

$$d = L_n \sqrt{\frac{W_u * B}{a * \phi * f'_c * b * \omega * (1 - 0.59\omega)}}$$

Luego:

$$d = \frac{L_n}{\left(\frac{4}{\sqrt{w_u}}\right)}$$

Donde:

d: Peralte de la viga

L_n : Luz libre de la viga

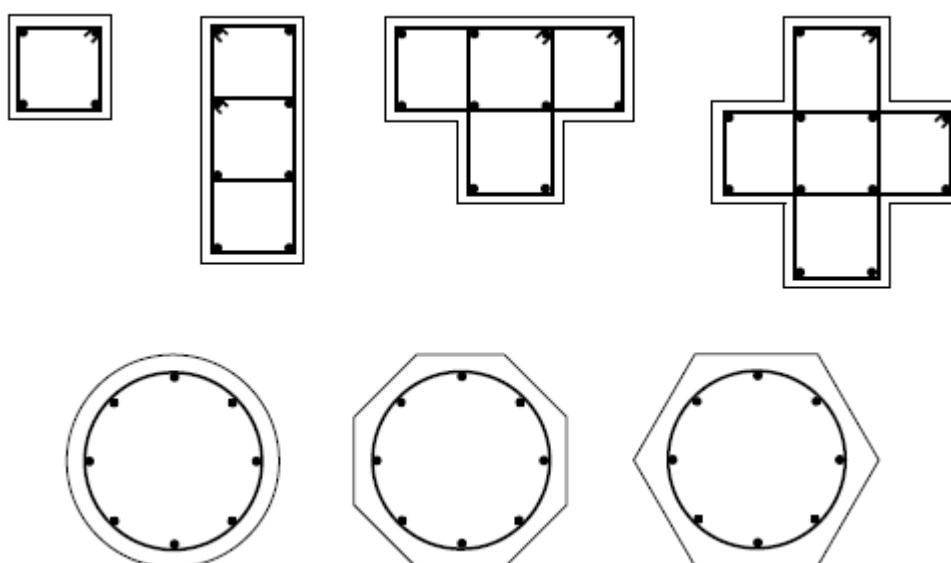
W_u : Carga por unidad de área

2.3.7 Columnas:

En general, una columna es un elemento estructural vertical cuya función principal es la de transmitir todas las cargas (esfuerzos normales de compresión, momentos flectores, etc.) de la estructura hacia las fundaciones. El comportamiento de una columna y el modo en que ésta falla dependen de la relación entre la intensidad del esfuerzo axial y los esfuerzos de flexión. (Córdova Alvéstegui, 2015)

Figura 13.

Diferentes Tipos de Sección Transversal para Columna de Hormigón Armado



Nota: Tomado de Córdova Alvéstegui (2015).

2.3.7.1 Resistencia última de columnas cargadas axialmente:

La resistencia de una columna cargada axialmente está dada por la siguiente ecuación:

$$P_0 = 0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}$$

Donde:

A_g = Área total de la sección transversal del elemento.

A_{st} = Área del acero longitudinal (paralelo a la carga axial).

$0.85 \cdot f'_c$ = Máximo esfuerzo de compresión en el hormigón (derivado de ensayos).

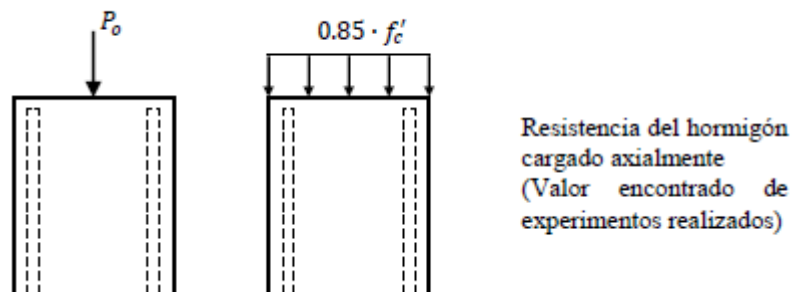
f_y = Tensión de fluencia del acero

En la ecuación antes mencionada se asume que el acero trabaja a su tensión de fluencia f_y , mientras que el hormigón solamente alcanza una resistencia a la compresión de $0.85 \cdot f'_c$. Esta disminución en la resistencia del hormigón se debe principalmente a los siguientes factores:

- a) La velocidad de aplicación de la carga en una estructura real es mucho menor a la utilizada en el ensayo de compresión del cilindro.
- b) Las dimensiones y formas de la sección transversal de las columnas en obra pueden diferir en cierto grado con las de los planos de diseño.
- c) Las columnas son generalmente vaciadas en forma vertical y eso produce algo de segregación de la mezcla y ganancia de agua en la parte superior del elemento. (Córdova Alvéstegui, 2015)

Figura 14.

Columnas con Carga Axial Concéntrica



Nota: Tomado de Córdova Alvéstegui (2015).

2.3.7.2 Diagramas de interacción para columnas de hormigón armado:

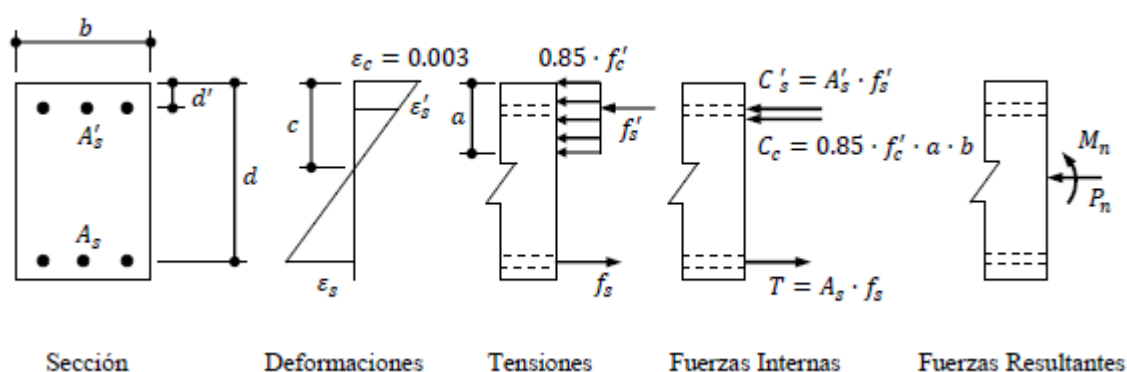
- Solución utilizado compatibilidad de deformaciones:

Utilizando la suposición de que las secciones planas antes de la flexión se mantienen planas después de ella, se puede desarrollar un procedimiento relativamente sencillo, que se basa en la compatibilidad de las deformaciones de la sección transversal. Para la construcción del diagrama de interacción, se asume una serie de deformaciones con las cuales se calculan diferentes puntos cuyos valores corresponden a combinaciones de P y M . Cuando se han calculado suficientes puntos se procede a dibujar el diagrama de interacción. (Córdova Alvístegui, 2015)

Para una distribución particular de deformaciones como la que se muestra en la siguiente figura, se procede a calcular las tensiones y luego las fuerzas resultantes de las tensiones. Una vez que se tienen todas las fuerzas se efectúa el equilibrio de la sección transversal para lo cual se realiza la sumatoria de las fuerzas horizontales y se halla P_n ; para luego proceder con la sumatoria de los momentos flectores alrededor del centro de gravedad de la sección transversal para hallar M_n . Los valores de P_n y M_n representan un punto en el diagrama de interacción. (Córdova Alvístegui, 2015)

Figura 15.

Distribución de Deformación Arbitraria

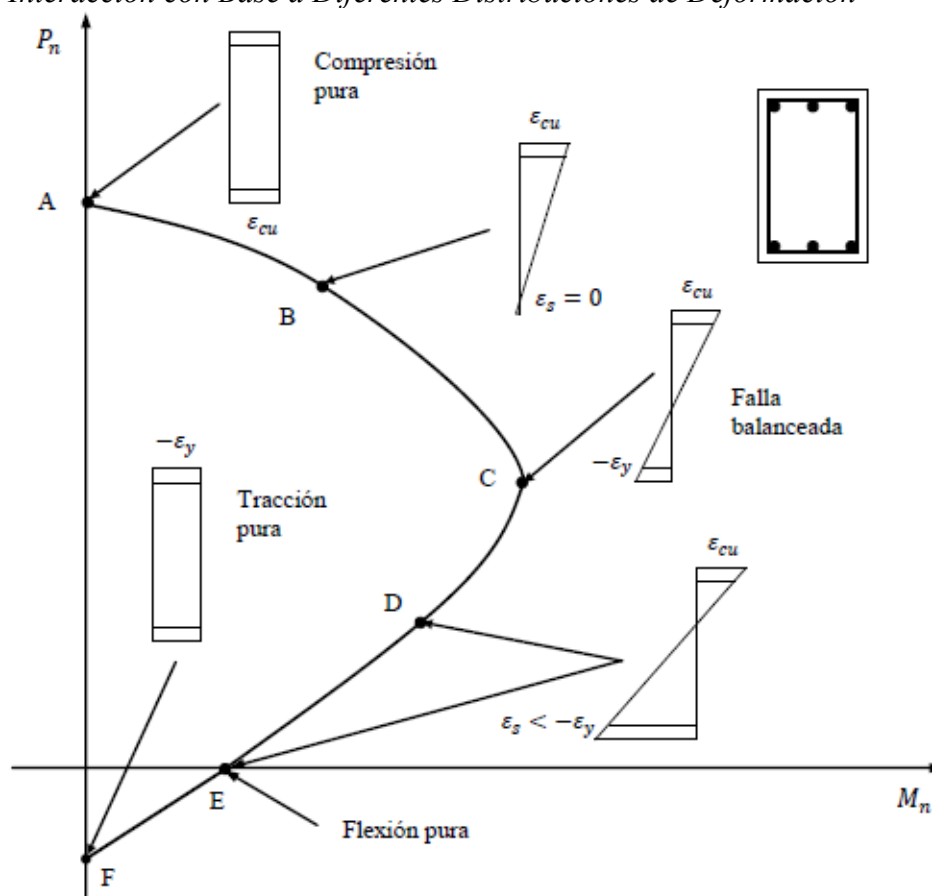


Nota: Tomado de Córdova Alvístegui (2015).

El procedimiento descrito en el anterior párrafo es repetido las veces que uno considera necesario y se hallan nuevos puntos del diagrama de interacción, con lo cual se dibuja la curva de interacción $P - M$.

Figura 16.

Diagrama de Interacción con Base a Diferentes Distribuciones de Deformación



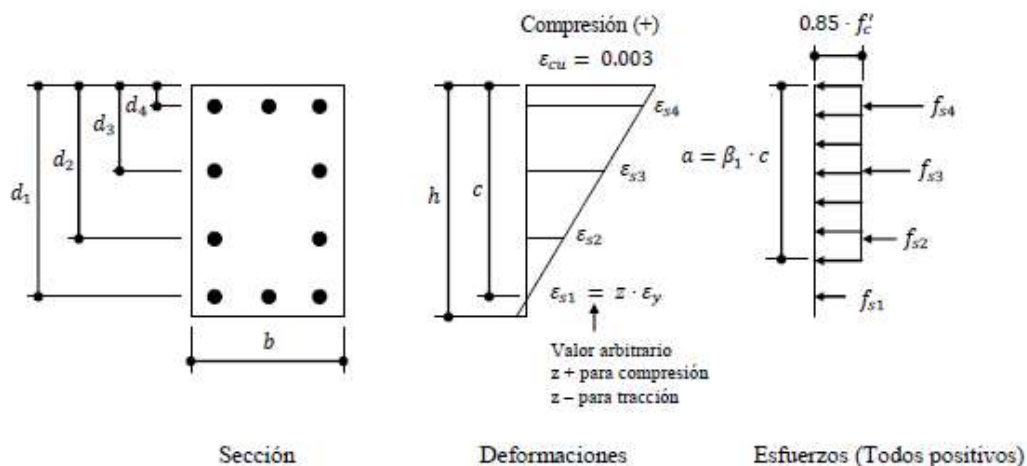
Nota: Tomado de Córdova Alvéstegui (2015).

- **Método de cálculo:**

Para ilustrar el método de cálculo del diagrama de interacción de una sección de hormigón armado se considerará la sección rectangular de la siguiente figura. Se asume que sobre ella actúa una carga axial de compresión con una cierta excentricidad de tal modo que sobre la sección se desarrolla un diagrama de deformaciones no uniforme. Con base al diagrama de deformaciones es posible determinar los esfuerzos en cada una de las filas de acero y en la porción de hormigón sometido a compresión.

Figura 17.

Distribución de Deformación en una Sección de Hormigón Armado
Fuerza axial de compresión



Nota: Tomado de Córdova Alvístegui (2015).

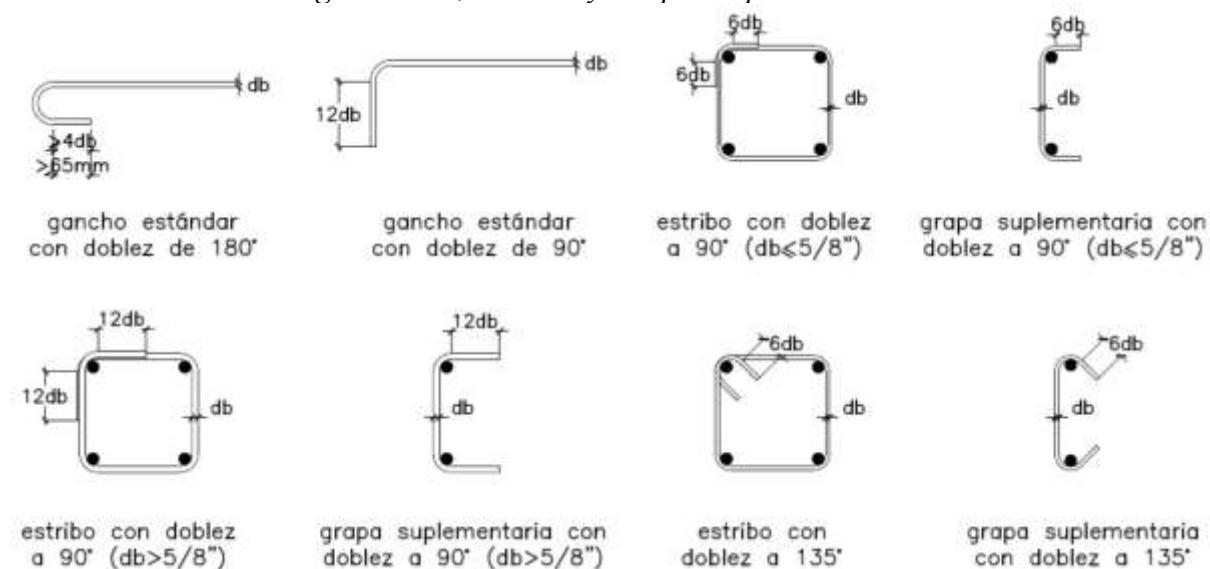
2.3.8 Detalles del refuerzo:

- **Ganchos Estándar:**

- Un doblez de 90° más una extensión de 12 db hasta el extremo libre de la barra.
- Para ganchos de estribos y ganchos de grapas suplementarias:
Para barras de 1" y menores, un doblez de 135° más una extensión de 6db al extremo libre de la barra.
- Los ganchos de los estribos y grapas suplementarias para elementos con responsabilidad sísmica se definen en la siguiente parte:

Figura 18.

Ganchos de Barras Longitudinales, Estribos y Grapas Suplementarias



Nota: Tomado de R.N.E 060.

2.3.9 Longitud de anclaje en el concreto armado:

- Definición y Relevancia Estructural:**

La longitud de anclaje (o longitud de desarrollo) es un concepto esencial en el diseño de estructuras de concreto armado, ya que garantiza que las barras de acero de refuerzo desarrollen completamente su capacidad resistente dentro del concreto. Es decir, es la distancia necesaria para que las fuerzas de adherencia entre el acero y el concreto transfieran correctamente los esfuerzos sin provocar deslizamientos o fallas por tracción o compresión.

Según Nilson (2001), la longitud de anclaje se refiere a la porción de una barra embebida en concreto que es necesaria para que alcance su esfuerzo de fluencia bajo cargas de servicio. Un diseño inadecuado de esta longitud puede llevar a fallas prematuras en las conexiones estructurales, particularmente en zonas críticas como uniones viga-columna.

- **Factores que Afectan la Longitud de Anclaje:**

La longitud de anclaje está influenciada por múltiples factores, entre los cuales destacan:

- Diámetro de la barra de refuerzo (d_b): A mayor diámetro, mayor será la longitud necesaria para desarrollar la adherencia (Harmsen, 2018).
- Resistencia del concreto (f'_c): Un concreto con mayor resistencia permite una mejor transferencia de esfuerzos.
- Rugosidad de la barra: Las barras corrugadas presentan mayor adherencia que las lisas.
- Condiciones de confinamiento: Un concreto bien confinado mejora la resistencia al deslizamiento.
- Ubicación de la barra: Las barras superiores requieren mayor longitud debido a los efectos de asentamiento del concreto fresco (Nilson, 2001).

- **Según Norma 060:**

La fuerza de tracción o compresión que actúa en el refuerzo de cada sección de un elemento de concreto estructural debe transmitirse al concreto mediante una longitud de anclaje, ya sea a través de una porción embebida, un gancho, un dispositivo mecánico o una combinación de estos medios.

Las longitudes de desarrollo no requieren de un factor de resistencia Φ .

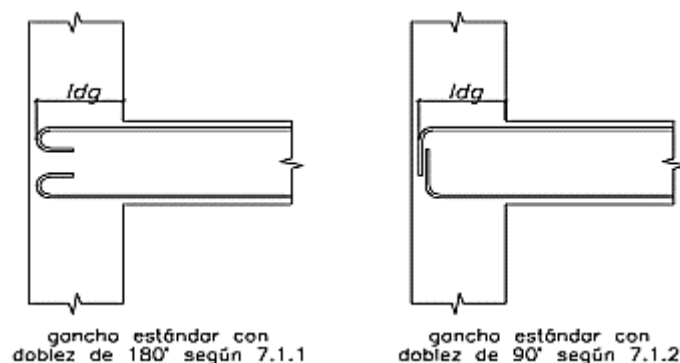
Los valores de $\sqrt{f'_c}$ usados en este capítulo no deben exceder de 7.3 MPa.

- Desarrollo de ganchos estándar en tracción:

La longitud de desarrollo, ldg , para barras corrugadas en tracción que terminen en gancho (sección 2.2.8), se debe calcular mediante lo siguiente (teniendo en cuenta que no debe ser menor que $8db$)

Para barras corrugadas:

$$ldg = \left(\frac{0.24 f_y \lambda \psi_e \psi_c \psi_r}{\sqrt{f'_c}} \right) db$$

Figura 19.*Longitud de Anclaje con Gancho Estándar en Tracción*

Notas: En la sección 2.2.8 se toman las medidas del doblez. Tomado de Norma técnica E060.

Para los valores hallados anteriormente se debe cumplir la siguiente tabla:

Tabla 3.*Factor de Modificación para el Desarrollo de las Barras con Gancho en Tracción*

Factor	Condiciones	Valor
Epóxico ψ_e	Refuerzo con recubrimiento Epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico.	1.2
	Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado)	1.0
Recubrimiento ψ_c	Para ganchos de barras 1 3/8" y menores, con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) ≥ 65 mm y adicionalmente para ganchos de 90 grados con recubrimiento extensión de la barra más allá del gancho ≥ 50 mm.	0.7
	Otros casos.	1.0
Confinamiento $\psi_r^{[2]}$	Para ganchos de 90 grados de barras 1 3/8" y menores que se encuentran: (1) confinados a lo largo ldg con estribos ^[1] perpendiculares a ldg con $s \leq 3 db$, o bien, (2) confinados a lo largo de la barra que se está desarrollando más allá del gancho por estribos ^[1] paralelos a ldg con $s \leq 3 db$.	0.8
	Para ganchos de 180 grados de barra 1 3/8" y menores que se encuentran confinados con estribos perpendiculares con $s \leq 3 db$.	
	Otros	1.0
Concreto de peso liviano λ	Concreto de peso liviano	1.3
	Concreto de peso normal	1.0

Nota: [1] El primer estribo debe confinar la parte doblada del gancho dentro de una distancia 2 db del borde externo del doblez del gancho. [2] db es el diámetro nominal de la barra del gancho. Tomado del R.N.E 060.

2.3.10 Software IDEA Statica para el análisis de estructuras de concreto reforzado:

En el campo del análisis estructural avanzado, uno de los desafíos más frecuentes es la representación precisa del comportamiento no lineal de conexiones, anclajes y zonas de transferencia de esfuerzos en estructuras de concreto reforzado. Los métodos tradicionales basados en teorías simplificadas, como las ecuaciones empíricas propuestas en normas de diseño, no siempre capturan adecuadamente la complejidad del fenómeno, especialmente en zonas denominadas como “zonas D” o regiones de discontinuidad. Frente a este contexto, el uso de herramientas computacionales basadas en el método de los elementos finitos (FEM) se vuelve esencial.

IDEA StatiCa es una plataforma de software desarrollada específicamente para el análisis y diseño de detalles estructurales complejos, incluyendo conexiones, nudos, anclajes y zonas de alta concentración de esfuerzos, tanto en acero como en concreto reforzado. En el caso del concreto, ofrece un módulo denominado **IDEA StatiCa Concrete**, el cual permite simular con alto grado de precisión el comportamiento de componentes tales como vigas con empalmes, uniones de vigas con columnas, anclajes embebidos y zonas de confinamiento parcial (Concrete, 2023)

Una de las principales ventajas de IDEA StatiCa radica en su enfoque en la verificación de estados límite últimos y de servicio, mediante un análisis no lineal que incorpora modelos constitutivos realistas para el concreto fisurado y el acero plastificado. El programa permite incluir la geometría real del refuerzo, propiedades del concreto (incluyendo resistencias f_c variables), longitudes de anclaje, recubrimientos, adherencia, y condiciones de carga aplicadas en múltiples etapas. Además, proporciona representaciones gráficas detalladas de la distribución de esfuerzos, fisuras y deformaciones, lo cual facilita el entendimiento del mecanismo resistente y la comparación directa con los resultados de ensayos experimentales. (Concrete, 2023)

Desde el punto de vista normativo, IDEA StatiCa integra los criterios de diseño estructural de los principales códigos internacionales como el ACI 318 (American Concrete Institute), Eurocode 2, y otros estándares regionales. Esta capacidad permite al usuario verificar la validez del diseño tanto desde una perspectiva computacional como reglamentaria. En investigaciones donde se requiere validar experimentalmente

longitudes de anclaje mínimas o configuraciones especiales, este software se convierte en una herramienta valiosa al permitir analizar modelos que no siempre son contemplados en los enfoques prescriptivos de las normas.

Para el presente trabajo, IDEA StatiCa fue utilizado con el objetivo de realizar simulaciones numéricas de conexiones de concreto reforzado con diferentes longitudes de anclaje, reproduciendo fielmente las condiciones físicas empleadas en los ensayos experimentales. Esto permitió no solo comparar los resultados, sino también interpretar los mecanismos de falla, la secuencia de fisuración, y los modos de transferencia de carga entre el refuerzo y el concreto. Gracias a la interfaz intuitiva del software y su motor de cálculo robusto, fue posible realizar análisis iterativos con distintas configuraciones geométricas y de materiales, optimizando así el proceso de validación y ajuste del modelo numérico. (Concrete, 2023)

2.3.11 Software SAP2000 para análisis estructural de concreto reforzado:

SAP2000 es un software de análisis y diseño estructural desarrollado por Computers and Structures, Inc. (CSI), ampliamente reconocido en el ámbito de la ingeniería civil por su capacidad para modelar, analizar y diseñar estructuras complejas con una interfaz intuitiva y potente motor de cálculo. Utiliza el método de los elementos finitos para resolver sistemas estructurales bajo diversas condiciones de carga, tanto estáticas como dinámicas. A lo largo de los años, ha sido utilizado en obras de ingeniería civil de gran envergadura, como puentes, edificios de gran altura, presas, y también en estudios académicos relacionados con la simulación de elementos estructurales específicos como vigas, columnas, losas y conexiones de concreto reforzado (CSI, 2023).

En el caso particular del análisis de concreto reforzado, SAP2000 permite modelar elementos con comportamiento no lineal utilizando elementos tipo frame, shell o sólidos, en combinación con definiciones de materiales específicos para el concreto y el acero de refuerzo. Aunque el software no está especializado exclusivamente en detalles constructivos (como anclajes o nudos), su versatilidad permite simular configuraciones que representen conexiones estructurales, aplicando condiciones de contorno, propiedades materiales y cargas de manera realista. Esto lo convierte en una herramienta útil para estudiar el comportamiento de las **longitudes de anclaje**, siempre

y cuando se defina una modelación adecuada que considere la interacción entre el concreto y el refuerzo.

Además, SAP2000 ofrece módulos para análisis no lineal estático y dinámico (pushover, time history, etc.), análisis de fisuración mediante leyes constitutivas específicas, y la posibilidad de incluir resortes o vínculos (links) para representar adherencia parcial, deslizamiento y otras condiciones locales en las zonas de anclaje. Estas funcionalidades permiten replicar el comportamiento estructural observado en ensayos físicos, facilitando así el contraste entre los resultados numéricos y experimentales, como se propone en este trabajo de tesis.

Para este estudio, SAP2000 fue empleado para la modelación de probetas de concreto reforzado con diferentes longitudes de anclaje. Se definieron elementos frame para representar las barras de refuerzo, elementos sólidos para el concreto, y se aplicaron restricciones y condiciones de carga que simulan el ensayo experimental. A través del análisis no lineal, fue posible obtener distribuciones de esfuerzos, desplazamientos relativos, y modos de falla, los cuales fueron comparados con los resultados de laboratorio. Si bien se reconoce que SAP2000 no es un software dedicado al modelado detallado de conexiones, su precisión en el análisis general de sistemas estructurales lo convierte en una herramienta eficaz dentro del enfoque metodológico mixto de esta investigación.

2.4 Definición de términos básicos:

- Longitud de anclaje del refuerzo: Distancia medida desde el punto de inicio de la barra de refuerzo hasta el final de su inserción en el concreto, la cual permite transmitir las fuerzas de adherencia necesarias para el desarrollo de la tensión de fluencia del acero. Se expresa en milímetros (mm) o centímetros (cm) y será modificada de manera controlada en los ensayos experimentales y simulaciones numéricas. (Córdova Alvístegui, 2015)
- Momento último (M_u): Capacidad máxima de la sección transversal de la viga para resistir flexión antes de la falla, calculada considerando el área de acero de refuerzo (A_s), el esfuerzo de fluencia del acero (f_y). El momento nominal se ha interpretado como el momento último alcanzado experimentalmente, expresado de la carga última registrada en el ensayo. Este valor representa la capacidad resistente efectiva del sistema al alcanzar el estado de rotura. (Harmsen, 2018)
- Modo de falla: Tipo de rotura observada en la conexión, pudiendo ser: fluencia del acero (falla dúctil), desprendimiento por adherencia insuficiente, o arrancamiento del concreto (falla frágil). La identificación del modo de falla permite evaluar si la longitud de anclaje utilizada es adecuada para un comportamiento seguro. (Nilson, 2001)
- El momento nominal (M_n): Es la resistencia teórica máxima a la flexión que puede soportar una sección de concreto armado, calculada idealmente sin factores de seguridad, considerando la geometría (base, peralte) y propiedades de los materiales (resistencia del concreto f_c , fluencia del acero f_y). Se calcula encontrando las fuerzas internas de compresión y tracción y multiplicándolas por el brazo de palanca ($d - a/2$), resultando en el par de fuerzas que generan la resistencia máxima. (Córdova Alvístegui, 2015)

CAPÍTULO III MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 Localización y Ubicación

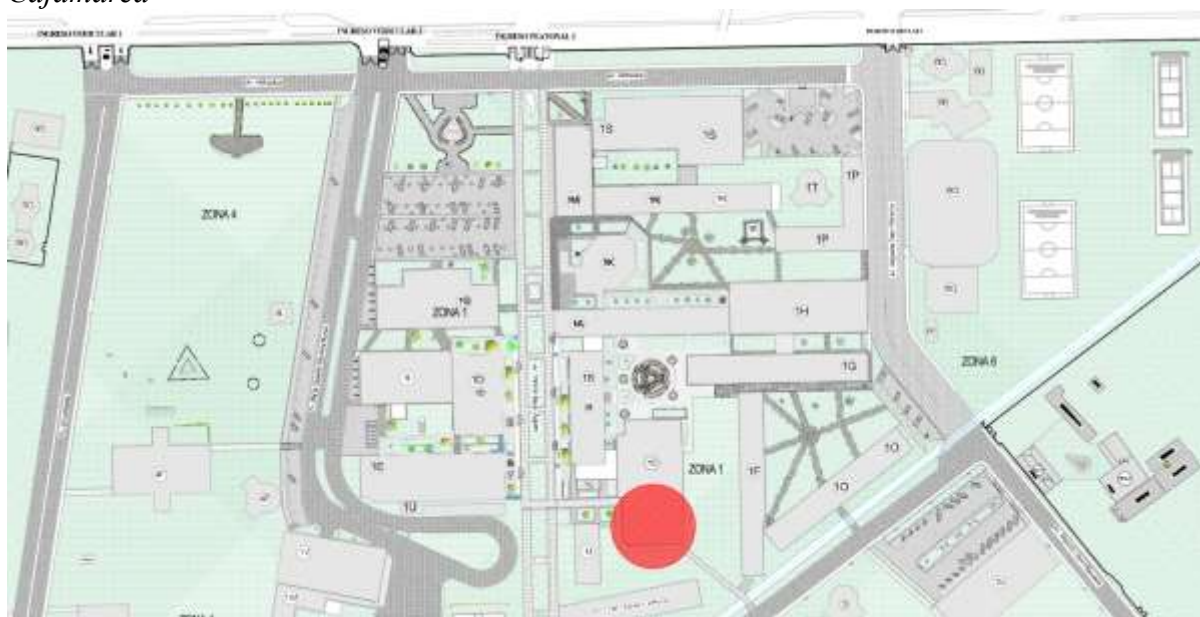
La presente investigación se desarrolló en los departamentos de Cajamarca, provincia de Cajamarca, comprendiendo los distritos de Cajamarca y Baños del Inca.

La parte numérica de la investigación se llevó a cabo en el distrito de Baños del Inca, mediante el uso de una computadora portátil personal del investigador, en la cual se encontraban instalados los programas de análisis y simulación estructural empleados en el estudio.

La fase experimental se realizó en el Laboratorio de Ensayos de Materiales de la Universidad Nacional de Cajamarca, ubicado en las coordenadas 776 622.00 m E y 9 206 987.00 m N, con una altitud aproximada de 2 682 m s. n. m., donde se construyeron y ensayaron los especímenes de concreto armado.

Figura 20.

Ubicación del Laboratorio de Ensayo de Materiales en la Universidad Nacional de Cajamarca



Nota: Elaborado en AutoCAD.

3.2 Metodología de la investigación

3.2.1 Propósito y nivel de investigación

La investigación es de tipo aplicada, debido a que está orientada a generar conocimiento práctico para la ingeniería civil, específicamente en la evaluación de la influencia de la longitud de anclaje del acero de refuerzo en el comportamiento estructural de conexiones de concreto armado.

El nivel de investigación es descriptivo, ya que se analizaron y describieron las variaciones en la respuesta estructural de las conexiones al modificar la longitud de anclaje del refuerzo, considerando parámetros como momento último, desplazamiento, fisuración y modo de falla.

3.2.2 Diseño y método de investigación:

El estudio se desarrolló bajo un diseño experimental, complementado con análisis computacional, ya que se realizaron ensayos de laboratorio en especímenes de concreto armado y simulaciones numéricas mediante software especializado para evaluar su comportamiento estructural.

Asimismo, se empleó el método hipotético–deductivo, partiendo del planteamiento de una hipótesis relacionada con la influencia de la longitud de anclaje del acero de refuerzo en la resistencia y comportamiento estructural de las conexiones, la cual fue contrastada mediante evidencia experimental y numérica.

3.2.3 Población de Estudio:

- **Pórticos Tipo 1:** Pórticos en los cuales, las uniones viga – columna, cuentan con la longitud de anclaje, recomendada en la norma (100%).
- **Pórticos Tipo 2-1:** Pórticos en los cuales, las uniones viga – columna, cuentan con una longitud de anclaje reducida porcentaje (50%).
- **Pórticos Tipo 2-2:** Pórticos en los cuales, las uniones viga – columna, cuentan con una longitud de anclaje reducida porcentaje (0%).
- **Pórticos Tipo 2-3:** Pórticos en los cuales, las uniones viga – columna, cuentan con una longitud de anclaje reducida porcentaje (90%, 80%, 70%, 60%, 40%, 30%, 20%, 10%).

3.2.4 Muestra:

Se seleccionó un conjunto de especímenes de concreto reforzado con distintas longitudes de anclaje para su ensayo en laboratorio y simulación computacional.

- **3 pórticos:** Pórticos en ensayo experimental, los cuales tendrá una longitud de anclaje al 100% (Tipo 1), 50% (Tipo 2-1) y 0% (Tipo 2-2).
- **11 pórticos:** Pórticos en ensayo numérico, los cuales tendrán una variación en porcentajes de la longitud de anclaje considera en la norma (Tipo 1 y 2).

3.2.5 Unidad de análisis:

Las conexiones de concreto reforzado (vigas-columna) sometidas a análisis numérico y experimental.

3.2.6 Procedimiento

La metodología se llevó a cabo en las siguientes partes:

- **Diseño de mezclas:**

Se determinó las características físico – mecánicas de los agregados que intervienen en los pórticos, este estudio se realizó en el Laboratorio de Ensayo de Materiales de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cajamarca. Con normativa siguiente:

- Análisis granulométrico – NTP 400.012
- Peso unitario de los agregados – NTP 400.017
- Contenido de humedad – NTP 339.185
- Densidad y Absorción del Agregado fino – NTP 400.022

Al tener definidas las características de los agregados, se procedió a dosificar el concreto, se elaboraron probetas de concreto, curado y ensayo del concreto (ACI 211). El concreto se ha diseñado y dosificado de forma que se obtenga una resistencia característica $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$. Para la construcción de Pórticos de concreto armado se ha utilizado un concreto de uso habitual en la construcción, el cual presenta la resistencia mínima permitida por el reglamento Nacional de Edificaciones del Perú, en la construcción de obras de concreto. Las características de los agregados se pueden ver en Anexos – Diseño de Mezclas.

- **Cálculos estructurales con software y numéricos:**

Al tener unas dimensiones ya definidas con las propiedades de dichos elementos estructurales. Se hizo un cálculo de momento nominal, cortante nominal y se comparó con el momento solicitante y el cortante solicitante. Para poder asegurar el comportamiento del pórtico óptimo para poder evaluar las longitudes de anclaje y su influencia.

- **Elaboración y detallamiento de planos estructurales:**

Se realizó la elaboración y detallamiento de planos estructurales para los pórticos a ensayar. En el cual se especificaba dimensiones longitudinales, transversales, para su correcta comprensión y mejor entendimiento además se realizó un modelo 3D apoyo en software.

- **Armadura en Pórticos:**

Al tener las características anteriores bien definidas, se procede, a la construcción de Pórticos, se construye el armado de pórticos de concreto armado según lo antes mencionado, se corta el acero longitudinal y transversal, con las medidas antes calculadas, los cuales cumplen con los requerimientos presentados en el Reglamento Nacional de Edificaciones.

- **Encofrado del Pórtico de concreto armado:**

Teniendo la armadura construida, ya aprobada por el asesor, se procede a realizar el encofrado para continuar la construcción de los pórticos.

El encofrado se realizó con madera de Ciprés de una pulgada de grosor para cumplir las medidas requeridas, se compró maderas con similares longitudes y se cortaron con los requerimientos necesarios. Se clavaron con clavos de 2 pulgadas.

- **Vaciado del Pórtico de concreto armado:**

Habiendo realizado la dosificación anteriormente se probó probetas a los 3, 14, 28 días para reajustar las cantidades por peso por m³, y al tener ajustado los materiales, se calculó el volumen de los pórticos se consideró un desperdicio de 1.25 y se vacio.

- **Curado de los Pórticos de concreto armado:**

Para conseguir un buen concreto con las propiedades mecánicas deseadas es importante el curado en ambiente adecuado, por lo que los pórticos fueron curados eficientemente dentro de los 3 primeros días y hasta el día 21 de uso una carpa y un sistema de goteo que mantenga la humedad.

- **Simulación Numérica:**

Al tener definido los parámetros a estudiar, se caracterizó en el programa Idea para su verificación, se realizó la simulación los resultados serán mostrados con gráficos y tablas.

- **Ensayo de los pórticos de concreto armado:**

A los 28 días de edad del concreto, este llega a su resistencia de diseño, por lo que se procedió a realizar los correspondientes ensayos en la máquina de ensayo universal del laboratorio de ensayo de materiales de la Universidad Nacional de Cajamarca.

3.3 Técnicas e Instrumentos de recopilación de datos.

3.3.1 Técnicas

- **Etapas preliminar:**

- Se realizó la revisión de la Norma Técnica E.060 – Concreto Armado del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), así como del código ACI 318-25.
- Se obtuvo información sobre diseño de vigas de concreto armado

- **Etapas de Laboratorio:**

- **Técnica:** Ensayos de carga y tracción en especímenes de concreto reforzado.
- Esta etapa se dividió en dos etapas, en la primera se realizó el diseño de mezclas para un concreto con resistencia a la compresión de 280 Kg/cm² y luego la construcción de pórticos de concreto armado, se realizó la construcción de pórticos debido a que las vigas tuvieron que tener apoyos empotrados; y en la segunda etapa se ensayaron los pórticos de concreto armado.

- **Etapas de simulación numérica:**
 - **Técnica:** Modelado y análisis estructural computacional.

3.3.2 Instrumentos:

Los instrumentos a usados en la recolección de datos de la presente investigación son los siguientes:

- SAP 2000
- Ideastatica
- Microsoft Excel y Word
- Encofrados
- Acero Sider Perú
- Agregados
- Cemento Portland Tipo 1
- Computadora
- Bibliografía
- Máquina de ensayo de materiales.
- Agua.
- Herramientas para la construcción.

3.4 Equipos y materiales

3.4.1 Equipos

Computadora, impresora, cámara fotográfica y wincha.

3.4.2 Materiales

Libros, bibliografía, libreta de apuntes, software computacional, etc.

3.5 Presentación de resultados obtenidos:

3.5.1 Consideraciones generales de los resultados:

Los resultados presentados en el presente apartado corresponden a la información obtenida a partir de los ensayos experimentales y la simulación numérica realizados conforme al procedimiento descrito en el presente capítulo.

Los resultados se presentan de manera descriptiva mediante tablas, gráficos y registros fotográficos, considerando como variables principales el momento último alcanzado, el patrón de fisuración y el modo de falla observado en las conexiones viga–columna de concreto armado. La interpretación y discusión de estos resultados se desarrollan en el Capítulo IV.

3.5.2 Resultados del análisis experimental:

3.5.2.1 Resistencia a la compresión del concreto (f'_c):

En el anexo B, se detalla el diseño de mezclas para la elaboración de probetas. A continuación, se presentan los resultados de los ensayos de resistencia a la compresión de las probetas de concreto elaboradas para el diseño experimental, obtenidos a las edades correspondientes según normativa.

Se muestran los resultados de 3 probetas sometidas a rotura, al tener una edad de 28 días:

Tabla 4.

Resistencia a la Compresión de las Probetas de 28 días de Edad

Nº Probeta	Resistencia (Kg/cm²)
P7	292.289
P8	289.79
P9	288.977

Nota: En la tabla se muestra el número de la probeta, con sus características, entre peso y medias. Con una resistencia que varía de 288.977 kg/cm², a 292.289 kg/cm². Teniendo un promedio de 103.7 % del 280 f'_c esperado

3.5.2.2 Resultados Análisis Experimental:

Se realizó 3 pórticos en el laboratorio de ensayo de materiales, las características están dados en los anexos de la presente tesis, de los cuales la característica que vario es la longitud de anclaje y observando su influencia en la fisuración, desplazamientos, y momento ultimo de rotura. Los cuales fueron medidos con deformímetros colocados estratégicamente, teniendo los siguientes resultados.

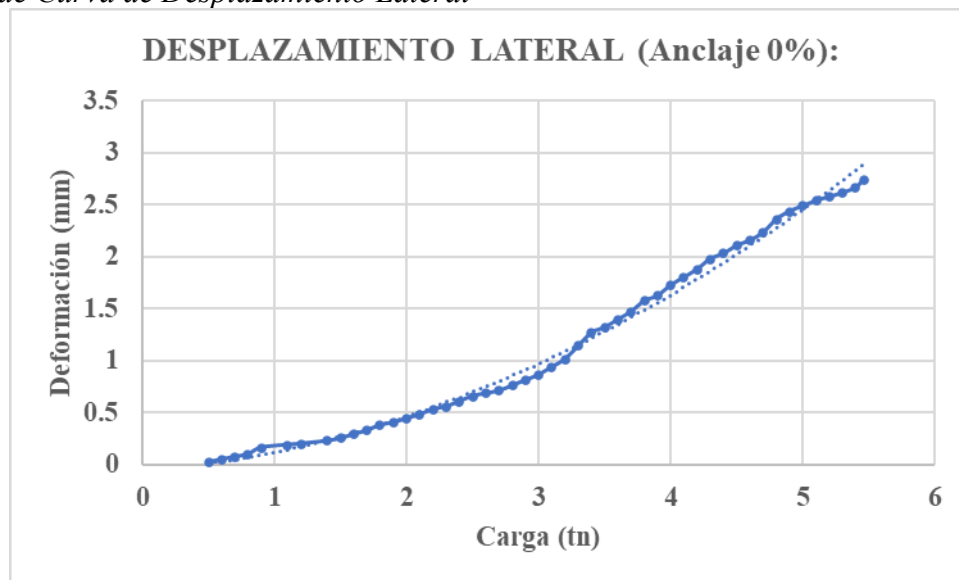
- **Desplazamientos Laterales:**

Se ubicó deformímetros en las columnas para medir sus desplazamientos laterales y a continuación se muestran sus promedios tanto izquierdo como derecho.

- **Desplazamientos laterales al 0%**

Figura 21.

Gráfico de Curva de Desplazamiento Lateral

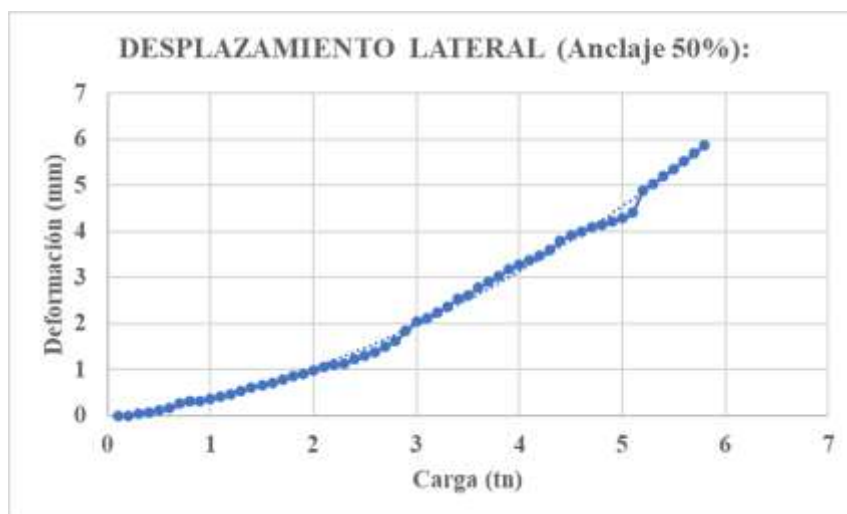


Nota: En la gráfica se observa la curva de desplazamiento lateral del pórtico con 0% de anclaje.

- **Desplazamientos laterales al 50%**

Figura 22.

Gráfico de Curva de Desplazamiento Lateral

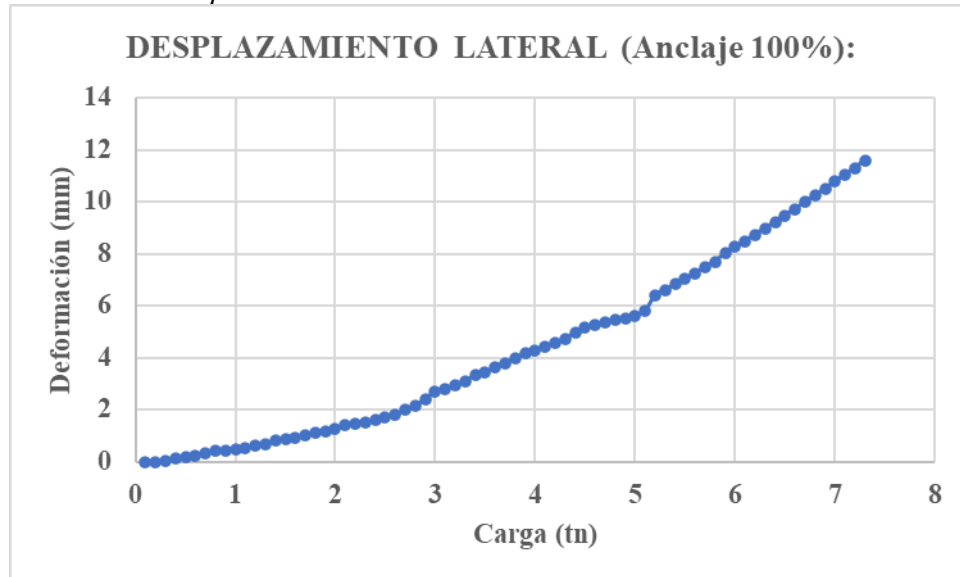


Nota: En la gráfica se observa la curva de desplazamiento lateral del pórtico con 50% de anclaje.

- **Desplazamientos laterales al 100%:**

Figura 23.

Gráfico de Curva de Desplazamiento Lateral



Nota: En la gráfica se observa la curva de desplazamiento lateral del pórtico con 100% de anclaje.

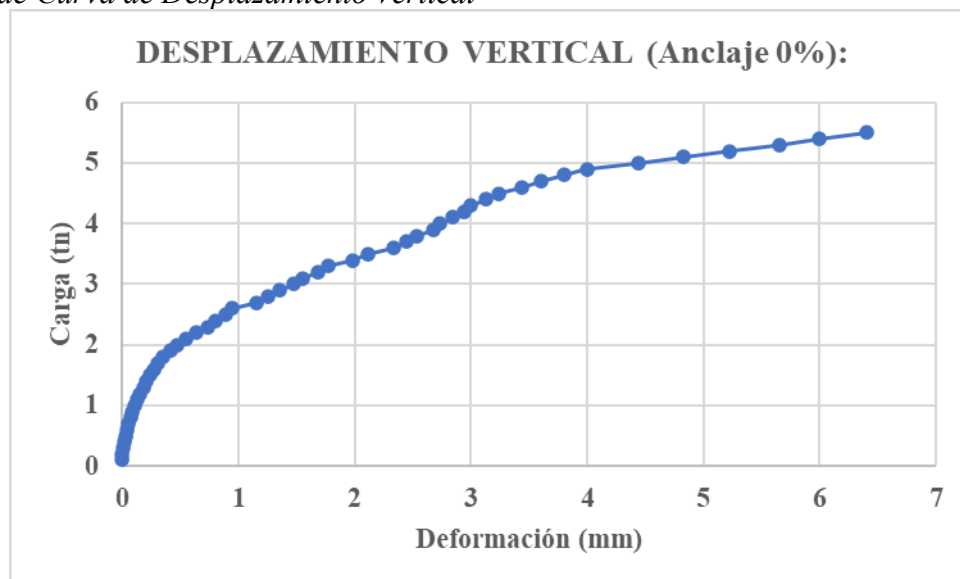
- **Desplazamientos Verticales:**

Se ubicó deformímetros en las vigas de los pórticos para medir sus desplazamientos verticales, que se muestran a continuación:

- **Desplazamientos verticales al 0%**

Figura 24.

Gráfica de Curva de Desplazamiento Vertical

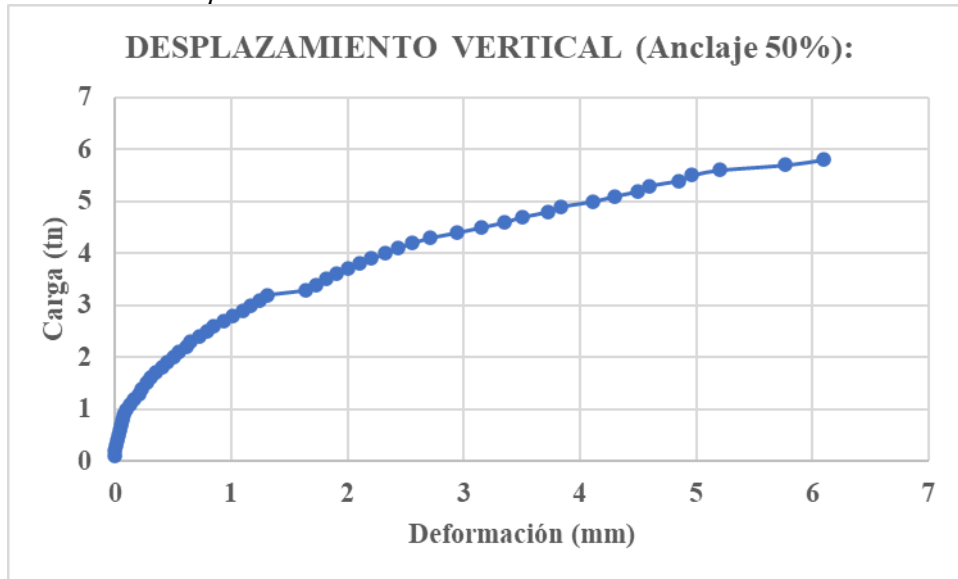


Nota: En la gráfica se observa la curva de desplazamiento vertical del pórtico con 0% de anclaje.

- **Desplazamientos Verticales al 50%**

Figura 25.

Gráfica de Curva de Desplazamiento Vertical

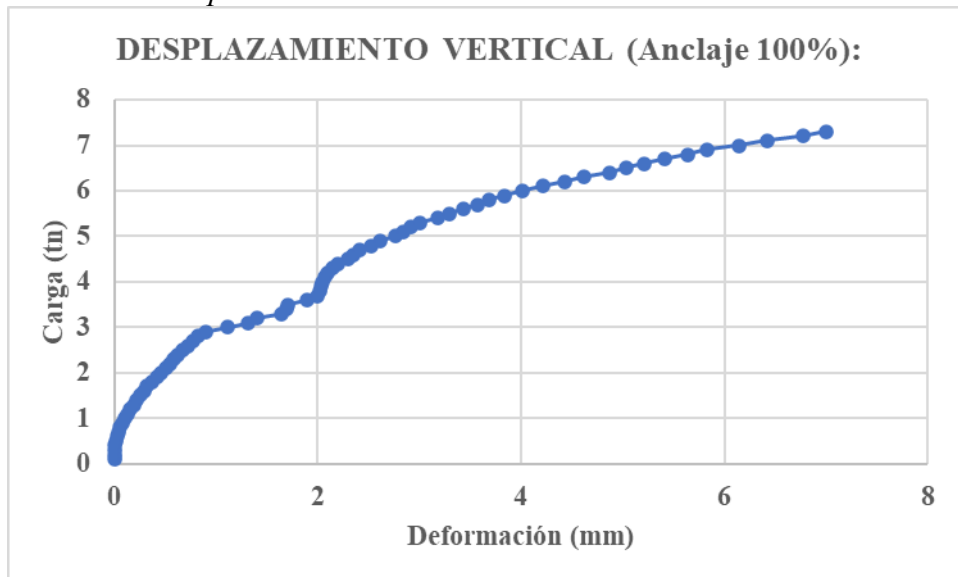


Nota: En la gráfica se observa la curva de desplazamiento vertical del pórtico con 50% de anclaje.

- **Desplazamientos Verticales al 100%**

Figura 26.

Gráfica de Curva de Desplazamiento Vertical



Nota: En la gráfica se observa la curva de desplazamiento vertical del pórtico con 100% de anclaje.

3.5.2.3 Carga última obtenida:

Se muestra las cargas ultimas de rotura del concreto, justo al llegar al fallo estructural, es decir que el momento solicitante supero al momento nominal de la viga:

Tabla 5.
Carga última de Rotura en Vigas

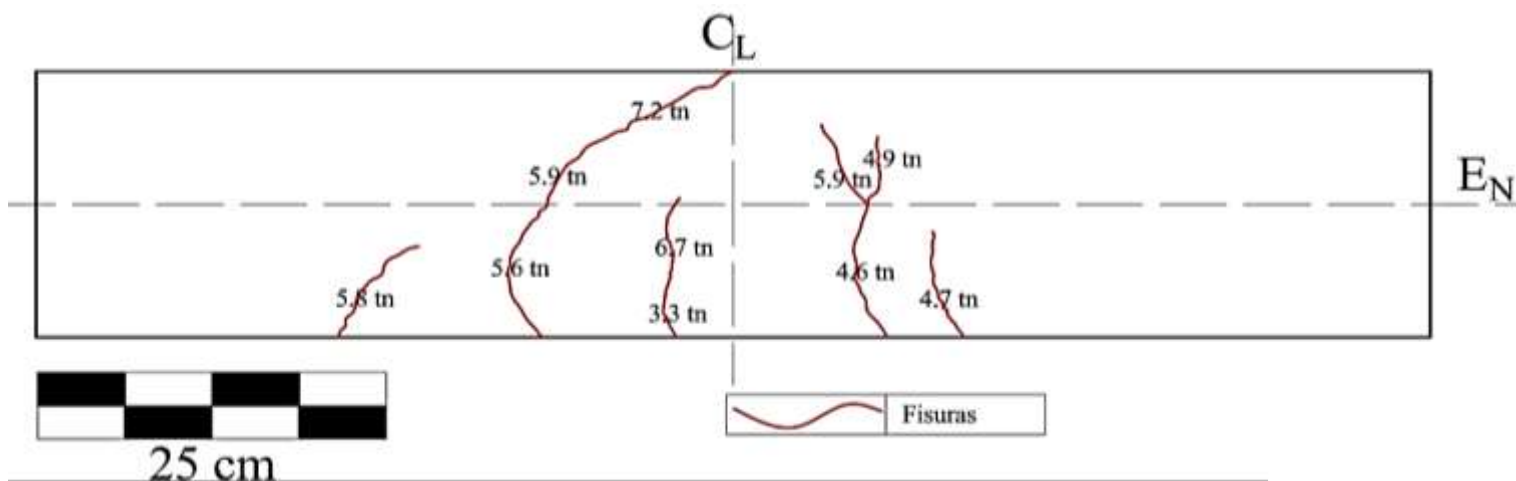
Descripción	Carga ultima de rotura (tn)	% de la longitud de anclaje
Tipo 1	7.26	100
Tipo 2-1	5.80	50
Tipo 2-2	5.40	0

Nota: La tabla muestra la longitud de anclaje que tiene cada pórtico y la carga última hallada.

3.5.2.4 Fisuración y modo de falla observado:

A continuación, se muestra las fisuras hallas de la parte experimental de la tesis, mostrando la carga que sufre la viga y la fisura que genera dicha carga en ella.

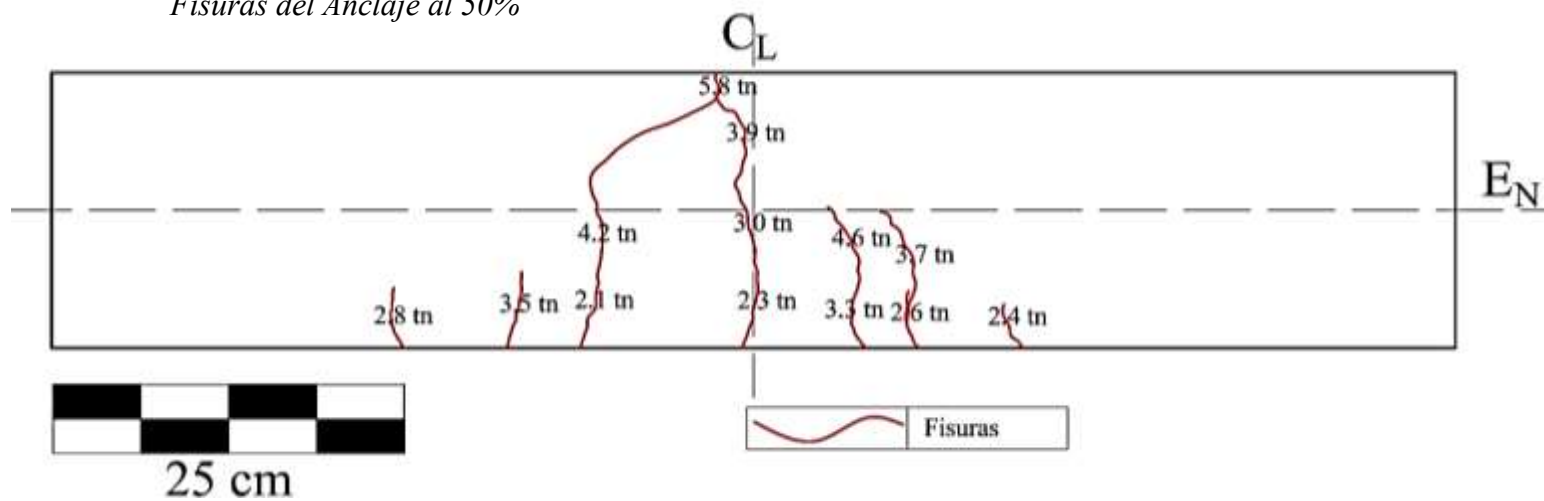
Figura 27.
Fisuras del Anclaje al 100%



Nota: Se muestra de color rojo las fisuras que sufre la viga, representada con la carga que las genero. El tipo de falla observado es dúctil.

Figura 28.

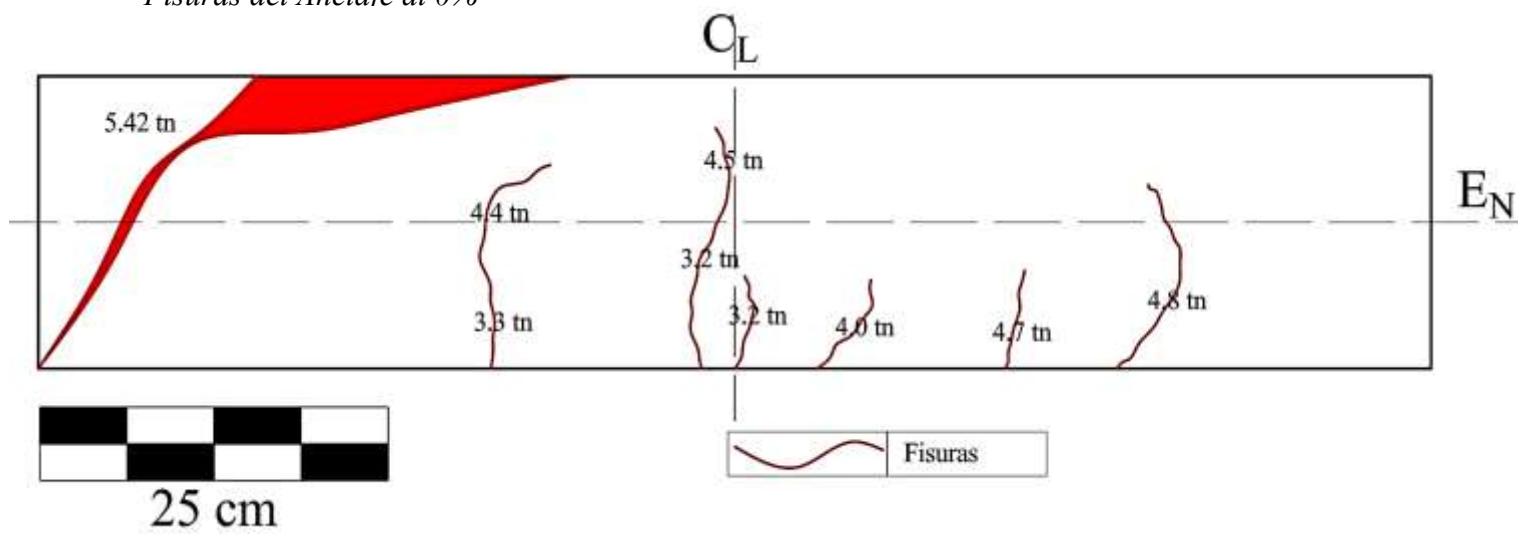
Fisuras del Anclaje al 50%



Nota: Se muestra de color rojo las fisuras que sufre la viga, representada con la carga que las genera. El tipo de falla observado es dúctil.

Figura 29.

Fisuras del Anclaje al 0%



Nota: Se muestra de color rojo las fisuras que sufre la viga, representada con la carga que las genera. El tipo de falla observado es frágil.

3.5.3 Resultados de la simulación numérica:

3.5.3.1 Fisuras mostradas del Modelado en IDEASStatiCA:

Se consideró ciertos casos correspondientes al porcentaje de la longitud de anclaje mostrados en Anexo H. Y sometidos a condiciones similares mostrando los siguientes resultados:

a) Anclaje al 100%:

Se muestra la fisura de mayor medida de la simulación numérica, en el software antes mencionado, con un anclaje al 100% (11.4 cm):

Figura 30.

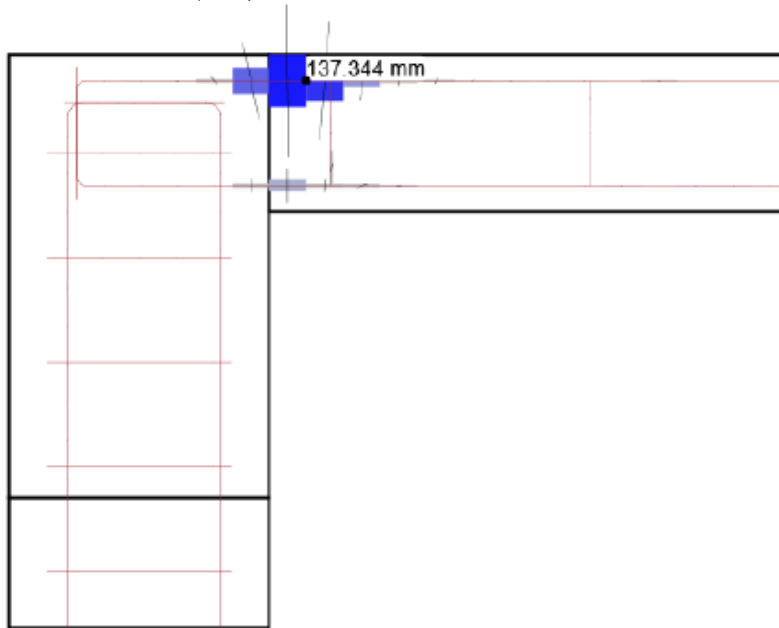
Resultados de la Fisuración del Modelado en IDEASStatiCA

	Armadura	X [m]	Z [m]	w [mm]	sr [mm]
>	GB5	0.16	0.05	137.344	129
	GB4	0.16	-0.05	30.243	129
	ST2	0.19	-0.02	7.364	162
	GB2	0.05	0.03	0.854	100
	GB1	0.08	0.02	0.555	140
	ST1	0.05	-0.02	0.388	117
	GB2	-0.07	-0.35	0.159	194
	GB4	0.63	-0.05	0.023	129

Nota: Se muestra las fisuras halladas con las condiciones mostradas en el anexo H, la cual a continuación mostraremos la mayor.

Figura 31.

Ancho de Fisura - w (mm)



Nota: Muestra la mayor fisura que sufre el pódico.

b) Anclaje al 50%:

Se muestra la fisura de mayor medida de la simulación numérica, en el software antes mencionado, con un anclaje al 50% (5.7 cm):

Figura 32.

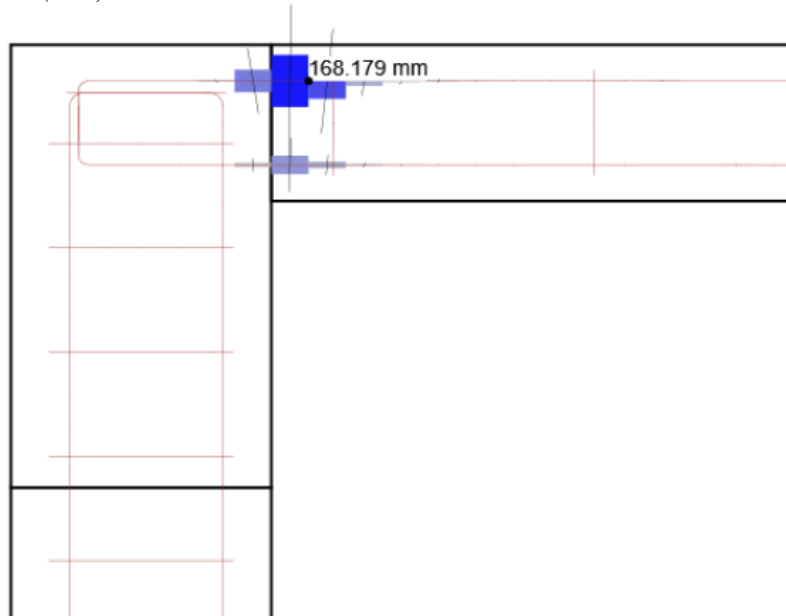
Resultados de la Fisuración del Modelado en IDEASTatiCA

	Armadura	X [m]	Z [m]	w [mm]	sr [mm]
	GB5	0.16	0.04	168.179	182
	GB4	0.16	-0.04	59.063	182
>	ST2	0.19	0.02	0.960	162
	GB2	0.05	0.03	0.615	96
	GB1	0.08	0.02	0.531	140
	GB4	0.63	-0.04	0.420	182
	ST1	0.05	-0.02	0.279	115
	GB2	-0.07	-0.35	0.156	194

Nota: Se muestra las fisuras halladas con las condiciones mostradas en el anexo H, la cual a continuación mostraremos la mayor.

Figura 33.

Ancho de Fisura - w (mm)



Nota: Muestra la mayor fisura que sufre el pórtico.

c) Anclaje al 0%:

Se muestra la fisura de mayor medida de la simulación numérica, en el software antes mencionado, con un anclaje al 0% (0 cm):

Figura 34.

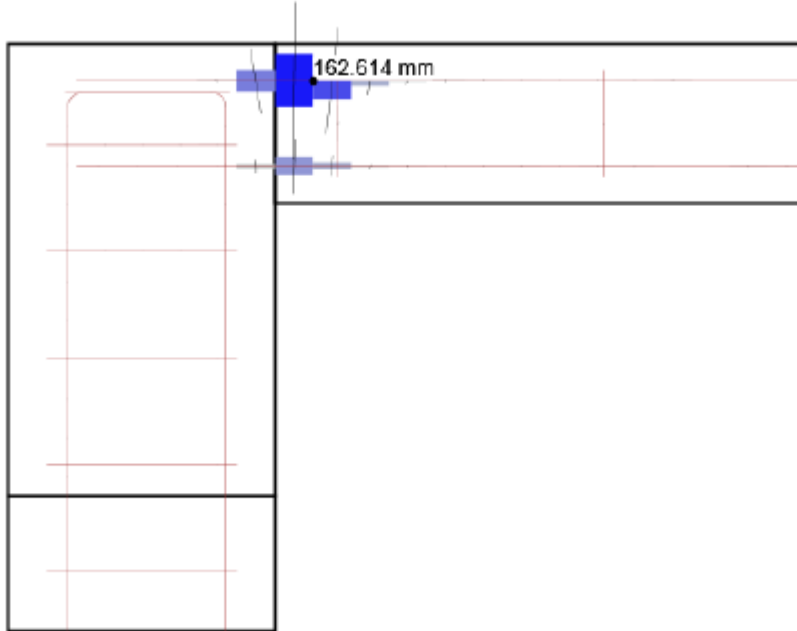
Resultados de la Fisuración del Modelado en IDEAS StatiCA

	Armadura	X [m]	Z [m]	w [mm]	sr [mm]
	GB5	0.16	0.04	162.614	182
	GB4	0.16	-0.04	56.492	182
>	ST2	0.19	0.02	1.658	-
	GB2	0.05	0.03	0.585	96
	GB1	0.08	0.02	0.505	140
	GB4	0.63	-0.04	0.417	182
	ST1	0.05	-0.02	0.257	115
	GB2	-0.07	-0.35	0.155	194

Nota: Se muestra las fisuras halladas con las condiciones mostradas en el anexo H, la cual a continuación mostraremos la mayor.

Figura 35.

Anchura de Fisura - w (mm)



Nota: Muestra la mayor fisura que sufre el pórtico.

d) Resumen de fisuras en modelado:

Tabla 6.

Resumen de Máximas Fisuras

% de Longitud de anclaje	Longitud de anclaje mm	Fisuras (mm)
100	114	137.344
90	102.6	139.434
80	91.2	143.45
70	79.8	151.458
60	68.4	157.573
50	57	168.179
40	45.6	169.178
30	34.2	165.143
20	22.8	162.187
10	11.4	162.614
0	0	162.614

Nota: La tabla muestra la mayor fisura de cada pórtico modelado en IDEASStatiCA, haciendo variar la longitud de anclaje.

3.5.3.2 Desplazamientos mostrados del Modelado en IDEASTatiCA:

Se consideró ciertos casos correspondientes al porcentaje de la longitud de anclaje mostrados en Anexo H. Y sometidos a condiciones similares mostrando los siguientes resultados:

a) Anclaje al 100%:

Figura 36.

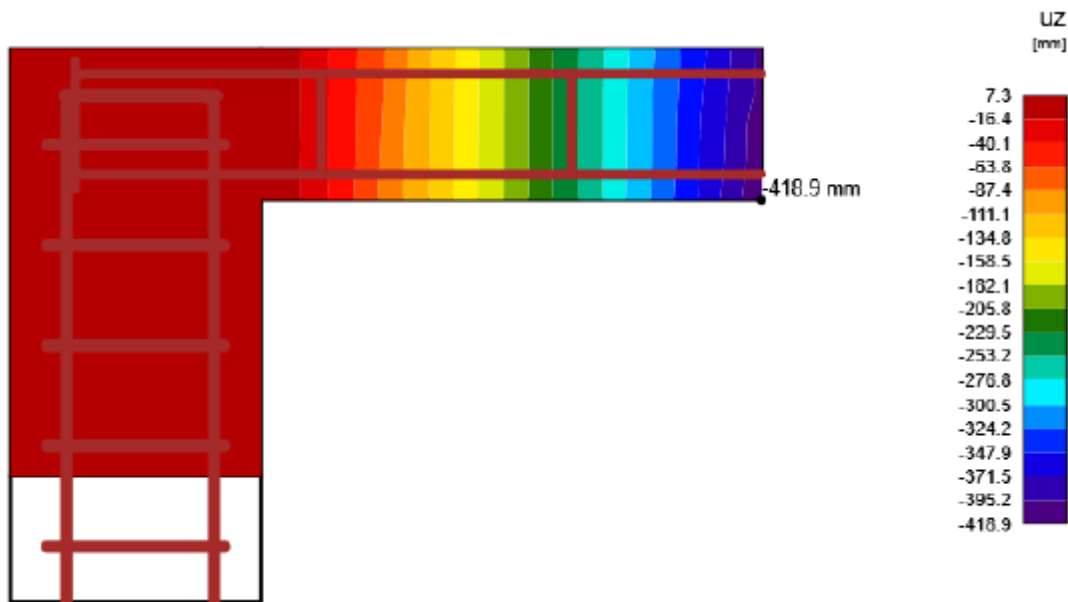
Resultados del Desplazamiento del Modelado en IDEASTatiCA

	Elemento	X [m]	Z [m]	uz,st [mm]	uz,lt [mm]	Δuz [mm]	uz [mm]
>	Viga	0.63	-0.08	-2871.5	0.0	-418.9	-418.9
	Viga	0.16	-0.08	-	0.0	-13.5	-13.5
	Pilar	0.13	0.08	-	0.0	7.3	7.3
	Pilar	0.13	-0.35	-	0.0	-0.1	-0.1
	Pilar	0.09	0.08	24.7	-	-	-

Nota: Se muestra los desplazamientos halladas con las condiciones mostradas en el anexo H, la cual a continuacion mostraremos la mayor.

Figura 37.

Desplazamiento



Nota: Se observa de color morado el mayor desplazamiento, se ve negativo por el eje de coordenadas.

b) Anclaje al 50%:

Figura 38.

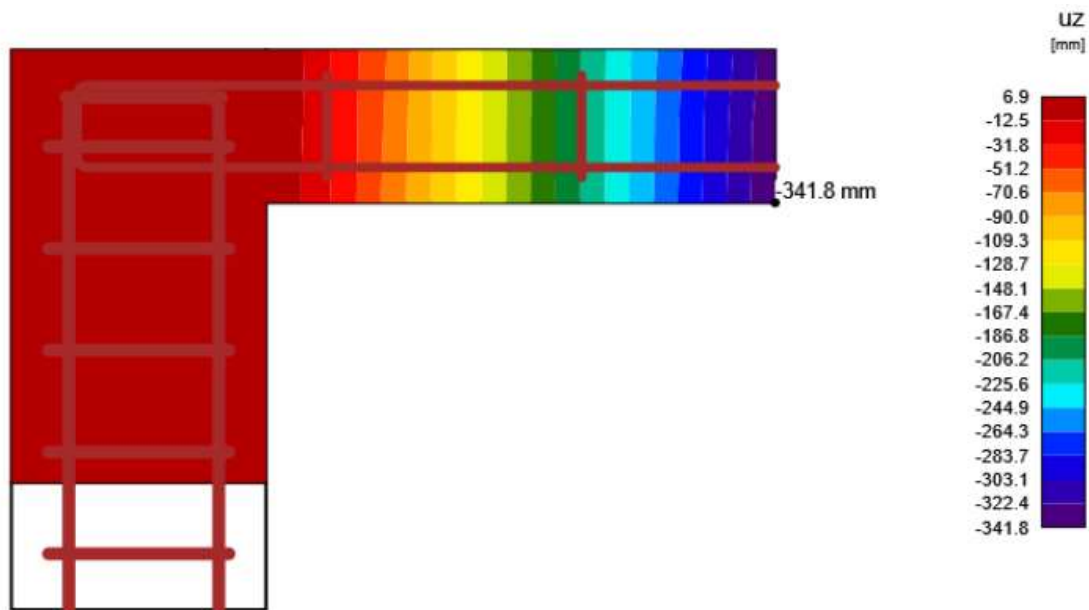
Resultados del Desplazamiento del Modelado en IDEAS StatiCA

	Elemento	X [m]	Z [m]	uz,st [mm]	uz,lt [mm]	Δu_z [mm]	uz [mm]
	Viga	0.63	-0.08	-	0.0	-341.8	-341.8
	Viga	0.16	-0.08	-	0.0	-11.8	-11.8
>	Pilar	0.13	0.08	-	0.0	6.9	6.9
	Pilar	0.13	-0.35	-	0.0	-0.1	-0.1
	Pilar	0.09	0.08	3.0	-	-	-
	Viga	0.63	0.00	-274.7	-	-	-

Nota: Se muestra los desplazamientos hallados con las condiciones mostradas en el anexo H, la cual a continuacion mostraremos la mayor.

Figura 39.

Desplazamiento



Nota: Se observa de color morado el mayor desplazamiento, se ve negativo por el eje de coordenadas.

c) Anclaje al 0%:

Figura 40.

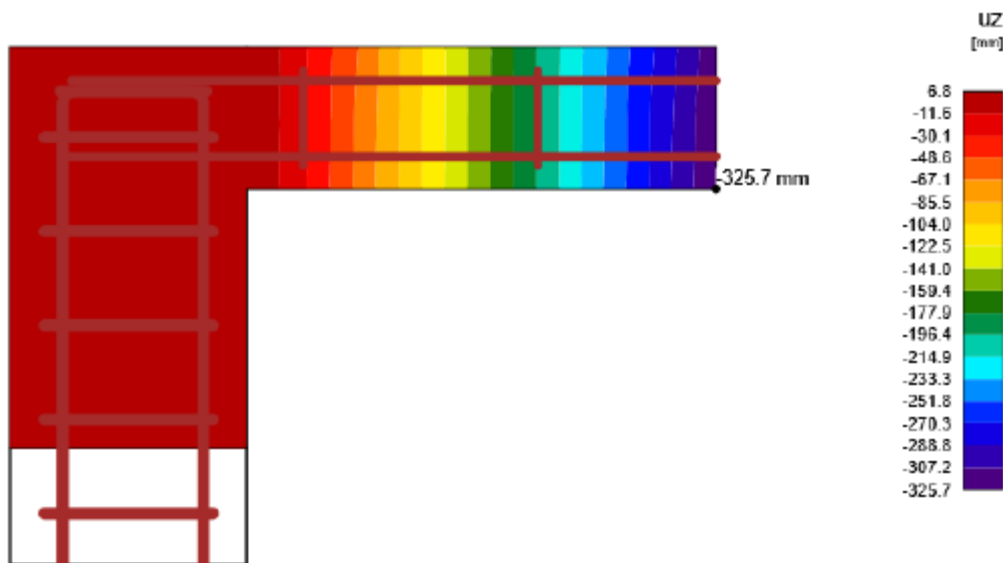
Resultados del desplazamiento del Modelado en IDEASTatiCA

	Elemento	X [m]	Z [m]	uz,st [mm]	uz,lt [mm]	Δ uz [mm]	uz [mm]
	Viga	0.63	-0.08	-	0.0	-325.7	-325.7
	Viga	0.16	-0.08	-	0.0	-11.3	-11.3
>	Pilar	0.13	0.08	-	0.0	6.8	6.8
	Pilar	0.13	-0.35	-	0.0	-0.1	-0.1
	Pilar	0.09	0.08	3.0	-	-	-
	Viga	0.63	0.00	-268.1	-	-	-

Nota: Se muestra los desplazamientos halladas con las condiciones mostradas en el anexo H, la cual a continuacion mostraremos la mayor.

Figura 41.

Desplazamiento



Nota: Se observa de color morado el mayor desplazamiento, se ve negativo por el eje de coordenadas.

d) Resumen de los desplazamientos:

Tabla 7.

Resumen de Máximos desplazamientos

% de Longitud de anclaje	Longitud de anclaje mm	Desplazamientos (mm)
100	114	418.9
90	102.6	415.45
80	91.2	403.37
70	79.8	380.75
60	68.4	370.55
50	57	341.8
40	45.6	337.48
30	34.2	335.78
20	22.8	334.77
10	11.4	330.4
0	0	325.7

Nota: La tabla muestra el mayor desplazamiento de cada pórtico modelado en IDEASTatiCA, haciendo variar la longitud de anclaje.

CAPÍTULO IV ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1 Análisis comparativo de los resultados experimentales:

A partir de los resultados presentados en el Capítulo III, se observa lo siguiente:

4.1.1 Resistencia a la compresión de probetas (f'_c):

El f'_c del concreto alcanzó en promedio un 290.352 (kg/cm²) siendo un 103.7 % del total esperado lo cual evidencia que el concreto cumple con la resistencia establecida, siendo apto para los ensayos realizados, ya que supera ampliamente el 280 (kg / cm²) esperado.

4.1.2 Desplazamientos mostrados en los ensayos a flexión:

- **Pórtico Tipo 1:**

- Sé explica que son pórticos con longitud de anclaje al 100%, con el f'_c 280 kg/cm². Cuyos resultados mostraron una carga última de 7.26 tn, En las primeras etapas de carga, hasta aproximadamente 2.5 tn, el pórtico muestra desplazamientos verticales reducidos, menores a 0.70 mm, lo que evidencia una elevada rigidez inicial del sistema estructural y una correcta adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto. A partir de cargas cercanas a 3.0 tn, se observa un incremento progresivo del desplazamiento vertical, alcanzando valores del orden de 1.12 mm, lo cual indica el inicio del comportamiento no lineal del elemento. Conforme la carga continúa incrementándose, los desplazamientos aumentan de manera continua y controlada, sin cambios bruscos en la pendiente de la curva. Finalmente, el pórtico alcanza una carga última de 7.26 tn, registrándose un desplazamiento vertical máximo aproximado de 7.00 mm. Los pórticos con longitud de anclaje al 100 % presentaron una respuesta estructural más estable, evidenciada por una mayor capacidad de desplazamiento previo a la falla, lo que refleja un adecuado desarrollo de la adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto.
- En la etapa inicial de carga, hasta aproximadamente 2.0 tn, el pórtico presenta desplazamientos laterales reducidos, menores a 1.30 mm, lo que evidencia un comportamiento predominantemente elástico y una adecuada rigidez lateral del

sistema. Conforme la carga se incrementa, a partir de valores cercanos a 3.0 tn, se observa un aumento progresivo del desplazamiento lateral, alcanzando aproximadamente 2.68 mm, lo cual indica el inicio de un comportamiento no lineal del pórtico. Este incremento continúa de manera gradual conforme aumenta la carga aplicada, sin presentar cambios abruptos en la pendiente de la curva. Finalmente, el pórtico alcanza una carga máxima aproximada de 7.30 tn, registrándose un desplazamiento lateral máximo de 11.59 mm. El incremento del desplazamiento lateral previo a la falla evidencia que el sistema estructural mantiene su integridad global, retardando la aparición de mecanismos frágiles asociados a una pérdida prematura de adherencia.

- **Pórtico Tipo 2-1:**

- Sé explica que son pórticos con longitud de anclaje al 50%, con el f'_c 280 kg/cm². En las primeras etapas del ensayo, el sistema muestra una respuesta relativamente rígida, registrándose desplazamientos verticales reducidos para cargas de hasta aproximadamente 1.5 tn, lo cual corresponde al comportamiento elástico inicial del elemento. Sin embargo, a partir de este nivel de carga, se evidencia un incremento más pronunciado de los desplazamientos verticales, alcanzándose valores del orden de 2.3 mm para cargas cercanas a 4.0 tn, lo que indica una transición hacia un comportamiento inelástico más marcado. En las etapas finales del ensayo, próximas a la carga última, los desplazamientos verticales alcanzan valores cercanos a 6.1 mm para cargas del orden de 5.8 tn, reflejando una mayor concentración de deformaciones en la zona de la conexión. Los pórticos con longitud de anclaje del 50 % presentan una respuesta estructural menos estable en comparación con aquellos que cuentan con una longitud de anclaje completa. Si bien el sistema es capaz de desarrollar deformaciones considerables antes de la falla, el incremento más pronunciado de los desplazamientos verticales para niveles intermedios de carga evidencia una menor eficiencia en la transferencia de esfuerzos entre el acero de refuerzo y el concreto. Este comportamiento confirma que la reducción de la longitud de anclaje afecta negativamente la rigidez y el control de deformaciones en la zona de la conexión viga–columna.

- Para niveles de carga bajos, hasta aproximadamente 1.0 tn, los desplazamientos laterales se mantienen reducidos, registrándose valores cercanos a 0.37 mm, lo que corresponde a un comportamiento predominantemente elástico del sistema. A medida que la carga lateral aumenta, se evidencia un incremento continuo de los desplazamientos, alcanzándose valores del orden de 1.3 mm para cargas próximas a 2.5 tn. Esta tendencia refleja una disminución gradual de la rigidez lateral del pórtico, asociada a la mayor demanda de deformación en la zona de la conexión viga–columna. En etapas más avanzadas del ensayo, el incremento de los desplazamientos laterales se vuelve más significativo. Para una carga cercana a 4.0 tn, el desplazamiento lateral alcanza valores aproximados de 3.3 mm, evidenciando una respuesta inelástica más marcada. Finalmente, en condiciones cercanas a la carga última, los desplazamientos laterales alcanzan valores del orden de 5.8 mm para cargas próximas a 5.8 tn, lo que indica una elevada capacidad de deformación antes de la falla. Este comportamiento sugiere que, si bien el pórtico con longitud de anclaje del 50 % es capaz de desarrollar deformaciones considerables bajo carga lateral, la reducción en la longitud de anclaje influye en una mayor demanda de desplazamiento para niveles similares de carga, lo cual refleja una menor eficiencia en la transferencia de esfuerzos entre el acero de refuerzo y el concreto.

- **Pórtico Tipo 2-2:**

- Se explica que son pórticos con longitud de anclaje al 0%, con el f'_c 280 kg/cm². Cuyos resultados mostraron una carga última de 5.46 tn, en las primeras etapas del ensayo, hasta niveles de carga cercanos a 1.0 tn, los desplazamientos verticales se mantienen reducidos, con valores del orden de 0.11 mm, lo que corresponde a una respuesta inicial predominantemente elástica del sistema. Sin embargo, conforme la carga supera aproximadamente 2.0 tn, los desplazamientos verticales comienzan a incrementarse de manera más acelerada, alcanzándose valores cercanos a 0.47 mm. Esta tendencia se acentúa a partir de cargas del orden de 3.0 tn, donde los desplazamientos verticales aumentan hasta aproximadamente 1.47 mm, evidenciando una disminución significativa de la rigidez del elemento estructural.

- En las etapas finales del ensayo, próximas a la carga última, el incremento de los desplazamientos verticales se vuelve considerablemente más pronunciado. Para cargas cercanas a 5.0 tn, se registran desplazamientos del orden de 4.44 mm, alcanzándose finalmente valores próximos a 6.4 mm para una carga aproximada de 5.46 tn. Este comportamiento refleja una elevada concentración de deformaciones antes de la falla, asociada a una deficiente transferencia de esfuerzos entre el acero de refuerzo y el concreto debido a la ausencia de una longitud de anclaje efectiva. El incremento acelerado de los desplazamientos verticales para niveles relativamente bajos de carga, en comparación con pórticos con mayor longitud de anclaje, evidencia que la falta de anclaje limita el desarrollo del refuerzo y reduce la capacidad del sistema para controlar las deformaciones verticales.

- En las primeras etapas del ensayo, para cargas cercanas a 0.8 tn, los desplazamientos laterales se mantienen bajos, con valores del orden de 0.10 mm, lo que corresponde a un comportamiento inicial predominantemente elástico. No obstante, conforme la carga lateral se incrementa, se observa una pérdida progresiva de rigidez, evidenciada por el aumento continuo de los desplazamientos. Para niveles de carga cercanos a 2.0 tn, el desplazamiento lateral alcanza valores aproximados de 0.45 mm, indicando una transición hacia un comportamiento inelástico más marcado del sistema estructural. A partir de cargas del orden de 3.0 tn, el incremento del desplazamiento lateral se vuelve más significativo, alcanzándose valores cercanos a 0.86 mm, lo cual refleja una mayor concentración de deformaciones en la conexión viga–columna. Esta tendencia se mantiene hasta las etapas finales del ensayo, donde para cargas próximas a 5.0 tn se registran desplazamientos laterales del orden de 2.49 mm, alcanzándose finalmente valores cercanos a 2.74 mm para una carga aproximada de 5.46 tn. El comportamiento observado evidencia que la ausencia de una longitud de anclaje efectiva limita la capacidad del sistema para controlar los desplazamientos laterales, generando menores deformaciones para niveles relativamente bajos de carga en comparación con pórticos que cuentan con longitudes de anclaje parciales o completas. Este efecto se asocia a una menor eficiencia en la transferencia de esfuerzos entre el acero de refuerzo y el concreto en la zona de la conexión.

4.1.3 Comparación de la fisuración y tipo de falla:

- **Pórtico Tipo 1:**

Durante el ensayo experimental del pórtico con longitud de anclaje al 100 %, se observó un patrón de fisuración progresivo y distribuido, característico de un comportamiento predominantemente flexionado. Las primeras fisuras aparecieron en la zona traccionada de la viga, próximas al nudo viga–columna, y se propagaron de manera gradual conforme se incrementó la carga aplicada. Estas fisuras presentaron inicialmente un trazo fino y vertical, evolucionando posteriormente hacia una mayor apertura sin evidenciar desprendimiento prematuro del refuerzo ni fallas frágiles por deslizamiento. El modo de falla registrado corresponde a una falla dúctil controlada por flexión, lo cual indica que la longitud de anclaje fue suficiente para garantizar una adecuada adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto, permitiendo una correcta transferencia de esfuerzos y el desarrollo del comportamiento esperado del elemento estructural.

- **Pórtico Tipo 2-1:**

Durante el ensayo del pórtico con 50 % de longitud de anclaje, se observó un patrón de fisuración caracterizado por la aparición temprana de fisuras flexionales en la zona de la viga cercana a la conexión viga–columna. A medida que se incrementó la carga aplicada, dichas fisuras aumentaron en número y apertura, concentrándose principalmente en la región de anclaje del acero de refuerzo. Asimismo, se evidenció la propagación de fisuras inclinadas asociadas a esfuerzos combinados de flexión y corte. El modo de falla observado corresponde a una falla progresiva por pérdida parcial de adherencia del acero, acompañada de un aumento significativo de deformaciones, sin presentarse una rotura frágil del elemento estructural.

- **Pórtico Tipo 2-2:**

En el ensayo correspondiente al pórtico con 0 % de longitud de anclaje, la fisuración se inició a niveles de carga relativamente bajos, concentrándose de forma inmediata en la zona de la conexión viga–columna. Las fisuras flexionales se desarrollaron rápidamente y mostraron una apertura mayor en comparación con los otros especímenes ensayados. Conforme avanzó la aplicación de carga, se evidenció un comportamiento dominado por el deslizamiento del acero de refuerzo, acompañado de una pérdida notable de adherencia. El

modo de falla observado fue predominantemente por falla de anclaje (frágil), caracterizada por grandes deformaciones y una capacidad limitada para desarrollar el mecanismo resistente previsto en el diseño.

4.1.4 Comparación de la carga última obtenida:

- **Pórtico Tipo 1:**

En cuanto a la capacidad resistente, el pórtico con longitud de anclaje completa alcanzó una carga última aproximada de 7.26 toneladas, asociada a un incremento significativo de los desplazamientos antes de la falla. La curva carga–desplazamiento evidencia una fase inicial con elevada rigidez, seguida de una respuesta progresivamente no lineal conforme se desarrollaron las fisuras y se movilizó el refuerzo longitudinal. Este comportamiento confirma que la conexión fue capaz de desarrollar el momento resistente previsto, sin pérdidas abruptas de capacidad portante. La magnitud de la carga última alcanzada, junto con los desplazamientos registrados, refleja un comportamiento estructural adecuado, coherente con un correcto anclaje del acero, permitiendo una redistribución de esfuerzos y una respuesta estable hasta el estado último.

- **Pórtico Tipo 2-1:**

El pórtico con 50 % de longitud de anclaje alcanzó una carga última del orden de 5.8 toneladas, registrándose desplazamientos considerables conforme se aproximaba al estado límite último. Si bien la conexión logró movilizar una capacidad resistente relevante, el incremento acelerado de los desplazamientos antes de alcanzar la carga máxima evidenció una reducción en la eficiencia del anclaje del refuerzo, condicionando el comportamiento estructural del sistema y limitando su rigidez global respecto al caso con anclaje completo.

- **Pórtico Tipo 2-2:**

El pórtico con 0 % de longitud de anclaje alcanzó una carga última aproximada de 5.46 toneladas, valor inferior al registrado en los especímenes con longitudes de anclaje mayores. La reducción de la carga máxima alcanzada estuvo acompañada de un incremento pronunciado de los desplazamientos, lo cual evidencia que la ausencia de longitud de anclaje adecuada limita significativamente la capacidad del elemento para movilizar el refuerzo y transmitir los esfuerzos al concreto de manera eficiente.

4.2 Análisis de los resultados de la simulación numérica:

4.2.1 Análisis de la fisuración:

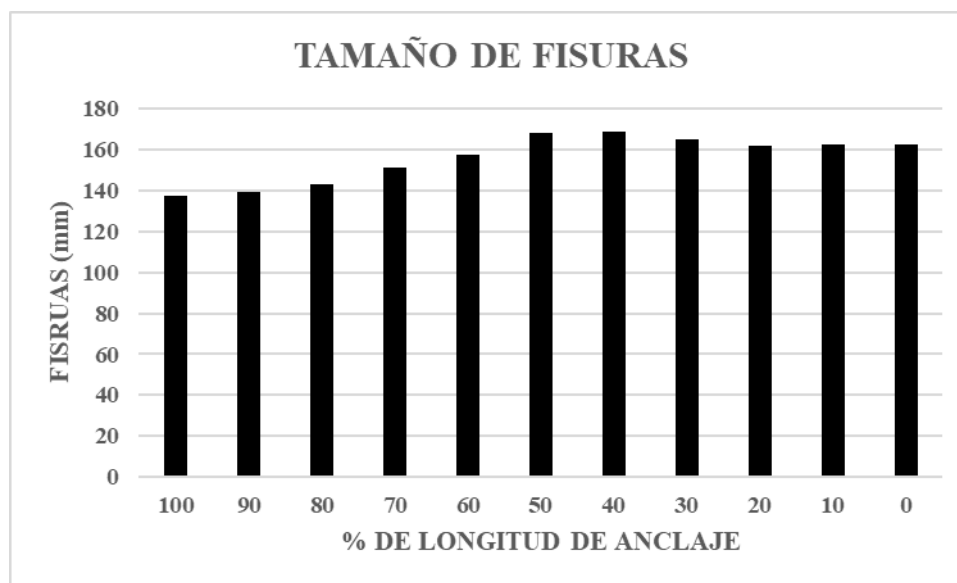
El análisis de los resultados obtenidos mediante simulación numérica en el software IDEA StatiCa evidencia que la longitud de anclaje del acero de refuerzo influye directamente en el nivel de fisuración máxima del concreto previo a su estado de falla. Conforme se reduce progresivamente la longitud de anclaje, se observa un incremento sostenido de la fisuración, lo cual refleja una modificación en el mecanismo de transferencia de esfuerzos entre la viga y la columna.

Para el caso con 100 % de longitud de anclaje, la fisuración máxima registrada fue de 137.344 mm, valor que corresponde a un comportamiento estructural más controlado de la conexión. Sin embargo, al reducir la longitud de anclaje al 80 % y 70 %, la fisuración se incrementa hasta valores de 143.450 mm y 151.458 mm, respectivamente, indicando una mayor demanda sobre el concreto en la zona de la conexión viga–columna. Esta tendencia se vuelve más notoria para longitudes iguales o menores al 60 %, donde la fisuración supera los 157 mm, alcanzando un valor máximo de 168.179 mm para el 50 % de longitud de anclaje.

Asimismo, para longitudes de anclaje reducidas entre el 40 % y el 0 %, la fisuración máxima permanece en valores elevados, del orden de 162 mm a 169 mm, lo cual sugiere que, una vez superado un determinado umbral de reducción del anclaje, el concreto experimenta un estado de fisuración intensa previo al fallo, dominado por concentraciones de esfuerzos en la zona de la conexión. Este comportamiento es consistente con los modelos teóricos de adherencia acero–concreto, donde una longitud de anclaje insuficiente limita la transmisión gradual de esfuerzos, generando mayores demandas locales en el concreto.

Figura 42.

Gráfico en Excel de los Tamaños de Fisuras



Nota: En el gráfico se puede comparar de manera visual la diferencia del valor del tamaño de la fisuración.

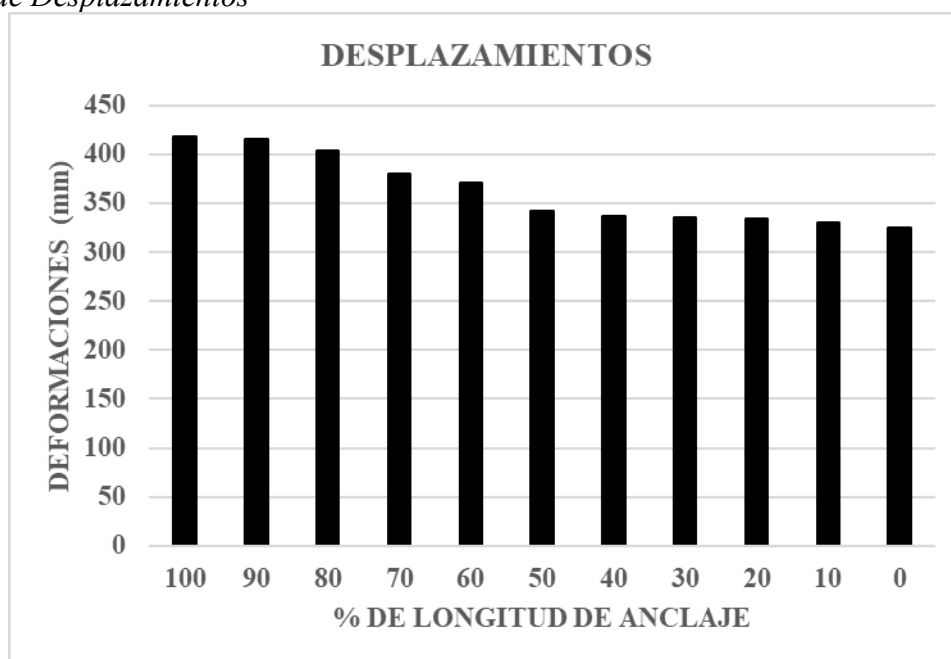
En este sentido, los resultados numéricos confirman que la reducción de la longitud de anclaje incrementa la severidad de la fisuración previa al fallo del concreto, destacando la importancia de una adecuada longitud de desarrollo del refuerzo para garantizar un comportamiento estructural más estable y controlado en conexiones de concreto armado.

4.2.2 Análisis de los desplazamientos:

Los resultados obtenidos a partir del análisis numérico evidencian que la magnitud de los desplazamientos máximos aumenta conforme se incrementa la longitud de anclaje del acero de refuerzo. Para el modelo con 100 % de longitud de anclaje (114 mm) se registró un desplazamiento máximo de 418.9 mm, mientras que al reducir progresivamente la longitud de anclaje dicho desplazamiento disminuye de manera sistemática, alcanzando valores de 403.37 mm para el 80 % y 380.75 mm para el 70 % de longitud de anclaje.

Esta tendencia se mantiene para longitudes de anclaje menores, observándose desplazamientos máximos de 341.8 mm para el 50 %, y valores comprendidos entre 337.48 mm y 325.7 mm para longitudes entre el 40 % y 0 %. La reducción progresiva del desplazamiento máximo indica que, a medida que la longitud de anclaje disminuye, la conexión pierde capacidad para desarrollar deformaciones significativas antes de alcanzar el estado de falla.

Figura 43.
Gráfico de Desplazamientos



Nota: El gráfico muestra el desplazamiento de la viga en mm según varía la longitud de anclaje.

Desde el punto de vista del comportamiento estructural, este fenómeno puede asociarse a una mayor eficiencia del mecanismo de adherencia acero–concreto cuando se dispone de mayores longitudes de anclaje, lo cual permite una transferencia más gradual de esfuerzos entre la viga y la columna. En contraste, longitudes de anclaje reducidas limitan la movilización del refuerzo, generando un comportamiento más rígido, pero con menor capacidad de deformación previa a la falla, característica típica de conexiones con deficiencias en el anclaje del acero.

4.3 Contraste entre resultados experimentales y numéricos:

El contraste entre los resultados obtenidos mediante análisis experimental y simulación numérica muestra una tendencia coherente en el comportamiento estructural de las conexiones de concreto armado para las distintas longitudes de anclaje evaluadas. En ambos enfoques se evidencia que la reducción de la longitud de anclaje del acero de refuerzo conduce a un incremento de la fisuración y a una disminución de la capacidad de deformación de la conexión, así como a variaciones en la carga última alcanzada.

No obstante, se observan diferencias cuantitativas entre los valores obtenidos experimentalmente y aquellos provenientes del modelo numérico. En general, los resultados experimentales presentan desplazamientos ligeramente mayores y una dispersión más pronunciada, lo cual puede atribuirse a factores propios del comportamiento

real de los materiales, tales como la heterogeneidad del concreto, la presencia de microfisuras, imperfecciones constructivas y condiciones reales de adherencia acero–concreto. Por su parte, el modelo numérico reproduce el comportamiento estructural bajo supuestos idealizados, lo que permite captar de manera adecuada las tendencias generales, pero con menor influencia de dichas imperfecciones. En conjunto, la concordancia observada valida el uso del análisis numérico como herramienta complementaria al ensayo experimental para la evaluación de la influencia de la longitud de anclaje.

4.4 Discusión de resultados con la normativa vigente:

Al comparar los resultados obtenidos en la presente investigación con los valores mínimos de longitud de anclaje establecidos en la Norma Técnica E.060 – Concreto Armado del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y el ACI 318-25, se observa que las longitudes normativas permiten un comportamiento estructural adecuado en términos de fisuración, desplazamientos y capacidad resistente de las conexiones viga–columna. Los especímenes que cumplen o se aproximan a dichos valores mínimos muestran un desarrollo más eficiente del refuerzo, con una mejor transferencia de esfuerzos entre el acero y el concreto.

En contraste, cuando se emplean longitudes de anclaje inferiores a los valores recomendados por la normativa, los resultados experimentales y numéricos evidencian incrementos significativos de la fisuración, mayores concentraciones de deformaciones y reducciones en la capacidad de desarrollar desplazamientos antes del fallo. Si bien la normativa proporciona criterios mínimos para el diseño estructural, los resultados de este estudio ponen en evidencia la sensibilidad del comportamiento estructural frente a reducciones en la longitud de anclaje, especialmente en condiciones que se alejan de los supuestos ideales de diseño. En este sentido, los hallazgos refuerzan la importancia de respetar los valores normativos establecidos, particularmente en el contexto de ejecución de obras donde las condiciones reales pueden diferir del modelo teórico adoptado en el diseño.

4.5 Contrastación de la hipótesis de investigación:

Los resultados obtenidos en el presente estudio, a partir del análisis experimental y de la simulación numérica, permiten contrastar la hipótesis planteada, la cual sostiene que la longitud de anclaje del acero de refuerzo influye en el comportamiento estructural de las conexiones de concreto armado. La evidencia experimental muestra variaciones significativas en la fisuración, los desplazamientos y la carga última alcanzada al modificar

la longitud de anclaje, mientras que el análisis numérico reproduce de manera consistente estas tendencias, evidenciando incrementos de fisuración y reducciones en la capacidad de deformación conforme el anclaje disminuye. Asimismo, al comparar los resultados con los valores mínimos establecidos en la normativa vigente, se observa que las conexiones que cumplen dichas longitudes presentan un comportamiento estructural más favorable. En conjunto, los resultados obtenidos confirman que la simulación numérica y el análisis experimental constituyen herramientas complementarias y eficaces para evaluar la influencia de la longitud de anclaje del acero de refuerzo en el comportamiento estructural de las conexiones de concreto armado, permitiendo validar la hipótesis formulada.

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos a partir de los ensayos experimentales y del análisis numérico permiten establecer diversas conclusiones sobre la influencia de la longitud de anclaje en el comportamiento estructural de las vigas de concreto reforzado en conexión con columnas.

- La presente investigación permitió evaluar la influencia de la longitud de anclaje del acero de refuerzo en el comportamiento estructural de conexiones de concreto armado, mediante análisis experimental y simulación numérica. Los resultados obtenidos evidencian que la longitud de anclaje condiciona de manera significativa la fisuración, los desplazamientos y la capacidad resistente de las conexiones viga–columna, así como una adecuada concordancia en las tendencias de comportamiento entre ambos enfoques de análisis, permitiendo su comparación con los valores mínimos establecidos en la normativa vigente.
- El análisis numérico realizado mediante el software IDEA StatiCa mostró que la reducción de la longitud de anclaje incrementa la severidad de la fisuración previa al fallo del concreto. En particular, la fisuración máxima aumentó de 137.34 mm para el 100 % de longitud de anclaje (114 mm) hasta un valor máximo de 168.18 mm para el 50 % de longitud de anclaje, manteniéndose elevada para porcentajes menores. Asimismo, los desplazamientos máximos disminuyeron de 418.9 mm (100 %) a 325.7 mm (0 %), lo que evidencia una menor capacidad de deformación cuando el anclaje es insuficiente.
- Los ensayos experimentales demostraron que las conexiones con 50 % y 0 % de longitud de anclaje presentan una aparición temprana de fisuras, una mayor concentración de daño en la zona de la conexión viga–columna y un modo de falla asociado a la pérdida de adherencia del acero de refuerzo. En contraste, el espécimen con 100 % de longitud de anclaje desarrolló un patrón de fisuración progresivo y un comportamiento más dúctil antes de alcanzar la falla.
- Se determinó que la longitud de anclaje influye directamente en los desplazamientos, la fisuración y el momento último alcanzado. Experimentalmente, el pórtico con 100 % de longitud de anclaje alcanzó una carga última de 7.26 toneladas, mientras que el pórtico con 0 % de anclaje alcanzó aproximadamente 5.46 toneladas, lo que representa una reducción del orden del 25 % de la capacidad resistente. Esta disminución estuvo

acompañada por un incremento de la fisuración y una menor capacidad de deformación previa a la falla.

- La comparación entre los resultados experimentales y numéricos evidenció una adecuada concordancia en las tendencias de comportamiento estructural, particularmente en la influencia de la longitud de anclaje sobre la fisuración, los desplazamientos y la carga última. Al contrastar estos resultados con los valores mínimos establecidos en la Norma Técnica E.060 y el ACI 318-25, se verificó que las longitudes normativas permiten un comportamiento estructural adecuado, mientras que reducciones por debajo de dichos valores generan respuestas estructurales menos favorables.
- En función de los resultados obtenidos mediante simulación numérica y análisis experimental, se confirma que la longitud de anclaje del acero de refuerzo influye de manera significativa en el comportamiento estructural de las conexiones de concreto armado, evidenciándose diferencias claras en la respuesta estructural cuando se emplean longitudes inferiores a los valores mínimos establecidos por la normativa vigente, lo cual valida la hipótesis planteada en la investigación.

En síntesis, los resultados demuestran que la longitud de anclaje constituye un parámetro crítico en el diseño y comportamiento de las conexiones viga–columna de concreto reforzado, ya que influye de manera directa en la rigidez, ductilidad y resistencia última de la estructura.

RECOMENDACIONES:

- Se recomienda respetar estrictamente las longitudes mínimas de anclaje establecidas en la Norma Técnica E.060 – Concreto Armado, especialmente en elementos estructurales críticos como las conexiones viga–columna, dado que los resultados evidencian una alta sensibilidad del comportamiento estructural frente a reducciones de este parámetro.
- En proyectos donde se prevean condiciones constructivas no ideales, se sugiere considerar longitudes de anclaje mayores a las mínimas normativas, con la finalidad de mejorar la capacidad de deformación de la conexión y reducir la concentración de fisuración en la zona de anclaje.
- Para investigaciones futuras, se recomienda ampliar el alcance del estudio incorporando diferentes resistencias del concreto, diámetros de refuerzo y condiciones de

confinamiento, a fin de evaluar de manera más integral la influencia conjunta de estos parámetros en el comportamiento estructural de las conexiones de concreto armado.

- Se recomienda complementar los ensayos experimentales con instrumentación avanzada de medición, como extensómetros o sistemas de adquisición automática de datos, que permitan una caracterización más precisa del comportamiento de deformación y de los mecanismos de pérdida de adherencia del acero de refuerzo.
- Finalmente, se sugiere el uso combinado de análisis numérico y experimental como herramienta de evaluación estructural, dado que la simulación numérica permite identificar tendencias generales del comportamiento, mientras que los ensayos experimentales representan de forma más fiel las condiciones reales de ejecución en obra.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Campos Seijas, H. I. (2018). *Reforzamiento con Bandas y Anclajes de Fibra de Carbono TYFO SCH-41 en Columnas de Sección Rectangular*. Lima: USMP.
- Cómite ACI 318. (2019). *ACI 318-25*. Farmington Hills, MI, Estados Unidos: American Concrete Institute.
- Concrete, I. S. (2023). *Analysis and design of reinforced details*. IDEA STATICA.
- Córdova Alvéstegui, C. R. (2015). *Diseño de Estructuras de Hormigón Armado*. Santiago de Chile: USACH.
- Guillermo La Torre, A. d., & Silva Tupac Yupanqui, S. (2019). *Evaluación y Diseño de dos Propuestas de Reforzamiento para Vigas y Columnas de Concreto Armado en una Edificación de Hotel*. Lima: UPC.
- Harmsen, T. E. (2018). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Lima: Fondo Editorial.
- Meza García, O. (28 de 02 de 2025). *Puntoedu.pucp.edu.pe*. Obtenido de Puntoedu.pucp.edu.pe: <https://puntoedu.pucp.edu.pe/actualidad/real-plaza-puentes-por-que-colapsa-nuestro-pais-las-razones-de-fondo/>
- Ministerio de Vivienda, C. y. (2021). *Norma Técnica E.060*. Lima: Megabyte.S.A.C.
- Morales Morales, R. (2004). *Diseño en Concreto armado*. Lima: ICG.
- Nilson, A. H. (2001). *Diseño de Estructuras de Concreto*. MC GRAW HILL. doi:chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/<https://marodyc.wordpress.com/wp-content/uploads/2014/06/disec3b1o-de-estructuras-de-concreto-nilson-arthur.pdf>
- Ramírez, Y., & Caballero, L. (2023). Estimación del tiempo y costo en la construcción de muros anclados en suelos arcillosos: Estudio de Caso en la construcción del hospital de San Ignacio, Departamento de Cajamarca. *Pakamuros*, 57 - 72.
- Reyes Quinteros, A. (21 de 02 de 2025). *Perú21*. Obtenido de Perú21: <https://peru21.pe/investigacion/trujillo-responsables-de-instalacion-de-techo-caido-del-real-plaza-se-contradicen-en-fiscalia/>
- Ruiz, M. (2022). Método hipotético deductivo. filadd. Obtenido de <https://filadd.com/doc/metodo-hipotetico-deductivo-docx-introduccion-al>
- Sánchez Ibáñez, B. A. (2021). *Modelamiento Numérico de Anclajes para Cálculo y Caracterización de la Resistencia*. Santiago de Chile: Universidad de Chile.
- Silva Pacheco, B. A. (2022). *Longitud de Anclaje Reducida para Mitigar Tendencia a la Fractura de las Barras de Refuerzo en Elementos de Hormigón Armado Sometidos a Intensa Solicitación Sísmica*. Valparaíso: Universidad Técnica Federico Santa María.
- Silva Sánchez, J. L. (2017). *Evaluación de la reducción del área de confinamiento del concreto en las uniones rectangulares viga – columna de concreto armado no previstas en el diseño estructural en el ensayo de Flexión*. Cajamarca: UNC.

- Sosa Gutierrez, E., & Vilchez Dávila, R. R. (2017). *Optimización del Diseño de Anclajes Post-Tensados Aplicados a la Ejecución de Muros Ancrados en el Proyecto Centro Comercial Plaza Surco*. Lima: UPC.
- Vargas Gonzáles , O. (2014). *Simulación Numérica Inelástica de Pórticos de Concreto Simple y Reforzado, Mediante el Método de los Elementos Finitos y el Método del Empuje Lateral*. Bogotá: Universidad Nacional de Colombia.

PANEL FOTOGRÁFICO:

Figura 44.

Ensayo de Agregados para Diseño de Mezclas



Nota: Se muestra al tesista realizando granulometría.

Figura 45.

Realización del Cono de Abrams



Nota: Tesista realización cono de Abrams.

Figura 46.

Asesor y Tesista en el Secado de Probetas



Nota: Se observa al asesor y tesista en el secado de probetas para ensayos a compresión.

Figura 47.

Asesor y Tesista en los Ensayos a Compresión.



Nota: Asesor supervisando a tesista en los ensayos de compresión a los 28 días de edad.

Figura 48.

Elaboración de Aceros en Zapatas



Nota: Se observa la elaboración del acero de zapatas.

Figura 49.

Tesista Supervisando la Elaboración de Estribos



Nota: Tesista supervisando que las medidas de los estribos cumplan con lo solicitado.

Figura 50.

Supervisión del Asesor en el Armado del Acero en Pórticos



Nota: Supervisión del asesor en la construcción del acero en pórticos, presencia del ingeniero Germán en la elaboración de Pórticos.

Figura 51.

Tesista Supervisando el Armado de la Longitud de Anclaje



Nota: Tesista supervisando la elaboración de la longitud de anclaje, en este caso el 0%.

Figura 52.
Verificación de las Medidas de los Anclajes



Nota: Verificación de las medidas de las longitudes de anclajes en pórticos (0%, 50% y 100%)

Figura 53.
Vaciado de Concreto



Nota: Se evidencia el correcto vaciado de concreto.

Figura 54.

Tesista realizando curado de Pórticos



Nota: Se evidencia a tesista realizando el curado de Pórticos.

Figura 55.

Asesor Supervisando Pórticos



Nota: Asesor supervisando a tesista el estado de Pórticos.

Figura 56.

Ubicación de Deformímetros en los Ensayos



Nota: Ubicación de deformímetros en los ensayos

Figura 57.

Asesor Supervisando Ensayo a Flexión de Pórticos



Nota: Asesor supervisando el correcto desarrollo de ensayos a Flexión de Pórtico con 100% de anclaje.

Figura 58.

Tesista realizando Ensayos a Flexión en Pórticos



Nota: Tesista realizando ensayo a flexión con 0% de anclaje.

Figura 59.

Tesista en Ensayo a Flexión



Nota: Tesista realizando ensayos a flexión de Pórticos con 50% de anclaje.

Figura 60.
Fisuración de Pórtico



Nota: Se evidencia fallo del Pórtico

Figura 61.
Fisuración del Pórtico



Nota: Se evidencia fallo del Pórtico

Figura 62.
Fisuración del Pórtico



Nota: Se evidencia fallo del Pórtico

Figura 63.
Asesor en Fallo del Pórtico



Nota: Se evidencia Asesor en el fallo del Pórtico

ANEXO A: PROPIEDADES DE LOS AGREGADOS

a) Características de los agregados:

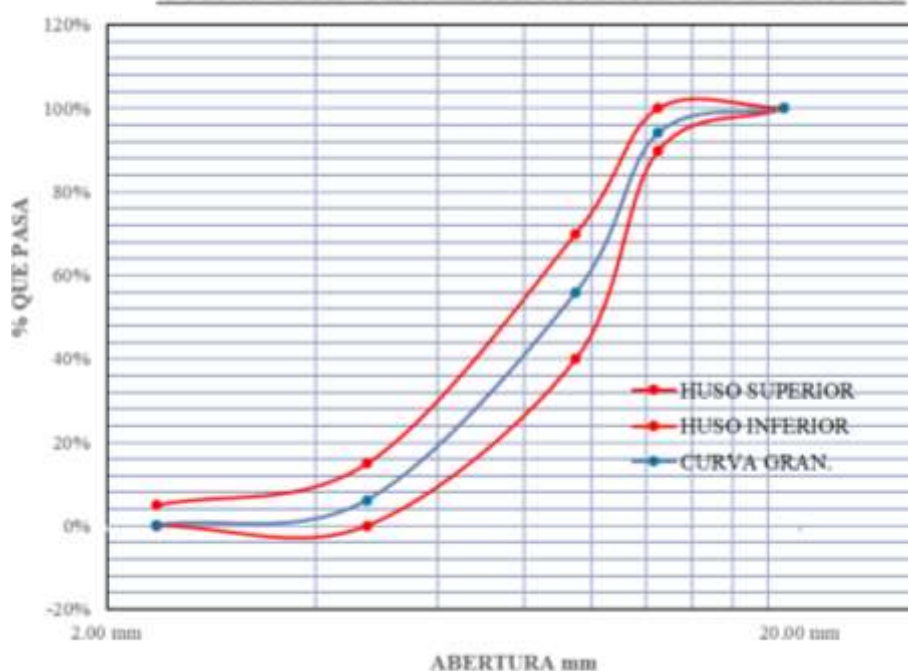
- Granulometría del agregado grueso:

Tabla 8.

Análisis granulométrico agregado grueso ensayo n°01.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO							
NTP 400.012, NTP 400.037 / A.S.T.M.C - 136							
TESIS: Simulación Numérica y Análisis Experimental de la Longitud de Anclaje en Conexiones de Concreto Reforzado							
MATERIAL: Agregado grueso.							
ENSAYO: 1							
PESO: 2 kg							
MÓDULO DE FINURA: 6.436							
TAMIZ N°	ABERTURA TAMIZ (mm)	PESO RETENIDO PARCIAL (g)	PORCENTAJE RETENIDO		% QUE PASA	HUSOS	
			PARCIAL (%)	RETENIDO ACUMULADO (%)		INFERIOR	SUPERIOR
3/4"	19.00 mm	0	0.00	0.00	100.00	100	100
1/2"	12.50 mm	116	5.80	5.80	94.20	90	100
3/8"	09.50 mm	764	38.20	44.00	56.00	40	70
N°4	04.75 mm	996	49.80	93.80	6.20	0	15
N°8	02.36 mm	120	6.00	99.80	0.20	0	5
Cazoleta	00.00 mm	004	0.20	100	0		
TOTAL		2000					

CURVA GRANULOMÉTRICA AGREGADO GRUESO



D60	9.777	D30	6.615	D10	5.008	CU	1.952
CC	0.894						

Nota: La curva de distribución granulométrica del agregado grueso cumple con el huso granulométrico y tiene un módulo de finura de 6,436.

Tabla 9.

Análisis granulométrico agregado grueso ensayo n°02.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO
NTP 400.012, NTP 400.037 / A.S.T.M.C - 136

TESIS: Simulación Numérica y Análisis Experimental de la Longitud de Anclaje en Conexiones de Concreto Reforzado

MATERIAL: Agregado grueso.

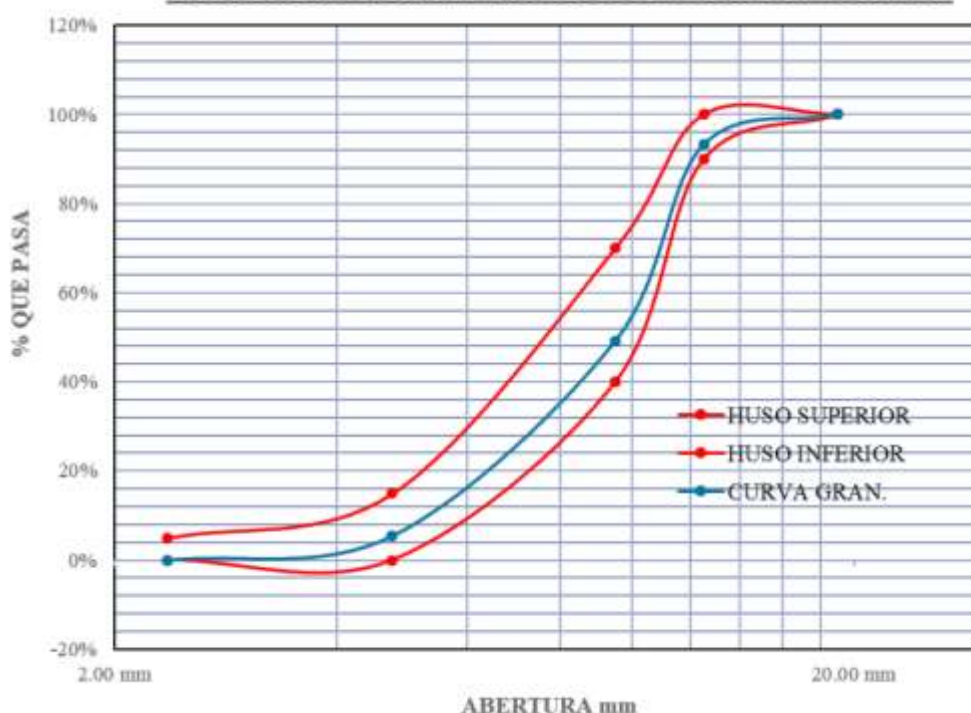
ENSAYO: 2

PESO: 2 kg

MÓDULO DE FINURA: 6.521

TAMIZ N°	ABERTURA TAMIZ (mm)	PESO RETENIDO PARCIAL (g)	PORCENTAJE RETENIDO		% QUE PASA	HUSOS	
			PARCIAL (%)	RETENIDO ACUMULADO (%)		INFERIOR	SUPERIOR
3/4"	19.00 mm	0	0.00	0.00		100	100
1/2"	12.50 mm	136	6.80	6.80		90	100
3/8"	09.50 mm	880	44.00	50.80		40	70
N°4	04.75 mm	874	43.70	94.50		0	15
N°8	02.36 mm	110	5.50	100.00		0	5
Cazoleta	00.00 mm	000	0.00	100.00			
TOTAL		2000					

CURVA GRANULOMÉTRICA AGREGADO GRUESO



D60	10.162	D30	7.006	D10	5.101	CU	1.992
CC	0.947						

Nota: La curva de distribución granulométrica del agregado grueso cumple con el huso granulométrico y tiene un módulo de finura de 6,521.

Tabla 10.

Análisis granulométrico agregado grueso ensayo n°03.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO
NTP 400.012, NTP 400.037 / A.S.T.M.C - 136

TESIS: Simulación Numérica y Análisis Experimental de la Longitud de Anclaje en Conexiones de Concreto Reforzado

MATERIAL: Agregado grueso.

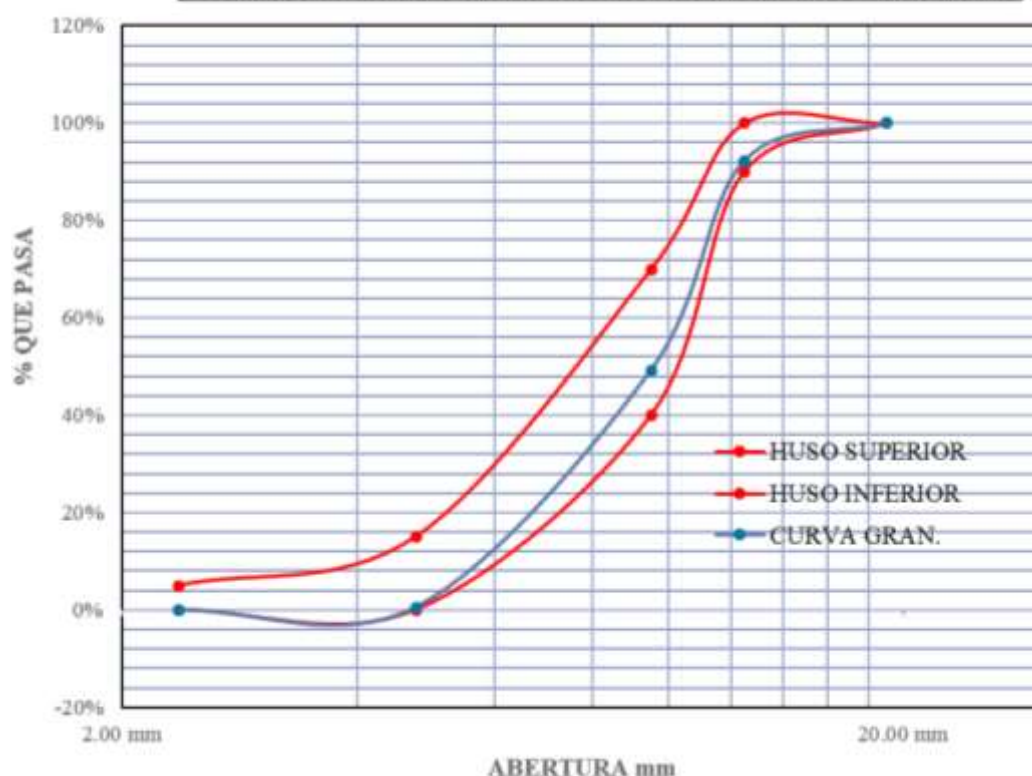
ENSAYO: 3

PESO: 2 kg

MÓDULO DE FINURA: 6.503

TAMIZ N°	ABERTURA TAMIZ (mm)	PESO RETENIDO PARCIAL (g)	PORCENTAJE RETENIDO		% QUE PASA	HUSOS	
			PARCIAL (%)	RETENIDO ACUMULADO (%)		INFERIOR	SUPERIOR
3/4"	19.00 mm	0	0.00	0.00		100	100
1/2"	12.50 mm	156	7.80	7.80		90	100
3/8"	09.50 mm	860	43.00	50.80		40	70
N°4	04.75 mm	974	48.70	99.50		0	15
N°8	02.36 mm	010	0.50	100.00		0	5
Cazoleta	00.00 mm	000	0.00	100.00			
TOTAL		2000					

CURVA GRANULOMÉTRICA AGREGADO GRUESO



D60	10.180	D30	7.228	D10	5.438	CU	1.872
CC	0.944						

Nota: La curva de distribución granulométrica del agregado grueso cumple con el huso granulométrico y tiene un módulo de finura de 6,503.

Tabla 11.

Análisis granulométrico agregado grueso ensayo promedio.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

NTP 400.012, NTP 400.037 / A.S.T.M.C - 136

TESIS: Simulación Numérica y Análisis Experimental de la Longitud de Anclaje en Conexiones de Concreto Reforzado

MATERIAL: Agregado grueso.

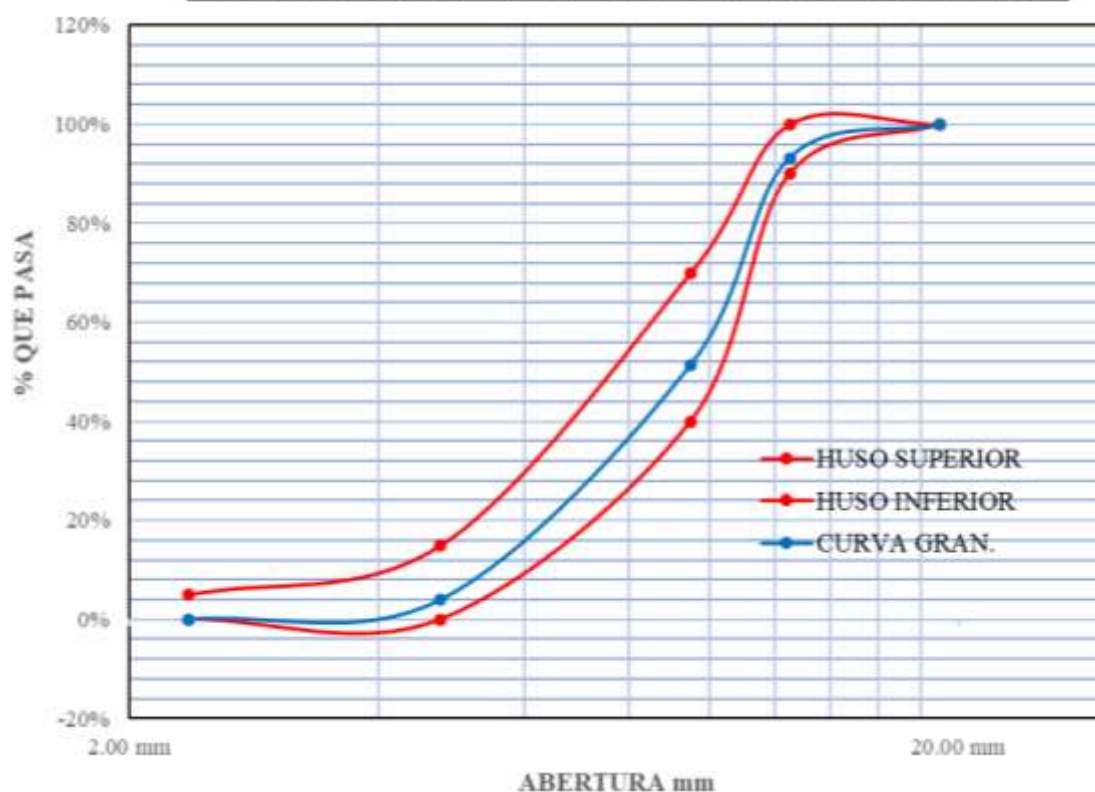
ENSAYO: Promedio.

PESO: 2 kg

MÓDULO DE FINURA: 6.445

TAMIZ N°	ABERTURA TAMIZ (mm)	PESO RETENIDO PARCIAL (g)	PORCENTAJE RETENIDO		% QUE PASA	HUSOS	
			PARCIAL (%)	RETENIDO ACUMULADO (%)		INFERIOR	SUPERIOR
3/4"	19.00 mm	0	0.00	0.00		100	100
1/2"	12.50 mm	136	6.80	6.80		90	100
3/8"	09.50 mm	835	41.75	48.55		40	70
N°4	04.75 mm	948	47.40	95.95		0	15
N°8	02.36 mm	080	4.00	99.95		0	5
Cazoleta	00.00 mm	001	0.05	100.00			
TOTAL		2000					

CURVA GRANULOMÉTRICA AGREGADO GRUESO



D60	10.05	D30	6.942	D10	5.18	CU	1.939
CC	0.925						

Nota: La curva de distribución granulométrica del agregado grueso cumple con el huso granulométrico y tiene un módulo de finura de 6,445.

- Granulometría del agregado fino:

Tabla 12.

Análisis granulométrico agregado fino ensayo 1.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO
NTP 400.012, NTP 400.037 / A.S.T.M.C - 136

TESIS: Simulación Numérica y Análisis Experimental de la Longitud de Anclaje en Conexiones de Concreto Reforzado

MATERIAL: Agregado fino.

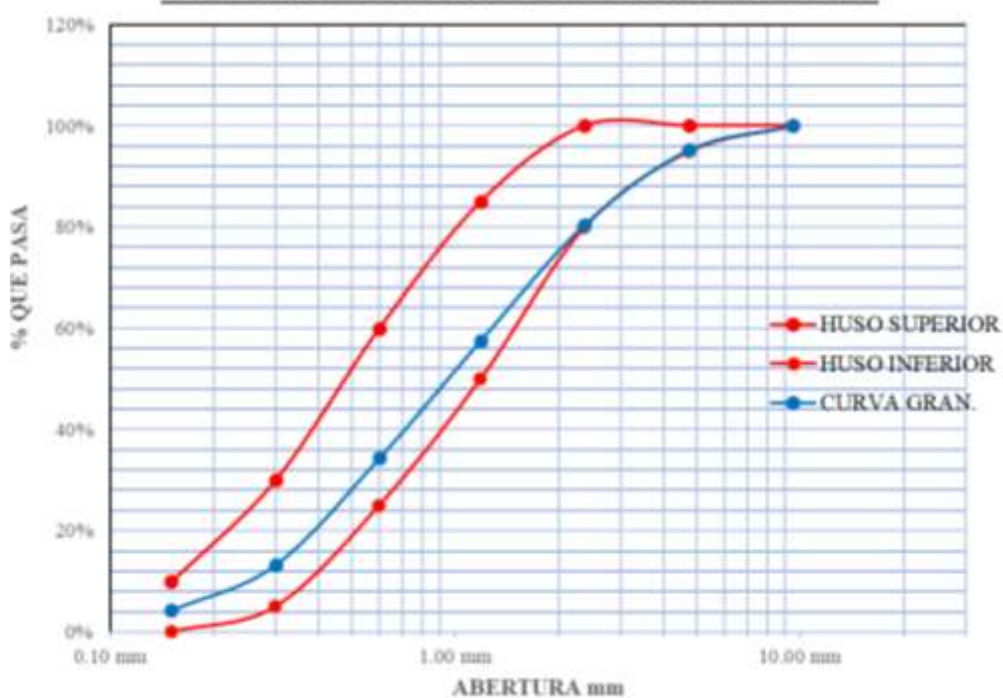
ENSAYO: 1.

PESO: 2 kg

MÓDULO DE FINURA: 3.149

TAMIZ N°	ABERTURA TAMIZ (mm)	PESO RETENIDO PARCIAL (g)	PORCENTAJE RETENIDO		% QUE PASA	HUSOS	
			PARCIAL (%)	RETENIDO ACUMULADO (%)		INFERIOR	SUPERIOR
3/8"	09.50 mm	0	00.00	00.00	100.00	100	100
N°4	04.75 mm	095	04.75	04.75	95.25	95	100
N°8	02.36 mm	296	14.80	19.55	80.45	80	100
N°16	01.18 mm	458	22.90	42.45	57.55	50	85
N°30	00.60 mm	464	23.20	65.65	34.35	25	60
N°50	00.30 mm	422	21.10	86.75	13.25	5	30
N°100	00.15 mm	179	08.95	95.70	04.30	0	10
Cazoleta	00.00 mm	086	04.30	100.00	00.00		
TOTAL		2000					

CURVA GRANULOMÉTRICA AGREGADO FINO



D60	01.27	D30	0.52	D10	0.23	CU	5.449
CC	0.913						

Nota: La curva de distribución granulométrica del agregado fino cumple con el huso granulométrico y tiene un módulo de finura de 3.149.

Tabla 13.

Análisis granulométrico agregado fino ensayo 2.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO
NTP 400.012, NTP 400.037 / A.S.T.M.C - 136

TESIS: Simulación Numérica y Análisis Experimental de la Longitud de Anclaje en Conexiones de Concreto Reforzado

MATERIAL: Agregado fino.

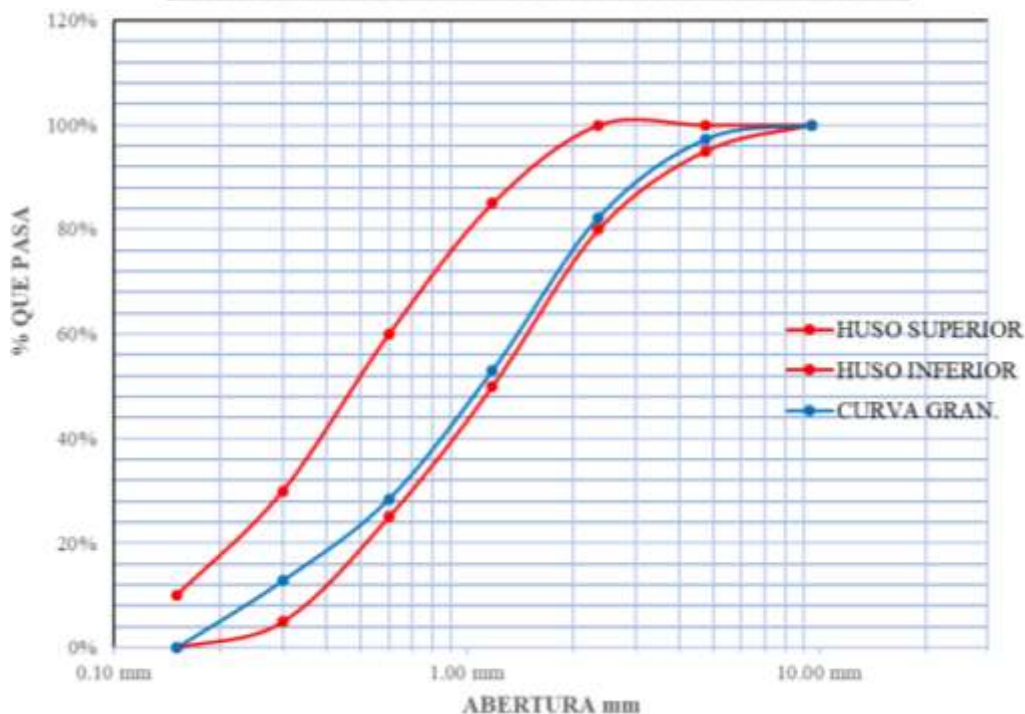
ENSAYO: 2.

PESO: 2 kg

MÓDULO DE FINURA: 3.261

TAMIZ N°	ABERTURA TAMIZ (mm)	PESO RETENIDO PARCIAL (g)	PORCENTAJE RETENIDO		% QUE PASA	HUSOS	
			PARCIAL (%)	RETENIDO ACUMULADO (%)		INFERIOR	SUPERIOR
3/8"	09.50 mm	0	00.00	00.00	100.00	100	100
N°4	04.75 mm	055	02.75	02.75	97.25	95	100
N°8	02.36 mm	298	14.90	17.65	82.35	80	100
N°16	01.18 mm	586	29.30	46.95	53.05	50	85
N°30	00.60 mm	492	24.60	71.55	28.45	25	60
N°50	00.30 mm	312	15.60	87.15	12.85	5	30
N°100	00.15 mm	257	12.85	100.00	00.00	0	10
Cazoleta	00.00 mm	000	0.00	100.00	00.00		
TOTAL		2000					

CURVA GRANULOMÉTRICA AGREGADO FINO



D60	01.39	D30	0.64	D10	0.26	CU	5.262
CC	1.124						

Nota: La curva de distribución granulométrica del agregado fino cumple con el huso granulométrico y tiene un módulo de finura de 3.261.

Tabla 14.

Análisis granulométrico agregado fino ensayo 3.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO
NTP 400.012, NTP 400.037 / A.S.T.M.C - 136

TESIS: Simulación Numérica y Análisis Experimental de la Longitud de Anclaje en Conexiones de Concreto Reforzado

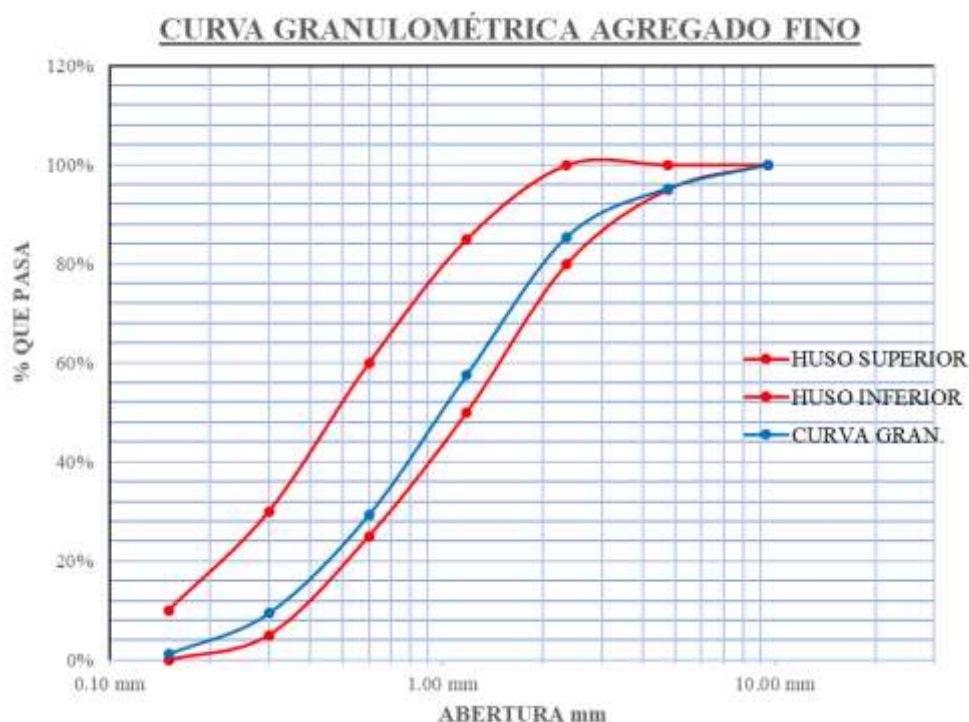
MATERIAL: Agregado fino.

ENSAYO: 3.

PESO: 2 kg

MÓDULO DE FINURA: 3.218

TAMIZ N°	ABERTURA TAMIZ (mm)	PESO RETENIDO PARCIAL (g)	PORCENTAJE RETENIDO		% QUE PASA	HUSOS	
			PARCIAL (%)	RETENIDO ACUMULADO (%)		INFERIOR	SUPERIOR
3/8"	09.50 mm	000	00.00	00.00	100.00	100	100
N°4	04.75 mm	095	04.75	04.75	95.25	95	100
N°8	02.36 mm	196	09.80	14.55	85.45	80	100
N°16	01.18 mm	558	27.90	42.45	57.55	50	85
N°30	00.60 mm	564	28.20	70.65	29.35	25	60
N°50	00.30 mm	398	19.90	90.55	09.45	5	30
N°100	00.15 mm	165	08.25	98.80	01.20	0	10
Cazoleta	00.00 mm	024	01.20	100.00	00.00		
TOTAL		2000					



D60	01.25	D30	0.61	D10	0.31	CU	4.101
CC	0.968						

Nota: La curva de distribución granulométrica del agregado fino cumple con el huso granulométrico y tiene un módulo de finura de 3.218.

Tabla 15.

Análisis granulométrico agregado fino ensayo promedio.

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO
NTP 400.012, NTP 400.037 / A.S.T.M.C - 136

TESIS: Simulación Numérica y Análisis Experimental de la Longitud de Anclaje en Conexiones de Concreto Reforzado

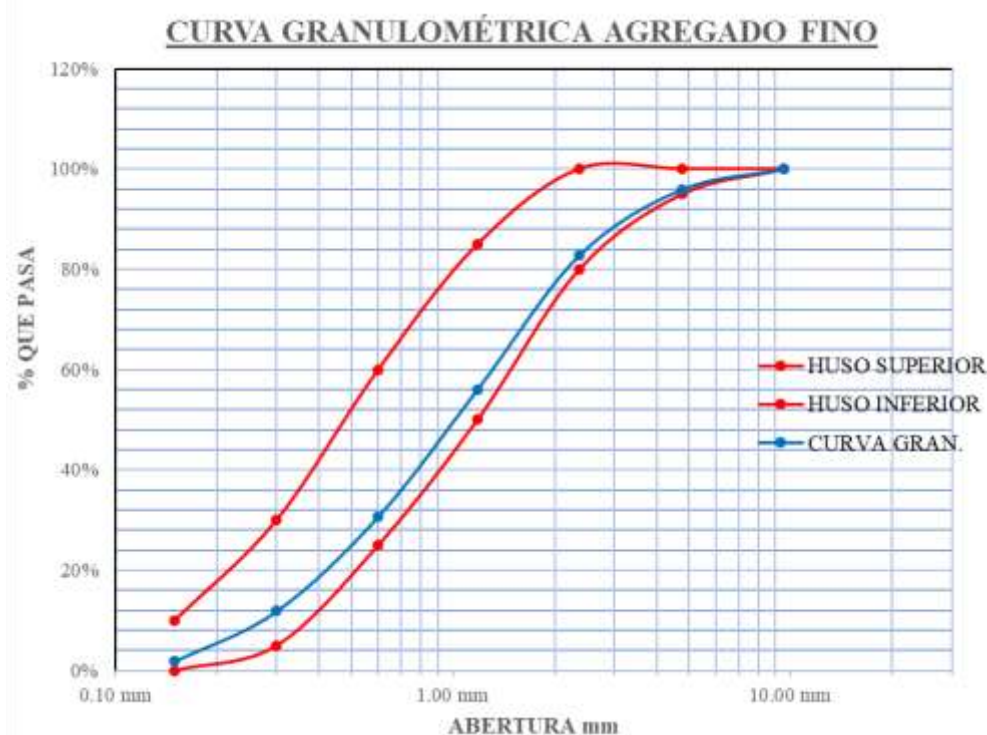
MATERIAL: Agregado fino.

ENSAYO: Promedio.

PESO: 2 kg

MÓDULO DE FINURA: 3.209

TAMIZ N°	ABERTURA TAMIZ (mm)	PESO RETENIDO PARCIAL (g)	PORCENTAJE RETENIDO		% QUE PASA	HUSOS	
			PARCIAL (%)	RETENIDO ACUMULADO (%)		INFERIOR	SUPERIOR
3/8"	09.50 mm	000	00.00	00.00	100.00	100	100
N°4	04.75 mm	082	04.10	04.10	95.90	95	100
N°8	02.36 mm	263	13.15	17.25	82.75	80	100
N°16	01.18 mm	534	26.70	43.95	56.05	50	85
N°30	00.60 mm	507	25.35	69.30	30.70	25	60
N°50	00.30 mm	377	18.85	88.15	11.85	5	30
N°100	00.15 mm	200	10.00	98.15	01.85	0	10
Cazoleta	00.00 mm	037	01.85	100.00	00.00		
TOTAL		2000					



D60	01.31	D30	0.589	D10	0.28	CU	4.665
CC	0.946						

Nota: La curva de distribución granulométrica del agregado fino cumple con el huso granulométrico y tiene un módulo de finura de 3.209.

- **Peso unitario de los agregados:**

Tabla 16.

Calibración de recipientes de agregados

Descripción	Unidades	Recipiente agregado fino	Recipiente agregado grueso
Peso recipiente + vidrio	Kg	4.394	7.799
Peso recipiente + vidrio + agua	Kg	7.375	14.825
Peso del agua	Kg	2.981	7.026
Temperatura	°C	19.2	19.2
Densidad	Kg/cm³	998.357	998.357
Volumen	m³	0.003	0.007
Volumen	cm³	2985.906	7037.564
Volumen	L	2.986	7.038

Tabla 17.

Interpolación

Descripción	Valor inferior	Valor real	Valor superior
Densidad del agua (kg/m³)	18.3	19.2	21.1
Temperatura del agua (°C)	998.54	998.357	997.97

Tabla 18.

Factor f

Descripción	Unidades	Recipiente agregado fino	Recipiente agregado grueso
Peso del agua	Kg	2.981	7.026
Temperatura	°C	19.2	19.2
Densidad	Kg/cm³	998.357	998.357
Factor f	1/m³	334.907	142.095

Tabla 19.

Peso unitario del agregado fino compactado

Descripción	Unidad	Ensayo 1	Ensayo 2	Ensayo 3	Promedio
Peso recipiente	Kg	3.868	3.868	3.868	3.868
Peso recipiente + material	Kg	8.55	8.495	8.48	8.508
Peso material	Kg	4.682	4.627	4.612	4.640
Factor f	1/m³	334.907	334.907	334.907	334.907
Peso unitario	Kg/m³	1568.033	1549.613	1544.590	1554.079

Tabla 20.*Peso unitario del agregado fino suelto*

Descripción	Unidad	Ensayo 1	Ensayo 2	Ensayo 3	Promedio
Peso recipiente	Kg	3.868	3.868	3.868	3.868
Peso recipiente + material	Kg	8.218	8.318	8.245	8.260
Peso material	Kg	4.350	4.450	4.377	4.392
Factor f	1/m ³	334.907	334.907	334.907	334.907
Peso unitario	Kg/m ³	1456.844	1490.335	1465.886	1471.022

Tabla 21.*Peso unitario del agregado grueso compactado*

Descripción	Unidad	Ensayo 1	Ensayo 2	Ensayo 3	Promedio
Peso recipiente	Kg	7.134	7.134	7.134	...
Peso recipiente + material	Kg	17.512	17.500	17.510	17.507
Peso material	Kg	10.378	10.366	10.376	10.373
Factor f	1/m ³	142.095	142.095	142.095	142.095
Peso unitario	Kg/m ³	1474.658	1472.953	1474.374	1473.995

Tabla 22.*Peso unitario del agregado grueso suelto*

Descripción	Unidad	Ensayo 1	Ensayo 2	Ensayo 3	Promedio
Peso recipiente	Kg	7.134	7.134	7.134	...
Peso recipiente + material	Kg	16.540	16.610	16.630	16.593
Peso material	Kg	9.406	9.476	9.496	9.459
Factor f	1/m ³	142.095	142.095	142.095	142.095
Peso unitario	Kg/m ³	1336.542	1346.489	1349.330	1344.120

- **Contenido de humedad de los agregados:**

Tabla 23.*Contenido de humedad del agregado fino*

Descripción	Unidades	Ensayo 1	Ensayo 2	Ensayo 3	Promedio
Peso tara	kg	0.088	0.073	0.073	...
Peso tara + material húmedo	Kg	1.091	1.095	1.097	1.094
Peso tara + material seco	Kg	1.059	1.06	1.061	1.060
Peso del agua	Kg	0.032	0.035	0.036	0.034
Peso del material seco	Kg	0.971	0.987	0.988	0.982
Contenido de humedad	%	3.296	3.546	3.644	3.460

Tabla 24.*Contenido de humedad del agregado grueso*

Descripción	Unidades	Ensayo 1	Ensayo 2	Ensayo 3	Promedio
Peso tara	kg	0.082	0.085	0.088	...
Peso tara + material húmedo	Kg	1.582	1.585	1.588	1.585
Peso tara + material seco	Kg	1.577	1.58	1.584	1.580
Peso del agua	Kg	0.005	0.005	0.004	0.005
Peso del material seco	Kg	1.495	1.495	1.496	1.495
Contenido de humedad	%	0.334	0.334	0.267	0.312

- **Peso específico y absorción de los agregados:**

Tabla 25.*Peso específico y absorción del Agregado Grueso*

Descripción	Unidades	Ensayo 1	Ensayo 2	Ensayo 3	Promedio
Peso canastilla sin sumergir	Kg	3.305	3.305	3.305	
Peso canastilla sumergida	Kg	2.937	2.937	2.937	
Peso material saturado	Kg	2	2	2	2
Peso del sistema sumergido	Kg	2.96	2.96	2.96	2.96
Peso material sumergido	Kg	4.156	4.175	4.177	4.169
Peso material sin sumergir	Kg	4.935	4.924	4.914	4.924
Peso tara	Kg	0.119	0.119	0.119	0.119
Peso seco + tara	Kg	2.07	2.069	2.071	2.07
A: masa de la muestra seca al horno.	Kg	1.951	1.95	1.952	1.951
B: masa de la muestra de ensayo de superficie saturada seca en aire.	Kg	2	2	2	2
C: masa aparente de la muestra de ensayo saturada en agua	Kg	1.196	1.215	1.217	1.210
Peso específico de masa	Kg/m ³	2426.62	2484.046	2492.976	2467.890
Peso específico saturado superficialmente seco	Kg/m ³	2487.562	2547.771	2554.278	2529.870
Peso específico aparente	Kg/m ³	2584.106	2653.061	2655.782	2630.983
Absorción	%	2.511	2.564	2.459	2.512

Tabla 26.*Peso específico y absorción del Agregado Fino*

Descripción	Unid.	Ensayo 1	Ensayo 2	Ensayo 3	Promedio
Peso de la fiola	Kg	0.178	0.178	0.178	0.178
Peso de la fiola + agua (B)	Kg	0.677	0.677	0.677	0.677
Peso de la fiola + agua + material (C)	Kg	0.985	0.97	0.99	0.982
Peso mat. Saturado (S)	Kg	0.500	0.5	0.5	0.500
Peso mat. Seco (A)	Kg	0.494	0.493	0.494	0.494
Peso de agua agregada	kg	0.192	0.207	0.187	0.195
Peso específico de masa A/(B+S-C)	Kg/m ³	2572.917	2381.643	2641.711	2532.090
Peso específico de masa saturada (S/(B+S-C))	Kg/m ³	2604.167	2415.459	2673.797	2564.474
Peso específico aparente A/(B+A-C)	Kg/m ³	2655.914	2465.000	2729.282	2616.732
Absorción	%	1.215	1.420	1.215	1.283

b) Resumen de propiedades de los agregados:

Tabla 27.*Resumen de Propiedades del Agregado Grueso*

Descripción	Unidad	Valor
Peso específico aparente	Kg/m ³	2467.890
Peso específico de masa saturada	Kg/m ³	2529.870
Peso específico de masa seca	Kg/m ³	2630.683
Peso unitario seco compactado	Kg/m ³	1473.995
Peso unitario seco suelto	Kg/m ³	1344.120
Humedad natural	%	0.312
Absorción	%	2.512
Módulo de Finura	...	6.445

Tabla 28.*Resumen de Propiedades del Agregado Fino*

Descripción	Unidad	Valor
Peso específico aparente	Kg/m ³	2616.732
Peso específico de masa saturada	Kg/m ³	2564.474
Peso específico de masa seca	Kg/m ³	2532.090
Peso unitario suelto seco	Kg/m ³	1471.022
Peso unitario seco compactado	Kg/m ³	1554.079
Humedad natural	%	3.406
Absorción	%	1.283
Módulo de Finura	...	3.209

c) Características del cemento:

- Cemento Portland Tipo 1 Pacasmayo (A.S.T.MC – 150)
- Peso Específico: 3.10 gr/cm³

ANEXO B: DISEÑO DE MEZCLA

a) Cálculo F'_{cr} (Resistencia promedio requerida):

- $F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.
- Cuando no tenemos registro de resistencia de probetas correspondientes a obras anteriores, usamos la siguiente tabla:

Tabla 29.

Cálculo del F'_{cr}

F'_c	F'_{cr}
Menos de 210	$F'_c + 70$
210 – 350	$F'_c + 84$
>350	$F'_c + 98$

- Por lo tanto

$$F'_{cr} = 210 + 84 = 294 \text{ kg/cm}^2$$

b) Contenido de aire:

Tabla 30.

Aire Atrapado

Tamaño Máximo Nominal del Agregado grueso.	Aire atrapado
3/8"	3.0%
1/2"	2.5%
3/4"	2.0%
1"	1.5%
1 1/2"	1.0%
2"	0.5%
3"	0.3%
4"	0.2%

Notas: siendo un tamaño máximo nominal del agregado grueso tomamos 1/2" consideramos 2.5% de aire atrapado.

c) Contenido de agua:

Tabla 31.

Asentamiento Slump

Agua l/m ³ , para tamaños máx. nominales de agregado grueso y consistencia indicada.								
Asentamiento	3/8"	1/2"	3/4"	1"	1 1/2"	2"	3"	6"
Concreto sin aire incorporado								
1" a 2"	207	199	190	179	166	154	130	113
3" a 4"	228	216	205	193	181	169	145	124
6" a 7"	243	228	216	202	190	178	160
Concreto con aire incorporado								
1" a 2"	181	175	168	160	150	142	122	107
3" a 4"	202	193	184	175	165	157	133	119
6" a 7"	216	205	197	184	174	166	154

Notas: teniendo un tamaño máx de agregado grueso 1/2", y un asentamiento de 3" a 4" usamos 216 lt/m³.

d) Relación a/c (por resistencia F'cr):

- Para F'cr=294 Kg/cm²

Tabla 32.

Relación Agua/Cemento en Peso

F'c (Kg/cm ²)	Relación agua/cemento en peso	
	Concreto sin aire incorporado	Concreto con aire incorporado
150	0.80	0.71
200	0.70	0.61
250	0.62	0.53
300	0.55	0.46
350	0.48	0.40
400	0.43
450	0.38

- Interpolación

250 -----0.62

294-----x

300-----0.55

$$\frac{300 - 294}{0.55 - x} = \frac{300 - 250}{0.55 - 0.62}$$

$$X = 0.558$$

- La relación a/c es 0.558

e) Contenido de cemento:

- Teniendo la relación del a/c que es 0.558
- Teniendo el contenido de agua que es de 216 kg
- Se halla:

$$\frac{a}{c} = 0.558$$

$$\frac{216}{c} = 0.558$$

$$C = 387.097 \text{ kg}$$

- Factor C.=387.097/42.5=9.108 bls.

f) Peso de agregado grueso:

- Se tiene la siguiente tabla:

Tabla 33.

Volumen de agregado grueso, seco y compactado

	Volumen de agregado grueso, seco y compactado, por unidad de volumen del concreto, para diversos módulos de fineza del fino (b/b_z)				
Tamaño máximo nominal del Agregado grueso	2.40	2.60	2.80	3.00	3.20
3/8"	0.50	0.48	0.46	0.44	0.42
1/2"	0.59	0.57	0.55	0.53	0.51
3/4"	0.66	0.64	0.62	0.60	0.58
1"	0.71	0.69	0.67	0.65	0.63
1 1/2"	0.76	0.74	0.72	0.70	0.68
2"	0.78	0.76	0.74	0.72	0.70
3"	0.81	0.79	0.77	0.75	0.73
6"	0.87	0.85	0.83	0.81	0.79

Nota: se tiene un tamaño máx. de 1/2" y un módulo de fineza 3.209 se tiene un volumen de 0.51 m³.

- Se tiene:

$$\text{Peso a. g.} = \frac{b}{b_o} \times \text{Peso u. s. c}$$

$$\text{Peso a. g.} = 0.51 \times 1473.995$$

$$\text{Peso a. g.} = 751.737 \text{ Kg}$$

g) Volumen Absoluto:

$$\text{Cemento} = \frac{387.097 \text{ Kg}}{\frac{3.10 \text{ gr}}{\text{cm}^3} \times 1000} = 0.125 \text{ m}^3$$

$$\text{Agua} = \frac{216 \text{ kg}}{1000 \text{ kg/m}^3} = 0.216 \text{ m}^3$$

$$Aire = \frac{2.5}{100} = 0.025 m^3$$

$$Vol. a. grueso = \frac{751.737 kg}{2630.983 kg/m^3} = 0.286 m^3$$

$$\Sigma = 0.654 m^3$$

$$Vol. a. fino = 1m^3 - 0.654m^3 = 0.346m^3$$

h) Calcular el peso del agregado fino

$$Peso a. f. = \frac{0.346m^3 \times 2616.732kg}{m^3} = 905.389kg$$

i) Presentación del diseño en estado seco:

- Cemento=387.097 kg
- Agregado fino=905.389 kg
- Agregado grueso= 751.737 kg
- Agua= 216 kg

j) Corrección por humedad de los agregados:

- Agregado fino = 905.389 kg
Agregado fino = $905.389 \times (3.46/100 + 1) = 936.715 kg$
- Agregado grueso=751.737 kg
Agregado grueso= $751.737 \times (0.32/100 + 1) = 754.143 kg$

k) Aporte de agua a la mezcla:

- Agregado fino = $(3.46 - 1.283) \times 936.715/100 = 20.392 lt$
- Agregado grueso = $(0.32 - 2.512) \times 754.143/100 = - 16.531 lt$
- Suma = 3.861 lit

l) Agua efectiva:

- Agua = $216 - 3.861 = 212.139 lt$

m) Material de diseño por m³:

- Cemento: 387.097 kg
- Agregado fino: 936.715 kg
- Agregado grueso: 754.143 kg
- Agua: 212.139 lt

n) Reajuste a las proporciones por m³

- Cemento: 295 kg
- Agregado fino: 936.715 kg
- Agregado grueso: 754.143 kg
- Agua: x

o) Hallando el agua con la relación agua cemento:

- Teniendo la relación del a/c que es 0.558
- Teniendo el peso del cemento que es de 295 kg
- Factor C.= $295/42.5 = 6.941 bls.$
- Se halla:
a/c=0.558
a/295=0.558
a=164.61 lts

- Agua = $164.61 + 3.861 = 168.471$ lts.
- p) Proporcionamiento en peso del diseño:
- Cemento: $295 \text{ kg}/295 \text{ kg} = 1$
 - Agregado fino: $936.715 \text{ kg}/295 \text{ kg} = 3.18$
 - Agregado grueso: $754.143 \text{ kg}/295 \text{ kg} = 2.56$
 - Agua: $168.471 \text{ lts}/6.941 = 24.27$ lts
 - 1 : 3.18: 2.56 : 24.27 lts/bolsa
- q) Ensayos de probetas a compresión del concreto simple:

A continuación, se muestran las resistencias halladas en el laboratorio de ingeniería civil, se elaboró 9 probetas en total, y se ensayó en distintas edades, mostrando los siguientes resultados:

- Ensayos a compresión del concreto simple a los 3 días de edad:

A continuación, se muestran los resultados de 3 probetas sometidas a rotura, al tener una edad de 3 días:

Tabla 34.

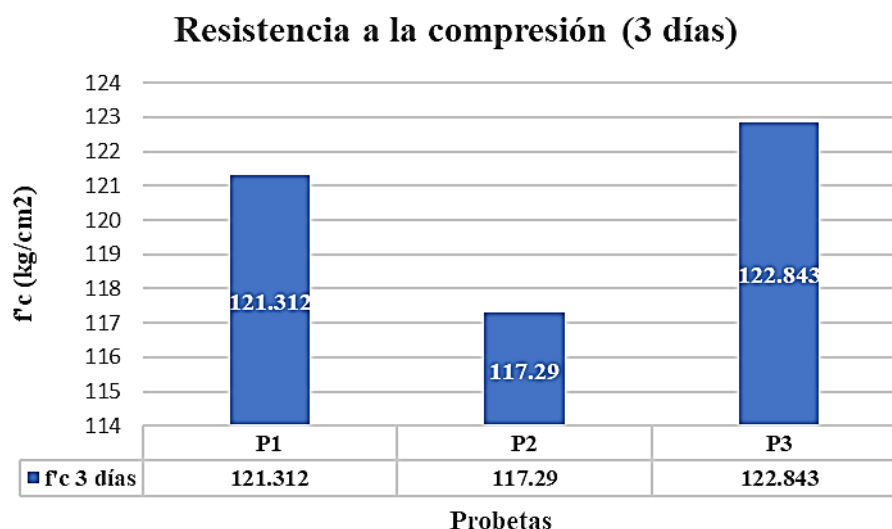
Resistencia a la Compresión de las Probetas de 3 días de Edad

Nº Probeta	Diámetro Inferior (cm)	Diámetro Superior (cm)	Peso (kg)	Altura (cm)	Carga (Tn)	Resistencia (Kg/cm ²)
P1	15.194	15.197	13.077	30.01	22	121.312
P2	15.102	15.095	12.997	30.02	21	117.29
P3	15.104	15.097	12.995	30.01	22	122.843

Nota: En la tabla se muestra el número de la probeta, con sus características, entre peso y medias. Con una resistencia que varía de 117.29 kg/cm², a 122.843 kg/cm². Teniendo un promedio de 43% del 280 f'c esperado. Superando el valor mínimo indicado de la normativa de 30%.

Figura 64.

Gráficos de Comparación de Resistencias de Probetas a los 3 días de Edad



Nota: Gráficos en Excel para comprobación de resultados de resistencias en probetas.

- Ensayos a compresión del concreto simple a los 14 días de edad:

A continuación, se muestran los resultados de 3 probetas sometidas a rotura, al tener una edad de 14 días:

Tabla 35.

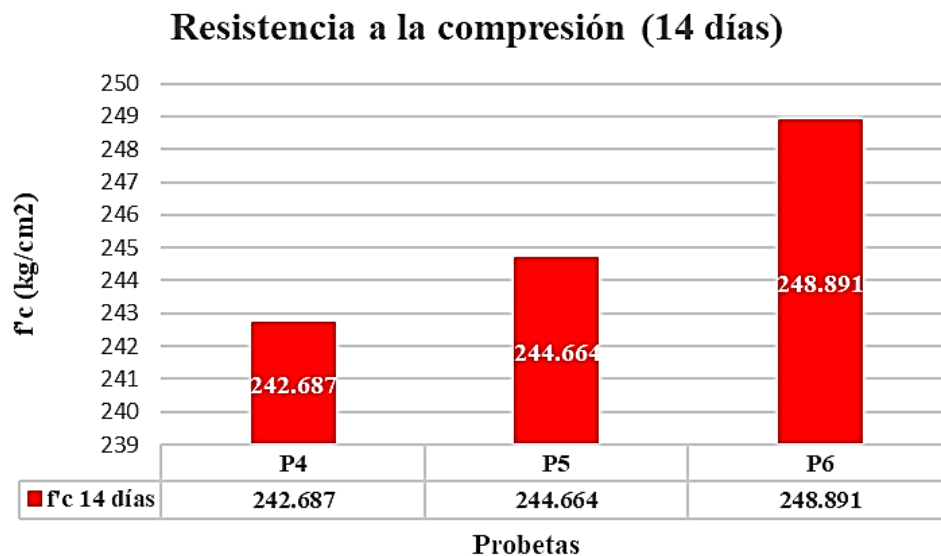
Resistencia a la Compresión de las Probetas de 14 días de Edad

Nº Probeta	Diámetro Inferior (cm)	Diámetro Superior (cm)	Peso (kg)	Altura (cm)	Carga (Tn)	Resistencia (Kg/cm ²)
P4	15.197	15.19	12.996	30.02	44	242.687
P5	15.134	15.13	13.005	30.02	44	244.664
P6	15.175	15.17	12.997	30.03	45	248.891

Nota: En la tabla se muestra el número de la probeta, con sus características, entre peso y medias. Con una resistencia que varía de 242.687 kg/cm², a 248.891 kg/cm². Teniendo un promedio de 87.65% del 280 f'c esperado. Superando el valor mínimo indicado de la normativa de 75%.

Figura 65.

Gráficos de Comparación de Resistencias de Probetas a los 14 días de Edad



Nota: Gráficos en Excel para comprobación de resultados de resistencias en probetas.

- Ensayos a compresión del concreto simple a los 28 días de edad:

A continuación, se muestran los resultados de 3 probetas sometidas a rotura, al tener una edad de 28 días:

Tabla 36.

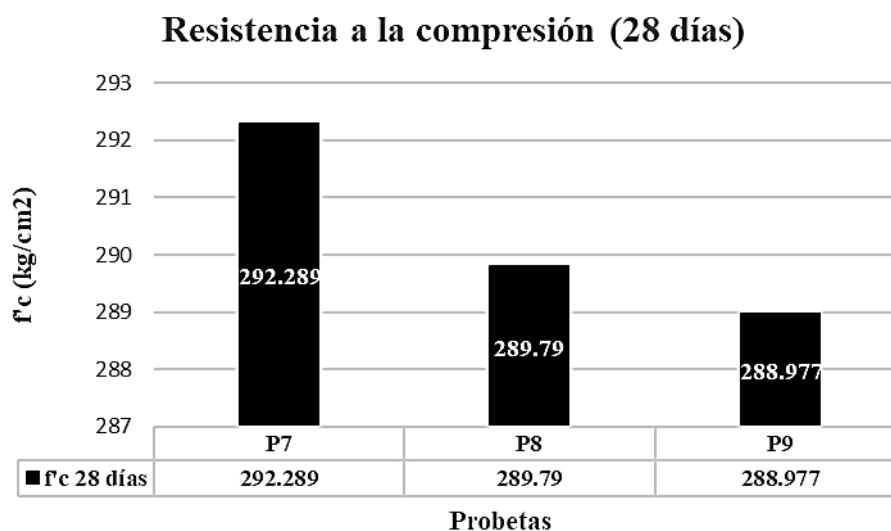
Resistencia a la Compresión de las Probetas de 28 días de Edad

N° Probeta	Diámetro Inferior (cm)	Diámetro Superior (cm)	Peso (kg)	Altura (cm)	Carga (Tn)	Resistencia (Kg/cm ²)
P7	15.196	15.194	13.037	30.015	53	292.289
P8	15.118	15.113	13.001	30.02	52	289.79
P9	15.140	15.134	12.996	30.02	52	288.977

Nota: En la tabla se muestra el número de la probeta, con sus características, entre peso y medias. Con una resistencia que varía de 288.977 kg/cm², a 292.289 kg/cm². Teniendo un promedio de 103.7 % del 280 f'c esperado. Superando el 100% esperado.

Figura 66.

Gráficos de Comparación de Resistencias de Probetas a los 28 días de Edad



Nota: Gráficos en Excel para comprobación de resultados de resistencias en probetas.

ANEXO C: FICHA TÉCNICA DEL CEMENTO



CEMENTOS PACASMAYO S.A.A.

Calle La Colonia Nro.150 Urb. El Vivero de Monterrico Santiago de Surco - Lima
Carretera Panamericana Norte Km. 666 Pacasmayo - La Libertad
Teléfono 317 - 6000



G-CC-F-04
Versión 03

Cemento Portland Tipo I

Conforme a la NTP 334.009 / ASTM C150
Pacasmayo, 20 de Setiembre del 2017

COMPOSICIÓN QUÍMICA		CPSAA	Requisito NTP 334.009 / ASTM C150
MgO	%	2.3	Máximo 6.0
SiO ₂	%	2.7	Máximo 3.0
Pérdida por Ignición	%	3.0	Máximo 3.5
Residuo Insoluble	%	0.92	Máximo 1.5

PROPIEDADES FÍSICAS		CPSAA	Requisito NTP 334.009 / ASTM C150
Contenido de Aire	%	7	Máximo 12
Expansión en Autoclave	%	0.09	Máximo 0.80
Superficie Específica	cm ² /g	3750	Mínimo 2800
Densidad	g/mL	3.10	NO ESPECIFICA

Resistencia Compresión :

Resistencia Compresión a 3 días	MPa (Kg/cm ²)	26.1 (266)	Mínimo 12.0 (Mínimo 122)
Resistencia Compresión a 7 días	MPa (Kg/cm ²)	33.9 (346)	Mínimo 19.0 (Mínimo 194)
Resistencia Compresión a 28 días (*)	MPa (Kg/cm ²)	42.3 (431)	Mínimo 28.0 (Mínimo 286)

Tiempo de Fraguado Vicat :

Fraguado Inicial	min	138	Mínimo 45
Fraguado Final	min	267	Máximo 375

Los resultados arriba mostrados, corresponden al promedio del cemento despachado durante el periodo del 01-08-2017 al 31-08-2017.

La resistencia a la compresión a 28 días corresponde al mes de Julio 2017.

(*) Requisito opcional.

Ing. Gabriel G. Mansilla Fiestas
Superintendente de Control de Calidad

Solicitado por :

Distribuidora Norte Pacasmayo S.R.L.

Está totalmente prohibida la reproducción total o parcial de este documento sin la autorización de Cementos Pacasmayo S.A.A.

ANEXO D: CONSTANCIA DEL LABORATORIO



Universidad Nacional de Cajamarca
FACULTAD DE INGENIERÍA
Laboratorio de Ensayo de Materiales



El jefe del Laboratorio de Ensayo de Materiales de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cajamarca expide, la siguiente:

CONSTANCIA

A nombre del **Bach. JOSÉ ALFIO RODAS CORTEZ**, Exalumno de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Cajamarca, con la cual se da constancia que se han realizado las siguientes actividades:

ÍTEM	DETALLE
01	Ensayo análisis granulométrico
02	Ensayo contenido de humedad
03	Ensayo peso unitario suelto y compactado
04	Ensayo peso específico
05	Ensayo de absorción
06	Elaboración de probetas cilíndricas de concreto
07	Elaboración de pórticos de concreto armado
08	Ensayo a compresión en muestras cilíndricas
09	Ensayo a flexión de pórticos

Para la Tesis Titulada: **"SIMULACIÓN NUMÉRICA Y ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LA LONGITUD DE ANCLAJE EN CONEXIONES DE CONCRETO REFORZADO"**. Las actividades se desarrollaron del 01 de agosto al 30 de setiembre de 2025.

Se expide el presente, para fines que se estime conveniente.

Cajamarca, 31 de octubre de 2025.

Atentamente:


Dr. Ing. Miguel A. Mosquera Moreno
JEFE DE LABORATORIO ENSAYO DE MATERIALES

c.c. a:
_Archivo

ANEXO E: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

a) Predimensionamiento Viga:

- Según RNE 060, con una luz de 1 m se considera lo siguiente:

$$\frac{Ln}{21} = \frac{1\text{ m}}{21} = 0.05\text{ m} = 5\text{ cm}$$

Sin embargo, tomando algunas consideraciones

- Según Roberto Morales: Considerando una sección inicial de viga de 0.15 x 0.15 m, tenemos del Metrado de cargas:

$$\text{Peso propio de la viga} = 2400 * 0.15 * 0.15 = 54\text{ kg/m}$$

$$\text{Peso muerto} = 54\text{ kg/m}$$

$$W_u = 1.4 W_D + 1.7 W_L$$

$$W_u = 1.4 (54) + 1.7 (0)$$

$$W_u = 75.6\text{ kg/m}$$

Este valor se reemplaza en lo siguiente, dando como resultado:

$$d = \frac{\frac{Ln}{4}}{\left(\frac{1}{\sqrt{W_u}}\right)} = \frac{\frac{1}{4}}{\left(\frac{1}{\sqrt{75.6}}\right)} = 2\text{ cm}$$

- Los resultados antes hallados no son los adecuados al no tener una luz larga, y tampoco una sobrecarga importante ya que no va a desempeñar una función estructural, se tomó en cuenta las siguientes dimensiones:

$$\text{VIGA} = 15\text{ cm} \times 15\text{ cm}$$

b) Predimensionamiento Columna:

- Según Roberto Morales: para el Predimensionamiento de columnas usaremos la siguiente fórmula:

$$b * D = \frac{K P}{n f'_c}$$

- Para hallar el valor de P, realizamos un Metrado de peso muerto al no considerar sobrecargas:

$$\text{Peso propio de la viga:} = 54\text{ kg/m}$$

$$\text{Peso propio de columnas:} = 132\text{ kg/m}$$

$$W_d = 186\text{ kg/m}$$

$$W_u = 1.4 * 186\text{ kg/m} = 260.4\text{ kg/m}$$

$$b * D = \frac{1.5 (260.4)}{0.2 * 280} = 6.975\text{ cm}^2$$

- Para asegurar el correcto confinamiento de la viga dentro de la columna, de esa manera se desarrolle lo que se presenta en esta tesis, se tomó las siguientes dimensiones:

$$\text{COLUMNA} = 25 \text{ cm} \times 22 \text{ cm}$$

c) Momento nominal de la viga:

- Consideraciones generales:

$$f'_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 27.459 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 411.8793 \text{ Mpa}$$

$$E_s = 2.0 * 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

- Características de las secciones:

$$b = 15 \text{ cm}$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

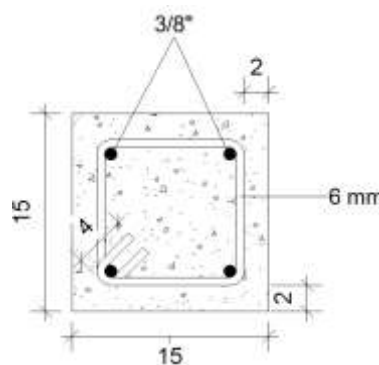
$$d = 15 \text{ cm} - (2 \text{ cm} + 0.6 \text{ cm} + \frac{1}{2} * 0.95 \text{ cm}) = 11.925 \text{ cm}$$

$$A_s = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Estribos} = 6 \text{ mm}$$

Figura 67.

Sección de Viga



Nota: Del modelado en Revit

- Cálculo de la cuantía balanceada:

$$P_b = \frac{0.85 * f'_c * \beta_1}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

$$P_b = \frac{0.85 * 280 * 0.85}{4200} \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right)$$

$$P_b = 0.0283$$

- Cálculo de la cuantía:

$$P = \frac{A_s}{b * d} = \frac{1.42}{15 * 11.925} = 0.008$$

$$P_b > P$$

Entonces falla por Tracción

- Comprobación del $A_{s, \min}$:

$$A_{s, \min} = \frac{0.22 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * bw * d = \frac{0.22 * \sqrt{20.594}}{411.8793} * 15 * 11.925 = 0.501 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, \min} < A_s$$

- Hallando M_n (+):

$$\omega = \frac{\rho * f_y}{f'_c} = \frac{0.008 * 4200}{280} = 0.12$$

$$M_n = f'_c * b * d^2 * \omega (1 - 0.59\omega)$$

$$M_n = 280 * 15 * 11.925^2 * 0.12 (1 - 0.59 * 0.12)$$

$$M_n = 66597.2832 \text{ kg} - \text{cm} = 0.67 \text{ ton} - \text{m}$$

- Hallando el M_n (-):

$$M_n = 0.85 * f'_c * a * b * (d - \frac{a}{2})$$

$$M_n = 0.85 * 280 * 15 * 15 * (11.925 - \frac{15}{2})$$

$$M_n = 236958.75 \text{ kg} - \text{cm} = 2.37 \text{ ton} - \text{m}$$

d) Cortante de la viga:

- Hallando la Resistencia al cortante, proporcionada por el concreto en elementos no pre esforzados:

$$V_c = 0.17 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.17 * \sqrt{27.459} * 150 * 119.3 = 15941.272 \text{ N} \\ = 1.6 \text{ ton}$$

- Comprobación del uso del refuerzo mín. en el pórtico:

$$0.5\phi V_c > V_u$$

Tomado de los resultados del SAP2000:

$$0.5 * 0.85 * 1.6 > 0.28$$

$$0.68 \text{ tn} > 0.28 \text{ tn}$$

- Por lo tanto, el refuerzo mínimo es:

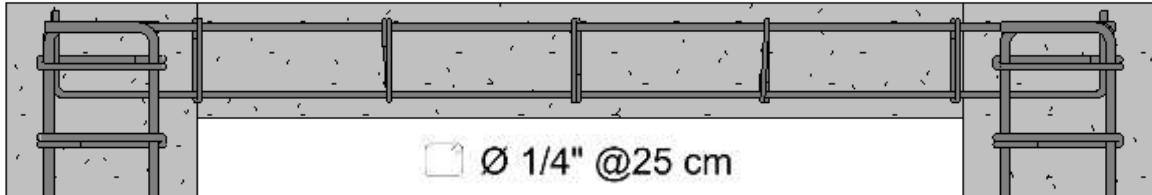
$$A_{v, \min} = 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{bw s}{f_{yt}} = 0.062 \sqrt{27.459} * \frac{15 * 25}{411.88} = 0.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero usado: } \frac{1}{4}'' \text{ Av.} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{32 * 411.88 * 119.25}{25} = 62869.3632 \text{ N} = 6.3 \text{ ton}$$

Figura 68.

Espaciamiento de los Estribos

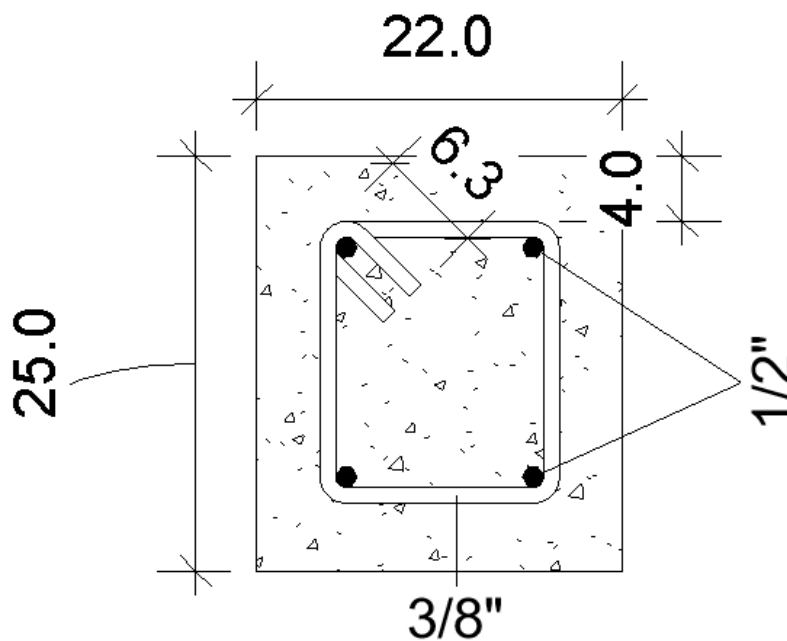


Nota: Del modelado en Revit

e) Diagramas de interacción columnas:

Figura 69.

Sección de Columna



Nota: Del modelado en Revit

- Condiciones:

Sección = 25 cm x 22 cm

$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Altura = 55 cm

Acero longitudinal: 1/2"

Acero transversal: 3/8"

- Cálculo de las condiciones d_1 , d_2 y A_{st} :

$$d_1 = d = 25 \text{ cm} - (4 + 0.95 + 1.27/2) = 19.415 \text{ cm}$$

$$d_2 = 4 + 0.95 + 1.27/2 = 5.585 \text{ cm}$$

$$A_{st1} = A_{st2} = 2 * 1.27 = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4 * 1.27 = 5.08 \text{ cm}^2$$

- Calcular la capacidad concéntrica axial y la máxima capacidad de carga axial:

$$P_o = 0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}$$

$$P_o = 0.85 * 0.28 * (22 * 25 - 5.08) + 4.2 * 5.08 = 1510.27 \text{ kn}$$

$$\text{Punta A} = (1510.27; 0)$$

- Si $z=0$

Profundidad de eje neutro

$$c = \frac{0.003}{0.003 - z * \epsilon_y} * d_1 = \frac{0.003}{0.003} * 194.15 \text{ mm} = 194.15 \text{ mm}$$

Deformación en A_{s1} :

$$\epsilon_{s1} = z * \epsilon_y = 0 * 0.0021 = 0 \text{ rad}$$

Deformación en A_{s2}

$$\epsilon_{s2} = \frac{c - d_2}{c} * 0.003 = \frac{194.15 - 55.85}{194.15} * 0.003 = 0.00213 \text{ rad}$$

Tensión en A_{s1} :

$$f_{s1} = \epsilon_{s1} * E_s = 0 \text{ MPa}$$

Tensión en A_{s2} :

$$f_{s2} = \epsilon_{s2} * E_s = 0.00213 * 200000 = 426 \text{ Mpa} > f_y \Rightarrow f_{s2} = f_y$$

$$f_{s2} = 420 \text{ Mpa}$$

Cálculo de a

$$\beta_1 = 1.05 - 0.007 * f'_c = 1.05 - 0.007 * 27.46 = 0.85 \leq 0.85$$

$$\beta_1 = 0.85 \rightarrow a = \beta_1 * c = 0.85 * 194.15 = 165.0275 \text{ mm} \leq h = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Si } a > h \rightarrow a = h$$

Fuerza en el hormigón

$$C_c = 0.85 * 27.46 * \frac{165.03 * 220}{1000} = 847.43 \text{ kn}$$

Fuerza en A_{s1} :

$$\text{Como } a = 165.03 \text{ mm} < d_1 = 194.15 \text{ mm}$$

$$\rightarrow F_{s1} = f_{s1} * A_{s1} = 0 * \frac{254}{1000} = 0 \text{ kn}$$

Fuerza en As2:

$$\text{Como } a = 165.03 \text{ mm} \geq d_2 = 55.85 \text{ mm}$$

$$\rightarrow F_{s2} = (f_{s2} - 0.85 * f'_c) * A_{s2} = (420 - 0.85 * 27.46) * \frac{254}{1000} = 100.75 \text{ kn}$$

Cálculo de P_n :

$$P_n = C_c + F_{s1} + F_{s2} = 845.43 + 0 + 100.75 = 946.18 \text{ kn}$$

Cálculo de M_n :

$$M_n = C_c * \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + F_{s1} \left(\frac{h}{2} - d_1\right) + F_{s2} \left(\frac{h}{2} - d_2\right)$$

$$M_n = \frac{847.43}{1000} * \left(\frac{250}{2} - \frac{165.03}{2}\right) + 0 + \frac{100.75}{1000} \left(\frac{250}{2} - 55.85\right) = 42.97 \text{ kn} - m$$

Punto B (P_n ; M_n) = (946.18; 42.97)

- $Z = -1$

Profundidad de eje neutro

$$c = \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} * d_1 = \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} * 194.15 \text{ mm} = 114.21 \text{ mm}$$

Deformación en As1:

$$\varepsilon_{s1} = z * \varepsilon_y = -1 * 0.0021 = -0.0021 \text{ rad}$$

Deformación en As2

$$\varepsilon_{s2} = \frac{c - d_2}{c} * 0.003 = \frac{114.21 - 55.85}{114.21} * 0.003 = 0.00153 \text{ [rad]}$$

Tensión en As1:

$$f_{s1} = \varepsilon_{s1} * E_s = -0.0021 * 200000 = -420 \text{ MPa} \rightarrow f_{s1} = -f_y$$

$$f_{s1} = -420 \text{ MPa}$$

Tensión en As2:

$$f_{s2} = \varepsilon_{s2} * E_s = 0.00153 * 200000 = 306 \text{ Mpa} < f_y$$

$$f_{s2} = 306 \text{ Mpa}$$

Cálculo de a

$$\beta_1 = 1.05 - 0.007 * f'_c = 1.05 - 0.007 * 27.46 = 0.85 \leq 0.85$$

$$\beta_1 = 0.85 \rightarrow a = \beta_1 * c = 0.85 * 114.21 = 97.08 \text{ mm} \leq h = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Si } a > h \rightarrow a = h$$

Fuerza en el hormigón

$$C_c = 0.85 * 27.46 * \frac{114.21 * 220}{1000} = 586.47 \text{ kn}$$

Fuerza en A_{s1} :

$$\text{Como } a = 114.21 \text{ mm} < d_1 = 194.15 \text{ mm}$$

$$\rightarrow F_{s1} = f_{s1} * A_{s1} = -420 * \frac{254}{1000} = -106.68 \text{ kn}$$

Fuerza en A_{s2} :

$$\text{Como } a = 114.21 \text{ mm} \geq d_2 = 55.85 \text{ mm}$$

$$\rightarrow F_{s2} = (f_{s2} - 0.85 * f'_c) * A_{s2} = (306 - 0.85 * 27.46) * \frac{254}{1000} = 71.8 \text{ kn}$$

Cálculo de P_n :

$$P_n = C_c + F_{s1} + F_{s2} = 586.47 - 106.68 + 71.8 = 551.59 \text{ kn}$$

Cálculo de M_n :

$$M_n = C_c * \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + F_{s1} \left(\frac{h}{2} - d_1\right) + F_{s2} \left(\frac{h}{2} - d_2\right)$$

$$M_n = \frac{586.47}{1000} * \left(\frac{250}{2} - \frac{114.21}{2}\right) + \frac{-106.68}{1000} \left(\frac{250}{2} - 194.15\right) + \frac{71.8}{1000} \left(\frac{250}{2} - 55.85\right) \\ = 52.16 \text{ kn} - m$$

Punto C (P_n ; M_n) = (551.59; 52.16)

- $z = -2$

Profundidad de eje neutro

$$c = \frac{0.003}{0.003 + 2 * 0.0021} * d_1 = \frac{0.003}{0.003 + 0.0042} * 194.15 \text{ mm} = 80.9 \text{ mm}$$

Deformación en A_{s1} :

$$\varepsilon_{s1} = z * \varepsilon_y = -2 * 0.0021 = -0.0042 \text{ rad}$$

Deformación en A_{s2} :

$$\varepsilon_{s2} = \frac{c - d_2}{c} * 0.003 = \frac{80.9 - 55.85}{80.9} * 0.003 = 0.00092 \text{ [rad]}$$

Tensión en A_{s1} :

$$f_{s1} = \varepsilon_{s1} * E_s = -0.0042 * 200000 = -840 \text{ MPa} > -f_y \Rightarrow f_{s2} = -f_y$$

$$f_{s1} = -420 \text{ MPa}$$

Tensión en A_{s2} :

$$f_{s2} = \varepsilon_{s2} * E_s = 0.00092 * 200000 = 184 \text{ MPa} < f_y$$

$$f_{s2} = 184 \text{ MPa}$$

Cálculo de a

$$\beta_1 = 1.05 - 0.007 * f'_c = 1.05 - 0.007 * 27.46 = 0.85 \leq 0.85$$

$$\beta_1 = 0.85 \rightarrow a = \beta_1 * c = 0.85 * 80.9 = 68.77 \text{ mm} \leq h = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Si } a > h \rightarrow a = h$$

Fuerza en el hormigón

$$C_c = 0.85 * 27.46 * \frac{68.77 * 220}{1000} = 353.14 \text{ kn}$$

Fuerza en A_{s1} :

$$\text{Como } a = 68.77 \text{ mm} < d_1 = 194.15 \text{ mm}$$

$$\rightarrow F_{s1} = f_{s1} * A_{s1} = -420 * \frac{254}{1000} = -106.68 \text{ kn}$$

Fuerza en A_{s2} :

$$\text{Como } a = 68.77 \text{ mm} \geq d_2 = 55.85 \text{ mm}$$

$$\rightarrow F_{s2} = (f_{s2} - 0.85 * f'_c) * A_{s2} = (184 - 0.85 * 27.46) * \frac{254}{1000} = 40.81 \text{ kn}$$

Cálculo de P_n :

$$P_n = C_c + F_{s1} + F_{s2} = 353.14 - 106.68 + 40.81 = 287.13 \text{ kn}$$

Cálculo de M_n :

$$M_n = C_c * \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + F_{s1} \left(\frac{h}{2} - d_1\right) + F_{s2} \left(\frac{h}{2} - d_2\right)$$
$$M_n = \frac{353.14}{1000} * \left(\frac{250}{2} - \frac{68.77}{2}\right) + \frac{-106.68}{1000} \left(\frac{250}{2} - 194.15\right) + \frac{40.81}{1000} \left(\frac{250}{2} - 55.85\right)$$
$$= 42.20 \text{ kn} - m$$

Punto D (P_n, M_n) = (287.13; 42.20)

$$\bullet \quad z = -4$$

Profundidad de eje neutro

$$c = \frac{0.003}{0.003 + 4 * 0.0021} * d_1 = \frac{0.003}{0.003 + 0.0084} * 194.15 \text{ mm} = 51.09 \text{ mm}$$

Deformación en A_{s1} :

$$\varepsilon_{s1} = z * \varepsilon_y = -4 * 0.0021 = -0.0084 \text{ rad}$$

Deformación en A_{s2} :

$$\varepsilon_{s2} = \frac{c - d_2}{c} * 0.003 = \frac{51.09 - 55.85}{51.09} * 0.003 = -0.00027 \text{ [rad]}$$

Tensión en A_{s1} :

$$f_{s1} = \varepsilon_{s1} * E_s = -0.0084 * 20000 = -1680 \text{ MPa} > -f_y \Rightarrow f_{s2} = -f_y$$

$$f_{s1} = -420 \text{ MPa}$$

Tensión en A_{s2}:

$$f_{s2} = \varepsilon_{s2} * E_s = -0.00027 * 200000 = -54 \text{ Mpa} < f_y$$

$$f_{s2} = -54 \text{ Mpa}$$

Cálculo de a

$$\beta_1 = 1.05 - 0.007 * f'_c = 1.05 - 0.007 * 27.46 = 0.85 \leq 0.85$$

$$\beta_1 = 0.85 \rightarrow a = \beta_1 * c = 0.85 * 51.09 = 43.43 \text{ mm} \leq h = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Si } a > h \rightarrow a = h$$

Fuerza en el hormigón

$$C_c = 0.85 * 27.46 * \frac{43.43 * 220}{1000} = 223.01 \text{ kn}$$

Fuerza en A_{s1}:

$$\text{Como } a = 43.43 \text{ mm} < d_1 = 194.15 \text{ mm}$$

$$\rightarrow F_{s1} = f_{s1} * A_{s1} = -420 * \frac{254}{1000} = -106.68 \text{ kn}$$

Fuerza en A_{s2}:

$$\text{Como } a = 43.43 \text{ mm} < d_2 = 55.85 \text{ mm}$$

$$\rightarrow F_{s2} = f_{s2} * A_{s2} = -54 * \frac{254}{1000} = -13.72 \text{ kn}$$

Cálculo de P_n:

$$P_n = C_c + F_{s1} + F_{s2} = 223.01 - 106.68 - 13.72 = 102.61 \text{ kn}$$

Cálculo de M_n:

$$M_n = C_c * \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + F_{s1} \left(\frac{h}{2} - d_1\right) + F_{s2} \left(\frac{h}{2} - d_2\right)$$

$$M_n = \frac{223.01}{1000} * \left(\frac{250}{2} - \frac{43.43}{2}\right) + \frac{-106.68}{1000} \left(\frac{250}{2} - 194.15\right) + \frac{-13.72}{1000} \left(\frac{250}{2} - 55.85\right) \\ = 29.46 \text{ kn} - m$$

Punto E (P_n, M_n) = (102.61; 29.46)

○ Cálculo de la Capacidad para Carga Axial en Tracción:

$$P_{nt} = \sum_{i=1}^n (-f_y * A_{si})$$

$$P_{nt} = -\frac{420}{1000} * (508) = -213.36 \text{ kn}$$

Punto F: $(P_{nt}, M_{nt}) = (-213.36, 0)$

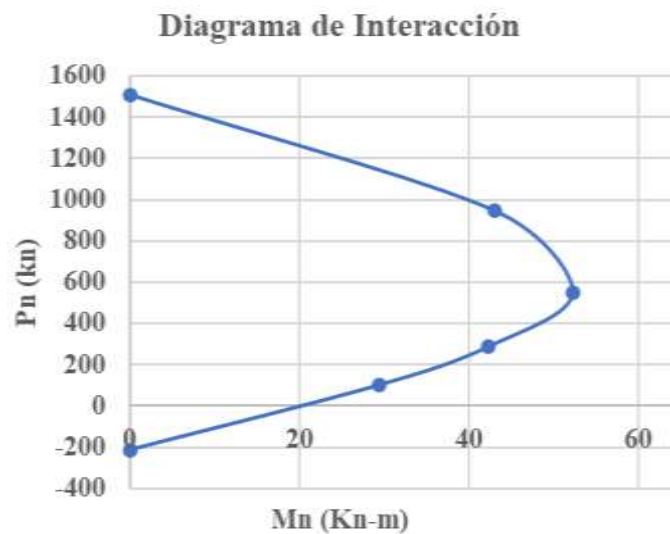
Tabla 37.

Puntos P_n M_n

P_n	M_n
1510	0
946.18	42.97
551.59	52.16
287.13	42.2
102.61	29.46
-213.36	0

Figura 70.

Diagramas de Interacción en Columnas



f) Acero en zapatas:

- Según R.N.E (E060): Cuantía mínima para zapatas no debe ser menos a 0.0012, en la cara a tracción por flexión, cuando el acero se distribuya en ambas caras de la losa.
 - En dirección $x - x // y - y$:

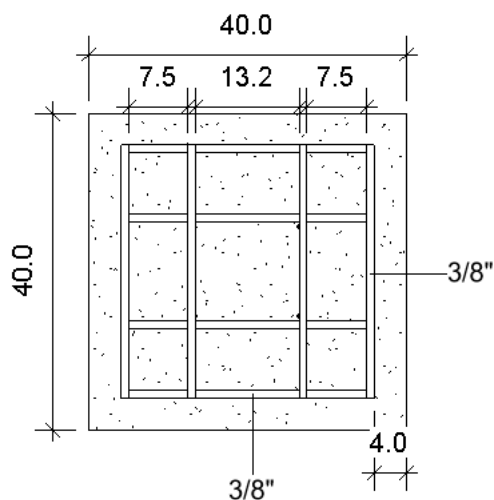
$$A_{s \min} = 0.0012 * 40 * 40$$

$$A_{s \min} = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de barra de acero } 3/8'' = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{L * A_v}{A_s} = \frac{40 * 0.71}{1.92} = 14.8 \text{ cm}$$

Figura 71.
Sección de Zapatas



Nota: Del modelado en Revit

g) Dimensionamiento de longitud de desarrollo l_{dg} y anclajes (E 060):

○ Longitud de desarrollo en unión viga columna:

$$l_{dg} = 0.24 * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} * d_b = 0.24 * \frac{411.88}{\sqrt{27.46}} * 0.95 = 17.92 \text{ cm}$$

○ Longitud de anclaje del acero longitudinal en vigas (3/8") y columnas (1/2"):

$$L_{\text{anclaje}} = 12 * 0.95 = 11.4 \text{ cm}$$

$$L_{\text{anclaje}} = 12 * 1.27 = 15.24 \text{ cm}$$

○ Longitud de anclaje del acero transversal (3/8") y (1/4"):

$$L_{\text{anclaje}} (3/8") = 6 * 0.64 = 3.84 \text{ cm}$$

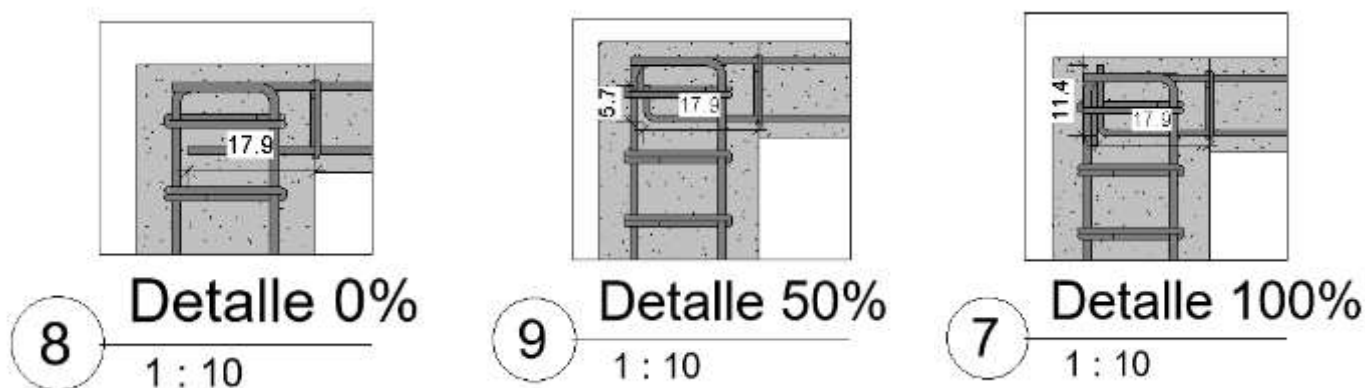
$$L_{\text{anclaje}} (1/4") = 6 * 0.95 = 5.7 \text{ cm}$$

h) Variando los casos de la longitud de anclaje:

○ Al 100 % con 11.4 cm, al 50% con 5.7 cm y al 0% con 0 cm.

Figura 72.

Casos de la longitud de Anclaje Propuestos

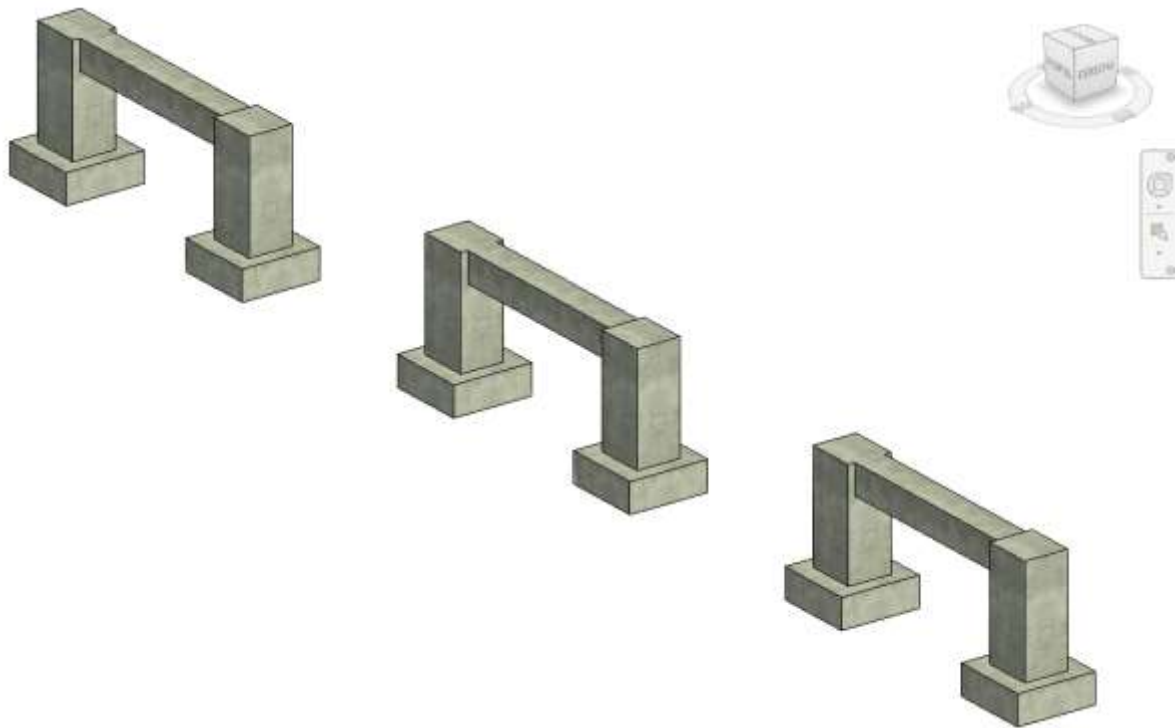


Nota: Del modelado en Revit

ANEXO F: MODELADO 3D Y PLANOS

Figura 73.

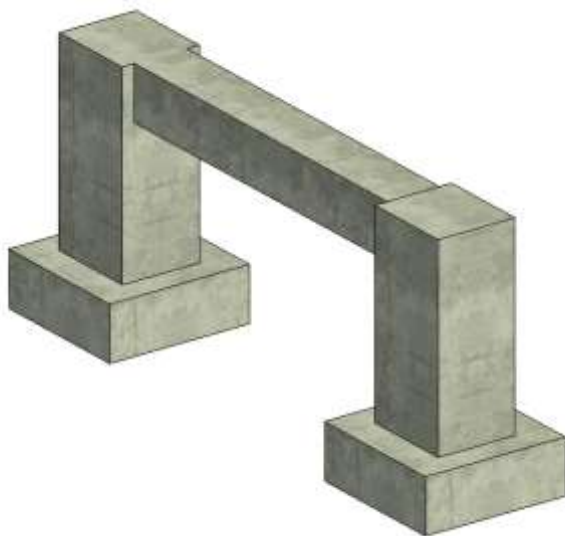
Modelado de Pórticos en Revit



Nota: Del modelado en Revit

Figura 74.

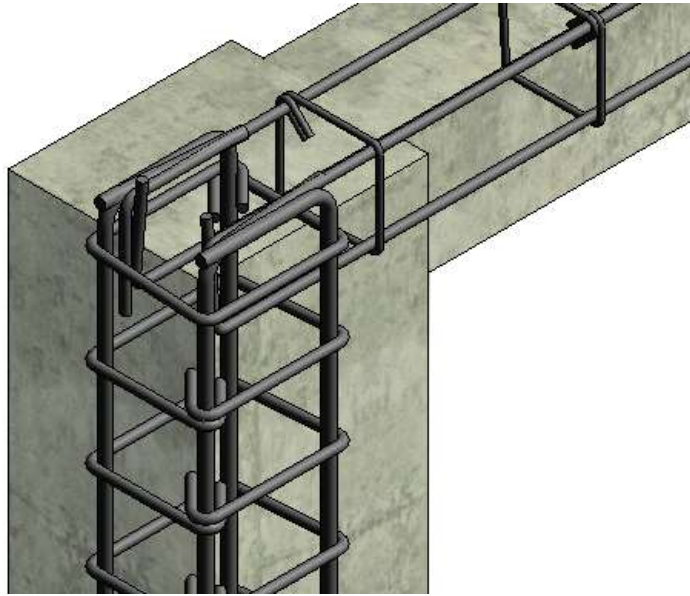
Pórtico en 3D



Nota: Del modelado en Revit

Figura 75.

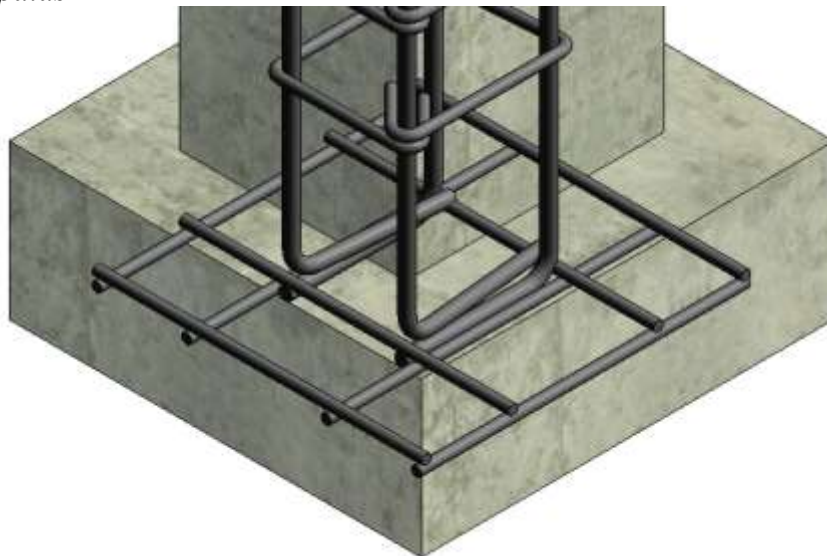
Detalle de la Unión Viga - Columna



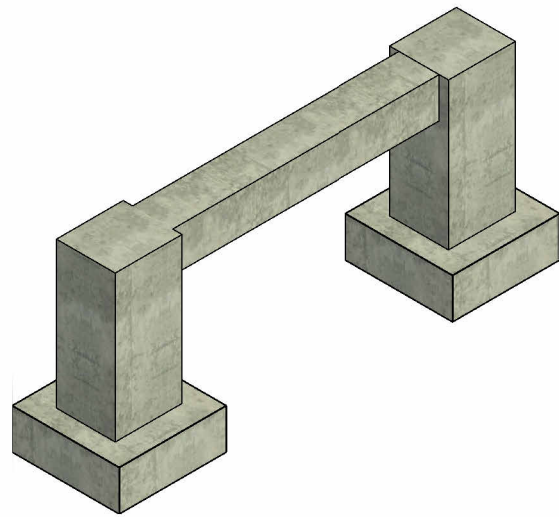
Nota: Del modelado en Revit

Figura 76.

Detalle de Zapatas

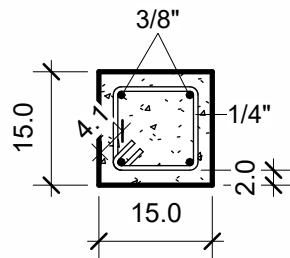


Nota: Del modelado en Revit



1

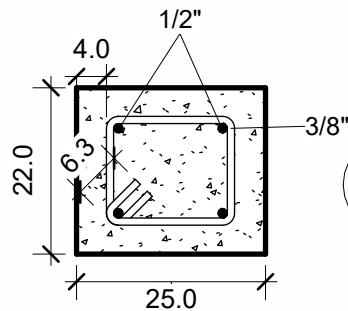
3D PÓRTICO C°A



5

Sección viga

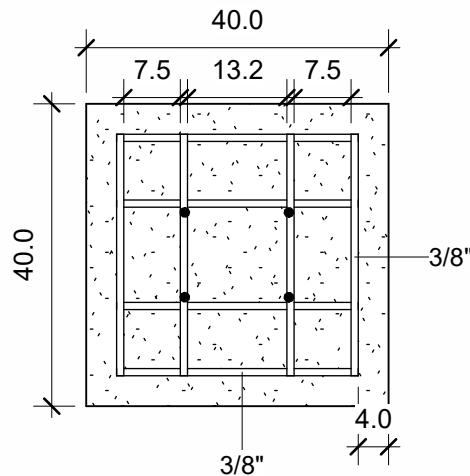
1 : 10



6

Sección columna

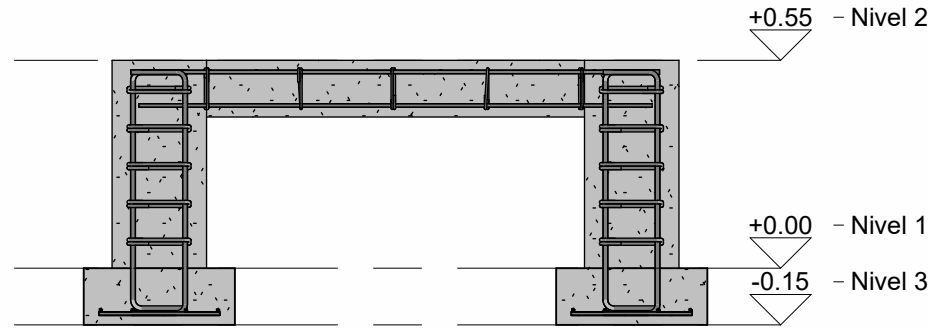
1 : 10



10

Sección Zapata

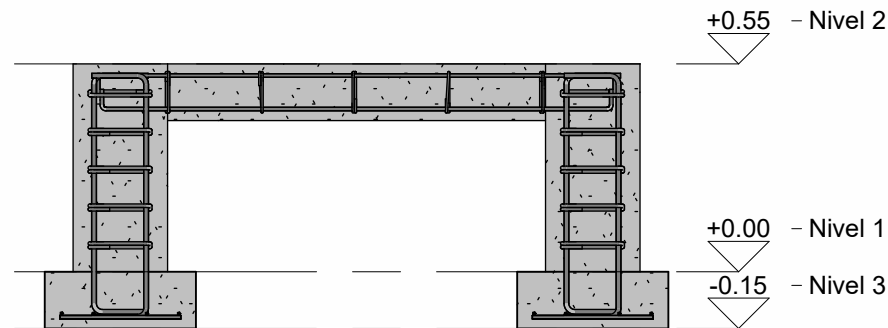
1 : 10



3

Pórtico con 0% de Anclaje

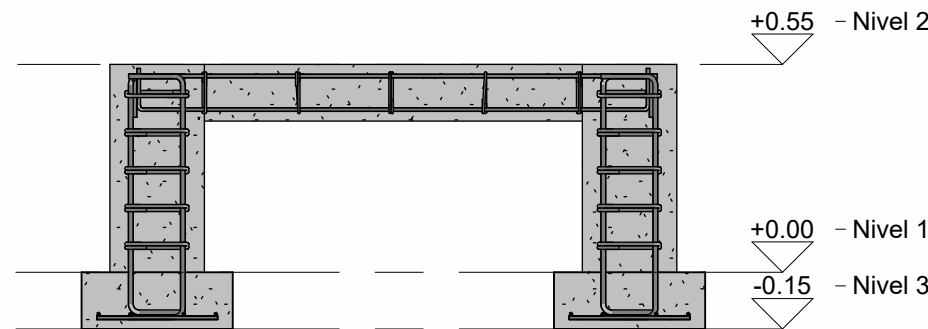
1 : 20



4

Pórtico con 50% de Anclaje

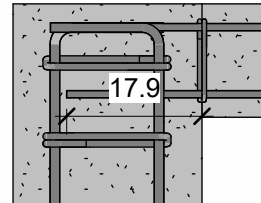
1 : 20



2

Pórtico con 100% de anclaje

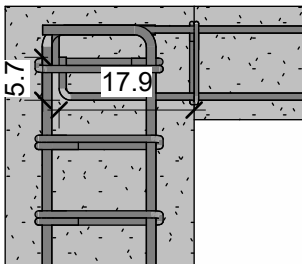
1 : 20



8

Detalle 0%

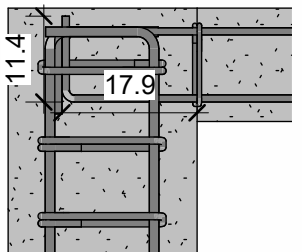
1 : 10



9

Detalle 50%

1 : 10



7

Detalle 100%

1 : 10



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

EAP: INGENIERIA CIVIL



Tesista: José Alfio Rodas Cortez

Asesor: Marcos Mendoza Linares

Lugar: Cajamarca

SIMULACIÓN NUMÉRICA Y ANALISIS EXPERIMENTAL DE LA LONGITUD DE ANCLAJE EN CONEXIONES DE CONCRETO REFORZADO

Número de proyecto 0001

Fecha 10/10/2025

Dibujado por JARC

Comprobado por MML

E 01

Escala Como se indica

ANEXO G: CONSIDERACIONES SAP 2000

- a) Se considero un concreto, con $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$; y el acero de grado 60, como se muestra a continuación:

Figura 77.

Parámetro del concreto $f'_c 280 \text{ kg/cm}^2$

S Material Property Data ✕

General Data

Material Name and Display Color	C 280 kg/cm2 ■
Material Type	Concrete ▾
Material Grade	f _c 280 kg/cm2
Material Notes	Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume	2.4
Mass per Unit Volume	0.2447

Units

Tonf, m, C ▾

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E	2509980.1
Poisson, U	0.2
Coefficient Of Thermal Expansion, A	9.900E-06
Shear Modulus, G	1045825.

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f _c	2800.
Expected Concrete Compressive Strength	2800.
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduction Factor	

☐ Switch To Advanced Property Display

[OK](#) [Cancel](#)

Nota: Del modelamiento en SAP2000.

Figura 78.
Parámetro del acero grado 60

Nota: Del modelamiento en SAP2000.

- b) Se considero una sección de viga de 15 cm x 15 cm, una sección de columna de 22 cm x 25 cm, con acero longitudinal $\frac{1}{2}$ " y transversal $\frac{3}{8}$ ":

Figura 79.
Sección de la columna del pórtico

Nota: Del modelamiento del SAP2000.

Figura 80.
Sección de la viga del pórtico

S Rectangular Section ×

Section Name **Display Color** ■

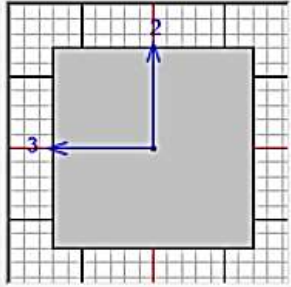
Section Notes

Dimensions

Depth (t3)

Width (t2)

Section



Properties

Material

Property Modifiers

Nota: Del modelamiento del SAP2000

- c) Se consideró una altura de columna de 55 cm y una luz libre de la viga de 1 metros, como se muestra a continuación las grillas en SAP2000:

Figura 81.

Dimensiones consideradas en SAP2000

S

Define Grid System Data

✕

System Name

GLOBAL

X Grid Data

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc	Grid Color
A	0	Primary	Yes	End	
B	1.5	Primary	Yes	End	

Add

Delete

Y Grid Data

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc	Grid Color
1	0	Primary	Yes	Start	

Add

Delete

Z Grid Data

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc
Z1	0	Primary	Yes	End
Z2	0.55	Primary	Yes	End

Add

Delete

Grid Lines

Quick Start...

1

Display Grids as

☒ Ordinates
☐ Spacing

☐ Hide All Grid Lines
☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size

0.1875

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK

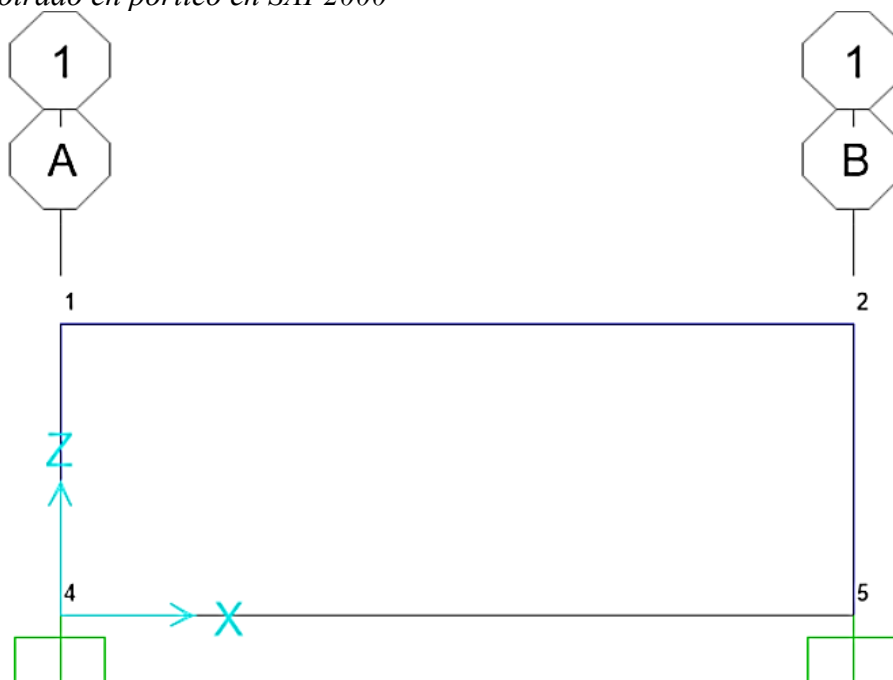
Cancel

Nota: Del modelamiento del SAP2000.

d) Se consideró un apoyo empotrado para el pórtico, como se muestra:

Figura 82.

Apoyo empotrado en pórtico en SAP2000



Nota: Del modelamiento del SAP2000.

e) Se consideró un nudo empotrado para el pórtico, como se muestra:

Figura 83.

Nodo empotrado en pórtico en SAP2000



Nota: Del modelamiento del SAP2000. En viga (12.5 cm) y en columna (7.5 cm) de empotramiento.

- f) Se consideró una carga muerta con coeficiente 1.4 como indica en el RNE, como se muestra:

Figura 84.

Nodo empotrado en pórtico en SAP2000

S Load Combination Data ×

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

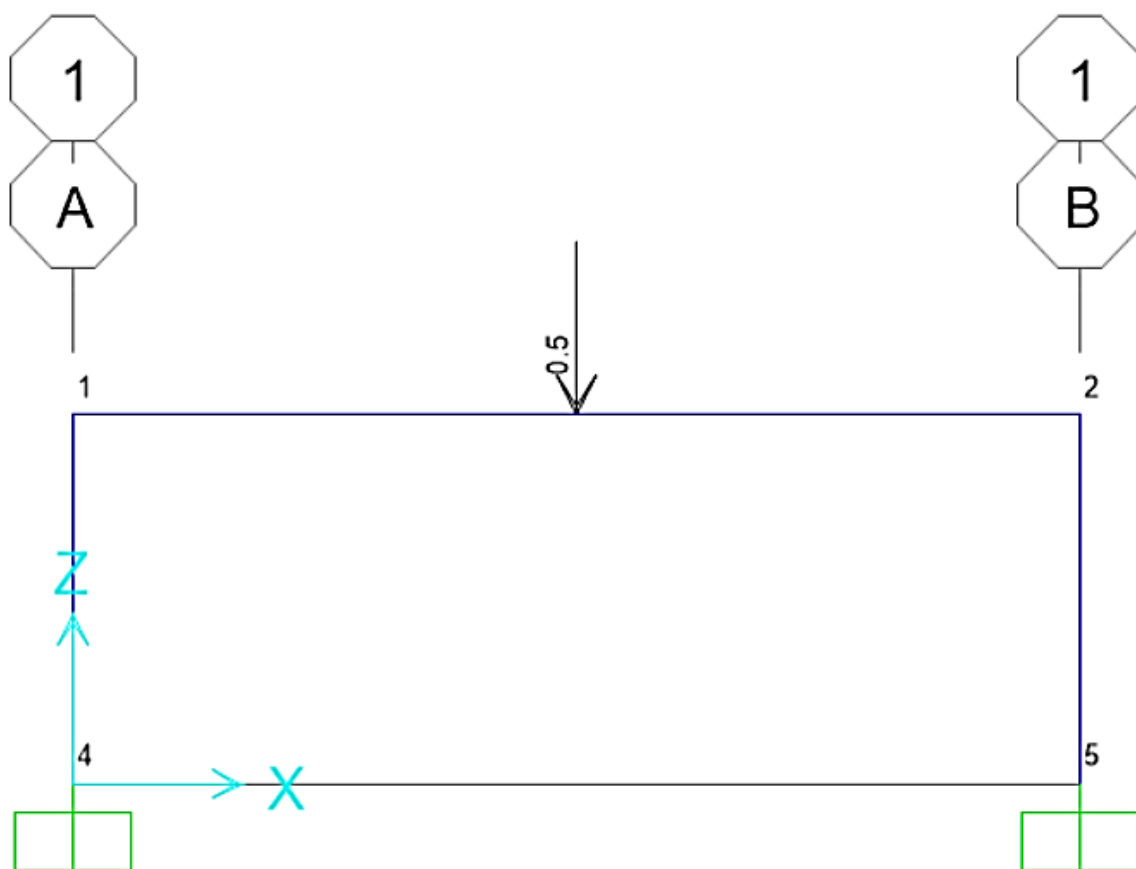
Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Mode	Scale Factor
CM	Linear Static		1.4
CM	Linear Static		1.4

Nota: Del modelamiento del SAP2000.

Figura 85.

Carga Referencial en el Modelado de SAP2000

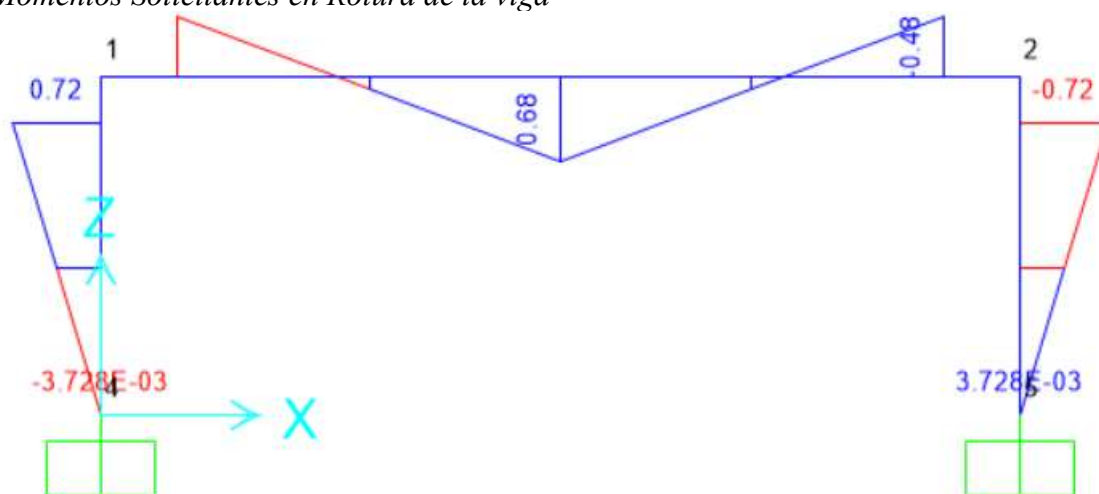


Nota: Del modelamiento del SAP2000.

- g) Se consideró una carga referencial de 3.68 tn, para el diseño de cortante ya que al ser considerado solo la carga muerta es despreciable:

Figura 86.

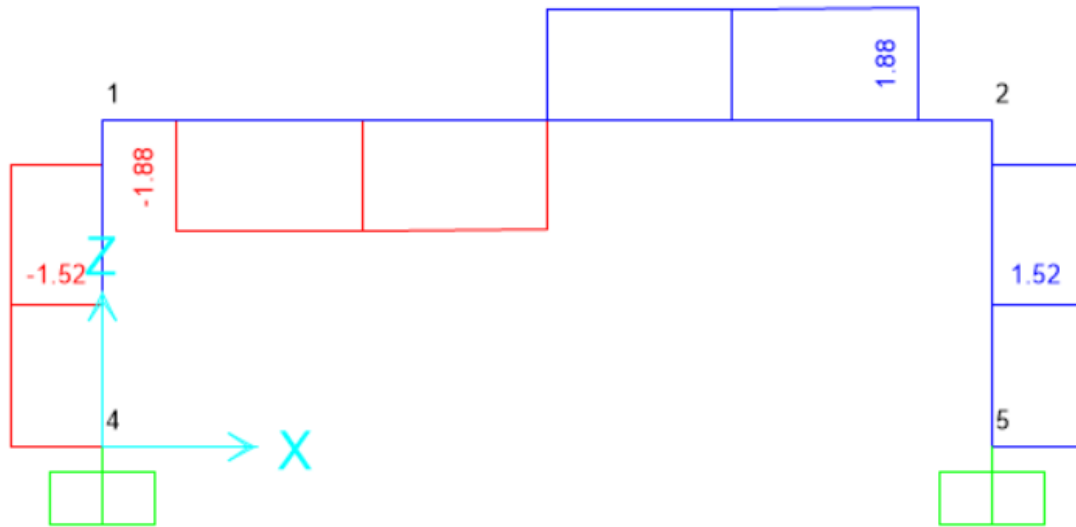
Momentos Solicitantes en Rotura de la viga



Nota: Se muestra los momentos solicitantes, cuando hipotéticamente se produce la rotura de la viga al superar el momento solicitante al momento nominal, se produce con una carga de 3.68 tn en el software SAP2000.

Figura 87.

Cortantes Solicitantes en la Rotura de la Viga



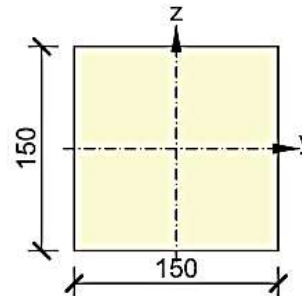
Nota: Se muestra los cortantes solicitantes, cuando hipotéticamente se produce la rotura de la viga al superar el momento solicitante al momento nominal, se produce con una carga de 3.68 tn en el software SAP2000.

ANEXO H: CONSIDERACIONES IDEASTATICA:

a) Se considero una sección de viga de 15 cm x 15 cm:



Figura 88.

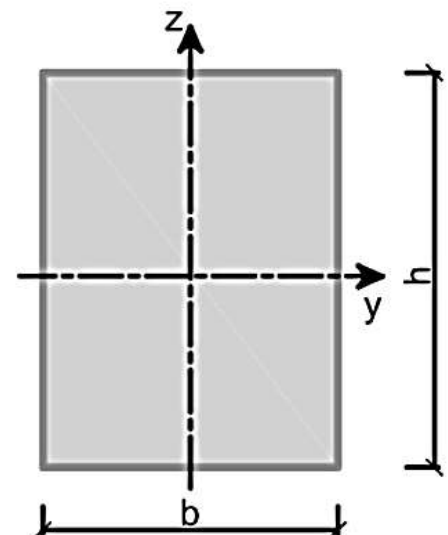
Sección de la viga 15 cm x 15 cm.



Datos

Sección   

Nombre completo		Parámetros	Características
>	1 - Rectangular 150, 150	Rectangular	
	2 - Rectangular 250, 220	<div> <div>Nombre</div> <div>Rectangular 150, 150</div> </div>	
		Geometría	
		h [mm]	150
		b [mm]	150
		Material	
		Hormigón	280 Kg/cm ²  

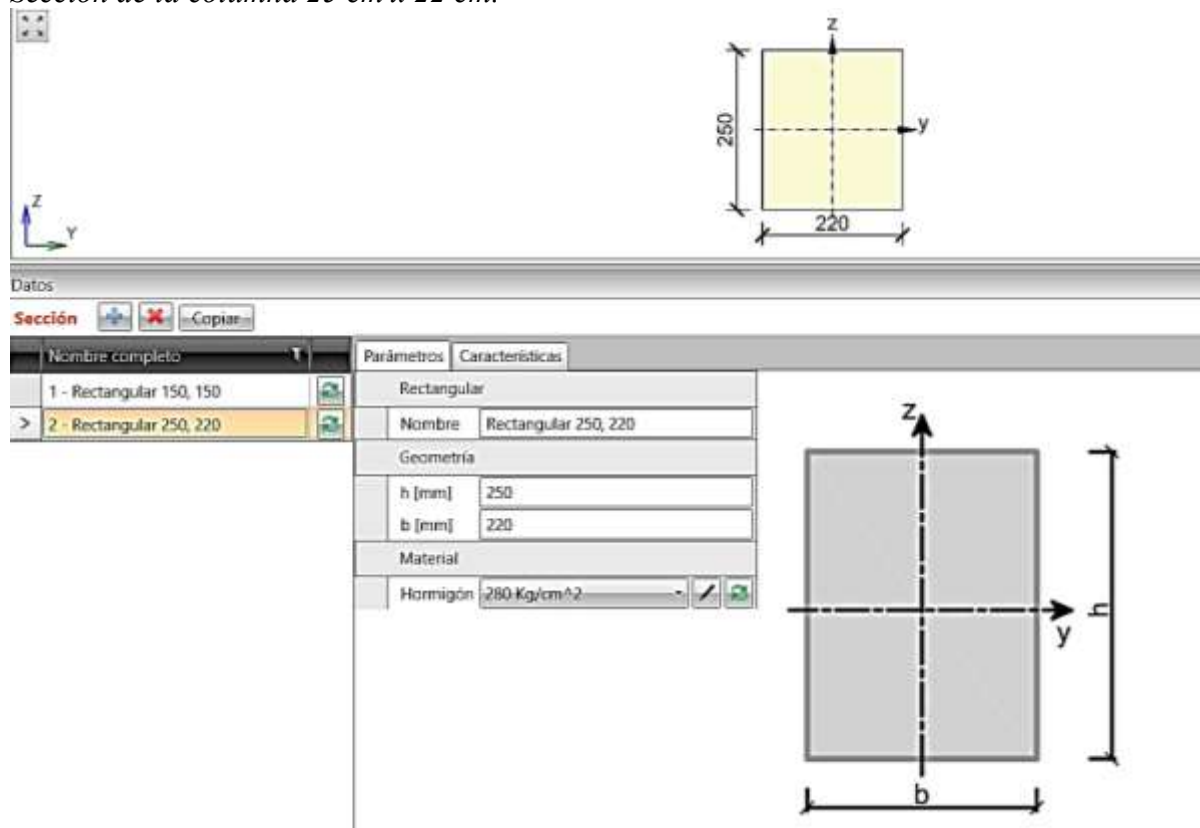


Nota: Del modelamiento del IDEASTatica.

b) Se considero una sección de columna de 25 cm x 22 cm:

Figura 89.

Sección de la columna 25 cm x 22 cm.

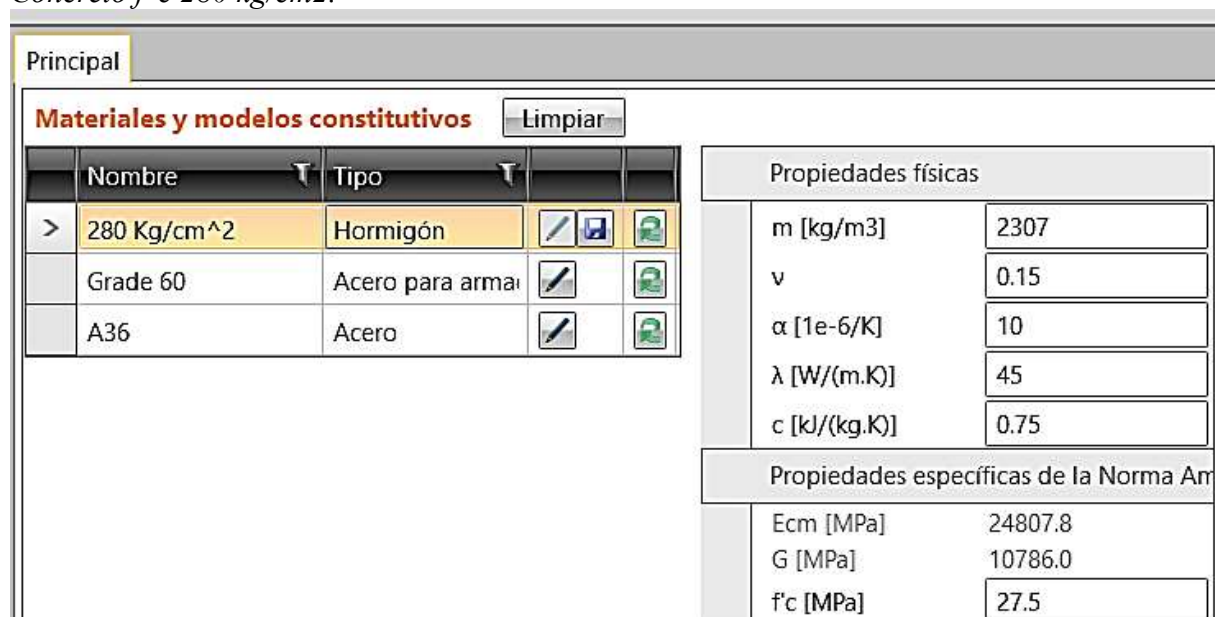


Nota: Del modelamiento del IDEAS StatiCA.

c) Se considero un concreto de $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$.

Figura 90.

Concreto $f'_c 280 \text{ kg/cm}^2$.



Nota: Del modelamiento del IDEAS StatiCA.

d) Se considero un acero de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Figura 91.

Acero $f_y 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Materiales y modelos constitutivos				Limpiar	
Nombre	Tipo				
280 Kg/cm ²	Hormigón				
Grade 60	Acero para arma				
A36	Acero				

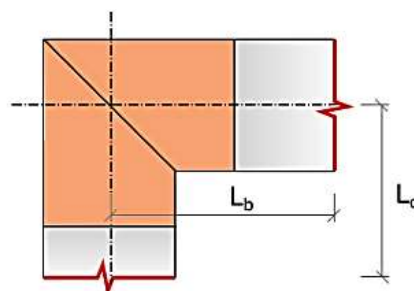
Propiedades físicas	
m [kg/m ³]	7850
E [MPa]	199938.0
ν	0.3
G [MPa]	76899.2
ACI 318-14	
f_{yk} [MPa]	413.7
ϵ_{uk} [1e-4]	50.0

Nota: Del modelamiento del IDEASStatiCA.

e) Consideraciones geométricas:

Figura 92.

Dimensiones del Modelado

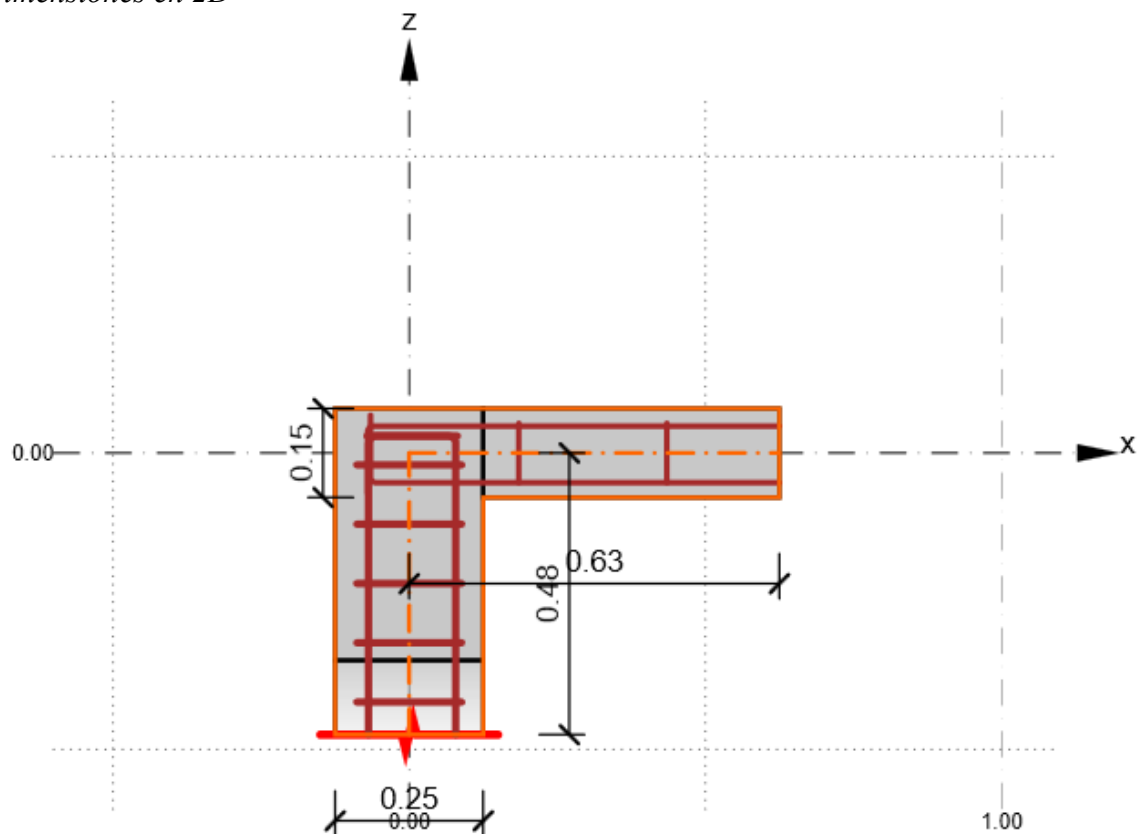


Subregiones y Detalles		Copiar	Borrar todo	Importar DXF
Nombre	Tipo			
FJ1	Unión del pórtico			

Unión del hombro del pórtico	
Tipo de unión	
Pilar	
Sección	2 - Rectangular 250, 220
Longitud [m]	0.48
Excentricidad Z [m]	0.00
Extremo recortado	<input checked="" type="checkbox"/>
Cartelas	<input type="checkbox"/>
Viga	
Sección	1 - Rectangular 150, 150
Longitud [m]	0.63
Inclinación [°]	0.0
Excentricidad Z [m]	0.00
Extremo recortado	<input type="checkbox"/>

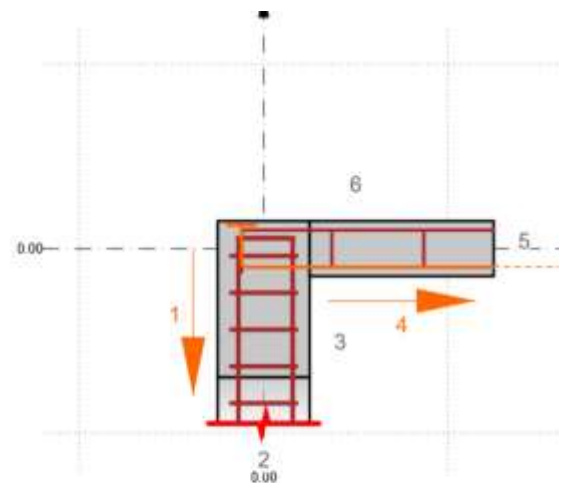
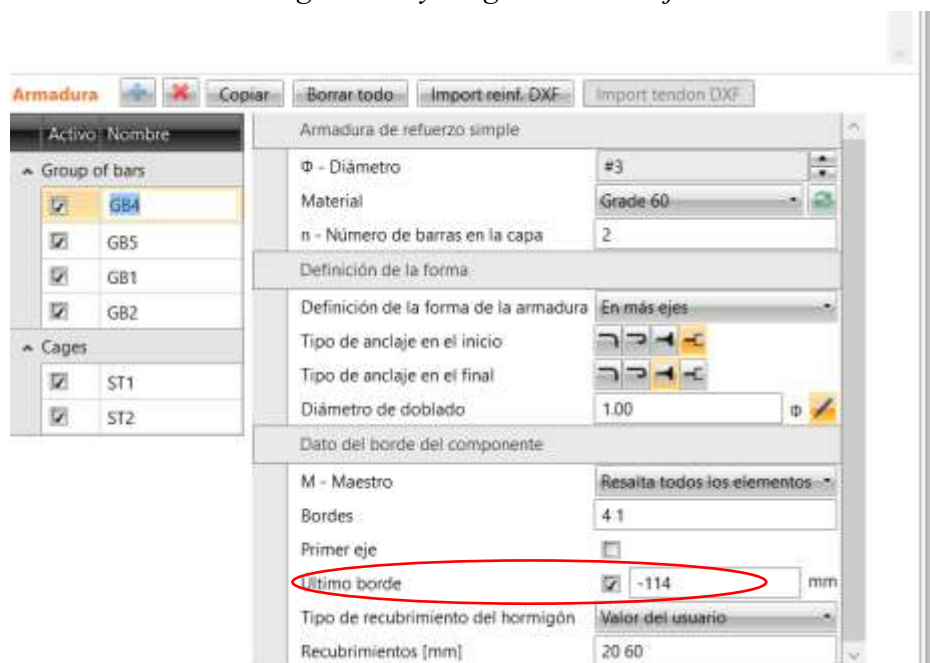
Nota: Del modelamiento del IDEASStatiCA

Figura 93.
Dimensiones en 2D



Nota: Del modelamiento del IDEASStatiCA

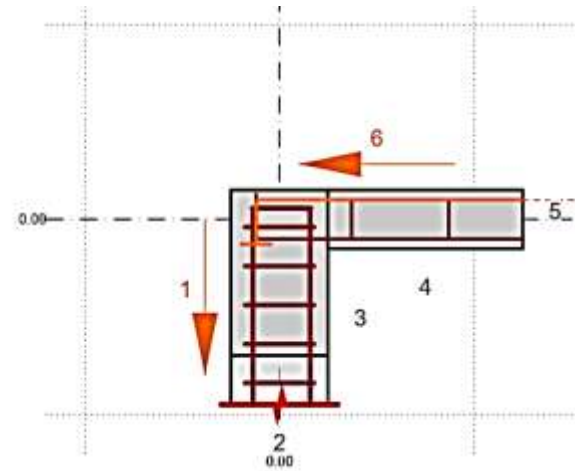
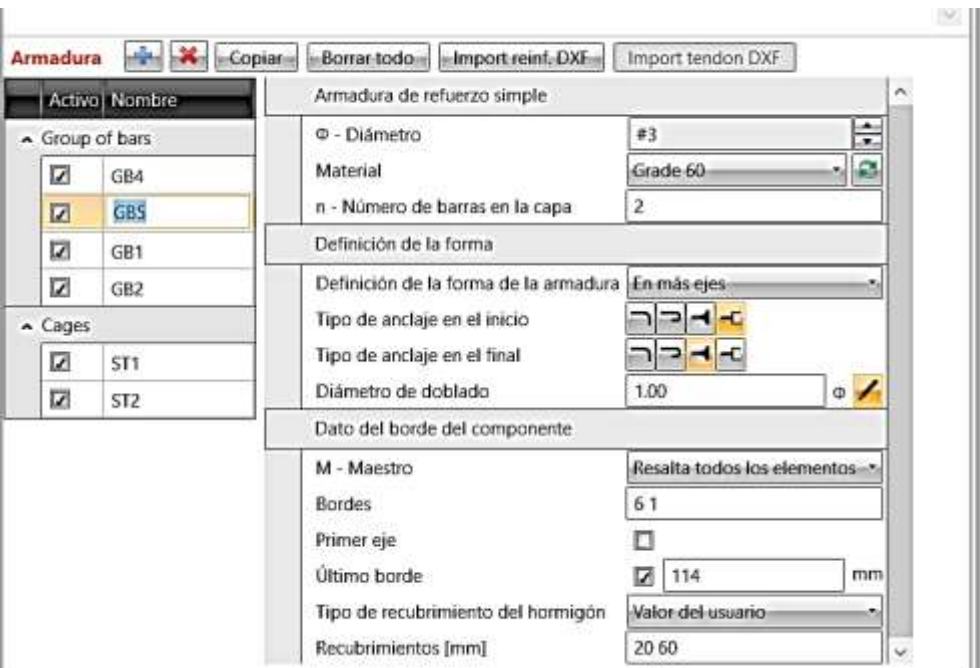
Figura 94.
Acero longitudinal y longitud de anclaje



Nota: Del modelamiento del IDEASStatiCA.

Figura 95.

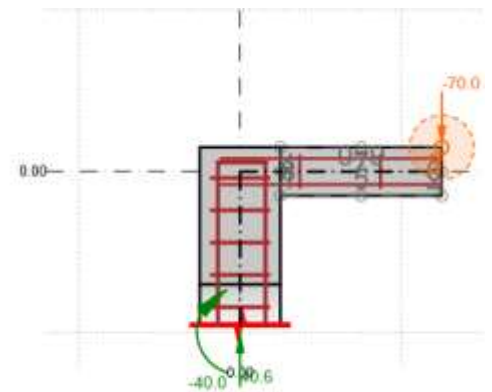
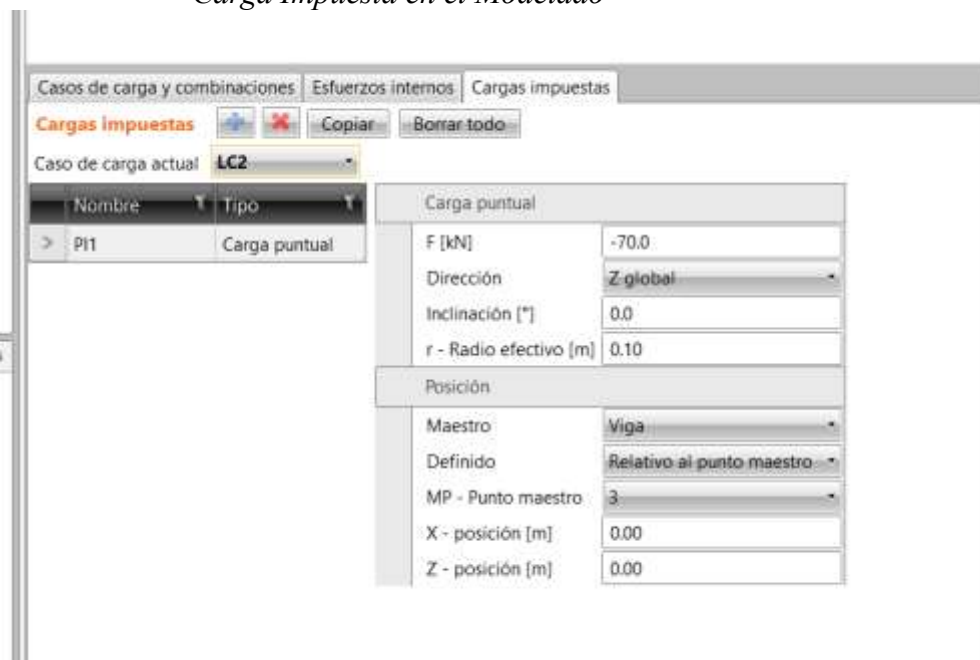
Acero longitudinal y longitud de anclaje



Nota: Del modelamiento del IDEAS StatiCA.

Figura 96.

Carga Impuesta en el Modelado

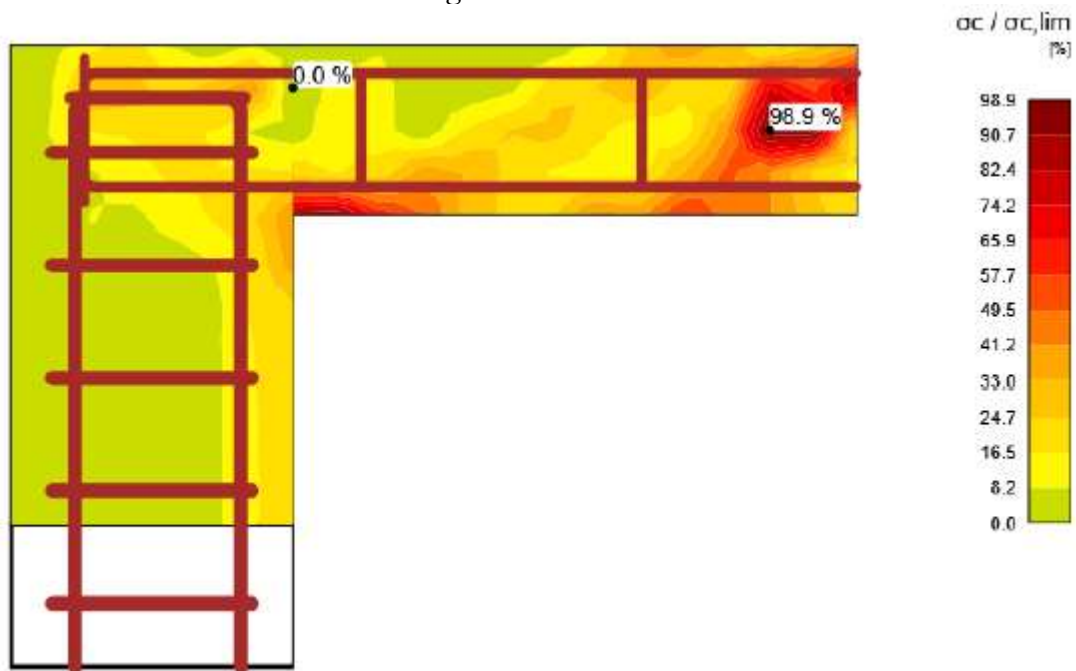


Nota: Del modelamiento del IDEAS StatiCA.

f) Resultados del anclaje al 100%:

Figura 97.

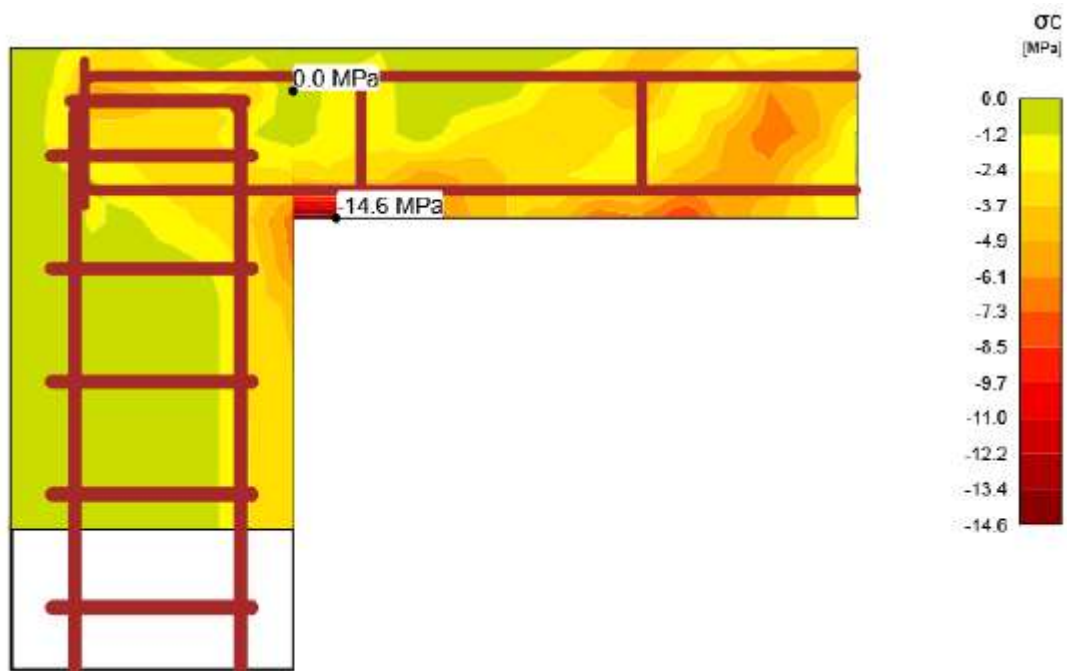
Relación Tensión/Resistencia del Hormigón



Nota: El porcentaje de resistencia a la compresión del hormigón alcanzado en un punto del análisis.

Figura 98.

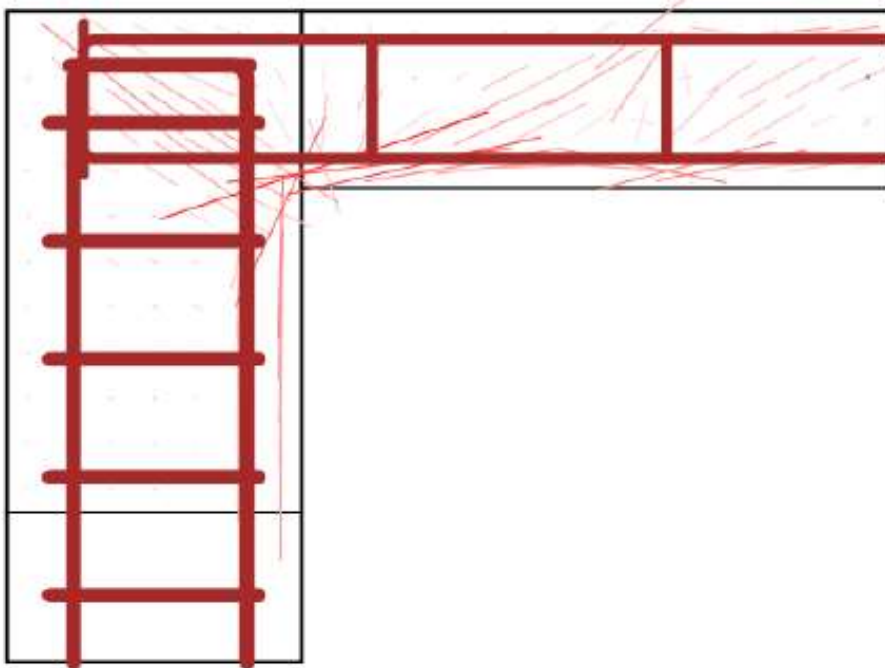
Tensión Principal en el Hormigón σ_c



Nota: Muestra el valor absoluto de la tensión calculada en el hormigón.

Figura 99.

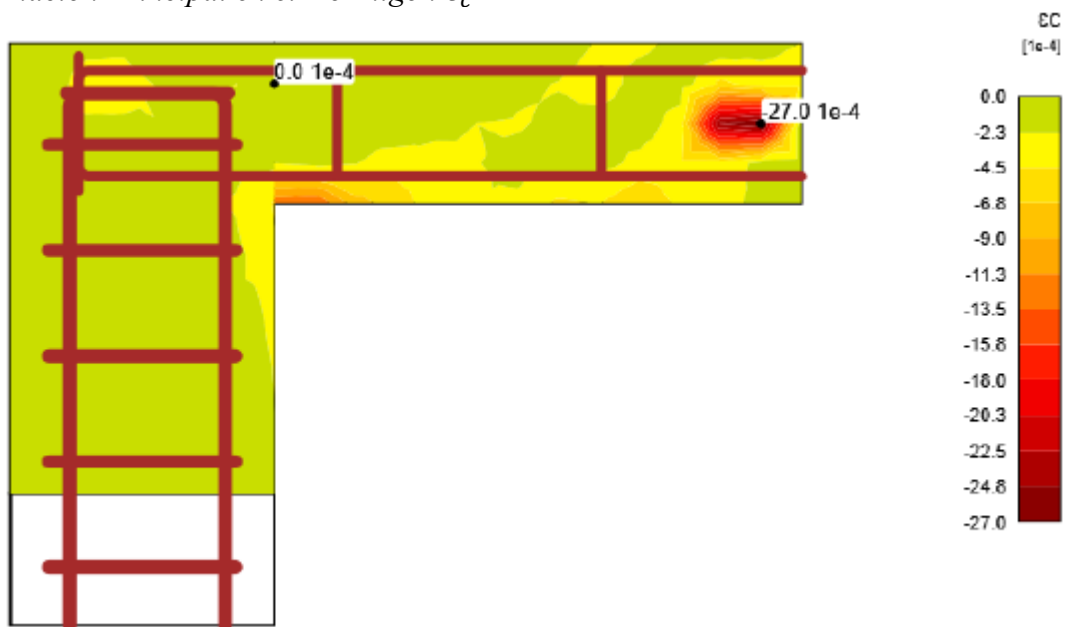
Direcciones de las Tensiones Principales



Nota: Direcciones de tensiones principales que sufre la viga con la carga impuesta.

Figura 100.

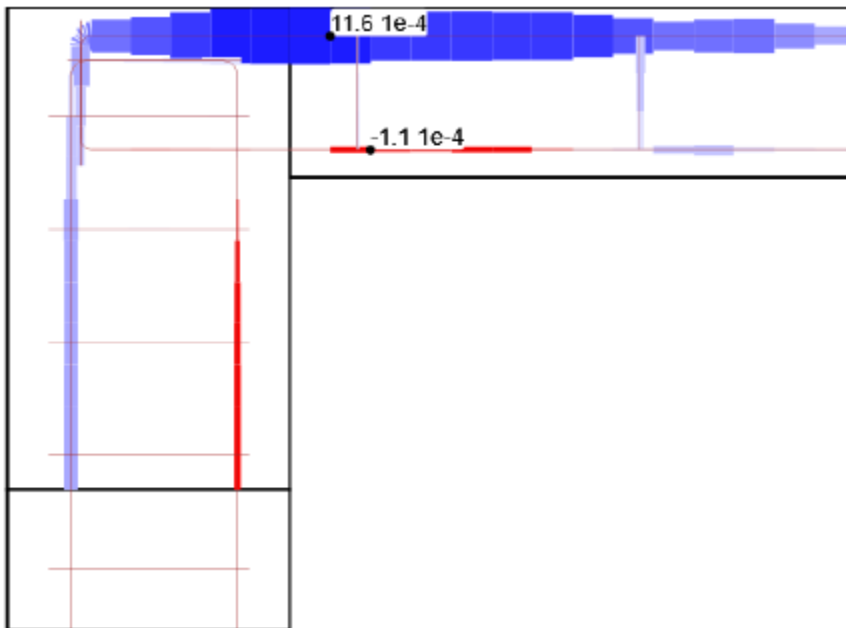
Deformación Principal en el Hormigón ϵ_c



Nota: Muestra la deformación principal que sufre el concreto de la viga

Figura 101.

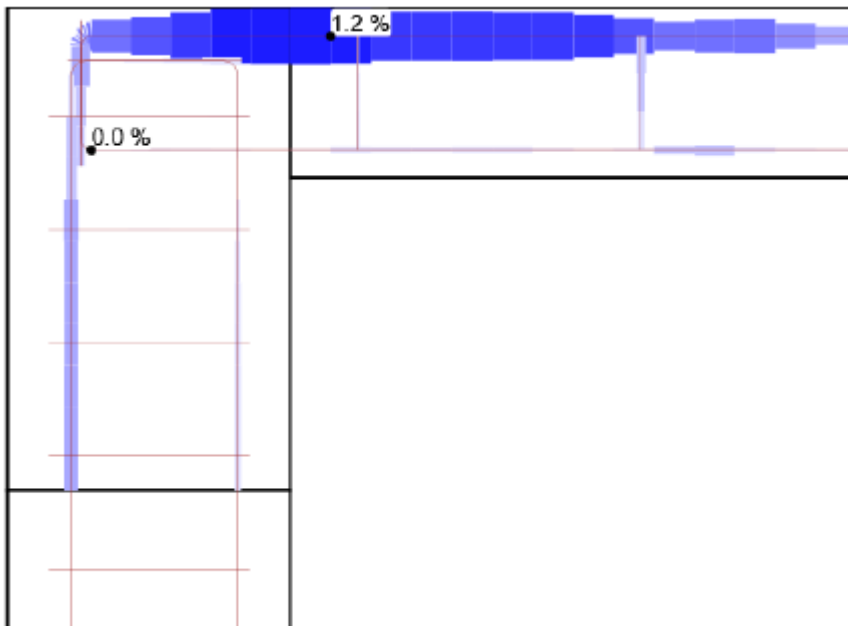
Deformación de la Armadura ε_c - [1e-4]



Nota: Se muestra la deformación positiva y negativa del acero.

Figura 102.

Relación entre la Deformación de la Armadura y la Deformación Límite $-\varepsilon_s/\varepsilon_{s,lim}$ [%]

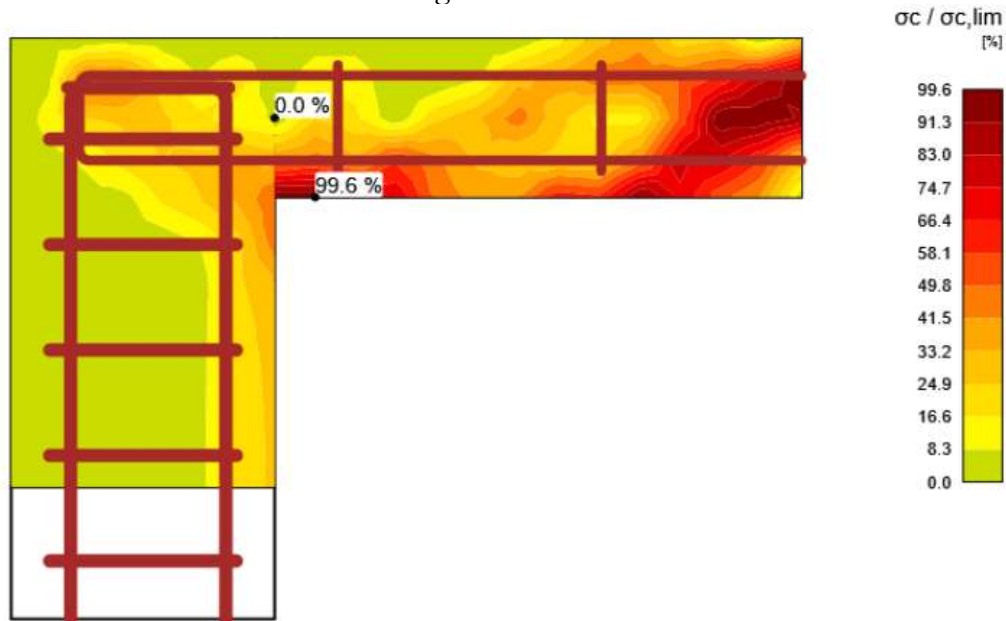


Nota: Se muestra las deformaciones unitarias en porcentajes.

g) Resultados del anclaje al 50%:

Figura 103.

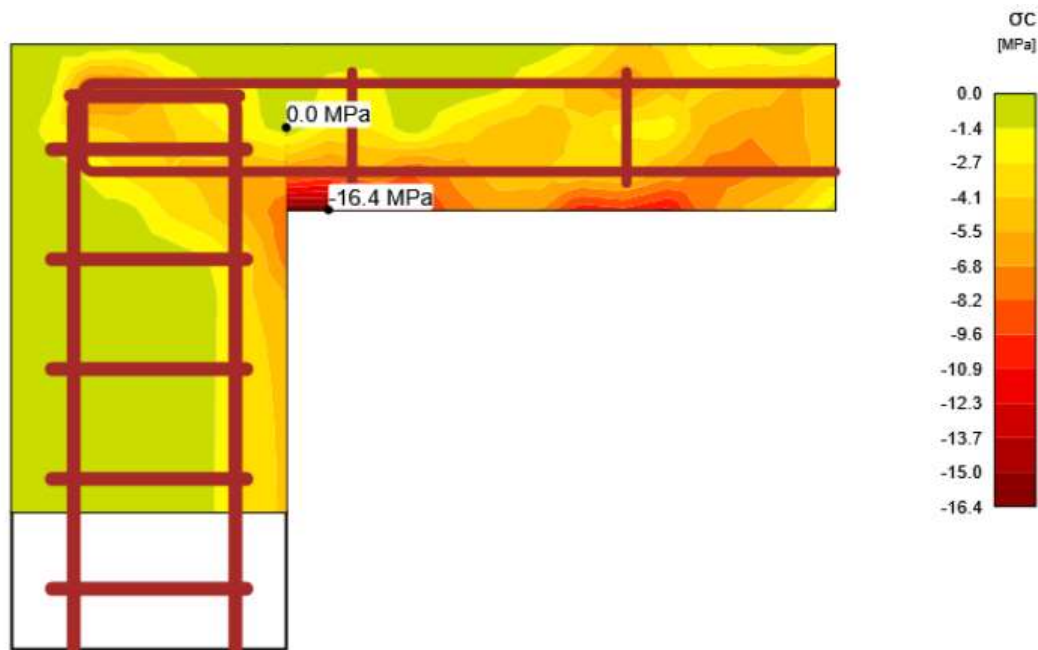
Relación Tensión/Resistencia del Hormigón



Nota: El porcentaje de resistencia a la compresión del hormigón alcanzado en un punto del análisis.

Figura 104.

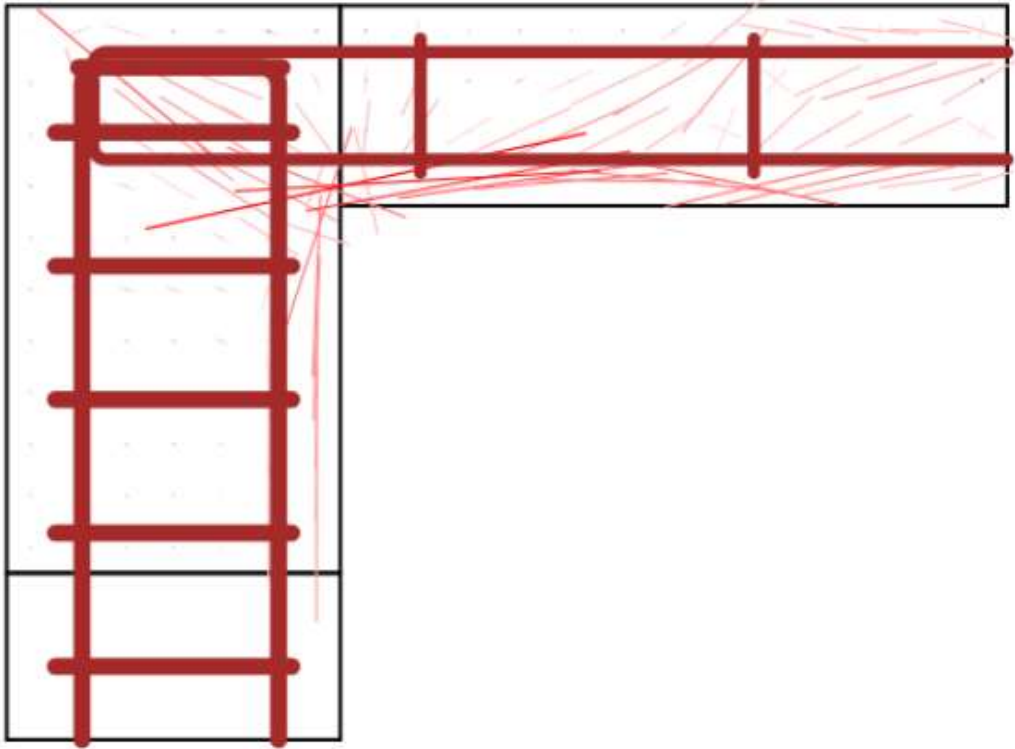
Tensión Principal en el Hormigón σ_c



Nota: Muestra el valor absoluto de la tensión calculada en el hormigón.

Figura 105.

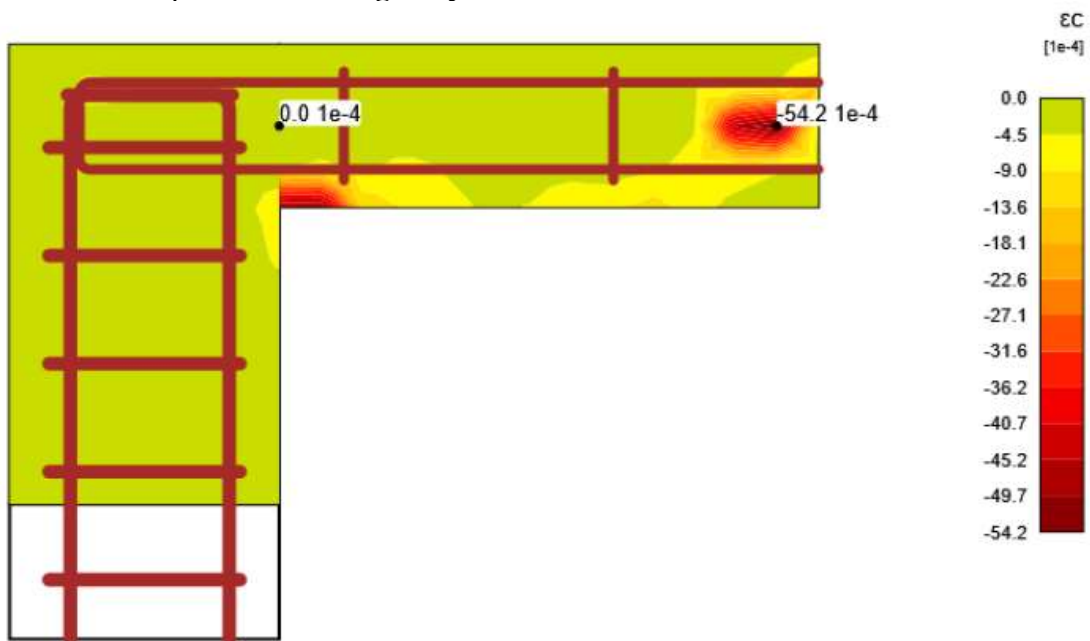
Direcciones de las Tensiones Principales



Nota: Direcciones de tensiones principales que sufre la viga con la carga impuesta.

Figura 106.

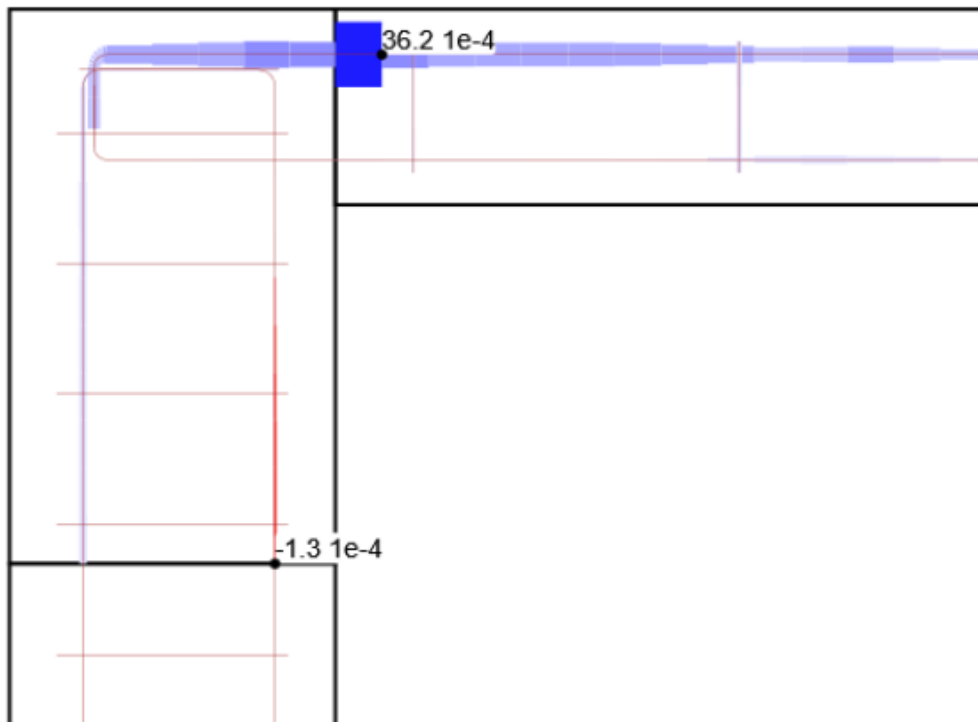
Deformación Principal en el Hormigón ϵ_c



Nota: Muestra la deformación principal que sufre el concreto de la viga

Figura 107.

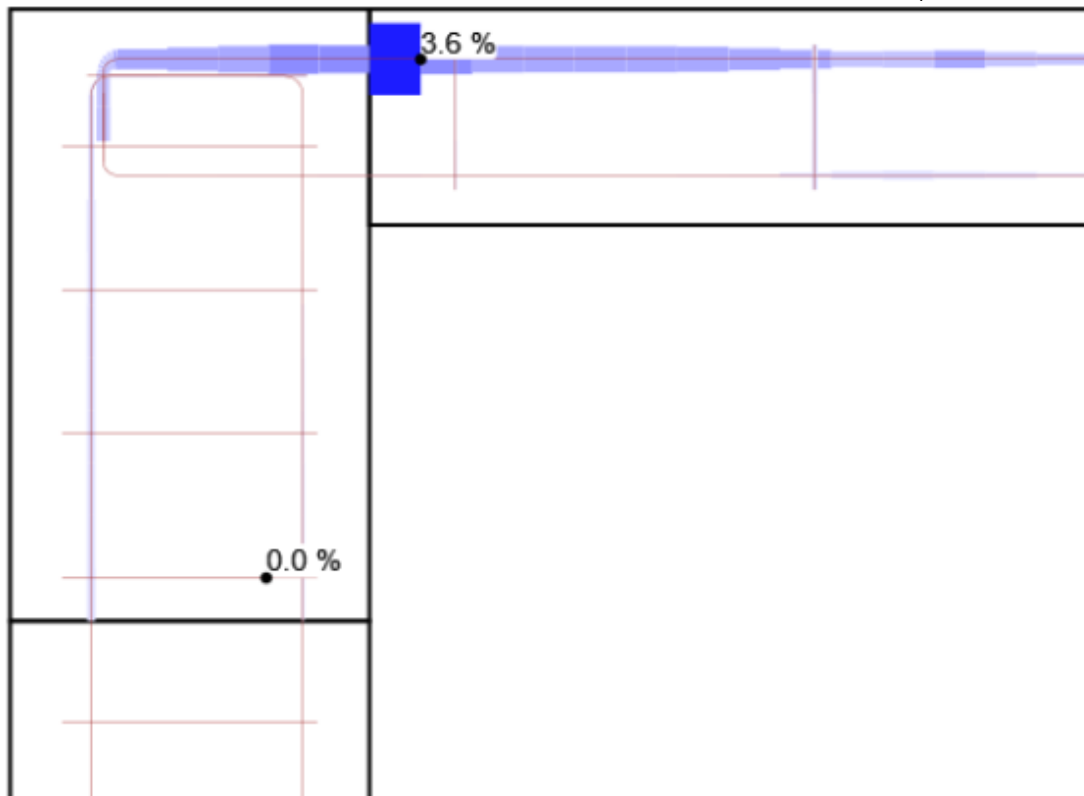
Deformación de la Armadura - ε_c - [1e-4]



Nota: Se muestra la deformación positiva y negativa del acero.

Figura 108.

Relación entre la Deformación de la Armadura y la Deformación Límite- $\varepsilon_s/\varepsilon_{s,lim}$ [%]

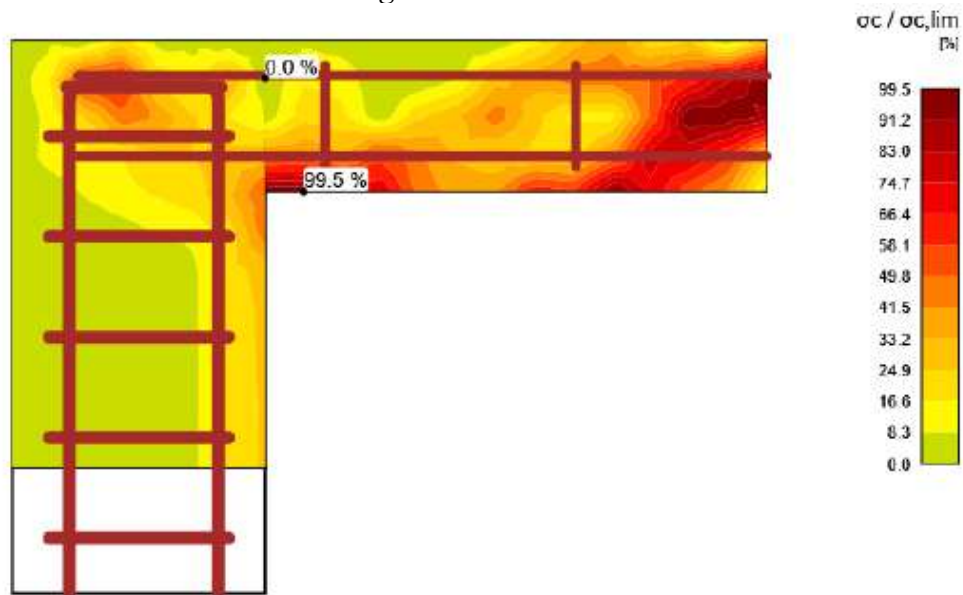


Nota: Se muestra las deformaciones unitarias en porcentajes.

h) Resultados del anclaje al 0%:

Figura 109.

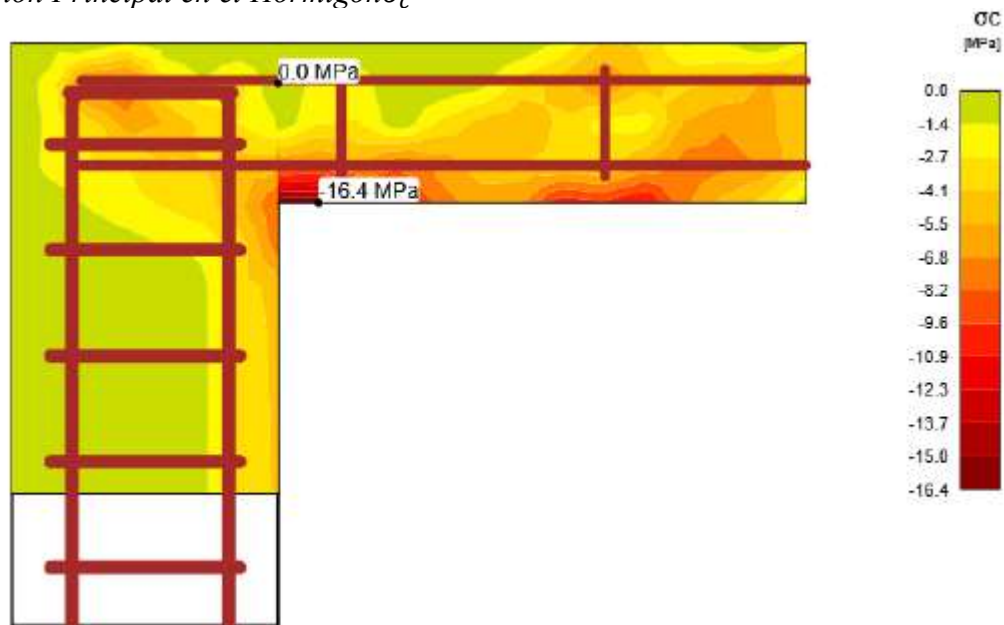
Relación Tensión/Resistencia del Hormigón



Nota: El porcentaje de resistencia a la compresión del hormigón alcanzado en un punto del análisis.

Figura 110.

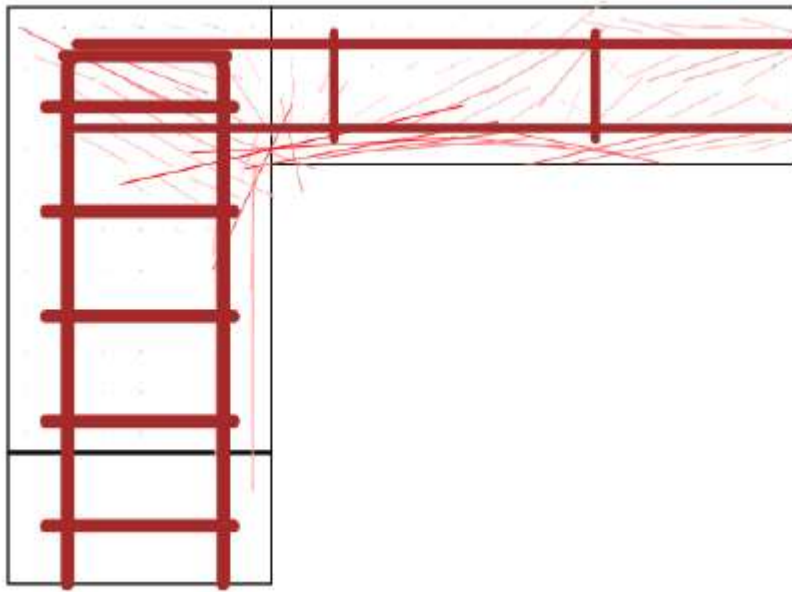
Tensión Principal en el Hormigón σ_c



Nota: Muestra el valor absoluto de la tensión calculada en el hormigón.

Figura 111.

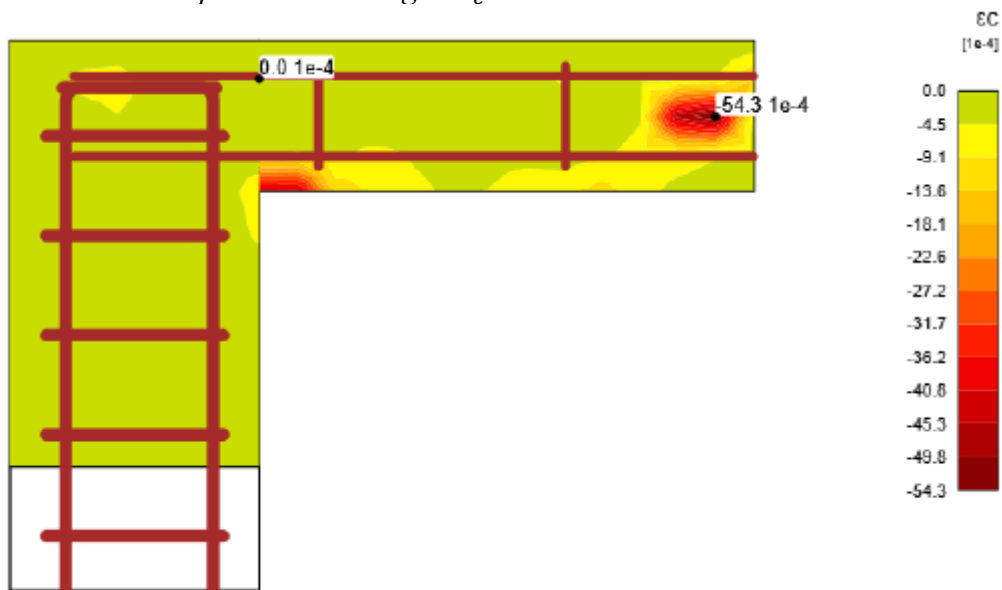
Direcciones de las Tensiones Principales



Nota: Direcciones de tensiones principales que sufre la viga con la carga impuesta.

Figura 112.

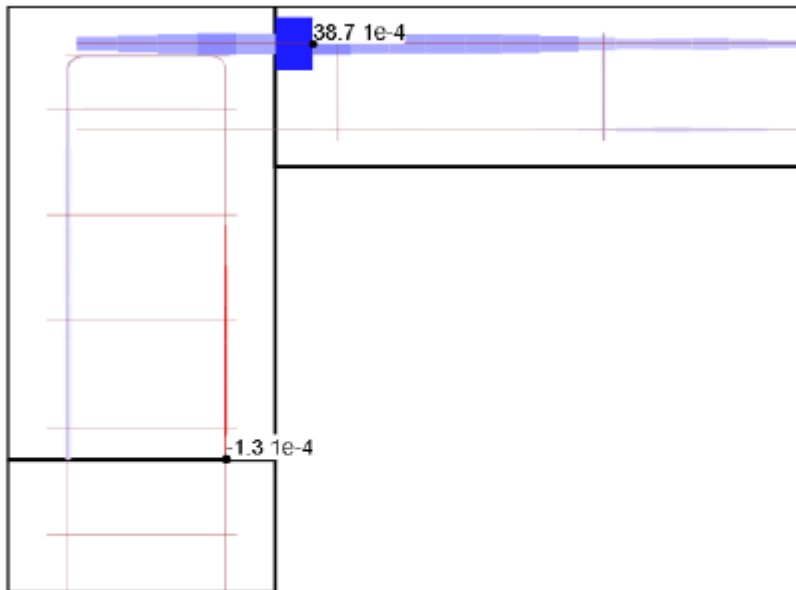
Deformación Principal en el Hormigón ϵ_c



Nota: Muestra la deformación principal que sufre el concreto de la viga

Figura 113.

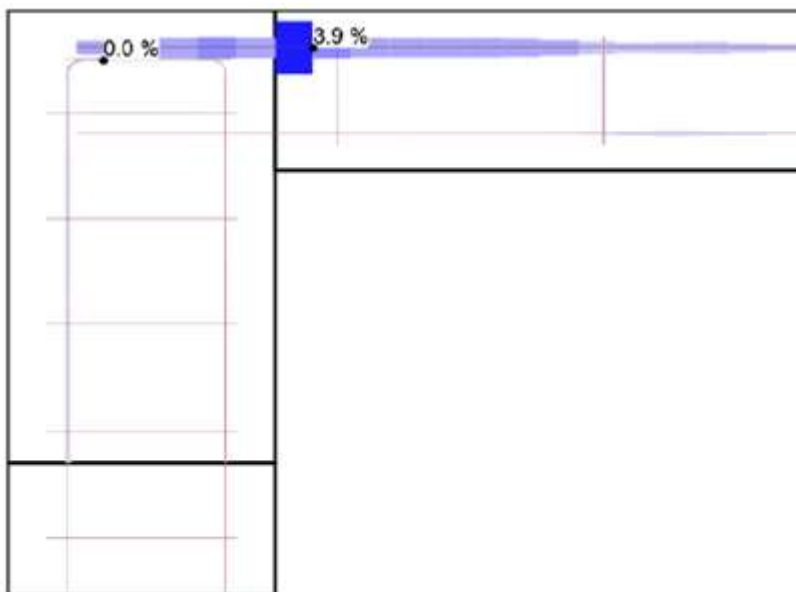
Deformación de la Armadura - ε_c [$1e-4$]



Nota: Se muestra la deformación positiva y negativa del acero.

Figura 114.

Relación entre la Deformación de la Armadura y la Deformación Límite- $\varepsilon_s/\varepsilon_{s,lim}$ [%]



Nota: Se muestra las deformaciones unitarias en porcentajes.

ANEXO I: LICENCIA DEL SOFTWARE IDEASTATICA



IDEA StatiCa Team <info@ideastatica.com>

para mí ▼



Parece que este mensaje está en inglés



[Traducir al español](#)

Dear José,

Your IDEA StatiCa account has been created. Welcome!

With the below-stated credentials, you can log in to a wide range of IDEA StatiCa services and applications:

username: jrodasc19_2@unc.edu.pe

password: [REDACTED]

Click here and sign in to access the [User Portal](#).

The IDEA StatiCa account is your key to:

- User Portal
- Viewer
- Connection Library
- Plugins

Please remember you cannot access the installed version of IDEA StatiCa with the basic user account. To access it,

Best regards

IDEA StatiCa Team

ANEXO J: RESULTADOS DETALLADOS DE DESPLAZAMIENTOS

- **Desplazamientos Laterales:**

Se ubicó deformímetros en las columnas para medir sus desplazamientos laterales y a continuación se muestran sus promedios tanto izquierdo como derecho.

- **Desplazamientos laterales al 0%**

Tabla 38.

Desplazamientos Laterales según Carga Sometida

Desplazamientos (mm)	Carga (tn)
0.000	0.4
0.025	0.5
0.051	0.6
0.076	0.7
0.102	0.8
0.165	0.9
0.191	1.1
0.203	1.2
0.229	1.4
0.254	1.5
0.292	1.6
0.33	1.7
0.381	1.8
0.406	1.9
0.445	2
0.483	2.1
0.533	2.2
0.559	2.3
0.61	2.4
0.66	2.5
0.686	2.6
0.711	2.7
0.762	2.8
0.813	2.9
0.864	3
0.94	3.1
1.016	3.2
1.143	3.3
1.27	3.4
1.321	3.5
1.397	3.6
1.473	3.7
1.575	3.8
1.626	3.9

1.727	4
1.803	4.1
1.88	4.2
1.981	4.3
2.032	4.4
2.108	4.5
2.159	4.6
2.235	4.7
2.362	4.8
2.438	4.9
2.489	5
2.54	5.1
2.578	5.2
2.616	5.3
2.667	5.4
2.743	5.46

Nota: Los desplazamientos están en mm y la carga ejercida en tn, en la presente tabla se muestra el resultado de la longitud de anclaje del 0%

○ **Desplazamientos laterales al 50%**

Tabla 39.

Desplazamientos Laterales según Carga Sometida

Desplazamientos (mm)	Carga (tn)
0	0.1
0	0.2
0.04	0.3
0.082	0.4
0.122	0.5
0.164	0.6
0.266	0.7
0.307	0.8
0.327	0.9
0.369	1
0.409	1.1
0.47	1.2
0.531	1.3
0.613	1.4
0.653	1.5
0.716	1.6
0.777	1.7
0.858	1.8
0.9	1.9
0.982	2

1.062	2.1
1.104	2.2
1.144	2.3
1.226	2.4
1.308	2.5
1.39	2.6
1.513	2.7
1.635	2.8
1.839	2.9
2.044	3
2.126	3.1
2.248	3.2
2.37	3.3
2.535	3.4
2.617	3.5
2.779	3.6
2.901	3.7
3.025	3.8
3.188	3.9
3.27	4
3.392	4.1
3.474	4.2
3.597	4.3
3.801	4.4
3.923	4.5
4.005	4.6
4.088	4.7
4.149	4.8
4.21	4.9
4.292	5
4.414	5.1
4.881	5.2
5.04	5.3
5.202	5.4
5.366	5.5
5.532	5.6
5.701	5.7
5.872	5.8

Nota: Los desplazamientos están en mm y la carga ejercida en tn, en la presente tabla se muestra el resultado de la longitud de anclaje del 50%

○ **Desplazamientos laterales al 100%**

Tabla 40.

Desplazamientos Laterales según Carga Sometida

Desplazamientos (mm)	Carga (tn)
0	0.1
0	0.2
0.052	0.3
0.108	0.4
0.16	0.5
0.215	0.6
0.349	0.7
0.403	0.8
0.429	0.9
0.484	1
0.537	1.1
0.617	1.2
0.697	1.3
0.804	1.4
0.857	1.5
0.939	1.6
1.019	1.7
1.126	1.8
1.181	1.9
1.288	2
1.393	2.1
1.448	2.2
1.501	2.3
1.608	2.4
1.716	2.5
1.823	2.6
1.985	2.7
2.145	2.8
2.412	2.9
2.681	3
2.789	3.1
2.949	3.2
3.109	3.3
3.326	3.4
3.433	3.5
3.646	3.6
3.806	3.7

3.968	3.8
4.182	3.9
4.29	4
4.45	4.1
4.557	4.2
4.719	4.3
4.986	4.4
5.146	4.5
5.254	4.6
5.363	4.7
5.443	4.8
5.523	4.9
5.63	5
5.791	5.1
6.403	5.2
6.612	5.3
6.824	5.4
7.039	5.5
7.257	5.6
7.479	5.7
7.703	5.8
8.022	5.9
8.256	6
8.494	6.1
8.734	6.2
8.978	6.3
9.225	6.4
9.475	6.5
9.728	6.6
9.985	6.7
10.244	6.8
10.507	6.9
10.773	7
11.043	7.1
11.315	7.2
11.591	7.3

Nota: Los desplazamientos están en mm y la carga ejercida en tn, en la presente tabla se muestra el resultado de la longitud de anclaje del 100%

- Desplazamientos Verticales:
 - **Desplazamientos verticales al 0%**

Tabla 41.

Desplazamientos Verticales según Carga Sometida

Desplazamientos (mm)	Carga (tn)
0	0.1
0	0.2
0.01	0.3
0.02	0.4
0.03	0.5
0.04	0.6
0.05	0.7
0.07	0.8
0.09	0.9
0.11	1
0.13	1.1
0.15	1.2
0.18	1.3
0.21	1.4
0.24	1.5
0.27	1.6
0.31	1.7
0.35	1.8
0.41	1.9
0.47	2
0.55	2.1
0.64	2.2
0.73	2.3
0.8	2.4
0.89	2.5
0.95	2.6
1.15	2.7
1.25	2.8
1.35	2.9
1.47	3
1.55	3.1
1.68	3.2
1.77	3.3
1.98	3.4
2.11	3.5
2.33	3.6

2.44	3.7
2.53	3.8
2.68	3.9
2.73	4
2.84	4.1
2.94	4.2
3	4.3
3.13	4.4
3.24	4.5
3.44	4.6
3.6	4.7
3.8	4.8
4	4.9
4.44	5
4.83	5.1
5.22	5.2
5.65	5.3
6	5.4
6.4	5.460

Nota: Los desplazamientos están en mm y la carga ejercida en tn, en la presente tabla se muestra el resultado de la longitud de anclaje del 0%

○ **Desplazamientos Verticales al 50%**

Tabla 42.

Desplazamientos Verticales según Carga Sometida

Desplazamientos (mm)	Carga (tn)
0	0.1
0	0.2
0.01	0.3
0.02	0.4
0.03	0.5
0.04	0.6
0.05	0.7
0.06	0.8
0.07	0.9
0.1	1
0.13	1.1
0.16	1.2
0.21	1.3
0.23	1.4
0.27	1.5
0.31	1.6

0.35	1.7
0.4	1.8
0.45	1.9
0.5	2
0.55	2.1
0.61	2.2
0.65	2.3
0.72	2.4
0.79	2.5
0.85	2.6
0.93	2.7
1.01	2.8
1.1	2.9
1.17	3
1.24	3.1
1.31	3.2
1.64	3.3
1.73	3.4
1.82	3.5
1.91	3.6
2	3.7
2.1	3.8
2.2	3.9
2.33	4
2.43	4.1
2.56	4.2
2.71	4.3
2.94	4.4
3.15	4.5
3.35	4.6
3.5	4.7
3.72	4.8
3.84	4.9
4.11	5
4.3	5.1
4.5	5.2
4.6	5.3
4.85	5.4
4.96	5.5
5.2	5.6
5.77	5.7
6.1	5.8

Nota: Los desplazamientos están en mm y la carga ejercida en tn, en la presente tabla se muestra el resultado de la longitud de anclaje del 50%

○ **Desplazamientos Verticales al 100%**

Tabla 43.

Desplazamientos Verticales según Carga Sometida

Desplazamientos (mm)	Carga (tn)
0	0.1
0	0.2
0	0.3
0.01	0.4
0.02	0.5
0.03	0.6
0.05	0.7
0.06	0.8
0.08	0.9
0.11	1
0.13	1.1
0.16	1.2
0.2	1.3
0.22	1.4
0.26	1.5
0.29	1.6
0.32	1.7
0.37	1.8
0.42	1.9
0.46	2
0.51	2.1
0.55	2.2
0.58	2.3
0.62	2.4
0.68	2.5
0.72	2.6
0.77	2.7
0.82	2.8
0.9	2.9
1.12	3
1.32	3.1
1.4	3.2
1.64	3.3
1.7	3.4

1.71	3.5
1.9	3.6
2	3.7
2.02	3.8
2.03	3.9
2.05	4
2.07	4.1
2.1	4.2
2.15	4.3
2.2	4.4
2.3	4.5
2.35	4.6
2.41	4.7
2.53	4.8
2.61	4.9
2.77	5
2.84	5.1
2.92	5.2
3.01	5.3
3.18	5.4
3.3	5.5
3.43	5.6
3.57	5.7
3.69	5.8
3.84	5.9
4.02	6
4.21	6.1
4.43	6.2
4.62	6.3
4.87	6.4
5.03	6.5
5.21	6.6
5.42	6.7
5.64	6.8
5.83	6.9
6.15	7
6.42	7.1
6.77	7.2
7	7.260

Nota: Los desplazamientos están en mm y la carga ejercida en tn, en la presente tabla se muestra el resultado de la longitud de anclaje del 100%