

**UNIVERSIDAD NACIONAL  
“SANTIAGO ANTÚNEZ DE MAYOLO”  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS:**

**“EVALUACIÓN DE LA LONGITUD DE ANCLAJE DEL ACERO  
DE REFUERZO EN UNIONES VIGA-COLUMNA REFORZADAS  
CON CARTELAS”**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:  
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTADO POR EL BACHILLER:  
GINNO TEODORO HUANSHA VILLANUEVA**

**ASESOR:  
ING. FERNANDO MIGUEL ARIAS ENRÍQUEZ**

**HUARAZ – ANCASH – PERÚ**

**2019**



**FORMATO DE AUTORIZACIÓN PARA LA PUBLICACIÓN DE TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN, CONDUCENTES A OPTAR TÍTULOS PROFESIONALES Y GRADOS ACADÉMICOS EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL**

**1. Datos del autor:**

Apellidos y Nombres: \_\_\_\_\_

Código de alumno: \_\_\_\_\_ Teléfono: \_\_\_\_\_

E-mail: \_\_\_\_\_ D.N.I. n°: \_\_\_\_\_

(En caso haya más autores, llenar un formulario por autor)

**2. Tipo de trabajo de investigación:**

Tesis Trabajo de Suficiencia Profesional

Trabajo Académico Trabajo de Investigación

Tesinas (presentadas antes de la publicación de la Nueva Ley Universitaria 30220 – 2014)

**3. Para optar el Título Profesional de:**

\_\_\_\_\_

**4. Título del trabajo de investigación:**

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

**5. Facultad de:** \_\_\_\_\_

**6. Escuela o Carrera:** \_\_\_\_\_

**7. Asesor:**

Apellidos y nombres \_\_\_\_\_ D.N.I n°: \_\_\_\_\_

E-mail: \_\_\_\_\_ ID ORCID: \_\_\_\_\_

**8. Referencia bibliográfica:** \_\_\_\_\_

**9. Tipo de acceso al Documento:**

Acceso público\* al contenido completo. Acceso

restringido\*\* al contenido completo

*Si el autor eligió el tipo de acceso abierto o público, otorga a la Universidad Santiago Antúnez de Mayolo una licencia no exclusiva, para que se pueda hacer arreglos de forma en la obra y difundirlo en el Repositorio Institucional, respetando siempre los Derechos de Autor y Propiedad Intelectual de acuerdo y en el Marco de la Ley 822.*

En caso de que el autor elija la segunda opción, es necesario y obligatorio que indique el sustento correspondiente:

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

## 10. Originalidad del archivo digital

Por el presente dejo constancia que el archivo digital que entrego a la Universidad, como parte del proceso conducente a obtener el título profesional o grado académico, es la versión final del trabajo de investigación sustentado y aprobado por el Jurado.



Firma del autor

## 11. Otorgamiento de una licencia *CREATIVE COMMONS*

Para las investigaciones que son de acceso abierto se les otorgó una licencia Creative Commons, con la finalidad de que cualquier usuario pueda acceder a la obra, bajo los términos que dicha licencia implica.



El autor, por medio de este documento, autoriza a la Universidad, publicar su trabajo de investigación en formato digital en el Repositorio Institucional, al cual se podrá acceder, preservar y difundir de forma libre y gratuita, de manera íntegra a todo el documento.


Según el inciso 12.2, del artículo 12º del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales - RENATI "Las universidades, instituciones y escuelas de educación superior tienen como obligación registrar todos los trabajos de investigación y proyectos, incluyendo los metadatos en sus repositorios institucionales precisando si son de acceso abierto o restringido, los cuales serán posteriormente recolectados por el Recolector Digital RENATI, a través del Repositorio ALICIA".

## 12. Para ser verificado por la Dirección del Repositorio Institucional

Fecha de Acto de sustentación:

Huaraz,

Firma:



Varillas William Eduardo  
Asistente en Informática y Sistemas  
**- UNASAM -**

**\*Acceso abierto:** uso lícito que confiere un titular de derechos de propiedad intelectual a cualquier persona, para que pueda acceder de manera inmediata y gratuita a una obra, datos procesados o estadísticas de monitoreo, sin necesidad de registro, suscripción, ni pago, estando autorizada a leerla, descargarla, reproducirla, distribuirla, imprimirla, buscarla y enlazar textos completos (Reglamento de la Ley No 30035).

**\*\* Acceso restringido:** el documento no se visualizará en el Repositorio.





**UNIVERSIDAD NACIONAL DE ANCASH**  
**"SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO"**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



REGISTRO	
LIBRO	FOLIO
01	232

**ACTA DE SUSTENTACIÓN N° 226**

En la ciudad de Huaraz, al (a los) VEINTITRES día (s) del mes de ENERO del DOS MIL VEINTE, siendo las 12:00 horas, se reunieron el Jurado Examinador integrado por:

- PRESIDENTE : Ing. FELISMERO SALINAS FERNANDEZ  
 SECRETARIO : Ing. JORGE EMILIANO BEDON LOPEZ  
 VOCAL : ING. RAMON TEDORO URTECHO CASIMIRO  
 Y: :  
 ASESOR : Ing. Fernando Miguel Arias Enriquez  
 CO - ASESOR : \_\_\_\_\_

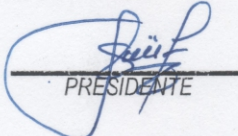
Para proceder al Acto de Sustentación para optar el Título Profesional de INGENIERO(A) CIVIL, bajo la modalidad:  Tesis  Proyecto  Proyecto de Experiencia Profesional, (de la) Bachiller: Ginno Teodoro Huansha Villanueva del (de la) (Tesis) - (Proyecto) - (Proyecto de Experiencia Profesional):

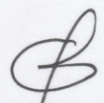
**"Evaluación de la longitud de anclaje del acero de refuerzo en uniones viga-columna reforzadas con cartelas"**

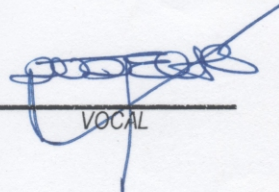
En cumplimiento del Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingeniería Civil; procedió a recepcionar la exposición del aspirante; luego de las interrogantes, objeciones y, aclaraciones y su absolución, el Jurado Examinador determinó la calificación de

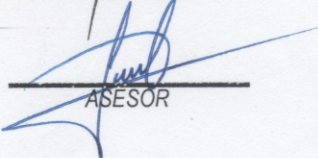
A P R O B A D O

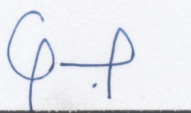
Siendo las 19:30 horas del mismo día, se dio por concluido el Acto de Sustentación, firmando la presente por triplicado, en señal de conformidad.

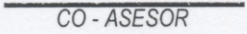
  
 \_\_\_\_\_  
 PRESIDENTE

  
 \_\_\_\_\_  
 SECRETARIO

  
 \_\_\_\_\_  
 VOCAL

  
 \_\_\_\_\_  
 ASESOR

  
 \_\_\_\_\_  
 SUSTENTANTE

  
 \_\_\_\_\_  
 CO - ASESOR



## DEDICATORIA

Esta tesis está dedicado a mis padres Teodoro H. y Florencia V. por haber sido mi apoyo a lo largo de toda mi carrera universitaria y a lo largo de mi vida, además por ser el impulso de este proyecto muy especial.

## AGRADECIMIENTO

Expreso un especial agradecimiento a la Universidad “Santiago Antúnez de Mayolo”, por haberme acogido durante el tiempo de mi carrera universitaria.

A mis padres, hermanos y amigos, que siempre tuvieron una palabra de aliento en los momentos difíciles y que han sido incentivos para superar los obstáculos presentadas durante el desarrollo de la Tesis.

# ÍNDICE

DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTO .....	iii
ÍNDICE .....	iv
LISTA DE TABLAS.....	vi
LISTA DE FIGURAS .....	viii
RESUMEN.....	xiv
ABSTRACT .....	xv
INTRODUCCIÓN.....	1
<b>CAPÍTULO I. ....</b>	<b>3</b>
<b>PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN.....</b>	<b>3</b>
1.1. SITUACIÓN PROBLEMÁTICA .....	3
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA .....	4
1.3. JUSTIFICACIÓN.....	4
1.4. HIPÓTESIS Y VARIABLES .....	5
1.4.1. HIPÓTESIS.....	5
1.4.2. VARIABLES .....	5
1.5. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN .....	5
1.5.1. GENERAL.....	5
1.5.2. ESPECÍFICOS.....	5
<b>CAPÍTULO II. ....</b>	<b>6</b>
<b>MARCO TEÓRICO.....</b>	<b>6</b>
2.1. ANTECEDENTES DE INVESTIGACIÓN.....	6
2.2. BASES TEÓRICAS .....	10
2.2.1. UNIONES VIGA-COLUMNA.....	10
2.2.2. ADHERENCIA Y ANCLAJE DEL ACERO DE REFUERZO.....	19
2.2.3. SECCIÓN CRÍTICA .....	44
2.2.4. ELEMENTOS ACARTELADOS.....	53
2.2.5. MECANISMO DE FALLA EN LAS UNIONES VIGA COLUMNA .....	64
2.2.6. COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES.....	65
<b>CAPÍTULO III. ....</b>	<b>75</b>
<b>METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....</b>	<b>75</b>
3.1. PERSPECTIVA METODOLÓGICA Y TIPO DE INVESTIGACIÓN .....	75
3.2. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN .....	75
3.3. LÍMITES DE LA INVESTIGACIÓN .....	75
3.4. CONTEXTO.....	76
3.5. UNIDAD DE ANÁLISIS.....	76



3.5.1. POBLACIÓN.....	76
3.5.2. MUESTRA.....	76
3.6. PLAN DE RECOLECCIÓN, PROCESAMIENTO, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LA INFORMACIÓN.....	76
3.6.1. PLAN DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN (MARCO EXPERIMENTAL).....	76
3.6.2. PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN.....	130
3.6.3. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LA INFORMACIÓN.....	131
<b>CAPÍTULO IV.....</b>	<b>175</b>
<b>RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....</b>	<b>175</b>
4.1. INFLUENCIA DE LAS CARTELAS EN LAS DEFORMACIONES DEL CONCRETO Y EL REFUERZO.....	175
4.1.1. DEFORMACIÓN DEL CONCRETO.....	175
4.1.2. DEFORMACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO.....	179
4.2. IMPLICANCIA DE LA VELOCIDAD DE CARGA EN LOS ENSAYOS.....	181
4.3. IMPLICANCIA DE LA CARTELA EN LA DEFLEXIÓN.....	184
4.4. IMPLICANCIA DE LA CARTELA EN LA CAPACIDAD RESISTENTE DE LA VIGA.....	185
4.4.1. EVALUACIÓN DE LA CARGA DE FALLA.....	187
4.4.2. EVALUACIÓN DE LA CARGA MÁXIMA ALCANZADA.....	191
4.5. IMPLICANCIA DEL REFORZAMIENTO CON CARTELA EN EL ANCLAJE DEL ACERO.....	192
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>195</b>
<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>197</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>198</b>
<b>APÉNDICE.....</b>	<b>200</b>

## LISTA DE TABLAS

- Tabla 1: Factor de modificación de longitudes de desarrollo.
- Tabla 2: Valor de kh.
- Tabla 3: Diámetros mínimos de doblado.
- Tabla 4: Factores de modificación para el desarrollo de barras con gancho en tracción ACI.
- Tabla 5: Calidades del acero de refuerzo.
- Tabla 6: Elongaciones mínimas de rotura.
- Tabla 7: Parámetros experimentales para las ecuaciones de modelos analíticos del acero.
- Tabla 8: Descripción de muestras.
- Tabla 9: Dimensionamiento de los especímenes sin reforzamiento.
- Tabla 10: Dimensionamiento de los especímenes con reforzamiento con cartelas.
- Tabla 11: Valores K1 y K2 del Diagrama Hognestad o Kent-Park.
- Tabla 12: Calculo de la Prof. Del eje Neutro y esfuerzo en la viga.
- Tabla 13: Resultados del Diseño a flexión de la viga.
- Tabla 14: Dimensiones reales del espécimen.
- Tabla 15: Valores del ensayo a compresión del concreto.
- Tabla 16: Calculo de la Prof. Del eje Neutro y esfuerzo en la viga-Recalculado.
- Tabla 17: Resultados del Diseño a flexión de la viga-Recalculado.
- Tabla 18: Capacidad Última según modelo real del acero.
- Tabla 19: Cargas máximas alcanzadas de los ensayos.
- Tabla 20: Cargas de falla de los especímenes.
- Tabla 21: Velocidad de carga en mm/seg.
- Tabla 22: Resumen de Datos del Ensayo del espécimen N° 01.
- Tabla 23: Resumen de Datos del Ensayo del espécimen N° 02.
- Tabla 24: Resumen de Datos del Ensayo del espécimen N° 03.
- Tabla 25: Resumen de Datos del Ensayo del espécimen N° 04.
- Tabla 26: Resumen de Datos del Ensayo del espécimen N° 05.
- Tabla 27: Resumen de Datos del Ensayo del espécimen N° 06.
- Tabla 28: Deformación del concreto para una misma deflexión.
- Tabla 29: Deformación del concreto para una misma carga.
- Tabla 30: Deformación del acero para una misma deflexión.
- Tabla 31: Deformación del acero para una misma carga.
- Tabla 32: Velocidad de carga en mm/min.
- Tabla 33: Cuadro comparativo del tiempo de ensayo.

Tabla 34: Deflexión de los especímenes para una misma carga.

Tabla 35: Implicancia de la cartela en la capacidad resistente de la viga.

Tabla 36: Cuadro comparativo de las cargas de falla de la viga.

Tabla 37: Resumen del análisis estadístico de Datos experimentales de cargas de falla.

Tabla 38: Cuadro comparativo de las cargas máximas alcanzadas.

Tabla 39: Resumen del análisis estadístico de Datos experimentales de cargas máximas.

Tabla 40: Cuadro comparativo del Tipo de falla.



## LISTA DE FIGURAS

- Figura 1: Nudo Viga-Columna Típico.
- Figura 2: Nudos Confinados.
- Figura 3: Nudos Interiores en pórticos unidireccionales y en pórticos bidireccionales.
- Figura 4: Nudos Exteriores en pórticos unidireccionales y en pórticos bidireccionales.
- Figura 5: Nudos de Esquina.
- Figura 6: Nudo de Vigas Planas.
- Figura 7: Nudo excéntrico.
- Figura 8: Nudo discontinuo.
- Figura 9: Fuerzas debido a cargas gravitacionales.
- Figura 10: Fuerzas producidas por la acción de cargas laterales en un nodo interior.
- Figura 11: Fuerzas producidas por la acción de cargas laterales en un nodo exterior
- Figura 12: Detalles de anclaje del refuerzo longitudinal en nodos exteriores.
- Figura 13: Nodo de esquina sometido a fuerzas que tienden a abrirlo.
- Figura 14: Nodo de esquina sometido a fuerzas que tienden a cerrarlo.
- Figura 15: Generación de anclaje y adherencia por flexión.
- Figura 16: Ampliación del perfil de la superficie de barras lisas con cierto grado de oxidación.
- Figura 17: Esfuerzos entre dos nervaduras de una barra corrugada.
- Figura 18: Mecanismos de fallas en las nervaduras de barras corrugadas.
- Figura 19: Relación resistencia vs. Deslizamiento en barras lisas y corrugadas.
- Figura 20: Influencia de las posiciones de colado en el comportamiento de la adherencia.
- Figura 21: Relación de carga-deslizamiento para una varilla redonda lisa del num.5 (16mm) en distintas posiciones de colado.
- Figura 22: Relación de esfuerzo de adherencia-deslizamiento para varillas redondas lisas afectadas por el asentamiento del concreto fresco.
- Figura 23: Grietas de rajadura en la falla.
- Figura 24: Efecto del recubrimiento en la resistencia de adherencia.
- Figura 25: Deformación del acero a dos niveles de esfuerzo a lo largo de una varilla después de las cargas cíclicas
- Figura 26: Prueba de extracción para varillas corrugadas con gancho.
- Figura 27: Relación de carga-deslizamiento para anclajes de gancho de varillas corrugadas.
- Figura 28: Influencia en la resistencia de adherencia para un deslizamiento dado de la posición del gancho durante el colado del concreto.

- Figura 29: Comportamiento de los anclajes de las varillas corrugadas con distintos grados de dobleces.
- Figura 30: Efecto de la curvatura del gancho en el comportamiento del anclaje.
- Figura 31: Anclaje de estribos.
- Figura 32: Fuerzas que actúan en la barra.
- Figura 33: Esfuerzos y deslizamiento en Gancho estándar a  $90^\circ$ .
- Figura 34: Esfuerzos y deslizamiento en Gancho estándar a  $180^\circ$ .
- Figura 35: Ganchos estándar.
- Figura 36: Longitud de anclaje con gancho estándar en tracción.
- Figura 37: Casos en los que se puede multiplicar  $I_{dg}$  por 0,7.
- Figura 38: Casos con gancho estándar a  $90^\circ$  en los que se puede multiplicar  $I_{dg}$  por 0,8.
- Figura 39: Caso con gancho estándar a  $180^\circ$  en el que se puede multiplicar  $I_{dg}$  por 0,8.
- Figura 40: Sección crítica para el desarrollo del refuerzo long. de viga que termina en nudo.
- Figura 41: Esquema 3-D de nudo del ensayo de N. Hawkings.
- Figura 42: Configuración de fisuras bajo cargas monotónica y bajo carga cíclica N. Hawkings.
- Figura 43: Representación de los ensayos de Hawkings.
- Figura 44: Comparación de respuestas en términos de tensión vs. deslizamiento de barras embebidas con extremo recto y con gancho a  $180^\circ$  bajo carga cíclica de ensayos de Hawkings.
- Figura 45: Esquema de disposición probeta y de elementos de carga de ensayos de Hawkings.
- Figura 46: Características adicionales de los ensayos de Hawkings.
- Figura 47: Anclaje de las barras de las vigas cuando la sección crítica de la rótula plástica se forma en la cara de las columnas.
- Figura 48: Anclaje de las barras de las vigas cuando la sección crítica de la rótula plástica está a una distancia de la cara de la columna.
- Figura 49: Anclaje de las barras de la viga en una prolongación de la misma.
- Figura 50: Anclaje en nudo exterior superior.
- Figura 51: Deterioro de las condiciones de adherencia en un nudo exterior.
- Figura 52: Arreglo de armadura transversal adicional para reducir las tensiones de apoyo en el hormigón por el gancho.
- Figura 53: Diferencia geométrica entre trabes acarteladas.
- Figura 54: Tipos de cartelas.
- Figura 55: Elementos de sección variable.
- Figura 56: Distribuciones no lineales en los esfuerzos de trabes acarteladas de concreto ref.

Figura 57: Esfuerzos elásticos en traveses acartelados presentados por El-Mezaini.

Figura 58: Dimensionamiento de viga acartelada.

Figura 59: Cartela recta y parabólica.

Figura 60: Proporciones típicas en México para traveses acartelados.

Figura 61: Arreglos usados en México para el refuerzo longitudinal inclinado.

Figura 62: Arreglo del refuerzo inclinado propuesto por Mörsch.

Figura 63: Modelo empleado en los ensayos de MacLeod y Houmsi en 1994.

Figura 64: Fuerzas externas e internas en una viga de peralte variable.

Figura 65: Cortante efectivo en vigas acarteladas.

Figura 66: Detallado en los vértices.

Figura 67: Curvas típicas del concreto simple en compresión.

Figura 68: Curvas carga – deformación axial para prismas de concreto de 4.5” de lado con estribos cerrados cuadrados.

Figura 69: Efecto de la velocidad de carga en la curva esfuerzo – deformación del concreto.

Figura 70: Aproximaciones analíticas a la curva de tensión-deformación para el concreto.

Figura 71: Modelo de Kent y Park para concreto confinado por estribos rectangulares.

Figura 72: Modelo de Mander para concreto confinado (1988).

Figura 73: Distribución de los esfuerzos de fluencia medidos en ensayos de tracción.

Figura 74: Curvas esfuerzo–deformación típicas de diferentes grados de barras de acero.

Figura 75: Aproximaciones analíticas a la curva de tensión-deformación para el acero de ref.

Figura 76: Curva esfuerzo-deformación típica en barras de refuerzo.

Figura 77: Modelo Unión Viga-Columna Sin Cartela.

Figura 78: Modelo Unión Viga-Columna Reforzada con cartela

Figura 79: Unión Viga-Columna.

Figura 80: Sección de viga,

Figura 81: Diagrama de esfuerzo y deformación de una viga simplemente reforzada

Figura 82: Diagrama de Esfuerzo - Deformación Unitaria del concreto.

Figura 83: Diagrama de parámetros K1 y K2.

Figura 84: Curva de Compresiones del concreto como ecuación cuadrática.

Figura 85: Diagrama de esfuerzo y deformación de una viga doblemente reforzada.

Figura 86: Diagrama de esfuerzo, prof. eje neutro y momento vs. Def. Unitaria del concreto.

Figura 87: Sección de la columna.

Figura 88: Diagrama de Interacción de la Columna.

Figura 89: Unión viga-Columna con cartela.



- Figura 90: Plano Del Modelo Espécimen Sin Reforzamiento.
- Figura 91: Plano Del Modelo Espécimen reforzado con cartela.
- Figura 92: Detalle de sección de la viga del espécimen.
- Figura 93: Detalle de sección de la columna del espécimen.
- Figura 94: Detalle del acero de refuerzo del espécimen.
- Figura 95: Habilitado y conformación de los paneles de encofrado.
- Figura 96: Ensamblaje de los paneles para el encofrado del espécimen.
- Figura 97: Encofrados o moldes de los 06 especímenes.
- Figura 98: Habilitado y conformación de la armadura de acero de la viga.
- Figura 99: Armadura de acero del espécimen.
- Figura 100: Traslado del encofrado y armadura de acero del espécimen.
- Figura 101: Nivelación y compactado del de la superficie de apoyo de los moldes.
- Figura 102: Aplicación de sobre-capa de aditivo desmoldante y medición de la separación entre encofrados
- Figura 103: Distribución final de los encofrados y la armadura de los especímenes
- Figura 104: Verificación del correcto ensamblaje de la armadura en el nudo.
- Figura 105: Verificación de las medidas del gancho estándar del acero de la viga
- Figura 106: Verificación de la distribución delos estribos en las armaduras
- Figura 107: Verificación de la profundidad del encofrado
- Figura 108: Verificación de las dimensiones en el nudo
- Figura 109: Verificación del peralte de la viga
- Figura 110: Verificación las dimensiones de la cartela
- Figura 111: Verificación del nivel horizontal de los encofrados.
- Figura 112: Dosificación del concreto usando el Programa (DM Megaconcreto IC)
- Figura 113: Vaciado del concreto de los especímenes.
- Figura 114: Vibrado del concreto de los especímenes.
- Figura 115: Vaciado y vibrado de la última capa del concreto de los especímenes.
- Figura 116: Vaciado y vibrado del concreto para la elaboración de probetas.
- Figura 117: Primer acabado de la superficie de los especímenes (reglado y frotachado)
- Figura 118: Acabado final de la superficie de los especímenes (semi-pulido)
- Figura 119: Desencofrado de los especímenes después de 7 días de curado
- Figura 120: Especímenes totalmente desencofrados a los 28 días de curado
- Figura 121: Sistema de carga.
- Figura 122: Montaje de especímenes e instalación de equipos de medida.

Figura 123: Instalación de cámaras fotográficas para el registro de las lecturas.

Figura 124: Vista frontal del ensayo del espécimen N° 03 y ubicación de sección crítica.

Figura 125: Vista posterior del ensayo del espécimen N° 04 y ubicación de sección crítica.

Figura 126: Vista general del ensayo del espécimen N° 06 y ubicación de sección crítica.

Figura 127: Desmontaje del espécimen N°06 posterior al ensayo.

Figura 128: Inspección del acero de refuerzo en los nudos de los especímenes N° 01 y N° 02.

Figura 129: Registro y medición del aplastamiento del concreto interior al gancho estándar.

Figura 130: Ubicación de apoyos y eje de aplicación de carga.

Figura 131: Ubicación Cámaras fotográficas de Registro.

Figura 132: Resultados de ensayo a tracción.

Figura 133: Diagrama esfuerzo-deformación de barra ASTM A615 sin soldadura de ½”.

Figura 134: Distribución de los Esfuerzos de fluencia medidos en Ensayos de tracción.

Figura 135: Unión viga columna - Recalculado.

Figura 136: Sección de viga - Recalculado.

Figura 137: Diagrama Esf.-Deformación de una viga simplemente reforzada - Recalculado.

Figura 138: Curva de Compresiones del concreto como ecuación cuadrática - Recalculado.

Figura 139: Diagrama Esfuerzo-Deformación de una viga doblemente reforzada - Recalculado.

Figura 140: Diagrama de Esfuerzos, profundidad del eje neutro y momento vs. Deformación Unitaria del concreto - Recalculado.

Figura 141: Sección de Columna – Recalculado.

Figura 142: Diagrama de Interacción de la Columna – Recalculado.

Figura 143: Unión Viga-Columna con cartela – Recalculado

Figura 144: Grafica deflexión vs. Tiempo de cada espécimen.

Figura 145: Prueba de carga del espécimen N° 01.

Figura 146: Inspección del anclaje del refuerzo del espécimen N° 01.

Figura 147: Diagrama Carga vs. Tiempo del Ensayo del Especimen N°01.

Figura 148: Diagrama Deformación vs. Tiempo del Ensayo del Especimen N°01.

Figura 149: Diagrama Carga vs. Deformación del Concreto del Ensayo del Especimen N°01.

Figura 150: Diagrama Carga vs. Deformación del Acero del Ensayo del Especimen N°01.

Figura 151: Diagrama Carga vs. Deflexión del Ensayo del Especimen N°01.

Figura 152: Prueba de carga del espécimen N° 02.

Figura 153: Inspección del anclaje del refuerzo del espécimen N° 02.

Figura 154: Diagrama Carga vs. Tiempo del Ensayo del Especimen N°02.

Figura 155: Diagrama Deformación vs. Tiempo del Ensayo del Especimen N°02.

Figura 156: Diagrama Carga vs. Deformación del Concreto del Ensayo del Espécimen N°02.  
Figura 157: Diagrama Carga vs. Deformación del Acero del Ensayo del Espécimen N°02.  
Figura 158: Diagrama Carga vs. Deflexión del Ensayo del Espécimen N°02.  
Figura 159: Prueba de carga del espécimen N° 03.  
Figura 160: Inspección del anclaje del refuerzo del espécimen N° 03.  
Figura 161: Diagrama Carga vs. Tiempo del Ensayo del Espécimen N°03.  
Figura 162: Diagrama Deformación vs. Tiempo del Ensayo del Espécimen N°03.  
Figura 163: Diagrama Carga vs. Deformación del Concreto del Ensayo del Espécimen N°03.  
Figura 164: Diagrama Carga vs. Deformación del Acero del Ensayo del Espécimen N°03.  
Figura 165: Diagrama Carga vs. Deflexión del Ensayo del Espécimen N°03.  
Figura 166: Prueba de carga del espécimen N° 04.  
Figura 167: Diagrama Carga vs. Tiempo del Ensayo del Espécimen N°04.  
Figura 168: Diagrama Deformación vs. Tiempo del Ensayo del Espécimen N°04.  
Figura 169: Diagrama Carga vs. Deformación del Concreto del Ensayo del Espécimen N°04.  
Figura 170: Diagrama Carga vs. Deformación del Acero del Ensayo del Espécimen N°04.  
Figura 171: Diagrama Carga vs. Deflexión del Ensayo del Espécimen N°04.  
Figura 172: Prueba de carga del espécimen N° 05.  
Figura 173: Diagrama Carga vs. Tiempo del Ensayo del Espécimen N°05.  
Figura 174: Diagrama Deformación vs. Tiempo del Ensayo del Espécimen N°05.  
Figura 175: Diagrama Carga vs. Deformación del Concreto del Ensayo del Espécimen N°05.  
Figura 176: Diagrama Carga vs. Deformación del Acero del Ensayo del Espécimen N°05.  
Figura 177: Diagrama Carga vs. Deflexión del Ensayo del Espécimen N°05.  
Figura 178: Prueba de carga del espécimen N° 06.  
Figura 179: Diagrama Carga vs. Tiempo del Ensayo del Espécimen N°06.  
Figura 180: Diagrama Deformación vs. Tiempo del Ensayo del Espécimen N°06.  
Figura 181: Diagrama Carga vs. Deformación del Concreto del Ensayo del Espécimen N°06.  
Figura 182: Diagrama Carga vs. Deformación del Acero del Ensayo del Espécimen N°06.  
Figura 183: Diagrama Carga vs. Deflexión del Ensayo del Espécimen N°06.  
Figura 184: Implicancia de la cartela en el Diagrama Momento vs. Deflexión.

## RESUMEN

La falta de longitud de anclaje del acero de refuerzo en uniones-viga columna es un parámetro que a menudo es obviado en los diseños estructurales de edificaciones, minimizándose la gravedad de las consecuencias que podría darse al no atender este criterio, debido a que los esfuerzos resistentes que fueron estimados en el diseño no se desarrollarían por completo comprometiendo así la estabilidad de los elementos y la estructura completa del edificio. El objetivo de esta investigación radica en estudiar este problema y como mejorarlo, para tal finalidad se plantea como alternativa un reforzamiento con cartela de concreto con 45° de inclinación, para ello se ensayaron 06 especímenes reflejando este problema en su diseño, de los cuales 03 especímenes fueron reforzados con cartelas y las restantes no. De las pruebas de carga, se demostró que los especímenes que no presentan cartelas muestran una falla visible por anclaje y no llegan a resistir su capacidad última, mientras que los especímenes que presentan un reforzamiento con cartelas logran cambiar la ubicación de la sección crítica, el cual inicialmente se encuentra sobre la cara de la columna, a una nueva ubicación que se encuentra al final de la cartela y con ello el mejoramiento del anclaje, pero este reforzamiento presenta ventajas adicionales, como el mejoramiento de su capacidad resistente alrededor del  $17.33 \% \pm 8.31 \%$  para un nivel de confianza del 80 %, además que para una misma carga presenta una menor deflexión.

Por lo tanto, el reforzamiento con cartela es una alternativa que podría plantearse en el diseño estructural de elementos, para el mejoramiento del anclaje en los nudos donde el acero de refuerzo no se desarrolla completamente.

**Palabras clave:** Anclaje, cartela, uniones viga-columna, longitud de desarrollo, investigación experimental, acero de refuerzo, concreto.

## ABSTRACT

The lack of anchor length of the reinforcing steel in column beam joints is a parameter that is often overlooked in structural designs of buildings, minimizing the severity of the consequences that could be given by not meeting this criterion, because the rugged efforts that were estimated in the design would not be fully developed thus compromising the stability of the elements and the entire structure of the building. The objective of this research is to study this problem and how to improve it, for this purpose a reinforcement with concrete gusset with 45° of inclination is proposed as an alternative, for this purpose 06 specimens were tested reflecting this problem in its design, of which 03 specimens were reinforced with gussets and the remaining specimens were not. From the loading tests, it was shown that specimens without gussets show a visible anchorage failure and fail to withstand their ultimate capacity, while specimens with gussets are able to change the location of the critical section. Which is initially located on the face of the column, to a new location that is at the end of the gusset and thus improving the anchor, but this reinforcement has additional advantages, such as improving its strength by around  $17.33 \% \pm 8.31 \%$  for a 80% confidence level, and for the same load it has a lower deflection. Therefore, gusset reinforcement is an alternative that could be considered in the structural design of elements, for the improvement of anchoring in joints where the reinforcing steel is not fully developed

**Keywords:** Anchoring, gusset, beam-column joints, development length, experimental research, reinforcing steel, concrete.





## INTRODUCCIÓN

La importancia de abordar el estudio de la falta de anclaje del acero de refuerzo en las uniones exteriores viga-columna, se debe a que este representa un problema crítico para una estructura de concreto reforzado, debido a que podría producirse una falla frágil de este elemento por el deslizamiento del refuerzo en el concreto, agudizándose aún más el problema cuando el elemento sea sometido a la acción de fuerzas dinámicas como es el caso del sismo.

Cuando el acero no logra anclarse adecuadamente al concreto, los esfuerzos de tensión en el acero producto de los momentos negativos que llegan de la viga al nudo, podrían superar a las fuerzas de adherencia produciendo desplazamientos muy grandes que conllevarían a la formación de grietas prolongadas en su sección crítica y finalmente a la falla de los elementos antes de llegar a su capacidad resistente. Este problema a menudo es obviado en los diseños a pesar que la norma peruana E.060 y el código ACI 318 señalan una longitud necesaria, donde este último considera conservadoramente un aumento del 40 % en esta longitud en caso de un diseño sismo resistente. Sin embargo a nivel nacional se continúan desarrollando diseños estructurales sin verificarse este parámetro muy importante, por lo que para esta investigación se recurre a información de países con mayores avances ante este problema.

Para mejorar el anclaje del refuerzo en los nudos se pueden plantear diferentes alternativas como aumentar la sección de la columna lo suficientemente robusta para lograr que el acero pueda anclarse en ella adecuadamente como se plantea en las norma peruana y el código ACI 318, en función a la longitud de desarrollo del acero de la viga que llega al nudo, o prolongar la viga más allá de la cara opuesta de la columna una longitud suficiente como para que el acero pueda anclarse adecuadamente, como también el uso de anclajes mecánicos pero en este caso, debe ser comprobado con ensayos, para que el concreto circundante no sufra aplastamiento excesivo. De todas estas alternativas las dos primeras significaría posiblemente un conflicto con la arquitectura de la estructura, y también un mayor costo por la cantidad de material adicional, mientras que la última podría corregir el problema arquitectónico pero muchas veces la longitud que requieren los anclajes mecánicos, no es mejor que la longitud por anclaje con gancho estándar que requiere el refuerzo. El reforzamiento del nudo con cartela interior puede ser una alternativa favorable hablando de los aspectos anteriores, sin embargo debe comprobarse este hecho, por ello que esta investigación se basa en la demostración

experimental de la influencia que tienen el reforzamiento del nudo con cartela en la longitud de anclaje del refuerzo.

Teniendo en cuenta los aspectos anteriores se desarrolla esta investigación cuyo contenido consta de cuatro capítulos, en el capítulo I, se justifica y plantea el problema, objetivo e hipótesis de la investigación, en el capítulo II, se hace referencia a los antecedentes y marco teórico de todos los conceptos utilizados, en el capítulo III, se describen la metodología de la investigación describiendo el tipo y diseño del mismo, es aquí donde se desarrolla el marco experimental e interpretación de los ensayos de laboratorio, en el Capítulo IV, se presentan los resultados y se discute cada parámetro de la investigación definido en el capítulo anterior, finalmente se presentan las conclusiones y recomendaciones, asimismo se presentan al final del contenido un apéndice con información detallada del proceso experimental y resultados de ensayos.

# CAPÍTULO I.

## PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

### 1.1. SITUACIÓN PROBLEMÁTICA

Es ampliamente reconocido que las uniones viga-columna pueden transformarse en regiones de comportamiento crítico en pórticos de hormigón armado diseñados para incursionar en rango inelástico bajo acción sísmica severa. Como consecuencia de los momentos de signo opuesto que se desarrollan en los extremos de columnas por encima y por debajo de la unión, y en forma similar a la reversión de los momentos de las vigas a través del nudo, éste se ve sometido a fuerzas de corte horizontal y vertical cuyas magnitudes son varias veces mayores que las que corresponden a las columnas y vigas adyacentes. En consecuencia, si no son diseñados correctamente pueden sufrir una falla de corte. (Carlos Llopiz, 2001, p. 3).

Los momentos de signo opuesto a través de una unión interna implica además que la armadura de la viga debe estar en compresión en un lado de la unión y fluyendo en tracción en el lado opuesto. Esto induce tensiones de adherencia muy elevadas que pueden llevar a la falla por adherencia con la correspondiente degradación de capacidad de momento y pérdida de rigidez del nudo que conducen a mayores deformaciones horizontales en el pórtico. (Carlos Llopiz, 2001, p. 3).

La falta de la longitud de anclaje en uniones viga columna es común de edificaciones con columnas con sección transversal de dimensiones mínimas, donde la longitud de desarrollo especificado por la norma peruana E.060 es mayor que la profundidad de la columna, por lo

tanto existe gran probabilidad que el refuerzo no alcance el esfuerzo para el que fue diseñado, consecuentemente se producirá la falla de la unión y posiblemente el colapso de la estructura.

## 1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Cómo mejorar la longitud anclaje del acero de refuerzo en las uniones viga-columna en elementos que no cumple con este requerimiento?

## 1.3. JUSTIFICACIÓN

Resolver el problema del anclaje del refuerzo en las uniones viga-columna, podría evitar las fallas por adherencia en las uniones y disminuir la probabilidad de un posible colapso de la estructura, ahorraría costos en reparación, daños en estructuras y sobre todo evitaríamos la pérdida de vidas humanas.

La norma peruana RNE Art. 21.6.1.2, establece que la dimensión menor de la sección transversal de una columna no puede ser menor a 250mm, lo que quiere decir que se pueden dar secciones desde 0.25x0.25m, además en la realidad se observan diseños de vigas con refuerzos que van desde  $\frac{1}{2}$ " a  $\frac{3}{4}$ " de diámetro, si verificamos la longitud de desarrollo para el caso de una varilla de  $\frac{1}{2}$ " de diámetro esta es de 0.32m, para casos de nudos exteriores de concreto reforzado la sección de concreto donde quedara embebida la varilla no satisface la longitud necesaria de anclaje del refuerzo, este inconveniente se podría superar con la adición de ganchos estándar a  $90^\circ$  o  $180^\circ$ , sin embargo existen casos donde la longitud de desarrollo es ampliamente mayor que la profundidad de la columna, aún con la incorporación de estos ganchos estándar.

Muchas veces los diseños de estructuras con columnas con secciones transversales con dimensiones menores a las longitudes de desarrollo del refuerzo de la viga que llega al nudo no son tomados con la importancia que se debe y más grave aún si corresponden a las viviendas autoconstruidas, este problema probablemente genere un inapropiado anclaje del refuerzo en este elemento estructural, y a causa de ello se podrían producir fallas por adherencia en esta región, ante la acción de una fuerza sísmica severa. Este tipo de configuración son muy comunes en construcciones de concreto reforzado y albañilería, abarcando no solo columnas sino también elementos estructurales de mayor rigidez.



Por ello la importancia de esta investigación, en caso de ser favorable se podría incorporar sugerencias técnicas para estructuras en las que de acuerdo a la norma peruana no cumplen con la longitud de anclaje mínimo del refuerzo en las uniones viga-columna.

## 1.4. HIPÓTESIS Y VARIABLES

### 1.4.1. HIPÓTESIS

“El reforzamiento con cartelas de las uniones viga columna mejora la longitud de anclaje del acero de refuerzo”

### 1.4.2. VARIABLES

- **Variables independientes:**
  - Nudo reforzado con Cartela.
  - Cargas de aplicación al modelo.
- **Variable dependiente:**
  - Longitud de anclaje del refuerzo.
- **Variables controladas:**
  - Resistencia a la compresión del concreto ( $f_c$ ).
  - Propiedades físicas y mecánicas del acero de refuerzo.
  - Propiedades físicas y mecánicas de los materiales (agregados, cemento)
  - Geometría de la viga y columna.

## 1.5. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

### 1.5.1. GENERAL

Evaluar la longitud de anclaje del acero de refuerzo en uniones viga-columna, reforzado con cartelas.

### 1.5.2. ESPECÍFICOS

- Definir un modelo y sistema de prueba para la evaluación del anclaje de refuerzo.
- Evaluar la longitud de desarrollo del acero de refuerzo en la unión viga-columna con y sin reforzamiento con cartelas.
- Describir el proceso de falla de nudos reforzados con cartelas.

## CAPÍTULO II.

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1. ANTECEDENTES DE INVESTIGACIÓN

##### 2.1.1. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES VIGA-COLUMNA EN CONCRETO REFORZADO. CASO: NODO CONFINADO POR UNA CARA.

(...) es una investigación experimental en el laboratorio de estructuras acerca del comportamiento de una conexión viga-columna confinada por una cara para solicitaciones de la anterior norma NSR-98 de Disipación mínima de energía o DMI. Este trabajo surge de la idea de la observación de construcciones informales con errores de diseño y donde la calidad de la obra es baja o nula. (Sánchez, Camacho, 2010, p. 19).

(...) de acuerdo al análisis de la capacidad del actuador y la tipología de conexión viga columna a experimentar se elaboró un nodo viga columna a escala real teniendo en cuenta una disposición de refuerzo longitudinal y transversal, con ausencia de refuerzo transversal en el nodo; y se diseñó una metodología de prueba para evaluar el comportamiento de la unión, en esta prueba se tiene en cuenta el proceso de elaboración del espécimen, con todos los parámetros establecidos: carga axial, carga en el extremo de la viga por parte del actuador MTS; la puesta a punto del espécimen, en esta fase se tiene en cuenta los instrumentos de medición y el ciclo de carga teniendo en cuenta la distancia máxima recorrida por el actuador, la máxima rotación de la viga y la frecuencia de los ciclos de carga; y finalmente el proceso de ensayo de la muestra el cual tiene en cuenta todos los parámetros anteriores. (Sánchez, Camacho, 2010, p. 19).

Los resultados de la prueba descritos por los ciclos de histéresis, proporcionan datos relevantes acerca del comportamiento de la prueba ciclo a ciclo, entre estos datos están la disipación de energía debido a la formación de rotulas plásticas, la fatiga del espécimen ante la carga ciclo a ciclo y la degradación de la rigidez. (Sánchez, Camacho, 2010, p. 19).

Entre sus conclusiones más importantes tenemos:

El ciclo de histéresis cumple con la conducta elasto-plástico, para representar el comportamiento de elementos de concreto.

Los bucles de la histéresis proporcionan datos relevantes acerca del comportamiento de la prueba ciclo a ciclo, entre estos datos esta los de disipación de energía debido a la formación de rotulas plásticas o grietas dentro de la muestra.

Se concluyó, que la energía que disipa el espécimen en el primer ciclo, es mínima, debido a que el elemento se recupera rápidamente.

Se observó que, el elemento sufre un cansancio o fatiga, después de la segunda repetición del segundo ciclo y esto ocurre de este en adelante, ya que la energía disipada es menor.

Se concluyó, que el espécimen después del primer ciclo de carga, pierde su rigidez de forma exponencial. (Sánchez, Camacho, 2010, p. 101).

#### **Comentario:**

Se toma como referencia esta tesis por la similitud en el procedimiento para la elaboración de los especímenes y los ensayos que se desarrollan, a diferencia en la presente investigación se realizará con la acción de una carga estática o monotónica y no de una carga dinámica.

#### **2.1.2. COMPARATIVE STUDY ON BEHAVIOUR OF REINFORCED BEAM-COLUMN JOINTS WITH REFERENCE TO ANCHORAGE DETAILING, JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING RESEARCH.**

Se evalúa la capacidad de ductilidad, la capacidad de disipación de la energía y el comportamiento de carga - deformación de las juntas exteriores de viga - columnas construidas con un sistema de anclaje externo proporcionando una pequeña proyección más allá de la cara de la columna. La evaluación se basa en los resultados experimentales de dos ejemplares de una junta exterior viga-columna en una escala uno en cinco ensayados como parte de un extenso programa experimental. (Chidambaram, Thirugnanam, 2012, p. 1).

El espécimen de control (CS) construido y detallado según las disposiciones de la norma IS 13920: 1993 y el espécimen anclado externamente (EAS) con proyección pequeña más allá de la cara de la columna. Se aplicó una pequeña carga axial a la porción de columna del sub-ensamblaje y se mantuvo constante durante el ensayo.

El extremo libre de la viga se sometió a una carga cíclica que representaba una amplia gama desde la carga elástica a la carga no elástica. (Chidambaram, Thirugnanam, 2012, p. 1)

El sistema de anclaje externo, el detalle del refuerzo y la colocación del hormigón en la región de la articulación se alivian y el comportamiento es mejor que el método convencional de construcción. Los resultados de las pruebas indican que el sistema de anclaje externa presenta un comportamiento excelente en la disipación de energía, la ductilidad y el parámetro de carga - deformación que para los especímenes construidos a las recomendaciones de diseño actuales. (Chidambaram, Thirugnanam, 2012, p. 1).

#### **Comentario:**

En esta investigación presenta un tipo de reforzamiento externo a la unión viga columna, el cual presenta un mejor comportamiento que los nudos convencionales, pero presenta un inconveniente para una arquitectura que priorice la estética sus fachadas. Debido que la carga aplicada es de tipo dinámico, se usara como referencia para esta investigación para la instrumentación del ensayo y la determinación los criterios de análisis de la información.

### **2.1.3. EXPERIMENTAL INVESTIGATION ON BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE BEAM COLUMN JOINTS RETROFITTED WITH FRP WRAP SUBJECTED TO STATIC LOAD.**

La adaptación de las estructuras existentes es uno de los principales desafíos que los ingenieros civiles modernos tienen que afrontar. La reciente evaluación de las estructuras de ingeniería civil ha demostrado que la mayoría de ellos necesitarán grandes reparaciones en un futuro próximo. Una de las técnicas de refuerzo de los miembros estructurales RC es a través del confinamiento con un recinto compuesto. Este confinamiento externo de hormigón mediante composites reforzados con fibras (FRP) puede mejorar significativamente la resistencia y la ductilidad y dará como resultado una gran capacidad de absorción de energía de miembros estructurales. Materiales de FRP, que están disponibles en forma de hojas, se están utilizando para fortalecer una variedad de elementos RC para mejorar la flexión, cizallamiento y carga axial de la capacidad de los elementos. (Ravi R., 2009, p. 1).

Las juntas de vigas y columnas, que son miembros laterales y verticales resistentes a la carga en estructuras RC, son particularmente vulnerables a fallas durante los terremotos y, por lo tanto, el fortalecimiento de las juntas es a menudo la clave para una estrategia exitosa de adaptación sísmica. En este trabajo, se ha intentado estudiar el comportamiento de las juntas de vigas y vigas de hormigón armado con revestimiento de polímero reforzado con fibra de carbono y envoltura de polímero reforzado con fibra de vidrio. (Ravi R., 2009, p. 1).

Nueve ejemplares de juntas de viga-columna RC exteriores fueron moldeados y sometidos a prueba durante la presente investigación. En seis ejemplares, se proporcionaron los refuerzos tanto en columna como en viga según el código IS 456: 2000 En los tres ejemplares restantes, se proporcionaron los refuerzos tanto en columna como en viga según el código IS 13920: 1993. Se dio como carga axial en la columna un porcentaje variable de la capacidad de carga de la columna. La carga estática se aplicó como carga en voladizo en la viga hasta el fallo. Los especímenes de juntas de vigas y columnas fallidas se adaptaron retirando el hormigón en la parte de unión y refundiéndose con hormigón del mismo grado y posteriormente se utilizó una lámina de polímero reforzado con fibra de carbono (CFRP) para envolver tres especímenes y una lámina de polímero reforzado con fibra de vidrio (GFRP) Se utilizó para fortalecer los otros tres especímenes. El rendimiento de las juntas de viga-columna modificadas se comparó con los especímenes de las columnas de control-columna. (Ravi R., 2009, p. 1).

(Ravi R., 2009, p. 1). Basándose en las investigaciones experimentales llevadas a cabo sobre los especímenes de las columnas de viga y columnas controladas y reacondicionadas utilizando envoltura de GFRP y CFRP, se obtuvieron las siguientes conclusiones:

Hubo un aumento del 12 % en la capacidad de carga y un aumento del 13 % en la capacidad de absorción de energía de la muestra de la articulación columna-viga RC, ya que el espaciamiento del estribo se reduce según el código IS 13920: 1993

Hubo un aumento del 13 % en la capacidad de carga y un aumento del 14 % en la capacidad de absorción de energía del espécimen articular columna-viga RC, adaptada mediante envoltura GFRP.

Hubo un aumento del 36 % en la capacidad de carga y un aumento del 26 % en la capacidad de absorción de energía de la muestra de la columna de la viga-columna RC adaptada utilizando la envoltura de CFRP.

Las características de deformación de la carga también mejoraron en mayor medida en el caso de los especímenes adaptados sobre las muestras de control. Esto dio como resultado un aumento sustancial en las características de absorción de energía de los especímenes que se adaptaron utilizando tanto GFRP como CFRP.

#### **Comentario:**

Se toma como referencia esta investigación por la similitud en el procedimiento para la elaboración de los especímenes y los ensayos que se desarrollan aplicando una carga estática o monotónica.

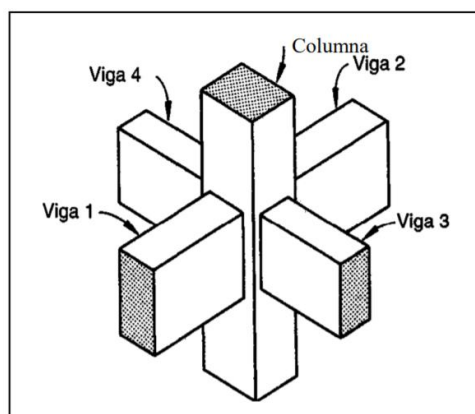


## 2.2. BASES TEÓRICAS

### 2.2.1. UNIONES VIGA-COLUMNA

#### 2.2.1.1. DEFINICIÓN

Un nudo, conexión o unión Viga – Columna se define como la porción de la columna dentro de la altura de la viga que se unen hasta ella. (Nilson Arthur, 1999, p. 310).



*Figura 1: Nudo Viga-Columna Típico.*  
Fuente: Nilson Arthur, 1999, p. 310.

Una conexión viga-columna se define como la porción de la columna localizada dentro de la altura de la viga más alta de las que lleguen a la columna. A lo largo de este documento, el término nudo se utiliza para referirse a una conexión viga-columna. (ACI 352RS-02, 2010, p. 5).

#### 2.2.1.2. CLASIFICACIÓN DE LOS NUDOS VIGA – COLUMNA

##### 2.2.1.2.1. SEGÚN LOS REQUISITOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA Y ACCIONES

De acuerdo al Código ACI 352RS-02, los nudos se clasifican en Tipo 1 y Tipo 2.

Los nudos Tipo 1: unen miembros diseñados para resistir fundamentalmente las acciones gravitacionales y normales de viento, de modo que para el diseño de éstos no se consideran requisitos especiales de ductilidad, ya que, por la naturaleza misma de las acciones que se esperan sobre la estructura, no se esperan deformaciones inelásticas significativas. (Código ACI 352RS-02, p. 2).

Los nudos Tipo 2: unen miembros diseñados para resistir, además de las acciones mencionadas para los nudos Tipo 1, acciones eólicas fuertes, explosiones y acciones sísmicas; de modo que para el diseño de estas conexiones se consideran requisitos especiales de

ductilidad, ya que, para resistir las acciones antes mencionadas, se requiere que la estructura disipe energía en el rango inelástico. (Código ACI 352-02RS, p. 2).

### 2.2.1.2.2. SEGÚN EL GRADO DE CONFINAMIENTO

Este factor toma en cuenta el grado de confinamiento que puedan aportar al nudo los diferentes miembros que concurren a él. Estos miembros se denominan confinantes, y, para que puedan ser considerados como tales, deben cumplir ciertas condiciones, a saber:

- ✓ Su anchura debe ser mayor o igual que  $\frac{3}{4}$  partes de la anchura de la columna.
- ✓ La distancia que sobresale la columna a cada lado de la viga, no debe superar los 10 cm (4").

Un nudo se considera confinado en una dirección cuando a dos caras opuestas del mismo llegan miembros confinantes. Un nudo se considera confinado en las dos direcciones cuando a sus cuatro caras llegan miembros confinantes. (Figura 2).

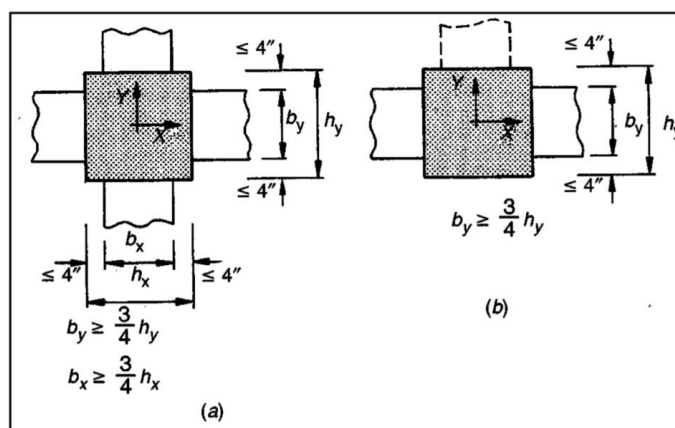


Figura 2: Nudos Confinados. a) En las dos direcciones. b) En una dirección  
Fuente: Nilson Arthur, 1999, p. 314.

### 2.2.1.2.3. SEGÚN SU CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA Y SU UBICACIÓN DENTRO DE LA ESTRUCTURA

Según este criterio, los nudos se clasifican en:

#### A. NUDOS INTERIORES: se subdividen en:

- a) Nudos interiores en pórticos unidireccionales (denominados por el ACI 352R-02, nudos interiores sin viga transversal).
- b) Nudos interiores en pórticos bidireccionales, se muestran en la figura 3.



Figura 3: Nudos Interiores a) En pórticos unidireccionales b) En pórticos bidireccionales.  
Fuente: ACI 352 R-02, p. 21).

**B. NUDOS EXTERIORES:** estos nudos se subdividen en:

Nudos exteriores en pórticos unidireccionales (denominados por el ACI 352R-02 nudos exteriores sin viga transversal)

Nudos exteriores en pórticos bidireccionales, se muestran en la Figura 4.

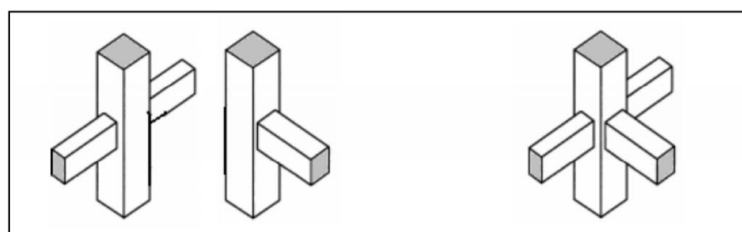


Figura 4: Nudos Exteriores a) En pórticos unidireccionales b) En pórticos bidireccionales  
Fuente: ACI 352 R-02, p. 22.

**C. NUDOS DE ESQUINA:** Estos nudos se subdividen de forma análoga a los casos anteriores, se muestran en la Figura 5.

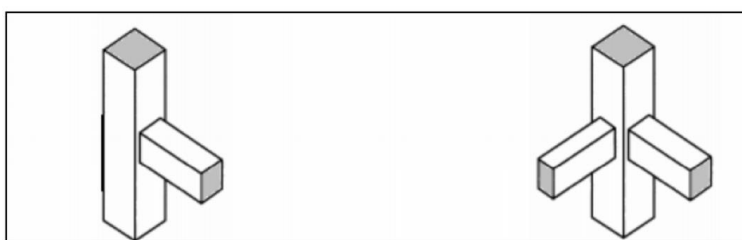
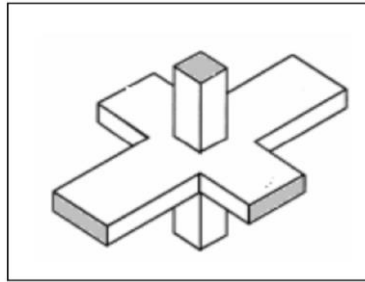


Figura 5: Nudos de Esquina a) En pórticos unidireccionales b) En pórticos bidireccionales.  
Fuente: ACI 352 R-02, p. 26.

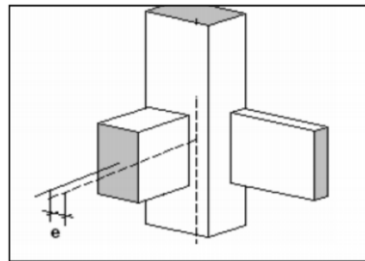
**D. OTROS TIPOS:** nudos con vigas planas, excéntricos y discontinuos.

**Los nudos con vigas planas:** son aquellos en los que la anchura de las vigas que a ellos concurren es mayor que la anchura de la columna, se muestra en la Figura 6.



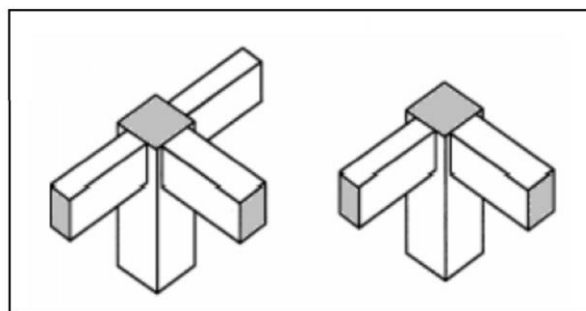
*Figura 6:* Nudo de Vigas Planas.  
Fuente: ACI 352 R-02, p. 26.

**Los nudos excéntricos:** son aquellos en los que el eje central de la viga está desplazado con respecto al eje de la columna. (Figura 7).



*Figura 7:* Nudo excéntrico.  
Fuente: ACI 352 R-02, p. 29.

**Los discontinuos o nudos de techo (“roof joints”):** son aquellos en los que la columna no continúa (puede ser, por ejemplo, el caso de un nudo ubicado en el último piso de un edificación). Figura 8.



*Figura 8:* Nudo discontinuo.  
Fuente: ACI 352 R-02, p. 29.

Estos tres tipos de nudos pueden ser clasificados dentro de los Tipos 1, 2 ó 3 anteriormente mencionados (interiores, exteriores y de esquina). Así, puede hablarse, por ejemplo, de nudos

exteriores en pórticos bidireccionales excéntricos, o de nudos de esquina en pórtico unidireccional, discontinuos, y de vigas planas. (ACI 352 R-02, p. 29).

### **2.2.1.3. REQUISITOS DE NUDOS VIGA-COLUMNA**

Una articulación viga-columna sufre una severa rigidez y una degradación de la resistencia cuando se someten a cargas sísmicas. Los requerimientos esenciales para el desempeño satisfactorio de una articulación en una estructura RC durante los terremotos pueden resumirse de la siguiente manera: (Park y Paulay, 1975, p. 742).

- (I) Una junta debe presentar un rendimiento de carga de servicio igual o mayor que el de los miembros a los que se une; Es decir, el fallo no debe ocurrir dentro de las articulaciones. En caso de que se produzca un fallo debido a una sobrecarga, debe ocurrir en los haces a través de una gran figuración por flexión y formación de bisagras de plástico, y no en columnas (normalmente la junta se considera como parte de la columna).
- (II) Una junta debe poseer una resistencia no menor que la demanda máxima correspondiente al desarrollo del mecanismo estructural de bisagra plástico de la estructura. Este requisito eliminará la necesidad de reparación en una región inaccesible en la estructura.
- (III) La articulación debe responder elásticamente durante los terremotos moderados.
- (IV) La deformación de las articulaciones no debe aumentar significativamente la deriva del piso.
- (V) La configuración conjunta debe garantizar la facilidad de fabricación y el buen acceso para la colocación y compactación del hormigón en la región conjunta. (Park y Paulay, 1975, p. 743).

### **2.2.1.4. COMPORTAMIENTO DE NUDOS VIGA-COLUMNA**

El comportamiento del nudo viga – columna tiene una incidencia directa sobre la respuesta total y la estabilidad de estructuras apertadas de concreto estructural. Así pues, una pérdida sustancial de la rigidez y la resistencia en el nodo puede producir un mecanismo de falla local e incluso global de la estructura. Esto se evidenció en sismos como el de Tangshan (1976), el de El Asnam (1980) el de Loma Prieta (1989) y, más recientemente, en los sismos de Turquía (1999), Taiwán (1999) y Cariaco (1997). (Teixeira, 2010, p. 12).

Por ello, desde hace tres décadas se han venido realizando estudios experimentales y analíticos sobre el comportamiento de los nodos viga-columna bajo acciones sísmicas. Parte de los resultados obtenidos en esos estudios serán presentados en este aparte. (Teixeira, 2010, p. 12).



Conocer estos resultados es importante, ya que las teorías relativas al comportamiento sísmico de los nodos, son el trasfondo teórico de las recomendaciones prácticas de diseño actuales. (Teixeira J., 2010, Diseño de nodos viga-columna en pórticos de concreto estructural, Universidad Católica Andrés Bello, Venezuela) (Teixeira, 2010, p. 12).

### 2.2.1.4.1. FUERZAS ACTUANTES

El patrón de fuerzas actuantes sobre un nodo depende de su configuración geométrica y del tipo de acciones (sísmicas, gravitacionales, etc.) a las que esté sometido. Los efectos de las cargas sobre los nodos exteriores, interiores y de esquina son presentados a continuación, en relación con las tensiones y los patrones de agrietamiento producidos por las mismas. (Teixeira, 2010, p. 12).

#### A. NODOS INTERIORES

Las fuerzas actuantes sobre un nodo interior sometido a cargas gravitacionales pueden ser representadas a través del diagrama de cuerpo libre que se muestra en la Figura 9a. Las fuerzas internas se muestran en la Figura 9b. (Teixeira, 2010, p. 12).

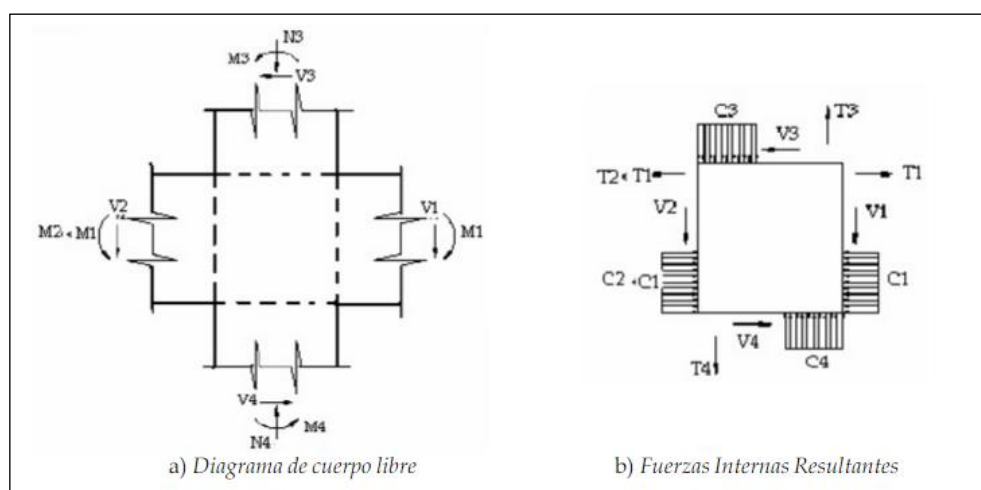


Figura 9: Fuerzas debido a cargas gravitacionales.  
Fuente: Teixeira, 2010, p. 13.

En la generalidad de los casos, los valores de M1 y M2 presentados en la Figura 9a, no son iguales, por lo que esta desigualdad debe equilibrarse con la suma de los momentos M3 y M4 que se producen en las columnas. (Teixeira, 2010, p. 13).

Cuando el nodo es sometido a cualquier carga lateral, por ejemplo las sísmicas, las fuerzas que se producen en vigas y columnas desarrollan tensiones diagonales de tracción y

compresión dentro del nodo, como se muestra en la Figura 10. Si estas tensiones se incrementan, pueden producirse grietas diagonales cuando las tensiones de tracción superen la resistencia a tracción del concreto. Debido a que el concreto es relativamente débil a tracción, cuando no se coloca el refuerzo adecuado, el nodo falla prematuramente debido al desarrollo de las grietas antes descritas. (Teixeira, 2010, p. 13).

En un nodo interior, las grietas se desarrollan de la forma presentada en la Figura 10. Las grietas se desarrollan perpendicularmente a la diagonal de tensión A-B y en las caras del nodo a las que llegan las vigas. (Teixeira, 2010, p. 13).

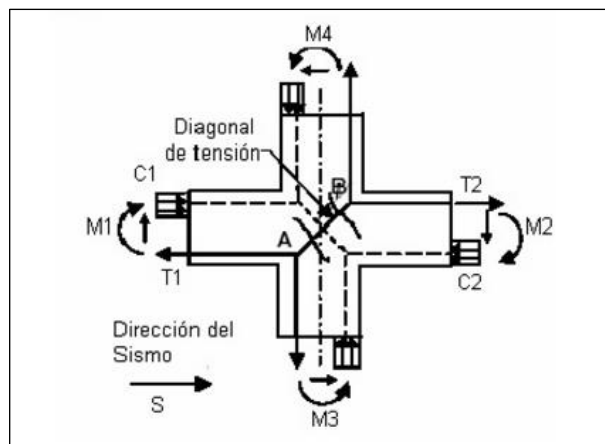


Figura 10: Fuerzas producidas por la acción de cargas laterales en un nodo interior.  
Fuente: Teixeira, 2010, p. 13.

## B. NODOS EXTERIORES

El patrón de fuerzas que se produce en un nodo exterior debido a acciones sísmicas, es presentado en la Figura 11. (Teixeira, 2010, p. 14).

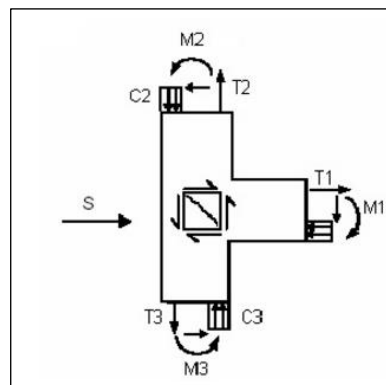


Figura 11: Fuerzas producidas por la acción de cargas laterales en un nodo exterior.  
Fuente: Teixeira, 2010, p. 14.

Al igual que en los nodos interiores, cuando las tensiones de tracción exceden la resistencia a tracción del concreto, se generan grietas diagonales en el nodo, mostradas en la Figura 11. (Teixeira, 2010, p. 14).

El detallado del anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas en este tipo de nodos afecta significativamente su eficiencia. Algunos de estos detalles son mostrados en la Figura 12. (Teixeira, 2010, p. 15).

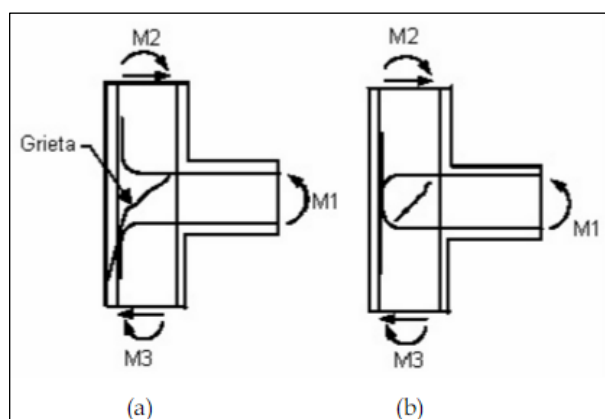


Figura 12: Detalles de anclaje del refuerzo longitudinal en nodos exteriores  
Fuente: Teixeira, 2010, p. 15.

Estudios han demostrado que los nodos con barras longitudinales dobladas hacia afuera del núcleo (Fig. 12a), presentan eficiencias entre 25 y 40 %, mientras que los nodos con barras longitudinales ancladas en el núcleo (Fig. 12b) muestran eficiencias entre 85 y 100 %. La eficiencia es la relación Momento prueba/Momento calculado, donde el Momento de prueba es el que resiste el nodo de acuerdo con resultados de ensayos. (Teixeira, 2010, p. 15).

### C. NODOS DE ESQUINA.

Las fuerzas actuantes sobre un nodo de esquina en el que la columna continúa pueden ser interpretadas y representadas de la misma manera que las actuantes sobre un nodo exterior, presentadas en el aparte anterior. (Teixeira, 2010, p. 15).

Los nodos de esquina discontinuos ("roof corner joints") evidencian un comportamiento diferente a los de esquina en los que la columna continúa. En estos casos, las fuerzas producidas por las cargas sísmicas pueden tender a abrir o a cerrar el nodo. (Teixeira, 2010, p. 15).

Cuando las fuerzas tienden a abrir el nodo, se produce una distribución antes del agrietamiento como la mostrada en la Figura 13a.

A medida que las fuerzas internas aumentan, lo hacen también las tensiones en el centro del nodo. En consecuencia, se inicia la formación de grietas diagonales por tensión, como se observa en la Figura 13b. (Teixeira, 2010, p. 16).

El diagrama de cuerpo libre de la esquina superior del nodo se muestra en la Figura 13c. De este diagrama se puede desprender que la fuerza  $T$  es necesaria para el equilibrio del nodo, ya que, si no se coloca un refuerzo que permita que esta fuerza se desarrolle, el nodo fallará casi inmediatamente después del desarrollo de la grieta diagonal por la separación de la esquina del nodo del resto de éste. (Teixeira, 2010, p. 16).

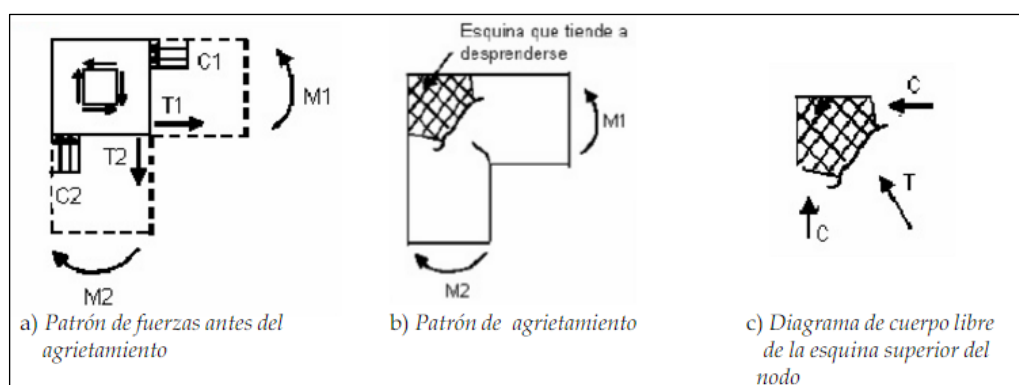


Figura 13: Nodo de esquina sometido a fuerzas que tienden a abrirlo.  
 Fuente: Teixeira, 2010, p. 16.

Las fuerzas que se desarrollan en un nodo que tiende a cerrarse son exactamente opuestas a las de un nodo que tiende a abrirse, aunque menos desfavorables. La distribución elástica de las tensiones antes del agrietamiento es la mostrada en la Figura 14a. (Teixeira, 2010, p. 16).

Como resultado del incremento de las fuerzas actuantes, el nodo se agrieta de la forma mostrada en la Figura 14b. El agrietamiento más pronunciado se observará en la diagonal. (Teixeira, 2010, p. 16).

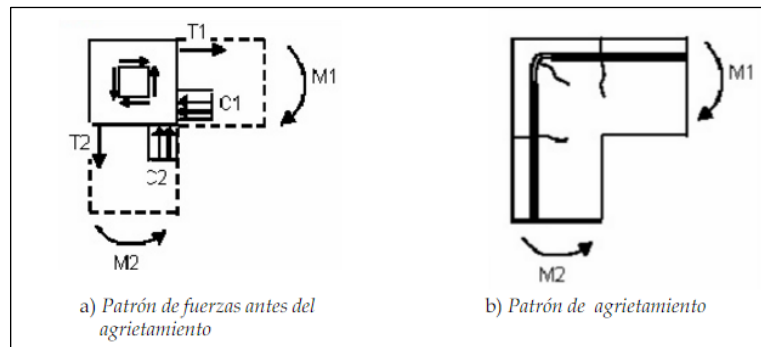


Figura 14: Nodo de esquina sometido a fuerzas que tienden a cerrarlo.  
Fuente: Teixeira, 2010, p. 16.

Debido a la naturaleza misma de las acciones sísmicas, es muy probable la reversión de fuerzas en el nodo, es decir, éste puede experimentar tanto fuerzas que tiendan a abrirlo como fuerzas que tiendan a cerrarlo. (Teixeira, 2010, p. 17).

Por ello, los nodos de esquina discontinuos deben ser conservadoramente diseñados como nodos que tienden a abrirse, con un detallado apropiado. (Teixeira, 2010, p. 17).

## 2.2.2. ADHERENCIA Y ANCLAJE DEL ACERO DE REFUERZO.

### 2.2.2.1. CONSIDERACIONES BÁSICAS.

Ya que muy raramente se aplica carga externa directamente al refuerzo, el acero puede recibir su participación de la carga solo del concreto que lo rodea. “esfuerzo de adherencia” es el nombre que se asigna al esfuerzo cortante en la entre cara de la varilla y el concreto que, al transferir la carga entre la varilla y el concreto que la rodea, modifica los esfuerzos del acero. Cuando se desarrolla de manera eficaz esta adherencia, permite que los dos materiales formen una estructura compuesta. El logro de una buena adherencia es el objetivo más importante del detallado del refuerzo en las componentes estructurales. (Park y Paulay, 1975, p. 405).

Las fuerzas de adherencia se miden por la razón de cambio en la fuerza en las varillas de refuerzo. EL esfuerzo de adherencia no existe a menos que los esfuerzo del acero cambien entre dos cualesquiera secciones. El esfuerzo de adherencia  $\mu$ , que se acostumbra definir como una fuerza cortante por área unitaria de superficie de varillas está dado por. (Park y Paulay, 1975, p. 405).

$$u = \frac{q}{\Sigma_0} = \frac{\Delta f_s A_b}{\Sigma_0} = \frac{d_b}{4} \Delta f_s \quad (2.01)$$

Donde:

$q$  = Cambio de la fuerza de la varilla en la longitud unitaria

$\Sigma_0$  = Área superficial nominal de una varilla de longitud unitaria

$d_b$  = Diámetro nominal de la varilla

$\Delta f_s$  = cambio de esfuerzo del acero en la longitud unitaria

$A_b$  = Área de la varilla.

La resistencia de adherencia constituía un problema más serio cuando solo se utilizaban varillas comunes de refuerzo. Las varillas con superficie corrugada proporcionan un elemento adicional de resistencia de adherencia y seguridad. Por otra parte, el comportamiento de las varillas corrugadas, en especial la introducción de aceros de alta resistencia y varillas de diámetro grande, presentó algunos nuevos problemas. Esto ha originado la necesidad de volver a examinar las consideraciones convencionales de la adherencia. (Park y Paulay, 1975, p. 406).

El diseñador debe percatarse de los aspectos de adherencia y anclaje que pueden afectar críticamente el comportamiento estructural. En consecuencia, estos se examinan en cierta extensión para permitir al diseñador detallar con eficiencia el refuerzo.

Los esfuerzos de adherencia en los miembros de concreto reforzados se originan en dos casos claramente distintos: del anclaje de las varillas y del cambio de fuerza de la varilla a lo largo de su longitud, debido al cambio en el momento flexionante a lo largo del miembro. (Park y Paulay, 1975, p. 406).

#### 2.2.2.1.1. ANCLAJE O LONGITUD DE DESARROLLO.

Una varilla se debe extender a una distancia  $l_d$  más allá de cualquier sección a la que se requiera para desarrollar una fuerza dada, en donde se requiere la distancia  $l_d$  para transmitir la fuerza de la varilla al concreto por adherencia. Si se especifica el esfuerzo  $u$  de adherencia promedio, que se supone que está distribuido uniformemente en toda su longitud, entonces las consideraciones de equilibrio (Fig. 15) rinden la siguiente relación: (Park y Paulay, 1975, p. 406).

$$T = A_b f_s = u \Sigma_0 l_d \quad (2.02a)$$

En consecuencia, la longitud de desarrollo queda como:

$$l_d = \frac{d_b}{4u} f_s \quad (2.02b)$$



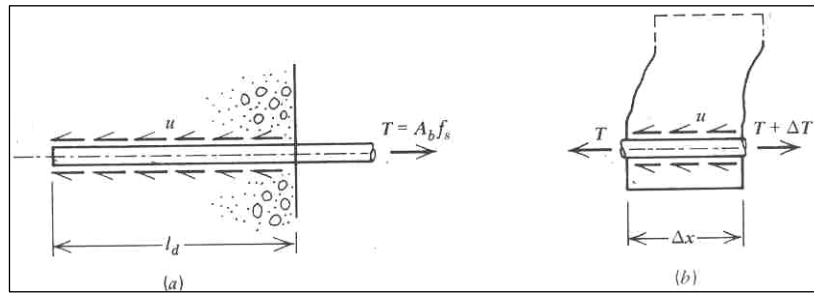


Figura 15: Generación de anclaje y adherencia por flexión.  
Fuente: Park y Paulay, 1975. p. 406).

Algunos códigos especifican valores de seguridad para el esfuerzo  $u$  de adherencia por anclaje, permitiendo que la longitud de desarrollo se calcule a partir de la ecuación 2.2b. El código ACI prescribe la longitud  $l_d$  mínima de desarrollo para distintos casos de diseño. (Park y Paulay, 1975, p. 407).

#### 2.2.2.1.2. ADHERENCIA POR FLEXIÓN.

Si se supone que los esfuerzos de adherencia  $u$  están distribuidos uniformemente entre dos secciones cualesquiera próximas entre si el equilibrio de una longitud corta de varilla requiere que  $\Delta T = u \Sigma_0 \Delta x$ . Sin embargo para que ocurra la acción de viga ideal, la fuerza  $T$  de tensión interna debe variar en la misma proporción que el momento flexionante externo  $M$ , en consecuencia.

$$\Delta T = \frac{\Delta M}{jd} = \frac{V}{jd} \Delta x$$

Y por tanto.

$$u = \frac{V}{jd \Sigma_0} \quad (2.03)$$

Esta ecuación indica que cuando la razón de cambio del momento flexionante externo (por ejemplo, la fuerza cortante) es alta, el esfuerzo de adherencia por flexión también puede exhibir alta intensidad. Sin embargo, la ecuación 2.03 simplifica grandemente la situación, y ni siquiera predice con aproximación la magnitud del esfuerzo real de adherencia, lo que se debe a que la presencia de grietas en el concreto, a intervalos discretos a los largo de un miembro, produce esfuerzos adicionales de adherencia debidos a la tensión que transmite el concreto entre las grietas. Incluso cuando la fuerza cortante es cero (región de momento flexionante constante), se desarrolla un esfuerzo de adherencia. Sin embargo se ha observado que si se dispone de

longitud de anclaje suficiente para las varillas, no ocurre la falla originada en el esfuerzo de adherencia por flexión. Las consideraciones de adherencia por flexión requieren que se verifique la longitud de anclaje en las regiones de los miembros donde el momento flexionante es cero (en los soportes simples y en puntos de inflexión). En tales regiones, el área del acero a tensión puede ser pequeña y la fuerza cortante grande, lo cual produce elevados esfuerzos de adherencia por flexión. (Park y Paulay, 1975, p. 407).

## **2.2.2.2. NATURALEZA DE LA RESISTENCIA DE ADHERENCIA.**

### **2.2.2.2.1. CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DE RESISTENCIA POR ADHERENCIA.**

#### **A. BARRAS LISAS.**

La adherencia en barras lisas es atribuida fundamentalmente a la adhesión química entre la pasta de mortero y la superficie de la barra. El inconveniente con el uso de las barras lisas es que aún con un nivel de tensiones axiales bajas se producirá la rotura de tal mecanismo de ligazón debida a la tendencia de deslizamiento de la barra en el concreto que la rodea. Una vez que tal deslizamiento ocurre, la adherencia será posible si se puede desarrollar cierta fricción entre las rugosidades del agregado del concreto y de la superficie de la barra. En consecuencia, esta reserva de adherencia en las barras lisas dependerá fuertemente de las condiciones de la superficie del acero. (C. Llopiz, 2001. p. 14).

La Figura 16, muestra diferentes configuraciones de la superficie de barras de acero redondas bajo diferentes condiciones de oxidación. La variación de las irregularidades, salientes y depresiones, es significativa, y por ende no es casual que los diseñadores prefieran utilizar en el concreto reforzado, barras que estén con cierto grado admisible de oxidación. (C. Llopiz, 2001. p. 14).

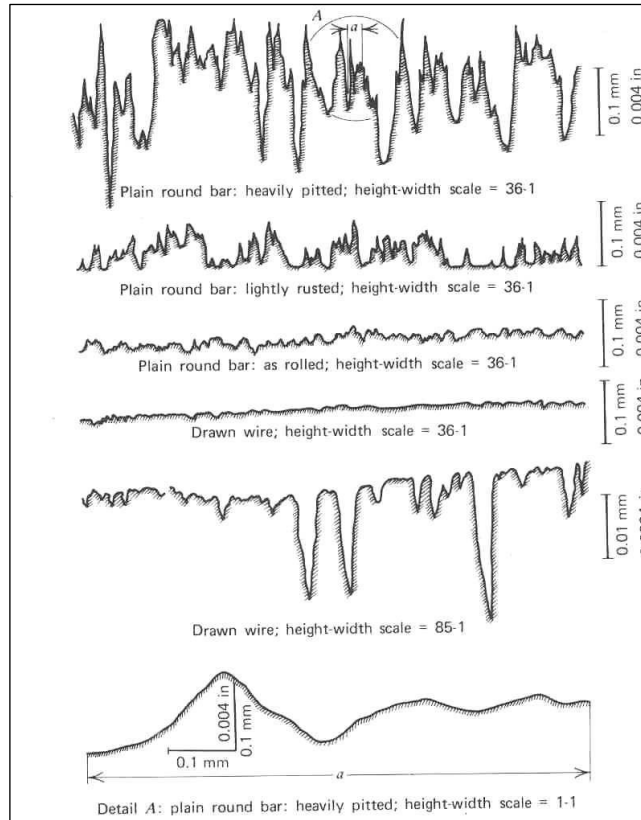


Figura 16: Ampliación del perfil de la superficie de barras lisas con cierto grado de oxidación.  
Fuente: C. Llopiz, 2001. p. 15.

## B. BARRAS CORRUGADAS.

En las barras con algún tipo de configuración superficial, obtenida normalmente durante la operación de laminado de las barras, se aumenta notablemente la capacidad de adherencia debido a la interacción entre las nervaduras y el hormigón que las rodea. La Fig. 17 muestra, por ejemplo, las diferentes tensiones inducidas entre dos nervios de una barra conformada. (C. Llopiz, 2001, p. 15).

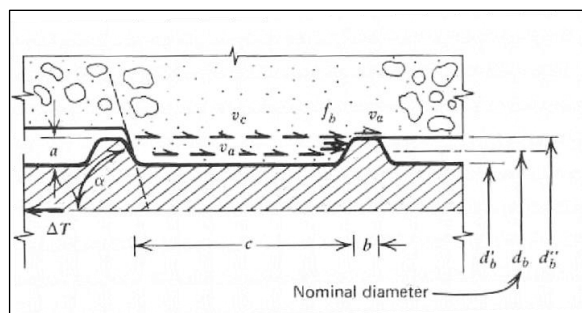


Figura 17: Esfuerzos entre dos nervaduras de una barra corrugada.  
Fuente: C. Llopiz, 2001, p. 15.

Básicamente, la resistencia al deslizamiento está asociada con las siguientes tensiones:

- (i) Tensiones de corte  $v_a$  debidas a la adherencia química en la superficie de contacto.

- (ii) Tensiones de normales de apoyo  $f_b$ , que actúan contra la cara de los nervios.
- (iii) Tensiones de corte  $v_c$ , que actúan sobre la superficie cilíndrica de concreto entre las nervaduras adyacentes.

El mecanismo de resistencia más importante es el llamado resistencia de corte, mediante el cual, para que se produzca algún deslizamiento de la barra, deben romperse por corte las ménsulas de concreto que se forman entre las salientes de la barra. En ambas referencias se marca la importancia de la relación  $a/c$ . (C. Llopiz, 2001, p.16).

En el libro de Park y Paulay, 1975, p. 408. Se deduce matemáticamente la relación aproximada dada por:

$$v_c = \frac{a}{c} f_b$$

Es decir la relación entre la tensión de corte y la presión sobre las nervaduras.

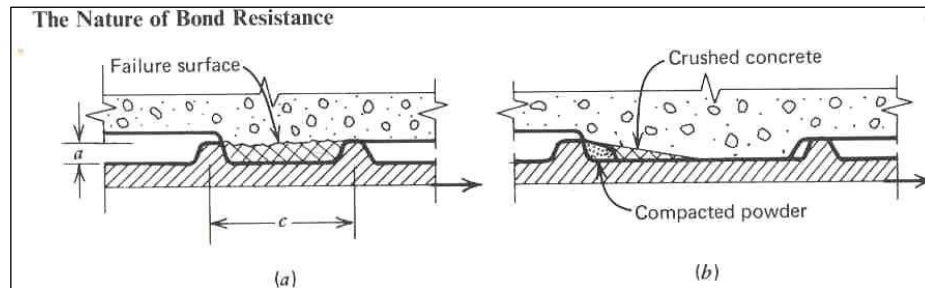


Figura 18: Mecanismos de fallas en las nervaduras de barras corrugadas. (a) Cuando  $a/c > 0.15$ , (b)  $a/c < 0.10$ . Fuente: C. Llopiz, 2001, p. 16.

Trabajos de investigación demostraron que la relación  $a/c$  debería mantenerse cercana a 0.065. Así por ejemplo, los requerimientos de las normas ASTM son tales que  $0.057 < a/c < 0.072$ , y para las DIN 488, se impone  $0.065 < a/c < 0.10$ . Si las nervaduras son muy altas y su separación pequeña, la relación  $a/c$  crece, por lo que  $v_c$  es elevada, y entonces este valor es el que controla la respuesta. En este caso la barra tenderá a deslizarse, por lo cual este tipo de falla debe evitarse. Si la separación  $c$  es mayor que 10 veces la altura  $a$ , entonces se puede producir la desintegración del hormigón por compresión frente a la cara del nervio, y luego la falla se produce por separación del hormigón que rodea la barra. Note que  $f_b$  puede alcanzar varias veces el valor de la resistencia cilíndrica  $f'_c$  debido a las condiciones de hormigón confinado en que se encuentra. (C. Llopiz, 2001, p. 16).

Las nervaduras son normalmente, del tipo medialuna, paralelas entre sí e inclinadas con respecto al eje de la barra, pues se ha demostrado que frente a las del tipo anulares y nervios

perpendiculares al eje de la barra, tienen un mejor comportamiento frente a la fatiga y cargas cíclicas. (C. Llopiz, 2001, p. 16).

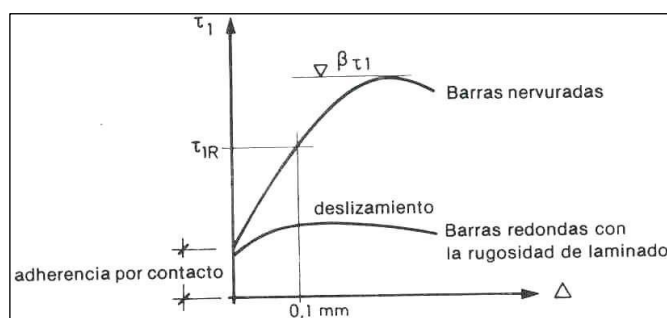


Figura 19: Relación resistencia vs. Deslizamiento en barras lisas y barras nervuradas (corrugadas) en concreto reforzado. Fuente: C. Llopiz, 2001, p. 14.

La Figura 19 muestra el comportamiento ampliamente superior de las barras corrugadas respecto de las lisas. Note el incremento de resistencia por encima de la de adherencia por contacto que poseen aquellas, que se atribuye a la resistencia por corte antes explicada.

Uno de los aspectos más influyentes de una buena adherencia está asociado al desarrollo de fisuras. Esto depende fuertemente de la relación resistencia de adherencia vs. deslizamiento, la que es función como se vio de las distintas configuraciones de barras y, como se verá, de las diferentes situaciones tanto en relación a los esfuerzos como a la posición de la barra dentro del hormigón. (C. Llopiz, 2001, p. 17).

#### 2.2.2.2.2. POSICIÓN DE LAS VARILLAS RESPECTO AL COLADO DEL CONCRETO QUE LAS RODEA

La relación carga-deslizamiento de adherencia, para las varillas corrugadas, está afectada primordialmente por el comportamiento del concreto que esta inmediatamente frente a las costillas la calidad del concreto en esta región depende de su posición relativa cuando se cuela o se vacía. Llama la atención al efecto de la ganancia de agua y sedimentación bajo varillas de refuerzo y bajo partículas de agregado grueso con relación a la acción de la dovela. Como resultado se puede formar una capa suave y esponjosa de concreto bajo las costillas. Cuando se deben desarrollar esfuerzos de apoyo de elevada intensidad contra dicha zona suave, pueden ocurrir grandes deslizamientos. La Figura 20 muestra cómo se afectan tres varillas en distintas formas por una capa porosa de concreto, aunque todas tiendan al desarrollo de la misma carga última. En estas pruebas, el esfuerzo calculado de apoyo frente a una costilla fue



superior a 7 veces la resistencia del cubo a compresión del concreto. (Park y Paulay, 1975, p. 411).

El efecto de la posición de colado en la adherencia es todavía más severo para varillas redondas comunes. La Figura 21 indica que la resistencia por adherencia máxima se reduce drásticamente en el caso de varillas horizontales en comparación con varillas verticales. Las curvas superiores de cada par se obtuvieron para varillas fuertemente oxidadas y con indentaciones superficiales. La curva inferior de cada par corresponde a varillas de superficies lisas. (Park y Paulay, 1975, p. 411).

Se espera que las varillas superiores de una viga tengan cualidades más pobres de adherencia que las varillas inferiores, ya que la ganancia de agua y aire es mayor bajo las varillas superiores. Además el movimiento descendente relativo del concreto que las rodea, provocado por el asentamiento de la mezcla fresca, puede ser grande. La cantidad de asentamiento que ocurra depende del grado de sangrado del concreto fresco y de la razón a la que se permita escapar al agua de la forma. Welch y Patten estudiaron este efecto y compararon el rendimiento de adherencia de las varillas rodeadas por concreto en formas de madera con fugas y cimbras de acero bien selladas. En estas últimas también retardaron el colado del concreto durante 40 minutos, sus resultados (Fig. 22) demuestran el efecto profundo del asentamiento en la adherencia, especialmente para las varillas superiores. El código del ACI reconoce este fenómeno y exige una longitud de desarrollo excedente en 40 % para varillas corrugadas coladas superiores. (Park y Paulay, 1975, p. 411).

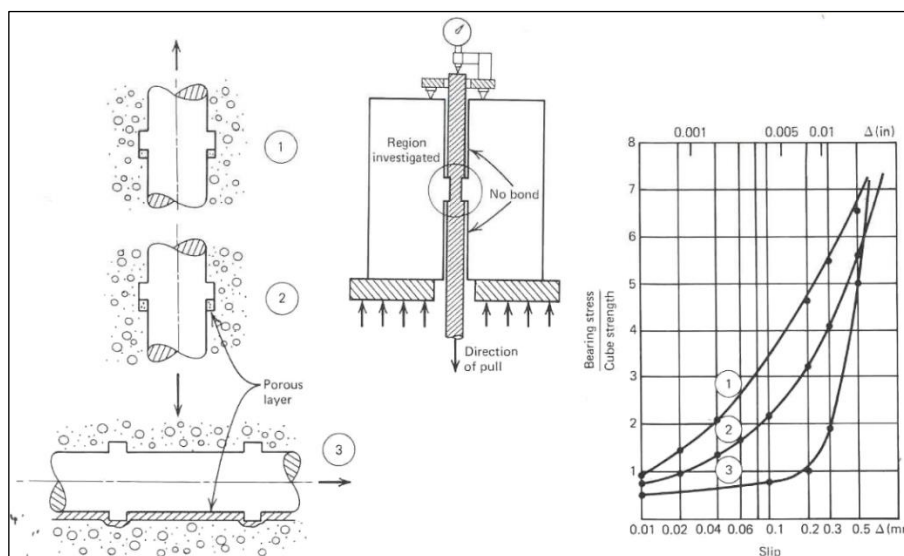


Figura 20: Influencia de las posiciones de colado en el comportamiento de la adherencia  
Fuente: Park y Paulay, 1975, p. 412.



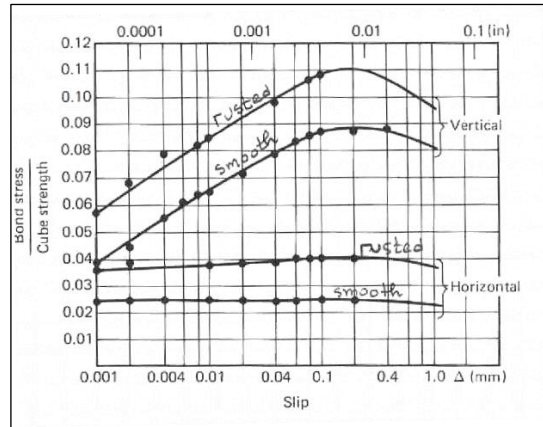


Figura 21: Relación de carga-deslizamiento para una varilla redonda lisa del num.5 (16mm) en distintas posiciones de colado. Fuente: Park y Paulay, 1975, p. 412.

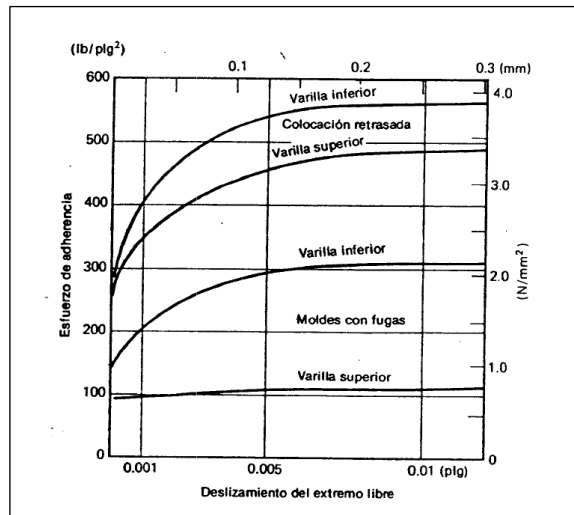


Figura 22: Relación de esfuerzo de adherencia-deslizamiento para varillas redondas lisas afectadas por el asentamiento del concreto fresco. Fuente: Park y Paulay, 1975, p. 412.

### 2.2.2.2.3. ADHERENCIA EN FALLA POR FISURACIÓN.

En los casos en que se suministra longitud adecuada de ahogamiento en una pasa grande de concreto; no es posible producir una falla de adherencia (extracción) con varillas corrugadas estándar. Más bien, la varilla se fractura en su extremo cargado. Sin embargo, en la mayoría de las componentes estructurales, el área del concreto que rodea a una varilla o grupo de varillas es relativamente pequeño. En tal caso, el modo común de falla es la fisuración, ya que el concreto que las rodea no puede soportar los esfuerzos de tensión perimetral. (Park y Paulay, 1975, p. 416).

Un caso especialmente severo se origina en el claro a cortante de las vigas, en que se puede inducir la fisuración a lo largo del refuerzo de flexión por la combinación de los siguientes eventos: (Park y Paulay, 1975, p. 416).

1. Esfuerzos de tensión perimetral generados en la proximidad de cada grieta por flexión.
2. Esfuerzos de tensión perimetral o transversal inducidos por la acción de la cuna de las deformaciones y el concreto comprimido en las costillas cuando es necesario transferir grandes fuerzas de adherencia.
3. Esfuerzo de tensión transversal debidos a la acción de la dovela del refuerzo de flexión. Este evento está asociado con el desplazamiento a cortante a los largo de las grietas diagonales. Gergely encontró que las fuerzas de dovela reducen la resistencia por adherencia si no hay presión de confinación, lo que produce mayores deslizamientos para una carga dada.

Un grupo de varillas, especialmente cuando están espaciadas estrechamente, crea una situación más adversa que una sola varilla, como se ilustra en la Fig. 23 que muestra grietas de fisuración típicas observadas. (Park y Paulay, 1975, p. 417).

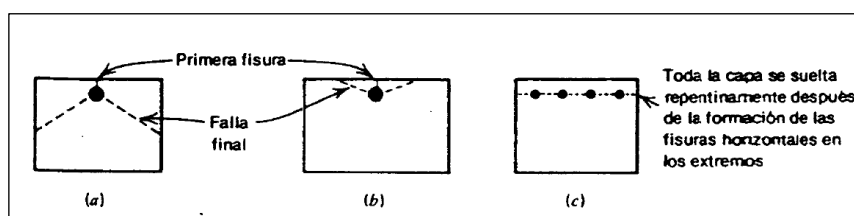


Figura 24: Grietas de rajadura en la falla (a) caso típico. (b) En vigas muy anchas. (c) con varillas espaciadas estrechamente. Fuente: Park y Paulay, 1975, p. 417.

#### 2.2.2.2.4. EFECTO DEL CONFINAMIENTO.

Se puede restringir el ensanchamiento de las grietas de fisuración, si se puede confinar el concreto que rodea la varilla. En determinadas áreas, tal como en los extremos apoyados simplemente de las vigas, normalmente se dispone de compresión transversal de la fuerza de reacción. La compresión transversal es Benfica al anclaje del refuerzo.

Se ha encontrado que un mayor recubrimiento de concreto produce cierta resistencia aumentada contra la fisuración, sin embargo el mejor rendimiento de adherencia no es proporcional al espesor del recubrimiento adicional. Para varillas de tamaño grande, el efecto benéfico no es el criterio para elegir un valor apropiado de los esfuerzos de adherencias promedio permisibles es muy significativo (Fig. 24). (Park y Paulay, 1975, p. 417).

Los estribos, especialmente cuando se espacian estrechamente, impiden la apertura de grietas que se forman a lo largo de las varillas ahogadas y permiten que se trasmitan mayores fuerzas de adherencia. En muchos casos esto es posible solamente si se transmiten esfuerzos cortantes mediante la trabazón de agregado a través de grietas de fisuración. Los estribos no

pueden impedir las grietas de fisuración, que siempre se forman cuando se utilizan varillas grandes (núm. 11 diámetro 35.8mm); pero permiten que la fricción se transfiera a los largo de las grietas. Los estribos no parecen mejorar el control de ancho de grietas pero aseguran que ocurra un tipo más dúctil de falla por adherencia. (Park y Paulay, 1975, p. 418).

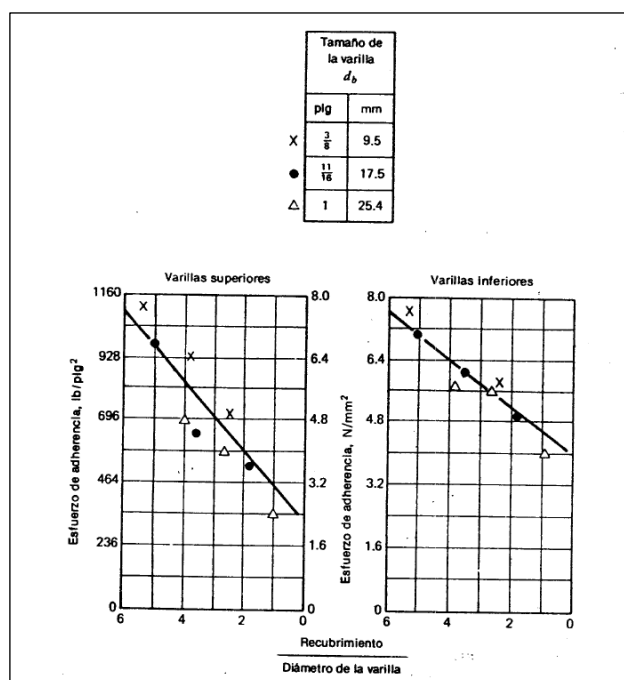


Figura 24: Efecto del recubrimiento en la resistencia de adherencia.  
Fuente: Park y Paulay, 1975, p. 418.

#### 2.2.2.2.5. EFECTO DE LAS CARGAS REPETIDAS Y CICLICAS ALTERNADAS.

Cuando se aumenta la fuerza a tensión en una varilla y se rompe la adherencia entre el acero y el concreto, ocurre deslizamiento friccional antes de que se movilice la capacidad de apoyo total en una costilla. Después de retirar la carga de una varilla, se desarrolla resistencia friccional negativa, que explica parte de la tensión residual en la varilla y la compresión correspondiente en el concreto que la rodea. La deformación inelásticas en la proximidad de las costillas, el micro agrietamiento en el concreto y la liberación de las deformaciones de contracción produce cierto deslizamiento permanente, cuya magnitud depende primordialmente de la intensidad de la carga aplicada previamente. Por esta razón, las grietas formadas durante el tensado de una varilla no se cierran completamente después de que se elimina la carga. Bajo cargas repetidas, la resistencia friccional disminuye y produce un deterioro de la rigidez del mecanismo de adherencia. Bresler y Bertero han utilizado experimentos instrumentados cuidadosamente para observar la pérdida de adherencia bajo cargas repetidas.

La Fig. 25 muestra gráficamente la distribución de deformaciones unitarias a lo largo de la longitud de 16plg (406mm) de una varilla corrugada del num.9 (28.6mm de diámetro) ahogada en un cilindro de concreto de 6plg (150mm) de diámetro. Una ranura circular a la mitad de la distancia a lo largo del cilindro actuó como iniciador de la grieta. La distribución de la deformación a tensión a lo largo de esta probeta está representada por las condiciones de adherencia alrededor de una varilla en la zona de momento constante de una viga, cuando las grietas están espaciadas a centros de 8plg (203mm). Las curvas muestran la existencia de esfuerzos elevados de adherencia a poca distancia de las grietas, al igual que la pérdida de adherencia entre grietas después de varios ciclos de cargas conforme el esfuerzo a tensión tiende a uniformarse en la longitud de la varilla. En una estructura de concreto reforzado está perdida de la adherencia contribuiría a la perdida global de rigidez. (Park y Paulay, 1975, p.419).

Las consecuencias del deterioro de adherencia en un área de momento constante no son serias, ya que solamente afectan la rigidez y ancho de las grietas. El comportamiento de la zona de anclaje bajo carga repetida es mucho más importante, debido a que puede afectar la resistencia. Sujutando varillas del núm. 6(19mm de diámetro) a cargas repetidas estáticas y dinámicas en pruebas de extracción excéntrica, Perry y Jundi encontraron que ocurre una redistribución gradual de los esfuerzos de adherencia de los extremos cargados a los descargados de las probetas. En sus pruebas, se alcanzó 80 % de la resistencia estática última para varios cientos de ciclos de carga. (Park y Paulay, 1975, p. 419).

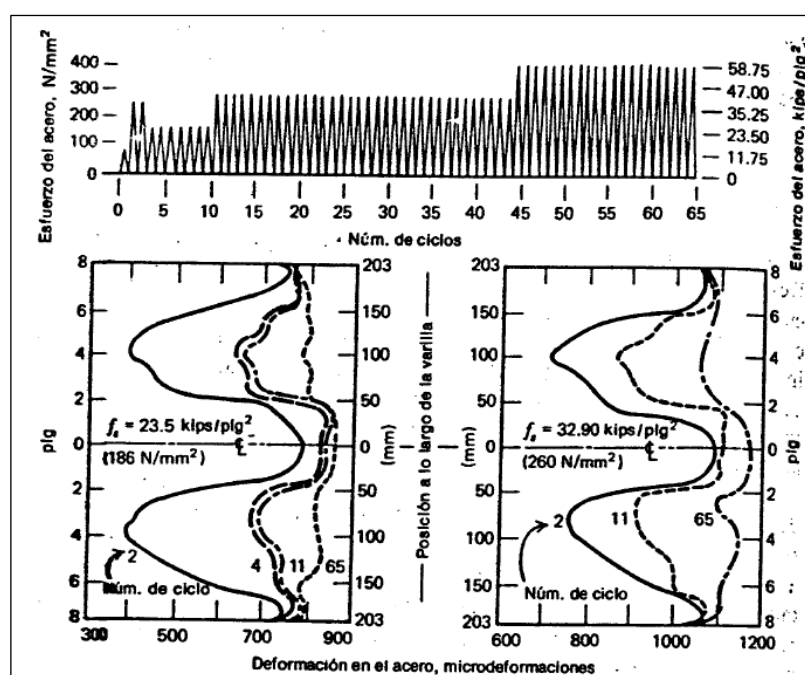


Figura 25: Deformación del acero a dos niveles de esfuerzo a lo largo de una varilla después de las cargas cíclicas. Fuente: Park y Paulay, 1975, p. 420.

Durante los sismos pueden ocurrir cedencia alternada en tensión y compresión en una sección crítica, tal como en una entre cara de una junta columna-viga. La pérdida gradual de adherencia puede significar una penetración de la cedencia a la zona de anclaje, disminuyendo drásticamente la longitud de desarrollo efectivo, disponible para absorber la resistencia de cedencia de la varilla. Ismail y Jirsa observaron la penetración de cedencia bajo sobrecarga cíclica hasta una distancia de 14 a 18 diámetros de varillas, cuando se sujetó el concreto en la zona de anclaje simultáneamente a una compresión de 1000 lb/plg<sup>2</sup> (6.9 N/mm<sup>2</sup>). Se encontró que la penetración de cedencia en la zona de anclaje explicaba hasta 60 % de la deflexión total en los voladizos de prueba. A menudo se encuentra en las estructuras condiciones menos favorables de esfuerzo transversal de las existentes en la prueba. (Park y Paulay, 1975, p. 420).

### **2.2.2.3. ANCLAJE DE LAS VARILLAS.**

#### **2.2.2.3.1. ANCLAJES RECTOS PARA VARILLAS CON TENSIÓN.**

Por lo general es posible desarrollar toda la resistencia a tensión de una varilla corrugada en una sección, supuesto de que la varilla se extienda en el concreto la distancia suficiente más allá de la misma sección. A la longitud de la varilla más allá de la sección requerida para desarrollar resistencia de la varilla se le conoce como longitud de anclaje o longitud de desarrollo. La longitud de desarrollo es una consideración en las secciones de momento máximo a lo largo de una viga y donde se corta una varilla vecina. No siempre se puede determinar con gran precisión el punto más allá del cual se requiere una longitud de desarrollo recta. Por esta razón se debe dar una tolerancia liberal, además del corrimiento de momento para establecer los puntos de referencia desde los cuales se deba de medir la longitud de desarrollo. (Park y Paulay, 1975, p. 424).

Los reglamentos ACI-318 (del cual se basa la Norma E.060 capítulo 12), en su capítulo 12, y NZS-3101, en el capítulo 7, tienen similares expresiones para definir la longitud de desarrollo  $l_d$  de barras conformadas con extremo recto, de diámetro  $d_b$ . En ambos casos se propone en primer lugar una expresión simplificada y otra como opción un poco más elaborada, que puede conducir a requerimientos menores. Sin embargo, en ningún caso la longitud de desarrollo  $l_d$  debe ser menor de 300 mm para barras conformadas en tracción con extremos recto. (C. Llopiz, 2001, p. 26).



En el artículo 12.2.3 precisa el RNE E.060 que para barras corrugadas y alambres corrugados,

$l_d$  debe ser:

$$\left( \frac{f_y}{1,1 \sqrt{f_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s \lambda}{\left( \frac{cb + K_{tr}}{db} \right)} \right) db$$

El término:  $\left( \frac{cb + K_{tr}}{db} \right)$  no debe tomarse mayor a 2.5 y  $K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{10 s n}$

En donde:

$n$  es el número de barras o alambres que se empalman o desarrollan dentro del plano de hendimiento (splitting).

$cb$  es la menor distancia entre:

- (a) La distancia del centro de una barra o alambre a la superficie más cercana del concreto.
- (b) La mitad de la separación centro a centro de las barras o alambres que se desarrollan.

Se permite usar  $K_{tr} = 0$ , como una simplificación de diseño, aún si hay refuerzo transversal presente. (RNE E.060, 2009, p. 110)

En la Tabla 01, se presentan los factores que modifican la longitud de desarrollo de barras y alambres corrugados en tracción.

Tabla 1: Factor de modificación de longitudes de desarrollo

Factor	Condiciones	Valor
$\Psi_t$	Barras superiores.*	1,3
	Otras barras.	1,0
$\Psi_e$	Barras o alambres con tratamiento superficial epóxico y recubrimiento menor que $3db$ o espaciamiento libre menor que $6 db$ .	1,5
	Otras barras o alambres con tratamiento superficial epóxico.	1,2
	Barras sin tratamiento superficial	1,0
$\Psi_s$	Barras de 3/4" y menores.	0,8
	Barras mayores de 3/4".	1,0
$\lambda$	Concreto liviano.	1,3
	Concreto de peso normal.	1,0

Fuente: RNE E.060, 2009, p. 111



### 2.2.2.3.2. ANCLAJES RECTOS PARA VARILLAS A COMPRESIÓN.

La longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre a compresión,  $l_{dc}$  se debe, tomar como el mayor entre  $(0.24f_y/\sqrt{f'_c})d_b$  y  $(0.043f_y)db$ , donde la constante 0,043 tiene la unidad de  $\text{mm}^2/\text{N}$ . estos no deben ser menor de 200mm. (RNE E.060, 2009, p. 111).

### 2.2.2.3.3. ANCLAJES CON GANCHOS PARA VARILLAS CON TENSIÓN.

Cuando la longitud recta de una varilla disponible para el anclaje es insuficiente se puede doblar el refuerzo o formar un gancho para ayudar al anclaje. Los pioneros del concreto estructural reconocieron que los anclajes de ganchos para las varillas redondas lisas tienen ventajas claras. En pruebas de extracción diseñadas específicamente para obtener la resistencia de anclajes, se eliminó la adherencia a lo largo de la porción recta de la varilla frente al gancho (Fig. 26). Las relaciones de carga deslizamiento obtenidas de estas pruebas indican las cargas utilizables de anclaje disponibles de distintos tipos de ganchos. El deslizamiento se mide en el punto en que la varilla entra al concreto. Para varillas corrugadas, la distribución de deformaciones en el acero, medida a lo largo del gancho en semejantes pruebas, revela que la fuerza de la varilla se transfiere rápidamente al concreto y que generalmente la porción recta que sigue al gancho es inefectiva. (Fig. 26). Para varillas lisas, los esfuerzos de tensión se reducen más lentamente a lo largo del gancho; en consecuencia, se puede obtener resistencia adicional de anclaje extendiendo la porción recta de la varilla que sigue al gancho. (Park y Paulay, 1975, p. 425).

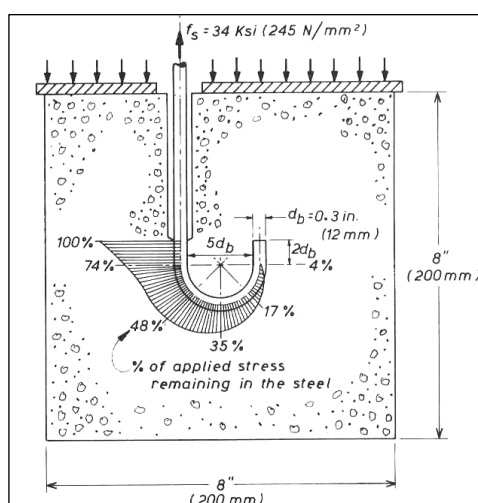


Figura 26. : Prueba de extracción para varillas corrugadas con gancho.  
Fuente: Park y Paulay, 1975, p. 425.

La resistencia útil de un gancho también está relacionada con un deslizamiento aceptable en el extremo cargado. Sino ocurre falla de fisuración en el plano del gancho, el deslizamiento parece ser normal. Para deslizamientos hasta de 0.001 plg. (0.025mm) se puede aceptar una relación lineal entre la carga y el deslizamiento. A un deslizamiento de 0.01plg. (0.25mm) se puede hacer una comparación adecuada de la capacidad de carga de los distintos tipos de anclajes con ganchos. (Park y Paulay, 1975, p. 426).

Los mayores esfuerzos de apoyo en el concreto se desarrollan a lo largo de la parte interior del gancho, cerca de la parte cargada de la varilla. En consecuencia, en estas áreas, las propiedades del concreto que rodea a las varillas, tales como porosidad y resistencia, pueden afectar apreciablemente el deslizamiento para cualquier carga dada. La Figura 27 muestra curvas típicas de carga – deslizamiento para ganchos a 180°, en distintas posiciones respecto al colado. La carga esta expresada en términos de la razón de  $f_s/f'_{cu}$  en que  $f_s$  es el esfuerzo de tensión aplicado a la varilla frente al gancho y  $f'_{cu}$  es la resistencia de cubo del concreto que la rodea. Cada curva representa la media de 6 a 35 pruebas. Debido a la variación aleatoria de la calidad del concreto (por ejemplo, el grado de ganancia de agua) bajo el área de apoyo crítica, se ha observado una dispersión considerable en esas pruebas. Sin embargo, es evidente el rendimiento inferior de varillas en posición superior, tales como los tipo 2 y 4 de la Figura 27. En la Figura 28 se compara la capacidad promedio de anclaje de los ganchos, en términos  $f_s/f'_{cu}$  para tres distintos tamaños de varillas a distintos deslizamientos. Para las pruebas ilustradas en las Figuras 27 y 28 se utilizaron varillas corrugadas. (Park y Paulay, 1975, p. 426).

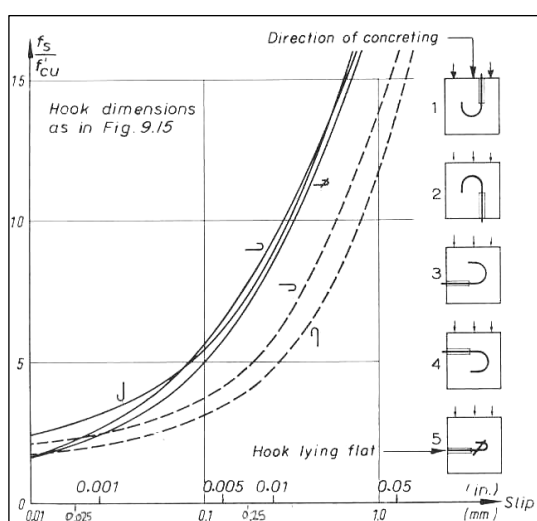


Figura 27: Relación de carga-deslizamiento para anclajes de gancho de varillas corrugadas. Fuente: Park y Paulay, 1975, p. 426.

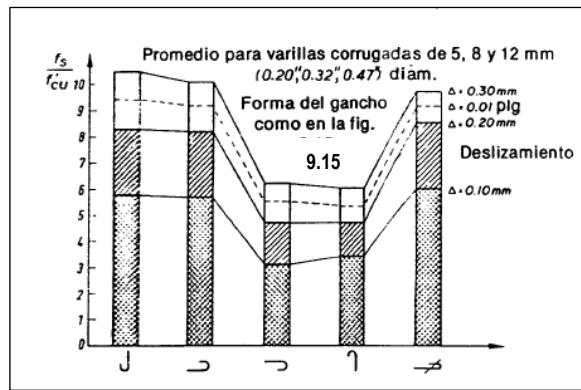


Figura 28: Influencia en la resist. de adherencia para un deslizamiento dado de la posición del gancho durante el colado del concreto. Fuente: Park y Paulay, 1975, p. 427.

Las pruebas de extracción Rehm de anclajes enganchados también demostraron que un doblez con una vuelta de menos de  $180^\circ$  no proporciona necesariamente un anclaje superior con respecto a una varilla recta de la misma longitud. Cuando se aprecia que un doblez introduce concentraciones de esfuerzos y consecuentemente grandes deformaciones locales en el concreto, que a su vez conducen a mayor deslizamiento en el extremo cargado de una varilla doblada empotrada, no es de sorprender que la varilla vertical recta proporcione el mejor rendimiento para la misma longitud de varilla empotrada. La Figura 29a, en la que se comparan varillas con distintos ángulos de doblez, con longitudes idénticas empotradas (es decir 10 diámetros de varillas), ilustra esta observación. (Park y Paulay, 1975, p. 427).

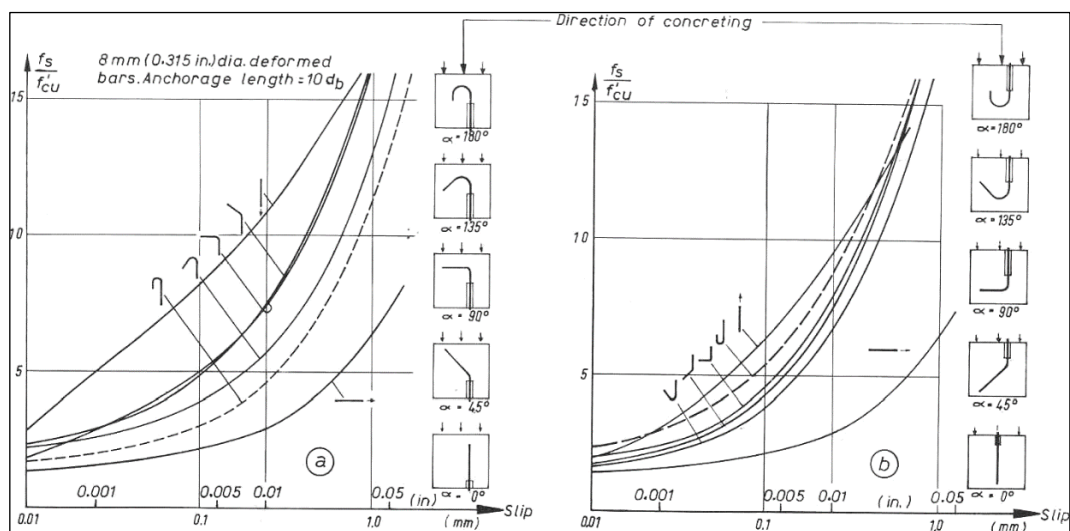


Figura 29: Comportamiento de los anclajes de varillas corrugadas con distintos grados de dobleces (a) colada superior (b) colada inferior. Fuente: Park y Paulay, 1975, p. 428.

Las diferencias en el rendimiento entre distintos ángulos de doblez se hacen menos significativas cuando el jalón en la varilla es contra la dirección del colado del concreto (véase

Figura 29b), ya que en este caso las varillas ancladas se apoyan contra en concreto que no está afectado por la ganancia de agua y sedimentación. (Park y Paulay, 1975, p.427).

Una menor curvatura de la varilla en un dobléz o gancho significa menor concentración de cargas, y en consecuencia, un menor deslizamiento en el extremo cargado del anclaje. Por lo tanto, un gancho de diámetro grande transmite una carga mayor para un deslizamiento aceptable dado. En la Figura 30 se muestran datos típicos relativos a esta observación. (Park y Paulay, 1975, p. 427).

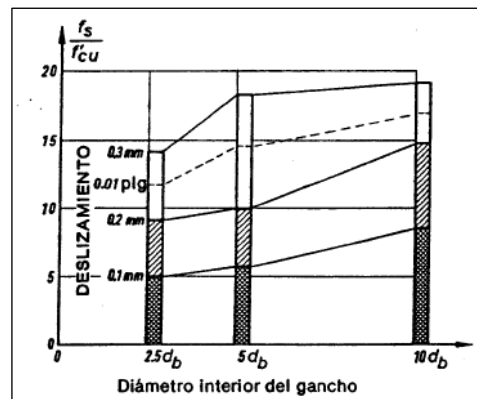


Figura 30: Efecto de la curvatura del gancho en el comportamiento del anclaje.

Fuente: Park y Paulay, 1975, p. 429.

Cuando se dobla una varilla alrededor de una varilla transversal, como sucede en los anclajes de estribo, se pueden desarrollar esfuerzos de tensión de 10 a 30 % mayores para la misma cantidad de deslizamiento. Sin embargo, este beneficio solo se puede obtener si existe contacto directo entre el gancho y la varilla transversal. Bajo condiciones locales normales, no se puede asegurar el contacto entre los estribos y el refuerzo principal de la viga (véase Figura 31). Además en la proximidad del punto de contacto entre un estribo y una varilla longitudinal, se puede esperar cierto deterioro en la calidad del concreto. (Park y Paulay, 1975, p. 429).

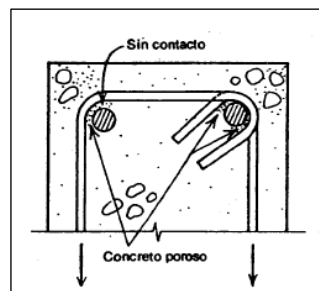


Figura 31: Anclaje de estribos. Fuente: Park y Paulay, 1975, p. 429.

Es probable que estos dos factores conduzcan a mayores deslizamientos a esfuerzos relativamente bajos en el estribo. El efecto de este deslizamiento en el ancho de las grietas diagonales y en la participación de los estribos en la resistencia a cortante, especialmente en las vigas poco peraltadas, puede ser significativo. (Park y Paulay, 1975, p. 429).

Para un gancho del tipo mostrado en la Figura 26, el diámetro de la varilla parece no influir en la relación esfuerzo-deslizamiento del acero hasta que se alcanza un deslizamiento de 0.02 plg (0.5mm). Para un deslizamiento dado en los tipos usuales de concreto, la capacidad del gancho es proporcional a la resistencia del concreto. Los experimentos en la universidad técnica de Múnich determinaron la siguiente relación. (Park y Paulay, 1975, p. 430).

$$f_s^* = k_h f'_{cu}$$

En que:  $f_s^*$  = esfuerzo del acero en el extremo cargado del gancho a un deslizamiento de 0.004 plg (0.01mm)

$f'_{cu}$  = resistencia del cubo a compresión del concreto

$k_h$  = constante experimental dada en la Tabla 2.

Tabla 2: Valor de  $k_h$

Posición de los ganchos	Tipo	Varillas lisas	Varillas corrugadas
Ganchos de la colada inferior	1.3	1.7	3.75
Ganchos de la colada superior	2.4	1.2	2

Tipo de gancho según Fig. 27. Fuente: Park y Paulay, 1975, p. 430.

**J. WIGHT y J. MACGREGOR**, en su libro “Reinforced Concrete Mechanics Design” señala: Es importante tener en cuenta que un gancho estándar en una barra grande ocupa mucho espacio, y el tamaño real del gancho a menudo es bastante crítico al detallar una estructura. Un gancho de 90 ° cargado en tensión desarrolla fuerzas de la manera que se muestra en la Figura 32. La tensión en la barra es resistida por la unión en la superficie de la barra y por el apoyo en el concreto dentro del gancho. El gancho se mueve hacia adentro, dejando un espacio entre él y el concreto fuera de la curva. Debido a que la fuerza de compresión dentro de la curva no es colineal con la fuerza de tracción aplicada, la barra tiende a enderezarse, produciendo tensiones de compresión en el exterior de la cola. La falla de un gancho casi siempre implica la trituración del concreto dentro del gancho. Si el gancho está cerca de una cara lateral, el aplastamiento se extenderá a la superficie del concreto, retirando la cubierta

lateral. Ocasionalmente, el concreto fuera de la cola se agrietará, permitiendo que la cola se endereza. (Wight y Macgregor, 2012, p. 381).

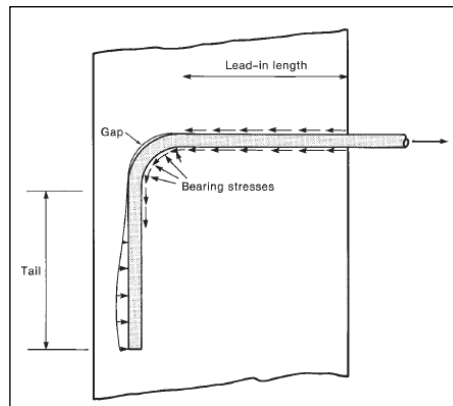


Figura 32: Fuerzas que actúan en la barra. Fuente: Wight y Macgregor, 2012, p. 383.

Las tensiones y el deslizamiento medidos en puntos a lo largo de un gancho para un esfuerzo en la barra de 1.25fy (75ksi) en pruebas de ganchos de 90° y 180° en las barras N°7(7/8pulg) se representan en las Figuras 33 y 34. Las tensiones axiales en la barra disminuyen debido a la unión en la longitud de entrada y la unión y fricción en el interior de la barra. Las flechas indican la magnitud y la dirección del deslizamiento en A, B y C. Para el gancho de 180°, el deslizamiento medido en A fue 1.75 veces el valor medido en A en el gancho de 90°. La cantidad de deslizamiento depende, entre otras cosas, del ángulo de la curva y la orientación del gancho con respecto a la dirección de colocación del hormigón. (Wight y Macgregor, 2012, p. 382).

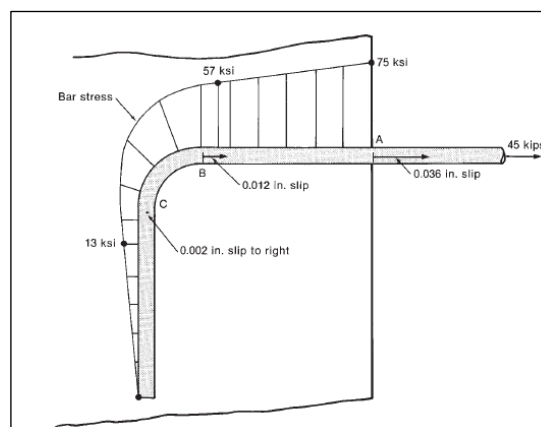


Figura 33: Esfuerzos y deslizamiento en Gancho estándar a 90°. Fuente: Wight y Macgregor, 2012, p. 384.



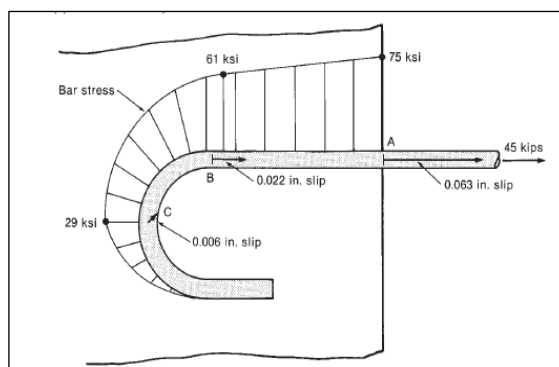


Figura 34: Esfuerzos y deslizamiento en Gancho estándar a 180°.  
Fuente: Wight y Macgregor, 2012, p. 384.

El deslizamiento de los ganchos muestra un efecto de barra superior que no se reconoce en el cálculo de  $l_{dg}$ . En las pruebas, los ganchos de colado superior, orientados de manera que el mortero más débil quedó atrapado dentro de la curva durante el colado, se deslizaron 50 a 100 por ciento más a una presión de barra dada que las barras de colado inferior. Las pruebas en barras enganchadas alrededor de una barra de esquina muestran que se pueden desarrollar tensiones de tracción en un extremo dado, el deslizamiento es 10 a 30 por ciento más grande que el que puede desarrollarse si no hay una barra dentro del gancho. (Wight y Macgregor, 2012, p. 382).

#### 2.2.2.3.4. GANCHOS ESTÁNDAR SEGÚN RNE E.060

El término gancho estándar se emplea en la Norma peruana E.060 con uno de los siguientes significados:

- Un dobléz de 180° más una extensión de 4 db, pero no menor de 65 mm hasta el extremo libre de la barra.
- Un dobléz de 90° más una extensión de 12 db hasta el extremo libre de la barra.
- Para ganchos de estribos y ganchos de grapas suplementarias:
  - a) Para barras de 5/8" y menores, un dobléz de 90° más una extensión de 6 db al extremo libre de la barra; o
  - b) Para barras desde 3/4" hasta 1" inclusive, un dobléz de 90° más una extensión de 12 db al extremo libre de la barra; o
  - c) Para barras de 1" y menores, un dobléz de 135° más una extensión de 6 db al extremo libre de la barra. (RNE E.060, 2009, p. 39).

Tabla 3: Diámetros mínimos de doblado

Diámetro de las barras	Diámetro mínimo de doblado
1/4" a 1"	6 $d_b$
1 1/8" a 1 3/8"	8 $d_b$
1 11/16" a 2 1/4"	10 $d_b$

Fuente: RNE E.060, 2009, p. 40

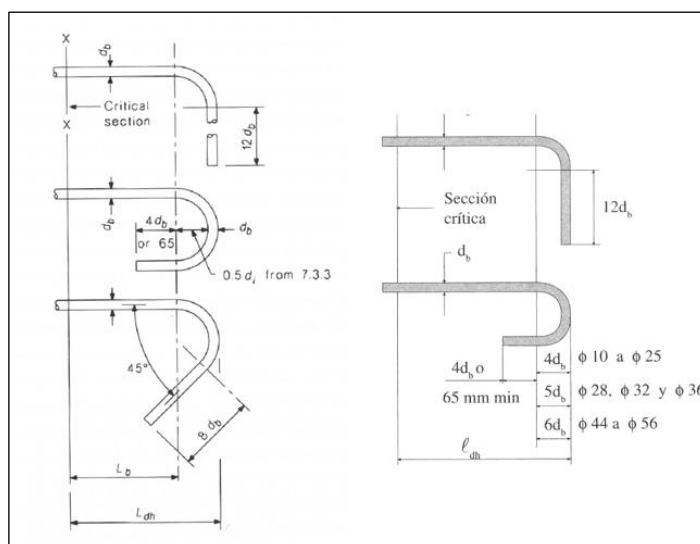


Figura 35: Ganchos estándar: Izquierda (según el ACI-318), derecha (según el NZS:3 101).

Fuente: C. Llopiz, 2001, p. 61.

### 2.2.2.3.5. ANCLAJE CON GANCHOS ESTÁNDAR SEGÚN RNE E.060

Según el RNE E.060, la longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción que terminen en un gancho estándar,  $l_{dg}$  se debe calcular según la ecuación 2.04, y los factores de modificación según la Tabla 1, pero no debe ser menor que el menor valor entre  $8 d_b$  y 150 mm.

$$l_{dg} = \frac{0.24 \Psi_e \lambda f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad (2.04)$$

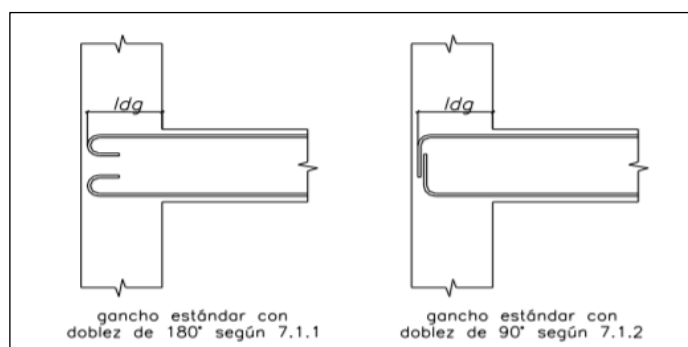


Figura 36: Longitud de anclaje con gancho estándar en tracción

Fuente: RNE E.060, 2009, p. 100.

La longitud  $l_{dg}$  de la ecuación 2.04 se puede multiplicar por los siguientes factores cuando corresponda:

- (a) Para barras de 1 3/8" y menores, ganchos con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) no menor de 65 mm y para ganchos de 90° adicionalmente con recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho no menor de 50 mm..... 0,7

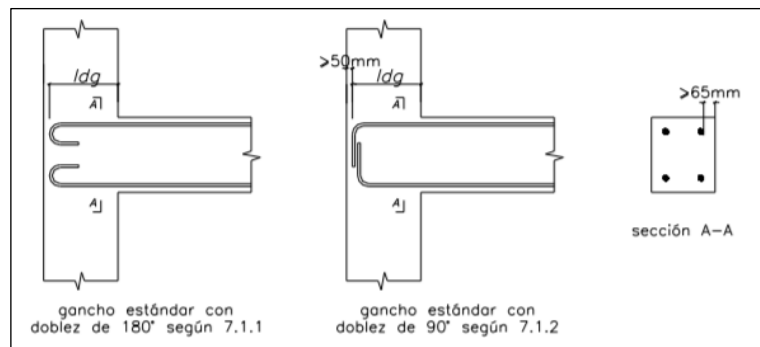


Figura 37: Casos en los que se puede multiplicar  $l_{dg}$  por 0,7.  
Fuente: RNE E.060, 2009, p. 100.

- (b) Para ganchos de 90° de barras 1 3/8" y menores que se encuentran confinados por estribos perpendiculares a la barra que se está desarrollando, espaciados a lo largo de  $l_{dg}$  a no más de 3  $d_b$ ; o rodeado con estribos paralelos a la barra que se está desarrollando y espaciados a no más de 3  $d_b$  a lo largo de la longitud de desarrollo del extremo del gancho más el doblez..... 0,8

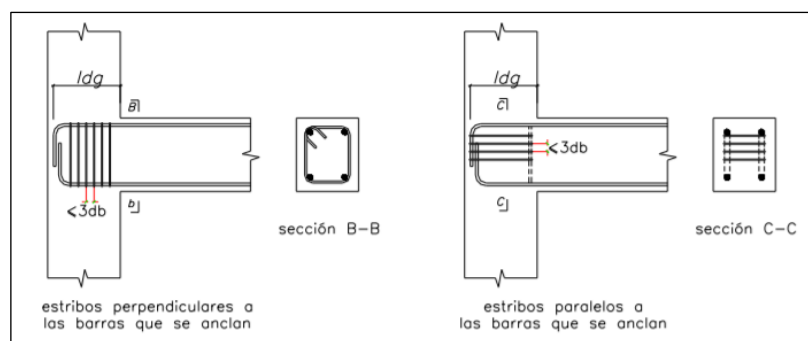


Figura 38: Casos con gancho estándar a 90° en los que se puede multiplicar  $l_{dg}$  por 0,8  
Fuente: RNE E.060, 2009, p. 101.

- (c) Ganchos de 180° en barras de 1 3/8" menores que se encuentran confinados con estribos perpendiculares a la barra que se está desarrollando, espaciados a no más de 3  $d_b$  a lo largo de  $l_{dg}$ ..... 0.8

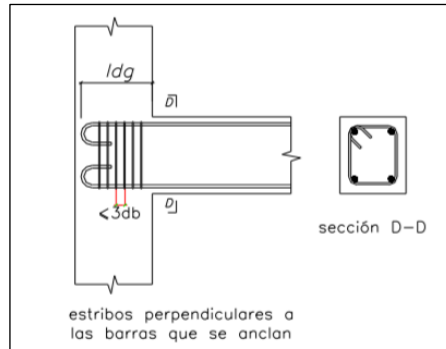


Figura 39: Caso con gancho estándar a 180° en el que se puede multiplicar  $l_{dg}$  por 0,8  
Fuente: RNE E.060, 2009, p. 101.

- (d) Para elementos sin responsabilidad sísmica en los cuales no se requiera específicamente anclaje o longitud de desarrollo para lograr  $f_y$  y se dispone de una cuantía de refuerzo mayor a la requerida por análisis..... *As requerido /As proporcionado*

En b) y c),  $d_b$  es el diámetro de la barra con gancho. El primer estribo debe envolver la parte doblada del gancho a una distancia no mayor que  $2 d_b$ , medida desde el borde exterior del gancho. Los ganchos no deben considerarse efectivos para el desarrollo de barras en compresión. (RNE E.060, 2009, p. 101).

#### 2.2.2.3.6. ANCLAJE MECÁNICO SEGÚN RNE E.060

Puede usarse como anclaje cualquier dispositivo mecánico capaz de desarrollar la resistencia del refuerzo sin dañar al concreto.

La efectividad de los anclajes mecánicos debe comprobarse con resultados de ensayos o certificados del fabricante que muestren que tales dispositivos mecánicos son adecuados.

Se permite que el desarrollo del refuerzo consista en una combinación de anclaje mecánico más una longitud adicional de refuerzo embebido en el concreto entre el punto de esfuerzo máximo de la barra y el anclaje mecánico. (RNE E.060, 2009, p. 101).

#### 2.2.2.3.7. ANCLAJE CON GANCHOS ESTÁNDAR SEGÚN ACI 318S-14

El ACI 318S-14 en su sección 25.4.3.1 precisa que la longitud de desarrollo,  $l_{dh}$ , para barras corrugadas en tracción que terminen en un gancho estándar debe ser la mayor de (a) hasta (c): (ACI318S-14, p. 442)

$$(a) \left( \frac{0.24 f_y \psi_e \psi_c \psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b \text{ con } \psi_e, \psi_c, \psi_r \text{ y } \lambda \text{ de}$$

25.4.3.2

(b)  $8d_b$

(c) 150 mm

Tabla 4: Factores de modificación para el desarrollo de barras con gancho en tracción ACI

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto liviano $\lambda$	Concreto de peso liviano	0.75
	Concreto de peso normal	1.0
Epóxico $\psi_e$	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 $\psi_c$	Para ganchos de barras No. 36 y menores, con recubrimiento lateral (normal al plano del gancho) $\geq 65$ mm, y para ganchos de 90 grados con recubrimiento en la extensión de la barra más allá del gancho $\geq 50$ mm	0.7
	Otras	1.0
Confinamiento del refuerzo $\psi_r$ <sup>[2]</sup>	Para ganchos de 90 grados de barras No. 36 y menores que se encuentran: (1) confinados a lo largo de $\ell_{dh}$ con estribos <sup>[1]</sup> perpendiculares a $\ell_{dh}$ con $s \leq 3d_b$ , o bien, (2) confinados a lo largo de la barra que se está desarrollando más allá del gancho por estribos <sup>[1]</sup> perpendiculares a $\ell_{ext}$ con $s \leq 3d_b$	0.8
	Para ganchos de 180 grados de barras No. 36 y menores que se encuentran confinados con estribos <sup>[2]</sup> perpendiculares a $\ell_{ext}$ con $s \leq 3d_b$	
	Otros	1.0

Fuente: ACI318S-14, p. 443

En el ACI318 presenta una ecuación para el cálculo de la longitud de desarrollo a tracción de las barras de refuerzo y a diferencia de la ecuación presentada en el RNE E.060, el término  $\lambda$  se encuentra en el denominador de la ecuación siendo inversamente proporcional a  $L_{dh}$ , por que tanto cuando se use concretos livianos lo que se espera es que la longitud de desarrollo debería de aumentar dado que el valor de  $\lambda$  son menores a 1, pero no ocurre lo mismo con la ecuación que presenta la norma peruana, es más el término se encuentra multiplicando a la ecuación haciendo disminuir su valor de  $L_{dg}$ . No obstante esta observación debería de ser investigado a mayor profundidad.

Ahora bien en el caso de estructuras sismo resistentes el ACI, también plantea una ecuación que deriva directamente de la ecuación (a), y exige que el gancho se encuentre

embebido en concreto confinado, usándose los coeficientes 0.7 (por recubrimiento de concreto) y 0.8 (por estribos), haciendo que la  $l_{dh}$ , disminuya como es predecible, sin embargo en la ecuación que se presenta en el capítulo 18 del código aumente este valor en 40 %, por tratarse de fuerzas cíclicas que actúan en el gancho.

Para estructuras sismo resistentes el código ACI318 señala que para diámetros de barras No. 10 a No. 36 terminadas con gancho estándar  $l_{dh}$  se debe determinar mediante la ecuación (2.05), pero  $l_{dh}$  debe ser al menos igual al mayor valor entre  $8d_b$  y 150 mm para concreto de peso normal, y debe ser al menos igual al mayor valor entre  $10d_b$  y 190 mm para concreto liviano. (ACI318S-14, p.305).

$$\ell_{dh} = f_y d_b / (5.4 \lambda \sqrt{f'_c}) \quad (2.05)$$

El valor de  $\lambda$  debe ser 0.75 para concreto liviano y 1.0 para concreto de peso normal. El gancho debe estar colocado dentro del núcleo confinado de una columna o elemento de borde, con el gancho doblado dentro del nudo. (ACI318S-14, p. 305).

### 2.2.3. SECCIÓN CRÍTICA

Un nudo viga-columna debe dimensionarse para que sea capaz de resistir las fuerzas dadas en las secciones críticas. Las secciones críticas para transferir las fuerzas de los miembros a la conexión están localizadas en las inter fases entre el nudo y los miembros. Las secciones críticas para fuerzas cortantes dentro del nudo están definidas en la **Sección 4.3.1.** del código ACI 352 R-02, p.16. Las secciones críticas para barras de refuerzo ancladas en el nudo están definidas en la **Sección 4.5.1.** del código ACI 352 R-02. (ACI 352 R-02, p. 6).

**Sección 4.3.1** “Para conexiones donde lleguen vigas en dos direcciones perpendiculares, el cortante horizontal en el nudo debe ser verificado independientemente en cada dirección. La fuerza cortante de diseño  $V_u$  debe ser calculada sobre un plano horizontal a la mitad de la altura del nudo considerando las fuerzas cortantes sobre los bordes del cuerpo libre del nudo así como también las fuerzas normales de tracción y compresión en los miembros estructurales que llegan al nudo, según se recomendó en la Sección 3.1”. (ACI 352 R-02, p. 16).

**Sección 4.5.1** “Secciones críticas para el desarrollo del refuerzo longitudinal de los miembros Para vigas, la sección crítica para el desarrollo del refuerzo, ya sea con gancho o con cabeza, debe tomarse en la cara de la columna en conexiones Tipo 1 y en el borde exterior del núcleo confinado para conexiones Tipo 2. El borde exterior del núcleo confinado corresponde al borde exterior del refuerzo transversal del nudo. Para columnas, la sección



crítica debe tomarse en el borde exterior del refuerzo longitudinal de viga que pasa por el nudo". (ACI 352 R-02, p.21).

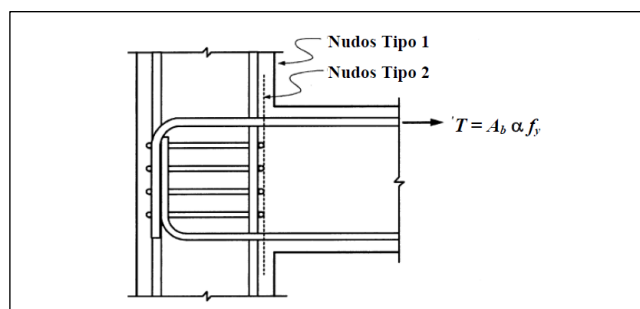


Figura 40: Sección crítica para el desarrollo del refuerzo longitudinal de viga que termina en nudo. Fuente: ACI 352 R-02, p. 21.

### 2.2.3.1. EVALUACIÓN DE LA COMPARACIÓN DE LA LONGITUD DE DESARROLLO PARA BARRAS A TRACCIÓN CON Y SIN GANCHO SEGÚN ACI. RESULTADOS DE ENSAYOS DE BARRAS A CARGA CÍCLICA.

Pareciera ser que el ACI no tenía intenciones de incrementar en caso de tratarse de acción dinámica, las longitudes de desarrollo para los casos de barras con extremo recto, pero si tiene la intención de incrementar en el caso de extremos con ganchos, en casi un 40 % (C. Llopiz, 2001, p. 60).

En las Figuras 41, 42 y 43, se muestran respectivamente las idealizaciones, configuración de fisuras y los esquemas de los ensayos que se presentan en las referencias citadas. El objetivo de estos estudios fue analizar los comportamientos de barras embebidas en hormigón sometidas a cargas cíclicas, con extremos rectos y con ganchos a  $180^\circ$  y  $90^\circ$ . Una de las principales conclusiones fue la siguiente: "para barras con ganchos sometidas a esfuerzos cíclicos con reversión de cargas, la resistencia de adherencia y la absorción de energía es suministrada inicialmente por el extremo embebido recto antes del gancho. Debido a que el empleo del gancho reduce esa longitud previa al gancho (note que para  $f'c = 21\text{Mpa}$  la longitud de desarrollo para extremo recto resulta  $l_d \cong 45d_b$ , mientras que si es con gancho a  $90^\circ$ , para carga cíclica daría  $l_{dh} \cong 17d_b$ , de las cuales la longitud pre-gancho sería del orden de  $13d_b$ , luego un desarrollo de cuarto de circunferencia aproximado de  $4d_b$ , seguido de extremo final recto de  $12d_b$ , lo que da una longitud total de embebido aproximada a  $30d_b$ ; es decir el pre-gancho de  $13d_b$  más los  $4d_b$  que dan  $17d_b$  representan cerca de  $(17/45) 1/3$  de la  $l_d$  de la barra recta), se puede producir un efecto adverso en la absorción de energía. Una vez que el efecto de deslizamiento llega al extremo recto pre-gancho no existe capacidad de absorción de energía a menos que los movimientos por cargas de presión sobre el hormigón que rodea al gancho sean restringidos. Aún cuando se colocaron armaduras transversales (estribos) en

cantidad más del doble de la requerida para prevenir una falla de corte, estos fueron insuficientes para limitar en forma adecuada los movimientos de los ganchos a  $180^\circ$ , una vez que el deslizamiento entró en la zona del gancho”. (C. Llopiz, 2001, p. 61).

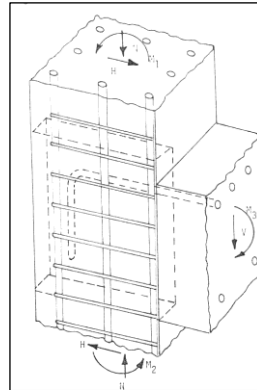


Figura 41: Esquema 3-D de nudo y representación de la porción de espécimen del ensayo que se muestra en Fig. 43c. Fuente: C. Llopiz, 2001, p. 61.

En otra de las referencias N. Hawkins aclara que, tal cual se muestra en la Fig. 44(a), para barra recta y (b) para extremo con gancho a  $180^\circ$ , la respuesta de esta última es mucho más pobre que cuando el extremo es recto, puesto que una vez que el deslizamiento entra al gancho el movimiento de éste tiende a romper la conexión. Para el ensayo que se muestra en las Fig. 45 y 46, se compara el extremo recto con el de gancho a  $90^\circ$ . Las curvas de respuesta se muestran en la Fig. 44 (a) y (b). En este caso la conexión con gancho tiene mejores características cuando es sometido a tracción que a compresión, pero aún así no es tan buena como la respuesta con extremo recto. Una ventaja adicional que se observó del gancho a  $90^\circ$ , de acuerdo a Hawkins, con respecto al gancho a  $180^\circ$  es que para cargas de tracción a desplazamientos mayores del que corresponde al pico de capacidad, hay cierta ganancia en resistencia con el incremento de desplazamiento. (C. Llopiz, 2001, p. 62).

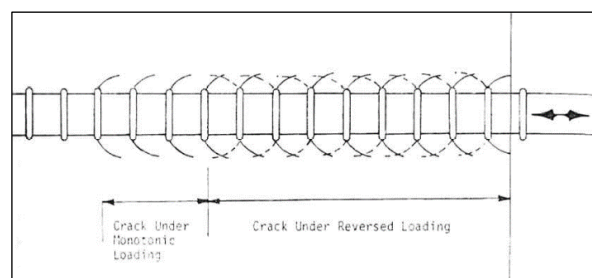


Figura 42: Configuración de fisuras bajo cargas monotónica y bajo carga cíclica. Fuente: C. Llopiz, 2001, p. 62.

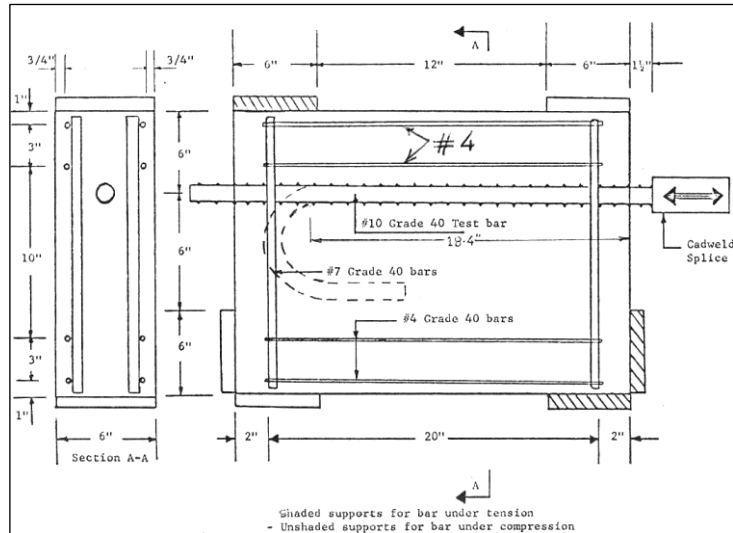


Figura 43: Representación de los ensayos de Hawkings et al. Fuente: C. Llopiz, 2001, p. 62.

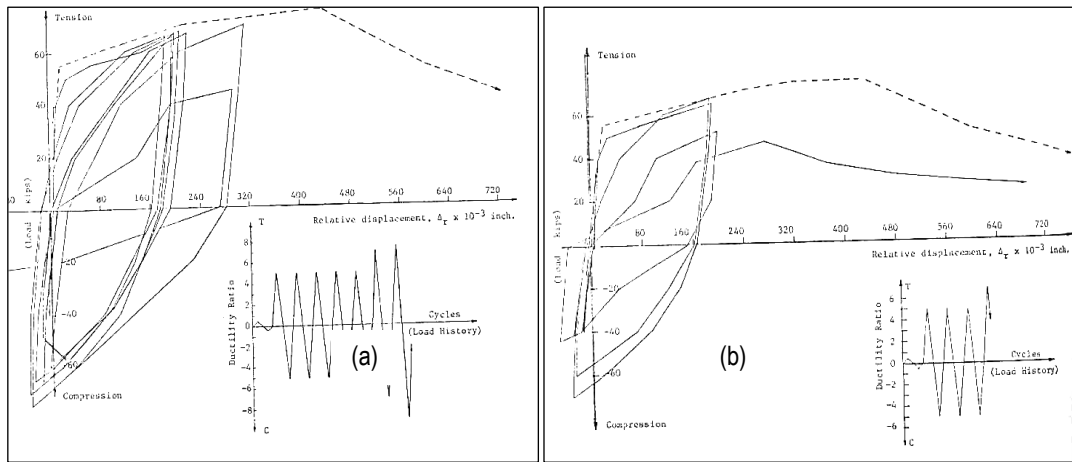


Figura 44: Comparación de respuestas en términos de tensión vs. deslizamiento de barras embebidas con extremo recto y con gancho a 180° bajo carga cíclica. (a) barra terminada en forma recta. (b) barra terminada con gancho a 180°. Fuente: C. Llopiz, 2001, p. 63.

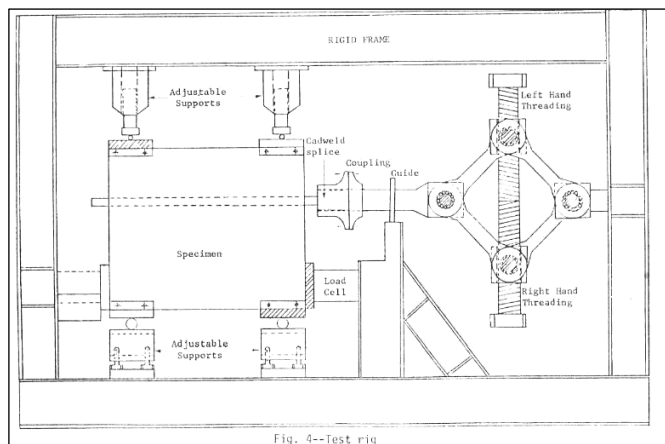


Figura 45: Esquema de disposición probeta y de elementos de carga. Fuente: C. Llopiz, 2001, p. 64.

Haciendo referencia a los mencionados ensayos de Hawkings et al, se aclara que el hormigón tenía una resistencia cilíndrica a compresión promedio (hubo varios ensayos) cercana a  $f'_c = 32$  MPa, y el acero una tensión de fluencia cercana a  $f_y = 320$  MPa. Si se aplicaran los criterios del ACI, las longitudes de desarrollo deberían haber sido: (C. Llopiz, 2001, p. 64).

$$l_d = 0.65 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b = 0.65 \frac{320}{\sqrt{32}} d_b = 37d_b$$

Para extremo recto, y:

$$l_{dh} = 0.185 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b = 0.185 \frac{320}{\sqrt{32}} d_b = 10.5d_b$$

Para extremos con gancho a  $90^\circ$ . Según se ve en la Figura 43, en los ensayos se ha utilizado  $l_{dh} \cong 569$  mm (22.4"), lo cual para una barra # 10 que equivale a diámetro 32 mm, resulta  $l_{dh} \cong 18d_b$ . Para la barra recta,  $l_d \cong 610$  mm  $\cong 19 d_b$ . (C. Llopiz, 2001, p. 64).

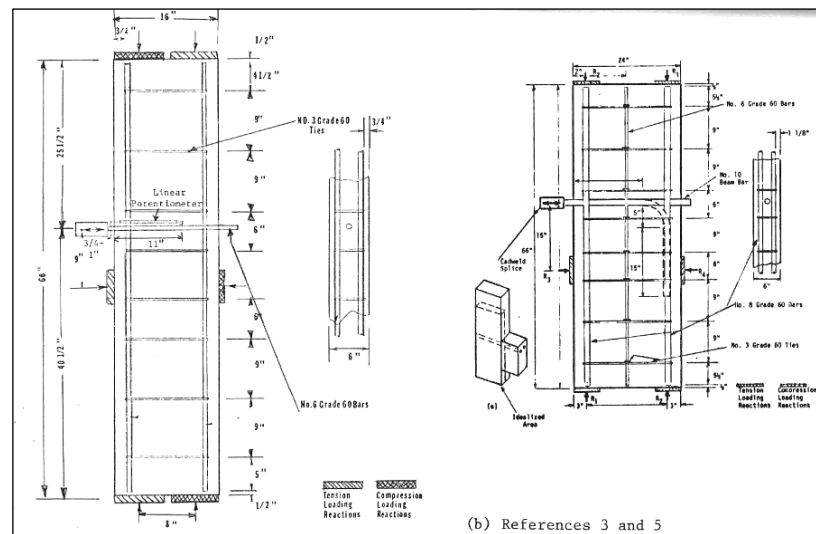


Figura 46: Características adicionales de los ensayos de Hawkings et al.  
Fuente: C. Llopiz, 2001, p. 65.

Se concluye entonces que los resultados de los análisis sobre los ensayos sobre las barras a cargas cíclicas demostraron que la presencia de los ganchos causaron un marcado deterioro de las condiciones de anclaje. Tal vez esa fue la razón por la que se incrementó la longitud de desarrollo en un 40 % para carga cíclica con respecto a carga estática, si la barra tiene extremos con gancho. (C. Llopiz, 2001, p. 65).

Uno de los problemas prácticos que se presentan a menudo en las obras, y que no formó parte de esta investigación, es que muchas veces los ganchos son causales de congestión de

armaduras. Esto provoca que el hormigón que debe rodear a dichos ganchos no tenga la suficiente densidad, presencia de poros y habrá falta de uniformidad de la mezcla de hormigón, etc. por lo que dicho material dista mucho de las condiciones que debe cumplir para la correcta transferencia de los esfuerzos. (C. Llopiz, 2001, p. 65).

### 2.2.3.2. LONGITUD EFECTIVA DE ANCLAJE EN NUDOS. (CONSIDERACIONES ESPECIALES DEL NZS:3101 PARA ANCLAJES EN ELEMENTOS SOMETIDOS A TERREMOTOS).

En la sección 7.5.2.2 se especifica que cuando las barras longitudinales son ancladas en los núcleos de nudos viga-columna interiores o exteriores o prolongaciones de vigas (beam stubs), el anclaje para la tracción se debe considerar que comienza a  $1/2$  de la altura  $h_c$  de la columna u  $8d_b$ , la menor de ellas, medida desde la cara en la cual la viga entra a la columna.

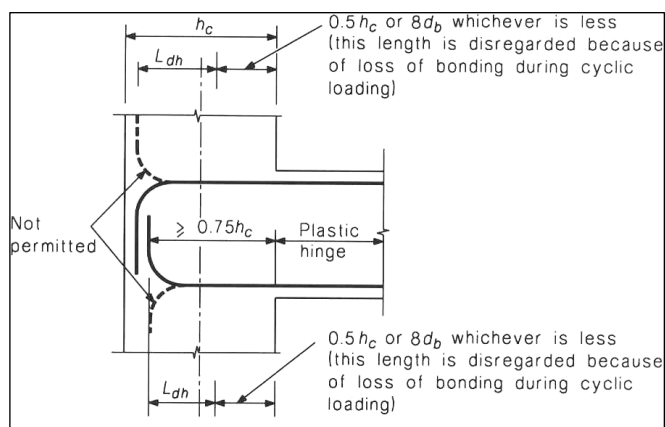


Figura 47: Anclaje de las barras de las vigas cuando la sección crítica de la rótula plástica se forma en la cara de las columnas. Fuente: C. Llopiz, 2001, p. 83.

Si se demuestra que la rótula no se va a formar a partir de la cara de la columna sino a una distancia mayor de  $h_b$  o 500 mm, la longitud de desarrollo se puede considerar que comienza en la cara de la columna. Estas disposiciones se ilustran en las Figs. 47 y 48 La razón a estas exigencias es porque debido a la penetración de fluencia desde la cara de la columna hacia su núcleo, la longitud disponible para el desarrollo de la resistencia de las barras de la viga se reduce gradualmente durante la respuesta cíclica debida a las acciones inducidas por los terremotos. (C. Llopiz, 2001, p. 83).

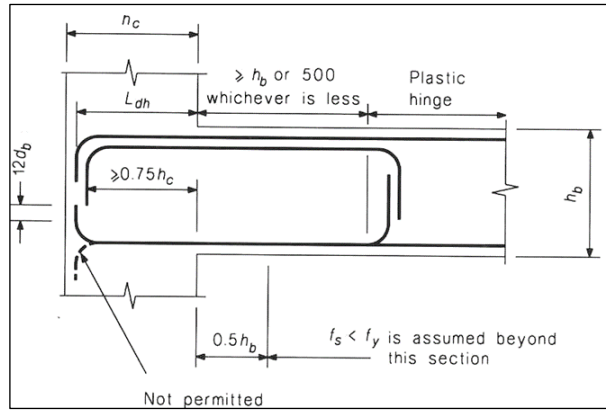


Figura 48: Anclaje de las barras de las vigas cuando la sección crítica de la rótula plástica está a una distancia de la cara de las columna de al menos la profundidad de la viga o de 500mm, la que sea menor. Fuente: C. Llopiz, 2001, p. 83.

A los efectos de asegurar que la capacidad de la viga se mantiene sin degradación apreciable después de varias excursiones dentro del rango no lineal, se desplaza la sección de inicio efectivo de anclaje según se muestra. Los ensayos han demostrado que si las barras superiores se anclan en forma separada de las inferiores tal como se muestra en Figs. 47 y 48, el comportamiento es superior a los casos en que se arma un buckle o lazo común. Esto no se cumple sin embargo, si se cuenta con una prolongación de viga (beam stub) como se muestra en la Fig. 49. (C. Llopiz, 2001, p. 83).

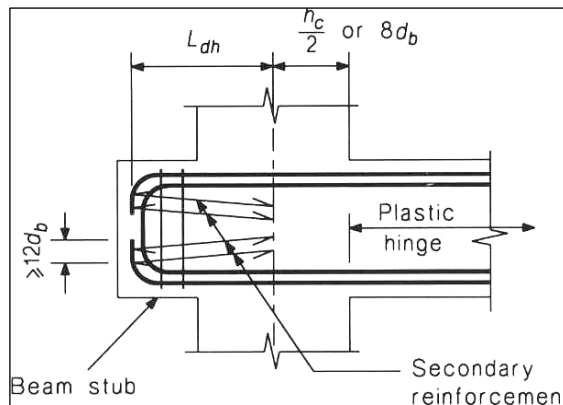


Figura 49: Anclaje de las barras de la viga en una prolongación de la misma. Fuente: C. Llopiz, 2001, p. 85.

En la sección 7.5.2.4 se especifica que pese a lo adecuada que puede ser la longitud de desarrollo de una barra dentro de un núcleo de columna o prolongación de viga, ninguna barra se debe terminar sin un gancho estándar vertical a 90° tan cerca como sea posible de la cara más alejada del núcleo de la columna o extremo de la prolongación de viga, y no más cerca de 3/4 de la altura de la columna medida de la cara de entrada. Tal cual se indica en las Figs. 47



y 48, los extremos de las barras superiores se deben doblar hacia abajo, y los de las inferiores hacia arriba. La razón es que se desea que las tensiones de apoyo inducida por los ganchos sean dirigidas hacia el centro del núcleo, para asegurar que se desarrolle un mecanismo de diagonal de compresión y tensor adecuado dentro del nudo. Ver, por ejemplo, la Fig. 50. (C. Llopiz, 2001, p. 85).

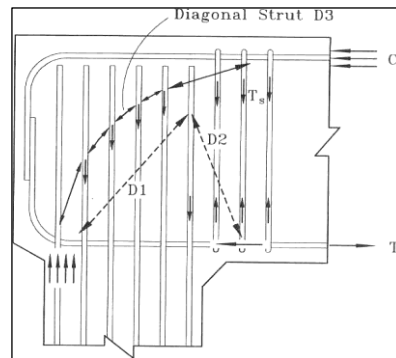


Figura 50: Anclaje en nudo exterior superior. Note el desarrollo de la biela de compresión.  
Fuente: C. Llopiz, 2001, p. 85.

### 2.2.3.3. ANCLAJES EN PROLONGACIÓN DE VIGAS (BEAM STUBS).

Cuando las barras de las vigas en nudos exteriores se terminan en prolongación de vigas, como se muestra en la Fig. 49, se debe suministrar armadura dentro de dicha prolongación a los efectos de que la barra en compresión también pueda desarrollar su resistencia sin falla. Por ejemplo, podría tender a desprenderse el hormigón por el empuje del extremo en gancho de la barra en compresión, como muestra la Fig. 51, deteriorando el comportamiento del nudo. (C. Llopiz, 2001, p.89).

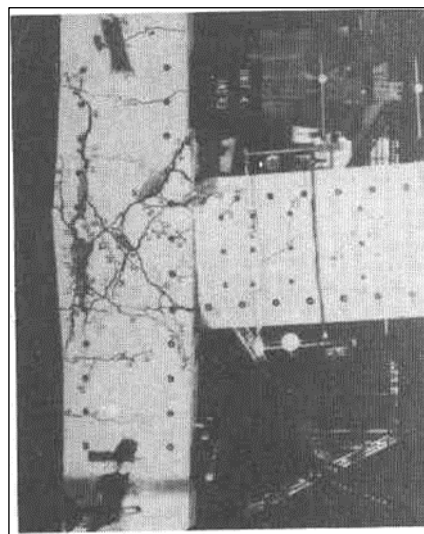


Figura 51: Deterioro de las condiciones de adherencia en un nudo exterior.  
Fuente: C. Llopiz, 2001, p. 89.

Esto también podría producirse si se utilizan placas de anclaje en los extremos de las barras, que aunque se comporten bien en tracción, tenderán a desplazar en compresión el hormigón por detrás del gancho o de la placa si el mismo no está anclado. Por ello, las barras en pendiente y barras secundarias que se muestran en la Fig. 49 son una forma de mejorar el anclaje cuando la barra se ve sometida a compresión. (C. Llopiz, 2001, p. 89).

#### 2.2.3.4. USO DE ARMADURA TRANSVERSAL PARA REDUCIR LA LONGITUD DE DESARROLLO CON GANCHO.

El requerimiento de longitud de desarrollo  $l_{dh}$  para barras con gancho extremo sometidas a tracción, y de acuerdo a las limitaciones impuestas según se ve en Fig. 47, podría exceder con lo disponible en la profundidad de la columna. En tales casos, es preferible mejorar las condiciones de transferencia por presión sobre el hormigón que ejerce el gancho, antes que incrementar la longitud que está más allá del ángulo de  $90^\circ$ . Si hay disponible barras transversales, tal como se muestra en la Fig. 52, dentro del gancho, se puede optar por una reducción del 20 % en la longitud  $l_{dh}$ . La norma dispone que se debe contar con al menos dos barras transversales en contacto con el lado interno del gancho, y con diámetro al menos igual al de la barra doblada. (C. Llopiz, 2001, p. 90).

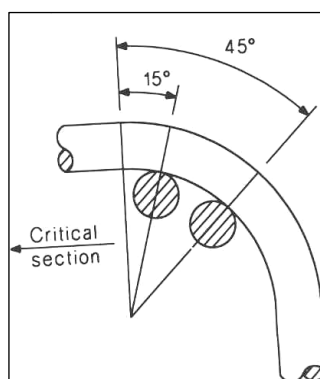


Figura 52: Arreglo de armadura transversal adicional para reducir las tensiones de apoyo en el hormigón por el gancho. Fuente: C. Llopiz, 2001, p. 90.

Cuando la misma barra debe desarrollar su resistencia en compresión, se recuerda que se debe ignorar la porción del gancho. Sin embargo, si se ancla en el núcleo del nudo de la columna, el confinamiento es efectivo y el anclaje puede considerarse que comienza más cerca de la cara interior de la columna exterior. (C. Llopiz, 2001, p. 90).

## 2.2.4. ELEMENTOS ACARTELADOS.

### 2.2.4.1. DEFINICIÓN DE VIGAS ACARTELADAS

Las vigas acarteladas se definen como elementos estructurales que varían de sección en los extremos de la unión con las columnas con la finalidad de disminuir las deflexiones y los momentos positivos cuando se incrementan los negativos. (San Bartolomé, 1998, p. 97).

Estos casos también se presentan en las losas armadas en dos sentidos que apoyan directamente sobre columnas ("Flat Slab"), donde, con la finalidad de evitar que las columnas perforen a la losa, se ensancha el extremo superior de las columnas formando capiteles (o ábacos) tronco cónicos o piramidales, los que las convierten en elementos de sección variable. (San Bartolomé, 1998, p. 97).

### 2.2.4.2. USOS Y VENTAJAS

Geoméricamente, las trabes acarteladas se distinguen de las prismáticas porque tienen una variación suave del peralte en toda o parte de su longitud. Aunque esto implica dificultades constructivas, variar juiciosamente la profundidad del elemento proporciona algunos beneficios estructurales. Por ejemplo, en 1908 Mörsch ya sabía que si en una trabe continua de concreto reforzado se incrementaba el peralte hacia los apoyos, entonces sería más fácil mantener en límite los esfuerzos de las fibras comprimidas. También tenía claro que esta práctica mejoraba la resistencia a cortante debido a: 1) el incremento de la sección transversal y, 2) la capacidad del bloque de concreto inclinado de soportar esfuerzos de desgarramiento vertical. (H. archundia, 2013, p. 10).

Hoy día se sabe que las trabes acarteladas de concreto reforzado (TACR) tienen otras ventajas sobre las de sección constante y, por ello, a menudo se prefieren en la construcción de edificios. Entre estas cualidades destacan: (H. archundia, 2004, p. 3).

- Aumenta la rigidez lateral.
- Reduce el peso.
- Reduce la altura de entrepiso.
- Disminuye la cantidad de concreto.
- Facilita la ubicación de las diferentes instalaciones (sanitarias, eléctricas, ductos de aire acondicionado), (Tena-Colunga, 1994).

La principal desventaja de estos elementos estructurales es en la colocación del encofrado por los diferentes cortes, y el ángulo de inclinación del acero de refuerzo metálico, que son totalmente diferentes a las vigas de sección constantes. (H. archundia, 2004, p. 3).

Se ha modificado la tendencia observada a inicios del siglo pasado, que consistía en proponer cartelas en los extremos con longitudes de acartelamiento pequeñas y ángulos de acartelamiento mayores a los observados desde la décadas de los años sesenta y setenta del siglo pasado hasta hoy en día. En la Fig. 53, se observan estas geometrías. Además se observó que en los edificios de reciente construcción que utilizan traveses acartelados de concreto reforzado, es común que en los vértices que delimitan las cartelas con el tramo central prismático, se apoyen traveses secundarios. (H. Archundia, 2004, p. 6).

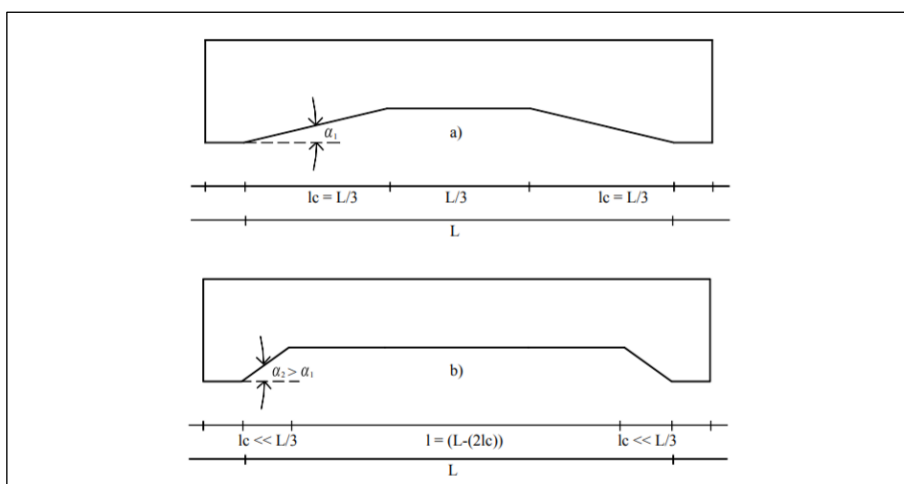


Figura 53: Diferencia geométrica entre traveses acartelados de concreto reforzado utilizadas: a) Actualidad y b) primera mitad del siglo XX. Fuente: H. Archundia, 2004, p. 6.

### 2.2.4.3. TIPOS DE CARTELAS Y SUS RELACIONES GEOMÉTRICAS

En términos generales si en las cartelas rectas, prismáticas o parabólicas con ancho y alturas variables, se produce a la vez una variación de su sección en los planos horizontal y vertical, las cartelas deberán ser del mismo tipo y empezar en una sección común, indicada en la Fig. 54. (R. Pinto, 2012, p. 13).

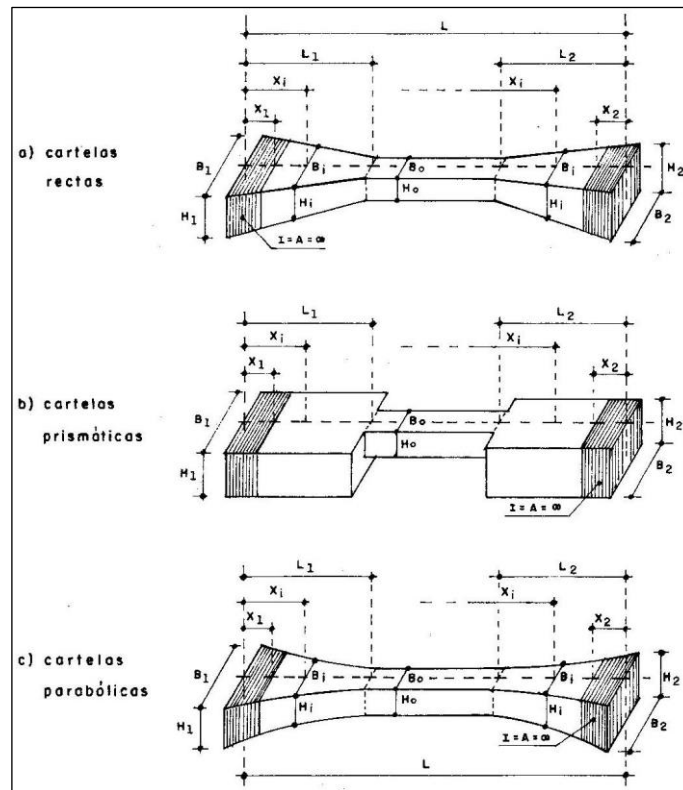


Figura 54: Tipos de cartelas según Arias Albán. Fuente: R. Pinto, 2012, p. 13.

#### 2.2.4.4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

En cualquier libro de análisis estructural se hace una clara diferencia entre el modelado de las trabes prismáticas y las de sección variable. Es más, desde hace décadas los ingenieros saben que para resolver vigas acarteladas hiperestáticas, por lo menos requieren de tablas o ayudas de diseño (como las pioneras de la Asociación del Cemento Portland). Con el tiempo se han propuesto otras soluciones, por lo que actualmente el modelado analítico de las trabes de sección variable es un tema muy desarrollado. (H. archundia, 2013, p. 12).

Existen autores que han desarrollado métodos para determinar los elementos mecánicos que se generan en los elementos de sección variable. En general estos métodos están basados en la suposición de un comportamiento elástico lineal de los elementos. (F. Vera, 2016, p. 11).

#### A. ELEMENTOS TIPO VIGA-COLUMNA DE SECCIÓN VARIABLE.

Este es un método presentado por Tena-Colunga (1996), el cual se sustenta en los métodos desarrollados por Damy (1986). El método parte de calcular los coeficientes de flexibilidad, con los cuales es posible determinar la matriz de rigidez local de un elemento de sección variable. (F. Vera, 2016, p. 12).

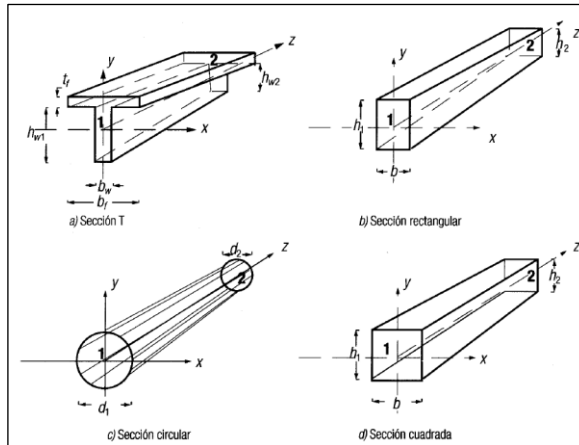


Figura 55: Elementos de sección variable. Fuente: A. Tena, 2007, p. 105.

## B. ELEMENTOS FINITOS.

Existen trabajos donde se ha estudiado el comportamiento de elementos de sección variable al modelarlos con elementos finitos elástico-lineales. Recientemente, Balkaya (2001), presentó un estudio de vigas con sección transversal “T” (Fig. 56), del cual se derivan resultados interesantes, tales como la distribución no lineal de los esfuerzos en cualquier sección transversal de un elemento de sección variable. Este fenómeno se asocia a la variación del eje neutro en la longitud del elemento y al acoplamiento entre la fuerza normal y el momento (El-Mezaini, et al ; 1991), que a su vez se deriva del efecto de arco que proporciona la geometría de las travesas (Fig. 56). (H. Archundia, 2013, p. 101).

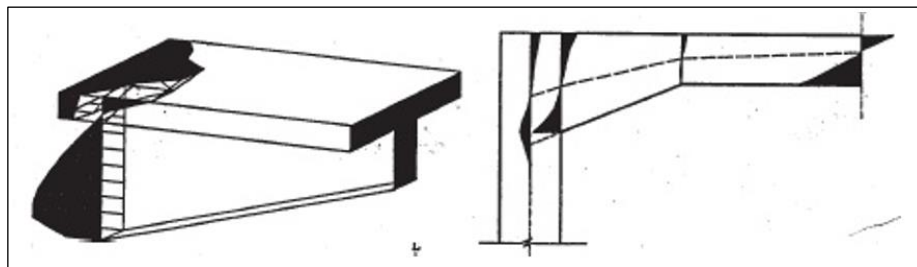


Figura 56: Distribuciones no lineales en los esfuerzos de travesas acarteladas de concreto reforzado seung Balkaya. Fuente: H. Archundia, 2013, p. 101.

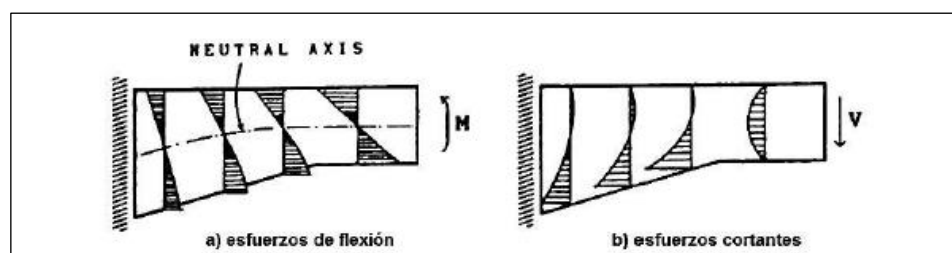


Figura 57: Esfuerzos elásticos en travesas acarteladas presentados por El-Mezaini en 1991. Fuente: H. Archundia, 2013, p. 101.



### 2.2.4.5. DIMENCIONAMIENTO DE VIGAS ACARTELADAS

En ocasiones se presentan estructuras en donde, por diversos motivos, no es posible proporcionar un mismo peralte a los largo de toda la pieza, razón que obliga a tener vigas acarteladas, el principal objetivo de la cartela es el incrementar ;a sección trasversal de la viga en su unión con las columnas, para así proporcionar a la pieza una mayor rigidez y la capacidad de tomar momentos flexionantes en dicho punto , disminuyéndola en su parte central para permitir el paso de instalaciones mecánicas o tuberías. (F. Mendez, 1997, p. 58).

Desde el punto de vista estructural la rigidez de la cartela es mayor que la de los tramos de sección uniforme, y el factor de transporte es menor que en las secciones de la pieza que tienen menor dimensión. (F. Mendez, 1997, p. 58).

A continuación se presentan dos perspectivas de dimensionamiento muy parecidos según F. Mendez y M, Tapia, teniendo como base estos se presentan ciertas consideraciones para el diseño estructural donde H. Archundia plantea un dimensionamiento mucho más parametrizado.

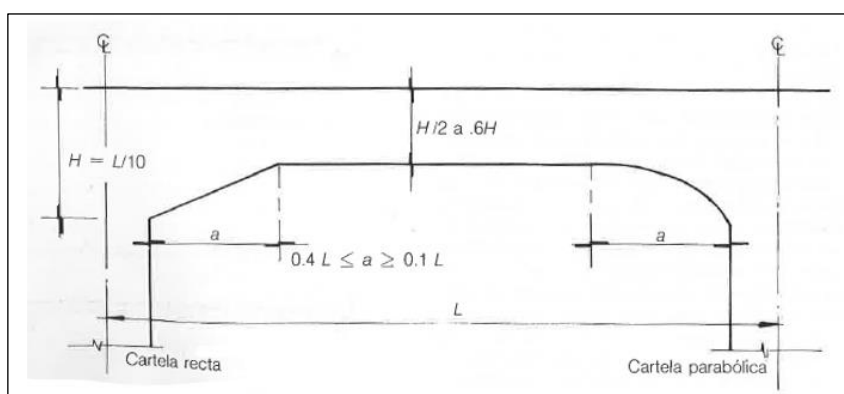


Figura 58: Dimensionamiento de viga acartelada. Fuente: F. Mendez, 1997, p. 58.

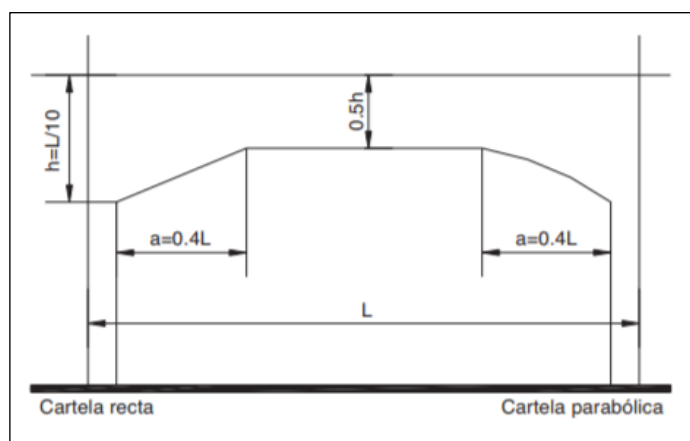


Figura 59: Cartela recta y parabólica. Fuente: M. Tapia, 2003, p. 36.

#### 2.2.4.6. CONSIDERACIONES DE DISEÑO ESTRUCTURAL.

La mayoría de las recomendaciones para el diseño de las TACR (trabes o vigas acarteladas de concreto reforzado) son de carácter experimental y prácticamente se ocupan de la falla por cortante. En general, estos trabajos señalan claramente que el comportamiento de las trabes acarteladas es sustancialmente diferente al de las trabes prismáticas, por lo que requieren consideraciones especiales de análisis y diseño. (H. Archundia, 2013, p. 13).

Solamente se conoce de un trabajo experimental sobre el comportamiento a flexión de las TACR (Thurston y Charleson 1979). Este documento reporta el comportamiento dúctil de una trabe acartelada de grandes dimensiones sometida a cargas reversibles. Pero, a pesar de sus observaciones, los autores reconocieron la necesidad de investigar el mecanismo resistente a cortante de estos elementos. (H. Archundia, 2013, p. 13).

Ya se comentó que el reglamento ACI 318 remite a los libros de texto para conocer la forma de diseñar por cortante una trabe acartelada. Por desgracia, sólo algunos cuantos tienen esta información (por ejemplo, Park y Paulay 1975 y 1997, Ferguson et al. 1988, Nilson 1999, Nielsen 1999, MacGregor y Wight 2005,). En términos generales, la solución de estos libros se basa en el equilibrio de las fuerzas verticales en la sección transversal. (H. Archundia, 2013, p. 13).

Los estudios disponibles indican que el comportamiento estructural y la resistencia a cortante de las cartelas se relacionan con el ángulo de acartelamiento ( $\alpha$ ) y su longitud ( $l_c$ ). Por esta razón, es necesario conocer el intervalo de valores de estos parámetros en la práctica constructiva del país. Esta información se puede encontrar en algunas guías de prediseño estructural También existen ayudas para el modelado elástico de trabes acarteladas que cumplen esta función. (H. Archundia, 2013, p. 13).

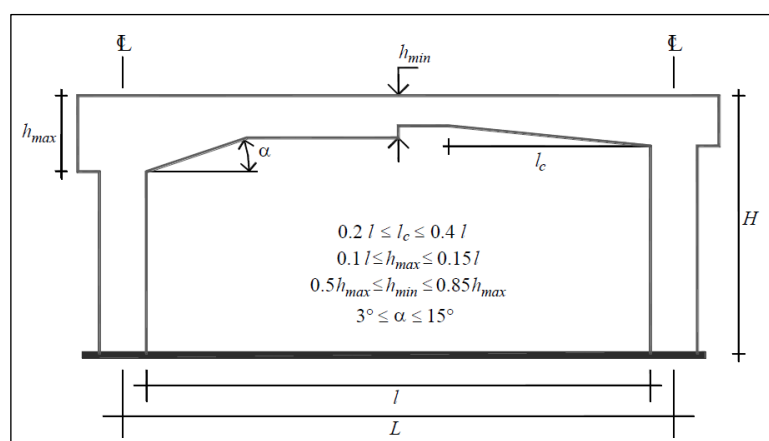


Figura 60: Proporciones típicas en México para trabes acarteladas de concreto reforzado de edificios. Fuente: H. Archundia, 2013, p. 14.

Con base en las fuentes consultadas, y lo observado en algunos edificios, se puede definir un intervalo de valores para los parámetros involucrados en la geometría de las trabes acarteladas de concreto reforzado (Figura 60). Se hace notar que las cartelas construidas recientemente tienen una longitud cercana a un tercio del claro efectivo ( $l_c \cong 0.33 l$ ), y ángulos de acartelamiento entre cuatro y diez grados ( $4^\circ \leq \alpha \leq 10^\circ$ ). (H. Archundia, 2013, p. 14).

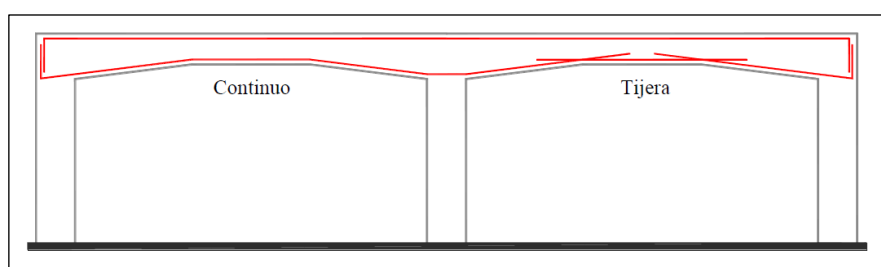


Figura 61: Arreglos usados en México para el refuerzo longitudinal inclinado  
Fuente: H. Archundia, 2013, p.14.

Un aspecto relevante de las TACR es el arreglo del acero longitudinal inclinado. Se sabe que en algunos edificios éste es continuo y sigue el perfil del elemento (Guzmán 2001). Otra práctica consiste en cortarlo en el vértice que se forma en la intersección del tramo prismático con el tramo acartelado (vértice). En este caso, la discontinuidad se protege extendiendo las varillas una distancia por lo menos igual a la longitud de desarrollo. La disposición de este armado luce como una tijera y de ahí su nombre. En la Figura 61 se muestra un croquis que permite diferenciar el armado continuo y el de tijera. (H. Archundia, 2013, p. 14).

Al parecer, el arreglo del refuerzo longitudinal inclinado no tiene influencia en la resistencia a cortante (Debaiky y El-Niema 1982). Sin embargo, Mörsch (1952) destacó que el armado continuo es inadecuado para acomodar la demanda de momento positivo (carga gravitacional) pues tiende a desgarrarse o salirse del elemento. (H. Archundia, 2013, p. 15).

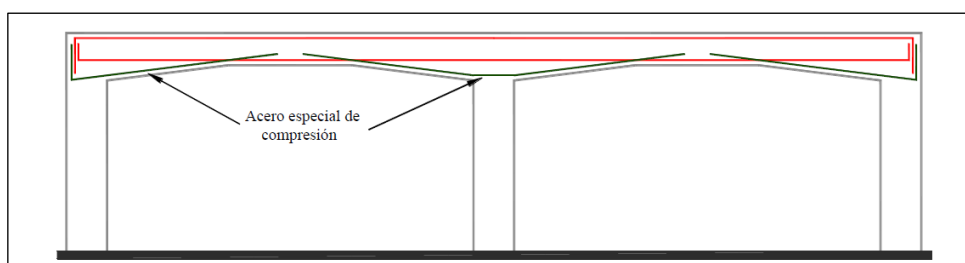


Figura 62: Arreglo del refuerzo inclinado propuesto por Mörsch.  
Fuente: H. Archundia, 2013, p. 15.

MACLEOD Y HOUMSI (1994). Este trabajo se concentró en determinar el peralte que debe utilizarse en el diseño de traveses acartelados de concreto reforzado sin refuerzo transversal, es decir el peralte crítico. Las traveses fueron ensayadas en doble voladizo (Figura 63), de tal forma que se modelara de una manera realista el comportamiento de traveses continuos, es decir evaluando la resistencia a cortante en la zona donde el momento flexionante (negativo), es máximo. (F. Vera, 2016, p. 16).

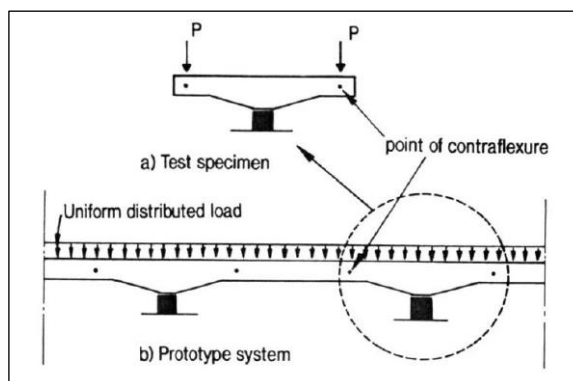


Figura 63: Modelo empleado en los ensayos de MacLeod y Houmsi en 1994  
Fuente: F. Vera, 2016, p. 16.

Los resultados más relevantes de este trabajo son:

- ✓ Al aumentar el ángulo de acartelamiento, se hace evidente el trabajo de un puntal en la longitud de la cartela y esto se asocia a la aparición de más de una grieta diagonal importante. Este fenómeno ocasiona que los elementos presenten una sobre-resistencia considerable. Entendiéndose como sobre-resistencia al incremento de carga que puede soportar el elemento una vez que se presenta la grieta principal diagonal.
- ✓ El acero longitudinal en las traveses acartelados de concreto reforzado sin refuerzo transversal, trabaja a esfuerzos muy por debajo del límite de fluencia.
- ✓ Al aumentar el ángulo de acartelamiento, aumenta la capacidad de deformación de las traveses respecto a la observada en una trabe prismática cuyo peralte corresponde al mayor de una trabe acartelada.
- ✓ El peralte crítico de diseño en traveses acartelados continuos se encuentra ubicado a una distancia de 2.7 veces el peralte efectivo de la sección transversal que corresponde al tramo prismático (peralte mínimo), medido desde el punto de inflexión hacia el extremo de la trabe.

Respecto de las conclusiones del trabajo desarrollado por MacLeod y Houmsi (1994), se hace notar que la fluencia o no fluencia del acero longitudinal depende de la cuantía provista

en las trabes. Asimismo, era de esperarse que al aumentar el ángulo de acartelamiento de las trabes, las deflexiones aumentarían debido a la reducción de inercia a lo largo del elemento. (F. Vera, 2016, p. 16).

**PARK Y PAULAY (1997)**, propusieron calcular el cortante efectivo ( $V_{ef}$ ) a lo largo de las trabes acarteladas con las ecuaciones 2.06 y 2.07, donde todos los parámetros involucrados están indicados en la Figura 64. En la ecuación 2.06,  $\tan\theta'$  se debe considerar negativa si el peralte y el momento crecen en dirección contraria. (H. Archundia, 2013, p. 88).

$$V_{ef} = V - C \operatorname{seno} \theta' = V - C' \tan \theta' = V - \frac{M_s}{jd} \tan \theta' \quad (2.06)$$

$$M_s = M - Ne_s \quad (2.07)$$

En la figura 3.76 se indica que el ángulo de inclinación del bloque comprimido ( $\theta'$ ) es diferente al del acartelamiento ( $\theta$ ). Además, se sugiere que  $\theta'$  se debe calcular a partir de la posición del eje neutro. Con base en el trabajo de MacLeod y Haumsi (1994), se puede simplificar el cálculo usando el ángulo de la cartela. (H. Archundia, 2013, p. 89).

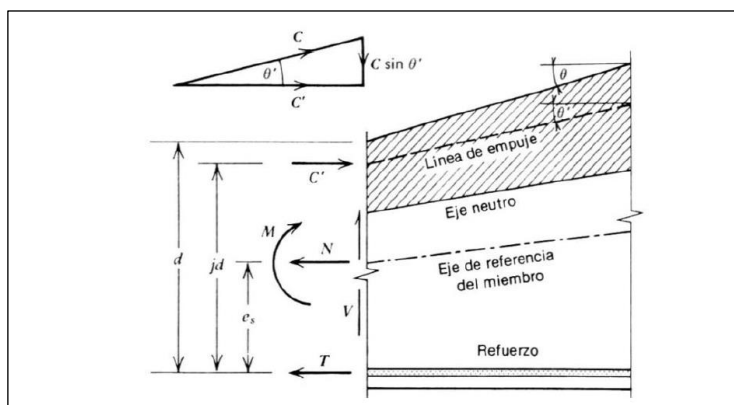


Figura 64: Fuerzas externas e internas en una viga de peralte variable  
Fuente: Parck y Paulay, 1975, p. 284.

**PARK Y PAULAY (1997)**, compararon el diagrama de cortante efectivo ( $V_{ef}$ ) contra el de cortante estático para tres casos típicos (Figura 65). Estos diagramas son muy didácticos pues permiten identificar la situación en que las cartelas ayudan o perjudican el diseño por cortante. Un análisis detallado de estos diagramas muestra que el cortante efectivo puede ser nulo en secciones muy diferentes a las que se obtienen por estática (Figura 65-c). Obviamente, esta situación tienen implicaciones en las fuerzas de flexión (más adelante se comenta con detalle este asunto). (H. Archundia, 2013, p. 89).

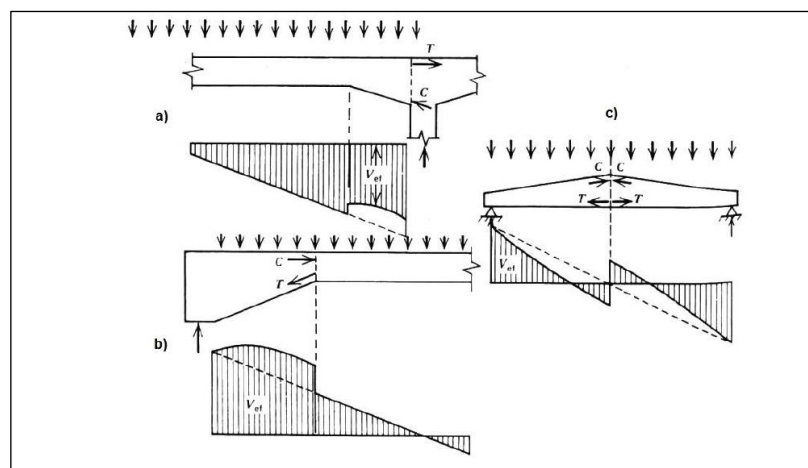


Figura 65: Cortante efectivo en vigas acarteladas. Fuente: Parck y Paulay, 1975, p. 284.

Park y Paulay (1975) también atendieron los problemas que causa la convergencia de fuerzas con diferente dirección en los vértices de las cartelas, y dieron recomendaciones para los casos más frecuentes (Figura 66). (H. Archundia, 2013, p. 90).

En la Figura 66-a se muestra cuando el acero longitudinal inclinado trabaja a tensión en la zona del vértice. Aunque esta situación no es deseable, puede presentarse en vigas continuas en las que parte de la cartela queda dentro de la zona de momento positivo. De acuerdo con Mörsch (1952), en estas circunstancias el acero tiende a ser arrancado de la trabe. (H. Archundia, 2013, p. 90).

Park y Paulay (1975) ampliaron esta explicación, e indicaron que cuando se agota la resistencia a tensión del concreto se produce una grieta a todo lo largo del refuerzo longitudinal (falla de adherencia). Para controlar esta situación propusieron suministrar acero transversal adicional en el vértice. Este refuerzo tiene la finalidad de tomar la fuerza de desequilibrio ( $F$ ) que se genera por el cambio brusco de dirección del acero (fuerza de desvío). (H. Archundia, 2013, p. 90).

Para acartelamientos de hasta quince grados ( $\alpha \geq 15^\circ$ ), Park y Paulay recomendaron colocar sólo estribos para tomar la fuerza de desvío (figura 3.78-a1). En acartelamientos mayores además de estribos se debe proponer un armado longitudinal discontinuo anclado con extensiones rectas a cada lado del vértice (Figura 66-a2). (H. Archundia, 2013, p. 90).

En la Figura 66-b se muestra el caso cuando las fuerzas inclinadas que concurren en el vértice son de compresión. Además de la colocación de estribos, Park y Paulay (1975) recomendaron poner refuerzo transversal en el bloque de compresión para protegerlo de los esfuerzos transversales de tensión. (H. Archundia, 2013, p. 90).



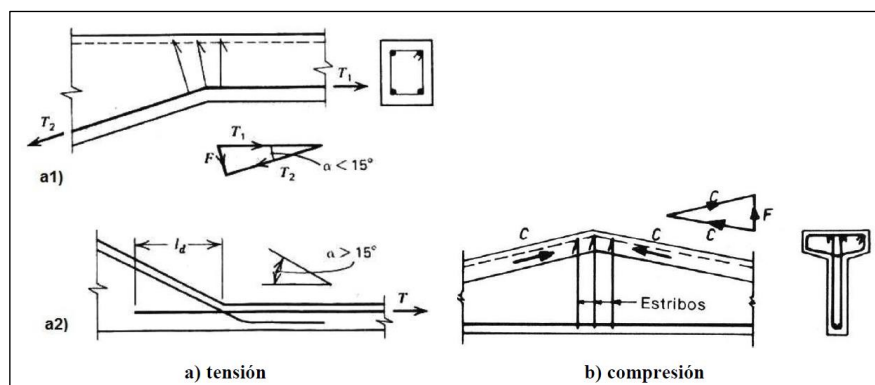


Figura 66: Detallado en los vértices. Fuente: Parck y Paulay, 1975, p. 691.

#### 2.2.4.7. NORMATIVIDAD RESPECTO A VIGAS ACARTELADAS.

En Alemania los reglamentos de construcción tradicionalmente incluyen recomendaciones de diseño específicas para las TACR (Maurial 2007). Esto no debe sorprender, pues en ese país se hizo la primera propuesta de diseño y los primeros experimentos en traveses acartelados (Mörsch 1909 y 1952). Con los años, el interés en estos elementos se ha difundido en aquel continente y también existen propuestas de origen suizo (Grob y Thürlimann 1976, Marti 1985a, Muttoni et al. 1997) y danés (Nielsen 1999). (H. Archundia, 2013, p.17).

Una consecuencia de esta situación, es que el reglamento de construcción unificado de Europa también tiene recomendaciones para el diseño por cortante de las TACR (Eurocode 2 1992, 2004). Lo mismo sucede con la propuesta de reglamento del Comité Euro-Internacional para el Concreto (CEB-FIP 1990). (H. Archundia, 2013, p. 17).

La filosofía de diseño del Comité Euro-Internacional para el Concreto se sustenta en modelos de armadura (puntales y tensores). Por ello, este reglamento al menos proporciona un modelo cualitativo para hacer el diseño de las traveses de sección variable. Esta posición es muy diferente a la del ACI, pues ni en el apéndice A de su reglamento de construcción, ni en su literatura encargada de difundir el método de puntales y tensores, se encuentra un ejemplo o guía de diseño para este tipo de traveses ("Subcommittee 445-1" 2002, PCA Notes 2008). (H. Archundia, 2013, p. 17).

Finalmente, y en vista de esta situación, es válido suponer que una de las causas del subdesarrollo del diseño de las traveses acartelados en México, es la poca influencia que tienen los reglamentos y literatura técnica europea en el país. (H. Archundia, 2013, p. 17).

Muy aparte de las vigas acarteladas, existe muy poca información sobre el comportamiento que tienen las cartelas sobre la adherencia del refuerzo de la viga en uniones externas, pues las que se presentan anteriormente precisan que el ángulo de acartelamiento debe ser pequeño

cercanos a los  $15^\circ$  o menores, pero no se precisan los aportes que tienen las cartelas de con ángulo mayor, el único texto que se encontró y presenta una sugerencia en la incorporación de cartelas de concreto en las vigas para mejorar el anclaje del refuerzo es la norma venezolana COVENIN 2006, en el que señala lo siguiente:

Las vigas acarteladas de grandes luces pueden ser una ventaja arquitectónica y no hay ninguna diferencia significativa con las vigas de sección constante. Pueden usarse vigas acarteladas de luces menores para relocalizar las rótulas plásticas en los extremos de sus tramos y evitar fallas por corte en los nodos. (COVENIN, 2006, p. 269).

Cuando las dimensiones de un nodo sean tales que pueda ocurrir una falla por corte o que las barras que lo atraviesan no pueden anclarse y transferir las tensiones al concreto, se pueden tomar medidas como relocalizar las rótulas plásticas para aumentar tanto la resistencia al corte del nodo como mejorar el anclaje y la transferencia de adherencia de la barras que lo atraviesan. Esas medidas incluyen: i) el diseño de vigas con cartelas; y ii) cortar y doblar las barras en forma de gancho o disponer en forma diagonal varias barras que forman los aceros de refuerzos longitudinales a una distancia alejada de la cara de la columna. (COVENIN, 2006, p. 274).

### **2.2.5. MECANISMO DE FALLA EN LAS UNIONES VIGA COLUMNA**

Las juntas viga-columna son muy importantes en el desempeño global de la estructura. Su resistencia debe ser mayor que la resistencia de los miembros que se vinculan a ella, pues un prematuro agotamiento del núcleo de la junta puede impedir que se desarrollen mecanismos de disipación de energía que se proponen en el diseño moderno, las fallas en las juntas son difíciles de reparar y podrían conducir al colapso de la estructura. (construcciónenacero.com, 2014).

Por ello debemos conocer los diferentes modos de fallas que son posibles en el renglón de la conexión viga-columna, y que se expresan a continuación:

01. Falla dúctil por flexión en las vigas adyacentes a la junta, es decir formación de rótulas plásticas en las vigas. Es el modo de falla más deseable, la formación de rótulas plásticas en la viga permite la disipación de energía a través de grandes deformaciones inelásticas sin pérdida de resistencia aparente de la estructura.
02. Falla dúctil por flexión en las columnas adyacentes a la junta, es decir formación de rótulas plásticas en las columnas. Es menos deseable que el anterior, aún cuando el mecanismo es el mismo. La formación de las rótulas en las columnas puede generar una inclinación

- permanente difícil de reparar y además puede comprometer la estabilidad de las columnas y por lo tanto la estructura.
03. La pérdida del concreto que cubre los refuerzos longitudinales de la viga y columna en el núcleo de la junta.
  04. La pérdida de anclaje del refuerzo, especialmente en las juntas donde es extremadamente inconvenientes, porque impide que la estructura siga transmitiendo el corte lateral. Durante el evento sísmico las barras longitudinales de las vigas son traccionadas por una cara de la junta y empujadas por la cara opuesta de la misma junta. De manera que puede resultar excesivamente fisurado el concreto, siendo incapaz de transferir las tensiones de adherencia que se le exige al acero de refuerzo que sobrepasa las tensiones de cedencia.
  05. La falla del corte. Los modos de falla 3 a 5 son indeseables, no solo por la pérdida en la capacidad de absorber y disipar energía de la estructura sino también por acelerar la falla catastrófica o ruina, producto de la gran fragilidad que generan estas formas de fallas. Existen suficientes razones para garantizar que un adecuado confinamiento (refuerzo transversal y/o elementos perpendiculares a la junta) permite retardar el debilitamiento de la conexión evitando el prematuro agrietamiento diagonal, dando más vida a la banda compresora de concreto diagonal, impidiendo el pandeo del refuerzo a compresión y prolongando la resistencia del núcleo confinado de la junta.

Finalmente, cualquier tipo de falla que evite que se generen los mecanismos de defensa apropiados en pórticos dúctiles de concreto armado será en contra de la seguridad de la estructura. En otras palabras, las fallas frágiles en las juntas impedirán la formación de las tan aceptadas articulaciones plásticas y por lo tanto la reducción en la capacidad de disipar energía inelástica. (construcciónacero.com, 2014).

## **2.2.6. COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES.**

### **2.2.6.1. CONCRETO**

#### **A. CONCRETO NO CONFINADO**

Bajo condiciones prácticas, en raras ocasiones se esfuerza al concreto en solo una dirección (esfuerzo uniaxial), esto es en la mayoría de los casos estructurales se esfuerza simultáneamente al concreto en varias direcciones. Sin embargo, hay casos en que se puede justificar el suponer una condición de esfuerzo uniaxial. (Park y Paulay, 1975, p. 13).

La Figura 67 muestra las formas típicas que tienen las curvas esfuerzo – deformación del concreto cargado axialmente. se puede notar que a mayor resistencia ( $f'_c$ ) tiene menor capacidad de deformación. La deformación máxima que puede alcanzar el concreto

comprimido  $\epsilon_{cu}$  disminuye al aumentar  $f'c$ . La deformación  $\epsilon_0$  correspondiente al valor de  $f'c$ , varía entre 0.0015 y 0.003. Al aumentar  $f'c$  aumenta  $\epsilon_0$ . Para concretos de hasta unos 350 kg/cm<sup>2</sup> el valor de  $f'c$  se presenta para deformaciones cercanas a 0.002. (G. Ottazzi, 2006, p. 40).

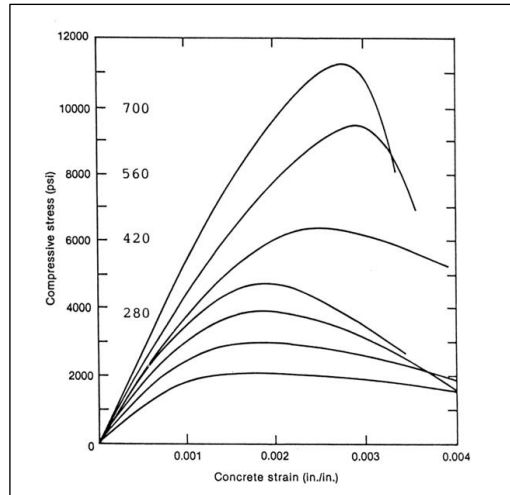


Figura 67: Curvas típicas del concreto simple en compresión. Fuente: G. Ottazzi, 2006, p. 40.

## B. CONCRETO CONFINADO.

Es claro que el efecto de confinamiento producido en el concreto por la presencia de una espiral, es bastante más marcado que para el caso de los estribos cerrados. Las espirales, debido a su forma, proveen un confinamiento continuo y producen presiones de confinamiento mayores y por ende son más eficientes. Los estribos cerrados (Figura 68) tienen poca influencia en la resistencia, pero sí contribuyen a la ductilidad. (G. Ottazzi, 2006, p. 38).

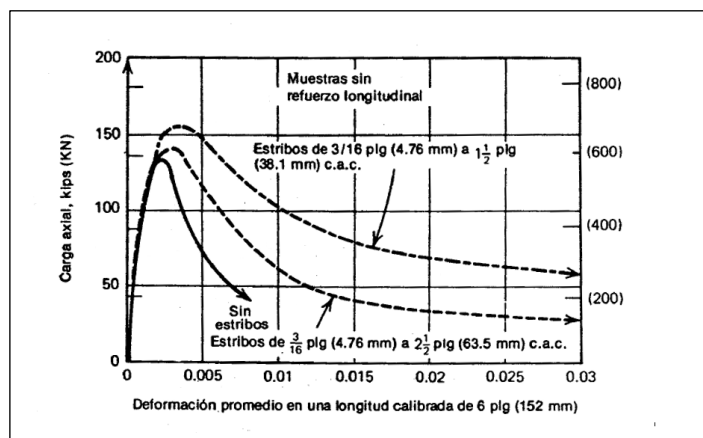


Figura 68: Curvas carga – deformación axial para prismas de concreto de 4.5” de lado con estribos cerrados cuadrados. Fuente: G. Ottazzi, 2006, p. 39.

Situaciones como las descritas, son comunes en los extremos de las columnas y vigas de concreto así como en los nudos o encuentros viga – columna donde se suele utilizar estribos poco espaciados, principalmente en elementos con responsabilidad sísmica donde se espera que se formen las rótulas en sismos severos. En estos casos cuando el concreto se esfuerza más allá de las cargas de servicio y se acerca al esfuerzo crítico, los estribos ejercen una presión de confinamiento sobre el concreto incrementando su resistencia y ductilidad. A este tipo de confinamiento se le denomina pasivo. (G. Ottazzi, 2006, p. 39).

### **C. INFLUENCIA DE LA VELOCIDAD DE CARGA EN LA RESISTENCIA DEL CONCRETO.**

Si bien es cierto La confección de las probetas y el ensayo están reguladas por las Normas (ASTM) y en ellas se especifica, respecto a la velocidad de carga del ensayo:

El proceso de ensayo a compresión de las probetas. El ensayo puede estar controlado por carga o por deformación. Cuando el ensayo es realizado controlando la carga, normalmente la velocidad es tal que se alcanza la falla de la probeta en 2 a 3 minutos, lo cual equivale a un incremento de esfuerzo entre 2.1 y 2.8 kg/cm<sup>2</sup> por segundo aproximadamente. Cuando el control es por deformación, la velocidad de deformación unitaria es de 0.001 por minuto aproximadamente. (G. Ottazzi, 2006, p.24).

La velocidad de carga o de deformación. Los ensayos de probetas se realizan a una velocidad especificada por la Norma, sin embargo en las estructuras reales la velocidad con la cual se aplica la carga es distinta a la del ensayo. Este suele ser el caso de las cargas vivas, de las cargas de impacto y de las cargas inducidas por las acciones sísmicas. (G. Ottazzi, 2006, p. 28).

A velocidades de carga muy altas,  $f_c$  puede aumentar en un 15 % a 20 % o más. Por ejemplo cuando la probeta se lleva a la falla en 0.1 a 0.15 segundos, lo que corresponde a una velocidad de carga de unos 2,000 kg/cm<sup>2</sup> por segundo, la resistencia del concreto se incrementa en un 15 %. Esta velocidad de carga es la que podría esperarse en una estructura rígida durante un sismo intenso. (G. Ottazzi, 2006, p. 28).

Las Figuras 69a (Bresler) y 69b (González Cuevas) muestran la influencia de la velocidad de aplicación del esfuerzo de compresión sobre la resistencia del concreto. Es clara la influencia de las cargas (esfuerzos) aplicadas rápidamente, también el hecho de que a velocidades de carga muy bajas  $f_c$  se reduce hasta en un 15 %. Este fenómeno probablemente se deba a que con velocidades de carga muy bajas, puede producirse un mayor creep o flujo plástico en el concreto. Como resultado, las deformaciones en el concreto se incrementan más



rápidamente y la falla ocurre cuando se alcanza una cierta deformación límite, independiente de la magnitud del esfuerzo aplicado en ese instante. (G. Ottazzi, 2006, p. 28).

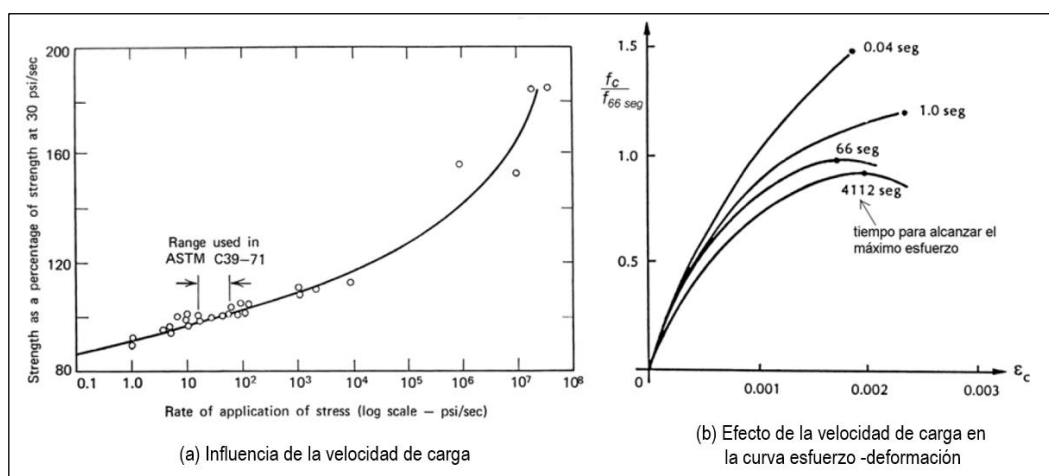


Figura 69: Efecto de la velocidad de carga en la curva esfuerzo – deformación.

Fuente: G. Ottazzi, 2006, p. 28.

#### D. MODELOS ANALÍTICOS PARA EL COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO.

Se han propuesto numerosas ecuaciones o modelos para describir analíticamente la curva esfuerzo – deformación del concreto en compresión. El problema es complejo ya que intervienen numerosas variables, entre ellas la presencia de confinamiento. (G. Ottazzi, 2006, p. 40).

Afortunadamente las Normas permiten simplificaciones importantes en el modelo de comportamiento que se utiliza para el diseño de secciones de concreto armado, por ejemplo el ACI permite utilizar un bloque de compresiones rectangular. Sin embargo, cuando es necesario calcular (investigar) con mayor precisión la resistencia y ductilidad de un elemento, es necesario utilizar algún modelo de comportamiento. Hay que tener presente que rara vez se pueden determinar con precisión todas las variables que pueden influir en la forma de la curva y en los valores asociados de esfuerzos y deformaciones. (G. Ottazzi, 2006, p. 41).

Una representación común de la curva de tensión-deformación para hormigones con resistencias de hasta 6000 psi (42MPa) es la curva de tensión-deformación de Hognestad modificada que se muestra en la Fig. 70a. (Wight y Macgregor, 2012, p. 70).

La curva de tensión-deformación mostrada en la Figura 70b es conveniente para el uso en estudios analíticos que involucran resistencias de concreto de hasta 6000 psi, ya que la curva de tensión-deformación completa viene dada por una función continua. (Wight y Macgregor, 2012, p. 70).



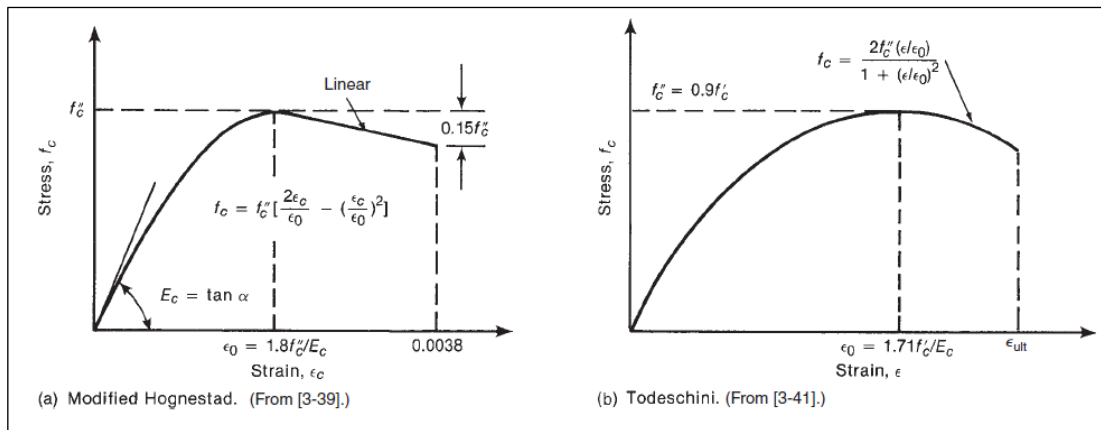


Figura 70: Aproximaciones analíticas a la curva de tensión-deformación para el concreto.  
Fuente: Wight y Macgregor, 2012, p. 70.

La Figura 71 (Park-Paulay) muestra uno de los tantos modelos propuestos para el concreto confinado por estribos rectangulares. Conservadoramente no se ha modificado la resistencia del concreto por la presencia del confinamiento, su efecto se ha considerado en la longitud y pendiente de la rama descendente de la curva. (G. Ottazzi, 2006, p. 41).

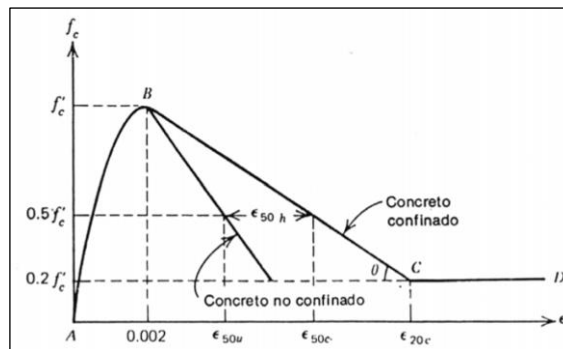


Figura 71: Modelo de Kent y Park para concreto confinado por estribos rectangulares.  
Fuente: (G. Ottazzi, 2006, p. 41).

El Modelo de Mander es actualmente uno de los más utilizados para la investigación del comportamiento de secciones de concreto en flexión y flexocompresión. Es posible modificar la curva correspondiente al concreto no confinado, para incluir el efecto del confinamiento (estribos o espirales) tanto en el valor de  $f'_c$  como en la deformación máxima. (E. Quispe, 2018, p. 40).

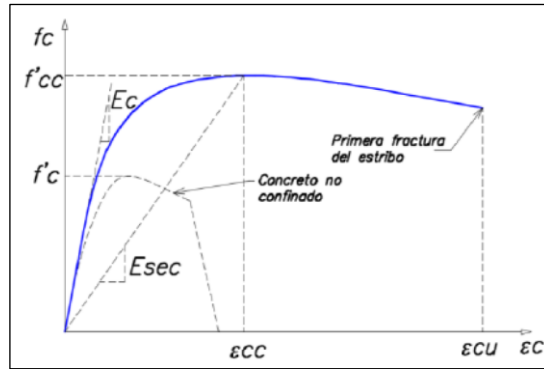


Figura 72: Modelo de Mander para concreto confinado (1988).  
Fuente: E. Quispe, 2018, p. 40.

### 2.2.6.2. ACERO DE REFUERZO.

Las principales características que deben tener los aceros de refuerzo, están descritas en la Norma Peruana en el artículo 3.4 y en ACI-02 artículo 3.5.

Los aceros de refuerzo que se producen en el Perú (SiderPerú, Aceros Arequipa) deben cumplir con alguna de las siguientes Normas: (G. Ottazzi, 2006, p.59).

- ✓ Norma Peruana Itintec 341.031-A-42. Acero Grado 60.
- ✓ Norma ASTM A615. Acero Grado 60.
- ✓ Norma ASTM A706. Acero de baja aleación, soldable. Grado 60.

Las calidades del acero que cubre la Norma ASTM y que es posible emplear, como refuerzo para el concreto, se resumen en la Tabla 5. Se indica el esfuerzo de fluencia ( $f_y$ ) mínimo y máximo, el esfuerzo máximo o último ( $f_u$ ) mínimo, a este último también se le denomina resistencia a la tracción (tensile strength). (G. Ottazzi, 2006, p. 59).

Tabla 5: Calidades del acero de refuerzo.

Grado	ASTM	$f_y$ min (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_y$ max (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_u$ min (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_u/f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )
40	A615	2,800	--	4,200	--
60	A615	4,200	--	6,300	--
75	A615	5,300	--	7,000	--
60	A706	4,200	5,500	5,600	1.25

Fuente: G. Ottazzi, 2006, p. 59.

En general los fabricantes de acero se preocupan por cumplir con el valor mínimo de  $f_y$ . Los ensayos de laboratorio indican que el valor de  $f_y$  real puede ser mayor que el nominal, no es de extrañar valores de  $f_y$  un 10 % a 30 % por encima del nominal, tal como se aprecia en la Figura 73 (MacGregor) correspondiente a muestras de la producción de acero Grado 60 en los Estados Unidos. (G. Ottazzi, 2006, p. 60).

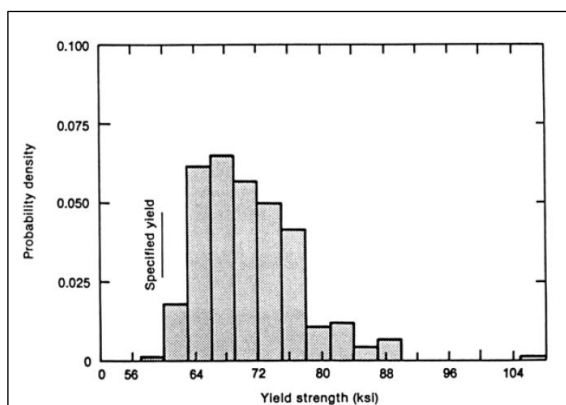


Figura 73: Distribución de los esfuerzos de fluencia medidos en ensayos de tracción. Aceros Grado 60. Fuente: G. Ottazzi, 2006, p. 60.

### A. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LAS BARRAS DE REFUERZO.

La figura 74 (MacGregor) muestra curvas típicas idealizadas esfuerzo – deformación, de los aceros de refuerzo Grado 40, 60 y 75. También se muestra en línea punteada la curva típica para los alambres con los cuales se fabrican las mallas electro soldadas (Welded wire fabric). (G. Ottazzi, 2006, p. 60).

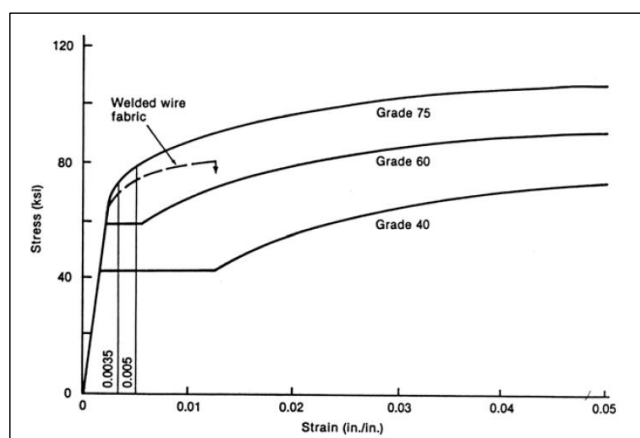


Figura 74: Curvas esfuerzo–deformación típicas de diferentes grados. Fuente: G. Ottazzi, 2006, p. 61.

Los aceros Grado 60 pueden o no presentar plataforma de fluencia, dependiendo de la composición química y del proceso de fabricación. En el caso que no exista una fluencia clara, la Norma ASTM A615 especifica que la fluencia se calculará para una deformación del 0.5 % para el Grado 60 y de 0.35 % para el Grado 75 (ver figura 74). (G. Ottazzi, 2006, p. 61).

La Norma ASTM especifica el alargamiento o elongación de rotura mínima (medido en los ensayos en una longitud de 8") que deben tener los aceros de refuerzo. Para el acero Grado

60 el alargamiento mínimo debe estar entre el 7 y 9 % dependiendo del diámetro. La Tabla 6 resume los requerimientos para el acero Grado 60. (G. Ottazzi, 2006, p. 62).

Tabla 6: *Elongaciones mínimas de rotura.*

Designación	A615 Grado 60	A706 Grado 60
Barras # 3, 4, 5, 6	9%	14%
Barras # 7, 8	8%	12%
Barras # 9, 10, 11	7%	12%

Fuente: G. Ottazzi, 2006, p. 62.

## B. PROPIEDADES DE LAS BARRAS GRADO 60

- ✓  $f_y \text{ min} = 4,200 \text{ kg/cm}^2$  (fluencia nominal, valor mínimo).
- ✓  $f_u \text{ min} = 6,300 \text{ kg/cm}^2$  (esfuerzo máximo o último o resistencia a la tracción).
- ✓  $E_s \approx 2'000,000 \text{ kg/cm}^2$  (módulo de elasticidad).
- ✓ Deformación en el inicio de la fluencia  $\epsilon_y = (f_y / E_s) \approx 0.0021$
- ✓ Longitud de la plataforma de fluencia = variable.
- ✓ Deformación de rotura >> Deformación de fluencia (30 a 40 veces).
- ✓ Elongación a la rotura entre el 7 % y 9 % (Tabla 3-3).
- ✓ Coeficiente de dilatación  $\approx 11 \times 10^{-6} \text{ 1/C}^\circ$ . Valor muy parecido al del concreto el cual es  $\approx 10 \times 10^{-6} \text{ 1/C}^\circ$ . Ambos coeficientes de dilatación dependen de la temperatura. (G. Otazzi, 2006, p. 62).

## C. MODELOS ANALÍTICOS PARA EL COMPORTAMIENTO DEL ACERO DE REFUERZO

Es común que en el diseño y evaluación sísmica se utilice una aproximación de la curva esfuerzo-deformación llamado "modelo elastoplástico perfecto", (Fig. 75a). La simplificación en este modelo estriba principalmente en que se desprecia el endurecimiento del acero por deformación, al considerar que el material no es capaz de tomar esfuerzos mayores al de fluencia, pero si deformaciones mayores a ésta. (M. Escamilla, 2010, p. 40).

Las principales desventajas de utilizar el modelo elastoplástico perfecto para propósitos de diseño o evaluación sísmica son las siguientes:

01. Se ignora la capacidad del acero para tomar esfuerzos mayores al de fluencia.
02. Existe la posibilidad de que el concreto se aplaste sin que el acero haya fluido, provocando así una falla frágil por compresión.

Además del modelo elastoplástico perfecto, existen algunos modelos que permiten definir la curva esfuerzo-deformación del acero a tensión en los cuales sí se considera el endurecimiento por deformación. La diferencia entre los modelos existentes radica en la forma de definir la rama de endurecimiento por deformación. (M. Escamilla, 2010, p. 40).

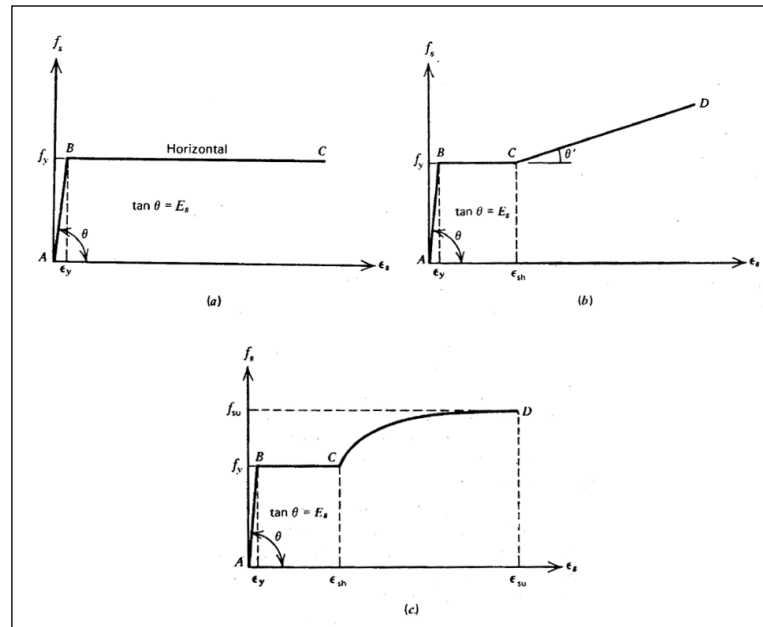


Figura 75: Aproximaciones analíticas a la curva de tensión-deformación para el acero de refuerzo. Fuente: Park y Paulay, 1975, p. 44.

En la Figura 76, se muestra una representación más apropiada de una curva esfuerzo deformación para el acero de refuerzo. En la figura se pueden distinguir las siguientes tres zonas: la zona elástica ( $0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_y$ ), en la que se define el módulo de elasticidad  $E_s$ ; la zona de fluencia ( $\epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh}$ ) y la zona de endurecimiento por deformación ( $\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$ ). (M. Rodríguez y J. Botero, 1995, p.40).

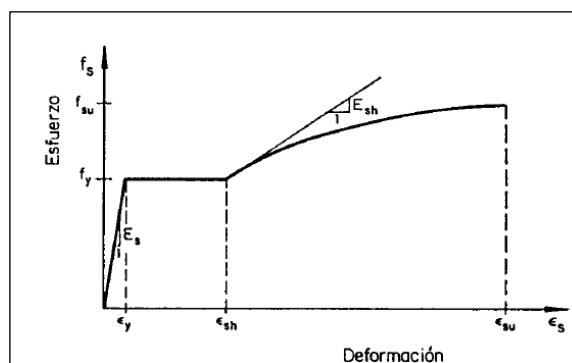


Figura 76: Curva esfuerzo-deformación típica en barras de refuerzo. Fuente: M. Rodríguez y J. Botero, 1995, p. 41.

A partir del esfuerzo correspondiente a  $f_{su}$  (esfuerzo máximo alcanzado) hay una zona descendente de la curva, la cual no se tomó en cuenta en el modelo, por considerar que no es de importancia. (M. Rodríguez y J. Botero, 1995, p. 40).

La zona de endurecimiento por deformación se define mediante la expresión siguiente dado por Mander 1984. (M. Rodríguez y J. Botero, 1995, p.41).

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left( \frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right)^P$$

Los diversos términos que aparecen en la ecuación se describen en la Figura 76. El término P se puede evaluar eligiendo un punto experimental de la zona de endurecimiento por deformación ( $f_{sh1}, \epsilon_{sh1}$ ), con lo cual a partir de la ecuación anterior se obtiene: (M. Rodríguez y J. Botero, 1995, p.41).

$$P = \frac{\lg \frac{f_{su} - f_{sh1}}{f_{su} - f_y}}{\lg \frac{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh1}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}}}$$

Tabla 7: *Parámetros experimentales para las ecuaciones de modelos analíticos.*

Diametro	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_{su}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_{sh}$	$\epsilon_{su}$	P
Grande	4,577	7,491	0.0088	0.1171	3.474
Pequeño	4,609	7,436	0.0060	0.1420	3.362

Fuente: M. Rodríguez y J. Botero, 1995, p. 42.



## **CAPÍTULO III.**

### **METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN**

#### **3.1. PERSPECTIVA METODOLÓGICA Y TIPO DE INVESTIGACIÓN**

El enfoque de investigación es comparativa y aplicada, debido a que se estudia un modelo para ensayo en laboratorio aplicando conocimientos conocidos de la teoría de nudos de pórticos, por la naturaleza de sus datos es cuantitativo y transversal, debido a que se analiza el problema en su situación presente.

#### **3.2. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN**

La investigación que se desarrolla es de tipo cuantitativo y experimental, ya que se manipulan variables dependientes e independientes, además es aplicada en vista que las conclusiones de esta investigación incorporan criterios técnicos para corregir los diferentes problemas que ocasionan el inapropiado anclaje de las varillas de acero en estructuras de concreto reforzado.

#### **3.3. LÍMITES DE LA INVESTIGACIÓN**

La investigación se limita a estructuras de concreto reforzado, para nudos vigas-columna exteriores en construcciones donde el refuerzo no cumple con la longitud de desarrollo mínimo dado por la norma peruana.

Los ensayos de laboratorio se limitan a cargas monotónicas, con la aplicación de estas en una sola dirección y un solo sentido.

### **3.4. CONTEXTO**

La presente investigación se llevó a cabo en la ciudad de Huaraz, ubicada a una altitud aproximada de 3100msnm. La temperatura media anual es 14°C, con oscilaciones de temperaturas máximas y mínimas de 24°C y 6°C respectivamente, además presenta una humedad relativa promedio de 73.5 %. Los ensayos de laboratorio se desarrollaron entre los meses de julio y agosto del año 2018, estos valores se tomaran en cuenta para una adecuada manipulación del concreto antes del vaciado y curado de las muestras.

### **3.5. UNIDAD DE ANÁLISIS**

#### **3.5.1. POBLACIÓN.**

Nudos viga-columna de pórticos de concreto reforzado.

#### **3.5.2. MUESTRA.**

Nudos exteriores viga- columna donde no cumplen con la longitud de desarrollo mínimo dado por la norma peruana.

Debido a la complejidad de los ensayos, la muestra será del tipo no probabilístico, realizando un muestreo con conveniencia.

Para la investigación se realizaran 06 especímenes de nudos exteriores viga-columna de concreto reforzado a escala natural, 03 de los cuales serán reforzados con cartelas de las características que se propone, el restante será evaluado sin cartelas.

### **3.6. PLAN DE RECOLECCIÓN, PROCESAMIENTO, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LA INFORMACIÓN.**

#### **3.6.1. PLAN DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN (MARCO EXPERIMENTAL).**

La metodología adoptada para el desarrollo experimental de esta investigación está determinado en base al objetivo de evaluar la longitud de anclaje del acero de refuerzo en uniones viga columnas reforzadas con cartelas, a pesar de conocerse las longitudes mínimas del anclaje del acero de refuerzo, se desarrollan diseños estructurales sin respetar este parámetro, cuyo problema se quiere reflejar en los ensayos de laboratorio de la presente tesis.

Para tener una comparación real y exhaustiva surge la necesidad de experimentar 02 tipos de muestras o especímenes: Un grupo de 03 especímenes sin reforzamiento con cartelas y otro grupo de 03 especímenes que presentan un reforzamiento con cartelas planteado en esta investigación.

Tabla 8: Descripción de muestras

MUESTRA/ ESPECIMEN	NOMENCLATURA	REFORZAMIENTO	MATERIAL	ELEMENTOS ESTRUCTURALES
N° 01	ESP-01	Sin Cartela	Concreto Reforzado	Viga-Columna
N° 02	ESP-02	Sin Cartela	Concreto Reforzado	Viga-Columna
N° 03	ESP-03	Sin Cartela	Concreto Reforzado	Viga-Columna
N° 04	ESP-04	Cartela	Concreto Reforzado	Viga-Columna
N° 05	ESP-05	Cartela	Concreto Reforzado	Viga-Columna
N° 06	ESP-06	Cartela	Concreto Reforzado	Viga-Columna

Fuente: Elaboración propia.

### 3.6.1.1. DIMENSIONES Y CARACTERÍSTICAS DE LOS ESPECÍMENES.

Los especímenes están diseñadas exclusivamente para ser ensayadas en un marco o pórtico de carga de acero estructural el cual presenta dimensiones de sus luces ya definidas, por lo tanto el dimensionamiento de la geometría del espécimen se realiza teniendo en cuenta el alcance de este pórtico.

Se debe verificar además que el marco de carga muestre características rígidas, esto es importante porque al momento del ensayo no deben registrarse otras deformaciones distinta a las de los especímenes, y así evitar falsas lecturas de deflexiones, realizando una rápida evaluación se comprueba que las cargas que se aplicará al espécimen durante el ensayo no tendrá repercusión en la resistencia y deformación del marco de carga, pues esta carga es mínima comparada con la capacidad del pórtico.

Es así que se propusieron varios diseños del modelo del espécimen los cuales fueron corregidos y mejorados en un proceso iterativo entre el dimensionamiento y los cálculos de diseño estructural respectivos, hasta obtener un modelo que contemple todas las características apropiadas para abordar el objetivo de la investigación.

La longitud de la viga que se propone es de 1.05 m medido desde la cara interior de la columna, de los cuales 1.00 m sirve como brazo para la aplicación una carga puntal al espécimen, asimismo la columna presenta una dimensión de 1.20 m de longitud porque se prevé que los apoyos se encuentren a 0.10 m de sus extremos, quedando la distancia de 1.00 m entre sus puntos de inflexión, estas longitudes de los elementos se verifican de manera que pueda entrar al pórtico de carga y sea fácil su montaje.

Las dimensiones de las sección de la viga y columna se realiza de acuerdo a un escalamiento y corroborado por un pre dimensionamiento de este elemento, además el peralte de la columna y la base de la viga presentan la misma dimensión, por los alcances que se quiere llegar en el proceso de ensayo, estas secciones deben además facilitar el proceso constructivo de los especímenes.

En este proceso es preciso conocer las características de las propiedades mecánicas y físicas de los materiales utilizados para la construcción del espécimen, porque serán necesarios para realizar los cálculos estructurales.

Por tanto se plantea un concreto con  $210 \text{ kg/cm}^2$  de resistencia a la compresión, debido a que es el mínimo valor para uso como concreto estructural, además que es la resistencia que más se utiliza en las construcciones en el Perú.

En el caso del acero de refuerzo presenta una resistencia a la fluencia de  $4200 \text{ kg/cm}^2$  correspondiente al Grado 60, debido a que es el más comercial en nuestro país. Los diámetros del refuerzo fueron elegidos de acuerdo a la función que cumplen en el espécimen (refuerzo longitudinal o transversal), teniendo en cuenta que se encuentren entre los límites máximos y mínimos de las cuantías tanto para vigas como columnas. Los diámetros deben ser adecuados de manera que la armadura de la columna y la viga evite el congestionamiento de acero en el nudo, y facilite su doblado, armado y encofrado en el proceso constructivo, por ello que se optó varillas de  $3/8''$  como refuerzo longitudinal y  $1/4''$  para estribos porque cumplen con las características requeridas para el espécimen de las dimensiones planteadas. El número de varillas en columnas y vigas se determinó cuidadosamente de manera que el nudo cumpla con las exigencias de la norma peruana, cuyo propósito para condiciones sísmicas es que las rótulas plásticas se formen en la viga mas no en la columna, por lo tanto se cuidó y verificó la condición de columna fuerte viga débil. De esta manera se evita cualquier otro tipo de falla que no sea por adherencia, o que la sección crítica se forme en la cara de la columna en unión con la viga, problema que se quiere estudiar. Por ello se analizó la muestra para un evento máximo revisando que para estas condiciones no falle primero la columna antes que la viga, además que la carga aplicada no supere a la resistencia por corte en el nudo.

Asimismo el dimensionamiento de las cartelas mereció un especial estudio debido a que se presentan múltiples casos que se podrían plantear, tan solo variando ciertos parámetros de su geometría, materiales o el refuerzo utilizado, podrían hacer variar el comportamiento estructural en el nudo.

Todos estos criterios para el dimensionamiento de los especímenes se resumen en las Tablas 10 y 11

Tabla 9: Dimensionamiento de los especímenes sin reforzamiento.

<b>PREDIMENSIONAMIENTO DE ESPECÍMENES SIN CARTELA</b>			
<b>1.- CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES</b>			
$f_c$	=	210	Kg/cm <sup>2</sup> ,(Resistencia a la compresión del concreto)
$f_y$	=	4200	Kg/cm <sup>2</sup> ,(Resistencia a la fluencia del acero)
$\gamma_a$	=	2300	kg/m <sup>3</sup> ,(Peso esp. Concreto simple)
$\gamma_c$	=	2400	kg/m <sup>3</sup> ,(Peso esp. del concreto Reforzado)
<b>2.- CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA</b>			
SECCIÓN GEOMÉTRICA			
$b_w$	=	160	mm ,(Ancho de la viga)
$h$	=	200	mm ,(Peralte de la viga)
$b_c$	=	160	mm ,(Ancho de la columna)
$h_c$	=	160	mm ,(Peralte de la columna)
$L_{cu}$	=	1000	mm ,(altura entre puntos de inflexión de la columna)
GEOMETRÍA DE LOS ELEMENTOS			
$H_{esp}$	=	1200	mm ,(Altura del espécimen)
$L_{esp}$	=	1210	mm ,(Largo del espécimen)
<b>3.- REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL</b>			
Refuerzo en la viga			
Longitudinal:		4 Ø3/8"	
Transversal:		Ø 1/4" : 1@0.05; 5@0.075; Rto@0.10	
Refuerzo en la columna			
Longitudinal:		8 Ø3/8"	
Transversal:		Ø 1/4" : 1@0.05; 5@0.075; Rto@0.10	

Continúa Tabla 9.

CARACTERÍSTICAS			
Ø 3/8"	=	10 mm	,(Diámetro de acero longitudinal)
Ø 1/4"	=	6 mm	,(Diámetro de estribos)
r	=	20 mm	,(recubrimiento)
As(-)	=	142 mm <sup>2</sup>	,(acero superior en vigas)
As(+)	=	142 mm <sup>2</sup>	,(acero inferior en vigas)
As(col)	=	568 mm <sup>2</sup>	,(acero en la columna)

Refuerzo en la viga:		Refuerzo en la columna	
Asmin	= $\frac{0.7*(f_c^{0.5})}{f_y} * b * d$	Asmin	= 1 % (Ag)
Asmax	= 0.5 * pb * b * d	Asmax	= 6 % (Ag)
Asmin	= 86.69 mm <sup>2</sup>	Asmin	= 256.00 mm <sup>2</sup>
Asmax	= 431.21 mm <sup>2</sup>	Asmax	= 1536.00 mm <sup>2</sup>

Fuente: Elaboración Propia

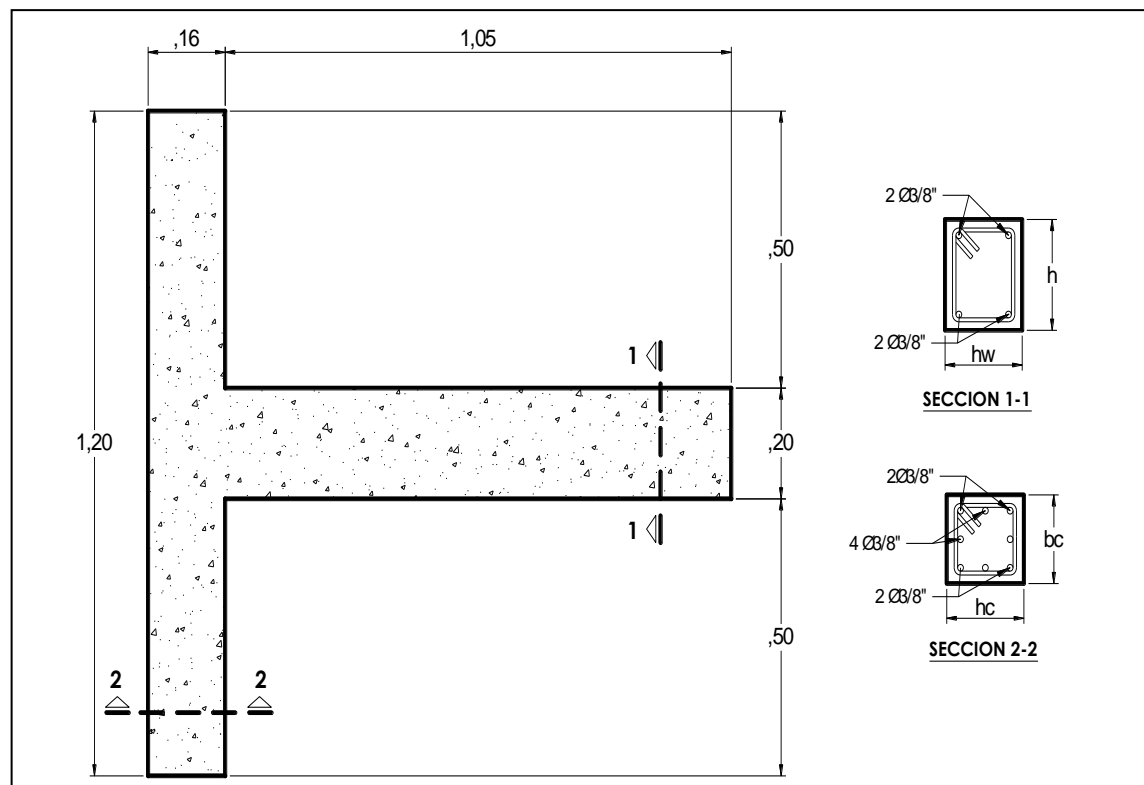


Figura 77: Modelo unión viga-columna sin cartela.  
Fuente: Elaboración propia.



Tabla 10: Dimensionamiento de los especímenes con reforzamiento con cartelas.

<b>PREDIMENSIONAMIENTO DE ESPECÍMENES CON CARTELA</b>			
<b>1.- CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES</b>			
$f_c$	=	210 Kg/cm <sup>2</sup>	,(Resistencia a la compresión del concreto)
$F_y$	=	4200 Kg/cm <sup>2</sup>	,(Resistencia a la fluencia del acero)
$\gamma_a$	=	2300 kg/m <sup>3</sup>	,(Peso esp. Concreto simple)
$\gamma_c$	=	2400 kg/m <sup>3</sup>	,(Peso esp. del concreto Reforzado)
<b>2.- CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA</b>			
<b>SECCIÓN GEOMÉTRICA</b>			
$B_w$	=	160 mm	,(Ancho de la viga)
$H$	=	200 mm	,(Peralte de la viga)
$B_c$	=	160 mm	,(Ancho de la columna)
$H_c$	=	160 mm	,(Peralte de la columna)
$L_{cu}$	=	1000 mm	,(altura entre puntos de inflexión de la columna)
<b>GEOMETRÍA DE LOS ELEMENTOS</b>			
$H_{esp}$	=	1200 mm	,(Altura del espécimen)
$L_{esp}$	=	1210 mm	,(Largo del espécimen)
$L_{hc}$	=	130 mm	,(Ancho de cartela)
$L_{vc}$	=	130 mm	,(Largo de cartela)
<b>3.- REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL</b>			
Refuerzo en la viga			
Longitudinal:	4 Ø3/8"		
Transversal:	Ø 1/4" : 1@0.05; 5@0.075; Rto@0.10		
Refuerzo en la columna			
Longitudinal:	8 Ø3/8"		
Transversal:	Ø 1/4" : 1@0.05; 5@0.075; Rto@0.10		
<b>CARACTERÍSTICAS</b>			
Ø 3/8"	=	10 mm	,(Diámetro de acero longitudinal)
Ø 1/4"	=	6 mm	,(Diámetro de estribos)
$R$	=	20 mm	,(recubrimiento)
$A_s(-)$	=	142 mm <sup>2</sup>	,(acero superior en vigas)
$A_s(+)$	=	142 mm <sup>2</sup>	,(acero inferior en vigas)
$A_s(col)$	=	568 mm <sup>2</sup>	,(acero en la columna)

Continúa Tabla 10.

Refuerzo en la viga:		Refuerzo en la columna	
$A_{smin}$	$= \frac{0.7 \cdot (f_c^{0.5})}{f_y} \cdot b \cdot d$	$A_{smin}$	$= 1 \% (A_g)$
$A_{smax}$	$= 0.5 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$	$A_{smax}$	$= 6 \% (A_g)$
$A_{smin}$	$= 86.69 \text{ mm}^2$	$A_{smin}$	$= 256.00 \text{ mm}^2$
$A_{smax}$	$= 431.21 \text{ mm}^2$	$A_{smax}$	$= 1536.0 \text{ mm}^2$

Fuente: Elaboracion Propia.

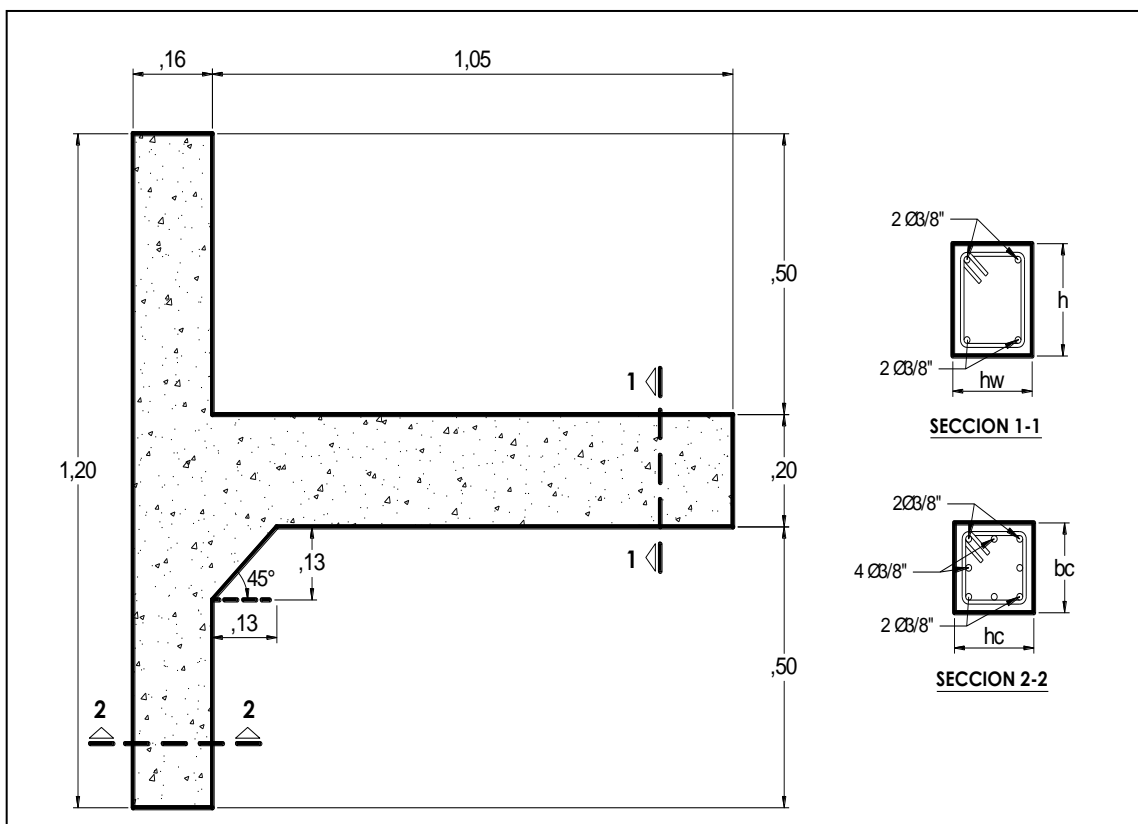


Figura 78: Modelo unión viga-columna reforzada con cartela.

Fuente: Elaboración propia.

### 3.6.1.2. CÁLCULO ESTRUCTURAL Y RESISTENCIA ESPERADA DE LOS ELEMENTOS.

El diseño de los especímenes consiste en un proceso iterativo donde el dimensionamiento de los elementos deben ser corroborados por los cálculos y estos deben ser analizados de manera que no se salga de la realidad, además durante el ensayo refleje el problema del anclaje en las uniones viga columna, que es el objetivo principal de esta investigación. Por este motivo es imprescindible conocer las cargas y esfuerzos que actúan en cada uno de los

elementos estructurales del espécimen para poder realizar las comparaciones respecto al ensayo de laboratorio, es más los resultados de estos cálculos nos expresan una perspectiva más clara de lo que ocurrirá en el proceso del ensayo y poder visualizar el tipo de falla que se prevé.

Los diseños de los elementos está realizado bajo la aplicación de norma peruana E.060 del RNE, dado que es la norma vigente en el país, y esta a su vez está basado en el código ACI, por lo que las conclusiones de esta investigación podrían tomarse como criterios técnicos en los países donde se usan esta norma.

En vista que el objetivo es evaluar el anclaje del acero de refuerzo de la viga en el nudo, se calcula la resistencia máxima esperada que tendrá este elemento, con lo que se tiene la carga para evaluar la resistencia máxima de la columna, calculando así la cuantía requerida para ambos elementos. Verificando siempre que la resistencia de la columna supere a la de la viga, en otras palabras la rótula plástica se desarrolle en la cara de la columna en unión con la viga, para un correcto diseño estructural. Por este motivo, los cálculos inician con un diseño de la unión viga columna para asegurar que la falla no se produzca en este elemento, caso contrario no tendríamos un parámetro de comparación, se producirían muchos casos que arrojarían datos aleatorios y divergentes.

### 3.6.1.2.1 DISEÑO UNIONES EXTERIORES VIGA-COLUMNA (CONCRETO ARMADO-NORMA E.060)

Datos:

$f_c$	=	210	Kg/cm <sup>2</sup>	
$f_y$	=	4200	Kg/cm <sup>2</sup>	
$b_w$	=	160	mm	,(Ancho de la viga)
$h$	=	200	mm	,(Peralte de la viga)
$L_{cu}$	=	1000	mm	,(altura entre puntos de inflexión de la columna)
$\gamma_a$	=	2300	kg/m <sup>3</sup>	,(Peso esp. Concreto simple)
$\gamma_c$	=	2400	kg/m <sup>3</sup>	,(Peso esp. del concreto Reforzado)
$d_b$	=	9.5	mm	,(Diámetro de acero de la viga-tomar el mayor)
$r$	=	20	mm	,(recubrimiento)
$estr$	=	6	mm	,(Diámetro de estribos)
$A_s(-)$	=	142	mm <sup>2</sup>	,(acero superior en vigas)
$A_s(+)$	=	142	mm <sup>2</sup>	,(acero inferior en vigas)
$b_c$	=	160	mm	,(Ancho de la columna)
$h_c$	=	160	mm	,(Peralte de la columna)
$P_u$	=	0	N	,(Carga en la columna)

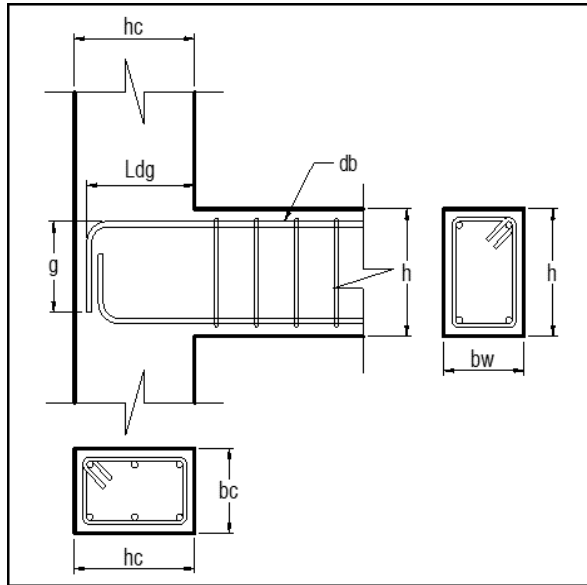


Figura 79: Unión Viga Columna. Fuente: Elaboración propia.

#### A.12.5.2 DESARROLLO DE GANCHOS ESTANDAR EN TRACCIÓN

$$L_{dg} = \frac{(0.24 \cdot \Psi_e \cdot \lambda \cdot f_y)}{(f_c)^{0.5}} \cdot d_b \geq \begin{cases} 8d_b \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Psi_e = \begin{cases} 1.0 & \text{, Barras sin tratamiento superficial} \\ 1.2 & \text{, Barras con tratamiento superficial epoxico} \\ 1.5 & \text{, Barras con tratamiento superficial epoxico y recubrimiento menor a 3db} \end{cases}$$

$$\lambda = \begin{cases} 1.0 & \text{, Concreto de peso normal} \\ 1.3 & \text{, Concreto liviano} \end{cases}$$

Reemplazando tenemos:

$$\begin{aligned} L_{dg} &= \frac{(0.24 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 4200)}{(210)^{0.5}} \cdot 9.5 \\ L_{dg} &= 208.97 \text{ mm} \geq \begin{cases} 76 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \\ L_{dg} &= 210 \text{ mm} \end{aligned}$$

#### A.21.6.1 DIMENSIÓN MENOR DE LA SECCION TRASVERSAL DE UNA COLUMNA

$$h_c, b_c \geq 250 \text{ mm}$$

Por geometría:

$$\begin{aligned} h_c &= L_{dh} + d_b \text{trib.} + \text{recub.} \\ h_c &= 210 + 6 + 20 \\ h_c &= 236 \text{ mm} \geq 250 \text{ mm} \end{aligned}$$

### A.7.1.2 GANCHOS ESTANTAR

Para un dobles de 90°

$$\text{Gancho estándar} = 12db$$

### A.7.2.1 DIÁMETRO MÍNIMO DE DOBLADO

Para barras entre 1/4" y 1"

$$\text{Diámetro doblado} = 6db$$

Reemplazando tenemos:

$$\begin{aligned}g &= 12db + (\text{diámetro doblado}/2) + db \\g &= 12db + 3db + db \\g &= 16db \\g &= 152 \text{ mm}\end{aligned}$$

### A.21.7.2.1 ESFUERZOS EN LOS ACEROS DE REFUERZO DEL NUDO

$$f_s = 1.25f_y$$

CÁLCULO DEL MOMENTO Y CORTANTE:

$$M_u = A_s \cdot (1.25 \cdot f_y) \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$V_u = (1.25 \cdot f_y) \cdot A_s - V_{col} \quad , \text{ donde } V_{col} = (M_u / L_{cu})$$

$$V_u = (1.25 \cdot f_y) \cdot A_s - (M_u / l_{cu})$$

Calculo de "a" y "d":

$$A = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b_w} \quad ; \quad d = h - \left( r + \frac{db}{2} + \phi_{estr} \right)$$

$$A = \frac{142 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 160} = 21 \text{ mm} \quad ; \quad d = 200 - (20 + 9.5/2 + 6) = 169 \text{ mm}$$

Reemplazando tenemos:

$$M_u = 142 \cdot (1.25 \cdot 420) \cdot (169.25 - 21/2)$$

$$M_u = 11834812.5 \text{ N.mm}$$

$$M_u = 1183.5 \text{ kg.m} = 1.2 \text{ Tn.m}$$

$$V_u = (1.25 \cdot 420) \cdot 142 - (11834812.5 / 1000)$$

$$V_u = 62715.2 \text{ N}$$

$$V_u = 6271.5 \text{ kg} = 6.3 \text{ Tn}$$

### A.21.7.4. RESISTENCIA AL CORTANTE DE NUDOS

Para nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas:

$$V_n = 1.20 \cdot (f_c^{0.5}) \cdot A_j \quad ; \quad A_j = b_j \cdot h_j \text{ tomando } h_j = h_c$$

$$b_j = b_c$$

$$b_j = 160 \text{ mm}$$

$$A_j = 160 \cdot 160 = 25600 \text{ mm}^2$$

Reemplazando tenemos:

$$\begin{aligned} V_n &= 1.20 \cdot (21^{0.5}) \cdot 25600 \\ V_n &= 140776.7 \text{ N} \\ &= 14077.7 \text{ kg} = 14.1 \text{ Tn} \end{aligned}$$

A.11.1. RESISTENCIA AL CORTANTE DEL NUDO:

$$\begin{aligned} \phi V_n &\geq V_u \quad ; \text{ donde } \phi = 0.85 \\ 12.0 \text{ Tn} &\geq 6.3 \text{ Tn} \quad \dots\dots\dots\text{ok} \end{aligned}$$

A.11.2.1.2 CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO

$$\begin{aligned} V_c &= 0.17 \cdot \left( 1 + \frac{P_u}{14 \cdot A_g} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \\ d &= h_c - \left( r + \frac{d_b}{2} + \phi_{\text{estr}} \right) = 160 - (20 + 9.5/2 + 6) = 129 \text{ mm} \\ V_c &= 0.17 \cdot \left( 1 + \frac{0.0}{14 \cdot (160 \cdot 160)} \right) \cdot 1.0 \cdot \sqrt{21} \cdot 160 \cdot 129.25 \\ V_c &= 16110.5 \text{ N} \\ &= 1611.1 \text{ kg} = 1.6 \text{ Tn} \end{aligned}$$

A.11.1.1  $V_n = V_c + V_s$   
 $V_n = V_u / \phi$

Por lo tanto:

$$\begin{aligned} V_s &= V_u / \phi - V_c \\ V_s &= (62715.2 / 0.85) - 16110.5 \\ V_s &= 57672.1 \text{ N} \\ &= 5767.2 \text{ kg} = 5.8 \text{ Tn} \end{aligned}$$

A.11.4.7.2  $V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S}$  ; donde  $A_v$  : área del refuerzo a cortante

Usando estribos: 1/4"

$$S = \frac{(2 \cdot 28.3) \cdot 420 \cdot 169.25}{57672.1} = 69.70032 \text{ mm}$$

tomamos:  $S = 50 \text{ mm}$

A.7.10.5.2 Estribos en elementos sometidos a compresión:

$$S \leq \begin{cases} 16 \cdot d_b & = 152 \\ 48 \phi_{\text{estr}} & = 288 \\ \min(h_c, b_c) & = 160 \end{cases}$$

Evaluamos

$$50 \leq 288 \quad \dots\dots\dots\text{ok}$$

A.21.6.4.4b

$$A_{sh} \geq \frac{0.3 \cdot S \cdot b_c \cdot f_c}{f_{yt}} \cdot \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \geq 0.09 \cdot \frac{S \cdot b_c \cdot f_c}{f_{yt}}$$

Donde:

$$\begin{aligned} A_{ch} &= (h_c - 2r) \cdot (b_c - 2r) \\ A_{ch} &= (160 - 2 \cdot 20) \cdot (160 - 2 \cdot 20) &= 14400 \text{ mm}^2 \\ A_g &= (h_c) \cdot (b_c) \\ A_g &= 160 \cdot 160 &= 25600 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$



Reemplazando

$$\text{Ash} \geq \frac{0.3 \cdot S \cdot 160 \cdot 21}{420} \cdot \left( \frac{25600}{14400} - 1 \right) \geq 0.09 \cdot \frac{S \cdot 160 \cdot 21}{420}$$

Usando estribos:  $1/4''$  : Ash =  $2 \cdot 28.27 = 56.54 \text{ mm}^2$

$$S1 = 30.28929$$

$$S2 = 78.52778$$

$$S = 30 \text{ mm}$$

#### ESTRIBOS EN LA COLUMNA

A.21.6.4.4 longitud de confinamiento en una columna:

$$Lo \geq \begin{cases} Ln/6 & = 140 \\ \max(hc, bc) & = 160 \\ 500\text{mm} & = 500 \end{cases}$$

$$Lo = 500.00 \text{ mm}$$

A.21.4.3 Estribos en elementos sometidos a compresión:

$$So \leq \begin{cases} \min(hc, bc)/4 & = 40 \\ 6db & = 57 \\ 100 + (350 - hx)/3 & = 100 \\ 100\text{mm} & = 100 \end{cases} ; hx \leq 350\text{mm} = 350$$

$$So = 40 \text{ mm}$$

En el diseño de vigas se calcula las fuerzas que la sección es capaz de soportar aplicando el diseño por capacidad último dado en la norma, debido a la complejidad del ensayo y la cercanía de los esfuerzos que inicia la fluencia y su capacidad última, los cálculos se realizan teniendo en cuenta varias teorías y consideraciones, puesto que este ensayo requiere de precisión. Se realiza también la verificación por corte en la viga como en la columna, con las cargas de falla de viga de tal forma que durante el ensayo no se produzca una falla de este tipo, por lo que la distribución de los estribos obedece a estos cálculos.

Unos de los objetivos implícitos de la investigación es determinar el desempeño de las cartelas en la unión viga columna, para lo cual se propone un modelo cuyas dimensiones se relaciona con la longitud que requiere el refuerzo para completar su longitud de anclaje en el nudo, en el cálculo este valor es afectado por una constante "k" que tiene que ver con parámetros relacionados con las propiedades de la cartela como: ángulo de inclinación, acero de refuerzo o su geometría, para la presente investigación se propone un modelo con una cartela recta con una inclinación a  $45^\circ$  usando un acero de refuerzo mayor a la cuantía mínima.

En esta sección se presentan el diseño de la cartela y sus variables a las que está sujeto este elemento.

### 3.6.1.2.2 DISEÑO A FLEXIÓN DE LA VIGA (CONCRETO ARMADO-NORMA E.060)

#### MATERIALES

Peso Específico del Concreto

$$\gamma_a = 2300 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$$

Resistencias del concreto y el acero de refuerzo

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

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

Diámetros del acero long., estribos y recubrimiento

$$d_b = 9.5 \text{ Mm}$$

$$\phi_{\text{estr}} = 6 \text{ Mm}$$

$$r = 20 \text{ Mm}$$

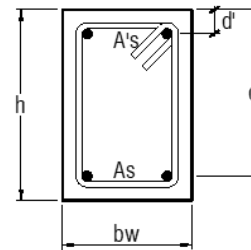


Figura 80: Sección De Viga  
Fuente: Elaboración Propia.

#### PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

$$b_w = 160 \text{ mm}$$

$$h = 200 \text{ mm}$$

$$A_{s(-)} = 142 \text{ mm}^2$$

$$A_{s(+)} = 142 \text{ mm}^2$$

#### I. DISEÑO SEGÚN EL CODIGO ACI Y RNE E.060

Verificamos las cuantías mínimas y máximas de la sección de la viga:

$$d = h - \left( r + \frac{d_b}{2} + \phi_{\text{estr}} \right) ; d' = \left( r + \frac{d_b}{2} + \phi_{\text{estr}} \right)$$

$$d = 200 - (20 + 9.5/2 + 6) = 169 \text{ mm}$$

$$d' = (20 + 9.5/2 + 6) = 31 \text{ mm}$$

$$A_{s\text{min}} = \frac{0.7 \cdot (f_c^{0.5})}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s\text{min}} = 65.40 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{max}} = 0.5 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d = 0.5 \cdot \left( \frac{0.81 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \right) \cdot \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) \cdot b \cdot d$$

$$A_{s\text{max}} = 287.73 \text{ mm}^2$$

### CÁLCULO DEL MOMENTO MÁXIMO O RESISTENTE:

Para poder conocer el aporte del acero en compresión se analizara la viga como si se tratara:

a) sección simplemente reforzada:

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Calculo de "a"

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b_w} ;$$

$$a = \frac{142 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 160} = 21 \text{ mm}$$

Reemplazando tenemos:

$$M_n = 142 \cdot (420) \cdot (169.25 - 21/2)$$

$$M_n = 9467850.0 \text{ N.mm}$$

$$M_n = 946.8 \text{ kg.m} = 0.9 \text{ Tn.m}$$

b) Sección doblemente reforzada:

Considerando que el acero en compresión llega a la fluencia

El momento para este caso será:

$$M_n = A'_s \cdot f_y (d - d') + (A_s - A'_s) \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Diagrama de esfuerzos y deformaciones para una sección doblemente reforzada:

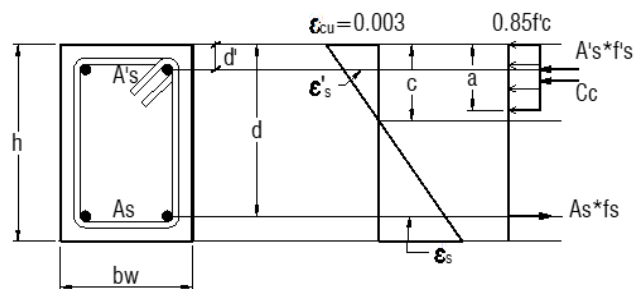


Figura 81: Sección de viga con diagrama de Esf. y Deformación

Fuente: Elaboración propia.

Considerando que el acero en compresión llega a la fluencia:

$$a = \frac{(A_s - A'_s) \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b_w} ;$$

$$a = \frac{(142 - 142) \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 160} = 0 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\epsilon's &= (\epsilon_c / c) * (c - d'), \text{ para la fluencia } \epsilon_s > \epsilon_y = 0.0021 \\ c &= a / \beta_1 = 0 / 0.85 = 0 \text{ mm}\end{aligned}$$

Reemplazando tenemos:

$$\begin{aligned}\epsilon's &= (0.003/0) * (0 - 30.75) \\ \epsilon's &= -\infty < 0.0021 \text{ ; por lo tanto el acero en compresión no fluye}\end{aligned}$$

Considerando que el acero en compresión no llega a la fluencia:

El momento para este caso será:

$$M_n = A's * f_s (d - d') + 0.85 * f_c * b_w * a * (d - \frac{a}{2})$$

Por equilibrio:

$$C_c + A's * f_s = A_s * f_s, \text{ donde para el caso de fluencia } f_s = f_y$$

$$\begin{aligned}C_c &= 0.85 * f_c * b * a \\ f_s &= E_s * \epsilon's \\ \epsilon's &= (\epsilon_c / c) * (c - d')\end{aligned}$$

Reemplazando  $E_s = 2 * (10^6) \text{ kg/cm}^2$ ,  $\epsilon_c = 0.003$

$$(0.85 * f_c * b) * a^2 + (6000 * A's - A_s * f_y) * a - 6000 * A's * \beta_1 * d' = 0$$

Resolviendo:

$$a = 23.8 \text{ mm}$$

Luego:

$$\begin{aligned}\epsilon's &= (\epsilon_c / c) * (c - d') \\ c &= a / \beta_1 = 24 / 0.85 = 28 \text{ mm}\end{aligned}$$

Reemplazando tenemos:

$$\begin{aligned}\epsilon's &= (0.003/28) * (28 - 30.75) \\ \epsilon's &= -0.00029 < 0.0021 \text{ ; por lo tanto el acero en compresión no fluye}\end{aligned}$$

Reemplazando tenemos:

$$\begin{aligned}M_n &= 142 * ((2 * 10^5) * -0.00029) * (169.25 - 30.75) + 0.85 * 21 * 160 * 24 * (169.25 - 24/2) \\ M_n &= 9637858.0 \text{ N.mm} \\ M_n &= 963.8 \text{ kg.m} = 1.0 \text{ Tn.m}\end{aligned}$$

## II. DISEÑO HACIENDO USO DEL DIAGRAMA DE HOGNESTAD O KENT-PARK

Para facilidad de los cálculos e iteraciones se someterá la fibra extrema del concreto comprimido a una deformación creciente que empieza desde cero, hasta su agotamiento.

Del diagrama obtenemos los siguientes datos:

Tabla 11: Valores K1 y K2 del Diagrama Hognestad o Kent-Park

$\epsilon_c$	$f_c/f_c$	K1	k2
0	0	0	0
0.0001	0.1	0.04917	0.33475
0.0002	0.19	0.09667	0.33621
0.0003	0.28	0.1425	0.33772
0.0004	0.36	0.18667	0.33929
0.0005	0.44	0.22917	0.34091
0.0006	0.51	0.27	0.34259
0.0007	0.58	0.30917	0.34434
0.0008	0.64	0.34667	0.34615
0.0009	0.7	0.3825	0.34804
0.001	0.75	0.41667	0.35
0.0011	0.8	0.44917	0.35204
0.0012	0.84	0.48	0.35417
0.0013	0.88	0.50917	0.35638
0.0014	0.91	0.53667	0.3587
0.0015	0.94	0.5625	0.36111
0.0016	0.96	0.58667	0.36364
0.0017	0.98	0.60917	0.36628
0.0018	0.99	0.63	0.36905
0.0019	1	0.64917	0.37195
0.002	1	0.66667	0.375
0.0021	0.99	0.68236	0.37828
0.0022	0.99	0.69629	0.38177
0.0023	0.98	0.70868	0.38536
0.0024	0.97	0.71972	0.38897
0.0025	0.96	0.72958	0.39258
0.0026	0.96	0.7384	0.39613
0.0027	0.95	0.74628	0.39961
0.0028	0.94	0.75333	0.40302
0.0029	0.93	0.75964	0.40633
0.003	0.93	0.76528	0.40956
0.0031	0.92	0.77031	0.41269
0.0032	0.91	0.77479	0.41574
0.0033	0.9	0.77878	0.41869
0.0034	0.9	0.7823	0.42156
0.0035	0.89	0.78542	0.42435
0.0036	0.88	0.78815	0.42706
0.0037	0.87	0.79053	0.42969
0.0038	0.87	0.79259	0.43225
0.0039	0.86	0.79435	0.43474
0.004	0.85	0.79583	0.43717

Ecuaciones y variables:

$$C_c = K1 \cdot f_c \cdot b \cdot c$$

$$y = K2 \cdot c$$

Donde:

K1 : Área bajo la curva de compresiones

K2 : Ubicación unitaria de la resultante

b : Ancho de la sección (bw)

c : Posición del eje neutro

Cc : Resultante de compresiones

y : Posición de la resultante de compresiones

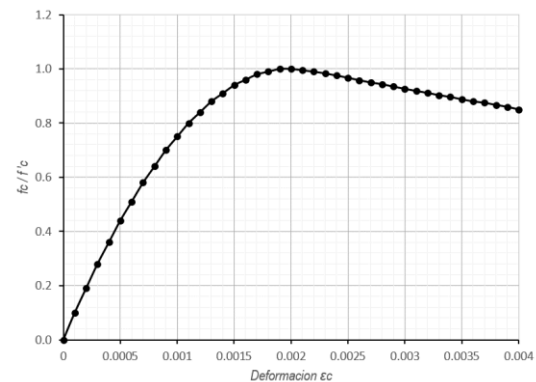


Figura 82: Diagrama de Esf. Def Unitaria, Fuente: Otazzi, 2006, p. 169.

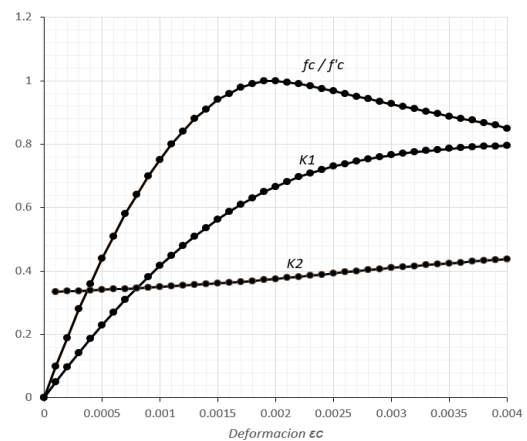


Figura 83: Diagrama de parametros K1 y K2, Fuente: Otazzi, 2006, p. 169.

## CÁLCULO DE LOS MOMENTO RESISTENTES O NOMINALES

Para el determinar los momentos nominales de la sección para los diferentes estados de deformación del concreto se presentan tres casos:

- 1er caso : Cuando los aceros de refuerzo en compresión y tensión aún no fluyen,  
2do caso : Cuando el acero en tensión fluye pero no el acero de compresión  
3er caso : Se dará cuando ambos aceros de refuerzo están fluyendo.

### A) MOMENTOS NOMINALES: 1ER CASO

Se plantean las siguientes ecuaciones

$$\begin{aligned}M_n &= A's*fs*(d - d') + K1*fc*b*c*(d - K2*c) \\T &= As*fs \\C_c &= (K1)*fc*b*c + A's*fs \\ε_s &= (ε_c / c)*(d-c) \\f_s &= (ε_c / c)*(d-c)*E_s \\ε'_s &= (ε_c / c)*(c-d') \\f'_s &= (ε_c / c)*(c-d')*E_s\end{aligned}$$

Del equilibrio:

$$\begin{aligned}T &= C_c + A'sf_s \\As*fs &= (K1)*fc*b*c + A's*fs\end{aligned}$$

Reemplazando tenemos:

$$(K1*fc*b/(Es*ε_c)*c^2 + (A's + As)*c - (As*d+A's*d')) = 0$$

Resolviendo la ecuación cuadrática:

$$A*c^2 + B*c - C = 0 \quad c = \frac{-B \pm \sqrt{(B^2-4A*C)}}{2*A}$$

$$\text{Dónde: } A = \frac{K1*fc*b}{Es*ε_c} ; B=(A's+As) ; C = - (As*d+A's*d')$$

### B) MOMENTOS NOMINALES: 2DO CASO

Se plantean las siguientes ecuaciones

$$\begin{aligned}M_n &= A's*fs*(d - d') + K1*fc*b*c*(d - K2*c) \\T &= As*fs ; \text{ en este caso } fs = fy \\C_c &= (K1)*fc*b*c + A's*fs \\ε_s &= (ε_c / c)*(d-c) \\f_s &= (ε_c / c)*(d-c)*E_s \\ε'_s &= (ε_c / c)*(c-d') \\f'_s &= (ε_c / c)*(c-d')*E_s\end{aligned}$$

Del equilibrio:

$$\begin{aligned}T &= C_c + A'sf_s \\As*fy &= (K1)*fc*b*c + A's*fs\end{aligned}$$



Reemplazando tenemos:

$$(K1 \cdot f_c \cdot b / (E_s \cdot \epsilon_c)) \cdot c^2 + [A' \cdot s - (A_s \cdot f_y / (E_s \cdot \epsilon_c))] \cdot c - (A' \cdot s \cdot d') = 0$$

Resolviendo la ecuación cuadrática:

$$A \cdot c^2 + B \cdot c - C = 0 \quad c = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4A \cdot C}}{2 \cdot A}$$

Donde:  $A = \frac{K1 \cdot f_c \cdot b}{E_s \cdot \epsilon_c}$  ;  $B = (A' \cdot s - \frac{A_s \cdot f_y}{E_s \cdot \epsilon_c})$  ;  $C = - (A' \cdot s \cdot d')$

### C) MOMENTOS NOMINALES: 3ER CASO

Se plantean las siguientes ecuaciones

$$\begin{aligned} M_n &= A' \cdot s \cdot f_s \cdot (d - d') + K1 \cdot f_c \cdot b \cdot c \cdot (d - K2 \cdot c) \\ T &= A_s \cdot f_s ; \text{ en este caso } f_s = f_y \\ C_c &= (K1) \cdot f_c \cdot b \cdot c + A' \cdot s \cdot f_s ; \text{ para este caso } f_c = f_y \\ \epsilon_s &= (\epsilon_c / c) \cdot (d - c) \\ f_s &= (\epsilon_c / c) \cdot (d - c) \cdot E_s \\ \epsilon' \cdot s &= (\epsilon_c / c) \cdot (c - d') \\ f' \cdot s &= (\epsilon_c / c) \cdot (c - d') \cdot E_s \end{aligned}$$

Del equilibrio:

$$\begin{aligned} T &= C_c \\ A_s \cdot f_y &= (K1) \cdot f_c \cdot b \cdot c + A' \cdot s \cdot f_y \end{aligned}$$

Resolviendo:

$$c = \frac{(A_s - A') \cdot f_y}{K1 \cdot f_c \cdot b}$$

### D) CÁLCULO DEL MOMENTO QUE INICIA LA FLUENCIA EN EL ACERO A TENSIÓN:

Considerando la curva de compresiones del concreto como una ecuación cuadrática

$$\begin{aligned} f_c &= -a_1 \cdot \epsilon_c^2 + a_2 \cdot \epsilon_c \\ a_1 &= f_c / (\epsilon_0)^2 \\ a_2 &= 2 \cdot f_c / \epsilon_0 \\ \epsilon_0 &= 0.002 \end{aligned}$$

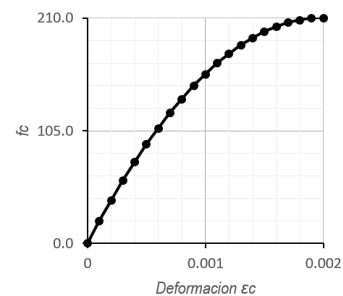


Figura 84: Curva de Compresiones del concreto como ecuación cuadrática  
Fuente: Otazzi P., 2006, p.126

La resultante de compresiones sera:

$$\begin{aligned} C_c &= \int_c f_c(y) \cdot b \cdot dy \\ C_c &= b \cdot [0.5 \cdot a_2 \cdot c \cdot \epsilon_c - (a_1/3) \cdot c^3 \cdot \epsilon_c^2] \end{aligned}$$

Del equilibrio:

$$\begin{aligned} T &= C_c + A' \cdot s \cdot f_s \\ A_s \cdot f_y &= b \cdot [0.5 \cdot a_2 \cdot c \cdot \epsilon_c - (a_1/3) \cdot c^3 \cdot \epsilon_c^2] + A' \cdot s \cdot f_s \end{aligned}$$

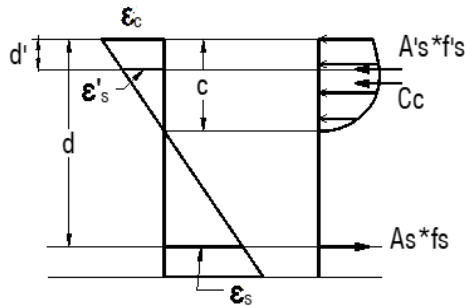


Figura 85: Sección de viga con diagrama de esf. y deformación  
Fuente: Elaboración Propia.

De las ecuaciones de compatibilidad:

$$\epsilon_c = (\epsilon_y * c) / (d - c)$$

$$\epsilon'_s = (\epsilon_c / c) * (c - d')$$

Por lo tanto:

$$f_s = (\epsilon_c / c) * (c - d') * E_s$$

$$c = (\epsilon_c * d) / (\epsilon_c + \epsilon_y)$$

Reemplazando y poniendo en función de  $\epsilon_c$ :

$$\left( \frac{b * 0.5 * a_2 * d}{\epsilon_c + \epsilon_y} \right) * \epsilon_c^2 - \left( \frac{a_1 * b * d}{3} \right) * \left( \frac{\epsilon_c^3}{\epsilon_c + \epsilon_y} \right) + \left( \frac{A'_s * E_s}{d} \right) * [\epsilon_c * (d - d') - \epsilon_y * d'] = A_s * f_y$$

Todos los datos son conocidos:

$$\epsilon_y = 0.0021 \quad ; \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{y} \quad E_s = 2.0E+06 \text{ kg/cm}^2$$

$$a_1 = 5.3E+07 \quad \quad \quad A = 2.8E+07$$

$$a_2 = 210000 \quad \quad \quad B = 4.7E+09$$

Iterando para:

	<i>Lado izq. de Ecuación</i>	=	<i>Lado der. de Ecuación</i>
$\epsilon_c = 0.00078$	$\rightarrow$ 5964	=	5964 ....ok

$$c = (0.00078 * 169.25) / (0.00078 + 0.0021)$$

$$c = 45.9 \text{ mm}$$

$$f'_s = (0.00078 / 45.9) * (45.9 - 30.75) * (2 * 10^5)$$

$$f'_s = 51.46 \text{ N/mm}^2$$

$$C_c = 160 * [0.5 * 21000 * 45.9 * 0.00078 - (5250000 / 3) * 45.9 * (0.00078^2)]$$

$$C_c = 52332 \text{ N/mm}^2$$

$$M_y = A'_s * f'_s * (d - d') + C_c * (d - 0.346 * c)$$

$$M_y = 142 * 51.5 * (169.25 - 30.75) + 52332 * (169.25 - 0.346 * 45.9)$$

$$M_y = 9039287.9$$

$$M_n = 903.9 \text{ kg.m} = 0.90 \text{ Tn.m}$$

### E) RESULTADOS DEL DISEÑO:

Los valores presentados en las Tablas 12 y 13 son cálculos y resultados del diseño a flexión de la viga haciendo del uso del diagrama de Hognestad o kent – Parck, aplicando las ecuaciones del 1er, 2do y 3er Caso, desarrolladas en los Ítems anteriores.

Tabla 12: *Calculo de la Prof. Del eje Neutro y esfuerzo en la viga haciendo uso del Diagrama Hognestad o Kent-Park*

$\epsilon_c$	$f_c/f_c$	K1	k2	$f_s$ (MPa)	$f_s$ (MPa)	c (mm)	Cc (ton)	As* $f_s$ (ton)
0	0	0	0	0	0.000	0.000	0.000	0
0.0001	0.1	0.04917	0.33475	57.0852	5.995	43.912	0.725	0.81061
0.0002	0.19	0.09667	0.33621	113.226	12.161	44.183	1.435	1.60781
0.0003	0.28	0.1425	0.33772	168.411	18.501	44.459	2.129	2.39143
0.0004	0.36	0.18667	0.33929	222.634	25.016	44.740	2.806	3.1614
0.0005	0.44	0.22917	0.34091	275.878	31.709	45.028	3.467	3.91747
0.0006	0.51	0.27	0.34259	328.13	38.582	45.322	4.112	4.65945
0.0007	0.58	0.30917	0.34434	379.383	45.636	45.621	4.739	5.38724
0.0008	0.64	0.34667	0.34615	420	50.713	45.019	5.244	5.964
0.0009	0.7	0.3825	0.34804	420	46.040	41.318	5.310	5.964
0.001	0.75	0.41667	0.35	420	40.307	38.511	5.392	5.964
0.0011	0.8	0.44917	0.35204	420	33.818	36.335	5.484	5.964
0.0012	0.84	0.48	0.35417	420	26.817	34.618	5.583	5.964
0.0013	0.88	0.50917	0.35638	420	19.495	33.243	5.687	5.964
0.0014	0.91	0.53667	0.3587	420	12.012	32.128	5.793	5.964
0.0015	0.94	0.5625	0.36111	420	4.495	31.218	5.900	5.964
0.0016	0.96	0.58667	0.36364	420	-2.957	30.468	6.006	5.964
0.0017	0.98	0.60917	0.36628	420	-10.256	29.850	6.110	5.964
0.0018	0.99	0.63	0.36905	420	-17.334	29.337	6.210	5.964
0.0019	1	0.64917	0.37195	420	-24.133	28.914	6.307	5.964
0.002	1	0.66667	0.375	420	-30.601	28.565	6.399	5.964
0.0021	0.99	0.68236	0.37828	420	-36.646	28.282	6.484	5.964
0.0022	0.99	0.69629	0.38177	420	-42.244	28.056	6.564	5.964
0.0023	0.98	0.70868	0.38536	420	-47.436	27.875	6.638	5.964
0.0024	0.97	0.71972	0.38897	420	-52.258	27.731	6.706	5.964
0.0025	0.96	0.72958	0.39258	420	-56.743	27.616	6.770	5.964
0.0026	0.96	0.7384	0.39613	420	-60.921	27.525	6.829	5.964
0.0027	0.95	0.74628	0.39961	420	-64.811	27.455	6.884	5.964
0.0028	0.94	0.75333	0.40302	420	-68.436	27.401	6.936	5.964
0.0029	0.93	0.75964	0.40633	420	-71.819	27.362	6.984	5.964
0.003	0.93	0.76528	0.40956	420	-74.973	27.334	7.029	5.964
0.0031	0.92	0.77031	0.41269	420	-77.912	27.317	7.070	5.964

0.0032	0.91	0.77479	0.41574	420	-80.651	27.309	7.109	5.964
0.0033	0.9	0.77878	0.41869	420	-83.206	27.307	7.146	5.964
0.0034	0.9	0.7823	0.42156	420	-85.578	27.313	7.179	5.964
0.0035	0.89	0.78542	0.42435	420	-87.791	27.323	7.211	5.964
0.0036	0.88	0.78815	0.42706	420	-89.843	27.339	7.240	5.964
0.0037	0.87	0.79053	0.42969	420	-91.747	27.358	7.267	5.964
0.0038	0.87	0.79259	0.43225	420	-93.511	27.381	7.292	5.964
0.0039	0.86	0.79435	0.43474	420	-95.140	27.407	7.315	5.964
0.004	0.85	0.79583	0.43717	420	-96.640	27.436	7.336	5.964

Tabla 13: Resultados del Diseño a flexión de la viga haciendo uso del Diagrama Hognestad o Kent-Park

$\epsilon_c$	$f_c/f_c$	K1	k2	$A's*f's$ (ton)	$\epsilon_s$	$\epsilon_s'$	Mn (ton.m)	$\phi_c$
0	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000	0	0
0.0001	0.1	0.04917	0.33475	0.0851	0.0003	0.0000	0.12391	2.27726
0.0002	0.19	0.09667	0.33621	0.1727	0.0006	0.0001	0.24549	4.52662
0.0003	0.28	0.1425	0.33772	0.2627	0.0008	0.0001	0.36471	6.74774
0.0004	0.36	0.18667	0.33929	0.3552	0.0011	0.0001	0.48155	8.94045
0.0005	0.44	0.22917	0.34091	0.4503	0.0014	0.0002	0.59596	11.1042
0.0006	0.51	0.27	0.34259	0.5479	0.0016	0.0002	0.70792	13.2387
0.0007	0.58	0.30917	0.34434	0.6480	0.0019	0.0002	0.81741	15.3437
0.0008	0.64	0.34667	0.34615	0.7201	0.0022	0.0003	0.90555	17.7702
0.0009	0.7	0.3825	0.34804	0.6538	0.0028	0.0002	0.91294	21.7821
0.001	0.75	0.41667	0.35	0.5724	0.0034	0.0002	0.91913	25.9663
0.0011	0.8	0.44917	0.35204	0.4802	0.0040	0.0002	0.92449	30.2735
0.0012	0.84	0.48	0.35417	0.3808	0.0047	0.0001	0.92924	34.664
0.0013	0.88	0.50917	0.35638	0.2768	0.0053	0.0001	0.93352	39.1065
0.0014	0.91	0.53667	0.3587	0.1706	0.0060	0.0001	0.9374	43.5752
0.0015	0.94	0.5625	0.36111	0.0638	0.0066	0.0000	0.94093	48.0495
0.0016	0.96	0.58667	0.36364	-0.0420	0.0073	0.0000	0.94415	52.5133
0.0017	0.98	0.60917	0.36628	-0.1456	0.0079	-0.0001	0.94709	56.9523
0.0018	0.99	0.63	0.36905	-0.2461	0.0086	-0.0001	0.94974	61.3551
0.0019	1	0.64917	0.37195	-0.3427	0.0092	-0.0001	0.95212	65.7127
0.002	1	0.66667	0.375	-0.4345	0.0099	-0.0002	0.95423	70.0164
0.0021	0.99	0.68236	0.37828	-0.5204	0.0105	-0.0002	0.95603	74.2513
0.0022	0.99	0.69629	0.38177	-0.5999	0.0111	-0.0002	0.95755	78.4137
0.0023	0.98	0.70868	0.38536	-0.6736	0.0117	-0.0002	0.95882	82.51
0.0024	0.97	0.71972	0.38897	-0.7421	0.0122	-0.0003	0.95989	86.546
0.0025	0.96	0.72958	0.39258	-0.8057	0.0128	-0.0003	0.96079	90.5273

0.0026	0.96	0.7384	0.39613	-0.8651	0.0134	-0.0003	0.96155	94.4587
0.0027	0.95	0.74628	0.39961	-0.9203	0.0139	-0.0003	0.96218	98.3432
0.0028	0.94	0.75333	0.40302	-0.9718	0.0145	-0.0003	0.9627	102.185
0.0029	0.93	0.75964	0.40633	-1.0198	0.0150	-0.0004	0.96312	105.987
0.003	0.93	0.76528	0.40956	-1.0646	0.0156	-0.0004	0.96346	109.752
0.0031	0.92	0.77031	0.41269	-1.1064	0.0161	-0.0004	0.96372	113.482
0.0032	0.91	0.77479	0.41574	-1.1452	0.0166	-0.0004	0.96391	117.179
0.0033	0.9	0.77878	0.41869	-1.1815	0.0172	-0.0004	0.96404	120.846
0.0034	0.9	0.7823	0.42156	-1.2152	0.0177	-0.0004	0.96411	124.484
0.0035	0.89	0.78542	0.42435	-1.2466	0.0182	-0.0004	0.96414	128.096
0.0036	0.88	0.78815	0.42706	-1.2758	0.0187	-0.0004	0.96411	131.682
0.0037	0.87	0.79053	0.42969	-1.3028	0.0192	-0.0005	0.96404	135.243
0.0038	0.87	0.79259	0.43225	-1.3278	0.0197	-0.0005	0.96394	138.782
0.0039	0.86	0.79435	0.43474	-1.3510	0.0202	-0.0005	0.96379	142.299
0.004	0.85	0.79583	0.43717	-1.3723	0.0207	-0.0005	0.96361	145.795

Fuente: Elaboración propia

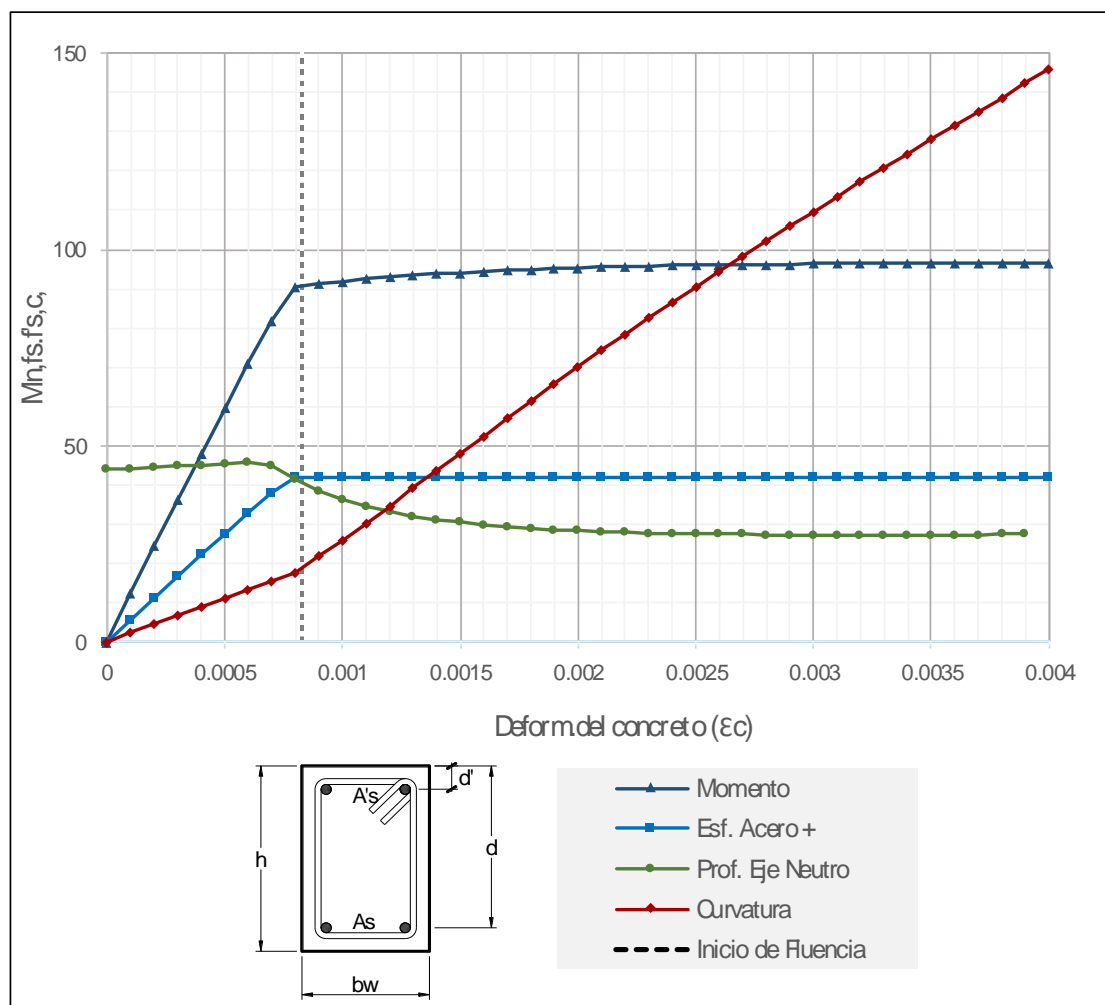


Figura 86: Diagrama de esfuerzo, Prof. eje neutro y momento vs. def. unitaria del concreto.  
Fuente: Elaboración Propia.

### 3.6.1.2.3. DISEÑO DE LA COLUMNA

Dimensiones:

dist. 2 = 160 mm  
 dist. 3 = 160 mm  
 recub. = 20 mm

Materiales:

$f_c = 21 \text{ MPa}$   
 $\beta_1 = 0.85$   
 $\epsilon_c = 0.003$   
 $f_y = 420 \text{ MPa}$   
 $E_s = 2.00 \times 10^5 \text{ MPa}$

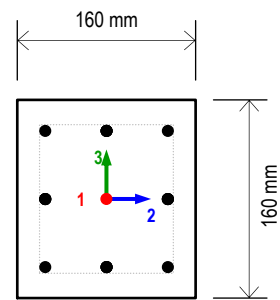


Figura 87: Sección de columna  
 Fuente: Elaboración Propia

#### REFUERZO LONGITUDINAL

Cada Esquina

Diam. = N10

En la Dir. 3

Cant. = 1

Diam. = N10

En la Dir. 2

Cant. = 1

Diam. = N10

#### REFUERZO TRANSVERSAL

Diam. = N6

$P_u$

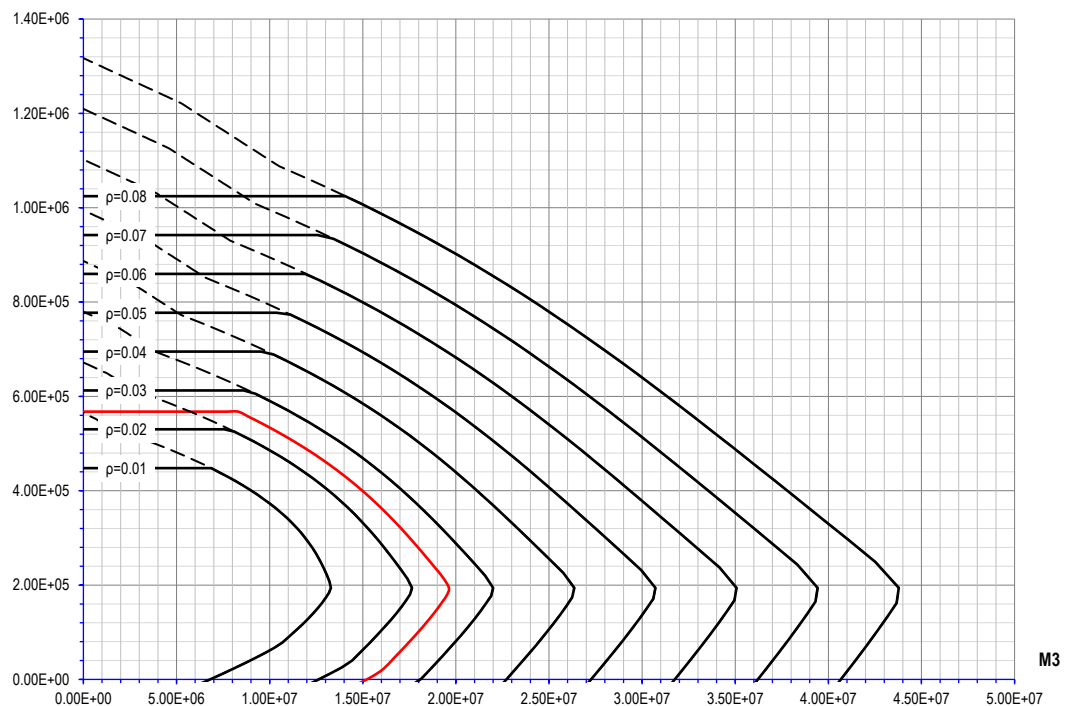


Figura 88: Diagrama de Interacción de la Columna



### 3.6.1.2.4. DISEÑO A CORTANTE DE LA VIGA Y COLUMNA

Calculamos el cortante máximo que actúa sobre la estructura debido a la aplicación de la carga en la viga:

Momento máximo nominal:

$$\begin{aligned}M_n &= 9641364.4 \text{ N.mm} \\M_n &= 964.14 \text{ kg.m} = 1.0 \text{ Tn.m} \\V &= M/(L_{\text{brazo}}); L_{\text{brazo}} = 0.985 \text{ m} \\V &= 9641364/985 \\V &= 9788.2 \text{ N} \\V &= 978.8 \text{ kg} = 1.0 \text{ Tn}\end{aligned}$$

DISEÑO SEGÚN EL CODIGO ACI Y RNE E.060

Se plantean las ecuaciones

$$\begin{aligned}V_n &= V_c + V_s \\V_s &= V_c - V_n\end{aligned}$$

Cortante resistido por el concreto en la viga:

$$\begin{aligned}V_c &= 0.17 * \lambda * \sqrt{f_c} * b_w * d \\V_c &= 0.17 * 1.0 * \sqrt{21} * 160 * 169.25 \\V_c &= 21096.3 \text{ N} \\V_c &= 2109.6 \text{ kg} = 2.1 \text{ Tn}\end{aligned}$$

Cortante resistido por el concreto en la columna:

$$\begin{aligned}V_c &= 0.17 * \left(1 + \frac{P_u}{14 * A_g}\right) * \lambda * \sqrt{f_c} * b_c * d ; d = h_c - \left(r + \frac{d_b}{2} + \phi_{\text{estr}}\right) \\V_c &= 0.17 * \left(1 + \frac{0.0}{14 * (160 * 160)}\right) * 1.0 * \sqrt{21} * 160 * 129.25 \\V_c &= 16110.5 \text{ N} \\V_c &= 1611.1 \text{ kg} = 1.6 \text{ Tn}\end{aligned}$$

### 3.6.1.2.5. DISEÑO DE LA CARTELA

#### A) ÁNGULO DE CARTELA

La cartela de reforzamiento presentara un ángulo de 45° respecto a al horizontal,

$$\theta = 45^\circ$$

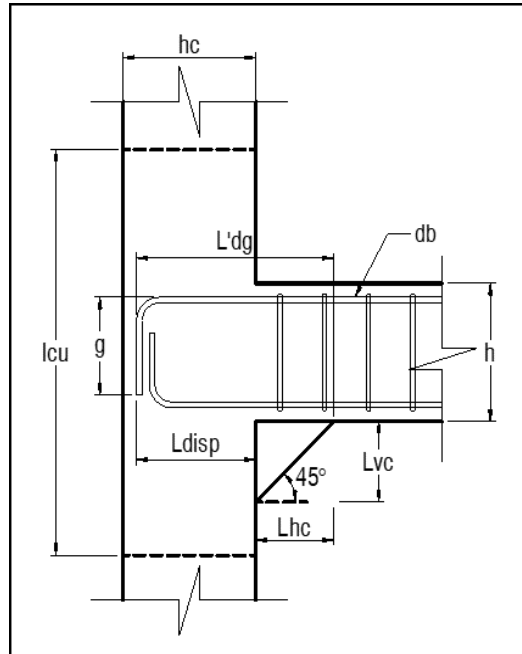


Figura 89: Unión viga columna con cartela  
Fuente: Elaboración Propia.

#### B) LONGITUD HORIZONTAL Y VERTICAL

Por geometría:

$$L_{hc} \geq L_{requ.} - L_{disp.}$$

$$L_{disp.} = hc - 2r - db_{estrib.}$$

$$L_{disp.} = 160 - 2 \cdot 20 - 6 = 114 \text{ mm}$$

$$L_{requ.} = L'_{dg} = k \cdot L_{dg}$$

$$L_{dg} = \frac{(0.24 \cdot \Psi_e \cdot \lambda \cdot f_y)}{(f_c)^{0.5}} \cdot db \geq \begin{cases} 8db \\ 150mm \end{cases}$$

Por lo tanto:

$$\begin{aligned} L_{dg} &= 210 \text{ mm} \\ k &= 1.15 \\ L_{requ.} &= 1.15 \cdot 210 \\ L_{requ.} &= 242 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_{hc} &\geq 241.5 - 114 \\ L_{hc} &\geq 128 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tomamos:

$$\begin{aligned} L_{hc} &= 130 \text{ mm} \\ L_{vc} &= 130 \text{ mm} \end{aligned}$$

### 3.6.1.3. PLANOS DEL ESPÉCIMEN.

Habiendo verificado el dimensionamiento de los especímenes con los cálculos estructurales, se presentan planos finales de diseño de los especímenes.

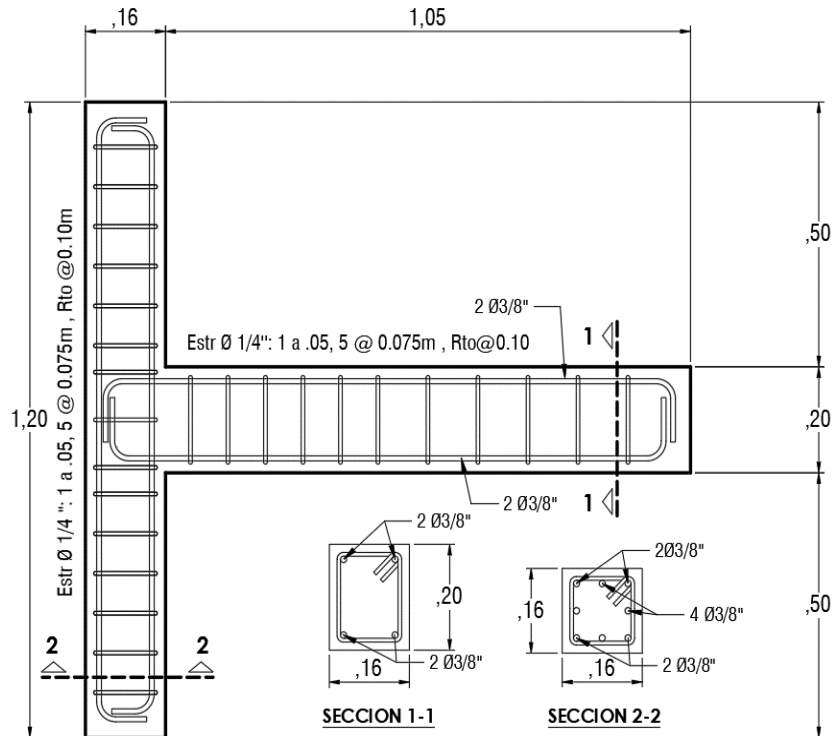


Figura 90: PLANO DEL MODELO ESPÉCIMEN SIN REFORZAMIENTO  
Fuente: Elaboración Propia.

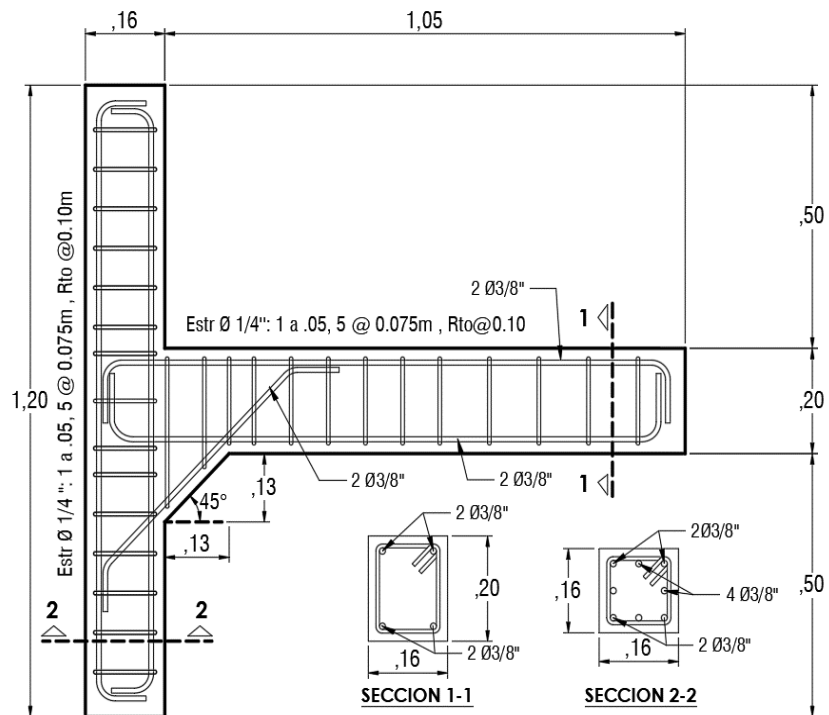


Figura 91: PLANO DEL MODELO ESPÉCIMEN REFORZADO CON CARTELA  
Fuente: Elaboración Propia

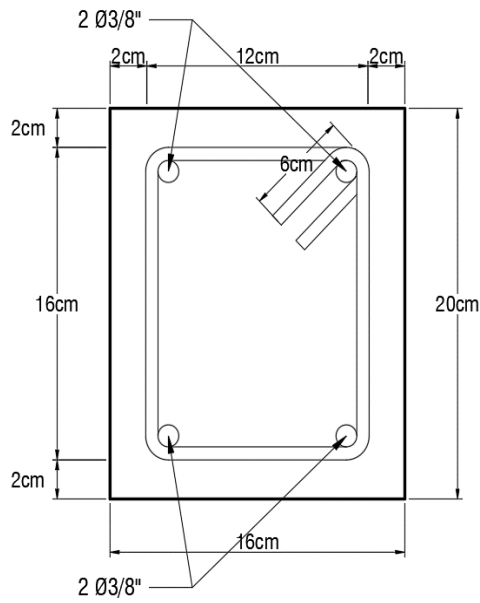


Figura 92: DETALLE DE SECCION DE LA VIGA DEL ESPECIMEN. Fuente: Elaboración Propia.

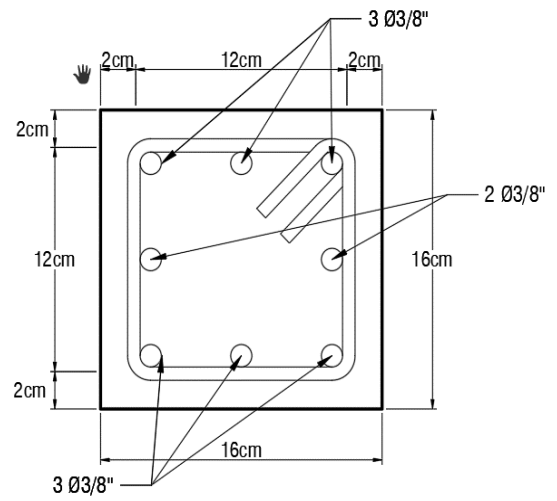


Figura 93: DETALLE DE SECCION DE LA COLUMNA DEL ESPECIMEN. Fuente: Elaboración Propia.

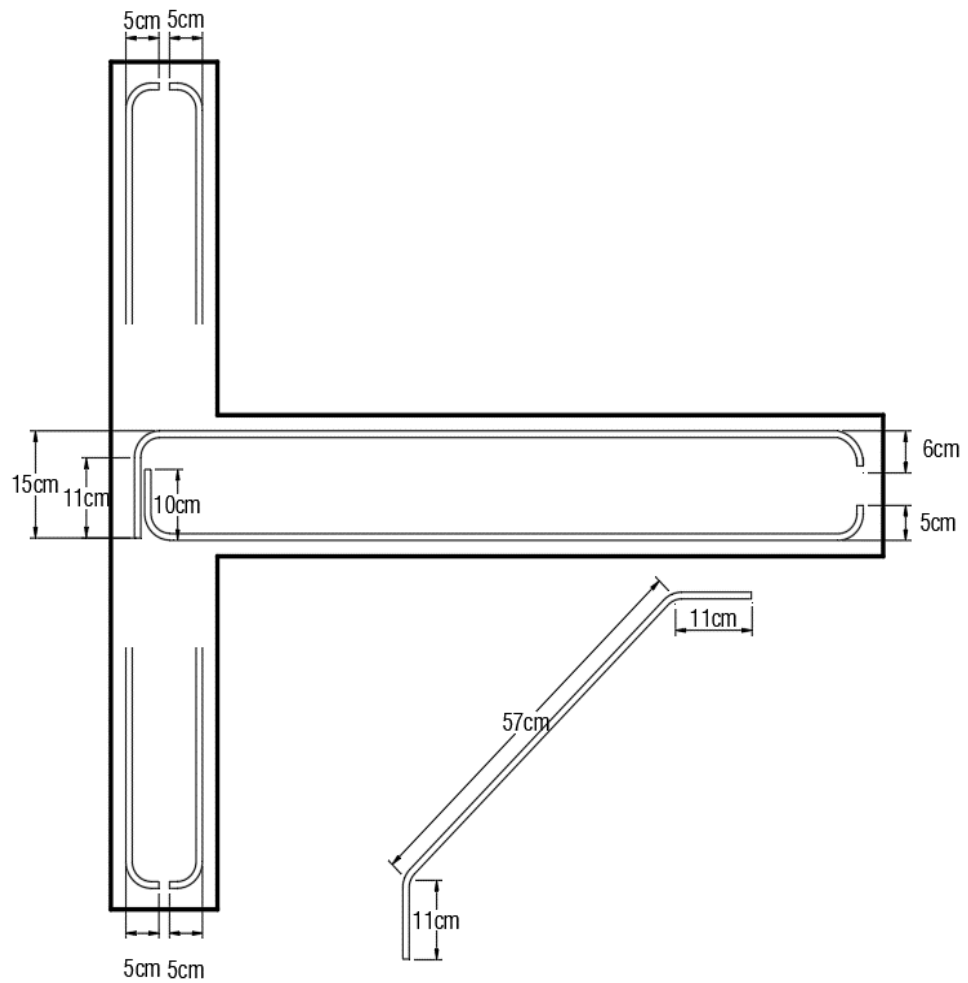


Figura 94: DETALLE DEL ACERO DE REFUERZO DEL ESPECIMEN Fuente: Elaboración Propia

#### **3.6.1.4. PROCESO CONSTRUCTIVO.**

La construcción de los especímenes se realizó cuidando que sus propiedades físicas, mecánicas y geométricas no presenten variaciones significativas respecto al valor con los que fueron diseñados y que se presenta en los planos.

El proceso constructivo de los especímenes, se realiza bajo una metodología con la que normalmente se realiza la construcción de edificaciones y de esta manera replicar en lo posible las condiciones reales de campo.

Para tal propósito, se desarrollan las siguientes etapas para la fabricación de los especímenes procurando que los dos modelos con y sin cartela mantengan las mismas condiciones constructivas.

01. Encofrado
02. Habilitado y Armado del acero de refuerzo.
03. Vaciado de concreto
04. Desencofrado
05. Curado

Para mayor control de la resistencia del concreto y por una facilidad en los ensayos de agregados se optó por realizar el vaciado del concreto en la planta de una empresa que provee concreto premezclado, ubicada en la localidad de Monterrey que se encuentra a 20 minutos de la ciudad de Huaraz, por lo tanto los encofrados y la armadura de las muestras fueron trasladados a este punto, posteriormente cumplido el tiempo de curado de los especímenes se trasladaron en su conjunto hasta el laboratorio donde se realiza los ensayos o pruebas de carga.

##### **3.6.1.4.1. ENCOFRADO.**

Para el diseño del encofrado se prevé, la forma del vaciado del concreto así como la dificultad del montaje de la armadura del acero de refuerzo y su posterior desencofrado. Por ello se plantea un encofrado utilizando pequeños paneles de madera elaborados con listones de 1.5"x1.5" de sección y triplay de 6 mm de espesor. Los paneles son fabricados de manera que presenten una resistencia suficiente para evitar los pandeos laterales excesivos cuando se realice el vaciado del concreto, además son revestidos con un desmoldante para facilitar su desencofrado e impermeabilizar la madera.

Una vez ensamblados los encofrados para cada uno de los especímenes, se revisa las dimensiones tal como fue planteado en el diseño, si existe un agujero o imperfección en su superficie o entre las uniones de los paneles estos son corregidos con una masilla para encofrados, para obtener una superficie lo más uniformemente posible y evitar fugas en el momento del vaciado del concreto.

**Materiales y herramientas:**

- ✓ Listones de 1.5"x1.5"
- ✓ Triplay
- ✓ Clavos 1", 1.5", 2"
- ✓ Cola sintética
- ✓ Masilla para encofrado
- ✓ Desmoldante Chema.
- ✓ Brocha
- ✓ Martillo
- ✓ Serrucho
- ✓ Sierra circular
- ✓ Flexometro



*Figura 95: Habilitado y conformación de los paneles de encofrado.*

Fuente: Elaboración propia





*Figura 96:* Ensamblaje de los paneles para el encofrado del espécimen.  
Fuente: Elaboración propia.



*Figura 97:* Encofrados o moldes de los 06 especímenes.  
Fuente: Elaboración propia.

#### 3.6.1.4.2. HABILITADO Y ARMADO DEL ACERO DE REFUERZO.

Las dimensiones que presenta el espécimen son relativamente pequeñas comparadas con los que normalmente se utilizan en la construcción de edificaciones, por tal motivo se debe llevar un control exhaustivo de las medidas de la distribución de la armadura de acero en cada uno de los elementos que conforman el espécimen como son la viga y columna, además del nudo y la armadura de la cartela. Es por ello que se proporcionan planos adicionales del detalle del doblado de los aceros.

El habilitado consta del corte y doblado de los aceros de refuerzo longitudinal y transversal de los elementos que conformaran el espécimen, respetando lo indicado por la norma peruana respecto a los ganchos estándar del acero. Por la prioridad del estudio referente al anclaje del refuerzo en el nudo se tiene principal cuidado en el control de la geometría del gancho estándar a 90° del acero refuerzo de la viga que llega al nudo, asimismo para el caso de los estribos se realizó un doblado de manera que al ser armados las vigas y columnas sus aceros longitudinales no se alejen demasiado del eje del refuerzo como aparece en los planos y respete el recubrimiento como se consideró en el diseño.

El armado de la viga y columna se realizó usando alambre #16, colocando los estribos según la distribución de los planos, variando únicamente en el caso de las muestras con cartelas cuyo acero longitudinal y estribo también se detalla, en este caso se colocaron este refuerzo después de tener unida la armadura de la viga y columna.

En ambos casos de especímenes con o sin cartelas, el refuerzo longitudinal de las vigas que llegan al nudo se colocan junto al refuerzo de las columnas pero como no pueden ir en el mismo eje ambos aceros, estos se colocan a uno de los lados, así como normalmente se realizan en las construcciones de edificaciones.

En la planta de concreto se dispone de un ambiente en donde son instalados los moldes (encofrado y armadura) de los 06 especímenes, en este espacio se realiza el vaciado y su posterior curado del concreto, la superficie de este ambiente debe estar perfectamente nivelado para evitar distorsiones en la geometría del espécimen, por ello antes de realizar el montaje o ensamblaje de la armadura en el encofrado se prepara la superficie de apoyo (nivelación y compactación). Culminado este proceso se colocan los encofrados y con un nivel de mano se verifica y corrige algún desnivel que pudiera existir, posteriormente se coloca la armadura de acero en el encofrado cuidando que los recubrimientos de 20 mm se cumplan tanto en la columna, viga y unión. Esto se realiza con dados de acero fabricados especialmente para este propósito.

### **Materiales y herramientas:**

- ✓ Aceros de refuerzo  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$  de  $\varnothing 3/8''$
- ✓ Aceros de refuerzo  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$  de  $\varnothing 1/4''$
- ✓ Alambre #16
- ✓ Dados de acero de 20mm
- ✓ Alicates
- ✓ Tortol
- ✓ Trampa de doblado de acero
- ✓ Cierra circular
- ✓ Regla de aluminio
- ✓ Lampa
- ✓ Brocha
- ✓ Nivel de mano
- ✓ Flexometro



*Figura 98:* Habilitado y conformación de la armadura de acero de la viga.  
Fuente: Elaboración propia.





Figura 99: Armadura de acero del espécimen. Fuente: Elaboración propia



Figura 100: Traslado del encofrado y armadura de acero del espécimen a la planta de concreto. Fuente: Elaboración propia.



Figura 101: Nivelación y compactado de la superficie de apoyo de los moldes.  
Fuente: Elaboración propia.

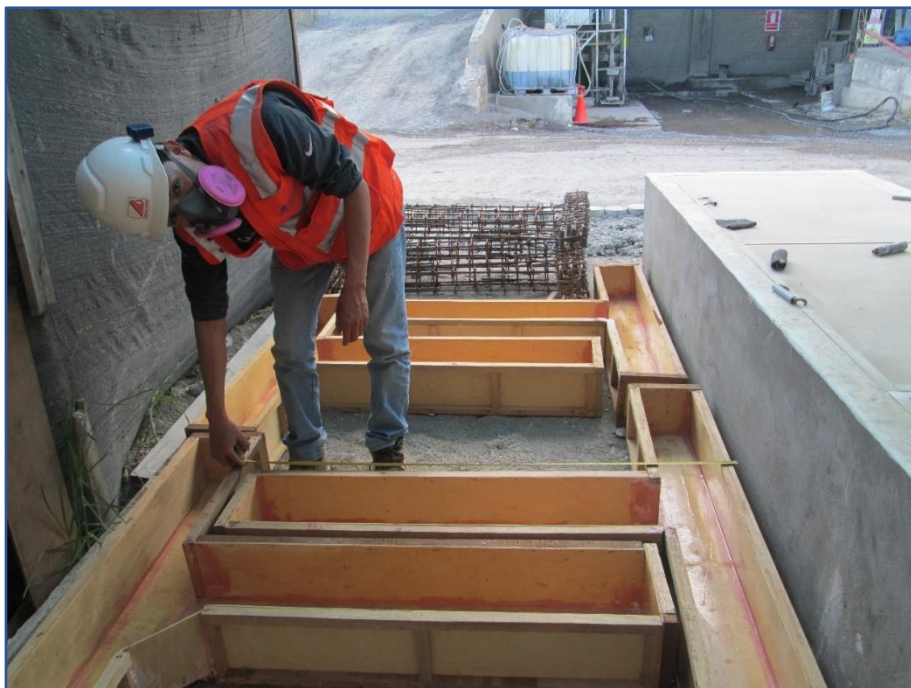


Figura 102: Aplicación de sobre-capa de desmoldante y medición de la separación entre encofrados. Fuente: Elaboración propia.





Figura 103: Distribución final de los encofrados y la armadura de los especímenes.  
Fuente: Elaboración propia.

#### 3.6.1.4.3. CONTROL DE DIMENSIONES.

Realizado el proceso de montaje y antes de la programación del vaciado del concreto se verifican todas las dimensiones posibles a tomar del espécimen, a fin de evitar algún error en su geometría o en la longitud y distribución de la armadura de los elementos, se verifican ciertos valores como: dimensiones de los anclajes del acero de refuerzo y su ubicación adecuada en el nudo, las dimensiones internas del encofrado así como su perpendicularidad entre la columna y la viga, nivel horizontal de la superficie de vaciado, recubrimiento de los aceros de refuerzo con el encofrado, distribución de estribos, y por último la distribución y longitud del refuerzo de las cartelas según los planos.

Una vez que se corroboran estos parámetros, se realiza el rotulado de los especímenes, ubicando en el encofrado el nombre y la dirección de la aplicación de la carga.

#### **Materiales y herramientas:**

- ✓ Flexometro
- ✓ Nivel de Mano
- ✓ Plumones (rotulado)





Figura 104: Verificación del correcto ensamblaje de la armadura en el nudo.  
Fuente: Elaboración propia.



Figura 105: Verificación de las medidas del gancho estándar del acero de la viga.



Figura 106: Verificación de la distribución de los estribos en las armaduras.

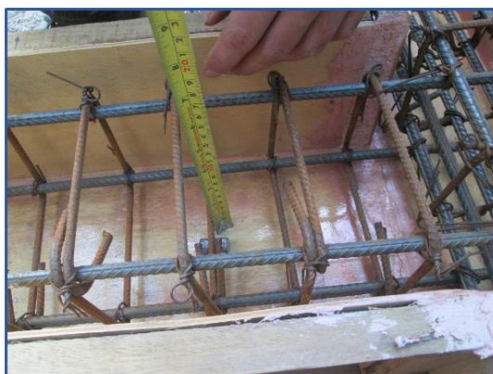


Figura 107: Verificación de la profundidad del encofrado.



Figura 108: Verificación de las dimensiones en el nudo.





Figura 109: Verificación del peralte de la viga



Figura 110: Verificación las dimensiones de la cartela



Figura 111: Verificación del nivel horizontal de los encofrados. Fuente: Elaboración propia.

#### 3.6.1.4.4. VACIADO DEL CONCRETO

De acuerdo al diseño, la resistencia con la que se realizaron los cálculos es de  $210 \text{ kg/cm}^2$ , sin embargo la planta de concreto proporciona una resistencia con una desviación de 40 % teniendo como mínimo valor la resistencia requerida, lo que quiere decir que el concreto que obtengamos tendrá una resistencia mayor a la prevista.

Los agregados usados son piedra chancada y arena gruesa de una cantera ubicada en la localidad de Pariahuanca, el primero con un tamaño máximo nominal (T.M.N) de  $\frac{1}{2}$ ", el cual es recomendable para este tipo de elementos estructurales, mientras que el segundo (la arena

gruesa) presenta un módulo de fineza de 2.67, con estas características de los agregados se obtiene un diseño de mezcla con la dosificación en peso de 1: 3.2: 3.1.

Un factor a tener en cuenta en los resultados de la resistencia del concreto, es la incorporación del aditivo súper-plastificante SIKAPLAST 360 en una proporción de 1.82 kg/m<sup>3</sup>, obteniendo un concreto bastante fluido con un Slump mayor a 4", facilitando el vaciado y vibrado del concreto para la conformación de los especímenes.

En el gráfico siguiente se presenta la dosificación para 01 m<sup>3</sup> de concreto, realizado por un programa usado por la planta de concreto para la elaboración de sus diseños de mezclas.

Datos Generales		Cemento/Aditivos		Agregados		P.U.Concreto		Dosificación	
Dosificación en Pesos para Carguío:									
	1 m3	8	m3						
Cemento (Kg):	303.23	2,425.818							
Piedra (Kg):	965.38	7,723.046							
Arena (Kg):	932.07	7,456.576							
Agua (Kg):	143.41	1,147.313							
Sikaplast 360 (Kg):	1.82	14.555							
Euco WR75 (Kg):	0.00	0.000							
Airmix 200 (Kg):	0.00	0.000							
Euco DM (Kg):	0.00	0.000							
Acceleguard 80 (Kg):	0.00	0.000							
Peso Total (Kg/m3):	2,344.09	18,752.753							

Figura 112: Programa (DM Megaconcreto IC) para determinar la dosificación del concreto. Fuente: Empresa Megaconcreto S.A.C.

En el trascurso del vaciado de concreto para los especímenes se realiza un vibrado mecánico permanente con una varilla de 5/8" de diámetro para su compactación, eliminando vacíos que pudiesen haberse generado, cuidando de no llegar a la segregación del agregado grueso, además se realizaron 03 probetas cilíndricas para llevar el control de la resistencia del concreto. En todo este proceso del vaciado del concreto se verifica en todo momento que las dimensiones del encofrado no hayan variado y que la armadura de acero de refuerzo no se haya movido, cuidando que el recubrimiento entre el acero y encofrado sea el de diseño.

Una vez concluido el vaciado se procedió a darle el acabado correspondiente a la cara del espécimen que quedo libre.

**Materiales y herramientas:**

- ✓ Piedra chancada ½"
- ✓ Arena gruesa
- ✓ Cemento
- ✓ SikaPlast 360
- ✓ Agua
- ✓ Baldes
- ✓ Cilindros
- ✓ Palas
- ✓ Badilejo
- ✓ Frotacho
- ✓ Plancha pulir
- ✓ Moldes para probetas



*Figura 113: Vaciado del concreto de los especímenes. Fuente: Elaboración propia.*





Figura 114: Compactado (chuceo) del concreto de los especímenes  
Fuente: Elaboración propia.



Figura 115: Vaciado y compactado (chuceo) de la última capa del concreto de los especímenes. Fuente: Elaboración propia.



*Figura 116: Vaciado y compactado (chuceo) del concreto para la elaboración de probetas.*  
Fuente: Elaboración propia.



*Figura 117: Primer acabado de la superficie externa de los especímenes (regleado y frotchado). Fuente: Elaboración propia.*





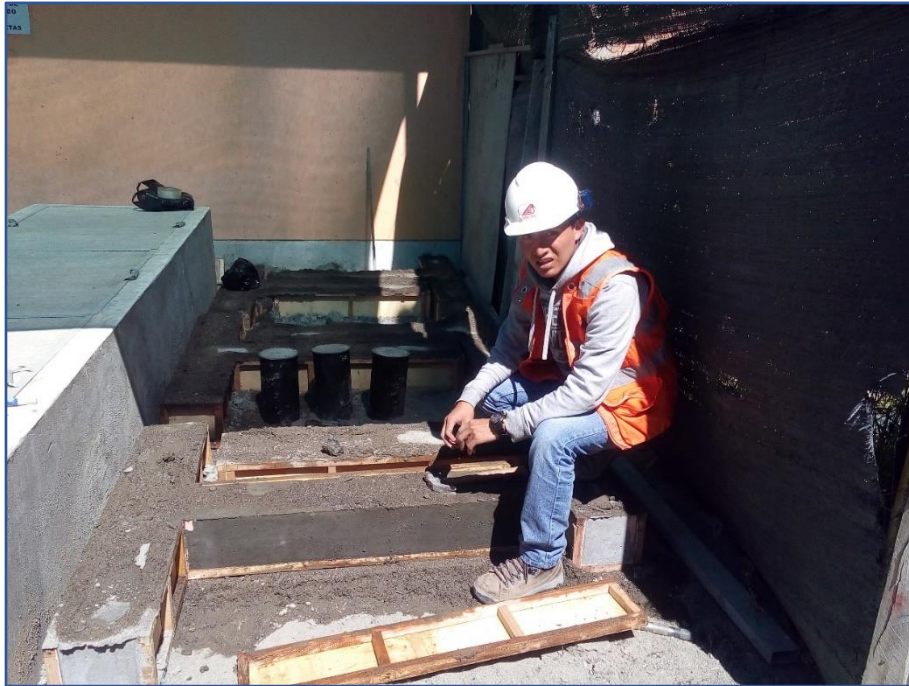
*Figura 118:* Acabado final de la superficie externa de los especímenes (semi-pulido).  
Fuente: Elaboración propia.

#### **3.6.1.4.5. DESENCOFRADO Y CURADO.**

Para asegurar que no se apliquen accidentalmente esfuerzos externos a los especímenes en el proceso de desencofrado antes del ensayo, el concreto fue curado por 07 días únicamente sobre la cara que quedó libre para que el concreto adquiriera una resistencia considerable, como se sabe a los 7 días de curado el concreto alcanzará entre el 60 y 70 % de su resistencia a la compresión, posterior a este tiempo se inició el desencofrado de los paneles que se encuentran en las caras laterales de los especímenes.

Debido a la dificultad de ser cubierto con agua completamente cada una de las muestras, se optó por curar con arena saturada de agua y cubrir con hules cada uno de los especímenes evitando en lo posible cualquier fuga. De la misma manera se hizo con las probetas cilíndricas que se realizaron en el proceso de vaciado del concreto, buscando que tenga las mismas condiciones de curado que los especímenes. Esto último es importante porque las resistencias del concreto varían según las condiciones de curado ya sean en obra o en laboratorio a inmersión completa, por lo tanto se debe procurar que estos sean curados en las mismas condiciones.

Finalmente después de los 28 días de curado, todos los especímenes y probetas cilíndricas son trasladados al laboratorio donde son ensayados.



*Figura 119:* Desencofrado de los especímenes después de 7 días de curado, para que adquiera resistencia suficiente. Fuente: Elaboración propia.



*Figura 120:* Especímenes totalmente desencofrados a los 28 días de curado en planta antes de ser trasladado al laboratorio. Fuente: Elaboración propia.

### 3.6.1.5. ENSAYO DE LOS ESPECÍMENES.

Culminado el proceso constructivo de los especímenes a los 28 días de curado previstos para alcanzar la resistencia de diseño, se desarrolla un protocolo o plan de ensayo para la realización de las pruebas de laboratorio de los mismos.

Este plan de ensayo contempla los aspectos a tener en cuenta para desarrollar la prueba de carga de los especímenes, abarcando desde la preparación de las mismas antes de ser ensayados hasta la evaluación posterior a esta prueba, además se especifican los equipos utilizados en el proceso y consideraciones tomadas para lograr un buen comportamiento del sistema de carga. Por tanto se plantea la siguiente estructura del plan de ensayo, cuyas partes comprenden todos los aspectos anteriormente mencionados.

01. Características del ensayo.
02. Prueba de carga.
03. Recolección de la información.

#### 3.6.1.5.1. CARACTERÍSTICAS DEL ENSAYO.

Es de importancia describir las características de cada prueba de laboratorio, debido a que siempre presentan diferencias, ya sea por los equipos usados, las condiciones de carga o las condiciones ambientales, siempre existen detalles que hacen particular a una prueba de otra. Estas características únicas de cada ensayo son de utilidad al momento de analizar la información obtenida de la prueba, debido a que podrían modificar o hacer variar los resultados. Por tal motivo detallamos las características que determinan a este ensayo.

#### A. EQUIPOS.

Los equipos utilizados en los ensayos para la aplicación de carga son de operación mecánica mientras que los de lectura son de tipo analógico y digital, con una precisión aceptable para este tipo de pruebas, en base a estas características determinamos el alcance de la prueba de laboratorio y las facilidades para la obtención de la información, para nuestro caso estos establecen el sistema de aplicación de carga y además el plan de toma de datos.

Los equipos usados en la presente investigación se describe a continuación:

- ✓ Pórtico de carga.
- ✓ Actuador hidráulico de 50 Tn en tensión y 150 Tn en compresión.
- ✓ 01 Manómetro de lectura digital con 01 Psi de precisión.



- ✓ 02 Deformímetros analógicos de 0.01 mm de precisión.
- ✓ 01 Vernier de lectura digital de 0.01 mm de precisión.
- ✓ 06 Cámaras digitales.
- ✓ 05 bases magnéticas con sujetadores.

## B. SISTEMA DE APLICACIÓN DE CARGA.

La aplicación de carga se realiza mediante un actuador hidráulico que se encuentra fijado al pórtico de carga de manera que el vástago del actuador haga contacto con el extremo de la viga y con el propósito de obtener las condiciones reales para la prueba, los especímenes son ensayados aplicando la carga de forma vertical sobre el extremo de la viga, los apoyos horizontales sobre la columna están ubicados de acuerdo al diseño justo en los puntos de inflexión de este elemento, y para tener mejor comportamiento de carga puntual se usan como apoyos barras circulares de acero de 2 pulgadas de diámetro, asimismo el apoyo vertical donde descansa la columna es también de este tipo, donde se utilizó una varilla lisa de acero de  $\frac{1}{2}$  pulgada sobre su eje, como modelo de un apoyo puntual.

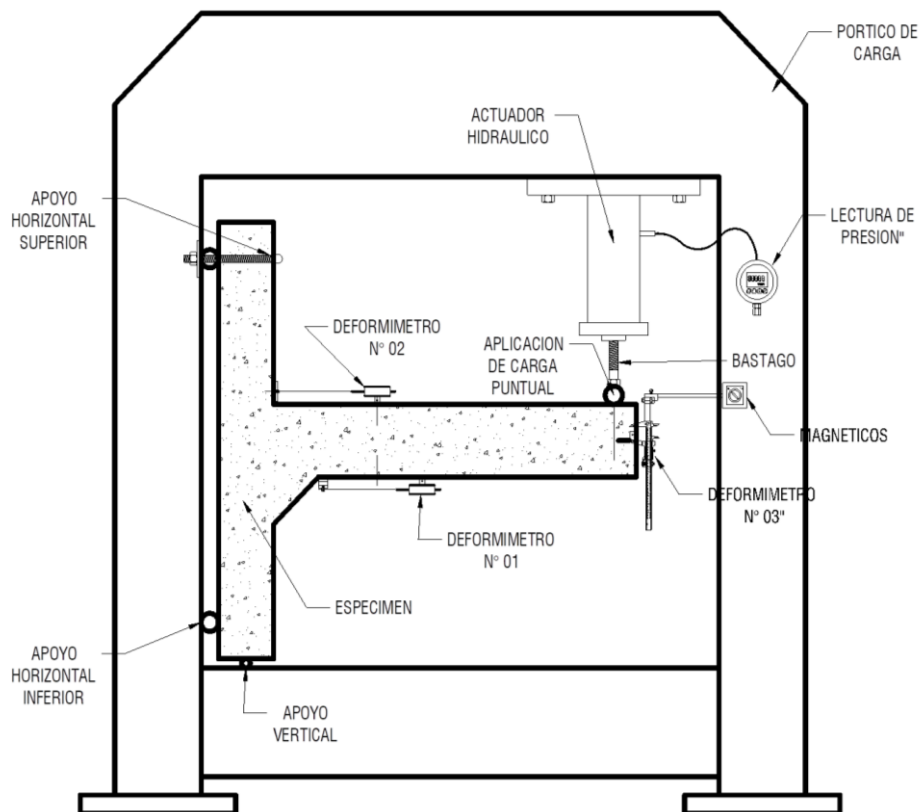


Figura 121: Sistema de carga. Fuente: Elaboración propia.

### **C. TIPO DE CARGA.**

Por las características del actuador hidráulico, se aplica al espécimen un tipo de carga monótonica, en el que la carga va aumentando de cero hasta la falla del elemento sin producirse descargas, además la carga es aplicado puntualmente sobre la viga a una distancia de 0.985 metros medido desde la cara de la columna, para ello se prevé accesorios tipo rodillo para modelar este tipo de aplicación.

### **D. VELOCIDAD DE CARGA Y DURACIÓN DEL ENSAYO.**

La velocidad de carga que se pretende aplicar a un modelo de prueba, debería variar de acuerdo a sus características geométricas y mecánicas, cuyo valor debe ser constante y controlado ya sea por carga o deformación.

En vista que el actuador hidráulico funciona mediante presión de un fluido incompresible, si aplicamos presión mediante un bombeo constante el desplazamiento del vástago será también constante, por lo tanto para los ensayos de esta investigación la velocidad de carga aplicada a los modelos de prueba, será controlando la velocidad de deformación.

Para el modelo del espécimen cuyas características geométricas y mecánicas son conocidas se estima una velocidad de carga de 8 kg/seg o expresado en deformación de 0.40 mm/seg para un apropiado comportamiento estructural, con un tiempo de duración de 04 minutos aproximadamente cada ensayo.

#### **3.6.1.5.2. PROCEDIMIENTO DE ENSAYO**

Comprende desde la preparación de los especímenes antes de ser sometidos a la prueba de carga hasta su desmontaje, deben indicarse estos pasos para evitar improvisar al momento de la prueba de carga, debido a que en este paso y por el poco tiempo de duración en la que se desarrolla el ensayo no habrá opción a una rectificación, en el caso que estuviese fallando el sistema de carga o haga falta de algún aspecto que no se haya tomado en cuenta, estas no podrán corregirse.

#### **A. PREPARACIÓN Y MONTAJE**

Debido a la difícil manipulación del espécimen por su gran peso y geometría, es preciso instalar equipos (tecles y poleas) que ayuden realizar el montaje del mismo, cuidando de no concentrar cargas en un solo punto a fin de aplicar esfuerzos no deseados antes de la prueba de carga.



Asimismo, para tener una mejor visualización de las fisuras y grietas que se generan en el proceso de la prueba de carga se optó por pintar las paredes laterales del espécimen con pintura látex blanco, de esta manera se podrán apreciar mejor los daños además de su desarrollo en el tiempo.

Se deben verificar antes del ensayo que los componentes del sistema de carga como son los apoyos y el punto de aplicación de carga estén haciendo contacto con el espécimen, a fin de no registrar valores erróneos en la deflexión y la carga aplicada. Esta verificación se debe realizar cuidando que se someta a pre-esfuerzos al espécimen, es por eso que los apoyos son graduables fabricados especialmente para este caso.

En esta etapa se realizan los ensayos de resistencia a la compresión de las probetas cilíndricas de concreto tomadas en el proceso constructivo de los especímenes, con la finalidad de tener un control de calidad del concreto y conocer la resistencia real del concreto en los especímenes.



Figura 122: Montaje de especímenes e instalación de equipos de medida para la prueba de carga. Fuente: Elaboración propia.



Figura 123: Instalación de cámaras fotográficas para el registro de las lecturas en la prueba de carga. Fuente: Elaboración propia.

## B. PRUEBA DE CARGA

Consiste en la aplicación de carga vertical al extremo de la viga del espécimen, hasta llegar a la falla del elemento, durante este proceso se registra la información de las deformaciones en diferentes puntos del espécimen que servirán para la interpretación de los resultados.

La aplicación de la carga se realiza mediante un actuador hidráulico que está conectado a una bomba que le proporciona la presión al embolo, la bomba es accionada mecánicamente por una persona, aquí la razón por la que no puede ser controlado de forma exacta la velocidad de deformación del actuador.

Si bien es cierto se instalaron cámaras digitales para registrar el desarrollo de la prueba de carga, sin embargo se debe observar in situ la progresión de las fisuras y grietas, debido a que este es un factor muy importante para la determinación del tipo de falla que se genera en el espécimen.

En este proceso se debe mencionar el progreso de la carga o presión aplicada al espécimen a cada cierto valor (20 Psi por ejemplo), además se debe conocer la capacidad aproximada del espécimen a la cual se producirá su falla, para de esta manera ir contrastando el proceso de aplicación de la carga con los daños que presenta el espécimen.





Figura 124: Vista frontal del ensayo del espécimen N° 03 Sección crítica formada en la cara de la columna. Fuente: Elaboración propia.



Figura 125: Vista posterior del ensayo del espécimen N° 04 Sección crítica formada al final de la cartela. Fuente: Elaboración propia.



Figura 126: Vista general del ensayo del espécimen N° 06 Sección crítica formada al final de la cartela. Fuente: Elaboración propia.

### C. ANÁLISIS Y DESMONTAJE

Culminado la prueba de carga, se realiza el registro fotográfico del estado final del espécimen ensayado, de inmediato se libera la presión del actuador hidráulico y elevamos el vástago para poder realizar el desmontaje del espécimen.

Con el espécimen fuera del pórtico de carga se descubre el recubrimiento de concreto para realizar el análisis del comportamiento que tuvo el acero de refuerzo en la unión viga columna, este procedimiento se realiza principalmente en los especímenes que no presentan cartela, con la finalidad de verificar la existencia de la falla por anclaje.



Figura 127: Desmontaje del espécimen N°06. Fuente: Elaboración propia.





Figura 128: Inspección del acero de refuerzo en los nudos de los especímenes N° 01 y N°02.  
Fuente: Elaboración propia.



Figura 129: Registro y medición del aplastamiento del concreto interior al gancho estándar.  
Fuente: Elaboración propia.

### 3.6.1.5.3. RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN

La información que es posible extraer y cuantificar del ensayo será procesada posteriormente en gabinete, sin embargo la obtención de esta información debe realizarse bajo un procedimiento que precise y obtenga los datos de acuerdo al objetivo de la investigación, priorizando la evolución de los daños estructurales y las deformaciones de la unión viga-columna del espécimen en el proceso de ensayo.



Se plantea la siguiente secuencia para la obtención de datos del ensayo de laboratorio del espécimen viga-columna.

- A. Dimensiones reales de los especímenes.
- B. Ubicación de la carga y apoyos
- C. Registro de la carga y deformaciones
- D. Registro fotográfico post-ensayo.

#### A. DIMENSIONES REALES DE LOS ESPECÍMENES.

La verificación de las dimensiones geométricas de los encofrados de los especímenes fueron realizadas antes y durante el vaciado de concreto, sin embargo los especímenes presentan pequeñas variaciones que no son posibles controlarlos durante su proceso constructivo, pero que son pequeñas y aceptables para este tipo de estructuras.

En la Tabla 14 se muestran las medidas reales de los elementos del espécimen, estas fueron tomadas muy cerca a las secciones críticas, lo que quiere decir cercanos al nudo.

Tabla 14: Dimensiones reales del espécimen

MUESTRA	VIGA		COLUMNA		CARTELA	
	PERALTE [ h ] (mm)	BASE [ bw ] (mm)	LARGO [ hc ] (mm)	ANCHO [ bc ] (mm)	BASE [ Lhc ] (mm)	ALTO [ Lvc ] (mm)
ESP-01	201.0	159.0	160.0	161.0	--	--
ESP-02	200.0	161.0	160.0	162.0	--	--
ESP-03	200.0	160.0	161.0	160.0	--	--
ESP-04	201.0	160.0	161.0	160.0	131.0	130.0
ESP-05	202.0	161.0	160.0	162.0	132.0	133.0
ESP-06	199.0	160.0	161.0	160.0	132.0	131.0

Fuente: Elaboración propia

#### B. UBICACIÓN DE LOS PUNTOS DE CARGA Y APOYOS.

En el diseño de los elementos ya está contemplado la ubicación del actuador sobre el espécimen y también la ubicación de los apoyos sobre el marco rígido tal como se muestra en la Figura 130.

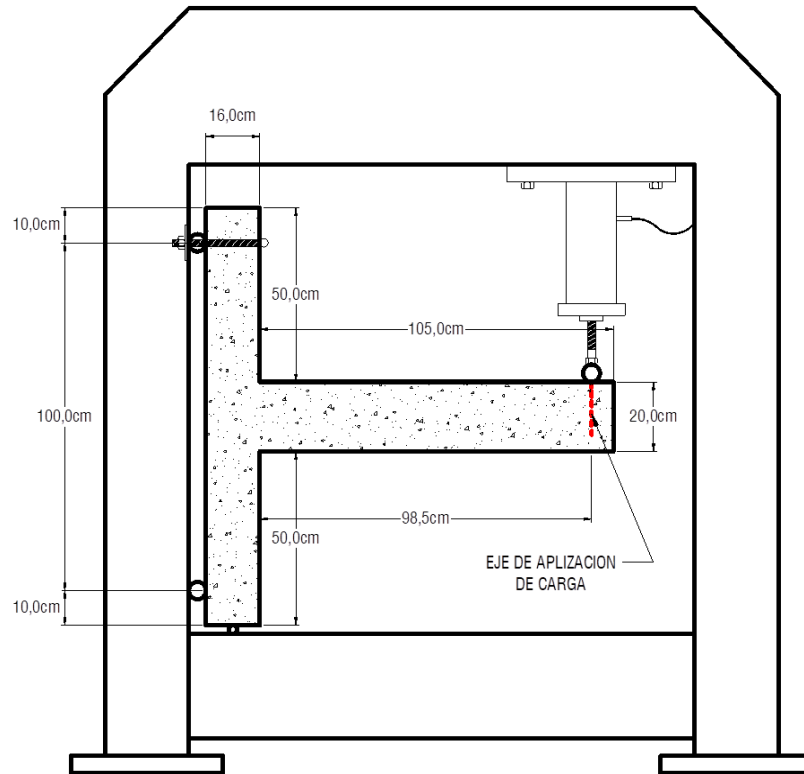


Figura 130: Ubicación de apoyos y eje de aplicación de carga.  
Fuente: Elaboración Propia.

Estaba previsto que el actuador hidráulico se apoye sobre la viga a una distancia de 1.00 metro de longitud medido desde la cara de la columna, sin embargo al constatar esta medida en todos los ensayos hubo una variación de 1.5 centímetros quedando con una medida final de 98.5 centímetros, esta medida se encuentra como dato en la hoja de reporte de datos de cada espécimen.

Los apoyos horizontales están separados una distancia de 1.00 m, en el proceso de montaje del espécimen se cuidó que barras circulares estén separados este valor entre sus ejes, de igual manera con el apoyo vertical se verificó que la varilla de acero se encuentre en el eje de la columna.

### C. REGISTRO DE LA CARGA Y DEFORMACIONES

La lectura de la carga aplicada al espécimen se realiza con el manómetro digital y otro analógico para corroborar que sean las mismas cantidades, si bien es cierto la lectura tomada cuantifica las presiones que llegan en el actuador hidráulico, este es convertido a carga en el procesamiento de la información.

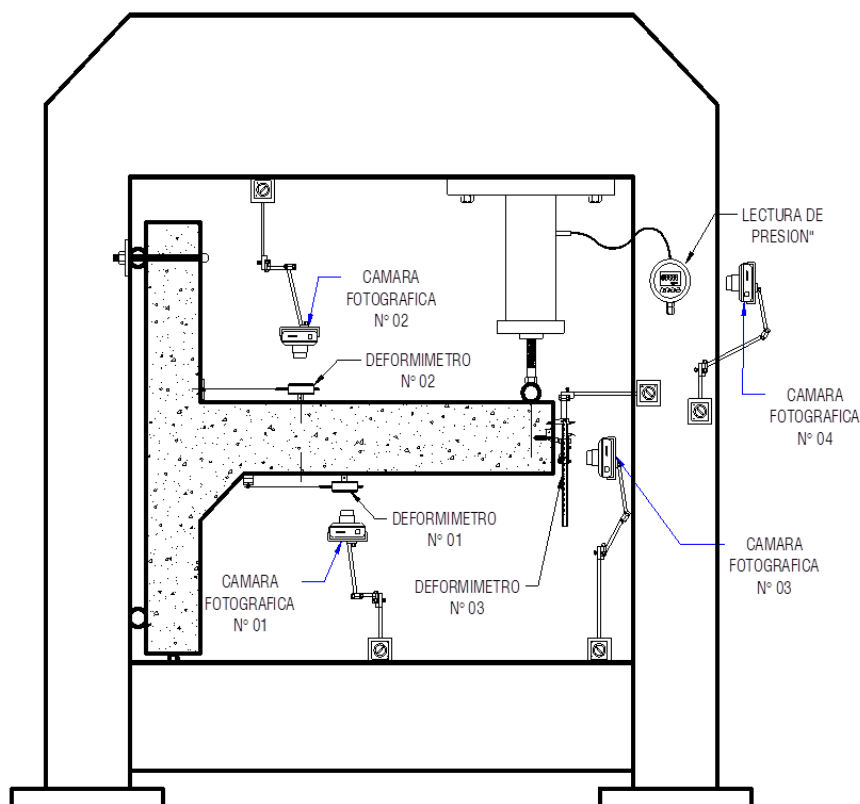


Figura 131: Ubicación Cámaras fotográficas de Registro. Fuente: Elaboración Propia.

Se toman 03 medidas de las deformaciones en distintos puntos del espécimen, se usan 02 deformímetros analógicos y un vernier de lectura digital de 0.01 mm de precisión. Uno de las deformaciones tomadas fue en la cara inferior de la viga, correspondiente a la compresión de la fibra extrema del concreto, la segunda deformación tomada fue la cara superior de la viga correspondiente a la elongación del acero de refuerzo, y por último y más importante se tomó la medida de la deflexión en el brazo extremo de la viga, este último se realiza haciendo uso del vernier de lectura digital.

El registro de estas 04 lecturas se realizó con cámaras de video ubicadas estratégicamente para captar sus lecturas, tal como se muestra en la Fig. 131, además se instalaron 02 cámaras fotográficas adicionales pero para los 2 últimos ensayos únicamente, para registrar con uno de ellos, el progreso de los daños en el nudo a medida que se aplica la carga y mientras que la otra cámara fotográfica registra del experimento en general.

#### **D. REGISTRO FOTOGRÁFICO POST-ENSAYO.**

Una vez culminado el ensayo se registra el daño que exhiben los especímenes exteriormente, para realizar las comparaciones de acuerdo al objetivo de la tesis e indagar sobre sus posibles fallas y sus causas. En los especímenes sin cartela se realiza un desmembramiento del recubrimiento de concreto como se indicó para investigar el interior del anclaje del refuerzo y registrar el daño que se produjo en esta área.

#### **3.6.2. PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN.**

La información obtenida del ensayo de los especímenes son procesados de manera que puedan manifestar o expresar los datos que se buscan de la prueba como son la carga y deformaciones para poder ser analizados e interpretados más adelante, y en base a estos obtener resultados que nos permita abordar el objetivo de la investigación.

##### **3.6.2.1. PRESENTACIÓN DE DATOS**

La información del ensayo de los 06 especímenes, como se hizo referencia en el procedimiento de la prueba de carga, se encuentra registrado en fotografías y videos, estos son procesados y presentados en una hoja de "Reporte de datos", elaborado para el ensayo o prueba de carga de cada espécimen, en este reporte se presentan todos los datos correspondientes al proceso del ensayo, se presentan aquí: el tiempo de duración de la prueba de carga, las propiedades mecánicas del espécimen que se considera para su nuevo cálculo, las especificaciones de los equipos de medición utilizados y las medidas entre apoyos del sistema de carga. Toda esta información se encuentra estructurada como se indica en el siguiente ítem.

##### **3.6.2.2. PROCESAMIENTO DATOS.**

En el proceso de ensayo se tomaron en video 04 lecturas de diferentes medidas, tres de estos corresponden al registro de deformaciones, y la última lectura corresponde a la presión aplicada al actuador hidráulico. Estas lecturas son convertidas a información cuantificada, para tal fin se requiere analizar los videos de manera que se encuentren sincronizados para permitir tomar la información en el mismo instante, este proceso se realizó con la ayuda de un software de edición de videos SONNY VEGAS PRO, programa que permite trabajar los videos con una precisión de 0.033 segundos.

En la hoja de “Reporte de datos” se muestra un cuadro general que presenta una estructura donde las columnas ubicadas en el lado izquierdo muestran la información de las deformaciones, flexión y carga tal como fueron obtenidos de los videos sin ninguna conversión realizada, y en el margen derecho las columnas muestran la información ya procesada, en el caso de la presión convertida a carga aplicada al espécimen en kilogramos y las deformaciones y flexión en milímetros. Los datos que se obtienen de los videos son tomados a cada 02 segundos y a medida que el ensayo se desarrolla este periodo también aumenta, tomándose la lectura a cada 04 segundos justo en los tramos donde son constantes los valores de la carga.

Todos los reportes de datos de cada uno de los ensayos realizados, se presentan en el Apéndice A de esta investigación.

### **3.6.3. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LA INFORMACIÓN.**

El análisis e interpretación que se realiza del ensayo está orientado a la evaluación de la longitud de anclaje del acero de refuerzo en las uniones viga-columna, por lo tanto como se indicó en la etapa de diseño es necesario conocer la capacidad de los elementos del espécimen para poder contrastar con la información obtenida de la pruebas en laboratorio, por este motivo se profundiza la investigación sobre las resistencias y las fallas que estos elementos presentan, ya que en base a estos parámetros se podrá evaluar la eficiencia de la cartela en el anclaje del refuerzo en el nudo.

El desarrollo de un diseño inicial de los elementos estructurales del espécimen así como el cálculo de su resistencia esperada que se presenta en el diseño de los especímenes, deben ser replanteados o recalculados a partir de los resultados obtenidos de los ensayos experimentales de las probetas, dado que estos difieren de los valores de diseño. Es necesario hacer este paso porque como se puede apreciar en estos cálculos, los momentos resistentes de fluencia de la viga y los momentos últimos muestran valores muy cercanos, por tratarse de un espécimen con dimensiones reducidas, las cargas que son aplicadas también son pequeñas comparadas con las capacidad del actuador hidráulico, por lo tanto si no se realiza este nuevo cálculo posiblemente la comparación de los valores obtenidos de los ensayos con los teóricos presenten una variación amplia no pudiéndose distinguir estos valores, dicho de otra manera no podrán ser contrastados adecuadamente.



### 3.6.3.1. REPLANTEO DE LA RESISTENCIA ESPERADA.

Los materiales usados para las construcciones de concreto reforzado están fabricados teniendo en cuenta un coeficiente o factor de seguridad que es el cociente entre la resistencia real sobre una resistencia esperada o de diseño, para asegurar que la estructura cumpla con los requerimientos del diseño este factor es generalmente mayor a 01, por lo tanto los valores de las resistencias del concreto y el acero de refuerzo utilizados para la construcción del espécimen, presentan un valor mayor al de diseño, este valor debe ser determinado por los ensayos de las muestras o probetas extraídos de estos elementos. En el caso del concreto se extrajeron 03 probetas cilíndricas del vaciado de los especímenes y fueron curados en las mismas condiciones que estas, por tanto se tendrá un valor muy próximo a la resistencia real del concreto de los especímenes al ensayar estas probetas con el ensayo de resistencia a la compresión.

Tabla 15: Valores del ensayo a compresión del concreto.

N° Ensayo	f <sub>c</sub>		Fecha Moldeo	Fecha Rotura	Edad Días	Diámetro (cm)	Resistencia Alcanzada			% fcd/fc	Tipo de fractura
	Requerido kgf/cm <sup>2</sup>	Cod. N° Laboratorio					KN	Kgf/cm <sup>2</sup>	Mpa		
7944	210	1210N67F-BT	02-jun	26-jul	54	15	632.17	364.89	35.78	173.8	columnar
7945	210	1210N67F-BT	02-jun	26-jul	54	15	637.18	362.01	35.5	172.4	columnar
7946	210	1210N67F-BT	02-jun	26-jul	54	15	667.56	385.32	37.79	183.5	columnar

Fuente: Informe Megaconcreto.

Resistencia Promedio:

$$f'c \text{ promedio} = \frac{364.89+362.01+385.32}{3.00}$$

$$f'c \text{ promedio} = 370.7 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f'c \text{ promedio} = 370 \text{ kgf/cm}^2 ; \text{ tomamos este valor para los cálculos}$$

En el caso del acero de refuerzo no se cuenta con equipos necesarios para realizar los ensayos para este tipo de elementos, entonces para determinar el valor real de su resistencia a la fluencia, se usan como referencia resultados de investigaciones donde se realizan ensayos a tracción de barras corrugadas, estas a su vez son contrastadas con información bibliográfica

En la Fig. 132 se presentan los valores del ensayo a tracción de una varilla de acero de ½” de diámetro de una investigación en la Universidad industrial de Santander de Colombia.

Según estos valores, el acero de refuerzo presenta una resistencia mínima de fluencia de 65961 Psi, equivalente a 4637.52 kgf/cm<sup>2</sup> muy por encima del 4200 kg/cm<sup>2</sup> que normalmente acostumbramos usar en el diseño.

		ESPECIMEN 1		ESPECIMEN 2	
		N	E	N	E
DIAMETRO	mm	12,7	12,44		
AREA	cm <sup>2</sup>	1,29	1,215		
MASA LINEAL	kg/m	0,994	0,923		
PERIMETRO	mm	39,9	39,1		
ALTURA PROMEDIO RESALTES	mm	0,51	0,6		
SEPRACION PROMEDIO RESALTES	mm	4,9	5,3		

PROPIEDADES MECANICAS					
		ESPECIMEN 1		ESPECIMEN 2	
		N	E	N	E
ESFUERZO MINIMO DE TRACCION	KN	71	75		
	P.S.I	80000	89947		
ESFUERZO MINIMO DE FLUENCIA	KN	53	55		
	P.S.I	60000	65961		
ESFUERZO MAXIMO DE FLUENCIA	KN	69	64,5		
	P.S.I	78000	77354		
ESFUERZO DE ROTURA	KN	N.A	74,8		
ELONGACION	%	14	16,3		
DOBLES	180°	N.A		N.A	

E: VALORES EQUIVALENTES ESPECIMEN      N: VALORES NOMINALES NORMA      N.A: NO APLICA

Figura 132: Resultados de ensayo a tracción.  
Fuente: Sánchez J. 2010, p. 111.

Asimismo la Fig. 133 presenta los resultados del ensayo a tracción de una varilla de ½” de diámetro de una investigación en la Universidad Nacional de Cajamarca, donde compara el desempeño de las soldaduras en varillas corrugadas A615 y A715 de la marca SIDERPERU, en este proceso también realizan el ensayo a tracción de varillas sin ningún tipo de soldadura, y es este valor que se tomará como referencia.

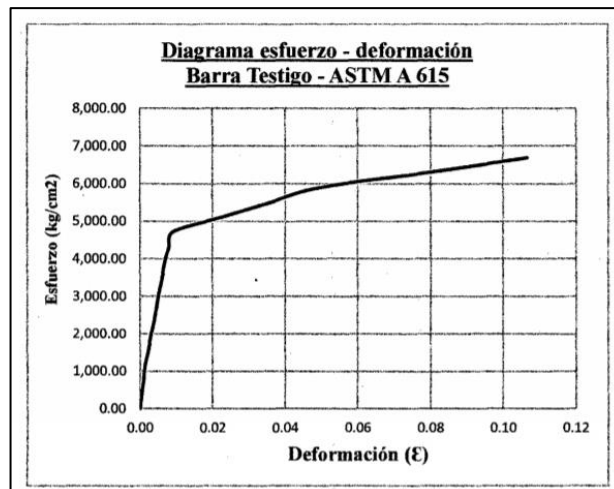


Figura 133: Diagrama esfuerzo-deformación de barra ASTM A615 sin soldadura de ½”  
Fuente: Díaz C., 2014, p. 80.

De acuerdo al diagrama el inicio del esfuerzo de fluencia del refuerzo se encuentra aproximadamente en los 4750 kg/cm<sup>2</sup>, también muy por encima de los 4200 kg/cm<sup>2</sup>. Finalmente se presenta un gráfico en la Fig. 134 que muestra la densidad de la probabilidad versus resistencias de fluencia real alcanzados al ensayar un gran número de muestras.

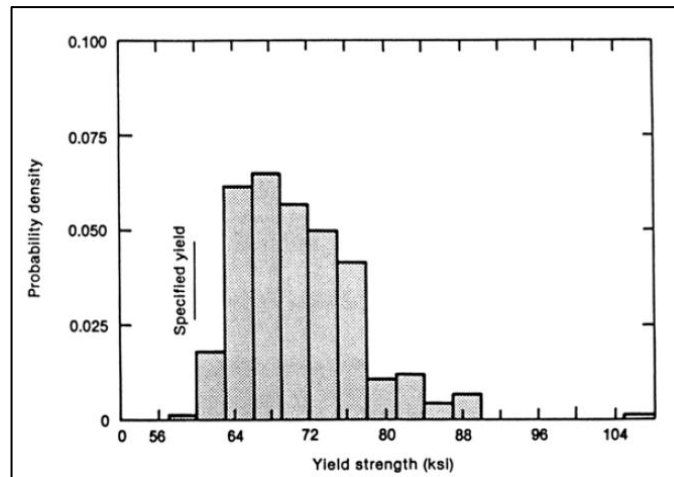


Figura 134: Distribución de los esfuerzos de fluencia medidos en ensayos de tracción de Aceros Grado 60. Fuente: Otazzi P.2006, p. 60.

En el grafico es evidente que existe una resistencia con mayor probabilidad de ocurrencia aproximadamente del 65 %, por tanto la resistencia mínima de fluencia se encuentra entre los 64 y 72 ksi.

Esfuerzo con mayor Probabilidad:

$$f_y \text{ promedio} = \frac{72+64}{2} = 68 \text{ Ksi}$$

$$f_y \text{ promedio} = 4781 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y \text{ promedio} = 4700 \text{ kgf/cm}^2 ; \text{ tomamos este valor para los cálculos}$$

Con estos valores se replantea el cálculo de la resistencia esperada de los elementos del espécimen principalmente de la viga, dado que los momentos de comparación son de este elemento.

### 3.6.3.1.1. REPLANTEO DEL DISEÑO UNIONES EXTERIORES VIGA-COLUMNNA (CONCRETO ARMADO-NORMA E.060)

Datos:

$$f_c = 370 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4700 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b_w = 160 \text{ mm} \text{ ,(Ancho de la viga)}$$

$$h = 200 \text{ mm} \text{ ,(Peralte de la viga)}$$

$$L_{cu} = 1000 \text{ mm} \text{ ,(altura entre puntos de inflexión de la columna)}$$

$$\gamma_a = 2300 \text{ kg/m}^3 \text{ ,(Peso esp. Concreto simple)}$$

$$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3 \text{ ,(Peso esp. del concreto Reforzado)}$$

$$d_b = 9.5 \text{ mm} \text{ ,(Diámetro de acero de la viga-tomar el mayor)}$$

$r$	=	20	mm	,(recubrimiento)
$\phi_{estr}$	=	6	mm	,(Diámetro de estribos)
$A_s(-)$	=	142	mm <sup>2</sup>	,(acero superior en vigas)
$A_s(+)$	=	142	mm <sup>2</sup>	,(acero inferior en vigas)
$bc$	=	160	mm	,(Ancho de la columna)
$hc$	=	160	mm	,(Peralte de la columna)
$P_u$	=	0	N	,(Carga en la columna)

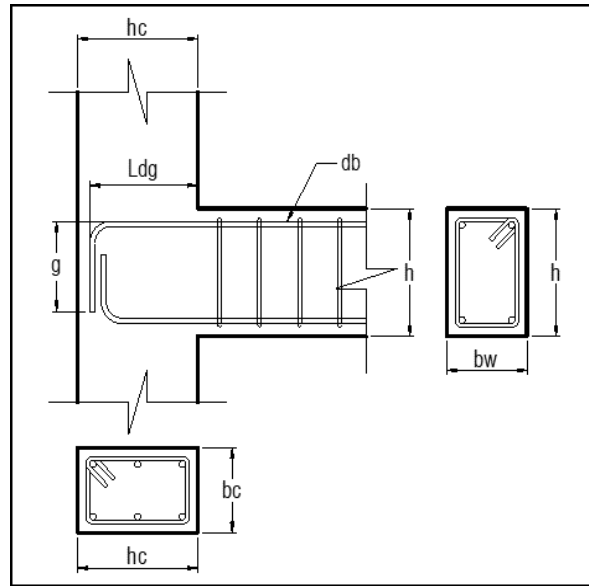


Figura 135: Unión Viga Columna. Fuente: Elaboración Propia.

#### A.12.5.2 DESARROLLO DE GANCHOS ESTANDAR EN TRACCIÓN

$$L_{dg} = \frac{(0.24 \cdot \Psi_e \cdot \lambda \cdot f_y)}{(f_c)^{0.5}} \cdot d_b \geq \begin{cases} 8d_b \\ 150\text{mm} \end{cases}$$

- $\Psi_e = 1.0$  , Barras sin tratamiento superficial  
 $\Psi_e = 1.2$  , Barras con tratamiento superficial epoxico  
 $\Psi_e = 1.5$  , Barras con tratamiento superficial epoxico y recubrimiento menor a 3db

- $\lambda = 1.0$  , Concreto de peso normal  
 $\lambda = 1.3$  , Concreto liviano

Reemplazando tenemos:

$$L_{dg} = \frac{(0.24 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 4700)}{(370)^{0.5}} \cdot 9.5$$

$$L_{dg} = 176.17 \text{ mm} \geq \begin{cases} 76 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$$

$$L_{dg} = 180 \text{ mm}$$

#### A.21.6.1 DIMENSIÓN MENOR DE LA SECCIÓN TRASVERSAL DE UNA COLUMNA

$$h_c, b_c \geq 250 \text{ mm}$$

Por geometría:

$$h_c = L_d + d_{\text{bestrib.}} + \text{recub.}$$

$$h_c = 180 + 6 + 20$$

$$h_c = 206 \text{ mm} \geq 250 \text{ mm}$$

#### A.7.1.2 GANCHOS ESTANTAR

Para un dobles de 90°

$$\text{Gancho estándar} = 12d_b$$

#### A.7.2.1 DIÁMETRO MÍNIMO DE DOBLADO

Para barras entre 1/4" y 1"

$$\text{Diámetro doblado} = 6d_b$$

Reemplazando tenemos:

$$g = 12d_b + (\text{diámetro doblado}/2) + d_b$$

$$g = 12d_b + 3d_b + d_b$$

$$g = 16d_b$$

$$g = 152 \text{ mm}$$

#### A.21.7.2.1 ESFUERZOS EN LOS ACEROS DE REFUERZO DEL NUDO

$$f_s = 1.25f_y$$

CALCULO DEL MOMENTO Y CORTANTE:

$$M_u = A_s \cdot (1.25 \cdot f_y) \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$V_u = (1.25 \cdot f_y) \cdot A_s - V_{\text{col}} ; \text{ donde } V_{\text{col}} = (M_u / L_{\text{cu}})$$

$$V_u = (1.25 \cdot f_y) \cdot A_s - (M_u / l_{\text{cu}})$$

Calculo de "a" y "d":

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_w} ; d = h - \left( r + \frac{d_b}{2} + \phi_{\text{estr}} \right)$$

$$d = 169 \text{ mm}$$

$$a = \frac{142 \cdot 4700}{0.85 \cdot 370 \cdot 160} = 13 \text{ mm}$$

Reemplazando tenemos:

$$M_u = 142 \cdot (1.25 \cdot 470) \cdot (169.25 - 13/2)$$

$$M_u = 13577418.8 \text{ N.mm}$$

$$M_u = 1357.7 \text{ kg.m} = 1.4 \text{ Tn.m}$$



$$\begin{aligned}
V_u &= (1.25 \cdot 470) \cdot 142 - (13577418.75/1000) \\
V_u &= 69847.6 \text{ N} \\
V_u &= 6984.8 \text{ kg} = 7.0 \text{ Tn}
\end{aligned}$$

#### A.21.7.4. RESISTENCIA AL CORTANTE DE NUDOS

Para nudos confinados en tres caras o en dos caras opuestas:

$$V_n = 1.20 \cdot (f_c^{0.5}) \cdot A_j \quad ; \quad A_j = b_j \cdot h_j \text{ tomando } h_j = h_c$$

, la viga llega a una columna mas delgada por tanto:

$$\begin{aligned}
b_j &= b_c \\
b_j &= 160 \text{ mm} \\
A_j &= 160 \cdot 160 = 25600 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Reemplazando tenemos:

$$\begin{aligned}
V_n &= 1.20 \cdot (37^{0.5}) \cdot 25600 \\
V_n &= 186862.5 \text{ N} \\
&= 18686.2 \text{ kg} = 18.7 \text{ Tn}
\end{aligned}$$

#### A.11.1. RESISTENCIA AL CORTANTE DEL NUDO:

$$\begin{aligned}
\phi V_n &\geq V_u \quad ; \text{ donde } \phi = 0.85 \\
15.9 \text{ Tn} &\geq 7.0 \text{ Tn} \quad \dots\dots\dots \text{ok}
\end{aligned}$$

#### A.11.2.1.2 CORTANTE RESISTIDO POR EL CONCRETO

$$\begin{aligned}
V_c &= 0.17 \cdot \left( 1 + \frac{P_u}{14 \cdot A_g} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \\
V_c &= 0.17 \cdot \left( 1 + \frac{0.0}{14 \cdot (160 \cdot 160)} \right) \cdot 1.0 \cdot \sqrt{37} \cdot 160 \cdot 129.25 \\
V_c &= 21384.6 \text{ N} \\
&= 2138.5 \text{ kg} = 2.1 \text{ Tn}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A.11.1.1 \quad V_n &= V_c + V_s \\
V_n &= V_u / \phi
\end{aligned}$$

Por lo tanto:

$$\begin{aligned}
V_s &= V_u / \phi - V_c \\
V_s &= (69847.6 / 0.85) - 21384.6 \\
V_s &= 60789.1 \text{ N} \\
&= 6078.9 \text{ kg} = 6.1 \text{ Tn}
\end{aligned}$$

#### A.11.4.7.2

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S} \quad ; \text{ donde } A_v : \text{ área del refuerzo a cortante}$$

Usando estribos 1/4"

$$S = \frac{(2 \cdot 28.3) \cdot 470 \cdot 169.25}{60789.1} = 73.9986 \text{ mm}$$

tomamos:  $S = 50 \text{ mm}$

A.7.10.5.2 Estribos en elementos sometidos a compresión:

$$S \leq \begin{cases} 16*db & = 152 \\ 48\phi_{estr} & = 288 \\ \min(hc, bc) & = 160 \end{cases}$$

Evaluamos

$$50 \leq 288 \dots\dots\dots ok$$

A.21.6.4.4b

$$A_{sh} \geq \frac{0.3*S*bc*f_c}{f_yt} * \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \geq 0.09 * \frac{S*bc*f_c}{f_yt}$$

Donde:

$$\begin{aligned} A_{ch} &= (hc-2r)*(bc-2r) \\ A_{ch} &= (160-2*20)*(160-2*20) = 14400 \text{ mm}^2 \\ A_g &= (hc)*(bc) \\ A_g &= 160*160 = 25600 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Reemplazando

$$A_{sh} \geq \frac{0.3*S*160*37}{470} * \left( \frac{25600}{14400} - 1 \right) \geq 0.09 * \frac{S*160*37}{470}$$

Usando estribos: 1/4":  $A_{sh} = 2*28.27 = 56.5 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} S_1 &= 19.2378 \\ S_2 &= 49.8758 \end{aligned}$$

Por tanto:

$$S = 15.0 \text{ mm}$$

ESTRIBOS EN LA COLUMNA

A.21.6.4.4 longitud de confinamiento en una columna:

$$L_o \geq \begin{cases} L_n/6 & = 140 \\ \max(hc, b) & = 160 \\ 500\text{mm} & = 500 \end{cases}$$

$$L_o = 500.00 \text{ mm}$$

A.21.4.3 Estribos en elementos sometidos a compresión:

$$S_o \leq \begin{cases} \min(hc, bc)/4 & = 40 \\ 6db & = 57 \\ 100+(350-hx)/3 & = 100 \text{ ; } hx \leq 350\text{mm} \\ 100\text{mm} & = 100 \end{cases}$$

$$S_o = 40 \text{ mm}$$

### 3.6.3.1.2. REPLANTEO DEL DISEÑO A FLEXIÓN DE LA VIGA

Al igual que en el diseño inicial, analizaremos la respuesta de una viga de las mismas propiedades que los especímenes, haciendo uso del código ACI318-14 y RNE E.060 y el diagrama de Hognestad o Kent - Park que es un diagrama de esfuerzos de compresión del concreto que más se asemeja a la realidad.

#### MATERIALES

Peso Específico del Concreto

$$\gamma_a = 2300 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$$

Resistencias del concreto y el acero de refuerzo

$$f_c = 370 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4700 \text{ Kg/cm}^2$$

Diámetros del acero long., estribos y recubrimiento

$$d_b = 9.5 \text{ mm}$$

$$\phi_{\text{estr}} = 6 \text{ mm}$$

$$r = 20 \text{ mm}$$

#### PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

$$b_w = 160 \text{ mm}$$

$$h = 200 \text{ mm}$$

$$A_s(-) = 142 \text{ mm}^2$$

$$A_s(+) = 142 \text{ mm}^2$$

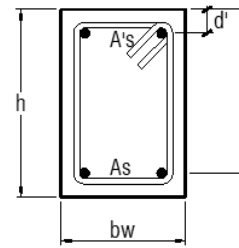


Figura 136: Sección de viga.

Fuente: Elaboración Propia

#### I. DISEÑO SEGÚN EL CÓDIGO ACI Y RNE E.060

Verificamos las cuantías mínimas y máximas de la sección de la viga:

$$d = h - \left( r + \frac{d_b}{2} + \phi_{\text{estr}} \right); \quad d' = \left( r + \frac{d_b}{2} + \phi_{\text{estr}} \right)$$

$$d = 200 - (20 + 9.5/2 + 6) = 169 \text{ mm}$$

$$d' = (20 + 9.5/2 + 6) = 31 \text{ mm}$$

$$A_{s\text{min}} = \frac{0.7 \cdot (f_c^{0.5})}{f_y} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s\text{min}} = 86.82 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{max}} = 0.5 \cdot p_b \cdot b \cdot d = 0.5 \cdot \left( \frac{0.81 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \right) \cdot \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) \cdot b \cdot d$$

$$A_{s\text{max}} = 431.84 \text{ mm}^2$$

### CÁLCULO DEL MOMENTO MÁXIMO O RESISTENTE:

Para poder conocer el aporte del acero en compresión se analizara la viga como si se tratara:

a) sección simplemente reforzada:

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Calculo de "a"

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b_w} ;$$

$$a = \frac{142 \cdot 4700}{0.85 \cdot 370 \cdot 160} = 13 \text{ mm}$$

Reemplazando tenemos:

$$M_n = 142 \cdot (470) \cdot (169.25 - 13/2)$$

$$M_n = 10861935.0 \text{ N.mm}$$

$$M_n = 1086.2 \text{ kg.m} = 1.1 \text{ Tn.m}$$

b) Sección doblemente reforzada:

Considerando que el acero en compresión llega a la fluencia:

El momento para este caso sera:

$$M_n = A's \cdot f_y (d - d') + (A_s - A's) \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

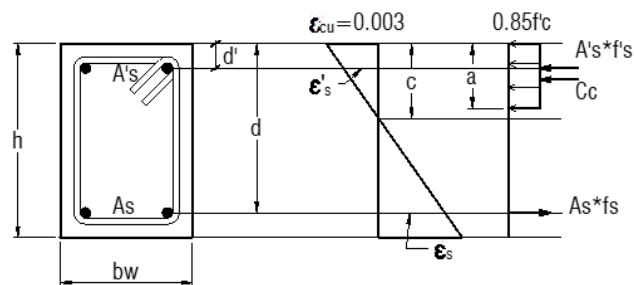


Figura 137: Diagrama de esfuerzo-deformación de una viga doblemente reforzada.

Fuente: Elaboración propia.

Calculamos la deformación en el acero en compresión:

$$a = \frac{(A_s - A's) \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b_w} ;$$

$$a = \frac{(142 - 142) \cdot 4700}{0.85 \cdot 370 \cdot 160} = 0 \text{ mm}$$

$$\epsilon's = (\epsilon_c / c) \cdot (c - d'), \text{ para la fluencia } \epsilon_s > \epsilon_y = 0.0021$$

$$c = a / \beta_1 = 0 / 0.85 = 0 \text{ mm}$$

Reemplazando tenemos:

$$\epsilon's = (0.003 / 0) \cdot (0 - 30.75)$$

$$\epsilon's = -\infty < 0.0021 ; \text{ por lo tanto el acero en compresión no fluye}$$

Considerando que el acero en compresión no llega a la fluencia:

El momento para este caso será:

$$M_n = A's \cdot f_s (d - d') + 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot w \cdot a \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Por equilibrio:

$$C_c + A's \cdot f_s = A's \cdot f_s, \text{ donde para el caso de fluencia } f_s = f_y$$

$$C_c = 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot a$$

$$f_s = E_s \cdot \epsilon's$$

$$\epsilon's = (\epsilon_c / c) \cdot (c - d')$$

Reemplazando  $E_s = 2 \cdot (10^6) \text{ kg/cm}^2$ ,  $\epsilon_c = 0.003$

$$(0.85 \cdot f_c \cdot b) \cdot a^2 + (6000 \cdot A's - A's \cdot f_y) \cdot a - 6000 \cdot A's \cdot \beta_1 \cdot d' = 0$$

Resolviendo:

$$a = 19.3 \text{ mm}$$

$$\epsilon's = (\epsilon_c / c) \cdot (c - d')$$

$$c = a / \beta_1 = 19 / 0.85 = 22.7 \text{ mm}$$

Reemplazando tenemos:

$$\epsilon's = (0.003 / 22.7) \cdot (22.7 - 30.75)$$

$$\epsilon's = -0.00106 < 0.0021 ; \text{ por lo tanto el acero en compresión no fluye}$$

Reemplazando tenemos:

$$M_n = 142 \cdot ((2 \cdot 10^5) \cdot -0.00106) \cdot (169.25 - 30.75) + 0.85 \cdot 37 \cdot 160 \cdot 19 \cdot (169.25 - 19/2)$$

$$M_n = 11103974.0 \text{ N.mm}$$

$$M_n = 1110.4 \text{ kg.m} = 1.1 \text{ Tn.m}$$

## II. DISEÑO HACIENDO USO DEL DIAGRAMA DE HOGNESTAD O KENT-PARK.

Para este diseño se utilizan las mismas ecuaciones de los 03 casos desarrollados en el diseño inicial, además se calculan:

### A) MOMENTO QUE INICIA LA FLUENCIA EN EL ACERO A TENSIÓN:

Considerando la curva de compresiones del concreto como una ecuación cuadrática

$$f_c = -a_1 \cdot \epsilon_c^2 + a_2 \cdot \epsilon_c$$

$$a_1 = f_c / (\epsilon_0)^2$$

$$a_2 = 2 \cdot f_c / \epsilon_0$$

$$\epsilon_0 = 0.002$$

La resultante de compresiones sera:

$$C_c = \int_c f_c(y) \cdot b \cdot dy$$

$$C_c = b \cdot [0.5 \cdot a_2 \cdot c \cdot \epsilon_c - (a_1 / 3) \cdot c \cdot \epsilon_c^2]$$

Del equilibrio:

$$T = C_c + A's \cdot f_s$$

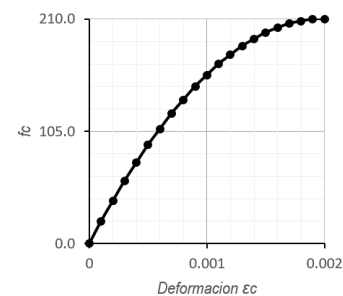


Figura 138: Curva de Compresiones del concreto como ecuación cuadrática (Otazzi P., 2006, p. 126)



$$A_s \cdot f_y = b \cdot [0.5 \cdot a_2 \cdot c \cdot \epsilon_c - (a_1/3) \cdot c \cdot \epsilon_c^2] + A_s' \cdot f_s$$

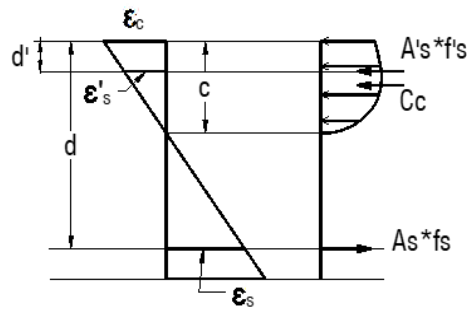


Figura 139: Sección de viga con diagrama de esf. y deformación con ecua. Cuadrática.  
Fuente: Elaboración Propia.

De las ecuaciones de compatibilidad:

$$\epsilon_c = (\epsilon_y \cdot c) / (d - c)$$

$$\epsilon_s' = (\epsilon_c / c) \cdot (c - d')$$

Por lo tanto:

$$f_s = (\epsilon_c / c) \cdot (c - d') \cdot E_s$$

$$c = (\epsilon_c \cdot d) / (\epsilon_c + \epsilon_y)$$

Reemplazando y poniendo en función de  $\epsilon_c$ :

$$\left( \frac{b \cdot 0.5 \cdot a_2 \cdot d}{\epsilon_c + \epsilon_y} \right) \cdot \epsilon_c^2 - \left( \frac{a_1 \cdot b \cdot d}{3} \right) \cdot \left( \frac{\epsilon_c^3}{\epsilon_c + \epsilon_y} \right) + \left( \frac{A_s' \cdot E_s}{d} \right) \cdot [\epsilon_c \cdot (d - d') - \epsilon_y \cdot d'] = A_s \cdot f_y$$

Todos los datos son conocidos:

$$\epsilon_y = 0.00235 \quad ; \quad f_y = 4700 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{y} \quad E_s = 2.0 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$a_1 = 9.3 \cdot 10^7 \quad \quad \quad A = 5 \cdot 10^7$$

$$a_2 = 370000 \quad \quad \quad B = 8.3 \cdot 10^9$$

Iterando para:

$$\epsilon_c = 0.00065 \rightarrow \text{Lado izq. de Ecuación} = 6674 = \text{Lado izq. de Ecuación} = 6674 \quad \dots \text{ok}$$

$$c = (0.00065 \cdot 169.25) / (0.00065 + 0.00235)$$

$$c = 36.9 \text{ mm}$$

$$f_s = (0.00065 / 36.9) \cdot (36.9 - 30.75) \cdot (2 \cdot 10^5)$$

$$f_s = 21.74 \text{ N/mm}^2$$

$$C_c = 160 \cdot [0.5 \cdot 370000 \cdot 36.9 \cdot 0.00065 - (9250000 / 3) \cdot 36.9 \cdot (0.00065^2)]$$

$$C_c = 63653 \text{ N/mm}^2$$

$$M_y = A_s \cdot f_s \cdot (d - d') + C_c \cdot (d - 0.344 \cdot c)$$

$$M_y = 142 \cdot 21.7 \cdot (169.25 - 30.75) + 63652.5 \cdot (169.25 - 0.344 \cdot 36.9)$$

$$M_y = 10394466.0$$

$$M_n = 1039.4 \text{ kg.m} = 1.04 \text{ Tn.m}$$

## B) RESULTADOS DEL DISEÑO.

Los valores presentados en las Tablas 16 y 17 son cálculos y resultados del diseño a flexión de la viga haciendo del uso del diagrama de Hognestad o kent – Parck, aplicando las ecuaciones del 1er, 2do y 3er Caso, desarrolladas en el diseño inicial.

En este caso se usan las resistencias obtenidas de laboratorio,  $f_c=370\text{kg/cm}^2$  y  $f_y=4700\text{kg/cm}^2$

Tabla 16: *Calculo de la Prof. Del eje Neutro y esfuerzo en la viga haciendo uso del Diagrama Hognestad o Kent-Park.*

$\epsilon_c$	$f_c/f_c$	K1	k2	c (mm)	$f_s$ (MPa)	$f_s$ (MPa)	Cc (ton)	As* $f_s$ (ton)
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.0001	0.1	0.04917	0.33475	35.4817	75.4012	2.66713	1.03282	1.0707
0.0002	0.19	0.09667	0.33621	35.7206	149.527	5.56606	2.04424	2.12328
0.0003	0.28	0.1425	0.33772	35.9647	222.36	8.69968	3.03398	3.15752
0.0004	0.36	0.18667	0.33929	36.2135	293.894	12.0695	4.0019	4.17329
0.0005	0.44	0.22917	0.34091	36.4682	364.102	15.6801	4.9476	5.17025
0.0006	0.51	0.27	0.34259	36.729	432.969	19.5345	5.87077	6.14816
0.0007	0.58	0.30917	0.34434	35.1143	470	17.4003	6.42692	6.674
0.0008	0.64	0.34667	0.34615	32.0656	470	6.56461	6.58078	6.674
0.0009	0.7	0.3825	0.34804	29.824	470	-5.58851	6.75336	6.674
0.001	0.75	0.41667	0.35	28.1292	470	-18.6338	6.9386	6.674
0.0011	0.8	0.44917	0.35204	26.8202	470	-32.2348	7.13173	6.674
0.0012	0.84	0.48	0.35417	25.7921	470	-46.1336	7.3291	6.674
0.0013	0.88	0.50917	0.35638	24.974	470	-60.1327	7.52788	6.674
0.0014	0.91	0.53667	0.3587	24.3172	470	-74.07	7.72579	6.674
0.0015	0.94	0.5625	0.36111	23.7869	470	-87.8189	7.92103	6.674
0.0016	0.96	0.58667	0.36364	23.3573	470	-101.281	8.1122	6.674
0.0017	0.98	0.60917	0.36628	23.0099	470	-114.369	8.29804	6.674
0.0018	0.99	0.63	0.36905	22.7305	470	-127.011	8.47756	6.674
0.0019	1	0.64917	0.37195	22.5079	470	-139.152	8.64996	6.674
0.002	1	0.66667	0.375	22.3338	470	-150.735	8.81444	6.674
0.0021	0.99	0.68236	0.37828	22.204	470	-161.652	8.96946	6.674
0.0022	0.99	0.69629	0.38177	22.1121	470	-171.881	9.11471	6.674
0.0023	0.98	0.70868	0.38536	22.0505	470	-181.482	9.25104	6.674
0.0024	0.97	0.71972	0.38897	22.0131	470	-190.509	9.37923	6.674
0.0025	0.96	0.72958	0.39258	21.9953	470	-199.014	9.5	6.674
0.0026	0.96	0.7384	0.39613	21.9933	470	-207.041	9.61398	6.674
0.0027	0.95	0.74628	0.39961	22.0045	470	-214.617	9.72156	6.674
0.0028	0.94	0.75333	0.40302	22.0267	470	-221.779	9.82327	6.674
0.0029	0.93	0.75964	0.40633	22.0578	470	-228.559	9.91953	6.674

0.003	0.93	0.76528	0.40956	22.0964	470	-234.978	10.0107	6.674
0.0031	0.92	0.77031	0.41269	22.1414	470	-241.056	10.097	6.674
0.0032	0.91	0.77479	0.41574	22.1917	470	-246.817	10.1788	6.674
0.0033	0.9	0.77878	0.41869	22.2464	470	-252.283	10.2564	6.674
0.0034	0.9	0.7823	0.42156	22.305	470	-257.459	10.3299	6.674
0.0035	0.89	0.78542	0.42435	22.3665	470	-262.376	10.3997	6.674
0.0036	0.88	0.78815	0.42706	22.4308	470	-267.034	10.4659	6.674
0.0037	0.87	0.79053	0.42969	22.4974	470	-271.452	10.529	6.674
0.0038	0.87	0.79259	0.43225	22.5657	470	-275.643	10.588	6.674
0.0039	0.86	0.79435	0.43474	22.6356	470	-279.614	10.645	6.674
0.004	0.85	0.79583	0.43717	22.7068	470	-283.374	10.6979	6.674

Fuente: Elaboración propia

Tabla 17: Resultados del Diseño a flexión de la viga haciendo uso del Diagrama Hognestad o Kent-Park

$\epsilon_c$	$f_c/f_c$	K1	k2	A's*f's (ton)	Mn (ton.cm)	$\epsilon_s$	$\epsilon_s'$	$\Phi_c$
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.0001	0.1	0.04917	0.33475	0.03787	16.7784	0.00038	0.00001	2.81835
0.0002	0.19	0.09667	0.33621	0.07904	33.2384	0.00075	0.00003	5.59901
0.0003	0.28	0.1425	0.33772	0.12354	49.376	0.00111	0.00004	8.34152
0.0004	0.36	0.18667	0.33929	0.17139	65.1889	0.00147	0.00006	11.0456
0.0005	0.44	0.22917	0.34091	0.22266	80.6708	0.00182	0.00008	13.7106
0.0006	0.51	0.27	0.34259	0.27739	95.8174	0.00216	0.00010	16.3359
0.0007	0.58	0.30917	0.34434	0.24708	104.427	0.00267	0.00009	19.9349
0.0008	0.64	0.34667	0.34615	0.09322	105.366	0.00342	0.00003	24.9488
0.0009	0.7	0.3825	0.34804	-0.07936	106.192	0.00421	-0.00003	30.177
0.001	0.75	0.41667	0.35	-0.2646	106.94	0.00502	-9.3E-05	35.5502
0.0011	0.8	0.44917	0.35204	-0.45773	107.631	0.00584	-0.00016	41.0138
0.0012	0.84	0.48	0.35417	-0.6551	108.277	0.00667	-0.00023	46.5258
0.0013	0.88	0.50917	0.35638	-0.85388	108.883	0.00751	-0.00030	52.0541
0.0014	0.91	0.53667	0.3587	-1.05179	109.453	0.00834	-0.00037	57.5724
0.0015	0.94	0.5625	0.36111	-1.24703	109.988	0.00917	-0.00044	63.06
0.0016	0.96	0.58667	0.36364	-1.4382	110.49	0.00999	-0.00051	68.501
0.0017	0.98	0.60917	0.36628	-1.62404	110.958	0.0108	-0.00057	73.8811
0.0018	0.99	0.63	0.36905	-1.80356	111.392	0.0116	-0.00064	79.1888
0.0019	1	0.64917	0.37195	-1.97596	111.792	0.01239	-0.00070	84.415
0.002	1	0.66667	0.375	-2.14044	112.157	0.01316	-0.00075	89.5505
0.0021	0.99	0.68236	0.37828	-2.29546	112.482	0.01391	-0.00081	94.5776
0.0022	0.99	0.69629	0.38177	-2.44071	112.768	0.01464	-0.00086	99.4928
0.0023	0.98	0.70868	0.38536	-2.57704	113.021	0.01535	-0.00091	104.306
0.0024	0.97	0.71972	0.38897	-2.70523	113.245	0.01605	-0.00095	109.026

0.0025	0.96	0.72958	0.39258	-2.826	113.444	0.01674	-0.00100	113.661
0.0026	0.96	0.7384	0.39613	-2.93998	113.622	0.01741	-0.00104	118.218
0.0027	0.95	0.74628	0.39961	-3.04756	113.78	0.01807	-0.00107	122.702
0.0028	0.94	0.75333	0.40302	-3.14927	113.921	0.01871	-0.00111	127.119
0.0029	0.93	0.75964	0.40633	-3.24553	114.047	0.01935	-0.00114	131.473
0.003	0.93	0.76528	0.40956	-3.33668	114.158	0.01998	-0.00117	135.769
0.0031	0.92	0.77031	0.41269	-3.423	114.257	0.0206	-0.00121	140.009
0.0032	0.91	0.77479	0.41574	-3.5048	114.344	0.02121	-0.00123	144.198
0.0033	0.9	0.77878	0.41869	-3.58242	114.42	0.02181	-0.00126	148.339
0.0034	0.9	0.7823	0.42156	-3.65592	114.486	0.0224	-0.00129	152.432
0.0035	0.89	0.78542	0.42435	-3.72573	114.543	0.02298	-0.00131	156.484
0.0036	0.88	0.78815	0.42706	-3.79189	114.592	0.02356	-0.00134	160.493
0.0037	0.87	0.79053	0.42969	-3.85462	114.633	0.02414	-0.00136	164.464
0.0038	0.87	0.79259	0.43225	-3.91413	114.666	0.0247	-0.00138	168.397
0.0039	0.86	0.79435	0.43474	-3.97051	114.692	0.02526	-0.00140	172.295
0.004	0.85	0.79583	0.43717	-4.02391	114.711	0.02581	-0.00142	176.158

Fuente: Elaboración propia

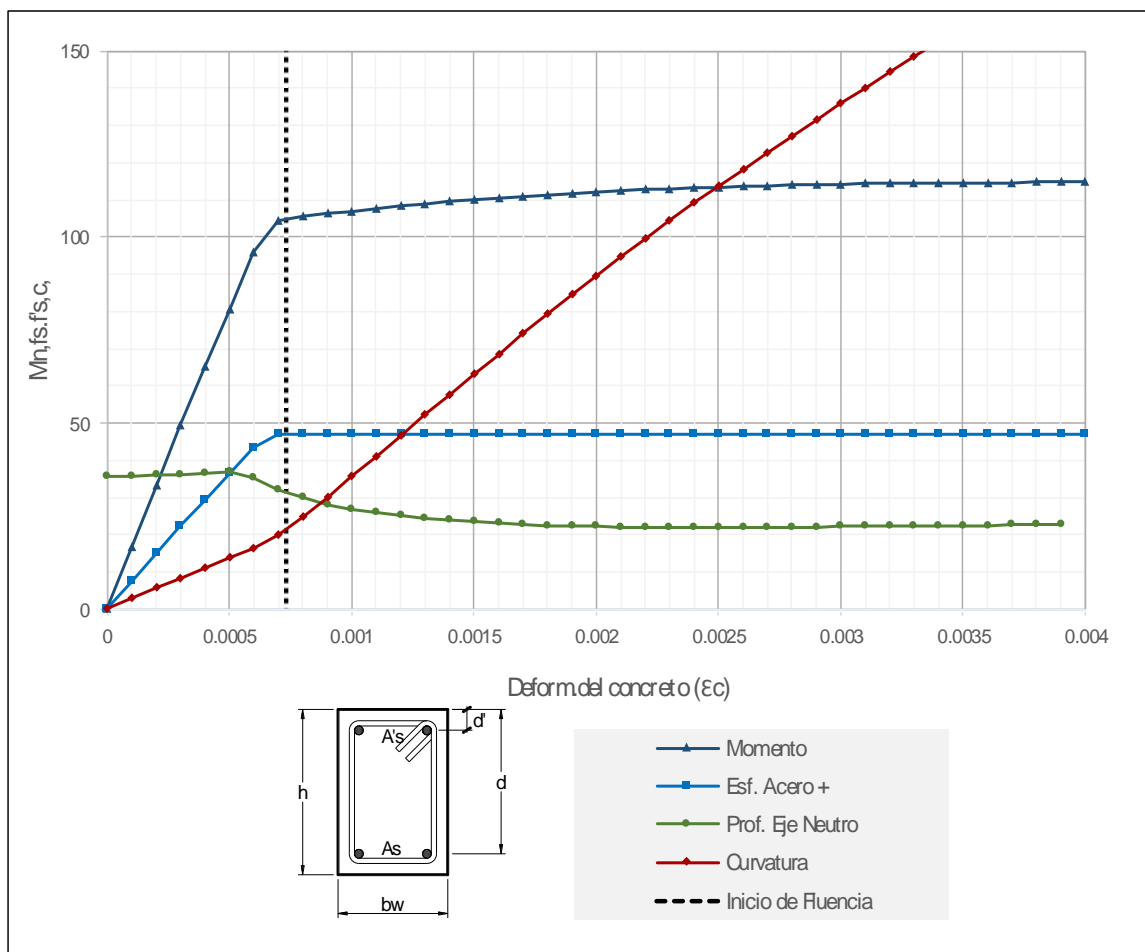


Figura 140: Diagrama de esfuerzo, prof eje neutro y momento vs. def. Unitaria del concreto.  
Fuente: Elaboración Propia.

### 3.6.3.1.3. REPLANTEO DEL DISEÑO DE LA COLUMNA

Dimensiones:

dist. 2 = 160 mm  
 dist. 3 = 160 mm  
 recub. = 20 mm

Materiales:

$f_c = 37 \text{ MPa}$   
 $\beta_1 = 0.85$   
 $\epsilon_c = 0.003$   
 $f_y = 470 \text{ MPa}$   
 $E_s = 2.00 \times 10^5 \text{ MPa}$

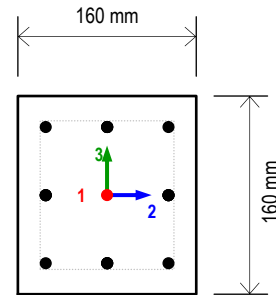


Figura 141: Sección de columna  
 Fuente: Elaboración Propia.

#### REFUERZO LONGITUDINAL

Cada Esquina

Diam. = N10

En la Dir. 3

Cant. = 1

Diam. = N10

En la Dir. 2

Cant. = 1

Diam. = N10

#### REFUERZO TRANSVERSAL

Diam. = N6

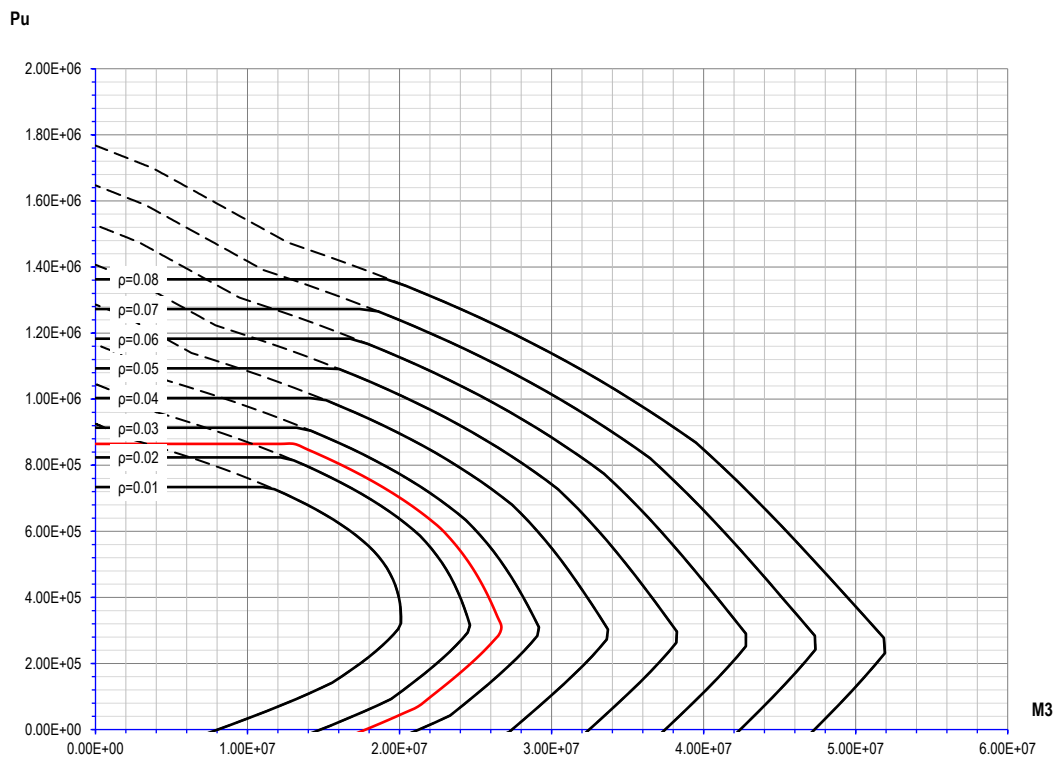


Figura 142: Diagrama de Intereccion de la Columna – Recalculado.  
 Fuente: Elaboracion Propia



### 3.6.3.1.4. REPLANTEO DEL DISEÑO A CORTANTE DE LA VIGA Y COLUMNA

Calculamos el cortante máximo que actúa sobre la estructura debido a la aplicación de la carga en la viga:

Momento máximo nominal:

$$M_n = 11103974.0 \text{ N.mm}$$

$$M_n = 1110.4 \text{ kg.m} = 1.1 \text{ Tn.m}$$

$$V = M/(L_{\text{brazo}}); L_{\text{brazo}} = 0.985 \text{ m}$$

$$V = 11103974/985$$

$$V = 11273.1 \text{ N}$$

$$V = 1127.3 \text{ kg} = 1.1 \text{ Tn}$$

#### I. DISEÑO SEGÚN EL CÓDIGO ACI Y RNE E.060

Se plantean las ecuaciones

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_s = V_c - V_n$$

Cortante resistido por el concreto en la viga:

$$V_c = 0.17 * \lambda * \sqrt{f_c} * b_w * d$$

$$V_c = 0.17 * 1.0 * \sqrt{37} * 160 * 169.25$$

$$V_c = 28002.6 \text{ N}$$

$$V_c = 2800.3 \text{ kg} = 2.8 \text{ Tn}$$

Cortante resistido por el concreto en la columna:

$$V_c = 0.17 * \left(1 + \frac{P_u}{14 * A_g}\right) * \lambda * \sqrt{f_c} * b_c * d \quad ; \quad d = h_c - \left(r + \frac{d_b}{2} + \phi_{\text{estr}}\right)$$

$$V_c = 0.17 * \left(1 + \frac{0.0}{14 * (160 * 160)}\right) * 1.0 * \sqrt{37} * 160 * 129.25$$

$$V_c = 21384.6 \text{ N}$$

$$V_c = 2138.5 \text{ Kg} = 2.1 \text{ Tn}$$

### 3.6.3.1.5. REPLANTEO DEL DISEÑO DE LA CARTELA

#### A) ÁNGULO DE CARTELA

La cartela de reforzamiento presentara un ángulo de 45° respecto a al horizontal,

$$\theta = 45^\circ$$

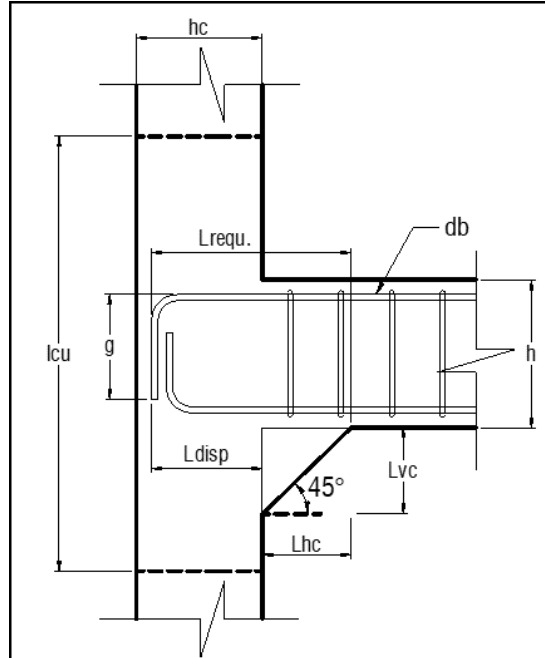


Figura 143: Unión viga columna con cartela.  
Fuente: Elaboración Propia.

#### B) LONGITUD HORIZONTAL Y VERTICAL

Por geometría:

$$L_{hc} \geq L_{requ.} - L_{disp.}$$

$$L_{disp.} = hc - 2r - db_{distrib.}$$

$$L_{disp.} = 160 - 2 \cdot 20 - 6 = 114 \text{ mm}$$

$$L_{requ.} = k \cdot L_{dg}$$

$$L_{dg} = \frac{(0.24 \cdot \Psi_e \cdot \lambda \cdot f_y)}{(f_c)^{0.5}} \cdot db \geq \begin{cases} 8db \\ 150mm \end{cases}$$

$$L_{dg} = 180 \text{ mm}$$

Por lo tanto:

$$k = 1.35, \text{ Aumenta en } 35 \%$$

$$L_{requ.} = 1.35 \cdot 180$$

$$L_{requ.} = 243 \text{ mm}$$

$$L_{hc} \geq 243 - 114$$

$$L_{hc} \geq 129 \text{ mm}$$

Tomamos:

$$L_{hc} = 130 \text{ mm}$$

$$L_{vc} = 130 \text{ mm}$$

Estos cálculos se basan en la teoría y los reglamentos como el ACI y el RNE E.060, que usan ecuaciones con un comportamiento ideal del acero y el concreto, los cuales arrojan resultados bastantes conservadores, sin embargo para poder comparar con los resultados de los ensayos se debe tener en cuenta estos aspectos a fin de obtener una contrastación apropiada. En el apéndice B del libro “Diseño en Concreto Armado” de Otazzi Pasino Gianfranco, se presentan ensayos a escala natural de varias vigas, donde se desarrollan diseños basados en modelos más reales del comportamiento del concreto y el refuerzo, además en la página 193 de este libro precisa la influencia del uso de estos modelos.

Para el caso del concreto el código ACI usa un modelo con un diagrama de presiones rectangular que es una aproximación a la curva de presiones que realmente desarrolla el concreto, para esta investigación se usa el diagrama de Hognestad o Kent-Park, que considera una curva parabólica seguida de una recta descendente, esta configuración se asemeja mucho más al diagrama real de los esfuerzos del bloque comprimido del concreto. Asimismo para el caso del acero de refuerzo, el ACI considera un modelo “Elastoplástico perfecto”, donde los esfuerzos no superan al de la fluencia, y se mantienen constantes horizontalmente una vez que llegan a este valor, sin embargo lo que realmente sucede es que el acero posterior a este tramo horizontal desarrolla un tramo de endurecimiento donde los esfuerzos en esta etapa son superiores al esfuerzo de fluencia hasta llegar a su rotura, existen modelos que buscan aproximarse al comportamiento real del acero como el modelo trilineal o de endurecimiento parabólico, sin embargo el que mayor aproximación presenta es el modelo de Mander, con este último es el que se realiza la corrección de la capacidad calculada de la viga.

Tabla 18: *Capacidad Última según modelo real del acero.*

CAPACIDAD	MOMENTO		CARGA (kg)
	Modelo Convencional (kg.m)	Modelo Real (mayor 20% cap. Ult.) (kg.m)	
Fluencia	1039.45	1039.45	1014.22
Último	1147.11	1376.54	1356.44

Fuente: Elaboración propia

### 3.6.3.2. ANÁLISIS DE PARAMETROS DE CONTRASTACIÓN DEL ENSAYO.

Se definen y analizan ciertos parámetros que son establecidos para la presente investigación, que nos servirá para contrastar los resultados del ensayo de cada uno de los especímenes.

### 3.6.3.2.1. CARGA MÁXIMA ALCANZADA

Para esta investigación la carga máxima alcanzada queda definido como la carga que puede soportar el espécimen al final de su carrera del actuador y que supera a la carga de falla por flexión o la carga donde la fibra de concreto a compresión colapsa, sin tener en cuenta las deformaciones, deflexiones o grietas formadas en el nudo o a lo largo de la viga. Si se realiza una revisión del diseño por servicio, es posible que la estructura ya haya fallado por deflexión excesiva o por la formación de grietas que superan los límites permisibles, en ese instante el elemento posiblemente ya haya incurrido en el rango inelástico, sin embargo lo que se pretende en estos ensayos es evaluar la carga máxima para diferentes condiciones siendo o no reforzadas por cartelas de concreto y evaluar el desempeño de estas. Por lo tanto, es importante conocer las cargas máximas que logran alcanzar las muestras, para realizar un análisis del comportamiento de las muestras aún posterior a la falla del concreto.

Tabla 19: Cargas máximas alcanzadas en los ensayos.

MUESTRA	CARGA (KG)	RESITENCIA A LA FLUENCIA (DISEÑO) (KG)	RESITENCIA ÚLTIMA (DISEÑO) (KG)	DEFORMACION UNITARIA DEL CONCRETO $\epsilon_c$	DEFORMACION UNITARIA DEL ACERO $\epsilon_s$	DEFLEXION (mm)	TIEMPO (h:m:s)
ESP-01	1135.71			0.0105	0.0508	74.38	0:07:45
ESP-02	1335.22			--	--	81.69	0:16:40
ESP-03	1243.14	1014.22	1356.44	0.0199	0.0101	148.67	0:07:08
ESP-04	2020.74			--	0.0685	127.10	0:05:40
ESP-05	2056.55			--	0.0122	142.03	0:05:56
ESP-06	1995.16			--	0.0830	143.86	0:05:24

Fuente: Elaboración Propia

### 3.6.3.2.2. CARGA DE FALLA.

Determinar con exactitud el instante de la falla de la viga es complejo, debido a que no se cuenta con equipos dentro de un "sistema de adquisición de datos" los cuales son necesarios para este tipo de pruebas, porque obtendríamos una información ya procesada y mucho más precisa, sin embargo se considera exclusivamente para estos ensayos el momento de falla el instante en el que la fibra externa del concreto en compresión colapsa, en algunos casos este valor se encuentra en un intervalo de tiempo debido a la velocidad de aplicación de carga del actuador no es la misma para todos los ensayos, este intervalo está comprendido entre el

instante en el cual se inicia el cambio brusco en el gráfico de deformación vs carga, hasta la visualización in situ del colapso de la fibra de concreto, pero podría extenderse mucho más, ya que el concreto en algunos casos no colapsa en un solo instante sino se prolonga por unos segundos más. Este intervalo se muestra en las tablas de reporte de datos del ensayo de cada espécimen, el cual se encuentra en el apéndice A de esta investigación.

Tabla 20: Cargas de falla de los especímenes.

MUESTR A	CARGA (KG)	RESITENCIA A LA FLUENCIA (DISEÑO) (KG)	RESITENCIA ÚLTIMA (DISEÑO) (KG)	DEFORMACION UNITARIA DEL CONCRETO $\epsilon_c$	DEFORMACION UNITARIA DEL ACERO $\epsilon_s$	DEFLEXION (mm)	TIEMPO (h:m:s)
ESP-01	1135.71			0.0105	0.0508	74.38	0:07:45
ESP-02	1330.11			--	--	69.27	0:14:50
ESP-03	1212.44	1014.22	1356.44	0.0079	0.0105	92.09	0:04:16
ESP-04	1488.69			0.0001	0.0265	63.06	0:02:50
ESP-05	1790.53			0.0051	0.0145	81.81	0:03:40
ESP-06	1677.98			--	0.0334	70.68	0:02:54

Fuente: Elaboración propia

### 3.6.3.2.3. TIPO DE FALLA

El análisis del tipo de falla que registran los especímenes se realiza en función a la evolución de los daños observados y a la capacidad resistente de la viga de cada espécimen. A medida que se aplica la carga se debe observar los efectos que tiene en los elementos estructurales del espécimen y en base a estos efectos determinamos premilitarmente el tipo de falla que se produce, posteriormente se contrasta y verifica con los cálculos estructurales y los resultados del ensayo previamente procesados.

Los tipos de fallas que se presentan a menudo en las uniones viga-columna, presentan ciertas características que se pueden diferenciar visualmente en el proceso de ensayo, a continuación se detallan las fallas que podrían producirse en los especímenes ensayados.

#### A. FALLA POR FLEXIÓN EN LA VIGA.

Se diferencia por la formación de fisuras en la zona donde el acero de refuerzo se encuentra en tracción, en la mayoría de casos el acero llega a fluir seguido del colapso de la fibra de concreto comprimido, a partir de este instante ya no aumenta en gran medida su capacidad de



resistir mayores cargas, en esta etapa donde se desarrollan deformaciones inelásticas su capacidad de disipar energía producidas por fuerzas sísmicas es muy importante, estos tipos de fallas se denominan también dúctiles y las rótulas plásticas se forman en la viga.

#### **B. FALLA POR COMPRESIÓN EN LA VIGA.**

Sucede cuando el acero de refuerzo no alcanza su fluencia pero el concreto si llega a colapsar de forma repentina, se denomina a este mecanismo una falla frágil por su poca capacidad de disipar energía, el diseño que presentan las muestras contienen una cuantía que no permite que se de este tipo de fallas.

#### **C. FALLA POR FLEXIÓN EN LA COLUMNA.**

Si bien es cierto en el diseño estructural de los especímenes se prevé que este tipo de falla no ocurra en los ensayos, pero con la incorporación de cartelas en las muestras se desconoce el mejoramiento que podría darse en la capacidad resistente de la viga y podría llegar a sobrepasar la carga con la que ocurre la falla por flexión en la columna, por tanto se debe evaluar este tipo falla en los especímenes.

#### **D. FALLA POR ANCLAJE.**

Se produce cuando el acero de refuerzo no llega anclarse adecuadamente en el nudo, determinar las causas de un deficiente anclaje del refuerzo es muy complejo y presenta muchas causas, entre las cuales podríamos citar a la falta de confinamiento del nudo, dimensiones escasas del núcleo para lograr que el refuerzo desarrolle su anclaje, falta de control de calidad de los materiales y una mala ejecución en el procedimiento constructivo de los ganchos estándar. Para la investigación se cuidaron todas estas causas excepto la dimensión del núcleo que es menor que la longitud de desarrollo del acero, pues este es el problema que motivó la investigación.

Cuando el refuerzo no desarrolla plenamente su anclaje en nudos exteriores, ante la acción de cargas externas el acero pierde de inmediato la adherencia con el concreto y se produce grandes deslizamiento relativos, esto trae como consecuencia que el refuerzo no alcance su resistencia a la fluencia y mucho menos llegue a su capacidad de diseño, sin embargo el gancho estándar que se coloca por norma ayuda corregir este problema pero también requiere

de una longitud necesaria para que pueda trabajar adecuadamente, de lo contrario se produce esfuerzos de cizallamiento en el interior del refuerzo doblado. Para la determinación de una posible falla por anclaje se inspecciona interiormente las muestras que no presentan reforzamiento con cartelas y se evalúan todas estas características.

El tipo de falla que presentan cada uno de los especímenes es descrito en la etapa de evaluación de los ensayos, donde se muestran los diagramas deformaciones versus carga y fotografías que ayudan a la descripción del fenómeno ocurrido en cada espécimen.

#### **E. FALLA POR CORTE.**

En el diseño del espécimen se evalúa la carga y el esfuerzo de corte que actúa sobre el nudo, se verifica que el concreto sea capaz de soportar estos esfuerzos sin la necesidad de armadura por corte, pese a ello se colocan estribos en el nudo y a lo largo de los elementos bajo un criterio de refuerzo mínimo y por montaje.

#### **3.6.3.2.4. MEDICIONES Y ENSAMBLAJE.**

Como se indicó en la etapa de recolección de la información, los especímenes fueron ensayados respetando las dimensiones planteadas en el sistema de carga adoptado para los propósitos de la investigación, sin embargo existen modificaciones que son mostradas en el reporte de datos del ensayo de cada espécimen. Es así que la separación entre puntos de lectura para el registro de la deformación de la fibra inferior y superior de la viga se realizaron, con los deformímetros cuyas características se describen al inicio del reporte de datos, con la diferencia que los dos puntos de control en el espécimen no presentan la misma ubicación, hablando principalmente del ensayo del espécimen N° 01 respecto a las demás. En el caso del ensayo del espécimen N° 01 uno de los puntos de contacto se encuentra sobre la columna, mientras que el otro punto está fijado sobre la viga, por lo tanto los datos que se obtienen de estos deformímetros estarán incluidos el giro relativo de la columna con la viga.

En el caso del ensayo de los demás especímenes los dos puntos de contacto para la lectura de la deformación se encuentran fijados sobre la viga tanto en la parte inferior como superior muy cercanos al nudo, por lo tanto los datos que se obtienen son únicamente de las deformaciones del concreto y del acero de refuerzo respectivamente.

### 3.6.3.2.5. VELOCIDAD DE CARGA Y DURACIÓN DEL DE ENSAYO

Como se indicó anteriormente, se tuvo la intención de controlar la velocidad de carga en cada ensayo, sin embargo las características para la aplicación de carga del actuador hidráulico no facilitan realizar este control, debido a que es operado manualmente y las condiciones de aplicación varían en cada ensayo, por lo tanto no se pudo controlar la velocidad de carga establecida con exactitud, lo mismo con el tiempo de duración de cada ensayo.

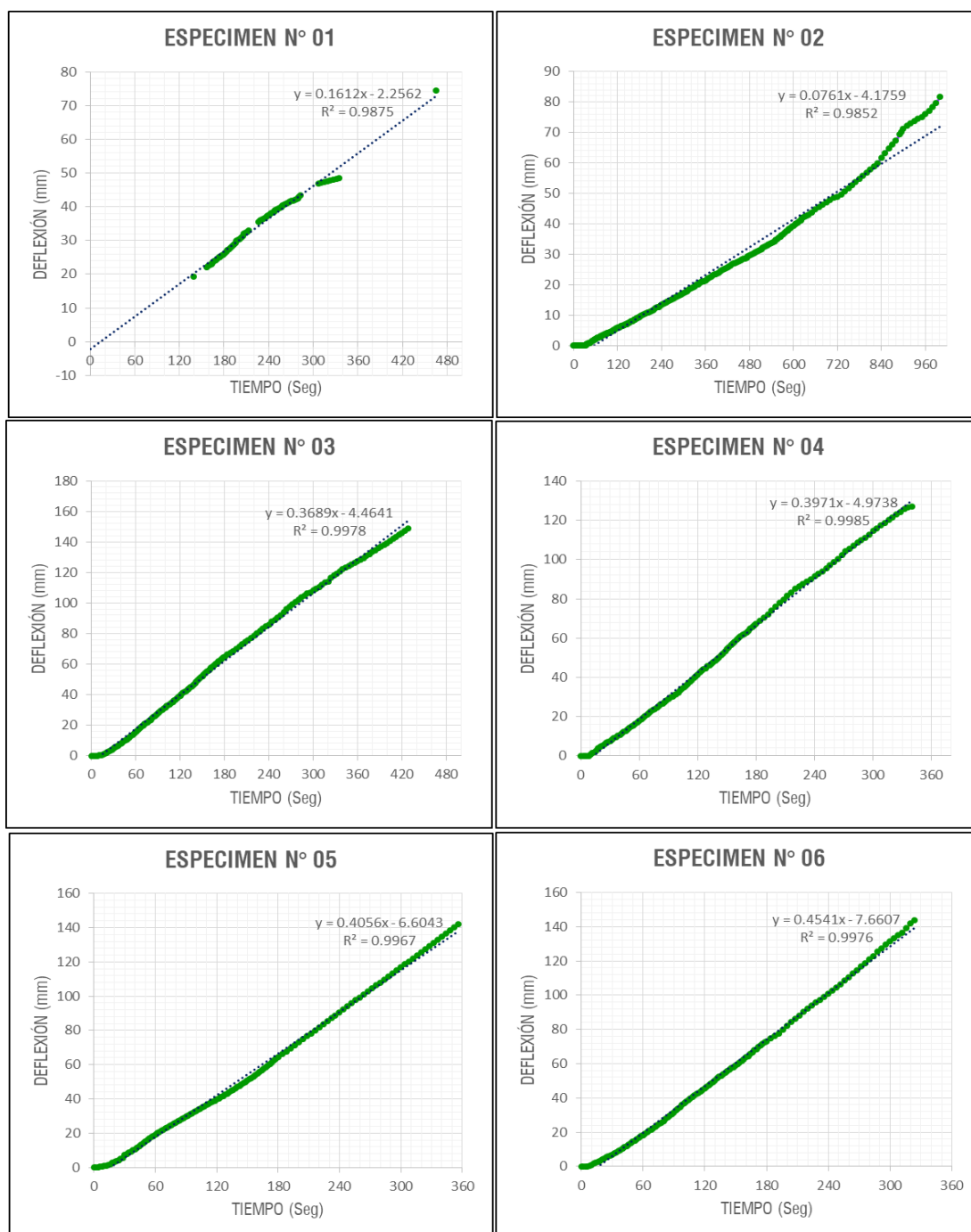


Figura 144: Grafica deflexión vs. Tiempo de cada espécimen. Fuente: Elaboración propia.

En la Fig. 144 se muestran las gráficas de Deflexión vs. Tiempo de cada ensayo, como es de esperarse la tendencia de los datos forman una línea casi recta con una pendiente determinada, lo cual corrobora la velocidad de carga a deformación constante, el valor de la pendiente de la recta en la gráfica, nos indicará la velocidad de carga de cada ensayo, estos valores se presentan en la Tabla 21.

Tabla 21: *Velocidad de carga*

MUESTRA	VELOCIDAD DE CARGA (mm/seg)
ESP-01	0.161
ESP-02	0.076
ESP-03	0.369
ESP-04	0.397
ESP-05	0.406
ESP-06	0.454

Fuente: Elaboración propia

### 3.6.3.3. EVALUACIÓN DEL ENSAYO

Para mejor análisis e interpretación de la información obtenida de los ensayos de laboratorio, estos datos se grafican en diagramas característicos para elementos estructurales tipo viga, éstos diagramas proporcionan una información valiosa que permite reconocer con facilidad ciertos aspectos que tienen interpretación estructural, como el tramo o zona del diagrama donde el comportamiento de la viga es elástica, así mismo se puede distinguir el tramo donde el acero de refuerzo llega a la fluencia, estas características son importantes para determinar el comportamiento estructural del espécimen y así distinguir la influencia que tiene el reforzamiento con cartelas en las uniones viga columna.

### ENSAYO ESPÉCIMEN N° 01

Como se podrá verificar la información del ensayo N° 01 no contiene los datos completos principalmente de la deflexión de la viga por problemas en la cámara que registra esta lectura. Por lo tanto se analiza con los datos disponibles y que son posibles contrastar.

En el proceso de ensayo, se puede apreciar la formación de una grieta muy pronunciada en la sección crítica del nudo justo en la cara de la columna, por las características de la grieta y

su gran medida se interpreta como un anclaje deficiente del acero de refuerzo de la viga en el nudo, esto es evidenciado en los diagramas de Carga vs. Deformación, donde se puede ver que la deformación aumenta muy rápido respecto a la carga formando una línea casi horizontal para una carga muy menor a la capacidad calculada de la viga.

Además, el gráfico presenta pequeños aumentos en ciertos intervalos en la zona con menor pendiente, esto explica que a pesar de la pérdida de adherencia entre el refuerzo y el concreto, la varilla de acero no se desprende del nudo por la presencia del gancho estándar a  $90^\circ$  con el que se construyó la viga. A pesar que el concreto ubicada al interior del gancho estándar ya ha sufrido un aplastamiento como se puede apreciar en la fotografía del espécimen N° 01, a medida que la viga va deformándose, el anclaje mecánico que ofrece el gancho estándar del refuerzo abarcará más área de contacto y soportará pequeños crecimientos de carga, es por eso que en los diagramas presentan un aumento cada cierto intervalo.

Un dato que no puede pasar desapercibido es que la fibra de concreto a compresión en la viga no llegó a colapsar, esto no hace más que comprobar la hipótesis de una falta de sección de la columna para que el acero desarrolle un anclaje adecuado. Descrito estas características de los daños observados y con los resultados de las cargas que logró soportar el espécimen se determina que su falla se produjo principalmente por anclaje.

En la Figura 145 se puede observar que además de la grieta en la sección crítica de la viga se produjeron pequeñas fisuras a lo largo del tramo de la viga, lo cual muestra que en estas secciones se han ejercido momentos mayores al de su agrietamiento. Además, se puede observar una grieta diagonal en el nudo, el cual se forma por la tensión en el concreto que se genera en el interior del nudo por la aplicación de la carga.





Figura 145: Prueba de Carga del Espécimen N° 01. Fuente: Elaboración propia.



Figura 146: Inspección del anclaje del refuerzo del espécimen N° 01  
Fuente: Elaboración propia.

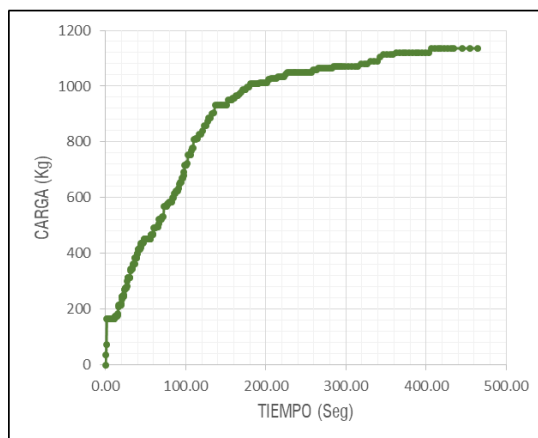


Figura 147: Diagrama Carga vs. Tiempo

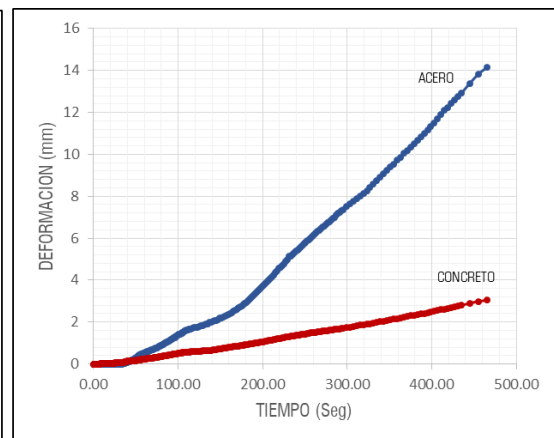


Figura 148: Diagrama Deformación vs. Tiempo

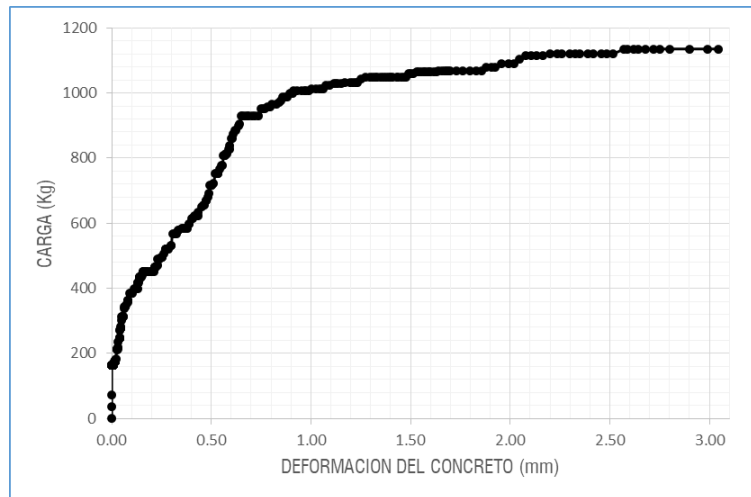


Figura 149: Diagrama Carga vs. Deformación del concreto. Fuente: Elaboración propia.

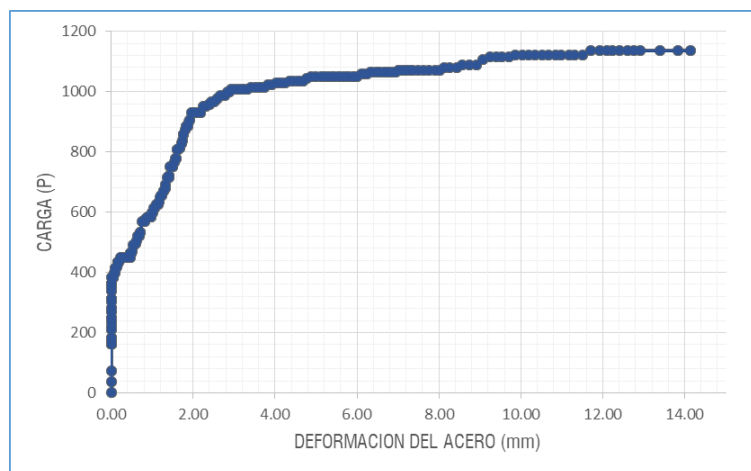


Figura 150: Diagrama Carga vs. Deformación del Acero. Fuente: Elaboración propia.

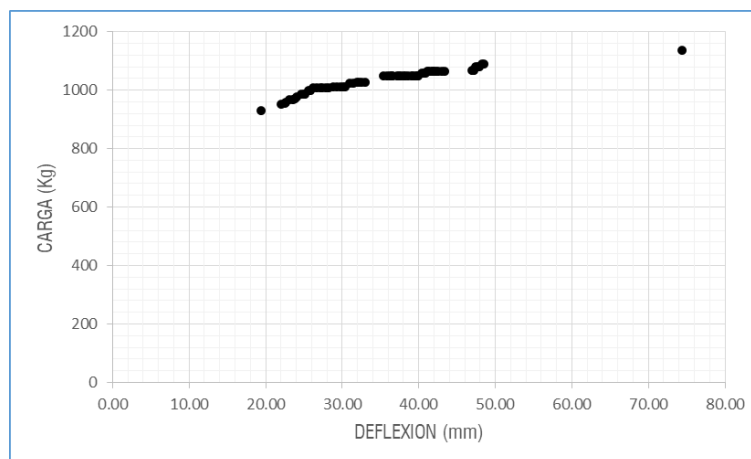


Figura 151: Diagrama Carga vs. Deflexión. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 22: Resumen de Datos del Ensayo del espécimen N° 01

PUNTO DE EVALUACIÓN	CARGA (KG)	DEFORMACIÓN	DEFORMACIÓN	DEFLEXIÓN (mm)	TIEMPO (h:m:s)
		CONCRETO $\epsilon_c$	ACERO $\epsilon_s$		
		(mm)	(mm)		
Carga de Falla	1135.71	3.04	14.74	74.38	0:07:45
Carga Máxima	1135.71	3.04	14.74	74.38	0:07:45
Deflexión $\Delta_{10mm}$	--	--	--	--	--
Deflexión $\Delta_{20mm}$	931.07	0.66	1.99	19.39	0:02:19
Deflexión $\Delta_{25mm}$	987.35	0.87	2.73	24.97	0:02:53
Deflexión $\Delta_{30mm}$	1012.93	1.05	3.68	30.17	0:03:19
Deflexión $\Delta_{40mm}$	1048.74	1.48	6.00	39.95	0:04:17
Deflexión $\Delta_{50mm}$	--	--	--	--	--
Deflexión $\Delta_{60mm}$	--	--	--	--	--
Deflexión $\Delta_{70mm}$	--	--	--	--	--
Deflexión $\Delta_{75mm}$	1135.71	3.04	14.74	74.38	0:07:45
Deflexión $\Delta_{80mm}$	--	--	--	--	--
Deflexión $\Delta_{90mm}$	--	--	--	--	--
Deflexión $\Delta_{100mm}$	--	--	--	--	--
Deflexión $\Delta_{125mm}$	--	--	--	--	--

Fuente: Elaboración propia

## ENSAYO ESPÉCIMEN N° 02

El ensayo de este espécimen se desarrolló con un mayor tiempo que el primero, con la intención de observar mejor el proceso de falla de los elementos del espécimen, los datos muestran que la viga logra soportar una carga muy cercana a su capacidad última calculada, sin embargo podemos notar en los diagramas de carga vs. Tiempo y Carga vs. Deflexión, que existe un intervalo horizontal donde la carga no crece pero si la deformación. Al descubrir el acero de refuerzo posterior al ensayo podemos notar que también existió un aplastamiento del concreto, pero de menor dimensión que en el caso del espécimen N° 01.

Por lo tanto, podemos decir que la viga sufrió una falla combinada por flexión y falta de anclaje, iniciándose con la pérdida de adherencia del refuerzo en el concreto con cargas cercanas a la fluencia, seguidamente el anclaje mecánico ofrecido por el gancho estándar ayudo desarrollar mayores esfuerzos haciendo que se aproxime a su resistencia última, donde ocurrió el colapso del concreto comprimido de la parte inferior de la viga. En este caso el gancho estándar del refuerzo al inicio si cumplió su propósito, pero ante cargas más grandes, el concreto ubicado al interior del gancho sufrió falla por cizallamiento, este hecho ayudo que la grieta en la sección crítica tenga un ancho mucho más grande, reduciendo así el espesor del bloque comprimido de concreto, que hace que la viga acelere su falla por flexión.



Figura 152: Prueba de Carga del Espécimen N° 02. Fuente: Elaboración propia.



Figura 153: Inspección del anclaje del refuerzo del espécimen N° 02. Fuente: Elaboración propia.

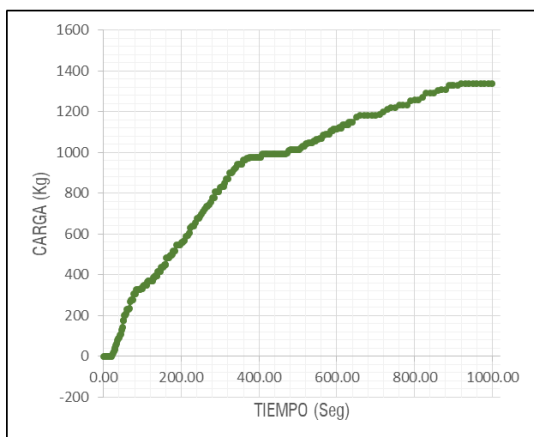


Figura 154: Diagrama Carga vs. Tiempo

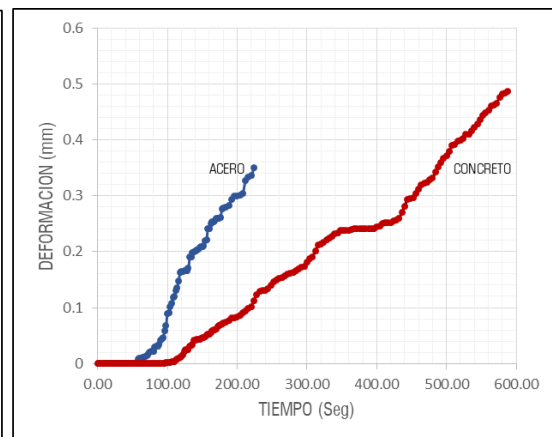


Figura 155: Diagrama Deformación vs. Tiempo

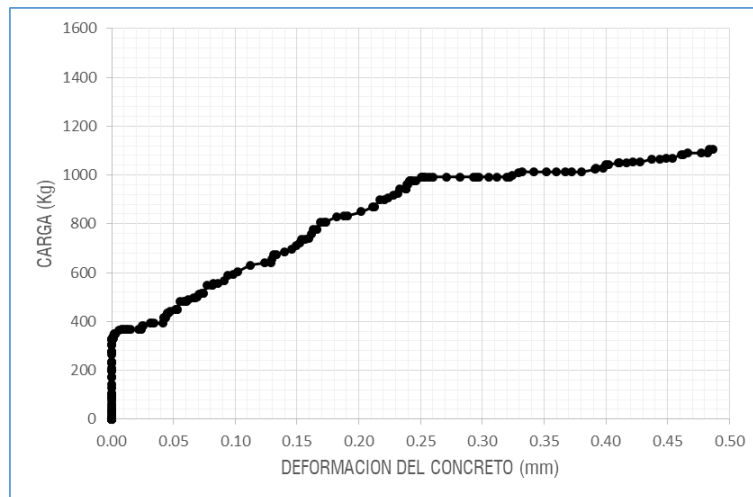


Figura 156: Diagrama Carga vs. Deformación del concreto. Fuente: Elaboración propia.

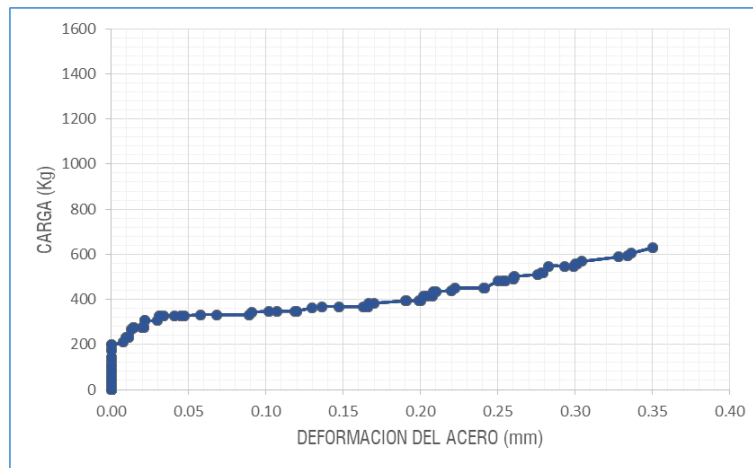


Figura 157: Diagrama Carga vs. Deformación del Acero. Fuente: Elaboración propia.

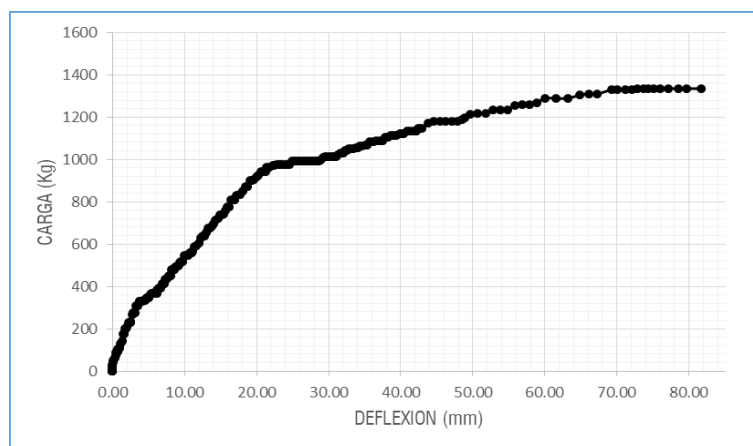


Figura 158: Diagrama Carga vs. Deflexión. Fuente: Elaboración propia.



Tabla 23: Resumen de Datos del Ensayo del espécimen N° 02.

PUNTO DE EVALUACIÓN	CARGA (KG)	DEFORMACIÓN CONCRETO $\epsilon_c$ (mm)	DEFORMACIÓN ACERO $\epsilon_s$ (mm)	DEFLEXIÓN (mm)	TIEMPO (h:m:s)
Carga de Falla	1330.11	--	--	69.27	0:14:50
Carga Máxima	1335.22	--	--	81.69	0:16:40
Deflexión $\Delta_{10mm}$	547.39	0.08	0.28	10.01	0:03:08
Deflexión $\Delta_{20mm}$	915.73	0.23	--	19.93	0:05:36
Deflexión $\Delta_{25mm}$	992.46	0.25	--	24.92	0:06:48
Deflexión $\Delta_{30mm}$	1012.93	0.35	--	30.07	0:08:08
Deflexión $\Delta_{40mm}$	1120.36	--	--	40.11	0:10:08
Deflexión $\Delta_{50mm}$	1212.44	--	--	49.60	0:12:10
Deflexión $\Delta_{60mm}$	1289.18	--	--	59.97	0:13:50
Deflexión $\Delta_{70mm}$	1330.11	--	--	70.07	0:14:55
Deflexión $\Delta_{75mm}$	1335.22	--	--	75.14	0:15:50
Deflexión $\Delta_{80mm}$	1335.22	--	--	79.62	0:16:30
Deflexión $\Delta_{90mm}$	--	--	--	--	--
Deflexión $\Delta_{100mm}$	--	--	--	--	--
Deflexión $\Delta_{125mm}$	--	--	--	--	--

Fuente: Elaboración propia

### ENSAYO ESPÉCIMEN N° 03

En este ensayo se tuvo cuidado que el tiempo de la prueba sea cercano a los 4 minutos y es el que se usa en adelante para los demás ensayos. Los datos muestran que la viga del espécimen soporta una carga menor a su capacidad última calculada, además podemos visualizar el instante en el que las lecturas de los deformímetros que registran la deformación del acero y el concreto muestran un quiebre en el diagrama deformación vs tiempo el cual se interpreta como el inicio de la falla de la fibra del concreto a compresión, además el patrón del proceso de carga sobre la viga es la misma que del espécimen N° 02 tal como se muestra en el diagrama Carga vs deflexión, con la diferencia que el intervalo horizontal es más pronunciado con una pendiente muy cercano a cero, sin llegar a resistir la carga para la que fue diseñada.



Figura 159: Prueba de Carga del Espécimen N° 03. Fuente: Elaboración propia.



Figura 160: Inspección del anclaje del refuerzo del espécimen N° 03.  
Fuente: Elaboración propia

El espécimen presenta una grieta muy grande en la sección crítica del nudo, cuando se descubre el acero de refuerzo para observar el interior, la varilla presenta el mismo problema que los especímenes N° 01 y N° 02, el concreto ubicado al interior del gancho estándar sufre un aplastamiento pero en este caso es mucho más grande, por lo tanto podemos determinar que la adherencia del refuerzo trabajo inicialmente pero como la sección de la columna es menor a la longitud de desarrollo del acero longitudinal de la viga, se generan esfuerzos que superan la adherencia entre el acero y concreto dando lugar a que el gancho estándar actué para evitar el desprendimiento del acero de refuerzo en el nudo, en este caso el concreto al interior del gancho estándar cedió rápidamente sin tener un aumento significativo a su

capacidad resistente de la viga, motivo por el cual el diagrama de carga vs. Deflexión se mantiene casi constante posterior al colapso de la fibra de concreto comprimido.

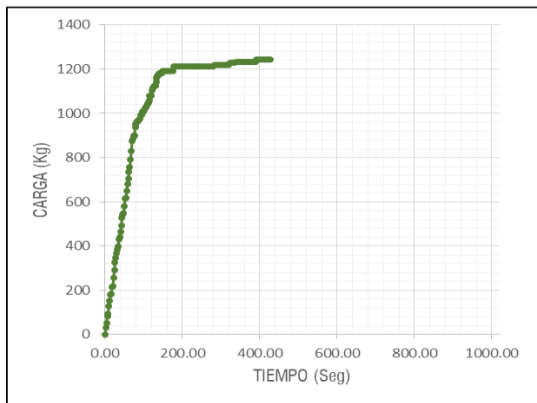


Figura 161: Diagrama Carga vs. Tiempo

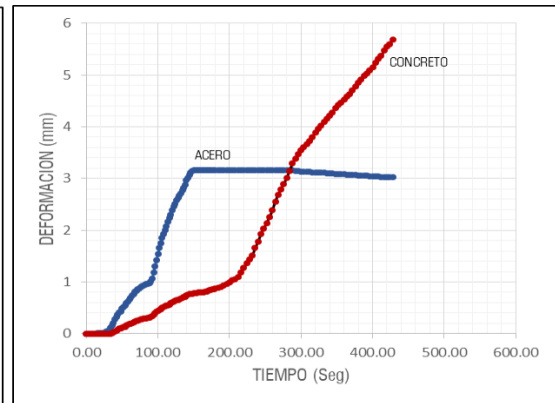


Figura 162: Diagrama Deformación vs. Tiempo

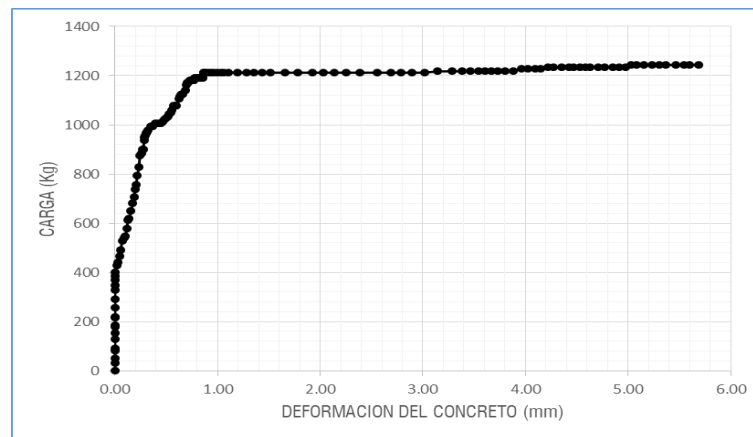


Figura 163: Diagrama Carga vs. Deformación del concreto. Fuente: Elaboración propia.

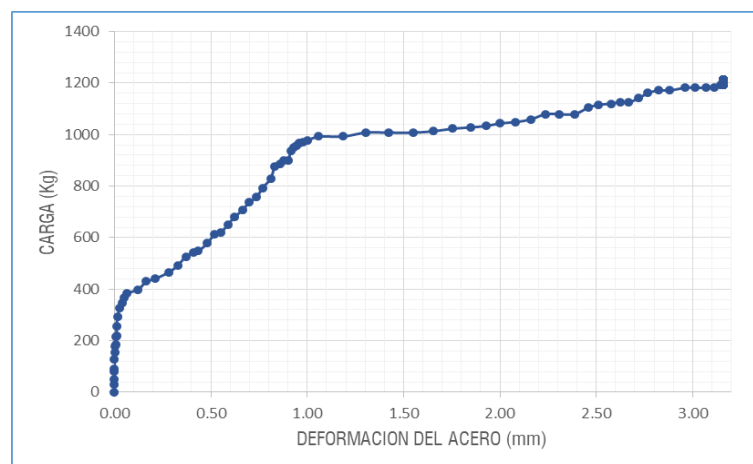


Figura 164: Diagrama Carga vs. Deformación del Acero. Fuente: Elaboración propia.

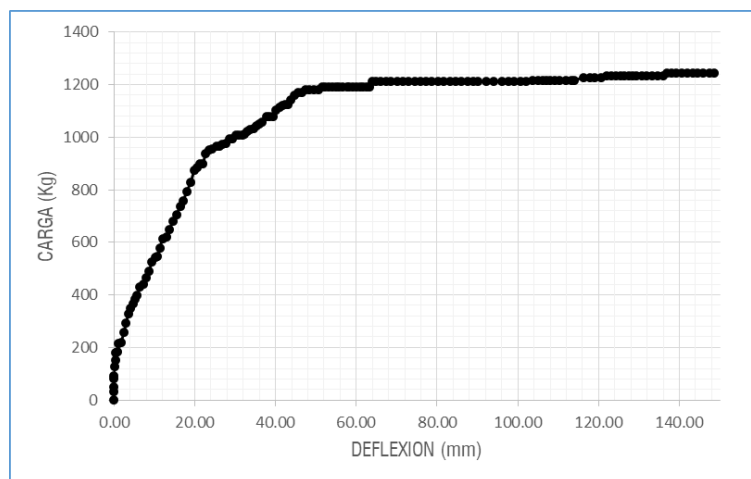


Figura 165: Diagrama Carga vs. Deflexión. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 24: Resumen de Datos del Ensayo del espécimen N° 03.

PUNTO DE EVALUACIÓN	MEDIDA (KG)	DEFORMACIÓN CONCRETO $\epsilon_c$ (mm)	DEFORMACIÓN ACERO $\epsilon_s$ (mm)	DEFLEXIÓN (mm)	TIEMPO (h:m:s)
Carga de Falla	1212.44	2.26	3.16	92.09	0:04:16
Carga Máxima	1243.14	5.68	3.02	148.67	0:07:08
Deflexión $\Delta_{10mm}$	542.27	0.09	0.41	10.20	0:00:46
Deflexión $\Delta_{20mm}$	874.80	0.24	0.83	19.88	0:01:10
Deflexión $\Delta_{25mm}$	966.88	0.30	0.96	25.34	0:01:24
Deflexión $\Delta_{30mm}$	1007.81	0.39	1.30	30.17	0:01:36
Deflexión $\Delta_{40mm}$	1105.01	0.62	2.46	40.16	0:02:02
Deflexión $\Delta_{50mm}$	1181.75	0.77	3.11	50.53	0:02:26
Deflexión $\Delta_{60mm}$	1191.98	0.82	3.16	59.94	0:02:48
Deflexión $\Delta_{70mm}$	1212.44	0.97	3.16	70.05	0:03:16
Deflexión $\Delta_{75mm}$	1212.44	1.10	3.16	75.79	0:03:32
Deflexión $\Delta_{80mm}$	1212.44	1.36	3.16	80.30	0:03:44
Deflexión $\Delta_{90mm}$	1212.44	2.14	3.16	90.15	0:04:12
Deflexión $\Delta_{100mm}$	1212.44	2.89	3.16	100.71	0:04:36
Deflexión $\Delta_{125mm}$	1232.91	4.43	3.09	125.39	0:05:52

Fuente: Elaboración propia

#### ENSAYO ESPÉCIMEN N° 04

Como se sabe los especímenes N° 04, N° 05 y N° 06, presentan un reforzamiento con cartelas en el nudo, en el caso de este espécimen podemos notar ya un claro aumento de su capacidad para soportar la carga aplicada sobre la viga y si comparamos con su capacidad última calculada en el diseño, este valor es superado ampliamente, además en el diagrama de Carga vs. Deflexión se puede apreciar dos tramos casi lineales con diferente pendiente, la

primera por sus características obedece al rango elástico de la viga y la segunda se interpreta como la zona donde el acero de refuerzo fluye. Inclusive este tramo debería crecer un poco hasta ocurrir la falla del concreto comprimido y finalmente tener una tendencia casi horizontal como muestra el mismo diagrama del espécimen N°02. Sin embargo esto no sucede, el segundo tramo presenta una tendencia lineal con una pendiente positiva mayor que las pendientes de las líneas mostradas del segundo tramo del mismo diagrama de los especímenes sin reforzamiento con cartelas, esto quiere decir que la carga aumenta constantemente a medida que aumenta la deformación, casi en la misma magnitud a pesar de que haya colapsado la fibra de concreto comprimido, este fenómeno se interpreta: como la cartela a pesar de modificar la ubicación de la sección crítica, también mejora la capacidad resistente del viga aún después de la falla del concreto comprimido.

Existe un pequeño tramo horizontal posterior a la etapa elástica, este tramo es donde el acero de refuerzo desarrolla su fluencia, cuyo valor se encuentra por encima de la carga de fluencia de un nudo que no presenta cartelas, asimismo posterior al colapso del concreto se puede ver que también se origina un tramo horizontal aunque muy reducido pero este tramo evidencia la falla por flexión de la viga.



*Figura 166: Prueba de Carga del Especimen N° 04. Fuente: Elaboración propia.*

Ahora bien, una clara diferencia al observar el proceso de ensayo, es que la sección crítica ya no se encuentra en la cara de la columna, sino por el contrario sobre la viga al final de la cartela, en el proceso de ensayo se aprecia que las grietas se forman justo en esta nueva posición de la sección crítica, además la fibra de concreto comprimido llega a colapsar en esta



sección, asimismo no se evidencia una falta de adherencia en el acero de refuerzo inclusive en el nudo se pueden observar pequeñas fisuras casi invisibles, pero que no llegan a ser de consideración para interpretarse como una falla por anclaje en el nudo.

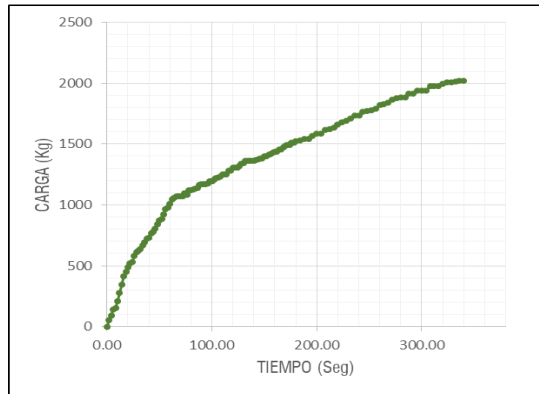


Figura 167: Diagrama Carga vs. Tiempo

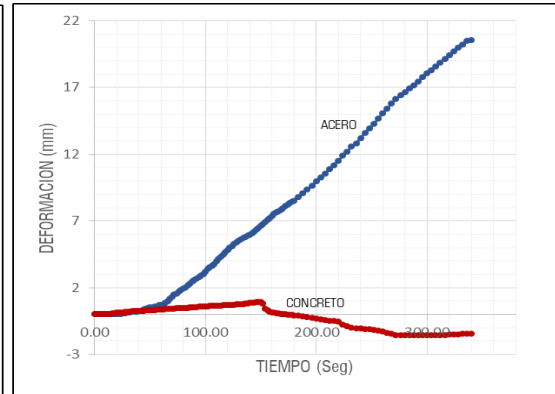


Figura 168: Diagrama Deformación vs. Tiempo

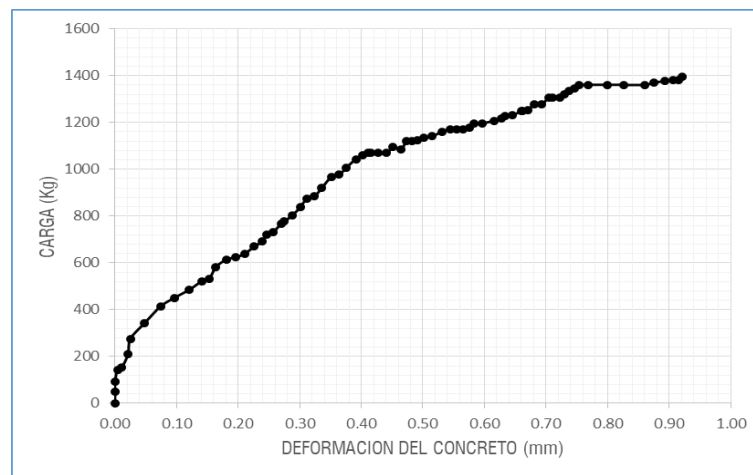


Figura 169: Diagrama Carga vs. Deformación del concreto. Fuente: Elaboración propia.

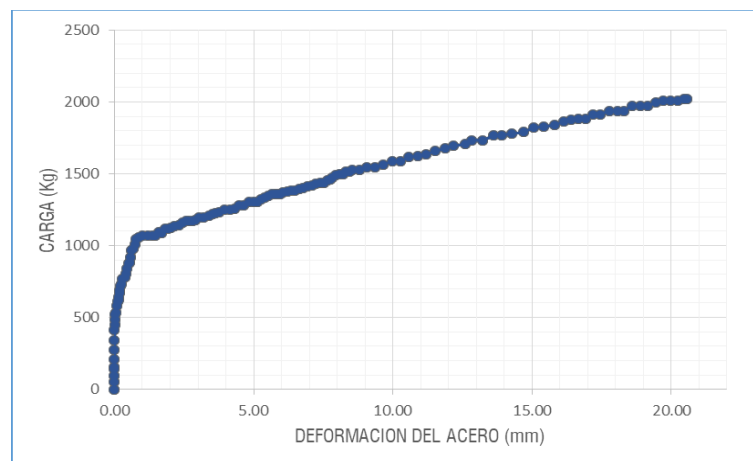


Figura 170: Diagrama Carga vs. Deformación del Acero. Fuente: Elaboración propia.

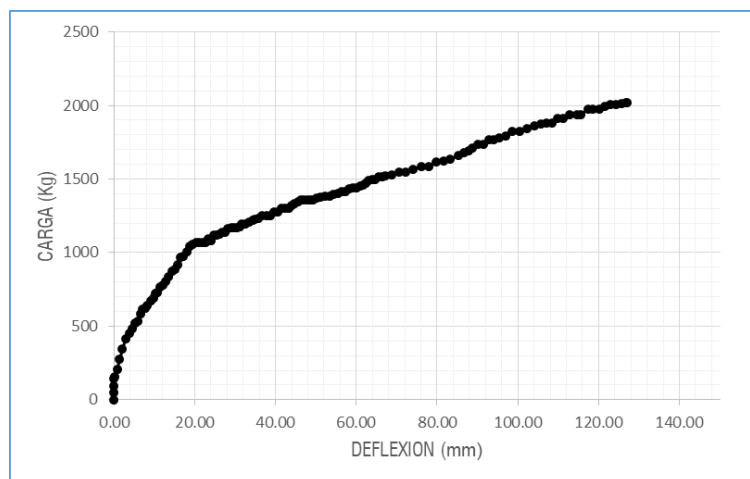


Figura 171: Diagrama Carga vs. Deflexión. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 25: Resumen de Datos del Ensayo del espécimen N° 04.

PUNTO DE EVALUACIÓN	MEDIDA (KG)	DEFORMACIÓN CONCRETO $\epsilon_c$ (mm)	DEFORMACIÓN ACERO $\epsilon_s$ (mm)	DEFLEXIÓN (mm)	TIEMPO (h:m:s)
Carga de Falla	1488.69	0.02	7.95	63.06	0:02:50
Carga Máxima	2020.74	--	20.55	127.10	0:05:40
Deflexión $\Delta_{10mm}$	721.33	0.25	0.22	10.26	0:00:38
Deflexión $\Delta_{20mm}$	1069.20	0.41	1.01	20.36	0:01:06
Deflexión $\Delta_{25mm}$	1120.36	0.48	1.93	25.32	0:01:20
Deflexión $\Delta_{30mm}$	1171.52	0.56	2.69	29.67	0:01:32
Deflexión $\Delta_{40mm}$	1278.95	0.68	4.48	39.63	0:01:56
Deflexión $\Delta_{50mm}$	1371.03	0.88	6.05	50.21	0:02:22
Deflexión $\Delta_{60mm}$	1437.54	0.13	7.53	60.16	0:02:42
Deflexión $\Delta_{70mm}$	1544.97	--	9.07	70.56	0:03:08
Deflexión $\Delta_{75mm}$	1565.43	--	9.65	74.09	0:03:16
Deflexión $\Delta_{80mm}$	1616.59	--	10.57	79.76	0:03:28
Deflexión $\Delta_{90mm}$	1734.25	--	12.82	90.08	0:03:56
Deflexión $\Delta_{100mm}$	1826.34	--	15.43	100.34	0:04:24
Deflexión $\Delta_{125mm}$	2010.51	--	20.24	125.63	0:05:32

Fuente: Elaboración propia

## ENSAYO ESPÉCIMEN N° 05

En el ensayo del espécimen N° 05 se puede observar la formación de fisuras en la cara superior de la viga producto de la aplicación de la carga, estas inicialmente con un ancho muy pequeño, se forman rápidamente en la sección crítica ubicada exactamente al final del desarrollo de la cartela de concreto. La parte inferior del concreto sometida a compresión, falla con una carga aplicada muchísimo más grande que su capacidad última calculada, una vez

ocurrido esta falla del concreto comprimido, la carga sigue aumentando a medida que la deflexión y las grietas aumentan de dimensión. En este caso, así como en el espécimen N°04, aparecen fisuras muy pequeñas en la sección crítica inicial, ubicada en la cara de la columna, pero que se generan posterior al colapso del concreto comprimido, se puede interpretar que la nueva sección crítica ubicada en la viga y al final de la cartela es momentánea, dependiendo de la carga aplicada, o mejor dicho las cartelas pueden sostener la nueva ubicación de la sección crítica hasta una determinada carga, superior a este valor las fallas por flexión se producirán en su ubicación inicial.

Si observamos el diagrama de carga vs. Deflexión, existe un quiebre inicial en la gráfica, donde hasta este instante la tendencia es casi lineal, interpretándose como el desarrollo del estado elástico de la viga y donde aún no trabaja la cartela, posterior a este existe otro cambio de orientación, y este se interpreta como el inicio de la fluencia del acero de refuerzo aunque en menor intensidad que en las de una viga sin cartela, y finalmente el último cambio de orientación es posterior a la falla del concreto a compresión de la viga, a partir de aquí la tendencia de la línea aún sigue presentando una pendiente positiva pero con un ángulo menor que el tramo anterior, específicamente antes de la falla del concreto.

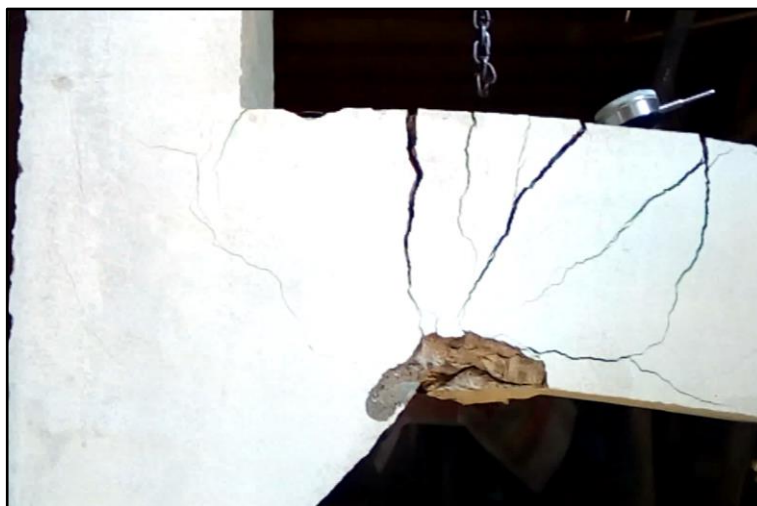


Figura 172: Prueba de Carga del Especimen N° 05. Fuente: Elaboración propia.

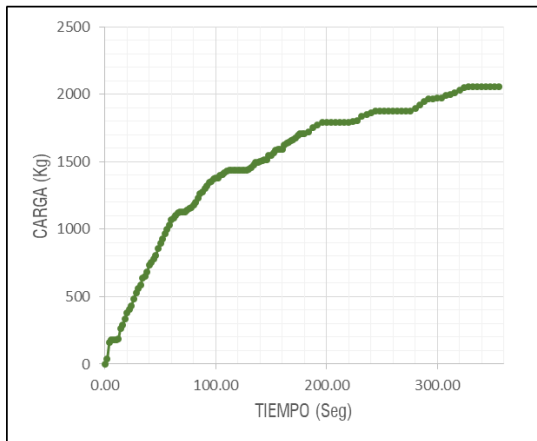


Figura 173: Diagrama Carga vs. Tiempo

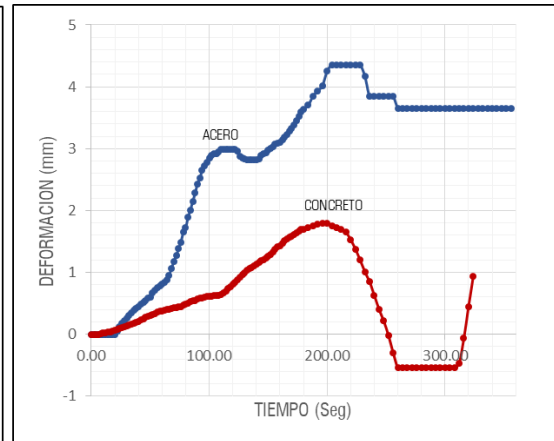


Figura 174: Diagrama Deformación vs. Tiempo

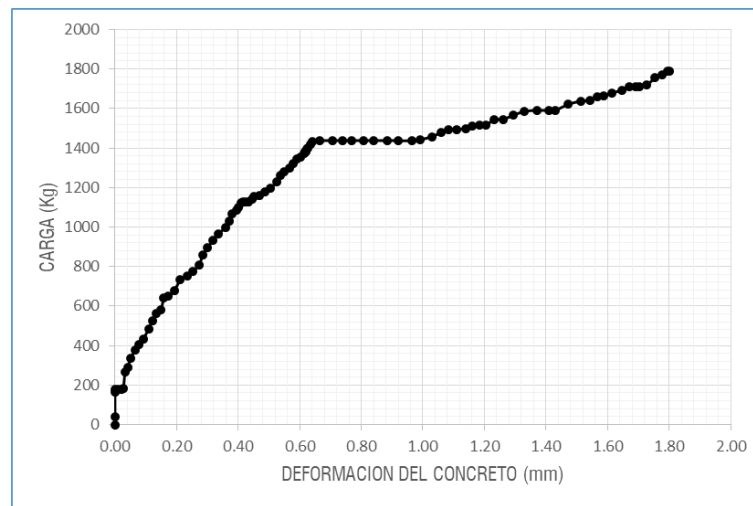


Figura 175: Diagrama Carga vs. Deformación del concreto. Fuente: Elaboración propia.

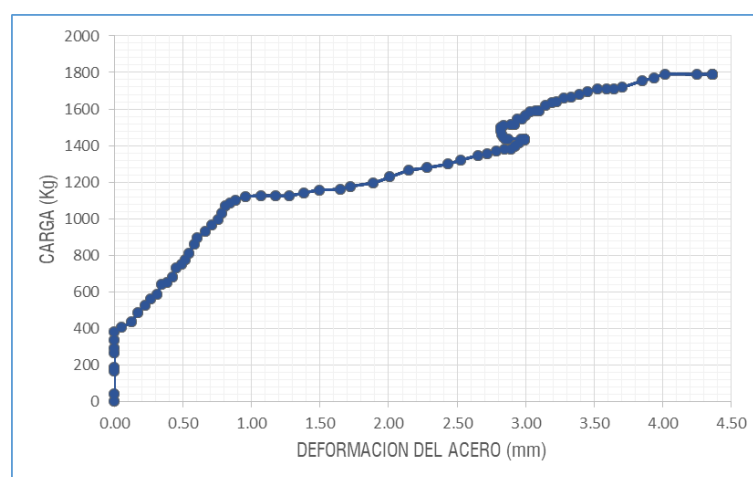


Figura 176: Diagrama Carga vs. Deformación del Acero. Fuente: Elaboración propia.

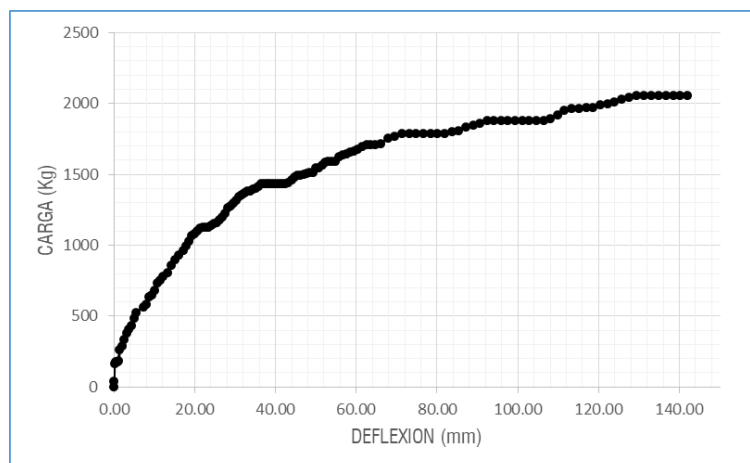


Figura 177: Diagrama Carga vs. Deflexión. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 26: Resumen de Datos del Ensayo del espécimen N° 05.

PUNTO DE EVALUACIÓN	MEDIDA (KG)	DEFORMACIÓN CONCRETO $\epsilon_c$ (mm)	DEFORMACIÓN ACERO $\epsilon_s$ (mm)	DEFLEXIÓN (mm)	TIEMPO (h:m:s)
Carga de Falla	1790.53	1.53	4.36	81.81	0:03:40
Carga Máxima	2056.55	--	3.65	142.03	0:05:56
Deflexión $\Delta_{10mm}$	680.40	0.19	0.42	9.98	0:00:38
Deflexión $\Delta_{20mm}$	1084.55	0.39	0.84	19.93	0:01:02
Deflexión $\Delta_{25mm}$	1156.17	0.48	1.50	24.90	0:01:16
Deflexión $\Delta_{30mm}$	1319.87	0.58	2.53	30.28	0:01:32
Deflexión $\Delta_{40mm}$	1437.54	0.84	2.99	40.31	0:02:02
Deflexión $\Delta_{50mm}$	1544.97	1.26	2.95	49.96	0:02:28
Deflexión $\Delta_{60mm}$	1677.98	1.61	3.39	60.39	0:02:52
Deflexión $\Delta_{70mm}$	1770.06	1.78	3.94	69.49	0:03:12
Deflexión $\Delta_{75mm}$	1790.53	1.77	4.37	74.44	0:03:24
Deflexión $\Delta_{80mm}$	1790.53	1.65	4.36	80.04	0:03:36
Deflexión $\Delta_{90mm}$	1862.15	0.63	3.85	90.59	0:04:00
Deflexión $\Delta_{100mm}$	1877.49	--	3.65	99.29	0:04:24
Deflexión $\Delta_{125mm}$	2030.97	--	3.65	125.65	0:05:20

Fuente: Elaboración propia

## ENSAYO ESPÉCIMEN N° 06

Finalmente en el caso del ensayo del espécimen N° 06, su comportamiento en la prueba de carga, evidencia el mismo patrón del proceso de falla que los especímenes que presentan un reforzamiento con cartelas, donde las cargas que soportan son mayores a la capacidad última calculada, además la sección crítica se forma en la viga al final del desarrollo de la cartela.

En el diagrama de carga vs deformación del concreto muestra una interferencia de sus datos en la gráfica, producto de la cedencia de los esfuerzos a compresión que soporta el concreto,



que nos revela el instante en el que se produce esta falla pero que no coincide exactamente con la visualización insitu. En el proceso de ensayo se puede notar que la fibra de concreto comprimido falla posterior a lo que indica la gráfica, logrando durar algunos segundos para finalmente escuchar el sonido de estallido del concreto.

Las grietas que se forman en la viga por las características que presentan podríamos afirmar que corresponden a una falla por flexión, se puede notar que las fisuras se forman específicamente en las secciones coincidentes con los estribos, esto se sustenta por la disminución de la sección de concreto por la presencia del refuerzo del estribo.

En el diagrama carga vs. deflexión se observa el mismo desarrollo de carga similar al espécimen N° 05 con un cambio de orientación después de la falla del concreto en la viga con una pendiente menor.



Figura 178: Prueba de Carga del Especimen N° 06. Fuente: Elaboración propia.

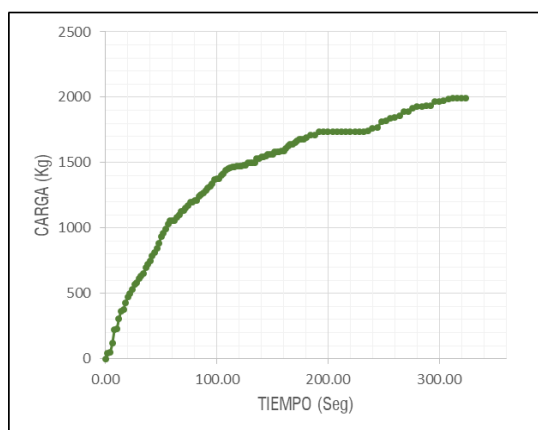


Figura 179: Diagrama Carga vs. Tiempo

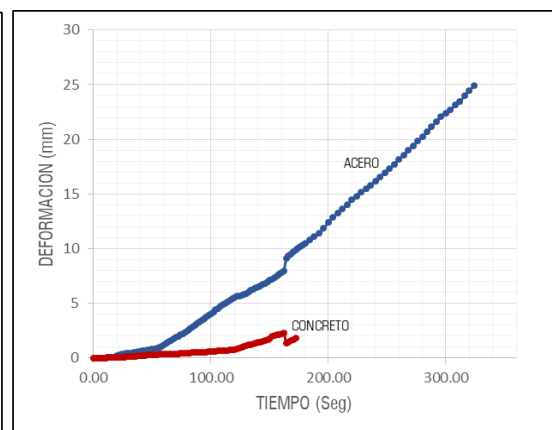


Figura 180: Diagrama Deformación vs. Tiempo

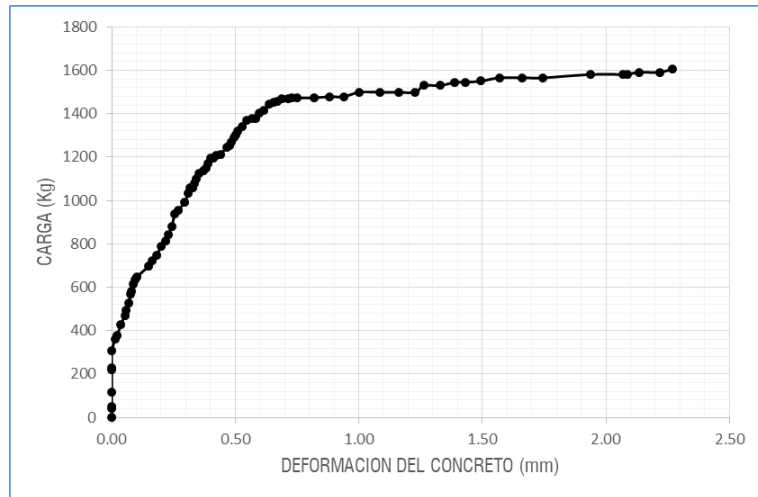


Figura 181: Diagrama Carga vs. Deformación del concreto. Fuente: Elaboración propia.

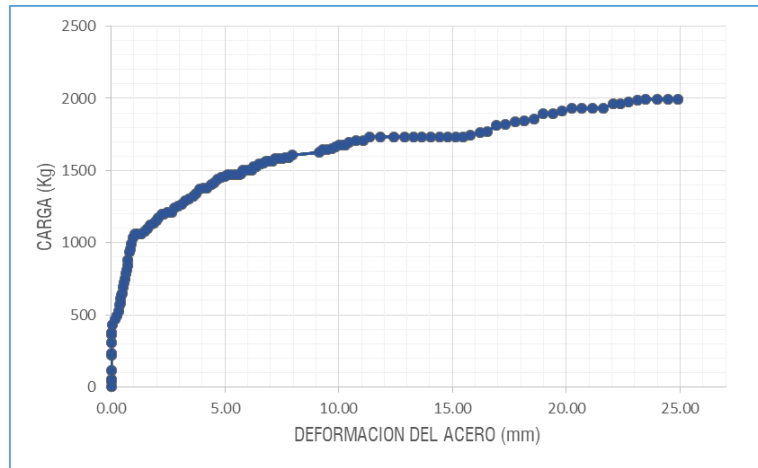


Figura 182: Diagrama Carga vs. Deformación del Acero. Fuente: Elaboración propia.

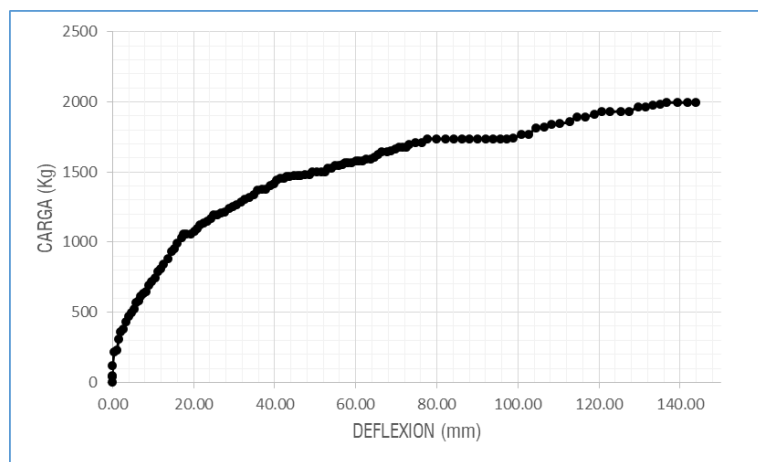


Figura 183: Diagrama Carga vs. Deflexión. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 27: Resumen de Datos del Ensayo del espécimen N° 06.

PUNTO DE EVALUACIÓN	MEDIDA (KG)	DEFORMACIÓN	DEFORMACIÓN	DEFLEXIÓN (mm)	TIEMPO (h:m:s)
		CONCRETO $\epsilon_c$ (mm)	ACERO $\epsilon_s$ (mm)		
Carga de Falla	1677.98	--	10.03	70.68	0:02:54
Carga Máxima	1995.16	--	24.90	143.86	0:05:24
Deflexión $\Delta_{10\text{mm}}$	746.91	0.18	0.59	10.42	0:00:40
Deflexión $\Delta_{20\text{mm}}$	1079.43	0.34	1.47	20.08	0:01:04
Deflexión $\Delta_{25\text{mm}}$	1197.09	0.40	2.22	24.90	0:01:16
Deflexión $\Delta_{30\text{mm}}$	1253.37	0.48	2.94	29.59	0:01:26
Deflexión $\Delta_{40\text{mm}}$	1417.07	0.62	4.53	39.72	0:01:46
Deflexión $\Delta_{50\text{mm}}$	1498.93	1.08	5.91	50.38	0:02:10
Deflexión $\Delta_{60\text{mm}}$	1580.78	1.94	7.21	59.96	0:02:32
Deflexión $\Delta_{70\text{mm}}$	1662.63	1.80	9.85	69.85	0:02:52
Deflexión $\Delta_{75\text{mm}}$	1708.67	--	10.76	74.72	0:03:04
Deflexión $\Delta_{80\text{mm}}$	1734.25	--	11.83	79.97	0:03:16
Deflexión $\Delta_{90\text{mm}}$	1734.25	--	14.04	90.12	0:03:36
Deflexión $\Delta_{100\text{mm}}$	1764.95	--	16.20	100.92	0:04:00
Deflexión $\Delta_{125\text{mm}}$	1933.77	--	21.16	125.33	0:04:48

Fuente: Elaboración propia

## CAPÍTULO IV.

### RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Se presenta en esta etapa los resultados de la investigación donde se analiza y contrasta el desempeño del modelo de las uniones viga-columna reforzados con cartelas respecto a las que no presentan este reforzamiento.

Se comparan los diferentes parámetros establecidos en el análisis de la información, estableciendo cuantitativamente la implicancia que tiene un reforzamiento con cartelas en el anclaje del refuerzo de una unión exterior viga-columna.

#### **4.1. INFLUENCIA DE LAS CARTELAS EN LAS DEFORMACIONES DEL CONCRETO Y EL REFUERZO**

##### **4.1.1. DEFORMACIÓN DEL CONCRETO**

Si comparamos la deformación del concreto de los resultados obtenidos de los ensayos de los 06 especímenes, como se muestra en la Tabla 28, se observa que los resultados de la deformación del primer espécimen es mucho mayor comparada a los demás especímenes, esta diferencia se debe como se indicó en la interpretación de la información, al ensamblaje de los dos puntos de control que se colocaron sobre el espécimen, en este caso en particular para cada punto de control uno de sus puntos en contacto fue colocado en la columna y el otro punto sobre la viga, por lo tanto se obtiene en la lectura del deformímetro además de la deformación del concreto también el giro relativo entre la viga y la columna. En el caso de los ensayos de

los demás especímenes se modificó la ubicación de estos puntos de control, fijándose ambos sobre la viga.

Si se realiza la comparación de las deformaciones del concreto comprimido, de las muestras patrones con las muestras reforzadas con cartelas, este último presenta una mayor deformación, debido que para esa misma deflexión la carga que soportan los especímenes con cartelas es también mayor, se sabe que para una deformación unitaria cercano a 0.003 el concreto llegará a su capacidad máxima, produciéndose el colapso de la fibra de concreto ubicada al inferior de la viga, entonces cualquiera sea la ubicación de la sección crítica el concreto se deformará la misma medida antes de su falla, el cambio en la ubicación de la sección crítica hace que el brazo de palanca se reduzca y con ello el momento actuante en la sección, por lo tanto para una misma carga aplicada, la viga del espécimen sin cartela soporta un momento mayor que la viga de un espécimen reforzado con cartelas, este análisis explica la razón de porque para una misma deflexión presentan diferentes tipos de deformación del concreto.

Tabla 28: Deformación del concreto para una misma deflexión.

PUNTO DE EVALUACIÓN	MUESTRAS SIN CARTELA			MUESTRAS CON CARTELA		
	Espécimen N° 01 (mm)	Espécimen N° 02 (mm)	Espécimen N° 03 (mm)	Espécimen N° 04 (mm)	Espécimen N° 05 (mm)	Espécimen N° 06 (mm)
	Distancia entre Deformímetros (d <sub>A</sub> )			Distancia entre Deformímetros (d <sub>A</sub> )		
	290 mm	270 mm	285 mm	300 mm	300 mm	300 mm
Carga de Falla	0.0105	--	0.0079	0.0001	0.0051	--
Carga de Máxima	0.0105	--	0.0199	--	--	--
Deflexión $\Delta_{10\text{mm}}$	--	0.0003	0.0003	0.0008	0.0006	0.0006
Deflexión $\Delta_{20\text{mm}}$	0.0023	0.0008	0.0009	0.0014	0.0013	0.0011
Deflexión $\Delta_{25\text{mm}}$	0.0030	0.0009	0.0011	0.0016	0.0016	0.0013
Deflexión $\Delta_{30\text{mm}}$	0.0036	0.0013	0.0014	0.0019	0.0019	0.0016
Deflexión $\Delta_{40\text{mm}}$	0.0051	--	0.0022	0.0023	0.0028	0.0021
Deflexión $\Delta_{50\text{mm}}$	--	--	0.0027	0.0029	0.0042	0.0036
Deflexión $\Delta_{60\text{mm}}$	--	--	0.0029	0.0004	0.0054	0.0065
Deflexión $\Delta_{70\text{mm}}$	--	--	0.0034	--	0.0059	0.0060
Deflexión $\Delta_{75\text{mm}}$	--	--	0.0039	--	0.0059	--
Deflexión $\Delta_{80\text{mm}}$	--	--	0.0048	--	0.0055	--
Deflexión $\Delta_{90\text{mm}}$	--	--	0.0075	--	0.0021	--
Deflexión $\Delta_{100\text{mm}}$	--	--	0.0102	--	--	--
Deflexión $\Delta_{125\text{mm}}$	--	--	0.0155	--	--	--

Fuente: Elaboración propia



Estos datos son comparables solo hasta una deflexión medida de 50 mm, posterior a esta etapa la información se distorsiona por el desprendimiento de los puntos de control para la lectura de los deformímetros.

Para tener una idea más clara acerca del comportamiento del concreto en el proceso de ensayo es preciso analizar las deformaciones que experimentan en función a una misma carga de aplicación, tal como se muestra en la Tabla 29, donde se observan las deformaciones unitarias que experimenta el concreto para cargas que aumentan cada 100 kgf. Se puede notar que inicialmente las deformaciones unitarias de los especímenes reforzados con cartelas son extrañamente mayores que las deformaciones que experimentan los especímenes patrones, con una tendencia a disminuir, hasta llegar a la carga que se calcula que inicia la fluencia del acero de refuerzo con un valor de 1014.22 kilogramos, este fenómeno podría deberse a la ubicación de los puntos de contacto de los deformímetros en las vigas, las deformaciones que experimentan los especímenes posterior a esta etapa pasan a ser mayores en las muestras patrones, con una tendencia a aumentar esta variación sobre las muestras que presentan cartelas, esta última diferencia en las deformaciones unitarias es la esperada de acuerdo a los momentos generados en las secciones críticas de las vigas para los dos casos de estudio. Como se indicó en el párrafo anterior si analizamos los brazos para el cálculo del momento, los especímenes con cartela presentarían menor longitud y con ello menor momento a resistir para una misma carga, por lo que los esfuerzos y deformaciones serán también menores comparados a las muestras sin reforzamiento.

Se debe precisar que en los especímenes sin cartelas la profundidad del eje neutro será mayor cuando exista falla por anclaje, debido a que, aparte de la deformación por estiramiento del acero también existirá una deformación debido al desplazamiento del refuerzo por el aplastamiento del concreto interior al gancho estándar, provocando que el bloque comprimido de concreto se reduzca y por tanto experimente esfuerzos y deformaciones mucho más grandes comparadas a las de una viga con refuerzo perfectamente anclado, esta variación en la deformación unitaria se ve reflejada en el espécimen N°02 respecto al espécimen N° 03, que presenta una mayor deformación posterior a la carga de fluencia del acero, tal como se ve en la Tabla 29.

Si comparamos los resultados de las deformaciones del concreto entre los especímenes reforzados con cartelas posterior a la carga de fluencia podremos notar que el que presenta

menor deformación es el espécimen N° 05, respecto a los especímenes N°06 y N°04, y por consiguiente los esfuerzos de compresión son menores para la misma carga aplicada, esto explica la razón por que el espécimen N° 05 es el que soporta mayor carga antes de llegar a la falla del concreto.

Tabla 29: Deformación del concreto para una misma carga.

CARGA (Kg)	MUESTRAS SIN CARTELA			MUESTRAS CON CARTELA		
	Espécimen N° 01 (mm)	Espécimen N° 02 (mm)	Espécimen N° 03 (mm)	Espécimen N° 04 (mm)	Espécimen N° 05 (mm)	Espécimen N° 06 (mm)
	Distancia entre Deformímetros (d <sub>A</sub> )			Distancia entre Deformímetros (d <sub>A</sub> )		
	290 mm	270 mm	285 mm	300 mm	300 mm	300 mm
100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
200	0.0001	0.0000	0.0000	0.0001	0.0001	0.0000
300	0.0002	0.0000	0.0000	0.0001	0.0001	0.0000
400	0.0004	0.0002	0.0000	0.0002	0.0003	0.0001
500	0.0009	0.0003	0.0002	0.0004	0.0004	0.0002
600	0.0013	0.0004	0.0004	0.0006	0.0005	0.0003
700	0.0017	0.0005	0.0006	0.0008	0.0007	0.0005
800	0.0019	0.0006	0.0008	0.0010	0.0009	0.0007
900	0.0022	0.0008	0.0009	0.0011	0.0010	0.0008
1000	0.0031	0.0012	0.0013	0.0012	0.0012	0.0010
1100	0.0070	0.0018	0.0022	0.0016	0.0013	0.0011
1200	--	--	0.0030	0.0020	0.0017	0.0014
1300	--	--	--	0.0023	0.0019	0.0017
1400	--	--	--	0.0028	0.0021	0.0020
1500	--	--	--	--	0.0038	0.0041
1600	--	--	--	--	0.0048	0.0075
1700	--	--	--	--	0.0055	--
1800	--	--	--	--	0.0046	--
1900	--	--	--	--	--	--
2000	--	--	--	--	--	--

Fuente: Elaboración propia

Las deformaciones que experimenta el concreto en las vigas en el instante en el que ocurren las fallas de los elementos no se podrían contrastar con los datos de diseño donde la deformación unitaria es aproximadamente de 0.003, debido a que los puntos de control de deformación se encuentran alejados una distancia aproximadamente 01 pulgada de la superficie de la viga, para poder hacer la comparación se tendría que realizar una corrección por el giro pequeño que estos puntos de control experimentan, pero determinar esto es muy complejo por los equipos con los que se cuenta, por lo tanto este dato no sería confiable, pero

si es útil para los fines que se indicó en la descripción del ensayo, donde se presentan diagramas de deformación vs. tiempo que muestran un claro quiebre que nos indica el inicio de la falla del fibra a compresión del concreto.

#### 4.1.2. DEFORMACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO.

Los datos que proporciona el ensayo del espécimen N°01 correspondiente a la deformación del acero de refuerzo varían respecto a las demás muestras como se indicó en el ítem anterior por la ubicación de sus puntos de contacto de cada punto de control para la lectura del deformímetro.

Los resultados presentados en la Tabla 30, muestran al igual que en el caso de la deformación del concreto, para una misma deflexión, los especímenes que tienen un reforzamiento con cartelas presentan una mayor elongación de la varilla de acero que los especímenes sin cartelas, esto se debe a que los momentos generados en la viga en estos últimos son menores que los especímenes con cartelas.

Tabla 30: Deformación del acero para una misma deflexión.

PUNTO DE EVALUACIÓN	MUESTRAS SIN CARTELA			MUESTRAS CON CARTELA		
	Especimen N° 01 (mm)	Especimen N° 02 (mm)	Especimen N° 03 (mm)	Especimen N° 04 (mm)	Especimen N° 05 (mm)	Especimen N° 06 (mm)
	Distancia entre Deformímetros ( $d_B$ )			Distancia entre Deformímetros ( $d_B$ )		
	290 mm	270 mm	300 mm	300 mm	300 mm	300 mm
Carga de Falla	0.0508	--	0.0105	0.0265	0.0145	0.0334
Carga de Máxima	0.0508	--	0.0101	0.0685	0.0122	0.0830
Deflexión $\Delta_{10mm}$	--	0.0010	0.0014	0.0007	0.0014	0.0020
Deflexión $\Delta_{20mm}$	0.0069	--	0.0028	0.0034	0.0028	0.0049
Deflexión $\Delta_{25mm}$	0.0094	--	0.0032	0.0064	0.0050	0.0074
Deflexión $\Delta_{30mm}$	0.0127	--	0.0043	0.0090	0.0084	0.0098
Deflexión $\Delta_{40mm}$	0.0207	--	0.0082	0.0149	0.0100	0.0151
Deflexión $\Delta_{50mm}$	--	--	0.0104	0.0202	0.0098	0.0197
Deflexión $\Delta_{60mm}$	--	--	0.0105	0.0251	0.0113	0.0240
Deflexión $\Delta_{70mm}$	--	--	0.0105	0.0302	0.0131	0.0328
Deflexión $\Delta_{75mm}$	0.0508	--	0.0105	0.0322	0.0146	0.0359
Deflexión $\Delta_{80mm}$	--	--	0.0105	0.0352	0.0145	0.0394
Deflexión $\Delta_{90mm}$	--	--	0.0105	0.0427	0.0128	0.0468
Deflexión $\Delta_{100mm}$	--	--	0.0105	0.0514	0.0122	0.0540
Deflexión $\Delta_{125mm}$	--	--	0.0103	0.0675	0.0122	0.0705

Fuente: Elaboración propia

Asimismo las deformaciones para una deflexión mayor a 50 mm presentan datos que contienen información no precisa, debido a que los puntos de control donde se colocan los deformímetros, se desprenden o se genera una grieta justo en la ubicación de estos puntos, lo que distorsiona la lectura, por lo tanto no se toman en cuenta las deformaciones en el acero que se registran a partir de esta deflexión.

En la Tabla 31, muestran deformaciones del acero para una misma carga, se puede notar que las deformaciones de los especímenes con cartelas son mayores a los especímenes patrones, esta tendencia es lo que se espera dado que los Momentos generados para la misma carga en especímenes con cartelas serán menores respecto a los momentos que se generan en los especímenes sin cartelas.

Tabla 31: Deformación del acero para una misma carga.

CARGA (Kg)	MUESTRAS SIN CARTELA			MUESTRAS CON CARTELA		
	Especímen N° 01 (mm)	Especímen N° 02 (mm)	Especímen N° 03 (mm)	Especímen N° 04 (mm)	Especímen N° 05 (mm)	Especímen N° 06 (mm)
	Distancia entre Deformímetros (dB)			Distancia entre Deformímetros (dB)		
	290 mm	270 mm	300 mm	300 mm	300 mm	300 mm
100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
300	0.0000	0.0001	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000
400	0.0003	0.0007	0.0004	0.0000	0.0001	0.0001
500	0.0021	0.0010	0.0011	0.0000	0.0006	0.0009
600	0.0035	0.0012	0.0017	0.0003	0.0011	0.0014
700	0.0046	--	0.0022	0.0007	0.0014	0.0017
800	0.0055	--	0.0026	0.0013	0.0018	0.0022
900	0.0065	--	0.0029	0.0019	0.0020	0.0025
1000	0.0100	--	0.0041	0.0024	0.0025	0.0030
1100	0.0311	--	0.0081	0.0058	0.0029	0.0053
1200	--	--	0.0105	0.0108	0.0063	0.0079
1300	--	--	--	0.0160	0.0081	0.0112
1400	--	--	--	0.0225	0.0097	0.0146
1500	--	--	--	0.0275	0.0094	0.0206
1600	--	--	--	0.0347	0.0104	0.0263
1700	--	--	--	0.0412	0.0116	0.0353
1800	--	--	--	0.0493	0.0145	0.0561
1900	--	--	--	0.0569	0.0122	0.0651
2000	--	--	--	0.0652	0.0122	--

Fuente: Elaboración propia

Además se puede rescatar de la tabla que existe un aumento brusco en las deformaciones de los especímenes posterior a la carga de fluencia, donde la deformación del acero aumenta constantemente para una misma carga revelando que la viga se encuentra en la etapa de fluencia.

Se puede ver en los resultados que no se registran deformaciones del acero antes de llegar a la carga de 300-400 kilogramos, y en los especímenes con cartelas las deformaciones no se registran para cargas aún mayores, la explicación de estos datos se debe a la existencia de la resistencia del concreto a la flexión, como se sabe el concreto es capaz de resistir un momento llamado de agrietamiento, cuyo valor calculado para los especímenes es aproximadamente de 441.43 kg.m, hasta llegar a este valor los esfuerzos que se desarrollan en el acero de la viga son mínimos y casi despreciables comparadas con los esfuerzos a tensión que puede soportar el concreto, por lo tanto antes del agrietamiento del concreto las deformaciones a tensión que experimenta el extremo superior de la viga, serán también pequeñas y casi imperceptibles para los deformímetros, razón por la cual no se registran deformaciones del acero para cargas debajo del valor del momento de agrietamiento.

Por último, entre los datos disponibles de los especímenes sin cartela, podríamos verificar el desplazamiento por falla del anclaje, aunque esta comparación no sean con los datos de un mismo espécimen nos da una idea de la magnitud de este deslizamiento del acero en el nudo, si se compara la deformación del espécimen N° 01, con la deformación del espécimen 03, existe una clara diferencia llegando inclusive al doble de su valor, esto como se explicó debido a que el deformímetro del primer espécimen registra una deformación absoluta, mientras que en el resto de las muestras esta lectura es relativa correspondiente a la deformación en la viga únicamente, de la Tabla 31 se observa que la diferencia de estas deformaciones es grande inclusive para cargas menores a la fluencia del acero de refuerzo, lo que nos indica que el deslizamiento en el nudo ocurrió mucho antes de alcanzar la fluencia de la varilla, por consiguiente la falla por anclaje se produjo mucho antes de la carga soportada por el espécimen.

#### **4.2. IMPLICANCIA DE LA VELOCIDAD DE CARGA EN LOS ENSAYOS.**

Si comparamos los tiempos de duración de ensayo de la Tabla 33, se puede notar que los dos primeros ensayos fueron de mayor duración, inclusive el segundo ensayo con mucho más tiempo que el primero, se realizó esto con la intención de una mejor visualización del proceso de falla.



Tabla 32: *Velocidad de carga*

MUESTRA	VELOCIDAD DE CARGA (mm/seg)	VELOCIDAD DE CARGA (mm/min)
ESP-01	0.161	9.67
ESP-02	0.076	4.57
ESP-03	0.369	22.13
ESP-04	0.397	23.83
ESP-05	0.406	24.34
ESP-06	0.454	27.25

Fuente: Elaboración propia

Lo mismo ocurre con la velocidad de carga que se muestran en la Tabla 32, donde se observa que el ensayo del espécimen N° 01, presenta una velocidad de carga cercana a la mitad de la velocidad establecida para los ensayos, en el caso del ensayo del espécimen N° 02 es aún menor esta velocidad de carga, cuyo valor es aproximadamente la cuarta parte de lo establecido para todas las pruebas de carga

Tabla 33: *Cuadro comparativo del tiempo de ensayo.*

PUNTO DE EVALUACIÓN	MUESTRAS SIN CARTELA			MUESTRAS CON CARTELA		
	Espécimen N° 01 (h:m:s)	Espécimen N° 02 (h:m:s)	Espécimen N° 03 (h:m:s)	Espécimen N° 04 (h:m:s)	Espécimen N° 05 (h:m:s)	Espécimen N° 06 (h:m:s)
Carga de Falla	0:07:45	0:14:50	0:04:16	0:02:50	0:03:40	0:02:54
Carga de Máxima	0:07:45	0:16:40	0:07:08	0:05:40	0:05:56	0:05:24
Deflexión $\Delta_{10\text{mm}}$	--	0:03:08	0:00:46	0:00:38	0:00:38	0:00:40
Deflexión $\Delta_{20\text{mm}}$	0:02:19	0:05:36	0:01:10	0:01:06	0:01:02	0:01:04
Deflexión $\Delta_{25\text{mm}}$	0:02:53	0:06:48	0:01:24	0:01:20	0:01:16	0:01:16
Deflexión $\Delta_{30\text{mm}}$	0:03:19	0:08:08	0:01:36	0:01:32	0:01:32	0:01:26
Deflexión $\Delta_{40\text{mm}}$	0:04:17	0:10:08	0:02:02	0:01:56	0:02:02	0:01:46
Deflexión $\Delta_{50\text{mm}}$	--	0:12:10	0:02:26	0:02:22	0:02:28	0:02:10
Deflexión $\Delta_{60\text{mm}}$	--	0:13:50	0:02:48	0:02:42	0:02:52	0:02:32
Deflexión $\Delta_{70\text{mm}}$	--	0:14:55	0:03:16	0:03:08	0:03:12	0:02:52
Deflexión $\Delta_{75\text{mm}}$	0:07:45	0:15:50	0:03:32	0:03:16	0:03:24	0:03:04
Deflexión $\Delta_{80\text{mm}}$	--	0:16:30	0:03:44	0:03:28	0:03:36	0:03:16
Deflexión $\Delta_{90\text{mm}}$	--	--	0:04:12	0:03:56	0:04:00	0:03:36
Deflexión $\Delta_{100\text{mm}}$	--	--	0:04:36	0:04:24	0:04:24	0:04:00
Deflexión $\Delta_{125\text{mm}}$	--	--	0:05:52	0:05:32	0:05:20	0:04:48

Fuente: Elaboración propia

Si bien es cierto en investigaciones realizadas acerca de la velocidad de carga en ensayos de compresión a probetas cilíndricas de concreto, establecen que cuanto más rápido es la aplicación de la carga la capacidad de reacción de las muestras cilíndricas es mayor, sin embargo para el caso del ensayo del espécimen N°02 ocurrió lo contrario, este presenta la menor velocidad de carga y a la vez muestra un aumento en su capacidad, logrando soportar una carga muy cercana a su capacidad calculada esperada, esto podría deberse a la variación de la resistencia del concreto, probablemente con mayor resistencia para este espécimen, debido a que estas resistencias no serán uniformes por mas condiciones similares se les haya dado al concreto en la elaboración de los especímenes. Como también podría deberse a la redistribución de esfuerzos en el nudo cuanto menor es el tiempo de aplicación de la carga, provocando que aumente su capacidad de reacción, debido a que podría producirse el efecto Creep en el concreto comprimido de la viga provocando que la deflexión aumente y la tensión en el refuerzo sea reducida haciendo que el anclaje tenga mejor comportamiento, pero esto último tendría que ser comprobado con más ensayos referentes a la implicancia de la velocidad de carga y el efecto Creep. Con la cantidad de muestras que se dispone, no se podría cuantificar o determinar exactamente si existe una repercusión de la velocidad de carga en el comportamiento estructural de los especímenes.

Además la influencia de la velocidad de carga en las resistencia a la compresión de probetas de concreto simple, se evidencian para ensayos donde sus velocidades de carga varían ampliamente entre ellas, presentando una diferencia de hasta 66 veces las velocidades de comparación, mientras que en esta investigación la diferencia es muy menor a este valor donde el espécimen con menor velocidad presenta un tiempo de ensayo 4 veces el tiempo de duración de los demás especímenes. Por tanto se prevé que no tendrá mucha repercusión en los resultados.

Algo que tenemos que tener en cuenta es que nuestra investigación está parametrizada en un ensayo con carga monotónica y unidireccional que nos sirve para determinar conclusiones muy importantes. Sin embargo las solicitaciones reales son muy distintas, las fuerzas sísmica son las que más daño causan a las estructuras en nuestro país, la características de estas fuerzas es que son dinámicas y repentinas por tanto la velocidad con que actúan estas cargas sobre los elementos estructurales son súbitas y cíclicas, por lo tanto sus repercusiones serían más desfavorables en el caso de un ensayo con este tipo de cargas, principalmente para el caso de las muestras que no presentan ningún tipo de reforzamiento.

### 4.3. IMPLICANCIA DE LA CARTELA EN LA DEFLEXIÓN.

Si evaluamos que implicancia tiene el reforzamiento de las cartelas en la deflexión de las vigas de los especímenes, es claro que la cartela vuelve a la viga más rígido y por lo tanto experimenta menores valores en su deflexión, tal como se puede observar en la Tabla 34, donde para una misma carga las deflexiones de los especímenes sin cartela son mayores que los que tienen cartelas.

Se puede observar además que las deflexiones de los especímenes sin cartelas, son muy cercanos entre sí, sin embargo para cargas mayores a los 1000 Kg, los especímenes N° 01 y N° 03 presentan mayores deflexiones que el espécimen N° 02, pues como se sabe este último experimento una falla por anclaje pero presenta un mejor comportamiento a flexión que los demás especímenes sin cartela, con esta diferencia en los valores de sus deflexiones también se verifica que los especímenes N° 01 y N° 03 presentan una a falla por anclaje más crítico que el segundo espécimen, tal como se pudo observar visualmente.

Tabla 34: Deflexión de los especímenes para una misma carga.

CARGA (Kg)	MUESTRAS SIN CARTELA			MUESTRAS CON CARTELA		
	Especimen N° 01 (mm)	Especimen N° 02 (mm)	Especimen N° 03 (mm)	Especimen N° 04 (mm)	Especimen N° 05 (mm)	Especimen N° 06 (mm)
100	--	0.76	0.02	0.00	0.06	0.00
200	--	1.90	1.06	0.65	1.22	0.35
300	--	3.26	3.10	1.67	2.09	1.48
400	--	6.75	5.80	2.76	3.64	2.81
500	--	9.11	8.89	4.84	5.10	4.78
600	--	11.84	11.78	6.85	8.12	6.67
700	--	14.11	15.26	9.87	10.24	8.97
800	--	16.38	18.19	12.74	12.91	11.54
900	18.98	19.10	21.17	15.28	15.25	13.90
1000	25.93	28.90	29.77	17.85	17.86	16.20
1100	48.92	37.71	39.99	24.31	20.63	20.87
1200	--	49.03	63.49	32.71	26.90	25.97
1300	--	64.36	--	41.39	29.61	32.31
1400	--	--	--	55.06	34.87	38.76
1500	--	--	--	64.96	46.99	52.32
1600	--	--	--	78.79	55.04	64.13
1700	--	--	--	88.19	61.90	73.78
1800	--	--	--	97.50	83.43	103.91
1900	--	--	--	109.25	108.52	117.44
2000	--	--	--	122.16	122.66	--

Fuente: Elaboración propia

Si comparamos las deflexiones de los especímenes reforzados con cartelas, para una misma carga el que presenta menor deflexión es el espécimen N° 05 y este es el que soporta mayor carga, asimismo el espécimen N° 04 es el que soporta menor carga y experimenta mayor deflexión, esta variación tratándose de un mismo modelo de espécimen, se podría deber a múltiples factores pero principalmente a procesos constructivos y variación en la resistencia de los materiales.

Por último, de la tabla se puede observar que para una carga de 1100 kg, superior a la de fluencia, las deflexiones de las muestras sin cartelas son en promedio 42.21 mm y si comparamos con el promedio de las muestras con cartelas el cual resulta 21.93 mm, la diferencia es aproximadamente el doble de su valor lo que no ocurre para una carga de 1000 kg, en este último caso la diferencia es muy menor, reforzando aún más lo que se suponía, que la cartela en el nudo vuelve más rígido a la viga.

#### **4.4. IMPLICANCIA DE LA CARTELA EN LA CAPACIDAD RESISTENTE DE LA VIGA.**

En la Tabla 35 podemos observar un claro mejoramiento en la capacidad resistente de los especímenes que presentan reforzamiento con cartelas respecto a las muestras que no presentan cartelas.

De la tabla si calculamos el porcentaje que logra aumentar su capacidad, notamos que los primeros instantes donde la deflexión es menor a los 20 mm este aumento en la carga se encuentra alrededor del 18 %, a medida que se desarrolla el ensayo se puede ver que este porcentaje aumente hasta llegar a un 34 % para una carga donde ocurre falla a compresión del concreto, en ese instante se produce la falla por flexión, y finalmente si verificamos el aumento porcentual que se logra al comparar las cargas máximas alcanzadas en los ensayos, se puede ver que este valor llega al 61 %, este último valor nos indica que las muestras que presentan cartelas desarrollan una resistencia adicional posterior a la falla del concreto comprimido, lo que no ocurre normalmente con las vigas sin cartelas, al llegar a su capacidad última crecen un valor poco significativo y luego disminuyen drásticamente.

Tabla 35: Implicancia de la cartela en la capacidad resistente de la viga.

MOMENTO	MUESTRAS SIN CARTELA			MUESTRAS CON CARTELA			Carga Promedio Sin Cartela (Kg.m)	Carga Promedio Con Cartela (Kg.m)	Variación (%)
	ESP-01	ESP-02	ESP-03	ESP-04	ESP-05	ESP-06			
<b>Falla</b>	1159.11	1350.60	1234.70	1506.81	1804.11	1693.25	1248.14	1668.06	34 %
<b>Máximo</b>	1159.11	1355.64	1264.93	2030.87	2066.14	2005.68	1259.90	2034.23	61 %
$\Delta_{10mm}$		579.62	574.58	750.95	670.33	776.15	577.10	732.47	27 %
$\Delta_{20mm}$	957.55	942.44	902.12	1093.61	1108.72	1103.68	934.04	1102.01	18 %
$\Delta_{25mm}$	1012.98	1018.02	992.83	1144.00	1179.27	1219.58	1007.94	1180.95	17 %
$\Delta_{30mm}$	1038.18	1038.18	1033.14	1194.39	1340.52	1275.01	1036.50	1269.97	23 %
$\Delta_{40mm}$	1073.45	1144.00	1128.88	1300.21	1456.42	1436.26	1115.44	1397.63	25 %
$\Delta_{50mm}$	--	1234.70	1204.47	1390.91	1562.24	1516.89	1219.58	1490.01	22 %
$\Delta_{60mm}$	--	1310.29	1214.54	1456.42	1693.25	1597.51	1262.42	1582.39	25 %
$\Delta_{70mm}$	--	1350.60	1234.70	1562.24	1783.96	1678.14	1292.65	1674.78	30 %
$\Delta_{75mm}$	1159.11	1355.64	1234.70	1582.39	1804.11	1723.49	1249.82	1703.33	36 %
$\Delta_{80mm}$	--	1355.64	1234.70	1632.79	1804.11	1748.68	1295.17	1728.53	33 %
$\Delta_{90mm}$	--	--	1234.70	1748.68	1874.66	1748.68	1234.70	1790.68	45 %
$\Delta_{100mm}$	--	--	1234.70	1839.39	1889.78	1778.92	1234.70	1836.03	49 %
$\Delta_{125mm}$	--	--	1254.86	2020.79	2040.95	1945.21	1254.86	2002.32	60 %

Fuente: Elaboración propia

La Figura 184, muestra el diagrama Momento vs Deflexión, aquí se puede visualizar mejor el comportamiento que tienen los especímenes reforzados con cartelas respecto a los otros, se puede notar que la tendencia de la curva posterior a la falla del concreto comprimido tiene una pendiente positiva y mucho mayor que la de los especímenes sin cartelas cuya tendencia de la curva es casi horizontal posterior al colapso del concreto de la viga.

En este diagrama también se grafica el momento último esperado, que fue calculado en la etapa del replanteo del diseño, cuyo valor es de 1376.54 kg.m, se pueden ver que los valores de los especímenes patrones, están debajo de su capacidad calculada, solo el espécimen N°02 resistió un momento muy cercano al valor que fue calculado y es el que presentó un mejor anclaje de su refuerzo con un mínimo daño respecto a los demás especímenes sin cartelas.

Los resultados de los especímenes con cartelas muestran lo contrario donde la capacidad resistente es mayor a la calculada, sus valores del momento de falla se encuentran por encima de la línea que indica la carga de su capacidad última esperada y más aún la carga máxima alcanzada. Con estos resultados obtenemos una importante conclusión respecto a la capacidad resistente de la viga de los especímenes reforzados con cartelas.



También se puede ver una línea que indica el inicio de la fluencia del acero de refuerzo, este valor se encuentra muy cercano a los puntos donde ocurre la fluencia de los especímenes producto de los ensayos de laboratorio, por lo tanto se podría decir que las datos con los que se trabajó para el cálculo del momento de fluencia son los indicados.

Asimismo se visualiza la línea de tendencia con sus respectivas ecuaciones de regresión del comportamiento de la etapa elástica para cada grupo de especímenes con y sin cartela, la pendiente de las rectas demuestra lo que se esperaba, los especímenes sin cartela tienen un comportamiento más dúctil que los especímenes con cartelas, aumentado en un 30 %.

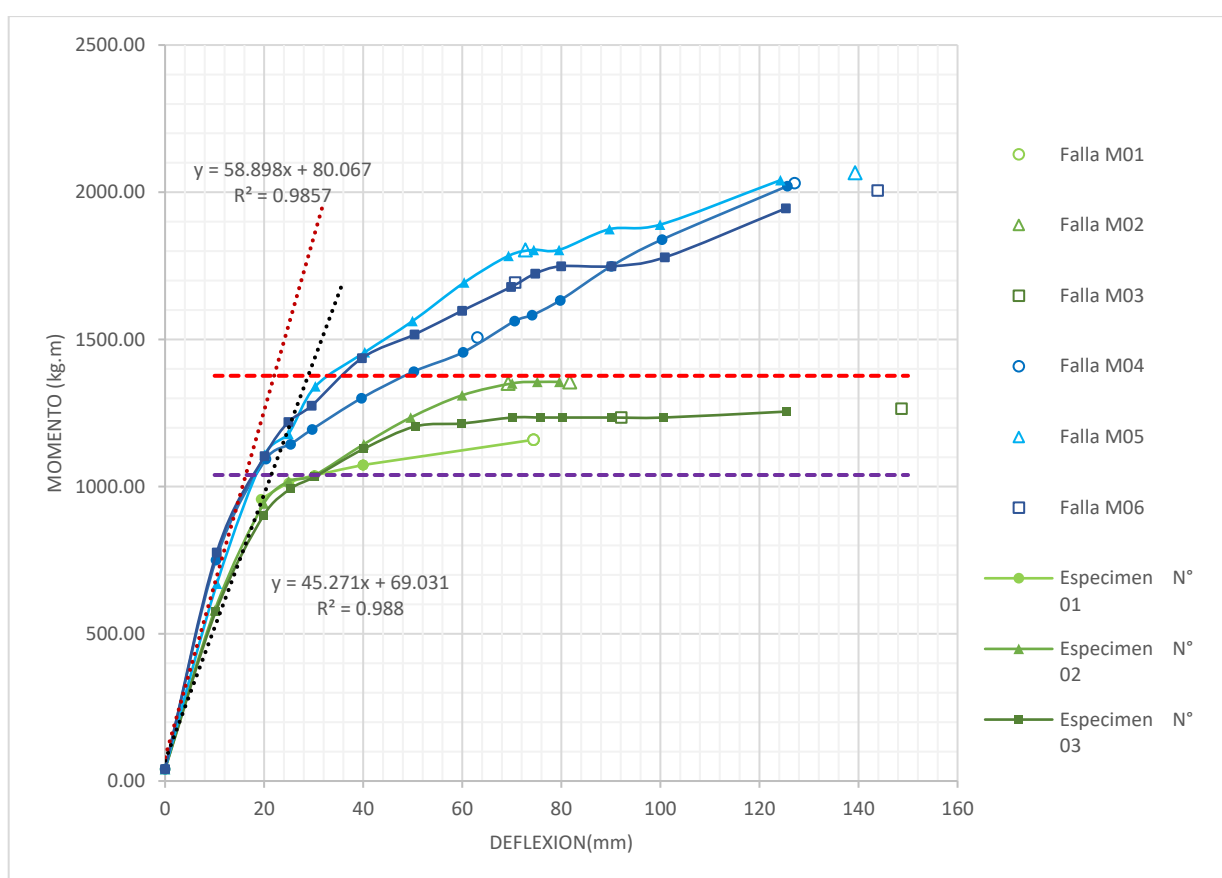


Figura 184: Implicancia de la cartela en el Diagrama Momento vs. Deflexión.  
Fuente: Elaboración propia.

#### 4.4.1. EVALUACIÓN DE LA CARGA DE FALLA.

Si comparamos las cargas de falla del espécimen o la carga para el cual la fibra extrema del concreto de la viga sometida a compresión colapsa, claramente las que presentan un reforzamiento con cartelas son las que mayor carga soportan.

Ahora bien si calculamos los momentos resistidos por las vigas de los especímenes pasa lo mismo, inclusive superan su capacidad última esperada, tal como evidencian los resultados en la Tabla 36.

El mejoramiento en su resistencia última a flexión de la viga debe analizarse cuidadosamente debido a que en los diseños de los elementos estructurales debe verificarse que las vigas fallen primero antes que las columnas o es lo que se espera de una estructura dúctil con un "Diseño por Capacidad" adecuado, que ante la acción de solicitaciones externas principalmente sísmicos, desarrollen mecanismos de deformaciones plásticas que disipen la energía del sismo, y los daños provocados por éstas fuerzas, puedan manifestarse en la estructura antes de llegar a su colapso, evitando un tipo de falla frágil, de esta manera poder evacuar preventivamente a las personas si la estructura presenta daños severos.

De lo anterior, debe verificarse el Artículo 21.6.2 de la Norma E.060, que establece el criterio de resistencia mínima a la flexión de la columna para un diseño sismo resistente en el que la suma de los momentos nominales de la columna sea mayor a 1.2 veces la suma de los momentos nominales de la viga, es aquí donde debe utilizarse este aumento en la capacidad resistente de la viga reforzado con cartela, que se presenta en la Tabla 36 con porcentajes muy diferentes para cada espécimen, comparados con el momento último calculado igual a 1376.54 kg.m.

Tabla 36: Cuadro comparativo de las cargas de falla de la viga.

MUESTRA	CARGA APLICADA (KG)	BRASO (m)	MOMENTO DEBIDO A CARGA APLICADA (Kg.m)	MOMENTO DEBIDO A PESO PROPIO DE VIGA (Kg.m)	MOMENTO TOTAL APLICADO (Kg.m)	MOMENTO CALCULADO ESPERADO (Kg.m)	VARIACIÓN (%)	DEFLEXIÓN (mm)
ESP-01	1135.71	0.985	1118.67	40.44	1159.11	1376.54	-19 %	74.38
ESP-02	1330.11	0.985	1310.15	40.44	1350.60	1376.54	-2 %	69.27
ESP-03	1212.44	0.985	1194.26	40.44	1234.70	1376.54	-11 %	92.09
ESP-04	1488.69	0.985	1466.36	40.44	1506.81	1376.54	9 %	63.06
ESP-05	1790.53	0.985	1763.67	40.44	1804.11	1376.54	24 %	81.81
ESP-06	1677.98	0.985	1652.81	40.44	1693.25	1376.54	19 %	70.68

Fuente: Elaboración propia

Durante los ensayos se pudo observar que el espécimen N° 02, es el que mejor comportamiento presento entre los especímenes sin cartelas, y que se visualiza mínimamente

los problemas de anclaje a diferencia de los especímenes N°01 y N°03, esto se puede verificar con los resultados numéricos de la Tabla 36 donde el momento resistente de la viga comparado con el momento calculado, varía alrededor del 2 % y se podría decir que el acero de refuerzo de la viga de este espécimen logro alcanzar un anclaje adecuado a pesar de que la longitud de desarrollo del acero supera a la sección de la columna, sin embargo el valor del momento resistente calculado es aún conservador a pesar de que fueron considerados modelos reales de los materiales para su cálculo, esto debido a que algunos valores y datos utilizados en las ecuaciones son establecidas en base a criterios probabilísticos y se toma el más crítico, por ejemplo no se considera que el concreto en confinamiento presenta mayor resistencia que uno sin confinar, o que la deformación unitaria donde el concreto llega a colapsar es mayor al 0.003 utilizado en la mayoría de las ecuaciones, y además el sistema de viga con estribos y acero en compresión varían la resistencia de la viga, por lo tanto si consideramos todos estos criterios en el cálculo del momento resistente, el espécimen N° 02 no llegaría a cubrir esta capacidad esperada, y esto se evidencia por el aplastamiento del concreto al interior del gancho de la viga de este espécimen.

En la tabla 36 se observa que el espécimen N° 04 es el que menor porcentaje presenta en el aumento de la resistencia última de la viga con un 9 % más que el momento calculado, mientras que los dos últimos ensayos muestran un aumento más significativo siendo 24 % para el caso del espécimen N° 05 y 19 % para el espécimen N° 06.

Tabla 37: *Resumen del análisis estadístico de Datos experimentales.*

MEDIDA	VALOR
Media	17.33
Desviación estándar	7.64
Varianza de la muestra	58.33
Coficiente de asimetría	-0.94
Tamaño de Muestra	3.00
Rango	15.00
Mínimo	9.00
Máximo	24.00
Error típico	4.41
Valor Critico-t student	1.89
Nivel de confianza (80 %)	8.31

Fuente: Elaboración propia

Si realizamos un análisis estadístico de datos como se presenta en la Tabla 37, podremos inferir que para el caso de muestras reforzadas con cartelas, experimentan un aumento en su

resistencia última de  $17.33 \% \pm 8.31 \%$ , para un nivel de confianza del 80 %. Por lo tanto para un proceso de diseño el aumento porcentual con el que se debería verificar columna fuerte y viga débil, es de 9.02 %.

Para determinar con mayor exactitud el aumento en su capacidad resistente se deberían realizar más ensayos y hacer un análisis estadístico que presente un error muy pequeño, y con estos datos determinar el coeficiente exacto de la ecuación que se plantea en el diseño de la cartela de esta investigación.

Si realizamos la comparación de los momentos resistidos por cada espécimen en los ensayos con el momento calculado según la norma peruana donde el momento último es  $M_u = 1110.4 \text{ Kg.m}$ , todos los especímenes superarían a este último valor, claro está que en los casos de los especímenes N° 01 y N° 03, sus momentos de 1159.11 kg.m y 1234.70 kg.m respectivamente son muy cercanos a los calculados por la norma. Sin embargo estos resultados no reflejan los daños observados en estos especímenes, la falla por anclaje es evidente y más aún cuando se descubre el refuerzo de la viga que se encuentra al interior el nudo, donde se observa un aplastamiento excesivo del concreto al interior del gancho estándar, es más el concreto en el espécimen N° 01 no llega a colapsar a pesar de la deflexión que presenta y esto corrobora mucho más el problema de anclaje del refuerzo en este espécimen. Esta variación en los cálculos no significa que las ecuaciones usadas por la norma peruana o el ACI estén mal establecidas, sino como se indicó anteriormente estas ecuaciones se realizan en base al análisis probabilístico de muchos ensayos y se toman modelos y valores conservadores, por lo tanto para los propósitos de la investigación es conveniente calcular con los datos o modelos que más se ajusten a la realidad, es posible que para un modelo de espécimen más sencillo donde no presente estribos, el acero refuerzo en compresión y donde las resistencias de los materiales no varíen demasiado, se puedan verificar los problemas de anclaje usando únicamente las ecuaciones establecidas en la norma, pero este es un tema de investigación aparte.

Si realizamos un análisis de las deflexiones alcanzadas en el instante en que ocurrió la falla de la viga, de la Tabla 36 podemos notar que los especímenes que soportan menor carga son las que menor deflexión experimentan, estos resultados son congruentes porque la deflexión es directamente proporcional a la carga aplicada, también se debe tener en cuenta que la lectura de la deflexión que se presenta en la hoja de datos de los especímenes no registra únicamente la deflexión de la viga sino también está incluida la deflexión de la columna, claro que con un mínimo aporte. Por lo tanto este último valor no afecta en gran medida la lectura de la deflexión tomada en los datos.

#### 4.4.2. EVALUACIÓN DE LA CARGA MÁXIMA ALCANZADA.

En el caso de las cargas máximas alcanzadas por los especímenes durante el ensayo tiene que ver con el límite de la carrera del actuador hidráulico, en los dos primeros ensayos se usó un acoplamiento de menor dimensión con el que se obtuvo un recorrido máximo de 85 mm, posteriormente se adaptó un acoplamiento de mayor dimensión, este ayudo a que se pudiera ensayar con mayores deflexiones, sin embargo podemos notar que los especímenes sin reforzamiento, a pesar de que la viga experimenta una gran deflexión la carga ya no aumenta significativamente posterior al colapso por compresión del concreto. Mientras que en los especímenes reforzadas con cartelas muestran cargas mayores posterior al colapso de la fibra en compresión del concreto de la viga tal como muestran los porcentajes en la Tabla 38, este mejoramiento en su capacidad posterior a la falla por flexión, podría deberse a muchos factores, entre ellos, que la cartela presenta un acero de refuerzo con cuantía mínima, que se prolonga una distancia en la viga igual a su longitud de desarrollo del acero más allá de la nueva sección crítica de la viga, este acero adicional modifica la cuantía de la viga que inicialmente no presenta la cartela, también el ángulo de inclinación de la cartela que modifica la flujo de esfuerzos de compresión en la viga, por lo tanto, tendrá un comportamiento que por lo visto mejora la capacidad de la viga aún después de la falla en el concreto, además de la distribución de estribos y dimensiones geométricas de la cartela que son parámetros con los que fueron diseñado las cartelas y tendrán influencia en su comportamiento, pero que no son estudio de esta tesis.

Tabla 38: Cuadro comparativo de las cargas máximas alcanzadas.

MUESTRA	CARGA APLICADA (KG)	BRASO (m)	MOMENTO DEBIDO A CARGA APLICADA (Kg.m)	MOMENTO DEBIDO A PESO PROPIO DE VIGA (Kg.m)	MOMENTO TOTAL APLICADO (Kg.m)	MOMENTO CALULADO ESPERADO (Kg.m)	VARIACIÓN (%)	DEFLEXIÓN (mm)
ESP-01	1135.71	0.985	1118.67	40.44	1159.11	1376.54	-19 %	74.38
ESP-02	1335.22	0.985	1315.19	40.44	1355.64	1376.54	-2 %	81.69
ESP-03	1243.14	0.985	1224.49	40.44	1264.93	1376.54	-9 %	148.67
ESP-04	2020.74	0.985	1990.43	40.44	2030.87	1376.54	32 %	127.10
ESP-05	2056.55	0.985	2025.70	40.44	2066.14	1376.54	33 %	142.03
ESP-06	1995.16	0.985	1965.23	40.44	2005.68	1376.54	31 %	143.86

Fuente: Elaboración propia



Para cuantificar esta capacidad resistente del espécimen posterior a la falla de la fibra de concreto en compresión, o mejor dicho posterior a la capacidad última como se conoce normalmente, realizamos un análisis estadístico de datos de los porcentajes que aumenta esta medida cuyo resumen se presenta en la Tabla 39, de los resultados se observa que para un nivel de confianza del 80 % los especímenes con cartela presentan un aumento de  $32.0 \% \pm 1.0 \%$ , respecto a la capacidad última calculada de una viga sin cartela, y un aumento del  $14.67 \% \pm 9.31 \%$  respecto a su capacidad última de una viga reforzada con cartela, este aporte adicional posterior a la falla del concreto es beneficioso para la seguridad de la estructura con un 5.36 % mayor, debido a que en una unión reforzada con cartela de dimensiones adecuadas se podrá visualizar los daños causados por fuerzas externas antes de que llegue a su colapso, es más tendría un factor adicional de seguridad de que esta estructura no colapse aún presentando daños por aplastamiento del concreto.

Tabla 39: *Resumen del análisis estadístico de Datos experimentales.*

MEDIDA	VALOR
Media	32.00
Desviación estándar	1.00
Varianza de la muestra	1.00
Coefficiente de asimetría	0.00
Tamaño de Muestra	3.00
Rango	2.00
Mínimo	31.00
Máximo	33.00
Error típico	0.58
Valor Critico-t student	1.89
Nivel de confianza (80 %)	1.09

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.5. IMPLICANCIA DEL REFORZAMIENTO CON CARTELA EN EL ANCLAJE DEL ACERO.

El anclaje del acero de refuerzo en uniones viga-columna principalmente en los de tipo exterior, depende de muchos factores entre los cuales podríamos mencionar: la plena adherencia entre el refuerzo y el concreto envolvente, el radio interior de gancho estándar y el diámetro de la varilla, la adecuada longitud de desarrollo del acero de refuerzo, el confinamiento del nudo, el control de calidad de los materiales principalmente del concreto y el procedimiento

constructivo de la unión viga columna, son solo algunos de los parámetros que se tienen que cuidar para que el refuerzo alcance el anclaje adecuado.

Como indica el objetivo de esta investigación, es la evaluación de la longitud de anclaje del acero de refuerzo en nudos exteriores reforzados con cartelas, si cuidamos que todos estos parámetros no difieran y sean controlados como se indicó en el proceso de fabricación de los especímenes podremos analizar el comportamiento de la falta de longitud de anclaje en los nudos, primero en muestras que no presenten ningún tipo de reforzamiento para estudiar realmente el problema, y a su vez en muestras donde se plantea una alternativa de mejora, como el que se presenta en esta investigación, un reforzamiento con una cartela en la parte inferior de la viga con un ángulo de inclinación de 45°.

Antes de evaluar el desempeño de las cartelas en el anclaje del refuerzo, primero estudiamos las características que presentan las muestras sin este reforzamiento, para cuantificar los daños provocados en el nudo y las consecuencias en su capacidad, en la Tabla 38, se muestra el tipo de falla que desarrolla cada uno de los especímenes, los que no están reforzados con cartelas, presentan una capacidad menor a la esperada, y el tipo de falla preponderante es por anclaje, en el caso del espécimen N°02 presenta mejor comportamiento del anclaje del acero de refuerzo, que los especímenes N° 01 y N°03 que se ve reflejado en su capacidad resistente, sin embargo pese a ello aun presenta los mismos patrones de este tipo de falla como son la pérdida de adherencia del acero y aplastamiento del concreto al interior del gancho estándar. Mientras que las muestras que presentan reforzamiento con cartelas, la capacidad resistente es mayor a la esperada en todos los especímenes presentando además un tipo de falla por flexión en cada uno de ellos.

Tabla 40: Cuadro comparativo del Tipo de falla.

REFORZAMIENTO	MUESTRA	MOMENTO RESISTIDO (Kg.m)	MOMENTO ESPERADO (Kg.m)	TIPO DE FALLA OBSERVADO
<b>SIN CARTELA</b>	ESP-01	1159.11	1376.54	Falla por Anclaje del refuerzo
	ESP-02	1350.60	1376.54	Falla por flexión en la viga y Anclaje del refuerzo
	ESP-03	1234.70	1376.54	Falla por Anclaje del refuerzo
<b>CARTELA</b>	ESP-04	1506.81	1376.54	Falla Flexión de la viga
	ESP-05	1804.11	1376.54	Falla Flexión de la viga
	ESP-06	1693.25	1376.54	Falla Flexión de la viga

Fuente: Elaboración propia

Estos resultados comprueban las suposiciones que se tenían para plantear el problema de la investigación donde se sospechaba que las columnas con secciones transversales con dimensiones menores a las longitudes de desarrollo del refuerzo que llega al nudo, no desarrollarían su capacidad resistente y fallarían por anclaje debido a la falta de la longitud en la sección de la columna para que el refuerzo desarrolle su anclaje, y esto se verifica en las deformaciones del concreto y el acero de refuerzo y también en las deflexiones.

Si se evalúa la implicancia directa que tiene el reforzamiento con cartela en las uniones viga columna, en su longitud de anclaje del acero de refuerzo de la viga, se nota rápidamente en los ensayos que lo primero que se modifica respecto a las muestras sin cartelas, es la ubicación de la sección crítica, lo cual es favorable para los propósitos de la investigación, pues este es uno de sus objetivos implícitos, con la nueva ubicación de la sección crítica el acero de refuerzo llega a completar su longitud que requiere para desarrollar adecuadamente su anclaje. Esta nueva ubicación de la sección crítica hace que las rótulas plásticas se desarrollen en la viga, inclusive a una cierta distancia del núcleo, haciendo mucho más seguro la estructura para un diseño sismo resistente donde se espera que las vigas fallen antes que las columnas.

Por lo tanto se puede alcanzar la longitud de desarrollo del acero de refuerzo de la viga que llega al nudo sin la necesidad de aumentar las dimensiones de la columna. Se puede lograr este objetivo incorporando o reforzando el nudo con una cartela de concreto con las características que se plantean en esta investigación.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### CONCLUSIONES

1. Los resultados de la investigación comprueban que es posible mejorar el anclaje de los aceros de refuerzo en las uniones viga columna, en los casos donde la longitud de desarrollo del acero excede a la sección de la columna, reforzando con cartelas de concreto con características presentadas en esta investigación.
2. Se estableció un modelo y sistema de ensayo del espécimen de prueba en base a un cálculo justificado y a las características de los equipos utilizados para la prueba de carga, buscando que tenga un buen comportamiento estructural y se aproxime a las condiciones reales, además que refleje el problema del anclaje del refuerzo en el nudo.  
El modelo que se determinó para este ensayo presenta una sección de 0.16x0.16 m en la columna con una longitud de 1.00 m entre puntos de inflexión y una sección de 0.16x0.20 m en la viga con una longitud de 1.05 m hasta su punto de inflexión, la armadura consta de un refuerzo principal de 3/8 pulg. (10 mm) de diámetro y estribos con varillas de 6 mm de diámetro, con estas características el modelo funciono adecuadamente para el sistema de carga del tipo monotónico que se le aplicó.
3. El reforzamiento con cartelas de concreto de las nudos exteriores es capaz de satisfacer la longitud de desarrollo del acero de refuerzo establecida en la norma peruana y el código ACI, cuando esta longitud es más grande que la sección del nudo, sin la necesidad aumentar las dimensiones de la columna

4. El reforzamiento con cartelas de las uniones viga columna, mejora la capacidad resistente respecto al valor calculado de diseño de la viga sin cartela, con un aumento del 9.02 % con un nivel de confianza del 80 %, tal como muestran en los resultados de los ensayos, esto debido a que la cartela disminuye el brazo palanca que genera el momento en el ensayo y para alcanzar su capacidad última de la viga debe aplicarse mayor carga.
5. Es posible modificar la ubicación de la sección crítica con la incorporación de las cartelas en los nudos, los ensayos demuestran que en los especímenes reforzados con cartelas, las fallas en la viga se producen justamente a una distancia igual a la dimensión horizontal de la cartela medida desde la cara de la columna, esta es una ventaja muy importante porque según la definición de la longitud de anclaje del acero de refuerzo, es aquella longitud de una varilla de acero embebida en el concreto más allá de su sección crítica, esta es la razón por la que existe un mejoramiento del anclaje del acero en el nudo.
6. Los especímenes que no fueron reforzados con cartelas presentaron una falla por anclaje como se esperaba, por lo tanto las secciones transversales de las columnas que presenten menor dimensiones que la longitud de desarrollo del acero de refuerzo de la viga que llegan al nudo, presentaran problemas de anclaje y no llegara resistir las cargas y esfuerzos para la que fue diseñada.

Asimismo las uniones reforzadas con cartelas experimentaron un tipo de falla por flexión en todos los casos, el cual fue determinado por las características de los daños que presentan los especímenes ensayados, a diferencia de los nudos sin reforzamiento, estas presentan una etapa elástica mucho más prolongada, además el tramo donde el acero llega a la fluencia está muy por encima de la curva de una viga sin reforzamiento, al final de este tramo se observa que se produce el colapso de la fibra del concreto comprimido de la viga, posterior a esta falla la resistencia a las cargas aplicadas sigue creciendo. Las grietas se forman desde un principio en la nueva ubicación de la sección crítica de la viga, y es en este punto donde ocurre la falla local del concreto por compresión, a medida que se van aumentando las cargas, las deformaciones del refuerzo y el concreto también van aumentando, dando lugar a la formación de grietas cada vez más grandes a lo largo de la viga principalmente en su sección crítica para finalmente presenciar el colapso del concreto, con estas evidencias podemos concluir que el tipo de falla producido en estos especímenes fue por flexión.



## RECOMENDACIONES

1. Desarrollar un modelo de espécimen que pueda permitir realizar una evaluación del reforzamiento con cartelas y realizar la comparación de su capacidad resistente, con la capacidad última y máxima usando ecuaciones de un modelo convencional y conservador establecido en el código ACI y la Norma Peruana, con un sistema de prueba con la aplicación de carga en condiciones mucho más reales, ya sean dinámicos o Pseudo dinámicos.
2. Se recomienda realizar investigaciones variando los parámetros de la cartela, para determinar cuál sería el ángulo que mejor comportamiento tiene en el reforzamiento de los nudos, o para determinar las dimensiones necesarias de las cartelas que podrían mejorar el anclaje en el refuerzo y así establecer más criterios para tener una información más amplia al momento de realizar un diseño estructural de los nudos con este tipo de reforzamiento.
3. Investigar acerca del factor de seguridad “k” establecido en esta tesis para determinar la geometría de la cartela, pero que tiene un significado mucho más amplio, este valor podría determinar cuándo una cartela funciona realmente o para que valor de este factor se modifica la ubicación de la sección crítica.
4. Realizar más ensayos para determinar con exactitud el aumento en la capacidad resistente de la viga en uniones reforzados con cartelas, como se sabe existe mucha variación entre los especímenes ensayados que presentan este tipo de reforzamiento, si se tienen mayores ensayos se podrá realizar un estudio estadístico y por tanto se determinará con mayor exactitud este aumento.

## BIBLIOGRAFÍA

- ✓ ACI 318-11 (2014), "*Building code requirements for structural concrete (ACI-318-11) and commentary (ACI- 318R-14)*", ACI Committee 318, American Concrete Institute, E.U.A.
- ✓ ACI 352R-02 (1992) "*Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures Reported by Joint ACI-ASCE*", American Concrete Institute, E.U.A
- ✓ Archundia, Hans. I. (2004), "*Comportamiento a cortante de trabes acarteladas de concreto reforzado*", Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- ✓ Archundia, Hans. I. (2013), "*Recomendaciones De Diseño A Cortante Para Trabes Acarteladas De Concreto Reforzado*", Tesis de Doctorado, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- ✓ Bartolomé Ángel S. (1998), *Análisis de edificios*, fondo editorial PUCP, Perú.
- ✓ COVENIN (2006), *Proyecto y Construcción de obras en Concreto Estructural*, Norma Venezolana 1753, Venezuela.
- ✓ Escamilla M. (2010), "*Estudio comparativo de las tendencias actuales del método del empujón para la evaluación de estructuras reticulares*", Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- ✓ Gonzales O. y Robles F. (2005), *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*, Limusa, México.
- ✓ Harmsem T. E. (2002), *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*, Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo editorial.
- ✓ Llopiz C. R. (2001), *Hormigón I, Anclajes y Empalmes*, Universidad Nacional de Cuyo Mendoza, Argentina.
- ✓ Llopiz C. R. (2001), *Hormigón II, Pórticos Dúctiles De Hormigón Armado*, Universidad Nacional de Cuyo Mendoza, Argentina.
- ✓ MacGregor J. y Wight J. (2012), *Reinforced concrete - mechanics and design*, sixth edition, Pearson-Prentice Hall, E.U.A.
- ✓ Méndez, F (1991), *Criterios de dimensionamiento estructural*, Trillas, México.
- ✓ Nilson A. H. (1999), *Diseño de Estructuras de Concreto*, McGraw-Hill.
- ✓ Ottazzi G. P. (2006), *Diseño en concreto armado*, Capítulo peruano del ACI.
- ✓ Padilla W. J. (2010), "*Aplicación De Procedimientos Para El Diseño De Nodos Viga-Columna En Estructuras De Concreto Reforzado*", Tesis de título profesional, Universidad De Oriente Núcleo de Bolívar, Venezuela.

- ✓ Park R. y Paulay T. (1975), *Estructuras de concreto reforzado*, Limusa, México.
- ✓ Pinto Rossi N. (2012), “*Evaluación del uso de las vigas Acarteladas de Concreto Armado*”, Tesis de Grado en ingeniería, Universidad Central de Venezuela, Venezuela.
- ✓ Quispe E. (2013), “*Determinación de la ductilidad y resistencia para muros de corte de concreto armado cuyas secciones transversales tienen formas L, I, T y C*”, Tesis de título profesional, Universidad Nacional de San Agustín, Perú.
- ✓ Ravi R., Prince A. (2009), “*Experimental Investigation on Behavior of Reinforced Concrete Beam Column Joints Retrofitted with FRP Wrap Subjected to Static Load*”, School of Civil Engineering, Karunya University, Coimbatore, India.
- ✓ RNE (2009), *Reglamento Nacional de Edificaciones*, Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado, Perú.
- ✓ Rodríguez M. y Botero J. (1995), “*Comportamiento Sísmico de estructuras considerando propiedades mecánicas de acero de refuerzo Mexicanos*”, Instituto de Ingeniería UNAM, México.
- ✓ Sanchez J. y Camacho M. (2010), “*Evaluación del comportamiento de conexiones viga-columna en concreto reforzado caso de estudio: Nudo confinado por una cara*”, en la Universidad Industrial De Santander Escuela De Ingeniería Civil Bucaramanga, Colombia.
- ✓ Siva C. K. y Thirugnanam G. S. (2012), “*Comparative Study on Behaviour of Reinforced Beam-Column Joints with Reference to Anchorage Detailing*”, Dept of Civil Engineering, Institute of Road and Transport Technology, Erode-638316, India.
- ✓ Tapia, M (2003), *Anteproyecto estructural*, Instituto Politécnico Nacional, México.
- ✓ Teixeira J. (2010), “*Diseño de nodos viga-columna en pórticos de concreto estructural*”, Tesis para optar el título profesional de ingeniería civil, Universidad Católica Andrés Bello, Venezuela).
- ✓ Tena A. (2007), *Análisis de estructuras con métodos matriciales*, Limusa, México.
- ✓ Vera F. (2016), “*Vigas acarteladas de concreto armado, propuesta para su aplicación en el diseño de edificios sismoresistentes*”, Tesis de grado, Universidad José Carlos Mariátegui, Perú.

## APÉNDICE

- A. REPORTE DE DATOS DE LOS ENSAYOS.
- B. INFORME DE GRANULOMETRÍA DE LA ARENA.
- C. INFORME DE GRANULOMETRÍA DE LA PIEDRA.
- D. INFORME DE ENSAYO A COMPRESIÓN DEL CONCRETO.
- E. PLANOS DE ESPECÍMENES.

Tabla A1: Reporte de datos del Ensayo del Espécimen N° 01

**REPORTE DE DATOS**  
**ENSAYO N° 01**

**1.- INFORMACION DEL ENSAYO**

Investigador:	Gnno Teodoro Huansha Villanueva
Tesis:	Evaluación de la longitud de anclaje del acero de refuerzo en uniones viga-columna reforzadas con cartelas
Universidad:	Santiago Antunez de Mayolo
Muestra:	Especimen N° 01
Fecha de Ensayo:	viernes, 27 de julio de 2018
Ubicación:	Huaraz - Ancash - Peru

**2.- DESCRIPCION DEL ENSAYO**

Información de la muestra	
Muestra:	Especimen N° 01
Modelo	sin reforzamiento de cartela
Tiempo de Curado	28 días a más
concreto	Resistencia f'c promedio 370 kg/cm <sup>2</sup>
Acero de refuerzo	Resistencia a la fluencia 4700 kg/cm <sup>2</sup>

Medicion	Ojetivo	Tipo	Presicion
Deformimetro N° 01	Deformacion del concreto comprimido	Deformimetro Analogico	0.01mm
Deformimetro N° 02	Deformacion del acero de refuerzo	Deformimetro Analogico	0.01mm
Deformimetro N° 03	Deflexion del extremo de la viga	Vernier de lectura digital	0.01mm
Lectura de Presion	Presion - Carga de aplicación	Manometro de lectura Digital	01Psi

Hora ensayo		Duracion
inicio	10:58:14	0:07:50
Fin	11:06:04	

Medida	Longitud
d <sub>A</sub>	29.00 cm
d <sub>B</sub>	29.00 cm

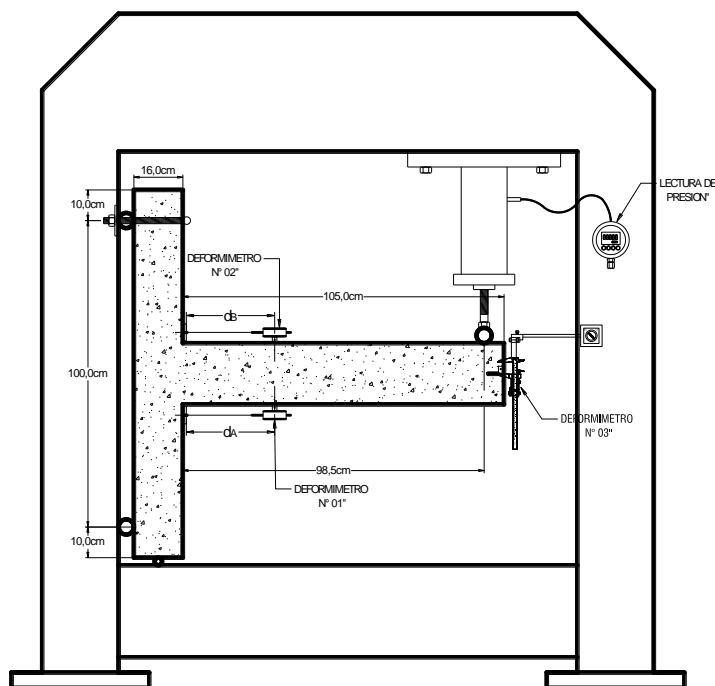


Fig. 3.21: Sistema de Carga del Especimen N° 01 (Fuente: Elaboracion Propia)

**3.- DATOS OBTENIDOS**

N°	Tiempo (Seg)	Lectura Presion (PSI)	Presion Max (PSI)	Presion (Kg/cm <sup>2</sup> )	Presion Maxima (Kg/cm <sup>2</sup> )	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (unc)	Deform. N° 02 (unc)	Deform. N° 03 (mm)	Tiempo (Seg)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (mm)	Deform. N° 02 (mm)	Deform. N° 03 (mm)
1	5.00	0	7	0.00	0.49	29.58	2	-1	--	0.00	29.58	0	0	
2	5.50	0	7	0.00	0.49	29.58	2	-1	--	0.50	29.58	0	0	
3	6.00	14	14	0.98	0.98	59.17	2	-1	--	1.00	59.17	0	0	
4	6.50	31	32	2.18	2.25	135.23	2	-1	--	1.50	135.23	0	0	
5	7.00	24	32	1.69	2.25	135.23	2	-1	--	2.00	135.23	0	0	



Continua Tabla A1: Reporte de datos del Ensayo del Espécimen N° 01

N°	Tiempo (Seg)	Lectura Presion (PSI)	Presion Max (PSI)	Presion (Kg/cm²)	Presion Maxima (Kg/cm²)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (und)	Deform. N° 02 (und)	Deform. N° 03 (mm)	Tiempo (Seg)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (mm)	Deform. N° 02 (mm)	Deform. N° 03 (mm)
6	7.50	21	32	1.48	2.25	135.23	2	-1	--	2.50	135.23	0	0	
7	8.00	18	32	1.27	2.25	135.23	2	-1	--	3.00	135.23	0	0	
8	8.50	17	32	1.20	2.25	135.23	2	-1	--	3.50	135.23	0	0	
9	9.00	16	32	1.12	2.25	135.23	2	-1	--	4.00	135.23	0	0	
10	9.50	0	32	0.00	2.25	135.23	2	-1	--	4.50	135.23	0	0	
11	10.00	20	32	1.41	2.25	135.23	2	-1	--	5.00	135.23	0	0	
12	10.50	20	32	1.41	2.25	135.23	2	-1	--	5.50	135.23	0	0	
13	11.00	20	32	1.41	2.25	135.23	2	-1	--	6.00	135.23	0	0	
14	11.50	0	32	0.00	2.25	135.23	2	-1	--	6.50	135.23	0	0	
15	12.00	0	32	0.00	2.25	135.23	2	-1	--	7.00	135.23	0	0	
16	12.50	16	32	1.12	2.25	135.23	2	-1	--	7.50	135.23	0	0	
17	13.00	20	32	1.41	2.25	135.23	2.6	-1	--	8.00	135.23	0.006	0	
18	13.50	24	32	1.69	2.25	135.23	3	-1	--	8.50	135.23	0.01	0	
19	14.00	23	32	1.62	2.25	135.23	3	-1	--	9.00	135.23	0.01	0	
20	14.50	20	32	1.41	2.25	135.23	3	-1	--	9.50	135.23	0.01	0	
21	15.00	16	32	1.12	2.25	135.23	3	-1	--	10.00	135.23	0.01	0	
22	15.50	20	32	1.41	2.25	135.23	3	-1	--	10.50	135.23	0.01	0	
23	16.00	25	32	1.76	2.25	135.23	3	-1	--	11.00	135.23	0.01	0	
24	16.50	31	34	2.18	2.39	143.69	3.4	-1	--	11.50	143.69	0.014	0	
25	17.00	30	34	2.11	2.39	143.69	3.5	-1	--	12.00	143.69	0.015	0	
26	17.50	31	34	2.18	2.39	143.69	3.7	-1	--	12.50	143.69	0.017	0	
27	18.00	28	34	1.97	2.39	143.69	3.8	-1	--	13.00	143.69	0.018	0	
28	18.50	20	34	1.41	2.39	143.69	3.8	-1	--	13.50	143.69	0.018	0	
29	19.00	24	34	1.69	2.39	143.69	3.8	-1	--	14.00	143.69	0.018	0	
30	19.50	28	34	1.97	2.39	143.69	3.8	-1	--	14.50	143.69	0.018	0	
31	20.00	34	35	2.39	2.46	147.91	3.9	-1	--	15.00	147.91	0.019	0	
32	20.50	34	36	2.39	2.53	152.14	4.1	-1	--	15.50	152.14	0.021	0	
33	21.00	41	41	2.88	2.88	173.27	4.5	-1	--	16.00	173.27	0.025	0	
34	21.50	36	42	2.53	2.95	177.50	4.7	-1	--	16.50	177.50	0.027	0	
35	22.00	30	42	2.11	2.95	177.50	4.8	-1	--	17.00	177.50	0.028	0	
36	22.50	31	42	2.18	2.95	177.50	4.8	-1	--	17.50	177.50	0.028	0	
37	23.00	28	42	1.97	2.95	177.50	4.8	-1	--	18.00	177.50	0.028	0	
38	23.50	34	42	2.39	2.95	177.50	4.8	-1	--	18.50	177.50	0.028	0	
39	24.00	36	42	2.53	2.95	177.50	5	-1	--	19.00	177.50	0.03	0	
40	24.50	43	43	3.02	3.02	181.72	5.1	-1	--	19.50	181.72	0.031	0	
41	25.00	43	46	3.02	3.23	194.40	5.2	-1	--	20.00	194.40	0.032	0	
42	25.50	43	48	3.02	3.37	202.85	5.9	-1	--	20.50	202.85	0.039	0	
43	26.00	45	48	3.16	3.37	202.85	5.9	-1	--	21.00	202.85	0.039	0	
44	26.50	41	48	2.88	3.37	202.85	5.9	-1	--	21.50	202.85	0.039	0	
45	27.00	35	48	2.46	3.37	202.85	5.9	-1	--	22.00	202.85	0.039	0	
46	27.50	35	48	2.46	3.37	202.85	5.9	-1	--	22.50	202.85	0.039	0	
47	28.00	49	49	3.45	3.45	207.08	6	-1	--	23.00	207.08	0.04	0	
48	28.50	52	53	3.66	3.73	223.98	6.2	-1	--	23.50	223.98	0.042	0	
49	29.00	50	53	3.52	3.73	223.98	6.2	-1	--	24.00	223.98	0.042	0	
50	29.50	54	54	3.80	3.80	228.21	6.3	-1	--	24.50	228.21	0.043	0	
51	30.00	48	54	3.37	3.80	228.21	6.5	-1	--	25.00	228.21	0.045	0	
52	30.50	46	54	3.23	3.80	228.21	6.5	-1	--	25.50	228.21	0.045	0	
53	31.00	43	54	3.02	3.80	228.21	6.5	-1	--	26.00	228.21	0.045	0	
54	31.50	55	55	3.87	3.87	232.43	6.5	-1	--	26.50	232.43	0.045	0	
55	32.00	56	59	3.94	4.15	249.34	6.9	-1	--	27.00	249.34	0.049	0	
56	32.50	60	61	4.22	4.29	257.79	7.1	-1	--	27.50	257.79	0.051	0	
57	33.00	54	61	3.80	4.29	257.79	7.3	-1	--	28.00	257.79	0.053	0	
58	33.50	57	61	4.01	4.29	257.79	7.3	-1	--	28.50	257.79	0.053	0	
59	34.00	48	61	3.37	4.29	257.79	7.3	-1	--	29.00	257.79	0.053	0	
60	34.50	48	61	3.37	4.29	257.79	7.4	-1	--	29.50	257.79	0.054	0	
61	35.00	59	61	4.15	4.29	257.79	7.8	-1	--	30.00	257.79	0.058	0	
62	35.50	59	61	4.15	4.29	257.79	8	-1	--	30.50	257.79	0.06	0	
63	36.00	61	66	4.29	4.64	278.92	8.2	-1	--	31.00	278.92	0.062	0	
64	36.50	66	67	4.64	4.71	283.15	8.3	-1	--	31.50	283.15	0.063	0	
65	37.00	60	67	4.22	4.71	283.15	8.8	-1	--	32.00	283.15	0.068	0	
66	37.50	53	67	3.73	4.71	283.15	8.8	-1	--	32.50	283.15	0.068	0	
67	38.00	53	67	3.73	4.71	283.15	8.8	-1	--	33.00	283.15	0.068	0	
68	38.50	68	68	4.78	4.78	287.37	9.2	-1	--	33.50	287.37	0.072	0	
69	39.00	70	70	4.92	4.92	295.83	10	-0.6	--	34.00	295.83	0.08	0.004	
70	39.50	68	71	4.78	4.99	300.05	10	-0.3	--	34.50	300.05	0.08	0.007	
71	40.00	60	71	4.22	4.99	300.05	10.1	-0.2	--	35.00	300.05	0.081	0.008	
72	40.50	56	71	3.94	4.99	300.05	10.1	-0.1	--	35.50	300.05	0.081	0.009	
73	41.00	68	71	4.78	4.99	300.05	10.3	0	--	36.00	300.05	0.083	0.01	

Continua Tabla A1: Reporte de datos del Ensayo del Espécimen N° 01

N°	Tiempo (Seg)	Lectura Presion (PSI)	Presion Max (PSI)	Presion (Kg/cm²)	Presion Maxima (Kg/cm²)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (und)	Deform. N° 02 (und)	Deform. N° 03 (mm)	Tiempo (Seg)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (mm)	Deform. N° 02 (mm)	Deform. N° 03 (mm)
74	41.50	75	75	5.27	5.27	316.96	10.9	0.6	--	36.50	316.96	0.089	0.016	
75	42.00	74	75	5.20	5.27	316.96	11.3	2.2	--	37.00	316.96	0.093	0.032	
76	42.50	72	75	5.06	5.27	316.96	11.9	4	--	37.50	316.96	0.099	0.05	
77	43.00	63	75	4.43	5.27	316.96	12	4	--	38.00	316.96	0.1	0.05	
78	43.50	56	75	3.94	5.27	316.96	12	4.1	--	38.50	316.96	0.1	0.051	
79	44.00	67	75	4.71	5.27	316.96	12.3	4.6	--	39.00	316.96	0.103	0.066	
80	44.50	78	78	5.48	5.48	329.63	13.1	7	--	39.50	329.63	0.111	0.08	
81	45.00	77	78	5.41	5.48	329.63	14.9	7.8	--	40.00	329.63	0.129	0.088	
82	45.50	66	81	4.64	5.69	342.31	14.9	8.5	--	40.50	342.31	0.129	0.095	
83	46.00	61	81	4.29	5.69	342.31	14.9	9	--	41.00	342.31	0.129	0.1	
84	46.50	66	81	4.64	5.69	342.31	14.9	9	--	41.50	342.31	0.129	0.1	
85	47.00	70	81	4.92	5.69	342.31	14.9	9.1	--	42.00	342.31	0.129	0.101	
86	47.50	75	81	5.27	5.69	342.31	15	10.1	--	42.50	342.31	0.13	0.111	
87	48.00	79	82	5.55	5.77	346.54	15.2	11.9	--	43.00	346.54	0.132	0.129	
88	48.50	81	82	5.69	5.77	346.54	15.6	13	--	43.50	346.54	0.136	0.14	
89	49.00	84	84	5.91	5.91	354.99	15.8	14.1	--	44.00	354.99	0.138	0.151	
90	49.50	81	85	5.69	5.98	359.22	16	15.5	--	44.50	359.22	0.14	0.165	
91	50.00	71	85	4.99	5.98	359.22	16	15.6	--	45.00	359.22	0.14	0.166	
92	50.50	61	85	4.29	5.98	359.22	16	16	--	45.50	359.22	0.14	0.17	
93	51.00	67	85	4.71	5.98	359.22	16	16.1	--	46.00	359.22	0.14	0.171	
94	51.50	79	85	5.55	5.98	359.22	16.8	17	--	46.50	359.22	0.148	0.18	
95	52.00	84	86	5.91	6.05	363.44	17	19.5	--	47.00	363.44	0.15	0.205	
96	52.50	85	86	5.98	6.05	363.44	17.3	20.3	--	47.50	363.44	0.153	0.213	
97	53.00	86	88	6.05	6.19	371.90	17.8	22.5	--	48.00	371.90	0.158	0.235	
98	53.50	79	88	5.55	6.19	371.90	18	23.9	--	48.50	371.90	0.16	0.249	
99	54.00	68	88	4.78	6.19	371.90	18	24	--	49.00	371.90	0.16	0.25	
100	54.50	68	88	4.78	6.19	371.90	18	24.3	--	49.50	371.90	0.16	0.253	
101	55.00	77	88	5.41	6.19	371.90	18.2	25.5	--	50.00	371.90	0.162	0.265	
102	55.50	82	88	5.77	6.19	371.90	18.6	28.3	--	50.50	371.90	0.166	0.293	
103	56.00	82	88	5.77	6.19	371.90	19.3	31.5	--	51.00	371.90	0.173	0.325	
104	56.50	77	88	5.41	6.19	371.90	19.5	33	--	51.50	371.90	0.175	0.34	
105	57.00	68	88	4.78	6.19	371.90	19.6	34	--	52.00	371.90	0.176	0.35	
106	57.50	72	88	5.06	6.19	371.90	19.6	35	--	52.50	371.90	0.176	0.36	
107	58.00	84	88	5.91	6.19	371.90	21	38.5	--	53.00	371.90	0.19	0.395	
108	58.50	86	88	6.05	6.19	371.90	21.9	40	--	53.50	371.90	0.199	0.41	
109	59.00	67	88	4.71	6.19	371.90	21.9	41	--	54.00	371.90	0.199	0.42	
110	59.50	64	88	4.50	6.19	371.90	21.9	41.5	--	54.50	371.90	0.199	0.425	
111	60.00	77	88	5.41	6.19	371.90	22	42	--	55.00	371.90	0.2	0.43	
112	60.50	88	88	6.19	6.19	371.90	22.5	42.5	--	55.50	371.90	0.205	0.435	
113	61.00	88	88	6.19	6.19	371.90	23	45	--	56.00	371.90	0.21	0.46	
114	61.50	88	91	6.19	6.40	384.57	23.5	46	--	56.50	384.57	0.215	0.47	
115	62.00	86	91	6.05	6.40	384.57	23.9	46.5	--	57.00	384.57	0.219	0.475	
116	62.50	72	91	5.06	6.40	384.57	23.9	47	--	57.50	384.57	0.219	0.48	
117	63.00	71	91	4.99	6.40	384.57	23.9	47.5	--	58.00	384.57	0.219	0.485	
118	63.50	85	91	5.98	6.40	384.57	24.2	49	--	58.50	384.57	0.222	0.5	
119	64.00	89	92	6.26	6.47	388.80	25	50.2	--	59.00	388.80	0.23	0.512	
120	65.00	93	96	6.54	6.75	405.70	25.2	52.3	--	60.00	405.70	0.232	0.533	
121	66.00	74	96	5.20	6.75	405.70	25.5	53.9	--	61.00	405.70	0.235	0.549	
122	67.00	84	96	5.91	6.75	405.70	26	54.8	--	62.00	405.70	0.24	0.558	
123	68.00	96	97	6.75	6.82	409.93	27	58.3	--	63.00	409.93	0.25	0.593	
124	69.00	79	97	5.55	6.82	409.93	27.2	59	--	64.00	409.93	0.252	0.6	
125	70.00	93	97	6.54	6.82	409.93	27.2	59.5	--	65.00	409.93	0.252	0.605	
126	71.00	96	99	6.75	6.96	418.38	28	61	--	66.00	418.38	0.26	0.62	
127	72.00	99	102	6.96	7.17	431.06	29	63.8	--	67.00	431.06	0.27	0.648	
128	73.00	97	102	6.82	7.17	431.06	29.2	65.5	--	68.00	431.06	0.272	0.665	
129	74.00	81	102	5.69	7.17	431.06	29.2	65.7	--	69.00	431.06	0.272	0.667	
130	75.00	100	102	7.03	7.17	431.06	30.5	67.2	--	70.00	431.06	0.285	0.682	
131	76.00	102	104	7.17	7.31	439.51	31.6	70.9	--	71.00	439.51	0.296	0.719	
132	77.00	88	104	6.19	7.31	439.51	31.9	71	--	72.00	439.51	0.299	0.72	
133	78.00	110	111	7.73	7.80	469.10	32.5	74	--	73.00	469.10	0.305	0.75	
134	79.00	103	111	7.24	7.80	469.10	33.5	76	--	74.00	469.10	0.315	0.77	
135	80.00	86	111	6.05	7.80	469.10	33.6	76.8	--	75.00	469.10	0.316	0.778	
136	81.00	104	111	7.31	7.80	469.10	34.5	81	--	76.00	469.10	0.325	0.82	
137	82.00	100	113	7.03	7.94	477.55	35.2	83	--	77.00	477.55	0.332	0.84	
138	83.00	99	113	6.96	7.94	477.55	35.2	83.1	--	78.00	477.55	0.332	0.841	
139	84.00	111	114	7.80	8.01	481.77	37.2	87.5	--	79.00	481.77	0.352	0.885	
140	85.00	91	114	6.40	8.01	481.77	37.6	88.9	--	80.00	481.77	0.356	0.899	
141	86.00	113	114	7.94	8.01	481.77	38.7	91.5	--	81.00	481.77	0.367	0.925	

Continua Tabla A1: Reporte de datos del Ensayo del Espécimen N° 01

N°	Tiempo (Seg)	Lectura Presion (PSI)	Presion Max (PSI)	Presion (Kg/cm²)	Presion Maxima (Kg/cm²)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (und)	Deform. N° 02 (und)	Deform. N° 03 (mm)	Tiempo (Seg)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (mm)	Deform. N° 02 (mm)	Deform. N° 03 (mm)
142	87.00	99	114	6.96	8.01	481.77	39.2	93	--	82.00	481.77	0.372	0.94	
143	88.00	111	114	7.80	8.01	481.77	40	96	--	83.00	481.77	0.38	0.97	
144	89.00	110	117	7.73	8.23	494.45	41	99.2	--	84.00	494.45	0.39	1.002	
145	90.00	107	117	7.52	8.23	494.45	41	100	--	85.00	494.45	0.39	1.01	
146	91.00	103	120	7.24	8.44	507.13	42.4	104	--	86.00	507.13	0.404	1.05	
147	92.00	93	120	6.54	8.44	507.13	42.5	104.2	--	87.00	507.13	0.405	1.062	
148	93.00	122	122	8.58	8.58	515.58	43.5	108.8	--	88.00	515.58	0.415	1.098	
149	94.00	103	122	7.24	8.58	515.58	43.8	109	--	89.00	515.58	0.418	1.1	
150	95.00	121	122	8.51	8.58	515.58	45.2	113.2	--	90.00	515.58	0.432	1.142	
151	96.00	104	124	7.31	8.72	524.03	45.5	115	--	91.00	524.03	0.435	1.16	
152	97.00	127	127	8.93	8.93	536.71	47	117.5	--	92.00	536.71	0.45	1.185	
153	98.00	120	128	8.44	9.00	540.94	48	120.2	--	93.00	540.94	0.46	1.212	
154	99.00	110	128	7.73	9.00	540.94	48.4	122.5	--	94.00	540.94	0.464	1.235	
155	100.00	129	131	9.07	9.21	553.62	49.3	126	--	95.00	553.62	0.473	1.27	
156	101.00	109	131	7.66	9.21	553.62	49.4	126.1	--	96.00	553.62	0.474	1.271	
157	102.00	132	133	9.28	9.35	562.07	50.5	131.5	--	97.00	562.07	0.485	1.325	
158	103.00	114	135	8.01	9.49	570.52	50.9	132.5	--	98.00	570.52	0.489	1.335	
159	104.00	136	140	9.56	9.84	591.65	51.4	136	--	99.00	591.65	0.494	1.37	
160	105.00	136	140	9.56	9.84	591.65	52	139	--	100.00	591.65	0.5	1.4	
161	106.00	111	140	7.80	9.84	591.65	52.1	139.5	--	101.00	591.65	0.501	1.405	
162	107.00	138	141	9.70	9.91	595.88	53	141	--	102.00	595.88	0.51	1.42	
163	108.00	133	147	9.35	10.34	621.23	54	143	--	103.00	621.23	0.52	1.44	
164	109.00	136	147	9.56	10.34	621.23	54.2	146	--	104.00	621.23	0.522	1.47	
165	110.00	144	147	10.12	10.34	621.23	55.5	149.8	--	105.00	621.23	0.535	1.508	
166	111.00	121	147	8.51	10.34	621.23	55.5	150	--	106.00	621.23	0.535	1.51	
167	112.00	147	150	10.34	10.55	633.91	56.4	153.8	--	107.00	633.91	0.544	1.548	
168	113.00	131	152	9.21	10.69	642.37	57	155.5	--	108.00	642.37	0.55	1.565	
169	114.00	147	152	10.34	10.69	642.37	57.5	157	--	109.00	642.37	0.555	1.58	
170	115.00	158	158	11.11	11.11	667.72	58.2	159.2	--	110.00	667.72	0.562	1.602	
171	116.00	129	158	9.07	11.11	667.72	58.5	160	--	111.00	667.72	0.565	1.61	
172	117.00	158	158	11.11	11.11	667.72	59	162.3	--	112.00	667.72	0.57	1.633	
173	118.00	157	159	11.04	11.18	671.95	59.5	166.7	--	113.00	671.95	0.575	1.667	
174	119.00	131	159	9.21	11.18	671.95	59.5	166.8	--	114.00	671.95	0.575	1.668	
175	120.00	150	159	10.55	11.18	671.95	59.7	166.3	--	115.00	671.95	0.577	1.673	
176	122.00	162	162	11.39	11.39	684.63	60.5	170.9	--	117.00	684.63	0.585	1.719	
177	124.00	161	162	11.32	11.39	684.63	61	172	--	119.00	684.63	0.59	1.73	
178	126.00	155	164	10.90	11.53	693.08	61.2	173.9	--	121.00	693.08	0.592	1.749	
179	128.00	141	168	9.91	11.81	709.98	62	175	--	123.00	709.98	0.6	1.76	
180	130.00	164	168	11.53	11.81	709.98	62.6	176.3	--	125.00	709.98	0.606	1.773	
181	132.00	143	171	10.05	12.02	722.66	63.2	180.5	--	127.00	722.66	0.612	1.815	
182	134.00	168	173	11.81	12.16	731.11	63.9	183	--	129.00	731.11	0.619	1.84	
183	136.00	158	173	11.11	12.16	731.11	64.5	186.1	--	131.00	731.11	0.625	1.871	
184	138.00	171	176	12.02	12.37	743.79	65.5	189	--	133.00	743.79	0.635	1.9	
185	140.00	147	177	10.34	12.44	748.02	66	191.1	--	135.00	748.02	0.64	1.921	
186	142.00	179	182	12.58	12.80	769.15	67.2	196	--	137.00	769.15	0.652	1.97	
187	144.00	169	182	11.88	12.80	769.15	67.7	198	19.39	139.00	769.15	0.657	1.99	19.39
188	146.00	173	182	12.16	12.80	769.15	69	201.1	--	141.00	769.15	0.67	2.021	
189	148.00	172	182	12.09	12.80	769.15	70	205.5	--	143.00	769.15	0.68	2.065	
190	150.00	151	182	10.62	12.80	769.15	70.7	207.6	--	145.00	769.15	0.687	2.086	
191	152.00	152	182	10.69	12.80	769.15	72.5	212	--	147.00	769.15	0.705	2.13	
192	154.00	177	182	12.44	12.80	769.15	74	216.6	--	149.00	769.15	0.72	2.176	
193	156.00	173	182	12.16	12.80	769.15	75.5	218	--	151.00	769.15	0.735	2.19	
194	158.00	180	186	12.66	13.08	786.05	77	224	--	153.00	786.05	0.75	2.25	
195	160.00	180	186	12.66	13.08	786.05	78	226	--	155.00	786.05	0.76	2.27	
196	162.00	158	186	11.11	13.08	786.05	78.8	230	22.07	157.00	786.05	0.768	2.31	22.07
197	164.00	182	187	12.80	13.15	790.28	80.2	236	22.55	159.00	790.28	0.782	2.37	22.55
198	166.00	184	187	12.94	13.15	790.28	81.8	240	22.7	161.00	790.28	0.798	2.41	22.7
199	168.00	157	189	11.04	13.29	798.73	82.6	243	23.04	163.00	798.73	0.806	2.44	23.04
200	170.00	186	189	13.08	13.29	798.73	84.5	250	23.54	165.00	798.73	0.825	2.51	23.54
201	172.00	189	190	13.29	13.36	802.96	86	254	23.81	167.00	802.96	0.84	2.55	23.81
202	174.00	162	191	11.39	13.43	807.18	87	258	24.06	169.00	807.18	0.85	2.59	24.06
203	176.00	182	193	12.80	13.57	815.63	88	266	24.59	171.00	815.63	0.86	2.67	24.59
204	178.00	191	193	13.43	13.57	815.63	89.4	271.8	24.97	173.00	815.63	0.874	2.728	24.97
205	180.00	164	193	11.53	13.57	815.63	90	275.3	25.11	175.00	815.63	0.88	2.763	25.11
206	182.00	173	195	12.16	13.71	824.09	91.5	283	25.63	177.00	824.09	0.895	2.84	25.63
207	184.00	194	195	13.64	13.71	824.09	92.6	287.5	25.87	179.00	824.09	0.906	2.885	25.87
208	186.00	165	197	11.60	13.85	832.54	93.2	292.2	26.14	181.00	832.54	0.912	2.932	26.14
209	188.00	171	197	12.02	13.85	832.54	95	301	26.64	183.00	832.54	0.93	3.02	26.64

Continua Tabla A1: Reporte de datos del Ensayo del Espécimen N° 01

N°	Tiempo (Seg)	Lectura Presion (PSI)	Presion Max (PSI)	Presion (Kg/cm²)	Presion Maxima (Kg/cm²)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (und)	Deform. N° 02 (und)	Deform. N° 03 (mm)	Tiempo (Seg)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (mm)	Deform. N° 02 (mm)	Deform. N° 03 (mm)
210	190.00	191	197	13.43	13.85	832.54	97.1	310	27.15	185.00	832.54	0.951	3.11	27.15
211	192.00	191	197	13.43	13.85	832.54	99	317	27.43	187.00	832.54	0.97	3.18	27.43
212	194.00	182	197	12.80	13.85	832.54	99.2	323.5	27.86	189.00	832.54	0.972	3.245	27.86
213	196.00	168	197	11.81	13.85	832.54	101.1	331	28.28	191.00	832.54	0.991	3.32	28.28
214	198.00	165	198	11.60	13.92	836.77	102.5	340.5	28.81	193.00	836.77	1.005	3.415	28.81
215	200.00	194	198	13.64	13.92	836.77	104.4	350	29.31	195.00	836.77	1.024	3.51	29.31
216	202.00	195	198	13.71	13.92	836.77	106.2	359	29.83	197.00	836.77	1.042	3.6	29.83
217	204.00	194	198	13.64	13.92	836.77	107.4	366.8	30.17	199.00	836.77	1.054	3.678	30.17
218	206.00	180	198	12.66	13.92	836.77	108.2	373	30.4	201.00	836.77	1.062	3.74	30.4
219	208.00	176	200	12.37	14.06	845.22	109.7	382	30.92	203.00	845.22	1.077	3.83	30.92
220	210.00	173	200	12.16	14.06	845.22	111.2	391	31.43	205.00	845.22	1.092	3.92	31.43
221	212.00	197	201	13.85	14.13	849.44	113.5	400.5	31.94	207.00	849.44	1.115	4.015	31.94
222	214.00	195	201	13.71	14.13	849.44	114.7	407.5	32.21	209.00	849.44	1.127	4.085	32.21
223	216.00	191	201	13.43	14.13	849.44	115.5	414	32.47	211.00	849.44	1.135	4.15	32.47
224	218.00	175	201	12.30	14.13	849.44	117.4	423.8	32.95	213.00	849.44	1.154	4.248	32.95
225	220.00	187	202	13.15	14.20	853.67	119.1	434	--	215.00	853.67	1.171	4.35	--
226	222.00	195	202	13.71	14.20	853.67	121.5	444	--	217.00	853.67	1.195	4.45	--
227	224.00	197	202	13.85	14.20	853.67	123	454	--	219.00	853.67	1.21	4.55	--
228	226.00	195	202	13.71	14.20	853.67	124.4	459	--	221.00	853.67	1.224	4.6	--
229	228.00	186	202	13.08	14.20	853.67	125.2	467.5	--	223.00	853.67	1.232	4.685	--
230	230.00	177	204	12.44	14.34	862.12	127	476.2	--	225.00	862.12	1.25	4.772	--
231	232.00	180	205	12.66	14.41	866.35	129.2	487.8	35.42	227.00	866.35	1.272	4.888	35.42
232	234.00	198	205	13.92	14.41	866.35	131.5	498	35.87	229.00	866.35	1.295	4.99	35.87
233	236.00	190	205	13.36	14.41	866.35	133	511.2	36.18	231.00	866.35	1.31	5.122	36.18
234	238.00	194	205	13.64	14.41	866.35	134.4	514.7	36.4	233.00	866.35	1.324	5.157	36.4
235	240.00	183	205	12.87	14.41	866.35	135.1	522	36.62	235.00	866.35	1.331	5.23	36.62
236	242.00	191	205	13.43	14.41	866.35	137.1	531.5	37.15	237.00	866.35	1.351	5.325	37.15
237	244.00	197	205	13.85	14.41	866.35	138.5	539.5	37.38	239.00	866.35	1.365	5.405	37.38
238	246.00	173	205	12.16	14.41	866.35	139.8	542.5	37.63	241.00	866.35	1.378	5.435	37.63
239	248.00	201	205	14.13	14.41	866.35	141.2	552	37.95	243.00	866.35	1.392	5.53	37.95
240	250.00	202	205	14.20	14.41	866.35	142	557.8	38.22	245.00	866.35	1.4	5.588	38.22
241	252.00	175	205	12.30	14.41	866.35	143.1	566	38.63	247.00	866.35	1.411	5.67	38.63
242	254.00	202	205	14.20	14.41	866.35	145	575	39.03	249.00	866.35	1.43	5.76	39.03
243	256.00	184	205	12.94	14.41	866.35	145.5	577	39.14	251.00	866.35	1.435	5.78	39.14
244	258.00	184	205	12.94	14.41	866.35	147.5	587.2	39.55	253.00	866.35	1.455	5.882	39.55
245	260.00	200	205	14.06	14.41	866.35	148.7	592.2	39.74	255.00	866.35	1.467	5.932	39.74
246	262.00	175	205	12.30	14.41	866.35	149.8	599.2	39.95	257.00	866.35	1.478	6.002	39.95
247	264.00	202	207	14.20	14.55	874.80	151.2	609	40.41	259.00	874.80	1.492	6.1	40.41
248	266.00	201	207	14.13	14.55	874.80	152	614.2	40.58	261.00	874.80	1.5	6.152	40.58
249	268.00	175	207	12.30	14.55	874.80	153.2	622.2	40.81	263.00	874.80	1.512	6.232	40.81
250	270.00	204	208	14.34	14.62	879.03	155.3	632	41.14	265.00	879.03	1.533	6.33	41.14
251	272.00	201	208	14.13	14.62	879.03	156	635	41.24	267.00	879.03	1.54	6.36	41.24
252	274.00	183	208	12.87	14.62	879.03	157.3	644	41.49	269.00	879.03	1.553	6.45	41.49
253	276.00	201	208	14.13	14.62	879.03	158.7	651	41.77	271.00	879.03	1.567	6.52	41.77
254	278.00	173	208	12.16	14.62	879.03	159.1	654.7	41.87	273.00	879.03	1.571	6.557	41.87
255	280.00	204	208	14.34	14.62	879.03	160.5	665.3	42.1	275.00	879.03	1.585	6.663	42.1
256	282.00	202	208	14.20	14.62	879.03	161.5	671	42.29	277.00	879.03	1.595	6.72	42.29
257	284.00	177	208	12.44	14.62	879.03	162.1	676.3	42.48	279.00	879.03	1.601	6.773	42.48
258	286.00	194	208	13.64	14.62	879.03	163.8	684.8	42.99	281.00	879.03	1.618	6.858	42.99
259	288.00	208	208	14.62	14.62	879.03	165	693	43.35	283.00	879.03	1.63	6.94	43.35
260	290.00	198	209	13.92	14.69	883.25	166.1	699	--	285.00	883.25	1.641	7	--
261	292.00	177	209	12.44	14.69	883.25	167.8	708	--	287.00	883.25	1.658	7.09	--
262	294.00	204	209	14.34	14.69	883.25	169.2	717	--	289.00	883.25	1.672	7.18	--
263	296.00	197	209	13.85	14.69	883.25	170	721.8	--	291.00	883.25	1.68	7.228	--
264	298.00	177	209	12.44	14.69	883.25	171	728.5	--	293.00	883.25	1.69	7.295	--
265	300.00	204	209	14.34	14.69	883.25	172	734	--	295.00	883.25	1.7	7.35	--
266	304.00	182	209	12.80	14.69	883.25	175	749	--	299.00	883.25	1.73	7.5	--
267	308.00	179	209	12.58	14.69	883.25	178	762	--	303.00	883.25	1.76	7.63	--
268	312.00	189	209	13.29	14.69	883.25	182	775	46.93	307.00	883.25	1.8	7.76	46.93
269	316.00	190	209	13.36	14.69	883.25	185	789	47.12	311.00	883.25	1.83	7.9	47.12
270	320.00	183	209	12.87	14.69	883.25	187.5	800	47.22	315.00	883.25	1.855	8.01	47.22
271	324.00	190	211	13.36	14.83	891.70	190	811	47.45	319.00	891.70	1.88	8.12	47.45
272	328.00	184	211	12.94	14.83	891.70	192.5	825	47.7	323.00	891.70	1.905	8.26	47.7
273	332.00	209	211	14.69	14.83	891.70	194.6	842	47.93	327.00	891.70	1.926	8.43	47.93
274	336.00	187	213	13.15	14.98	900.16	197.6	856.5	48.21	331.00	900.16	1.956	8.575	48.21
275	340.00	208	213	14.62	14.98	900.16	201	874	48.47	335.00	900.16	1.99	8.75	48.47
276	344.00	209	213	14.69	14.98	900.16	203.8	890.5	--	339.00	900.16	2.018	8.915	--
277	348.00	209	216	14.69	15.19	912.83	206.8	906	--	343.00	912.83	2.048	9.07	--

Continua Tabla A1: Reporte de datos del Ensayo del Espécimen N° 01

N°	Tiempo (Seg)	Lectura Presion (PSI)	Presion Max (PSI)	Presion (Kg/cm <sup>2</sup> )	Presion Maxima (Kg/cm <sup>2</sup> )	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (und)	Deform. N° 02 (und)	Deform. N° 03 (mm)	Tiempo (Seg)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (mm)	Deform. N° 02 (mm)	Deform. N° 03 (mm)
278	352.00	184	218	12.94	15.33	921.29	209.7	923	--	347.00	921.29	2.077	9.24	
279	356.00	211	218	14.83	15.33	921.29	212.5	940	--	351.00	921.29	2.105	9.41	
280	360.00	190	218	13.36	15.33	921.29	215.2	953	--	355.00	921.29	2.132	9.54	
281	364.00	213	218	14.98	15.33	921.29	218.5	970	--	359.00	921.29	2.165	9.71	
282	368.00	194	219	13.64	15.40	925.51	221.8	984.5	--	363.00	925.51	2.198	9.855	
283	372.00	211	219	14.83	15.40	925.51	225.5	1003.5	--	367.00	925.51	2.235	10.045	
284	376.00	213	219	14.98	15.40	925.51	228	1018	--	371.00	925.51	2.26	10.19	
285	380.00	197	219	13.85	15.40	925.51	232	1034	--	375.00	925.51	2.3	10.35	
286	384.00	216	219	15.19	15.40	925.51	234.6	1051.5	--	379.00	925.51	2.326	10.525	
287	388.00	193	219	13.57	15.40	925.51	237	1066	--	383.00	925.51	2.35	10.67	
288	392.00	216	219	15.19	15.40	925.51	241	1083	--	387.00	925.51	2.39	10.84	
289	396.00	187	219	13.15	15.40	925.51	243.5	1098	--	391.00	925.51	2.415	10.99	
290	400.00	216	219	15.19	15.40	925.51	247.6	1116	--	395.00	925.51	2.456	11.17	
291	404.00	216	219	15.19	15.40	925.51	250.3	1131	--	399.00	925.51	2.483	11.32	
292	408.00	186	219	13.08	15.40	925.51	253.5	1149	--	403.00	925.51	2.515	11.5	
293	412.00	204	222	14.34	15.61	938.19	259.2	1169	--	407.00	938.19	2.572	11.7	
294	416.00	201	222	14.13	15.61	938.19	260.8	1191	--	411.00	938.19	2.588	11.92	
295	420.00	216	222	15.19	15.61	938.19	264	1208.5	--	415.00	938.19	2.62	12.095	
296	424.00	205	222	14.41	15.61	938.19	266.3	1222	--	419.00	938.19	2.643	12.23	
297	428.00	187	222	13.15	15.61	938.19	270	1241	--	423.00	938.19	2.68	12.42	
298	432.00	213	222	14.98	15.61	938.19	274	1259	--	427.00	938.19	2.72	12.6	
299	436.00	215	222	15.12	15.61	938.19	277	1276	--	431.00	938.19	2.75	12.77	
300	440.00	184	222	12.94	15.61	938.19	282	1291	--	435.00	938.19	2.8	12.92	
301	450.00	215	222	15.12	15.61	938.19	292	1338	--	445.00	938.19	2.9	13.39	
302	460.00	182	222	12.80	15.61	938.19	301	1382	--	455.00	938.19	2.99	13.83	
303	470.00	169	222	11.88	15.61	938.19	306.3	1413	74.38	465.00	938.19	3.043	14.14	74.38



Tabla A2: Reporte de datos del Ensayo del Espécimen N° 02

**REPORTE DE DATOS  
ENSAYO N° 02**

**1.- INFORMACION DEL ENSAYO**

Investigador:	Girno Teodoro Huansha Villanueva
Tesis:	Evaluación de la longitud de anclaje del acero de refuerzo en uniones viga-columna reforzadas con cartelas
Universidad:	Santiago Antunez de Mayolo
Muestra:	Especimen N° 02
Fecha de Ensayo:	lunes, 30 de julio de 2018
Ubicación:	Huaraz - Ancash - Peru

**2.- DESCRIPCION DEL ENSAYO**

Información de la muestra	
Muestra:	Especimen N° 02
Modelo	sin reforzamiento de cartela
Tiempo de Curado	28 días
concreto	Resistencia f'c promedio 370 kg/cm <sup>2</sup>
Acero de refuerzo	Resistencia a la fluencia 4700 kg/cm <sup>2</sup>

Medicion	Ojetivo	Tipo	Presicion
Deformimetro N° 01	Deformacion del concreto comprimido	Deformimetro Analogico	0.01mm
Deformimetro N° 02	Deformacion del acero de refuerzo	Deformimetro Analogico	0.01mm
Deformimetro N° 03	Deflexion del extremo de la viga	Vernier de lectura digital	0.01mm
Lectura de Presion	Presion - Carga de aplicación	Manometro de lectura Digital	01Psi

Hora ensayo		Duracion	Medida	Longitud
inicio	16:20:10	0:16:40	d <sub>A</sub>	27.00 cm
Fin	16:36:50		d <sub>B</sub>	27.00 cm

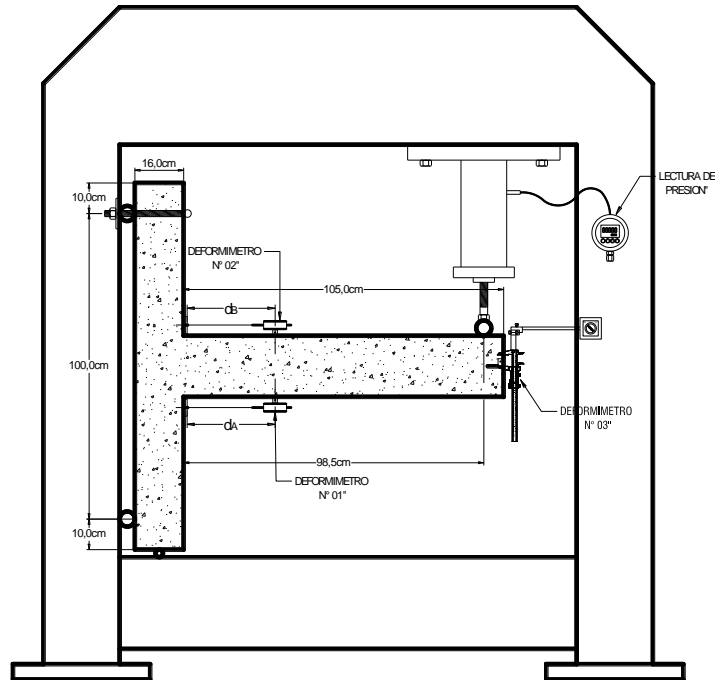


Fig. 3.22: Sistema de Carga del Especimen N° 02 (Fuente: Elaboracion Propia)

**3.- DATOS OBTENIDOS**

N°	Tiempo (Seg)	Lectura Presion (PSI)	Presion Max (PSI)	P. Max. Correg. (PSI)	Presion Maxima (Kg/cm <sup>2</sup> )	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (una)	Deform. N° 02 (una)	Deform. N° 03 (mm)	Tiempo (Seg)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (mm)	Deform. N° 02 (mm)	Deform. N° 03 (mm)
1	0.00	0	0	0	0.00	0.00	-0.2	0	0	0.00	0.00	0	0	0
2	2.00	0	10	0	0.00	0.00	-0.2	0	0	2.00	0.00	0	0	0
3	4.00	0	10	0	0.00	0.00	-0.2	0	0	4.00	0.00	0	0	0
4	6.00	16	16	0	0.00	0.00	-0.2	0	0	6.00	0.00	0	0	0
5	8.00	16	17	0	0.00	0.00	-0.2	0	0	8.00	0.00	0	0	0

Continua Tabla A2: Reporte de datos del Ensayo del Espécimen N° 02

N°	Tiempo (Seg)	Lectura Presion (PSI)	Presion Max (PSI)	P. Max. Correg. (PSI)	Presion Maxima (Kg/cm²)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (und)	Deform. N° 02 (und)	Deform. N° 03 (mm)	Tiempo (Seg)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (mm)	Deform. N° 02 (mm)	Deform. N° 03 (mm)
6	10.00	21	23	0	0.00	0.00	-0.2	0	0	10.00	0.00	0	0	0
7	12.00	36	38	0	0.00	0.00	-0.2	0	0	12.00	0.00	0	0	0
8	14.00	50	56	0	0.00	0.00	-0.2	0	0	14.00	0.00	0	0	0
9	16.00	49	56	0	0.00	0.00	-0.2	0	0	16.00	0.00	0	0	0
10	18.00	57	57	0	0.00	0.00	-0.2	0	0	18.00	0.00	0	0	0
11	20.00	53	68	0	0.00	0.00	-0.2	0	0	20.00	0.00	0	0	0
12	22.00	52	68	1	0.07	4.23	-0.2	0	0	22.00	4.23	0	0	0
13	24.00	45	68	3	0.21	12.68	-0.2	0	0	24.00	12.68	0	0	0
14	26.00	49	68	5	0.35	21.13	-0.2	0	0	26.00	21.13	0	0	0
15	28.00	57	68	6	0.42	25.36	-0.2	0	0	28.00	25.36	0	0	0
16	30.00	46	68	8	0.56	33.81	-0.2	0	0.06	30.00	33.81	0	0	0.06
17	32.00	53	68	10	0.70	42.26	-0.2	0	0.13	32.00	42.26	0	0	0.13
18	34.00	56	68	12	0.84	50.71	-0.2	0	0.33	34.00	50.71	0	0	0.33
19	36.00	49	68	15	1.05	63.39	-0.2	0	0.41	36.00	63.39	0	0	0.41
20	38.00	59	68	17	1.20	71.84	-0.2	0	0.49	38.00	71.84	0	0	0.49
21	40.00	66	68	18	1.27	76.07	-0.2	0	0.73	40.00	76.07	0	0	0.73
22	42.00	61	70	20	1.41	84.52	-0.2	0	0.77	42.00	84.52	0	0	0.77
23	44.00	67	71	21	1.48	88.75	-0.2	0	0.9	44.00	88.75	0	0	0.9
24	46.00	72	75	25	1.76	105.65	-0.2	0	1.14	46.00	105.65	0	0	1.14
25	48.00	78	78	28	1.97	118.33	-0.2	0	1.3	48.00	118.33	0	0	1.3
26	50.00	78	84	34	2.39	143.69	-0.2	0	1.5	50.00	143.69	0	0	1.5
27	52.00	84	84	34	2.39	143.69	-0.2	0	1.61	52.00	143.69	0	0	1.61
28	54.00	86	89	39	2.74	164.82	-0.2	0	1.77	54.00	164.82	0	0	1.77
29	56.00	85	89	39	2.74	164.82	-0.2	0	1.89	56.00	164.82	0	0	1.89
30	58.00	89	91	41	2.88	173.27	-0.2	0.8	2.03	58.00	173.27	0	0.008	2.03
31	60.00	92	95	45	3.16	190.17	-0.2	0.95	2.17	60.00	190.17	0	0.0095	2.17
32	62.00	89	95	45	3.16	190.17	-0.2	1	2.3	62.00	190.17	0	0.01	2.3
33	64.00	93	95	45	3.16	190.17	-0.2	1.1	2.46	64.00	190.17	0	0.011	2.46
34	66.00	96	96	46	3.23	194.40	-0.2	1.15	2.53	66.00	194.40	0	0.0115	2.53
35	68.00	99	102	52	3.66	219.76	-0.2	1.3	2.68	68.00	219.76	0	0.013	2.68
36	70.00	99	104	54	3.80	228.21	-0.2	1.4	2.82	70.00	228.21	0	0.014	2.82
37	72.00	100	104	54	3.80	228.21	-0.2	1.5	2.88	72.00	228.21	0	0.015	2.88
38	74.00	103	104	54	3.80	228.21	-0.2	2	3.04	74.00	228.21	0	0.02	3.04
39	76.00	103	104	54	3.80	228.21	-0.2	2.1	3.13	76.00	228.21	0	0.021	3.13
40	78.00	104	110	60	4.22	253.57	-0.2	2.15	3.3	78.00	253.57	0	0.0215	3.3
41	80.00	104	110	60	4.22	253.57	-0.2	2.2	3.39	80.00	253.57	0	0.022	3.39
42	82.00	104	110	60	4.22	253.57	-0.2	3	3.5	82.00	253.57	0	0.03	3.5
43	84.00	113	114	64	4.50	270.47	-0.2	3.1	3.71	84.00	270.47	0	0.031	3.71
44	86.00	102	114	64	4.50	270.47	-0.2	3.15	3.74	86.00	270.47	0	0.0315	3.74
45	88.00	107	114	64	4.50	270.47	-0.2	3.4	3.8	88.00	270.47	0	0.034	3.8
46	90.00	106	114	64	4.50	270.47	-0.15	4.1	3.88	90.00	270.47	0.0005	0.041	3.88
47	92.00	111	114	64	4.50	270.47	-0.15	4.5	4.03	92.00	270.47	0.0005	0.045	4.03
48	94.00	110	114	64	4.50	270.47	-0.15	4.7	4.14	94.00	270.47	0.0005	0.047	4.14
49	96.00	111	115	65	4.57	274.70	-0.15	5.8	4.23	96.00	274.70	0.0005	0.068	4.23
50	98.00	113	115	65	4.57	274.70	-0.1	6.8	4.33	98.00	274.70	0.001	0.068	4.33
51	100.00	110	115	65	4.57	274.70	-0.05	8.9	4.45	100.00	274.70	0.0015	0.089	4.45
52	102.00	114	117	67	4.71	283.15	-0.02	9.1	4.6	102.00	283.15	0.0018	0.091	4.6
53	104.00	113	118	68	4.78	287.37	0	10.2	4.73	104.00	287.37	0.002	0.102	4.73
54	106.00	107	118	68	4.78	287.37	0.05	10.7	4.82	106.00	287.37	0.0025	0.107	4.82
55	108.00	113	118	68	4.78	287.37	0.07	11.9	4.91	108.00	287.37	0.0027	0.119	4.91
56	110.00	115	118	68	4.78	287.37	0.1	12	5.03	110.00	287.37	0.003	0.12	5.03
57	112.00	118	121	71	4.99	300.05	0.4	13	5.21	112.00	300.05	0.006	0.13	5.21
58	114.00	111	122	72	5.06	304.28	0.6	13.6	5.36	114.00	304.28	0.008	0.136	5.36
59	116.00	117	122	72	5.06	304.28	0.75	14.7	5.54	116.00	304.28	0.0085	0.147	5.54
60	118.00	117	122	72	5.06	304.28	0.95	16.3	5.71	118.00	304.28	0.0115	0.163	5.71
61	120.00	118	122	72	5.06	304.28	1.1	16.4	5.83	120.00	304.28	0.013	0.164	5.83
62	122.00	120	122	72	5.06	304.28	1.3	16.5	5.95	122.00	304.28	0.015	0.165	5.95
63	124.00	117	122	72	5.06	304.28	2	16.6	6.01	124.00	304.28	0.022	0.166	6.01
64	126.00	118	122	72	5.06	304.28	2.2	16.6	6.1	126.00	304.28	0.024	0.166	6.1
65	128.00	125	125	75	5.27	316.96	2.25	16.65	6.19	128.00	316.96	0.0245	0.1665	6.19
66	130.00	122	125	75	5.27	316.96	2.35	17	6.31	130.00	316.96	0.0255	0.17	6.31
67	132.00	121	127	77	5.41	325.41	2.9	19	6.42	132.00	325.41	0.031	0.19	6.42
68	134.00	122	127	77	5.41	325.41	3	19.1	6.48	134.00	325.41	0.032	0.191	6.48
69	136.00	125	127	77	5.41	325.41	3.2	19.9	6.6	136.00	325.41	0.034	0.199	6.6
70	138.00	124	127	77	5.41	325.41	3.95	20	6.7	138.00	325.41	0.0415	0.2	6.7
71	140.00	125	131	81	5.69	342.31	4	20.2	6.88	140.00	342.31	0.042	0.202	6.88
72	142.00	124	131	81	5.69	342.31	4.05	20.3	6.95	142.00	342.31	0.0425	0.203	6.95

Continua Tabla A2: Reporte de datos del Ensayo del Espécimen N° 02

N°	Tiempo (Seg)	Lectura Presion (PSI)	Presion Max (PSI)	P. Max. Correg. (PSI)	Presion Maxima (Kg/cm <sup>2</sup> )	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (und)	Deform. N° 02 (und)	Deform. N° 03 (mm)	Tiempo (Seg)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (mm)	Deform. N° 02 (mm)	Deform. N° 03 (mm)
73	144.00	127	131	81	5.69	342.31	4.1	20.4	7.05	144.00	342.31	0.043	0.204	7.05
74	146.00	125	131	81	5.69	342.31	4.15	20.8	7.15	146.00	342.31	0.0435	0.208	7.15
75	148.00	128	135	85	5.98	359.22	4.3	20.85	7.27	148.00	359.22	0.045	0.2085	7.27
76	150.00	127	135	85	5.98	359.22	4.35	20.9	7.37	150.00	359.22	0.0455	0.209	7.37
77	152.00	128	135	85	5.98	359.22	4.4	21	7.46	152.00	359.22	0.046	0.21	7.46
78	154.00	135	136	86	6.05	363.44	4.55	22	7.63	154.00	363.44	0.0475	0.22	7.63
79	156.00	135	138	88	6.19	371.90	4.95	22.2	7.86	156.00	371.90	0.0515	0.222	7.86
80	158.00	122	138	88	6.19	371.90	5.05	24.1	7.98	158.00	371.90	0.0525	0.241	7.98
81	160.00	132	138	88	6.19	371.90	5.1	24.15	8.03	160.00	371.90	0.053	0.2415	8.03
82	162.00	138	144	94	6.61	397.25	5.3	25	8.23	162.00	397.25	0.055	0.25	8.23
83	164.00	138	144	94	6.61	397.25	5.65	25.3	8.44	164.00	397.25	0.0585	0.253	8.44
84	166.00	125	144	94	6.61	397.25	5.8	25.4	8.47	166.00	397.25	0.06	0.254	8.47
85	168.00	141	144	94	6.61	397.25	5.85	25.5	8.58	168.00	397.25	0.0605	0.255	8.58
86	170.00	141	146	96	6.75	405.70	6	26	8.75	170.00	405.70	0.062	0.26	8.75
87	172.00	146	147	97	6.82	409.93	6.4	26.02	8.94	172.00	409.93	0.066	0.2602	8.94
88	174.00	140	147	97	6.82	409.93	6.6	26.04	9.04	174.00	409.93	0.068	0.2604	9.04
89	176.00	143	148	98	6.89	414.16	6.75	26.06	9.14	176.00	414.16	0.0695	0.2606	9.14
90	178.00	144	150	100	7.03	422.61	6.9	27.6	9.32	178.00	422.61	0.071	0.276	9.32
91	180.00	147	151	101	7.10	426.83	7.05	27.8	9.51	180.00	426.83	0.0725	0.278	9.51
92	184.00	148	151	101	7.10	426.83	7.25	27.95	9.67	184.00	426.83	0.0745	0.2795	9.67
93	188.00	154	157	107	7.52	452.19	7.5	28.3	10.01	188.00	452.19	0.077	0.283	10.01
94	192.00	154	157	107	7.52	452.19	7.9	29.3	10.26	192.00	452.19	0.081	0.293	10.26
95	196.00	155	157	107	7.52	452.19	7.95	29.9	10.51	196.00	452.19	0.0815	0.299	10.51
96	200.00	157	159	109	7.66	460.64	8.05	30	10.71	200.00	460.64	0.0825	0.3	10.71
97	204.00	157	159	109	7.66	460.64	8.4	30.15	10.92	204.00	460.64	0.086	0.3015	10.92
98	208.00	143	161	111	7.80	469.10	8.9	30.4	11.11	208.00	469.10	0.091	0.304	11.11
99	212.00	162	165	115	8.09	486.00	9.2	32.8	11.36	212.00	486.00	0.094	0.328	11.36
100	216.00	154	166	116	8.16	490.23	9.6	33.4	11.65	216.00	490.23	0.098	0.334	11.65
101	220.00	164	168	118	8.30	498.68	10	33.6	11.94	220.00	498.68	0.102	0.336	11.94
102	224.00	165	173	123	8.65	519.81	11	35	12.26	224.00	519.81	0.112	0.35	12.26
103	228.00	172	175	125	8.79	528.26	12.15		12.53	228.00	528.26	0.1235		12.53
104	232.00	162	175	125	8.79	528.26	12.7		12.72	232.00	528.26	0.129		12.72
105	236.00	176	178	128	9.00	540.94	12.8		13.03	236.00	540.94	0.13		13.03
106	240.00	175	182	132	9.28	557.84	12.9		13.27	240.00	557.84	0.131		13.27
107	244.00	173	182	132	9.28	557.84	13.15		13.5	244.00	557.84	0.1335		13.5
108	248.00	151	184	134	9.42	566.30	13.8		13.8	248.00	566.30	0.14		13.8
109	252.00	182	186	136	9.56	574.75	14.4		14.04	252.00	574.75	0.146		14.04
110	256.00	166	189	139	9.77	587.43	14.75		14.31	256.00	587.43	0.1495		14.31
111	260.00	186	191	141	9.91	595.88	15		14.68	260.00	595.88	0.152		14.68
112	264.00	166	194	144	10.12	608.56	15.2		14.87	264.00	608.56	0.154		14.87
113	268.00	191	194	144	10.12	608.56	15.5		15.1	268.00	608.56	0.157		15.1
114	272.00	166	195	145	10.19	612.78	15.75		15.38	272.00	612.78	0.1595		15.38
115	276.00	197	198	148	10.41	625.46	15.95		15.63	276.00	625.46	0.1615		15.63
116	280.00	172	202	152	10.69	642.37	16.15		15.93	280.00	642.37	0.1635		15.93
117	284.00	198	202	152	10.69	642.37	16.4		16.15	284.00	642.37	0.166		16.15
118	288.00	183	208	158	11.11	667.72	16.7		16.47	288.00	667.72	0.169		16.47
119	292.00	202	208	158	11.11	667.72	17		16.7	292.00	667.72	0.172		16.7
120	296.00	204	208	158	11.11	667.72	17.15		16.94	296.00	667.72	0.1735		16.94
121	300.00	207	212	162	11.39	684.63	18		17.23	300.00	684.63	0.182		17.23
122	304.00	190	213	163	11.46	688.85	18.6		17.54	304.00	688.85	0.188		17.54
123	308.00	213	213	163	11.46	688.85	18.9		17.75	308.00	688.85	0.191		17.75
124	312.00	193	216	166	11.67	701.53	20		18.06	312.00	701.53	0.202		18.06
125	316.00	216	220	170	11.95	718.43	20.95		18.43	316.00	718.43	0.2115		18.43
126	320.00	215	220	170	11.95	718.43	21.1		18.71	320.00	718.43	0.213		18.71
127	324.00	193	226	176	12.37	743.79	21.5		19.1	324.00	743.79	0.217		19.1
128	328.00	215	226	176	12.37	743.79	21.9		19.31	328.00	743.79	0.221		19.31
129	332.00	200	227	177	12.44	748.02	22.2		19.63	332.00	748.02	0.224		19.63
130	336.00	220	229	179	12.58	756.47	22.6		19.93	336.00	756.47	0.228		19.93
131	340.00	220	231	181	12.73	764.92	22.95		20.17	340.00	764.92	0.2315		20.17
132	344.00	231	234	184	12.94	777.60	23.1		20.59	344.00	777.60	0.233		20.59
133	348.00	225	234	184	12.94	777.60	23.6		20.7	348.00	777.60	0.238		20.7
134	352.00	231	234	184	12.94	777.60	23.62		20.95	352.00	777.60	0.2382		20.95
135	356.00	233	234	184	12.94	777.60	23.65		21.2	356.00	777.60	0.2385		21.2
136	360.00	231	238	188	13.22	794.50	23.7		21.43	360.00	794.50	0.239		21.43
137	364.00	220	238	188	13.22	794.50	23.8		21.78	364.00	794.50	0.24		21.78
138	368.00	234	240	190	13.36	802.96	23.9		22.22	368.00	802.96	0.241		22.22
139	372.00	230	240	190	13.36	802.96	23.92		22.44	372.00	802.96	0.2412		22.44

Δ10mm

Δ20mm

Continua Tabla A2: Reporte de datos del Ensayo del Espécimen N° 02

N°	Tiempo (Seg)	Lectura Presion (PSI)	Presion Max (PSI)	P. Max. Correg. (PSI)	Presion Maxima (Kg/cm <sup>2</sup> )	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (und)	Deform. N° 02 (und)	Deform. N° 03 (mm)	Tiempo (Seg)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (mm)	Deform. N° 02 (mm)	Deform. N° 03 (mm)
140	376.00	236	241	191	13.43	807.18	23.94		22.73	376.00	807.18	0.2414		22.73
141	380.00	237	241	191	13.43	807.18	23.96		23.01	380.00	807.18	0.2416		23.01
142	384.00	231	241	191	13.43	807.18	23.97		23.29	384.00	807.18	0.2417		23.29
143	388.00	236	241	191	13.43	807.18	23.98		23.43	388.00	807.18	0.2418		23.43
144	392.00	233	241	191	13.43	807.18	23.99		23.67	392.00	807.18	0.2419		23.67
145	396.00	233	241	191	13.43	807.18	24		24	396.00	807.18	0.242		24
146	400.00	237	241	191	13.43	807.18	24.2		24.34	400.00	807.18	0.244		24.34
147	404.00	237	241	191	13.43	807.18	24.4		24.59	404.00	807.18	0.246		24.59
148	408.00	243	244	194	13.64	819.86	24.85		24.92	408.00	819.86	0.2505		24.92
149	412.00	238	244	194	13.64	819.86	24.95		25.16	412.00	819.86	0.2515		25.16
150	416.00	236	244	194	13.64	819.86	25		25.48	416.00	819.86	0.252		25.48
151	420.00	237	244	194	13.64	819.86	25.05		25.76	420.00	819.86	0.2525		25.76
152	424.00	237	244	194	13.64	819.86	25.25		25.95	424.00	819.86	0.2545		25.95
153	428.00	243	244	194	13.64	819.86	25.5		26.3	428.00	819.86	0.257		26.3
154	432.00	237	244	194	13.64	819.86	25.8		26.62	432.00	819.86	0.26		26.62
155	436.00	238	244	194	13.64	819.86	26.9		26.86	436.00	819.86	0.271		26.86
156	440.00	236	244	194	13.64	819.86	28		27.1	440.00	819.86	0.282		27.1
157	444.00	234	244	194	13.64	819.86	29.1		27.35	444.00	819.86	0.293		27.35
158	448.00	236	244	194	13.64	819.86	29.3		27.55	448.00	819.86	0.295		27.55
159	452.00	238	244	194	13.64	819.86	29.5		27.74	452.00	819.86	0.297		27.74
160	456.00	236	244	194	13.64	819.86	30.3		28.01	456.00	819.86	0.305		28.01
161	460.00	240	244	194	13.64	819.86	31		28.2	460.00	819.86	0.312		28.2
162	464.00	238	244	194	13.64	819.86	31.8		28.45	464.00	819.86	0.32		28.45
163	468.00	238	244	194	13.64	819.86	32		28.58	468.00	819.86	0.322		28.58
164	472.00	243	245	195	13.71	824.09	32.2		28.8	472.00	824.09	0.324		28.8
165	476.00	243	247	197	13.85	832.54	32.7		29.23	476.00	832.54	0.329		29.23
166	480.00	245	248	198	13.92	836.77	33		29.52	480.00	836.77	0.332		29.52
167	484.00	243	248	198	13.92	836.77	34		29.77	484.00	836.77	0.342		29.77
168	488.00	244	248	198	13.92	836.77	35		30.07	488.00	836.77	0.352		30.07
169	492.00	244	248	198	13.92	836.77	35.8		30.36	492.00	836.77	0.36		30.36
170	496.00	243	248	198	13.92	836.77	36.5		30.61	496.00	836.77	0.367		30.61
171	500.00	241	248	198	13.92	836.77	37		30.74	500.00	836.77	0.372		30.74
172	504.00	243	248	198	13.92	836.77	37.8		31.01	504.00	836.77	0.38		31.01
173	508.00	247	250	200	14.06	845.22	38.9		31.27	508.00	845.22	0.391		31.27
174	512.00	219	251	201	14.13	849.44	39		31.59	512.00	849.44	0.392		31.59
175	516.00	248	251	201	14.13	849.44	39.6		32.01	516.00	849.44	0.398		32.01
176	520.00	244	254	204	14.34	862.12	39.8		32.26	520.00	862.12	0.4		32.26
177	524.00	245	254	204	14.34	862.12	40		32.58	524.00	862.12	0.402		32.58
178	528.00	248	255	205	14.41	866.35	40.8		32.83	528.00	866.35	0.41		32.83
179	532.00	254	255	205	14.41	866.35	40.9		33.15	532.00	866.35	0.411		33.15
180	536.00	251	255	205	14.41	866.35	41.5		33.43	536.00	866.35	0.417		33.43
181	540.00	236	256	206	14.48	870.57	42		33.74	540.00	870.57	0.422		33.74
182	544.00	248	256	206	14.48	870.57	42.6		34.03	544.00	870.57	0.428		34.03
183	548.00	244	258	208	14.62	879.03	43.5		34.29	548.00	879.03	0.437		34.29
184	552.00	254	258	208	14.62	879.03	44.2		34.6	552.00	879.03	0.444		34.6
185	556.00	252	259	209	14.69	883.25	44.7		35	556.00	883.25	0.449		35
186	560.00	251	259	209	14.69	883.25	45.2		35.35	560.00	883.25	0.454		35.35
187	564.00	256	262	212	14.91	895.93	45.9		35.71	564.00	895.93	0.461		35.71
188	568.00	255	262	212	14.91	895.93	46.1		36.22	568.00	895.93	0.463		36.22
189	572.00	251	263	213	14.98	900.16	46.4		36.61	572.00	900.16	0.466		36.61
190	576.00	261	263	213	14.98	900.16	47.5		37.08	576.00	900.16	0.477		37.08
191	580.00	262	263	213	14.98	900.16	48		37.43	580.00	900.16	0.482		37.43
192	584.00	247	266	216	15.19	912.83	48.2		37.85	584.00	912.83	0.484		37.85
193	588.00	262	266	216	15.19	912.83	48.5		38.21	588.00	912.83	0.487		38.21
194	592.00	265	268	218	15.33	921.29			38.62	592.00	921.29			38.62
195	596.00	254	268	218	15.33	921.29			39	596.00	921.29			39
196	600.00	262	268	218	15.33	921.29			39.4	600.00	921.29			39.4
197	604.00	262	269	219	15.40	925.51			39.83	604.00	925.51			39.83
198	608.00	250	269	219	15.40	925.51			40.11	608.00	925.51			40.11
199	612.00	262	269	219	15.40	925.51			40.39	612.00	925.51			40.39
200	616.00	266	272	222	15.61	938.19			40.87	616.00	938.19			40.87
201	620.00	258	272	222	15.61	938.19			41.22	620.00	938.19			41.22
202	624.00	244	272	222	15.61	938.19			41.83	624.00	938.19			41.83
203	628.00	266	272	222	15.61	938.19			42.11	628.00	938.19			42.11
204	632.00	262	274	224	15.75	946.64			42.41	632.00	946.64			42.41
205	636.00	266	274	224	15.75	946.64			42.65	636.00	946.64			42.65
206	640.00	269	274	224	15.75	946.64			42.91	640.00	946.64			42.91

Continua Tabla A2: Reporte de datos del Ensayo del Espécimen N° 02

N°	Tiempo (Seg)	Lectura Presion (PSI)	Presion Max (PSI)	P. Max. Correg. (PSI)	Presion Maxima (Kg/cm <sup>2</sup> )	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (unc)	Deform. N° 02 (unc)	Deform. N° 03 (mm)	Tiempo (Seg)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (mm)	Deform. N° 02 (mm)	Deform. N° 03 (mm)
207	650.00	270	279	229	16.10	967.77			43.77	650.00	967.77			43.77
208	660.00	273	281	231	16.24	976.23			44.61	660.00	976.23			44.61
209	670.00	276	281	231	16.24	976.23			45.43	670.00	976.23			45.43
210	680.00	270	281	231	16.24	976.23			46.2	680.00	976.23			46.2
211	690.00	271	281	231	16.24	976.23			47.05	690.00	976.23			47.05
212	700.00	273	281	231	16.24	976.23			47.87	700.00	976.23			47.87
213	710.00	273	282	232	16.31	980.45			48.45	710.00	980.45			48.45
214	720.00	273	284	234	16.45	988.90			48.9	720.00	988.90			48.9
215	730.00	281	287	237	16.66	1001.58			49.6	730.00	1001.58			49.6
216	740.00	281	288	238	16.73	1005.81			50.7	740.00	1005.81			50.7
217	750.00	282	288	238	16.73	1005.81			51.73	750.00	1005.81			51.73
218	760.00	288	291	241	16.94	1018.49			52.76	760.00	1018.49			52.76
219	770.00	284	291	241	16.94	1018.49			53.79	770.00	1018.49			53.79
220	780.00	285	291	241	16.94	1018.49			54.82	780.00	1018.49			54.82
221	790.00	288	295	245	17.23	1035.39			55.85	790.00	1035.39			55.85
222	800.00	293	296	246	17.30	1039.62			56.88	800.00	1039.62			56.88
223	810.00	289	296	246	17.30	1039.62			57.91	810.00	1039.62			57.91
224	820.00	296	298	248	17.44	1048.07			58.94	820.00	1048.07			58.94
225	830.00	299	302	252	17.72	1064.97			59.97	830.00	1064.97			59.97
226	840.00	298	302	252	17.72	1064.97			61.57	840.00	1064.97			61.57
227	850.00	298	302	252	17.72	1064.97			63.2	850.00	1064.97			63.2
228	860.00	302	305	255	17.93	1077.65			64.85	860.00	1077.65			64.85
229	870.00	293	306	256	18.00	1081.88			66.14	870.00	1081.88			66.14
230	880.00	266	306	256	18.00	1081.88			67.26	880.00	1081.88			67.26
231	890.00	309	310	260	18.28	1098.78			69.27	890.00	1098.78			69.27
232	895.00	269	310	260	18.28	1098.78			70.07	895.00	1098.78			70.07
233	900.00	269	310	260	18.28	1098.78			71.19	900.00	1098.78			71.19
234	910.00	276	310	260	18.28	1098.78			72.12	910.00	1098.78			72.12
235	920.00	311	311	261	18.35	1103.01			72.85	920.00	1103.01			72.85
236	930.00	281	311	261	18.35	1103.01			73.68	930.00	1103.01			73.68
237	940.00	300	311	261	18.35	1103.01			74.41	940.00	1103.01			74.41
238	950.00	293	311	261	18.35	1103.01			75.14	950.00	1103.01			75.14
239	960.00	293	311	261	18.35	1103.01			75.96	960.00	1103.01			75.96
240	970.00	287	311	261	18.35	1103.01			77.17	970.00	1103.01			77.17
241	980.00	283	311	261	18.35	1103.01			78.47	980.00	1103.01			78.47
242	990.00	291	311	261	18.35	1103.01			79.62	990.00	1103.01			79.62
243	1000.00	309	311	261	18.35	1103.01			81.69	1000.00	1103.01			81.69



Tabla A3: Reporte de datos del Ensayo del Espécimen N° 03

**REPORTE DE DATOS**  
**ENSAYO N° 03**

**1.- INFORMACION DEL ENSAYO**

Investigador:	Gnno Teodoro Huansha Villanueva
Tesis:	Evaluación de la longitud de anclaje del acero de refuerzo en uniones viga-columna reforzadas con cartelas
Universidad:	Santiago Antunez de Mayolo
Muestra:	Especimen N° 03
Fecha de Ensayo:	martes, 31 de julio de 2018
Ubicación:	Huaraz - Ancash - Peru

**2.- DESCRIPCION DEL ENSAYO**

Información de la muestra	
Muestra:	Especimen N° 03
Modelo	sin reforzamiento de cartela
Tiempo de Curado	28 días
concreto	Resistencia f'c promedio 370 kg/cm <sup>2</sup>
Acero de refuerzo	Resistencia a la fluencia 4700 kg/cm <sup>2</sup>

Medicion	Ojetivo	Tipo	Presicion
Deformimetro N° 01	Deformacion del concreto comprimido	Deformimetro Analogico	0.01mm
Deformimetro N° 02	Deformacion del acero de refuerzo	Deformimetro Analogico	0.01mm
Deformimetro N° 03	Deflexion del extremo de la viga	Vernier de lectura digital	0.01mm
Lectura de Presion	Presion - Carga de aplicación	Manometro de lectura Digital	01Psi

Hora ensayo		Duracion
inicio	15:56:15	0:07:08
Fin	16:03:23	

Medida	Longitud
d <sub>A</sub>	30.00 cm
d <sub>B</sub>	28.50 cm

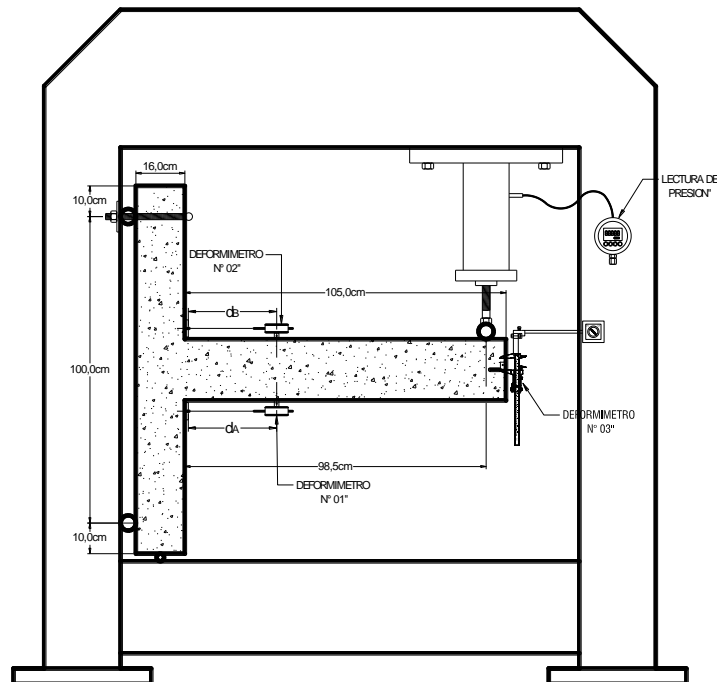


Fig. 3.23: Sistema de Carga del Especimen N° 03 (Fuente: Elaboracion Propia)

**3.- DATOS OBTENIDOS**

N°	Tiempo (Seg)	Lectura Presion (PSI)	Presion Max (PSI)	Presion (Kg/cm <sup>2</sup> )	Presion Maxima (Kg/cm <sup>2</sup> )	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (unc)	Deform. N° 02 (unc)	Deform. N° 03 (mm)	Tiempo (Seg)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (mm)	Deform. N° 02 (mm)	Deform. N° 03 (mm)
1	0.00	0	0	0.00	0.00	0.00	-0.4	-1	0	0.00	0.00	0	0	0
2	2.00	0	6	0.00	0.42	25.36	-0.4	-1	0	2.00	25.36	0	0	0
3	4.00	0	10	0.00	0.70	42.26	-0.4	-1	0	4.00	42.26	0	0	0
4	6.00	0	16	0.00	1.12	67.62	-0.4	-1	0	6.00	67.62	0	0	0
5	8.00	18	18	1.27	1.27	76.07	-0.4	-1	0	8.00	76.07	0	0	0

Continua Tabla A3: Reporte de datos del Ensayo del Espécimen N° 03

N°	Tiempo (Seg)	Lectura Presion (PSI)	Presion Max (PSI)	Presion (Kg/cm²)	Presion Maxima (Kg/cm²)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (und)	Deform. N° 02 (und)	Deform. N° 03 (mm)	Tiempo (Seg)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (mm)	Deform. N° 02 (mm)	Deform. N° 03 (mm)
6	10.00	23	25	1.62	1.76	105.65	-0.4	-1	0.1	10.00	105.65	0	0	0.1
7	12.00	27	30	1.90	2.11	126.78	-0.4	-0.95	0.39	12.00	126.78	0	0.0005	0.39
8	14.00	32	35	2.25	2.46	147.91	-0.4	-0.9	0.51	14.00	147.91	0	0.001	0.51
9	16.00	35	36	2.46	2.53	152.14	-0.4	-0.5	0.92	16.00	152.14	0	0.005	0.92
10	18.00	39	42	2.74	2.95	177.50	-0.4	-0.3	1.2	18.00	177.50	0	0.007	1.2
11	20.00	42	43	2.95	3.02	181.72	-0.4	0	1.69	20.00	181.72	0	0.01	1.69
12	22.00	48	50	3.37	3.52	211.30	-0.4	0.05	2.43	22.00	211.30	0	0.0105	2.43
13	24.00	54	57	3.80	4.01	240.89	-0.4	0.5	2.96	24.00	240.89	0	0.015	2.96
14	26.00	61	64	4.29	4.50	270.47	-0.4	1.75	3.56	26.00	270.47	0	0.0275	3.56
15	28.00	64	68	4.50	4.78	287.37	-0.4	3	4.08	28.00	287.37	0	0.04	4.08
16	30.00	71	72	4.99	5.06	304.28	-0.3	4	4.78	30.00	304.28	0.001	0.05	4.78
17	32.00	72	75	5.06	5.27	316.96	-0.3	5.25	5.25	32.00	316.96	0.001	0.0625	5.25
18	34.00	77	78	5.41	5.48	329.63	0	11.25	5.78	34.00	329.63	0.004	0.1225	5.78
19	36.00	84	84	5.91	5.91	354.99	1.3	15.5	6.45	36.00	354.99	0.017	0.165	6.45
20	38.00	84	86	5.91	6.05	363.44	2.2	20	7.26	38.00	363.44	0.026	0.21	7.26
21	40.00	91	91	6.40	6.40	384.57	4	27.1	8.07	40.00	384.57	0.044	0.281	8.07
22	42.00	93	96	6.54	6.75	405.70	5	31.7	8.71	42.00	405.70	0.054	0.327	8.71
23	44.00	97	103	6.82	7.24	435.29	6.8	36	9.43	44.00	435.29	0.072	0.37	9.43
24	46.00	103	106	7.24	7.45	447.97	9	40	10.2	46.00	447.97	0.094	0.41	10.2
25	48.00	107	107	7.52	7.52	452.19	9.9	42.5	10.69	48.00	452.19	0.103	0.435	10.69
26	50.00	110	113	7.73	7.94	477.55	11	47.05	11.35	50.00	477.55	0.114	0.4805	11.35
27	52.00	115	120	8.09	8.44	507.13	12.3	51.05	12.06	52.00	507.13	0.127	0.5205	12.06
28	54.00	117	121	8.23	8.51	511.36	13.4	54	13.01	54.00	511.36	0.138	0.55	13.01
29	56.00	124	127	8.72	8.93	536.71	15	57.7	13.81	56.00	536.71	0.154	0.587	13.81
30	58.00	129	133	9.07	9.35	562.07	17	61.25	14.52	58.00	562.07	0.174	0.6225	14.52
31	60.00	136	138	9.56	9.70	583.20	18.05	65.3	15.49	60.00	583.20	0.1845	0.663	15.49
32	62.00	144	144	10.12	10.12	608.56	19.25	68.8	16.37	62.00	608.56	0.1965	0.698	16.37
33	64.00	148	148	10.41	10.41	625.46	20.25	72.8	17.12	64.00	625.46	0.2065	0.738	17.12
34	66.00	152	155	10.69	10.90	655.04	21.3	75.7	17.99	66.00	655.04	0.217	0.767	17.99
35	68.00	155	162	10.90	11.39	684.63	22.85	80	18.99	68.00	684.63	0.2325	0.81	18.99
36	70.00	168	171	11.81	12.02	722.66	23.97	82.1	19.88	70.00	722.66	0.2437	0.831	19.88
37	72.00	171	173	12.02	12.16	731.11	25.1	85.1	20.55	72.00	731.11	0.255	0.861	20.55
38	74.00	172	176	12.09	12.37	743.79	26.05	87.03	21.19	74.00	743.79	0.2645	0.8803	21.19
39	76.00	171	176	12.02	12.37	743.79	27.05	89	21.98	76.00	743.79	0.2745	0.9	21.98
40	78.00	175	183	12.30	12.87	773.37	27.9	90.5	22.69	78.00	773.37	0.283	0.915	22.69
41	80.00	183	186	12.87	13.08	786.05	28.5	91.95	23.52	80.00	786.05	0.289	0.9295	23.52
42	82.00	179	187	12.58	13.15	790.28	29	93.3	24.35	82.00	790.28	0.294	0.943	24.35
43	84.00	184	189	12.94	13.29	798.73	29.6	94.9	25.34	84.00	798.73	0.3	0.959	25.34
44	86.00	176	189	12.37	13.29	798.73	30.02	95	26.11	86.00	798.73	0.3042	0.96	26.11
45	88.00	186	190	13.08	13.36	802.96	30.9	96.9	26.88	88.00	802.96	0.313	0.979	26.88
46	90.00	183	191	12.87	13.43	807.18	32	99.3	27.76	90.00	807.18	0.324	1.003	27.76
47	92.00	190	194	13.36	13.64	819.86	34	105	28.59	92.00	819.86	0.344	1.06	28.59
48	94.00	189	194	13.29	13.64	819.86	36.6	117.5	29.38	94.00	819.86	0.37	1.185	29.38
49	96.00	189	197	13.29	13.85	832.54	39.02	129.3	30.17	96.00	832.54	0.3942	1.303	30.17
50	98.00	195	197	13.71	13.85	832.54	41.98	141	30.97	98.00	832.54	0.4238	1.42	30.97
51	100.00	189	197	13.29	13.85	832.54	44	153.8	31.74	100.00	832.54	0.444	1.548	31.74
52	102.00	191	198	13.43	13.92	836.77	45.95	164.5	32.39	102.00	836.77	0.4635	1.655	32.39
53	104.00	197	200	13.85	14.06	845.22	47.4	174.5	33.07	104.00	845.22	0.478	1.755	33.07
54	106.00	189	201	13.29	14.13	849.44	49.6	184	33.68	106.00	849.44	0.5	1.85	33.68
55	108.00	194	202	13.64	14.20	853.67	51.3	191.8	34.5	108.00	853.67	0.517	1.928	34.5
56	110.00	204	204	14.34	14.34	862.12	52.6	199.1	35.17	110.00	862.12	0.53	2.001	35.17
57	112.00	195	205	13.71	14.41	866.35	53.8	207	35.9	112.00	866.35	0.542	2.08	35.9
58	114.00	207	207	14.55	14.55	874.80	55.02	215	36.74	114.00	874.80	0.5542	2.16	36.74
59	116.00	200	211	14.06	14.83	891.70	56.5	222.5	37.73	116.00	891.70	0.569	2.235	37.73
60	118.00	208	211	14.62	14.83	891.70	58.5	229.5	38.48	118.00	891.70	0.589	2.305	38.48
61	120.00	201	211	14.13	14.83	891.70	59.7	237.6	39.29	120.00	891.70	0.601	2.386	39.29
62	122.00	207	216	14.55	15.19	912.83	62	244.9	40.16	122.00	912.83	0.624	2.459	40.16
63	124.00	205	218	14.41	15.33	921.29	62.95	250	41.1	124.00	921.29	0.6335	2.51	41.1
64	126.00	209	219	14.69	15.40	925.51	63.95	256.5	41.79	126.00	925.51	0.6435	2.575	41.79
65	128.00	213	220	14.98	15.47	929.74	64.8	261.35	42.49	128.00	929.74	0.652	2.6235	42.49
66	130.00	212	220	14.91	15.47	929.74	65.6	265.9	43.09	130.00	929.74	0.66	2.669	43.09
67	132.00	215	223	15.12	15.68	942.42	68	270.9	43.83	132.00	942.42	0.684	2.719	43.83
68	134.00	218	227	15.33	15.96	959.32	69.05	275.8	44.67	134.00	959.32	0.6945	2.768	44.67
69	136.00	225	229	15.82	16.10	967.77	70	281.3	45.52	136.00	967.77	0.704	2.823	45.52
70	138.00	226	229	15.89	16.10	967.77	71.05	287.15	46.46	138.00	967.77	0.7145	2.8815	46.46
71	140.00	229	231	16.10	16.24	976.23	72.9	295	47.46	140.00	976.23	0.733	2.96	47.46
72	142.00	219	231	15.40	16.24	976.23	74.5	300.3	48.43	142.00	976.23	0.749	3.013	48.43
73	144.00	219	231	15.40	16.24	976.23	76	306	49.4	144.00	976.23	0.764	3.07	49.4

Continua Tabla A3: Reporte de datos del Ensayo del Espécimen N° 03

N°	Tiempo (Seg)	Lectura Presion (PSI)	Presion Max (PSI)	Presion (Kg/cm²)	Presion Maxima (Kg/cm²)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (und)	Deform. N° 02 (und)	Deform. N° 03 (mm)	Tiempo (Seg)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (mm)	Deform. N° 02 (mm)	Deform. N° 03 (mm)	
74	146.00	225	231	15.82	16.24	976.23	76.7	310.25	50.53	146.00	976.23	0.771	3.1125	50.53	Δ50mm
75	148.00	222	233	15.61	16.38	984.68	77.2	313.3	51.46	148.00	984.68	0.776	3.143	51.46	
76	150.00	227	233	15.96	16.38	984.68	77.9	314.4	52.19	150.00	984.68	0.783	3.154	52.19	
77	152.00	229	233	16.10	16.38	984.68	78	314.7	53.06	152.00	984.68	0.784	3.157	53.06	
78	154.00	227	233	15.96	16.38	984.68	78.2	314.75	54.06	154.00	984.68	0.786	3.1575	54.06	
79	156.00	225	233	15.82	16.38	984.68	78.8	314.75	54.89	156.00	984.68	0.792	3.1575	54.89	
80	158.00	230	233	16.17	16.38	984.68	79	314.75	55.71	158.00	984.68	0.794	3.1575	55.71	
81	160.00	218	233	15.33	16.38	984.68	79.3	314.75	56.67	160.00	984.68	0.797	3.1575	56.67	
82	162.00	213	233	14.98	16.38	984.68	79.6	314.75	57.66	162.00	984.68	0.8	3.1575	57.66	
83	164.00	223	233	15.68	16.38	984.68	79.9	314.75	58.3	164.00	984.68	0.803	3.1575	58.3	
84	166.00	226	233	15.89	16.38	984.68	80.3	314.75	59.12	166.00	984.68	0.807	3.1575	59.12	
85	168.00	229	233	16.10	16.38	984.68	81.2	314.75	59.94	168.00	984.68	0.816	3.1575	59.94	Δ60mm
86	170.00	219	233	15.40	16.38	984.68	82.2	314.75	60.86	170.00	984.68	0.826	3.1575	60.86	
87	172.00	222	233	15.61	16.38	984.68	83.3	314.75	61.73	172.00	984.68	0.837	3.1575	61.73	
88	174.00	225	233	15.82	16.38	984.68	84	314.75	62.46	174.00	984.68	0.844	3.1575	62.46	
89	176.00	220	233	15.47	16.38	984.68	85	314.75	63.15	176.00	984.68	0.854	3.1575	63.15	
90	178.00	212	237	14.91	16.66	1001.58	85.8	314.75	64.03	178.00	1001.58	0.862	3.1575	64.03	
91	180.00	227	237	15.96	16.66	1001.58	86.35	314.75	64.8	180.00	1001.58	0.8675	3.1575	64.8	
92	184.00	229	237	16.10	16.66	1001.58	88	314.75	66.07	184.00	1001.58	0.884	3.1575	66.07	
93	188.00	213	237	14.98	16.66	1001.58	90.6	314.75	67.43	188.00	1001.58	0.91	3.1575	67.43	
94	192.00	213	237	14.98	16.66	1001.58	93.5	314.75	68.6	192.00	1001.58	0.939	3.1575	68.6	
95	196.00	219	237	15.40	16.66	1001.58	96.1	314.75	70.05	196.00	1001.58	0.965	3.1575	70.05	Δ60mm
96	200.00	223	237	15.68	16.66	1001.58	99.5	314.75	71.47	200.00	1001.58	0.999	3.1575	71.47	
97	204.00	212	237	14.91	16.66	1001.58	102.75	314.75	72.95	204.00	1001.58	1.0315	3.1575	72.95	
98	208.00	218	237	15.33	16.66	1001.58	105.4	314.75	74.43	208.00	1001.58	1.058	3.1575	74.43	
99	212.00	223	237	15.68	16.66	1001.58	109.7	314.75	75.79	212.00	1001.58	1.101	3.1575	75.79	Δ75mm
100	216.00	215	237	15.12	16.66	1001.58	118.8	314.75	77.31	216.00	1001.58	1.192	3.1575	77.31	
101	220.00	219	237	15.40	16.66	1001.58	127.7	314.75	78.7	220.00	1001.58	1.281	3.1575	78.7	
102	224.00	223	237	15.68	16.66	1001.58	135.3	314.75	80.3	224.00	1001.58	1.357	3.1575	80.3	Δ80mm
103	228.00	226	237	15.89	16.66	1001.58	143.2	314.75	81.71	228.00	1001.58	1.436	3.1575	81.71	
104	232.00	226	237	15.89	16.66	1001.58	151.1	314.8	83.29	232.00	1001.58	1.515	3.158	83.29	
105	236.00	227	237	15.96	16.66	1001.58	165	314.85	84.6	236.00	1001.58	1.654	3.1585	84.6	
106	240.00	219	237	15.40	16.66	1001.58	177.7	314.85	85.98	240.00	1001.58	1.781	3.1585	85.98	
107	244.00	225	237	15.82	16.66	1001.58	191.8	314.9	87.62	244.00	1001.58	1.922	3.159	87.62	
108	248.00	222	237	15.61	16.66	1001.58	203	314.95	88.94	248.00	1001.58	2.034	3.1595	88.94	
109	252.00	229	237	16.10	16.66	1001.58	213.5	314.95	90.15	252.00	1001.58	2.139	3.1595	90.15	Δ90mm
110	256.00	226	237	15.89	16.66	1001.58	225.2	314.95	92.09	256.00	1001.58	2.256	3.1595	92.09	ΔFalla
111	260.00	229	237	16.10	16.66	1001.58	238	314.95	93.97	260.00	1001.58	2.384	3.1595	93.97	
112	264.00	220	237	15.47	16.66	1001.58	255.2	314.95	96.07	264.00	1001.58	2.556	3.1595	96.07	
113	268.00	233	237	16.38	16.66	1001.58	268.2	314.95	97.64	268.00	1001.58	2.686	3.1595	97.64	
114	272.00	222	237	15.61	16.66	1001.58	278.3	314.95	99.08	272.00	1001.58	2.787	3.1595	99.08	
115	276.00	231	237	16.24	16.66	1001.58	289	314.95	100.71	276.00	1001.58	2.894	3.1595	100.71	Δ100mm
116	280.00	227	237	15.96	16.66	1001.58	301.2	314.95	102.01	280.00	1001.58	3.016	3.1595	102.01	
117	284.00	223	238	15.68	16.73	1005.81	314.1	314.95	103.57	284.00	1005.81	3.145	3.1595	103.57	
118	288.00	227	238	15.96	16.73	1005.81	328.3	314.95	104.9	288.00	1005.81	3.287	3.1595	104.9	
119	292.00	220	238	15.47	16.73	1005.81	338	313.8	106.06	292.00	1005.81	3.384	3.148	106.06	
120	296.00	231	238	16.24	16.73	1005.81	346.1	313.3	107.03	296.00	1005.81	3.465	3.143	107.03	
121	300.00	230	238	16.17	16.73	1005.81	353.9	312.5	108.07	300.00	1005.81	3.543	3.135	108.07	
122	304.00	219	238	15.40	16.73	1005.81	360	312	109.23	304.00	1005.81	3.604	3.13	109.23	
123	308.00	223	238	15.68	16.73	1005.81	366	311.9	110.36	308.00	1005.81	3.664	3.129	110.36	
124	312.00	219	238	15.40	16.73	1005.81	372.2	311.8	111.99	312.00	1005.81	3.726	3.128	111.99	
125	316.00	222	238	15.61	16.73	1005.81	380	311	113.26	316.00	1005.81	3.804	3.12	113.26	
126	320.00	229	238	16.10	16.73	1005.81	388	310.5	114.04	320.00	1005.81	3.884	3.115	114.04	
127	324.00	234	240	16.45	16.87	1014.26	395.5	310.2	116.28	324.00	1014.26	3.959	3.112	116.28	
128	328.00	227	240	15.96	16.87	1014.26	402	310	117.81	328.00	1014.26	4.024	3.11	117.81	
129	332.00	229	240	16.10	16.87	1014.26	409	309.9	119.11	332.00	1014.26	4.094	3.109	119.11	
130	336.00	229	240	16.10	16.87	1014.26	414.8	309.2	120.6	336.00	1014.26	4.152	3.102	120.6	
131	340.00	223	241	15.68	16.94	1018.49	421.5	309	121.92	340.00	1018.49	4.219	3.1	121.92	
132	344.00	230	241	16.17	16.94	1018.49	427.3	308.3	123.04	344.00	1018.49	4.277	3.093	123.04	
133	348.00	234	241	16.45	16.94	1018.49	435.3	308	124.28	348.00	1018.49	4.357	3.09	124.28	
134	352.00	229	241	16.10	16.94	1018.49	442.4	307.5	125.39	352.00	1018.49	4.428	3.085	125.39	Δ125mm
135	356.00	231	241	16.24	16.94	1018.49	446.1	307	126.33	356.00	1018.49	4.465	3.08	126.33	
136	360.00	229	241	16.10	16.94	1018.49	452.5	306.9	127.49	360.00	1018.49	4.529	3.079	127.49	
137	364.00	237	241	16.66	16.94	1018.49	457.9	306	128.4	364.00	1018.49	4.583	3.07	128.4	
138	368.00	223	241	15.68	16.94	1018.49	462.6	305.95	129.43	368.00	1018.49	4.63	3.0695	129.43	
139	372.00	226	241	15.89	16.94	1018.49	470.3	305.9	130.77	372.00	1018.49	4.707	3.069	130.77	
140	376.00	231	241	16.24	16.94	1018.49	477	305.5	131.92	376.00	1018.49	4.774	3.065	131.92	
141	380.00	230	241	16.17	16.94	1018.49	485	305.2	133.31	380.00	1018.49	4.854	3.062	133.31	

Continua Tabla A3: Reporte de datos del Ensayo del Espécimen N° 03

N°	Tiempo (Seg)	Lectura Presion (PSI)	Presion Max (PSI)	Presion (Kg/cm <sup>2</sup> )	Presion Maxima (Kg/cm <sup>2</sup> )	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (unc)	Deform. N° 02 (unc)	Deform. N° 03 (mm)	Tiempo (Seg)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (mm)	Deform. N° 02 (mm)	Deform. N° 03 (mm)
142	384.00	231	241	16.24	16.94	1018.49	490.5	305	134.55	384.00	1018.49	4.909	3.06	134.55
143	388.00	238	241	16.73	16.94	1018.49	497.5	304.8	135.87	388.00	1018.49	4.979	3.058	135.87
144	392.00	234	243	16.45	17.08	1026.94	502.1	304	136.93	392.00	1026.94	5.025	3.05	136.93
145	396.00	233	243	16.38	17.08	1026.94	508.1	303.7	138.11	396.00	1026.94	5.085	3.047	138.11
146	400.00	237	243	16.66	17.08	1026.94	514.8	303	139.12	400.00	1026.94	5.152	3.04	139.12
147	404.00	233	243	16.38	17.08	1026.94	523	302.7	140.56	404.00	1026.94	5.234	3.037	140.56
148	408.00	229	243	16.10	17.08	1026.94	530.5	302.5	141.91	408.00	1026.94	5.309	3.035	141.91
149	412.00	233	243	16.38	17.08	1026.94	536.2	302.3	143.36	412.00	1026.94	5.366	3.033	143.36
150	416.00	223	243	15.68	17.08	1026.94	546.5	302	144.54	416.00	1026.94	5.469	3.03	144.54
151	420.00	226	243	15.89	17.08	1026.94	554.2	301.9	145.95	420.00	1026.94	5.546	3.029	145.95
152	424.00	230	243	16.17	17.08	1026.94	559.7	301.6	147.34	424.00	1026.94	5.601	3.026	147.34
153	428.00	233	243	16.38	17.08	1026.94	568	301.1	148.67	428.00	1026.94	5.684	3.021	148.67
154	432.00													
155	436.00													
156	440.00													
157	444.00													
158	448.00													
159	452.00													
160	456.00													
161	460.00													

Δmax

Tabla A4: Reporte de datos del Ensayo del Espécimen N° 04

**REPORTE DE DATOS  
ENSAYO N° 04**

**1.- INFORMACION DEL ENSAYO**

Investigador:	Girno Teodoro Huansha Villanueva
Tesis:	Evaluación de la longitud de anclaje del acero de refuerzo en uniones viga-columna reforzadas con cartelas
Universidad:	Santiago Antunez de Mayolo
Muestra:	Especimen N° 04
Fecha de Ensayo:	miércoles, 1 de agosto de 2018
Ubicación:	Huaraz - Ancash - Peru

**2.- DESCRIPCION DEL ENSAYO**

Información de la muestra	
Muestra:	Especimen N° 04
Modelo	con reforzamiento de cartela
Tiempo de Curado	28 días
concreto	Resistencia f'c promedio 370 kg/cm <sup>2</sup>
Acero de refuerzo	Resistencia a la fluencia 4700 kg/cm <sup>2</sup>

Medicion	Ojetivo	Tipo	Presicion
Deformimetro N° 01	Deformacion del concreto comprimido	Deformimetro Analogico	0.01mm
Deformimetro N° 02	Deformacion del acero de refuerzo	Deformimetro Analogico	0.01mm
Deformimetro N° 03	Deflexion del extremo de la viga	Vernier de lectura digital	0.01mm
Lectura de Presion	Presion - Carga de aplicación	Manometro de lectura Digital	01Psi

Hora ensayo		Duracion
inicio	15:08:05	0:07:08
Fin	15:15:13	

Medida	Longitud
d <sub>A</sub>	30.00 cm
d <sub>B</sub>	30.00 cm

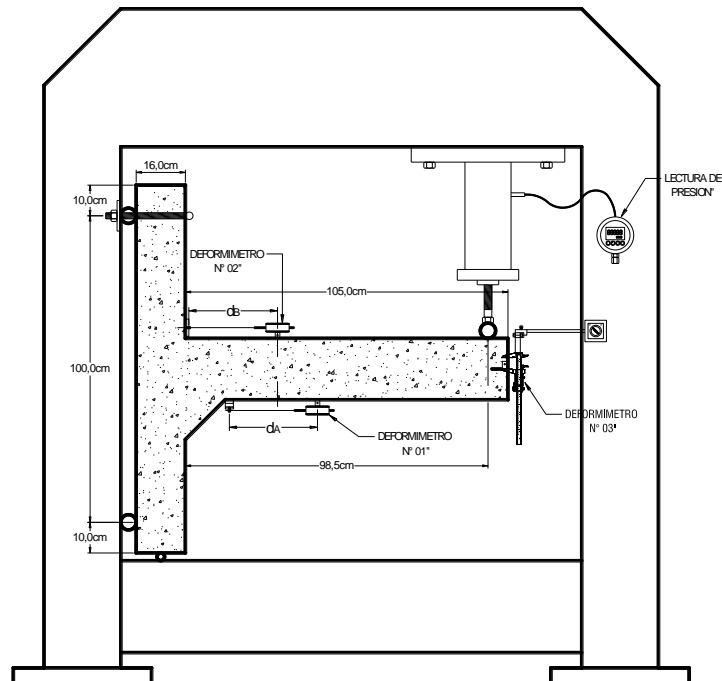


Fig. 3.24: Sistema de Carga del Especimen N° 04 (Fuente: Elaboracion Propia)

**3.- DATOS OBTENIDOS**

N°	Tiempo (Seg)	Lectura Presion (PSI)	Presion Max (PSI)	Presion (kg/cm <sup>2</sup> )	Presion Maxima (kg/cm <sup>2</sup> )	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (unc)	Deform. N° 02 (unc)	Deform. N° 03 (mm)	Tiempo (Seg)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (mm)	Deform. N° 02 (mm)	Deform. N° 03 (mm)
1	0.00	0	10	0.00	0.70	42.26	-46.1	-0.35	0	0.00	42.26	0	0	0
2	2.00	0	10	0.00	0.70	42.26	-46.1	-0.35	0	2.00	42.26	0	0	0
3	4.00	18	18	1.27	1.27	76.07	-46.1	-0.35	0	4.00	76.07	0	0	0
4	6.00	24	28	1.69	1.97	118.33	-45.7	-0.35	0	6.00	118.33	0.004	0	0
5	8.00	28	30	1.97	2.11	126.78	-45	-0.35	0.1	8.00	126.78	0.011	0	0.1



Continua Tabla A4: Reporte de datos del Ensayo del Espécimen N° 04

N°	Tiempo (Seg)	Lectura Presion (PSI)	Presion Max (PSI)	Presion (kg/cm²)	Presion Maxima (kg/cm²)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (und)	Deform. N° 02 (und)	Deform. N° 03 (mm)	Tiempo (Seg)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (mm)	Deform. N° 02 (mm)	Deform. N° 03 (mm)
6	10.00	41	41	2.88	2.88	173.27	-44	-0.35	0.76	10.00	173.27	0.021	0	0.76
7	12.00	53	54	3.73	3.80	228.21	-43.6	-0.35	1.43	12.00	228.21	0.025	0	1.43
8	14.00	66	67	4.64	4.71	283.15	-41.3	-0.35	2.11	14.00	283.15	0.048	0	2.11
9	16.00	72	81	5.06	5.69	342.31	-38.7	-0.3	2.92	16.00	342.31	0.074	0.0005	2.92
10	18.00	86	88	6.05	6.19	371.90	-36.5	-0.09	3.77	18.00	371.90	0.096	0.0026	3.77
11	20.00	92	95	6.47	6.68	401.48	-34	0.06	4.59	20.00	401.48	0.121	0.0041	4.59
12	22.00	99	102	6.96	7.17	431.06	-32	1.9	5.23	22.00	431.06	0.141	0.0225	5.23
13	24.00	102	104	7.17	7.31	439.51	-30.8	5	5.84	24.00	439.51	0.153	0.0535	5.84
14	26.00	106	114	7.45	8.01	481.77	-29.7	7.15	6.54	26.00	481.77	0.164	0.075	6.54
15	28.00	113	120	7.94	8.44	507.13	-28	9.7	7.1	28.00	507.13	0.181	0.1005	7.1
16	30.00	115	122	8.09	8.58	515.58	-26.5	13	7.66	30.00	515.58	0.196	0.1335	7.66
17	32.00	124	125	8.72	8.79	528.26	-25	14.5	8.3	32.00	528.26	0.211	0.1485	8.3
18	34.00	129	131	9.07	9.21	553.62	-23.5	17.4	9.07	34.00	553.62	0.226	0.1775	9.07
19	36.00	131	135	9.21	9.49	570.52	-22.2	19.25	9.7	36.00	570.52	0.239	0.196	9.7
20	38.00	136	141	9.56	9.91	595.88	-21.4	21.25	10.26	38.00	595.88	0.247	0.216	10.26
21	40.00	140	143	9.84	10.05	604.33	-20.4	23	10.77	40.00	604.33	0.257	0.2335	10.77
22	42.00	144	150	10.12	10.55	633.91	-19.15	26	11.49	42.00	633.91	0.2695	0.2635	11.49
23	44.00	147	152	10.34	10.69	642.37	-18.6	36.8	12.15	44.00	642.37	0.275	0.3715	12.15
24	46.00	154	157	10.83	11.04	663.50	-17.3	40	12.82	46.00	663.50	0.288	0.4035	12.82
25	48.00	157	164	11.04	11.53	693.08	-16	45.35	13.5	48.00	693.08	0.301	0.457	13.5
26	50.00	169	171	11.88	12.02	722.66	-14.95	50.8	14.31	50.00	722.66	0.3115	0.5115	14.31
27	52.00	166	173	11.67	12.16	731.11	-13.7	54.2	15	52.00	731.11	0.324	0.5455	15
28	54.00	172	180	12.09	12.66	760.70	-12.5	57.6	15.68	54.00	760.70	0.336	0.5795	15.68
29	56.00	184	189	12.94	13.29	798.73	-11	61.6	16.42	56.00	798.73	0.351	0.6195	16.42
30	58.00	189	191	13.29	13.43	807.18	-9.7	67.5	17.25	58.00	807.18	0.364	0.6785	17.25
31	60.00	191	197	13.43	13.85	832.54	-8.5	72	18.06	60.00	832.54	0.376	0.7235	18.06
32	62.00	197	204	13.85	14.34	862.12	-6.99	77.6	18.79	62.00	862.12	0.3911	0.7795	18.79
33	64.00	207	207	14.55	14.55	874.80	-5.95	87	19.43	64.00	874.80	0.4015	0.8735	19.43
34	66.00	202	209	14.20	14.69	883.25	-4.99	101.1	20.36	66.00	883.25	0.4111	1.0145	20.36
35	68.00	194	209	13.64	14.69	883.25	-4.5	118	21.13	68.00	883.25	0.416	1.1835	21.13
36	70.00	205	209	14.41	14.69	883.25	-3.4	134.7	21.99	70.00	883.25	0.427	1.3505	21.99
37	72.00	205	209	14.41	14.69	883.25	-1.98	146.9	22.6	72.00	883.25	0.4412	1.4725	22.6
38	74.00	209	214	14.69	15.05	904.38	-0.95	157.3	23.45	74.00	904.38	0.4515	1.5765	23.45
39	76.00	204	212	14.34	14.91	895.93	0.4	169.5	23.97	76.00	895.93	0.465	1.6985	23.97
40	78.00	208	219	14.62	15.40	925.51	1.2	181.3	24.75	78.00	925.51	0.473	1.8165	24.75
41	80.00	212	219	14.91	15.40	925.51	2.05	192.5	25.32	80.00	925.51	0.4815	1.9285	25.32
42	82.00	209	220	14.69	15.47	929.74	3.05	202.5	26.18	82.00	929.74	0.4915	2.0285	26.18
43	84.00	212	222	14.91	15.61	938.19	4	214.5	26.77	84.00	938.19	0.501	2.1485	26.77
44	86.00	211	223	14.83	15.68	942.42	5.4	229.5	27.5	86.00	942.42	0.515	2.2985	27.5
45	88.00	212	227	14.91	15.96	959.32	7	244	28.15	88.00	959.32	0.531	2.4435	28.15
46	90.00	216	229	15.19	16.10	967.77	8.3	256.25	29.06	90.00	967.77	0.544	2.566	29.06
47	92.00	219	229	15.40	16.10	967.77	9.4	268.2	29.67	92.00	967.77	0.555	2.6855	29.67
48	94.00	219	229	15.40	16.10	967.77	10.4	278.5	30.35	94.00	967.77	0.565	2.7885	30.35
49	96.00	218	230	15.33	16.17	972.00	11.5	288.5	31.06	96.00	972.00	0.576	2.8885	31.06
50	98.00	222	234	15.61	16.45	988.90	12.2	301.2	31.62	98.00	988.90	0.583	3.0155	31.62
51	100.00	225	234	15.82	16.45	988.90	13.6	318.05	32.42	100.00	988.90	0.597	3.184	32.42
52	102.00	231	236	16.24	16.59	997.36	15.4	338.9	33.44	102.00	997.36	0.615	3.3925	33.44
53	104.00	225	238	15.82	16.73	1005.81	16.6	352.2	34.29	104.00	1005.81	0.627	3.5255	34.29
54	106.00	230	240	16.17	16.87	1014.26	17.25	362.4	34.92	106.00	1014.26	0.6335	3.6275	34.92
55	108.00	227	241	15.96	16.94	1018.49	18.5	376.3	35.72	108.00	1018.49	0.646	3.7665	35.72
56	110.00	241	244	16.94	17.15	1031.17	19.95	396	36.7	110.00	1031.17	0.6605	3.9635	36.7
57	112.00	234	244	16.45	17.15	1031.17	20.1	415.1	37.69	112.00	1031.17	0.662	4.1545	37.69
58	114.00	244	245	17.15	17.23	1035.39	21	430.8	38.73	114.00	1035.39	0.671	4.3115	38.73
59	116.00	241	250	16.94	17.58	1056.52	22	448.1	39.63	116.00	1056.52	0.681	4.4845	39.63
60	118.00	243	250	17.08	17.58	1056.52	23.2	464.3	40.53	118.00	1056.52	0.693	4.6465	40.53
61	120.00	252	255	17.72	17.93	1077.65	24.3	481.9	41.57	120.00	1077.65	0.704	4.8225	41.57
62	122.00	251	255	17.65	17.93	1077.65	25	498.5	42.43	122.00	1077.65	0.711	4.9885	42.43
63	124.00	244	255	17.15	17.93	1077.65	26.1	513.9	43.31	124.00	1077.65	0.722	5.1425	43.31
64	126.00	251	258	17.65	18.14	1090.33	26.95	526.3	44.04	126.00	1090.33	0.7305	5.2665	44.04
65	128.00	254	261	17.86	18.35	1103.01	27.7	538.8	44.75	128.00	1103.01	0.738	5.3915	44.75
66	130.00	262	263	18.42	18.49	1111.46	28.5	552.5	45.7	130.00	1111.46	0.746	5.5285	45.7
67	132.00	256	266	18.00	18.70	1124.14	29.2	563.5	46.29	132.00	1124.14	0.753	5.6385	46.29
68	134.00	254	266	17.86	18.70	1124.14	30.8	575.5	47.04	134.00	1124.14	0.769	5.7585	47.04
69	136.00	261	266	18.35	18.70	1124.14	33.9	581.9	47.78	136.00	1124.14	0.8	5.8225	47.78
70	138.00	252	266	17.72	18.70	1124.14	36.5	588.7	48.66	138.00	1124.14	0.826	5.8905	48.66
71	140.00	255	266	17.93	18.70	1124.14	40	595.4	49.38	140.00	1124.14	0.861	5.9575	49.38
72	142.00	255	268	17.93	18.84	1132.59	41.4	605	50.21	142.00	1132.59	0.875	6.0535	50.21
73	144.00	255	269	17.93	18.91	1136.82	43.2	620	51.19	144.00	1136.82	0.893	6.2035	51.19

Continua Tabla A4: Reporte de datos del Ensayo del Espécimen N° 04

	N°	Tiempo (Seg)	Lectura Presion (PSI)	Presion Max (PSI)	Presion (kg/cm²)	Presion Maxima (kg/cm²)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (unc)	Deform. N° 02 (unc)	Deform. N° 03 (mm)	Tiempo (Seg)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (mm)	Deform. N° 02 (mm)	Deform. N° 03 (mm)
	74	146.00	269	270	18.91	18.98	1141.04	44.6	634	52.32	146.00	1141.04	0.907	6.3435	52.32
	75	148.00	259	270	18.21	18.98	1141.04	45.4	647.5	53.32	148.00	1141.04	0.915	6.4785	53.32
	76	150.00	268	273	18.84	19.19	1153.72	46	664.1	54.38	150.00	1153.72	0.921	6.6445	54.38
	77	152.00	263	274	18.49	19.26	1157.95	34	677.9	55.4	152.00	1157.95	0.801	6.7825	55.4
	78	154.00	265	276	18.63	19.40	1166.40	-6	693	56.34	154.00	1166.40	0.401	6.9335	56.34
	79	156.00	273	277	19.19	19.48	1170.63	-12.5	708	57.29	156.00	1170.63	0.336	7.0835	57.29
	80	158.00	270	280	18.98	19.69	1183.30	-25	721.3	58.21	158.00	1183.30	0.211	7.2165	58.21
	81	160.00	274	281	19.26	19.76	1187.53	-30	738	59.12	160.00	1187.53	0.161	7.3835	59.12
	82	162.00	269	281	18.91	19.76	1187.53	-33.5	752.6	60.16	162.00	1187.53	0.126	7.5295	60.16
	83	164.00	269	284	18.91	19.97	1200.21	-37	764.2	61.07	164.00	1200.21	0.091	7.6455	61.07
	84	166.00	281	285	19.76	20.04	1204.43	-39.2	774.2	61.66	166.00	1204.43	0.069	7.7455	61.66
	85	168.00	284	288	19.97	20.25	1217.11	-42	782.7	62.24	168.00	1217.11	0.041	7.8305	62.24
	86	170.00	288	291	20.25	20.46	1229.79	-44	794.8	63.06	170.00	1229.79	0.021	7.9515	63.06
Intervalo de Falla	87	172.00	282	292	19.83	20.53	1234.02	-45.1	808.2	63.88	172.00	1234.02	0.01	8.0855	63.88
	88	174.00	273	292	19.19	20.53	1234.02	-48.5	820.2	64.7	174.00	1234.02	-0.024	8.2055	64.7
	89	176.00	277	296	19.48	20.81	1250.92	-50	831.3	65.57	176.00	1250.92	-0.039	8.3165	65.57
	90	178.00	291	296	20.46	20.81	1250.92	-50.6	843.1	66.39	178.00	1250.92	-0.045	8.4345	66.39
	91	180.00	293	298	20.60	20.95	1259.37	-54.5	853.3	67.19	180.00	1259.37	-0.084	8.5365	67.19
	92	184.00	299	299	21.02	21.02	1263.60	-57	877.9	68.78	184.00	1263.60	-0.109	8.7825	68.78
	93	188.00	289	302	20.32	21.23	1276.28	-61.2	906.9	70.56	188.00	1276.28	-0.151	9.0725	70.56
	94	192.00	302	302	21.23	21.23	1276.28	-65.9	934.5	72.11	192.00	1276.28	-0.198	9.3485	72.11
	95	196.00	295	306	20.74	21.51	1293.18	-72	964.2	74.09	196.00	1293.18	-0.259	9.6455	74.09
	96	200.00	291	310	20.46	21.80	1310.09	-79.9	999	76.05	200.00	1310.09	-0.338	9.9935	76.05
	97	204.00	292	310	20.53	21.80	1310.09	-83.4	1026	77.97	204.00	1310.09	-0.373	10.2635	77.97
	98	208.00	299	316	21.02	22.22	1335.44	-89	1057	79.76	208.00	1335.44	-0.429	10.5735	79.76
	99	212.00	307	317	21.58	22.29	1339.67	-93.3	1088.5	81.5	212.00	1339.67	-0.472	10.8885	81.5
	100	216.00	320	320	22.50	22.50	1352.35	-95.8	1118.8	83.29	216.00	1352.35	-0.497	11.1915	83.29
	101	220.00	310	324	21.80	22.78	1369.25	-99.1	1152.5	85.23	220.00	1369.25	-0.53	11.5285	85.23
	102	224.00	324	328	22.78	23.06	1386.16	-121.2	1187.3	86.59	224.00	1386.16	-0.751	11.8765	86.59
	103	228.00	324	331	22.78	23.27	1398.83	-133.2	1218	87.75	228.00	1398.83	-0.871	12.1835	87.75
	104	232.00	318	334	22.36	23.48	1411.51	-146.2	1258.9	88.77	232.00	1411.51	-1.001	12.5925	88.77
	105	236.00	325	339	22.85	23.83	1432.64	-150.5	1281.2	90.08	236.00	1432.64	-1.044	12.8155	90.08
	106	240.00	328	339	23.06	23.83	1432.64	-151.3	1322.7	91.53	240.00	1432.64	-1.052	13.2305	91.53
	107	244.00	327	345	22.99	24.26	1458.00	-155.2	1360	92.82	244.00	1458.00	-1.091	13.6035	92.82
	108	248.00	334	346	23.48	24.33	1462.23	-157.05	1392.2	94.09	248.00	1462.23	-1.1095	13.9255	94.09
	109	252.00	341	348	23.97	24.47	1470.68	-162	1428.2	95.39	252.00	1470.68	-1.159	14.2855	95.39
	110	256.00	341	350	23.97	24.61	1479.13	-165.1	1468	96.99	256.00	1479.13	-1.19	14.6835	96.99
	111	260.00	339	356	23.83	25.03	1504.49	-174.8	1506.5	98.64	260.00	1504.49	-1.287	15.0685	98.64
	112	264.00	354	357	24.89	25.10	1508.71	-182.6	1542.7	100.34	264.00	1508.71	-1.365	15.4305	100.34
	113	268.00	360	360	25.31	25.31	1521.39	-190.9	1579.5	102.31	268.00	1521.39	-1.448	15.7985	102.31
	114	272.00	356	364	25.03	25.59	1538.30	-199.9	1613.2	104.18	272.00	1538.30	-1.538	16.1355	104.18
	115	276.00	350	367	24.61	25.80	1550.97	-202	1639.6	105.59	276.00	1550.97	-1.559	16.3995	105.59
	116	280.00	360	368	25.31	25.87	1555.20	-202.7	1667.5	107.16	280.00	1555.20	-1.566	16.6785	107.16
	117	284.00	356	368	25.03	25.87	1555.20	-202.7	1693.5	108.5	284.00	1555.20	-1.566	16.9385	108.5
	118	288.00	367	374	25.80	26.29	1580.56	-202.7	1718	109.83	288.00	1580.56	-1.566	17.1835	109.83
	119	292.00	361	374	25.38	26.29	1580.56	-202.7	1744.5	111.15	292.00	1580.56	-1.566	17.4485	111.15
	120	296.00	377	379	26.51	26.65	1601.69	-202.7	1776.5	112.76	296.00	1601.69	-1.566	17.7685	112.76
	121	300.00	361	379	25.38	26.65	1601.69	-202.7	1807	114.59	300.00	1601.69	-1.566	18.0735	114.59
	122	304.00	367	379	25.80	26.65	1601.69	-202.7	1831	115.67	304.00	1601.69	-1.566	18.3135	115.67
	123	308.00	378	386	26.58	27.14	1631.27	-202.7	1857.8	117.28	308.00	1631.27	-1.566	18.5815	117.28
	124	312.00	374	386	26.29	27.14	1631.27	-202.7	1887.5	118.56	312.00	1631.27	-1.566	18.8785	118.56
	125	316.00	381	386	26.79	27.14	1631.27	-202.7	1914	120.12	316.00	1631.27	-1.566	19.1435	120.12
	126	320.00	374	390	26.29	27.42	1648.17	-197.1	1943.5	121.49	320.00	1648.17	-1.51	19.4385	121.49
	127	324.00	379	392	26.65	27.56	1656.63	-197.1	1971	122.9	324.00	1656.63	-1.51	19.7135	122.9
	128	328.00	377	392	26.51	27.56	1656.63	-195	1996.5	124.19	328.00	1656.63	-1.489	19.9685	124.19
	129	332.00	390	393	27.42	27.63	1660.85	-191.8	2024	125.63	332.00	1660.85	-1.457	20.2435	125.63
	130	336.00	392	395	27.56	27.77	1669.30	-191.5	2047.3	126.78	336.00	1669.30	-1.454	20.4765	126.78
	131	340.00	366	395	25.73	27.77	1669.30	-188.2	2055	127.1	340.00	1669.30	-1.421	20.5535	127.1
	132	344.00													
	133	348.00													
	134	352.00													
	135	356.00													
	136	360.00													
	137	364.00													

Tabla A5: Reporte de datos del Ensayo del Espécimen N° 05

**REPORTE DE DATOS  
ENSAYO N° 05**

**1.- INFORMACION DEL ENSAYO**

Investigador:	Ginno Teodoro Huansha Villanueva
Tesis:	Evaluación de la longitud de anclaje del acero de refuerzo en uniones viga-columna reforzadas con cartelas
Universidad:	Santiago Antunez de Mayolo
Muestra:	Especimen N° 05
Fecha de Ensayo:	Jueves, 2 de agosto de 2018
Ubicación:	Huaraz - Ancash - Peru

**2.- DESCRIPCION DEL ENSAYO**

Información de la muestra	
Muestra:	Especimen N° 05
Modelo	con reforzamiento de cartela
Tiempo de Curado	28 días
concreto	Resistencia f'c promedio 370 kg/cm <sup>2</sup>
Acero de refuerzo	Resistencia a la fluencia 4700 kg/cm <sup>2</sup>

Medicion	Ojetivo	Tipo	Presicion
Deformimetro N° 01	Deformacion del concreto comprimido	Deformimetro Analogico	0.01mm
Deformimetro N° 02	Deformacion del acero de refuerzo	Deformimetro Analogico	0.01mm
Deformimetro N° 03	Deflexion del extremo de la viga	Vernier de lectura digital	0.01mm
Lectura de Presion	Presion - Carga de aplicación	Manometro de lectura Digital	01Psi

Hora ensayo		Duracion	Medida	Longitud
inicio	11:04:15	0:05:56	d <sub>A</sub>	30.00 cm
Fin	11:10:11		d <sub>B</sub>	30.00 cm

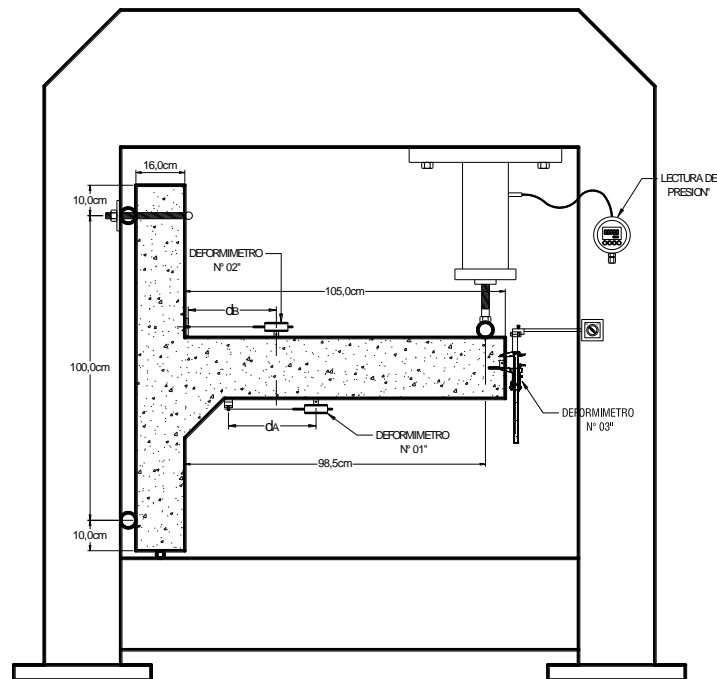


Figura: 5.2.1

**3.- DATOS OBTENIDOS**

N°	Tiempo (Seg)	Lectura Presion (PSI)	Presion Max (PSI)	Presion (Kg/cm <sup>2</sup> )	Presion Maxima (Kg/cm <sup>2</sup> )	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (una)	Deform. N° 02 (una)	Deform. N° 03 (mm)	Tiempo (Seg)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (mm)	Deform. N° 02 (mm)	Deform. N° 03 (mm)
1	0.00	0	0	0.00	0.00	0.00	2	0	0	0.00	0.00	0.000	0.000	0
2	2.00	0	8	0.00	0.56	33.81	2	0	0	2.00	33.81	0.000	0.000	0
3	4.00	28	32	1.97	2.25	135.23	2	0	0.13	4.00	135.23	0.000	0.000	0.13
4	6.00	27	35	1.90	2.46	147.91	2	0	0.39	6.00	147.91	0.000	0.000	0.39
5	8.00	20	35	1.41	2.46	147.91	3	0	0.65	8.00	147.91	0.010	0.000	0.65

Continua Tabla A5: Reporte de datos del Ensayo del Espécimen N° 05

N°	Tiempo (Seg)	Lectura Presion (PSI)	Presion Max (PSI)	Presion (Kg/cm²)	Presion Maxima (Kg/cm²)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (und)	Deform. N° 02 (und)	Deform. N° 03 (mm)	Tiempo (Seg)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (mm)	Deform. N° 02 (mm)	Deform. N° 03 (mm)
6	10.00	28	35	1.97	2.46	147.91	4.03	0	0.91	10.00	147.91	0.020	0.000	0.91
7	12.00	34	36	2.39	2.53	152.14	4.7	0	1.17	12.00	152.14	0.027	0.000	1.17
8	14.00	49	52	3.45	3.66	219.76	5.25	0	1.41	14.00	219.76	0.033	0.000	1.41
9	16.00	57	57	4.01	4.01	240.89	6.05	0	1.982	16.00	240.89	0.041	0.000	1.982
10	18.00	61	66	4.29	4.64	278.92	7.2	0	2.565	18.00	278.92	0.052	0.000	2.565
11	20.00	72	74	5.06	5.20	312.73	8.5	0	3.148	20.00	312.73	0.065	0.000	3.148
12	22.00	79	79	5.55	5.55	333.86	9.75	5	3.731	22.00	333.86	0.078	0.050	3.731
13	24.00	82	85	5.77	5.98	359.22	11.2	12.1	4.314	24.00	359.22	0.092	0.121	4.314
14	26.00	93	95	6.54	6.68	401.48	13	17.3	4.897	26.00	401.48	0.110	0.173	4.897
15	28.00	102	103	7.17	7.24	435.29	14.2	22	5.48	28.00	435.29	0.122	0.220	5.48
16	30.00	104	110	7.31	7.73	464.87	15.5	26	7.22	30.00	464.87	0.135	0.260	7.22
17	32.00	111	114	7.80	8.01	481.77	16.9	30.85	7.91	32.00	481.77	0.149	0.309	7.91
18	34.00	122	125	8.58	8.79	528.26	17.9	34.25	8.6	34.00	528.26	0.159	0.343	8.6
19	36.00	124	127	8.72	8.93	536.71	19.25	38.2	9.29	36.00	536.71	0.173	0.382	9.29
20	38.00	132	133	9.28	9.35	562.07	21.3	41.95	9.98	38.00	562.07	0.193	0.420	9.98
21	40.00	132	143	9.28	10.05	604.33	23.2	45	10.67	40.00	604.33	0.212	0.450	10.67
22	42.00	143	147	10.05	10.34	621.23	25.4	49	11.36	42.00	621.23	0.234	0.490	11.36
23	44.00	151	152	10.62	10.69	642.37	27.2	51.3	12.2	44.00	642.37	0.252	0.513	12.2
24	46.00	154	158	10.83	11.11	667.72	29.25	54	13.174	46.00	667.72	0.273	0.540	13.174
25	48.00	165	168	11.60	11.81	709.98	30.6	58.1	14.148	48.00	709.98	0.286	0.581	14.148
26	50.00	162	175	11.39	12.30	739.57	32.1	60.5	15.122	50.00	739.57	0.301	0.605	15.122
27	52.00	182	182	12.80	12.80	769.15	33.7	66.5	16.096	52.00	769.15	0.317	0.665	16.096
28	54.00	184	189	12.94	13.29	798.73	35.5	70.7	17.07	54.00	798.73	0.335	0.707	17.07
29	56.00	187	195	13.15	13.71	824.09	38	75.6	17.8	56.00	824.09	0.360	0.756	17.8
30	58.00	191	201	13.43	14.13	849.44	39	78.3	18.51	58.00	849.44	0.370	0.783	18.51
31	60.00	197	209	13.85	14.69	883.25	40.05	81	19.22	60.00	883.25	0.381	0.810	19.22
32	62.00	207	212	14.55	14.91	895.93	41.4	84.4	19.93	62.00	895.93	0.394	0.844	19.93
33	64.00	212	215	14.91	15.12	908.61	42.2	88.2	20.63	64.00	908.61	0.402	0.882	20.63
34	66.00	209	219	14.69	15.40	925.51	42.96	95.5	21.33	66.00	925.51	0.410	0.955	21.33
35	68.00	205	220	14.41	15.47	929.74	43.5	107	22.02	68.00	929.74	0.415	1.070	22.02
36	70.00	215	220	15.12	15.47	929.74	44.5	117.5	22.7	70.00	929.74	0.425	1.175	22.7
37	72.00	208	220	14.62	15.47	929.74	45.3	127.3	23.39	72.00	929.74	0.433	1.273	23.39
38	74.00	212	223	14.91	15.68	942.42	46.4	138.1	24.07	74.00	942.42	0.444	1.381	24.07
39	76.00	213	226	14.98	15.89	955.10	47.2	149.1	24.76	76.00	955.10	0.452	1.491	24.76
40	78.00	220	227	15.47	15.96	959.32	49	164.7	25.45	78.00	959.32	0.470	1.647	25.45
41	80.00	226	230	15.89	16.17	972.00	50.7	172.05	26.14	80.00	972.00	0.487	1.721	26.14
42	82.00	226	234	15.89	16.45	988.90	52.5	189	26.83	82.00	988.90	0.505	1.890	26.83
43	84.00	231	240	16.24	16.87	1014.26	54.4	201	27.52	84.00	1014.26	0.524	2.010	27.52
44	86.00	241	247	16.94	17.37	1043.84	55.8	214.5	28.21	86.00	1043.84	0.538	2.145	28.21
45	88.00	244	250	17.15	17.58	1056.52	57.05	228.05	28.9	88.00	1056.52	0.551	2.281	28.9
46	90.00	244	254	17.15	17.86	1073.43	58.6	243.1	29.59	90.00	1073.43	0.566	2.431	29.59
47	92.00	247	258	17.37	18.14	1090.33	60	252.5	30.28	92.00	1090.33	0.580	2.525	30.28
48	94.00	256	263	18.00	18.49	1111.46	61.2	265	30.97	94.00	1111.46	0.592	2.650	30.97
49	96.00	262	265	18.42	18.63	1119.91	62.3	272.2	31.66	96.00	1119.91	0.603	2.722	31.66
50	98.00	266	268	18.70	18.84	1132.59	63.3	278.3	32.35	98.00	1132.59	0.613	2.783	32.35
51	100.00	265	270	18.63	18.98	1141.04	63.7	284.5	33.04	100.00	1141.04	0.617	2.845	33.04
52	102.00	261	270	18.35	18.98	1141.04	64	289.3	33.73	102.00	1141.04	0.620	2.893	33.73
53	104.00	259	273	18.21	19.19	1153.72	64.4	291.7	34.42	104.00	1153.72	0.624	2.917	34.42
54	106.00	269	274	18.91	19.26	1157.95	64.75	292.4	35.1	106.00	1157.95	0.628	2.924	35.1
55	108.00	273	277	19.19	19.48	1170.63	65.4	295.15	35.76	108.00	1170.63	0.634	2.952	35.76
56	110.00	263	280	18.49	19.69	1183.30	66.05	299	36.41	110.00	1183.30	0.641	2.990	36.41
57	112.00	270	281	18.98	19.76	1187.53	68.5	299	37.06	112.00	1187.53	0.665	2.990	37.06
58	114.00	266	281	18.70	19.76	1187.53	72.5	299	37.71	114.00	1187.53	0.705	2.990	37.71
59	116.00	266	281	18.70	19.76	1187.53	76	299	38.36	116.00	1187.53	0.740	2.990	38.36
60	118.00	272	281	19.12	19.76	1187.53	78.8	299	39.01	118.00	1187.53	0.768	2.990	39.01
61	120.00	262	281	18.42	19.76	1187.53	82.6	299	39.66	120.00	1187.53	0.806	2.990	39.66
62	122.00	261	281	18.35	19.76	1187.53	86	299	40.31	122.00	1187.53	0.840	2.990	40.31
63	124.00	263	281	18.49	19.76	1187.53	90.3	296.2	40.96	124.00	1187.53	0.883	2.962	40.96
64	126.00	273	281	19.19	19.76	1187.53	94	287.5	41.66	126.00	1187.53	0.920	2.875	41.66
65	128.00	274	281	19.26	19.76	1187.53	95	285.5	42.41	128.00	1187.53	0.965	2.855	42.41
66	130.00	272	282	19.12	19.83	1191.76	101.1	283.95	43.16	130.00	1191.76	0.991	2.840	43.16
67	132.00	274	285	19.26	20.04	1204.43	105	282.5	43.91	132.00	1204.43	1.030	2.825	43.91
68	134.00	282	289	19.83	20.32	1221.34	107.8	282	44.66	134.00	1221.34	1.058	2.820	44.66
69	136.00	273	292	19.19	20.53	1234.02	110.4	282	45.41	136.00	1234.02	1.084	2.820	45.41
70	138.00	277	292	19.48	20.53	1234.02	113.1	282	46.16	138.00	1234.02	1.111	2.820	46.16
71	140.00	288	293	20.25	20.60	1238.24	115.95	282	46.91	140.00	1238.24	1.140	2.820	46.91
72	142.00	291	295	20.46	20.74	1246.70	117.95	283.6	47.66	142.00	1246.70	1.160	2.836	47.66
73	144.00	282	296	19.83	20.81	1250.92	120.5	289	48.41	144.00	1250.92	1.185	2.890	48.41

Continua Tabla A5: Reporte de datos del Ensayo del Espécimen N° 05

N°	Tiempo (Seg)	Lectura Presion (PSI)	Presion Max (PSI)	Presion (Kg/cm²)	Presion Maxima (Kg/cm²)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (und)	Deform. N° 02 (und)	Deform. N° 03 (mm)	Tiempo (Seg)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (mm)	Deform. N° 02 (mm)	Deform. N° 03 (mm)	
74	146.00	289	296	20.32	20.81	1250.92	122.5	292	49.16	146.00	1250.92	1.205	2.920	49.16	
75	148.00	285	302	20.04	21.23	1276.28	125.2	293.6	49.96	148.00	1276.28	1.232	2.936	49.96	Δ50mm
76	150.00	296	302	20.81	21.23	1276.28	128	297	50.74	150.00	1276.28	1.260	2.970	50.74	
77	152.00	289	306	20.32	21.51	1293.18	131.25	300	51.47	152.00	1293.18	1.293	3.000	51.47	
78	154.00	309	310	21.72	21.80	1310.09	135.05	303	52.2	154.00	1310.09	1.331	3.030	52.2	
79	156.00	293	311	20.60	21.87	1314.31	139.05	307.3	52.88	156.00	1314.31	1.371	3.073	52.88	
80	158.00	296	311	20.81	21.87	1314.31	142.9	309	53.82	158.00	1314.31	1.409	3.090	53.82	
81	160.00	302	311	21.23	21.87	1314.31	145	310	54.76	160.00	1314.31	1.430	3.100	54.76	
82	162.00	305	317	21.44	22.29	1339.67	149.3	314.5	55.7	162.00	1339.67	1.473	3.145	55.7	
83	164.00	316	320	22.22	22.50	1352.35	153.2	319	56.64	164.00	1352.35	1.512	3.190	56.64	
84	166.00	311	321	21.87	22.57	1356.57	156.4	322.5	57.58	166.00	1356.57	1.544	3.225	57.58	
85	168.00	311	324	21.87	22.78	1369.25	158.7	328	58.52	168.00	1369.25	1.567	3.280	58.52	
86	170.00	311	325	21.87	22.85	1373.48	160.8	333	59.46	170.00	1373.48	1.588	3.330	59.46	
87	172.00	316	328	22.22	23.06	1386.16	163.4	339	60.39	172.00	1386.16	1.614	3.390	60.39	Δ60mm
88	174.00	317	331	22.29	23.27	1398.83	166.6	345	61.44	174.00	1398.83	1.646	3.450	61.44	
89	176.00	313	334	22.01	23.48	1411.51	168.9	352.5	62.49	176.00	1411.51	1.669	3.525	62.49	
90	178.00	314	334	22.08	23.48	1411.51	171	359.2	63.54	178.00	1411.51	1.690	3.592	63.54	
91	180.00	321	334	22.57	23.48	1411.51	172.3	364.1	64.59	180.00	1411.51	1.703	3.641	64.59	
92	184.00	327	336	22.99	23.62	1419.97	174.7	370.4	66.09	184.00	1419.97	1.727	3.704	66.09	
93	188.00	327	343	22.99	24.12	1449.55	177.4	385	67.74	188.00	1449.55	1.754	3.850	67.74	
94	192.00	338	346	23.76	24.33	1462.23	179.8	393.5	69.49	192.00	1462.23	1.778	3.935	69.49	Δ70mm
95	196.00	336	350	23.62	24.61	1479.13	181.5	401.9	71.25	196.00	1479.13	1.795	4.019	71.25	
96	200.00	330	350	23.20	24.61	1479.13	182	425	73.01	200.00	1479.13	1.800	4.250	73.01	Δ75mm
97	204.00	311	350	21.87	24.61	1479.13	177	436	74.77	204.00	1479.13	1.750	4.360	74.77	
98	208.00	307	350	21.58	24.61	1479.13	174	436	76.53	208.00	1479.13	1.720	4.360	76.53	
99	212.00	328	350	23.06	24.61	1479.13	171	436	78.29	212.00	1479.13	1.690	4.360	78.29	Δ80mm
100	216.00	327	350	22.99	24.61	1479.13	166.7	436	80.04	216.00	1479.13	1.647	4.360	80.04	ΔFalla
101	220.00	341	350	23.97	24.61	1479.13	155	436	81.81	220.00	1479.13	1.530	4.360	81.81	
102	224.00	346	352	24.33	24.75	1487.58	139.6	435.9	83.56	224.00	1487.58	1.376	4.359	83.56	
103	228.00	346	353	24.33	24.82	1491.81	121.9	435.3	85.32	228.00	1491.81	1.199	4.353	85.32	
104	232.00	343	359	24.12	25.24	1517.17	103	417.1	87.08	232.00	1517.17	1.010	4.171	87.08	
105	236.00	353	361	24.82	25.38	1525.62	87.1	385	88.84	236.00	1525.62	0.851	3.850	88.84	
106	240.00	364	364	25.59	25.59	1538.30	65	384.7	90.59	240.00	1538.30	0.630	3.847	90.59	Δ90mm
107	244.00	360	367	25.31	25.80	1550.97	42.5	384.7	92.34	244.00	1550.97	0.405	3.847	92.34	
108	248.00	357	367	25.10	25.80	1550.97	23.5	384.7	94.08	248.00	1550.97	0.215	3.847	94.08	
109	252.00	348	367	24.47	25.80	1550.97	0.3	384.7	95.8	252.00	1550.97	-0.017	3.847	95.8	
110	256.00	360	367	25.31	25.80	1550.97	-27.5	384.7	97.55	256.00	1550.97	-0.295	3.847	97.55	
111	260.00	354	367	24.89	25.80	1550.97	-52	365.4	99.29	260.00	1550.97	-0.540	3.654	99.29	Δ100mm
112	264.00	359	367	25.24	25.80	1550.97	-52.2	365.4	101.02	264.00	1550.97	-0.542	3.654	101.02	
113	268.00	360	367	25.31	25.80	1550.97	-52.4	365.4	102.77	268.00	1550.97	-0.544	3.654	102.77	
114	272.00	357	367	25.10	25.80	1550.97	-52.4	365.4	104.52	272.00	1550.97	-0.544	3.654	104.52	
115	276.00	359	367	25.24	25.80	1550.97	-52.4	365.4	106.28	276.00	1550.97	-0.544	3.654	106.28	
116	280.00	364	370	25.59	26.01	1563.65	-52.4	365.4	108.03	280.00	1563.65	-0.544	3.654	108.03	
117	284.00	359	375	25.24	26.37	1584.78	-52.4	365.4	109.78	284.00	1584.78	-0.544	3.654	109.78	
118	288.00	367	381	25.80	26.79	1610.14	-52.4	365.4	111.54	288.00	1610.14	-0.544	3.654	111.54	
119	292.00	361	384	25.38	27.00	1622.82	-52.4	365.3	113.3	292.00	1622.82	-0.544	3.653	113.3	
120	296.00	372	384	26.15	27.00	1622.82	-52.4	365.3	115.06	296.00	1622.82	-0.544	3.653	115.06	
121	300.00	372	385	26.15	27.07	1627.04	-52.4	365.3	116.82	300.00	1627.04	-0.544	3.653	116.82	
122	304.00	375	385	26.37	27.07	1627.04	-52.2	365.3	118.58	304.00	1627.04	-0.542	3.653	118.58	
123	308.00	366	389	25.73	27.35	1643.95	-52	365.3	120.34	308.00	1643.95	-0.540	3.653	120.34	
124	312.00	372	390	26.15	27.42	1648.17	-45	365.3	122.1	312.00	1648.17	-0.470	3.653	122.1	
125	316.00	375	393	26.37	27.63	1660.85	-4.5	365.3	123.87	316.00	1660.85	-0.065	3.653	123.87	
126	320.00	377	397	26.51	27.91	1677.76	47.2	365.2	125.65	320.00	1677.76	0.452	3.652	125.65	Δ125mm
127	324.00	389	400	27.35	28.12	1690.43	96	365.2	127.47	324.00	1690.43	0.940	3.652	127.47	
128	328.00	389	402	27.35	28.26	1698.89		365.2	129.29	328.00	1698.89		3.652	129.29	
129	332.00	392	402	27.56	28.26	1698.89		365.2	131.11	332.00	1698.89		3.652	131.11	
130	336.00	386	402	27.14	28.26	1698.89		365.2	132.93	336.00	1698.89		3.652	132.93	
131	340.00	386	402	27.14	28.26	1698.89		365.1	134.75	340.00	1698.89		3.651	134.75	
132	344.00	385	402	27.07	28.26	1698.89		365.1	136.57	344.00	1698.89		3.651	136.57	
133	348.00	378	402	26.58	28.26	1698.89		365.1	138.39	348.00	1698.89		3.651	138.39	
134	352.00	392	402	27.56	28.26	1698.89		365.1	140.21	352.00	1698.89		3.651	140.21	
135	356.00	396	402	27.84	28.26	1698.89		365	142.03	356.00	1698.89		3.650	142.03	
136	360.00														



Tabla A6: Reporte de datos del Ensayo del Espécimen N° 06

**REPORTE DE DATOS**  
**ENSAYO N° 06**

**1.- INFORMACION DEL ENSAYO**

Investigador:	Gnno Teodoro Huansha Villanueva
Tesis:	Evaluación de la longitud de anclaje del acero de refuerzo en uniones viga-columna reforzadas con cartelas
Universidad:	Santiago Antunez de Mayolo
Muestra:	Especimen N° 06
Fecha de Ensayo:	lunes, 6 de agosto de 2018
Ubicación:	Huaraz - Ancash - Peru

**2.- DESCRIPCION DEL ENSAYO**

Información de la muestra	
Muestra:	Especimen N° 01
Modelo	Con reforzamiento de cartela
Tiempo de Curado	28 días
concreto	Resistencia f'c promedio 370 kg/cm2
Acero de refuerzo	Resistencia a la fluencia 4700 kg/cm2

Medicion	Ojetivo	Tipo	Presicion
Deformimetro N° 01	Deformacion del concreto comprimido	Deformimetro Analogico	0.01mm
Deformimetro N° 02	Deformacion del acero de refuerzo	Deformimetro Analogico	0.01mm
Deformimetro N° 03	Deflexion del extremo de la viga	Vernier de lectura digital	0.01mm
Lectura de Presion	Presion - Carga de aplicación	Manometro de lectura Digital	01Psi

Hora ensayo		Duracion
inicio	11:01:43	0:05:24
Fin	11:07:07	

Medida	Longitud
d <sub>A</sub>	30.00 cm
d <sub>B</sub>	30.00 cm

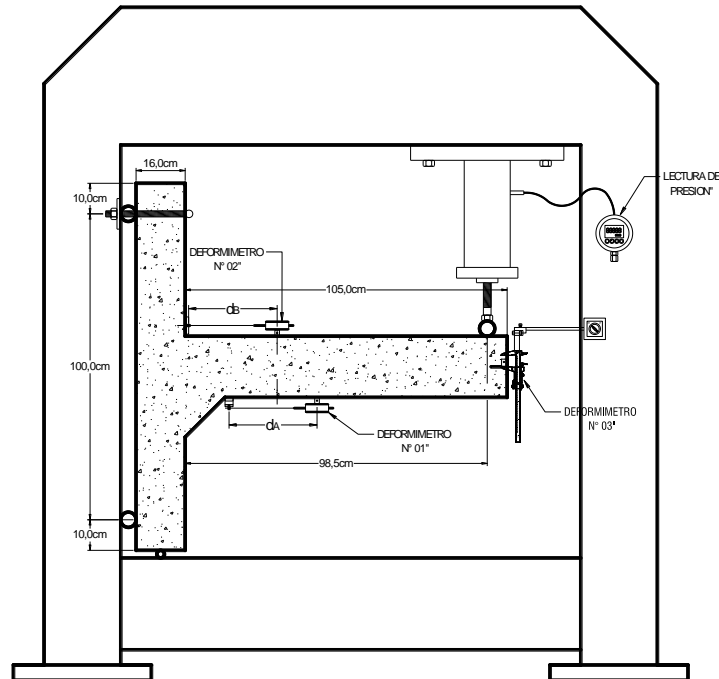


Fig. 3.26: Sistema de Carga del Especimen N° 06 (Fuente: Elaboracion Propia)

**3.- DATOS OBTENIDOS**


N°	Tiempo (Seg)	Lectura Presion (PSI)	Presion Max (PSI)	Presion (Kg/cm²)	Presion Maxima (Kg/cm²)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (und)	Deform. N° 02 (und)	Deform. N° 03 (mm)	Tiempo (Seg)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (mm)	Deform. N° 02 (mm)	Deform. N° 03 (mm)
1	0.00	0	0	0.00	0.00	0.00	0.1	-1.02	0	0.00	0.00	0	0	0
2	2.00	0	8	0.00	0.56	33.81	0.1	-1.02	0	2.00	33.81	0	0	0
3	4.00	0	10	0.00	0.70	42.26	0.1	-1.02	0	4.00	42.26	0	0	0
4	6.00	31	43	2.18	3.02	181.72	0.1	-1.02	0	6.00	181.72	0	0	0
5	8.00	31	43	2.18	3.02	181.72	0.1	-1.02	0.43	8.00	181.72	0	0	0.43

Continua Tabla A6: Reporte de datos del Ensayo del Espécimen N° 06

N°	Tiempo (Seg)	Lectura Presion (PSI)	Presion Max (PSI)	Presion (Kg/cm²)	Presion Maxima (Kg/cm²)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (und)	Deform. N° 02 (und)	Deform. N° 03 (mm)	Tiempo (Seg)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (mm)	Deform. N° 02 (mm)	Deform. N° 03 (mm)
6	10.00	42	45	2.95	3.16	190.17	0.1	-1	1	10.00	190.17	0	0.0002	1
7	12.00	59	60	4.15	4.22	253.57	0.2	-0.5	1.53	12.00	253.57	0.001	0.0052	1.53
8	14.00	68	71	4.78	4.99	300.05	1.5	0.2	1.99	14.00	300.05	0.014	0.0122	1.99
9	16.00	71	74	4.99	5.20	312.73	2.3	1.5	2.51	16.00	312.73	0.022	0.0252	2.51
10	18.00	82	84	5.77	5.91	354.99	3.9	6	3.22	18.00	354.99	0.038	0.0702	3.22
11	20.00	89	92	6.26	6.47	388.80	5.4	17.2	3.98	20.00	388.80	0.053	0.1822	3.98
12	22.00	97	97	6.82	6.82	409.93	6.03	25	4.71	22.00	409.93	0.0593	0.2602	4.71
13	24.00	102	103	7.17	7.24	435.29	6.95	30.8	5.27	24.00	435.29	0.0685	0.3182	5.27
14	26.00	101	111	7.10	7.80	469.10	7.7	34.6	5.85	26.00	469.10	0.076	0.3562	5.85
15	28.00	110	114	7.73	8.01	481.77	8	38	6.39	28.00	481.77	0.079	0.3902	6.39
16	30.00	115	120	8.09	8.44	507.13	8.7	41	6.91	30.00	507.13	0.086	0.4202	6.91
17	32.00	122	124	8.58	8.72	524.03	9.4	44.5	7.53	32.00	524.03	0.093	0.4552	7.53
18	34.00	124	127	8.72	8.93	536.71	10.4	48.3	8.22	34.00	536.71	0.103	0.4932	8.22
19	36.00	127	136	8.93	9.56	574.75	14.9	50.5	8.84	36.00	574.75	0.148	0.5152	8.84
20	38.00	140	141	9.84	9.91	595.88	16.5	53.9	9.61	38.00	595.88	0.164	0.5492	9.61
21	40.00	144	146	10.12	10.26	617.01	18.3	58	10.42	40.00	617.01	0.182	0.5902	10.42
22	42.00	152	154	10.69	10.83	650.82	20.05	62	11.21	42.00	650.82	0.1995	0.6302	11.21
23	44.00	151	159	10.62	11.18	671.95	22.05	66.1	11.9	44.00	671.95	0.2195	0.6712	11.9
24	46.00	161	165	11.32	11.60	697.30	23.2	69.7	12.63	46.00	697.30	0.231	0.7072	12.63
25	48.00	172	172	12.09	12.09	726.89	24.4	73.2	13.6	48.00	726.89	0.243	0.7422	13.6
26	50.00	176	183	12.37	12.87	773.37	25.6	77.5	14.44	50.00	773.37	0.255	0.7852	14.44
27	52.00	177	187	12.44	13.15	790.28	27	82.9	15.14	52.00	790.28	0.269	0.8392	15.14
28	54.00	190	194	13.36	13.64	819.86	29.7	87.9	16.01	54.00	819.86	0.296	0.8892	16.01
29	56.00	202	202	14.20	14.20	853.67	31	94.7	17.03	56.00	853.67	0.309	0.9572	17.03
30	58.00	195	207	13.71	14.55	874.80	31.9	101.35	17.58	58.00	874.80	0.318	1.0237	17.58
31	60.00	201	207	14.13	14.55	874.80	32.45	116.9	18.26	60.00	874.80	0.3235	1.1792	18.26
32	62.00	204	207	14.34	14.55	874.80	33	131	19.22	62.00	874.80	0.329	1.3202	19.22
33	64.00	209	211	14.69	14.83	891.70	33.7	146	20.08	64.00	891.70	0.336	1.4702	20.08
34	66.00	208	215	14.62	15.12	908.61	34.5	158.1	20.87	66.00	908.61	0.344	1.5912	20.87
35	68.00	220	220	15.47	15.47	929.74	35.5	170.9	21.6	68.00	929.74	0.354	1.7192	21.6
36	70.00	212	222	14.91	15.61	938.19	37.1	185	22.5	70.00	938.19	0.37	1.8602	22.5
37	72.00	222	225	15.61	15.82	950.87	38.3	196.3	23.23	72.00	950.87	0.382	1.9732	23.23
38	74.00	225	229	15.82	16.10	967.77	39	206.9	24.16	74.00	967.77	0.389	2.0792	24.16
39	76.00	227	234	15.96	16.45	988.90	40.3	220.5	24.9	76.00	988.90	0.402	2.2152	24.9
40	78.00	225	234	15.82	16.45	988.90	41.1	230.5	25.71	78.00	988.90	0.41	2.3152	25.71
41	80.00	233	236	16.38	16.59	997.36	42.5	246	26.62	80.00	997.36	0.424	2.4702	26.62
42	82.00	234	237	16.45	16.66	1001.58	44	263.5	27.65	82.00	1001.58	0.439	2.6452	27.65
43	84.00	237	243	16.66	17.08	1026.94	46.6	278	28.73	84.00	1026.94	0.465	2.7902	28.73
44	86.00	238	245	16.73	17.23	1035.39	47.9	292.9	29.59	86.00	1035.39	0.478	2.9392	29.59
45	88.00	243	248	17.08	17.44	1048.07	48.55	307	30.54	88.00	1048.07	0.4845	3.0802	30.54
46	90.00	251	252	17.65	17.72	1064.97	49.55	323	31.64	90.00	1064.97	0.4945	3.2402	31.64
47	92.00	255	255	17.93	17.93	1077.65	50.2	341.1	32.59	92.00	1077.65	0.501	3.4212	32.59
48	94.00	254	258	17.86	18.14	1090.33	51.1	358	33.64	94.00	1090.33	0.51	3.5902	33.64
49	96.00	259	262	18.21	18.42	1107.23	53	371	34.74	96.00	1107.23	0.529	3.7202	34.74
50	98.00	263	268	18.49	18.84	1132.59	54.9	387	35.83	98.00	1132.59	0.548	3.8802	35.83
51	100.00	252	269	17.72	18.91	1136.82	56.8	404.5	36.84	100.00	1136.82	0.567	4.0552	36.84
52	102.00	256	269	18.00	18.91	1136.82	58.4	420.7	37.74	102.00	1136.82	0.583	4.2172	37.74
53	104.00	262	274	18.42	19.26	1157.95	59.9	437	38.83	104.00	1157.95	0.598	4.3802	38.83
54	106.00	266	277	18.70	19.48	1170.63	61.6	451.5	39.72	106.00	1170.63	0.615	4.5252	39.72
55	108.00	269	282	18.91	19.83	1191.76	64	467.6	40.48	108.00	1191.76	0.639	4.6862	40.48
56	110.00	274	284	19.26	19.97	1200.21	65.7	484	41.46	110.00	1200.21	0.656	4.8502	41.46
57	112.00	281	285	19.76	20.04	1204.43	67.2	496.4	42.29	112.00	1204.43	0.671	4.9742	42.29
58	114.00	270	287	18.98	20.18	1212.89	69.1	509.9	43.01	114.00	1212.89	0.69	5.1092	43.01
59	116.00	269	287	18.91	20.18	1212.89	71.5	523.1	43.72	116.00	1212.89	0.714	5.2412	43.72
60	118.00	274	288	19.26	20.25	1217.11	73	538.1	44.68	118.00	1217.11	0.729	5.3912	44.68
61	120.00	276	288	19.40	20.25	1217.11	75	551.4	45.56	120.00	1217.11	0.749	5.5242	45.56
62	122.00	273	288	19.19	20.25	1217.11	82	561	46.38	122.00	1217.11	0.819	5.6202	46.38
63	124.00	272	289	19.12	20.32	1221.34	88.1	567	47.44	124.00	1221.34	0.88	5.6802	47.44
64	126.00	273	289	19.19	20.32	1221.34	94	570.7	48.46	126.00	1221.34	0.939	5.7172	48.46
65	128.00	273	293	19.19	20.60	1238.24	100.3	579	49.34	128.00	1238.24	1.002	5.8002	49.34
66	130.00	272	293	19.12	20.60	1238.24	108.5	590.1	50.38	130.00	1238.24	1.084	5.9112	50.38
67	132.00	274	293	19.26	20.60	1238.24	116.2	602.5	51.41	132.00	1238.24	1.161	6.0352	51.41
68	134.00	292	293	20.53	20.60	1238.24	123	615.3	52.29	134.00	1238.24	1.229	6.1632	52.29
69	136.00	291	299	20.46	21.02	1263.60	126.4	625.6	53.09	136.00	1263.60	1.263	6.2662	53.09
70	138.00	285	299	20.04	21.02	1263.60	133	637.5	53.95	138.00	1263.60	1.329	6.3852	53.95
71	140.00	291	302	20.46	21.23	1276.28	138.9	648	54.83	140.00	1276.28	1.388	6.4902	54.83
72	142.00	295	302	20.74	21.23	1276.28	143.1	658	55.71	142.00	1276.28	1.43	6.5902	55.71
73	144.00	299	303	21.02	21.30	1280.50	149.5	670	56.61	144.00	1280.50	1.494	6.7102	56.61

Continua Tabla A6: Reporte de datos del Ensayo del Espécimen N° 06

N°	Tiempo (Seg)	Lectura Presion (PSI)	Presion Max (PSI)	Presion (Kg/cm²)	Presion Maxima (Kg/cm²)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (und)	Deform. N° 02 (und)	Deform. N° 03 (mm)	Tiempo (Seg)	CARGA (Kg)	Deform. N° 01 (mm)	Deform. N° 02 (mm)	Deform. N° 03 (mm)	
74	146.00	289	306	20.32	21.51	1293.18	157	680.5	57.38	146.00	1293.18	1.569	6.8152	57.38	
75	148.00	291	306	20.46	21.51	1293.18	166.3	692	58.01	148.00	1293.18	1.662	6.9302	58.01	
76	150.00	298	306	20.95	21.51	1293.18	174.6	705.9	58.91	150.00	1293.18	1.745	7.0692	58.91	
77	152.00	306	309	21.51	21.72	1305.86	193.9	720.1	59.96	152.00	1305.86	1.938	7.2112	59.96	Δ60mm
78	154.00	302	309	21.23	21.72	1305.86	207	734.3	60.69	154.00	1305.86	2.069	7.3532	60.69	
79	156.00	299	309	21.02	21.72	1305.86	208.9	750	61.65	156.00	1305.86	2.088	7.5102	61.65	
80	158.00	296	311	20.81	21.87	1314.31	213.5	763.5	62.55	158.00	1314.31	2.134	7.6452	62.55	
81	160.00	307	311	21.58	21.87	1314.31	221.8	778.7	63.65	160.00	1314.31	2.217	7.7972	63.65	
82	162.00	305	314	21.44	22.08	1326.99	227	795.2	64.47	162.00	1326.99	2.269	7.9622	64.47	
83	164.00	307	318	21.58	22.36	1343.90	137.7	911.8	65.55	164.00	1343.90	1.376	9.1282	65.55	
84	166.00	303	321	21.30	22.57	1356.57	145.9	929	66.41	166.00	1356.57	1.458	9.3002	66.41	
85	168.00	300	321	21.09	22.57	1356.57	155.4	948	67.74	168.00	1356.57	1.553	9.4902	67.74	
86	170.00	305	323	21.44	22.71	1365.03	166.9	967	68.58	170.00	1365.03	1.668	9.6802	68.58	
87	172.00	309	325	21.72	22.85	1373.48	180	984.4	69.85	172.00	1373.48	1.799	9.8542	69.85	Δ70mm
88	174.00	311	328	21.87	23.06	1386.16		1001.9	70.68	174.00	1386.16		10.0292	70.68	ΔFalla
89	176.00	309	328	21.72	23.06	1386.16		1017	71.57	176.00	1386.16		10.1802	71.57	
90	178.00	314	328	22.08	23.06	1386.16		1029	72.34	178.00	1386.16		10.3002	72.34	
91	180.00	323	331	22.71	23.27	1398.83		1044.5	73.05	180.00	1398.83		10.4552	73.05	
92	184.00	330	334	23.20	23.48	1411.51		1075	74.72	184.00	1411.51		10.7602	74.72	Δ75mm
93	188.00	317	334	22.29	23.48	1411.51		1107	76.38	188.00	1411.51		11.0802	76.38	
94	192.00	311	339	21.87	23.83	1432.64		1136.2	77.73	192.00	1432.64		11.3722	77.73	
95	196.00	325	339	22.85	23.83	1432.64		1181.9	79.97	196.00	1432.64		11.8292	79.97	Δ80mm
96	200.00	336	339	23.62	23.83	1432.64		1242.3	82.24	200.00	1432.64		12.4332	82.24	
97	204.00	299	339	21.02	23.83	1432.64		1287	84.23	204.00	1432.64		12.8802	84.23	
98	208.00	299	339	21.02	23.83	1432.64		1326	86.29	208.00	1432.64		13.2702	86.29	
99	212.00	302	339	21.23	23.83	1432.64		1362.4	87.98	212.00	1432.64		13.6342	87.98	
100	216.00	323	339	22.71	23.83	1432.64		1402.8	90.12	216.00	1432.64		14.0382	90.12	Δ90mm
101	220.00	313	339	22.01	23.83	1432.64		1444	91.95	220.00	1432.64		14.4502	91.95	
102	224.00	321	339	22.57	23.83	1432.64		1478.5	93.93	224.00	1432.64		14.7952	93.93	
103	228.00	325	339	22.85	23.83	1432.64		1515	95.67	228.00	1432.64		15.1602	95.67	
104	232.00	336	339	23.62	23.83	1432.64		1545	97.21	232.00	1432.64		15.4602	97.21	
105	236.00	332	341	23.34	23.97	1441.10		1578.5	98.87	236.00	1441.10		15.7952	98.87	
106	240.00	327	345	22.99	24.26	1458.00		1618.7	100.92	240.00	1458.00		16.1972	100.92	Δ100mm
107	244.00	346	346	24.33	24.33	1462.23		1653.2	102.62	244.00	1462.23		16.5422	102.62	
108	248.00	349	354	24.54	24.89	1496.03		1691.7	104.39	248.00	1496.03		16.9272	104.39	
109	252.00	354	356	24.89	25.03	1504.49		1730	106.49	252.00	1504.49		17.3102	106.49	
110	256.00	345	359	24.26	25.24	1517.17		1772.5	108.37	256.00	1517.17		17.7352	108.37	
111	260.00	348	361	24.47	25.38	1525.62		1813.1	110.4	260.00	1525.62		18.1412	110.4	
112	264.00	343	363	24.12	25.52	1534.07		1856.1	112.67	264.00	1534.07		18.5712	112.67	
113	268.00	366	370	25.73	26.01	1563.65		1897.2	114.5	268.00	1563.65		18.9822	114.5	
114	272.00	363	370	25.52	26.01	1563.65		1938.4	116.71	272.00	1563.65		19.3942	116.71	
115	276.00	350	374	24.61	26.29	1580.56		1981	118.79	276.00	1580.56		19.8202	118.79	
116	280.00	356	377	25.03	26.51	1593.23		2023.6	120.75	280.00	1593.23		20.2462	120.75	
117	284.00	354	377	24.89	26.51	1593.23		2066	122.79	284.00	1593.23		20.6702	122.79	
118	288.00	367	378	25.80	26.58	1597.46		2115	125.33	288.00	1597.46		21.1602	125.33	Δ125mm
119	292.00	378	378	26.58	26.58	1597.46		2163.2	127.52	292.00	1597.46		21.6422	127.52	
120	296.00	372	384	26.15	27.00	1622.82		2206.1	129.7	296.00	1622.82		22.0712	129.7	
121	300.00	370	384	26.01	27.00	1622.82		2238.5	131.42	300.00	1622.82		22.3852	131.42	
122	304.00	385	386	27.07	27.14	1631.27		2271.9	133.17	304.00	1631.27		22.7292	133.17	
123	308.00	367	388	25.80	27.28	1639.72		2311	135.06	308.00	1639.72		23.1202	135.06	
124	312.00	372	390	26.15	27.42	1648.17		2346.5	136.64	312.00	1648.17		23.4752	136.64	
125	316.00	377	390	26.51	27.42	1648.17		2397.5	139.25	316.00	1648.17		23.9852	139.25	
126	320.00	377	390	26.51	27.42	1648.17		2445	141.72	320.00	1648.17		24.4602	141.72	
127	324.00	386	390	27.14	27.42	1648.17		2488.8	143.86	324.00	1648.17		24.8982	143.86	
128	328.00														
129	332.00														
130	336.00														
131	340.00														
132	344.00														
133	348.00														
134	352.00														
135	356.00														
136	360.00														

FORMATO CO.FO.03.03		
<b>GRANULOMETRÍA DEL AGREGADO (NORMA NTP 400.037 Y ASTM C33)</b>		
GERENCIA : INGENIERIA Y PRODUCCION	ÁREA : PRODUCCION DE CONCRETO	
APROBADO: RHS	VERSIÓN : 0	
RED: JHS	FECHA : 16/01/2017	

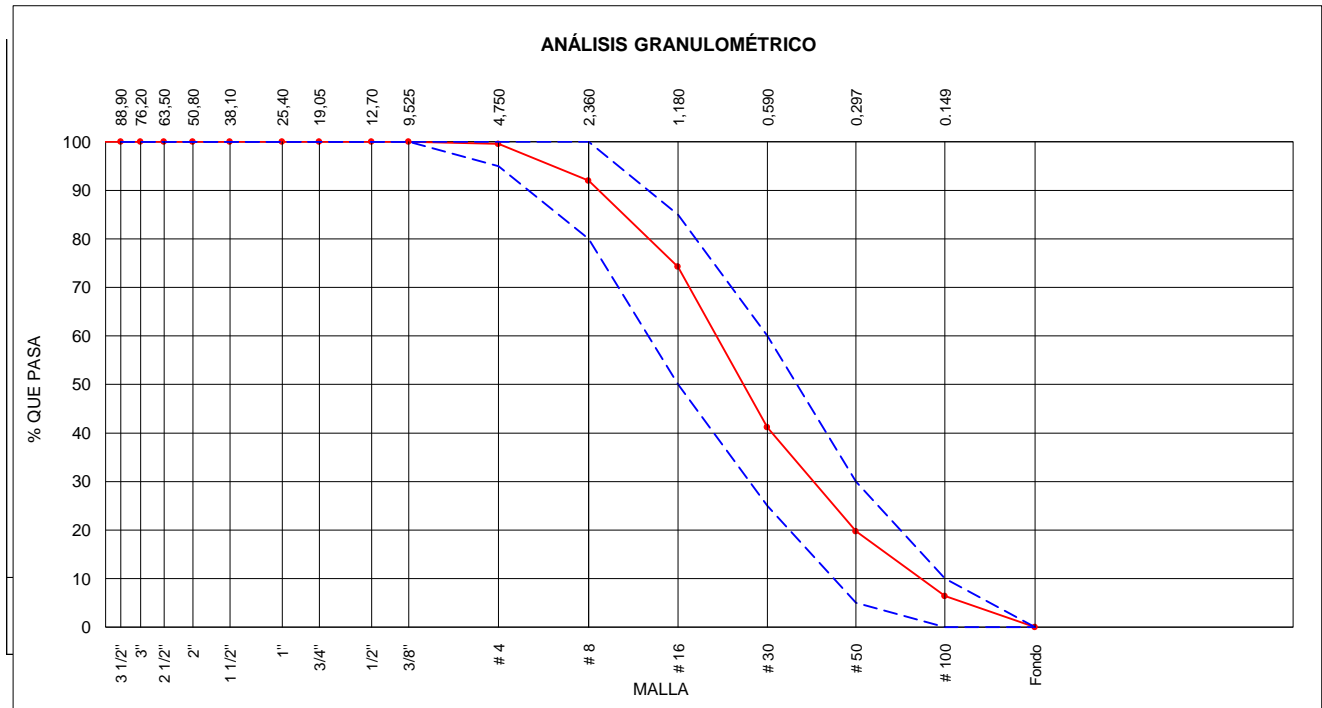
J:\01. Ensayos Agregados\2018\Cantera Rosales\Granulometria\2018-04-26 CO.FO.11 Granulometria Agregado Fino-Cantera rosales.xlsx


<b>Update:</b>	02/06/2018
	8:39:59

ARENA - ARENA GRUESA							
Malla		Peso Ret. (gr)	Peso Ret. (%)	Peso Ret. Acum. (%)	% Pasa Acum.	ASTM "LIM SUP"	ASTM "LIM INF"
4"	101.60 mm	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	100.00
3 1/2"	88.90 mm	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	100.00
3"	76.20 mm	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	100.00
2 1/2"	63.50 mm	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	100.00
2"	50.80 mm	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	100.00
1 1/2"	38.10 mm	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	100.00
1"	25.40 mm	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	100.00
3/4"	19.05 mm	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	100.00
1/2"	12.70 mm	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	100.00
3/8"	9.53 mm	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	100.00
# 4	4.75 mm	8.40	0.46	0.46	99.54	95.00	100.00
# 8	2.36 mm	140.00	7.58	8.04	91.96	80.00	100.00
# 16	1.18 mm	326.90	17.71	25.75	74.25	50.00	85.00
# 30	0.59 mm	611.10	33.11	58.86	41.14	25.00	60.00
# 50	0.30 mm	395.20	21.41	80.27	19.73	5.00	30.00
# 100	0.15 mm	246.40	13.35	93.62	6.38	0.00	10.00
Fondo		117.80	6.38	100.00	0.00	0.00	0.00

<b>MÓDULO DE FINEZA</b>	2.67
-------------------------	------

<b>TAMAÑO MAXIMO (mm):</b>	4.75 mm	<b>TAMAÑO MAXIMO NOMINAL (mm):</b>	2.36 mm
----------------------------	---------	------------------------------------	---------



FORMATO CO.FO.03.03		 <b>MEGACON</b> <small>INGENIERÍA Y CONSTRUCCIÓN</small>		
<b>GRANULOMETRÍA DEL AGREGADO (NORMA NTP 400.037 Y ASTM C33)</b>				
GERENCIA :	INGENIERIA Y PRODUCCION		ÁREA :	PRODUCCION DE CONCRETO
APROBADO :	RHS		VERSIÓN :	0
RED :	JHS		FECHA :	16/01/2017

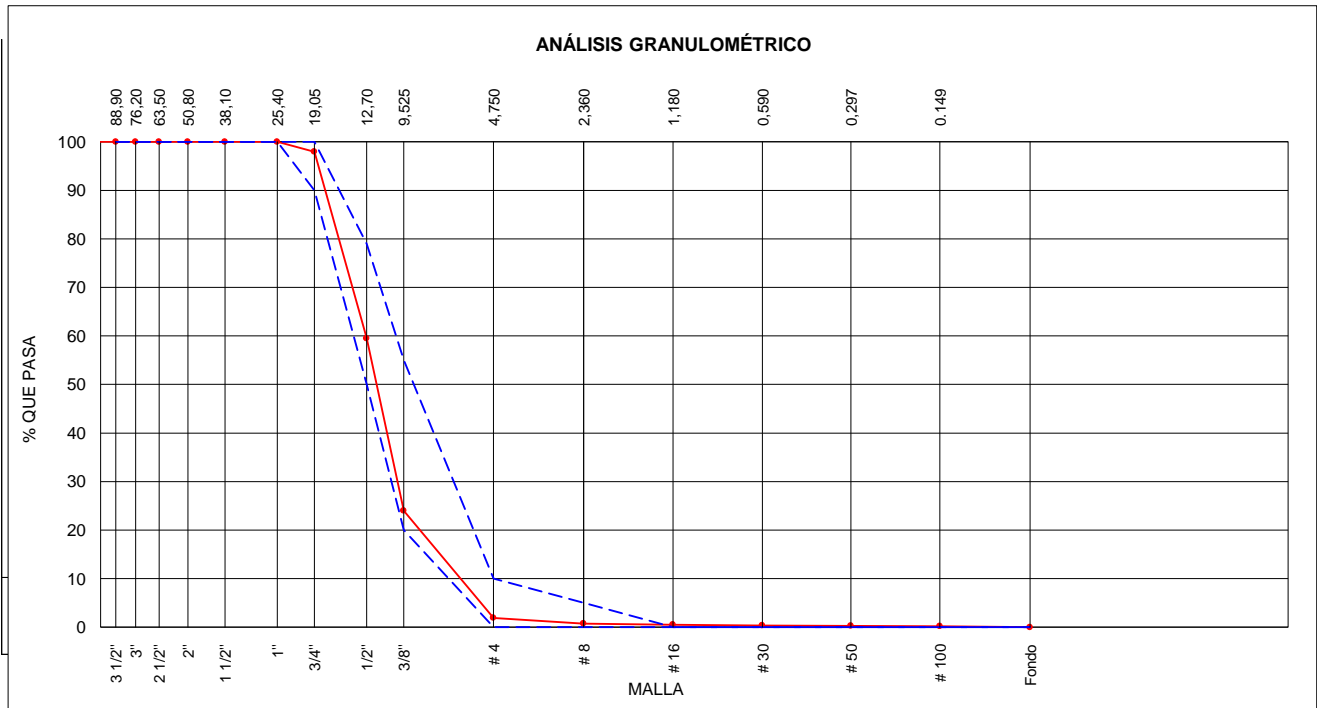
J:\01. Ensayos Agregados\2018\Cantera Mitapampa\HUSO 67\Granulometria\2018-05-21 CO.FO.03.03 Granulometria Agregado Grueso - Cantera Mitapampa - Huso 67.xlsx

<b>Update:</b>	06/06/2018
	15:21:09


PIEDRA HUSO - 67							
Malla		Peso Ret. (gr)	Peso Ret. (%)	Peso Ret. Acum. (%)	% Pasa Acum.	ASTM "LIM SUP"	ASTM "LIM INF"
4"	101.60 mm	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	100.00
3 1/2"	88.90 mm	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	100.00
3"	76.20 mm	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	100.00
2 1/2"	63.50 mm	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	100.00
2"	50.80 mm	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	100.00
1 1/2"	38.10 mm	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	100.00
1"	25.40 mm	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	100.00
3/4"	19.05 mm	45.10	2.04	2.04	97.96	90.00	100.00
1/2"	12.70 mm	849.80	38.45	40.49	59.51	50.00	79.00
3/8"	9.53 mm	784.90	35.51	76.01	23.99	20.00	55.00
# 4	4.75 mm	488.30	22.09	98.10	1.90	0.00	10.00
# 8	2.36 mm	25.60	1.16	99.26	0.74	0.00	5.00
# 16	1.18 mm	5.40	0.24	99.50	0.50	0.00	0.00
# 30	0.59 mm	3.10	0.14	99.64	0.36	0.00	0.00
# 50	0.30 mm	1.60	0.07	99.71	0.29	0.00	0.00
# 100	0.15 mm	1.90	0.09	99.80	0.20	0.00	0.00
Fondo		4.40	0.20	100.00	0.00	0.00	0.00

<b>MÓDULO DE FINEZA</b>	6.74
-------------------------	------

<b>TAMAÑO MAXIMO (mm):</b>	19.05 mm	<b>TAMAÑO MAXIMO NOMINAL (mm):</b>	12.70 mm
----------------------------	----------	------------------------------------	----------

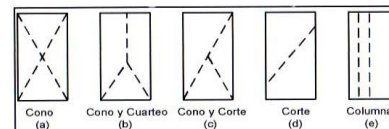




	FORMATO	CO.FO.06
	<b>REPORT DE RESISTENCIA A LA COMPRESION EN ESPECIMENES CILINDRICOS DE CONCRETO (NTP 339.034/AST C39)</b>	
	GERENCIA : INGENIERIA	AREA : CONTROL Y ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD
	APROBADO : JSHS	VERSION:01
	SISTEMA DE GESTIÓN DE CALIDAD: HRT	FECHA: 17.01.2018

Obra: CONSTRUCCION DE VIVIENDA

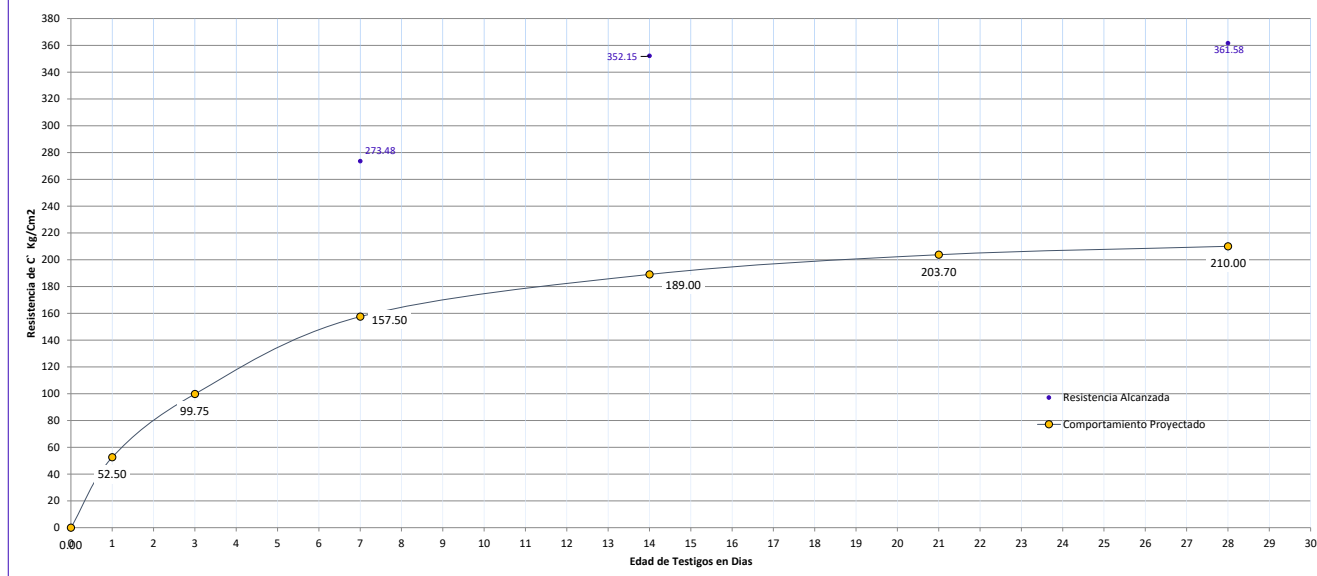
Ubicación:	HUARAZ - ANCASH
Solicita:	INCOTEC CIMENTACIONES DEL PERU SAC
QC / Residente de Obra:	ING. JORGR.RETAMOZO
Fecha Reporte:	21 de Julio de 2018



TIPO DE FRACTURA

N° Ensayo	DESCRIPCION ELEMENTO	F <sub>c</sub> diseño Kgf/cm <sup>2</sup>	Cod. N° Laboratorio	# Briqueta	Fecha		Edad Dias	Diametro Cm	Area Cm <sup>2</sup>	Resistencia Alcanzada			% fcd/f <sub>c</sub>	Tipo de Fractura	Observacion
					Moldeo	Rotura				KN	Kgf/cm <sup>2</sup>	Mpa			
7510	2do Nivel Losa Aligerada	210	1210N67F-BT	1	2-Jun	9-Jun	7	15.00	176.71	473.81	273.48	26.82	130.23%	b	MUESTRA EN PLANTA
7577	2do Nivel Losa Aligerada	210	1210N67F-BT	2	2-Jun	16-Jun	14	15.00	176.71	610.10	352.15	34.53	167.69%	b	MUESTRA EN PLANTA
7730	2do Nivel Losa Aligerada	210	1210N67F-BT	3	2-Jun	30-Jun	28	15.00	176.71	626.43	361.58	35.46	172.18%	d	MUESTRA EN PLANTA

Comportamiento de la Resistencia de Testigos de Concreto en dias



**NOTA:**

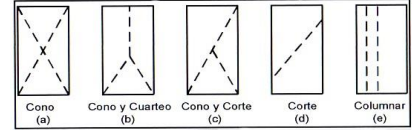
- 1.- Testigos - Briquetas Obtenidas en Obra y/o en Planta de Concreto
- 2.- Ensayo Realizado con Equipo Prensa para Rotura de Briquetas de Concreto, Marca: ZHEJIANG Mod. STYE-2000
- 3.- Certificado de Calibración LF-211-2016 - METROLOGIA & TECNICAS SAC



FORMATO		CO.FO.06	
<b>REPORTE DE RESISTENCIA A LA COMPRESION EN ESPECIMENES CILINDRICOS DE CONCRETO (NTP 339.034/AST C39)</b>			
GERENCIA : INGENIERIA		AREA : CONTROL Y ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD	
APROBADO : JSHS		VERSION:01	
SISTEMA DE GESTIÓN DE CALIDAD: HRT		FECHA: 17.01.2018	

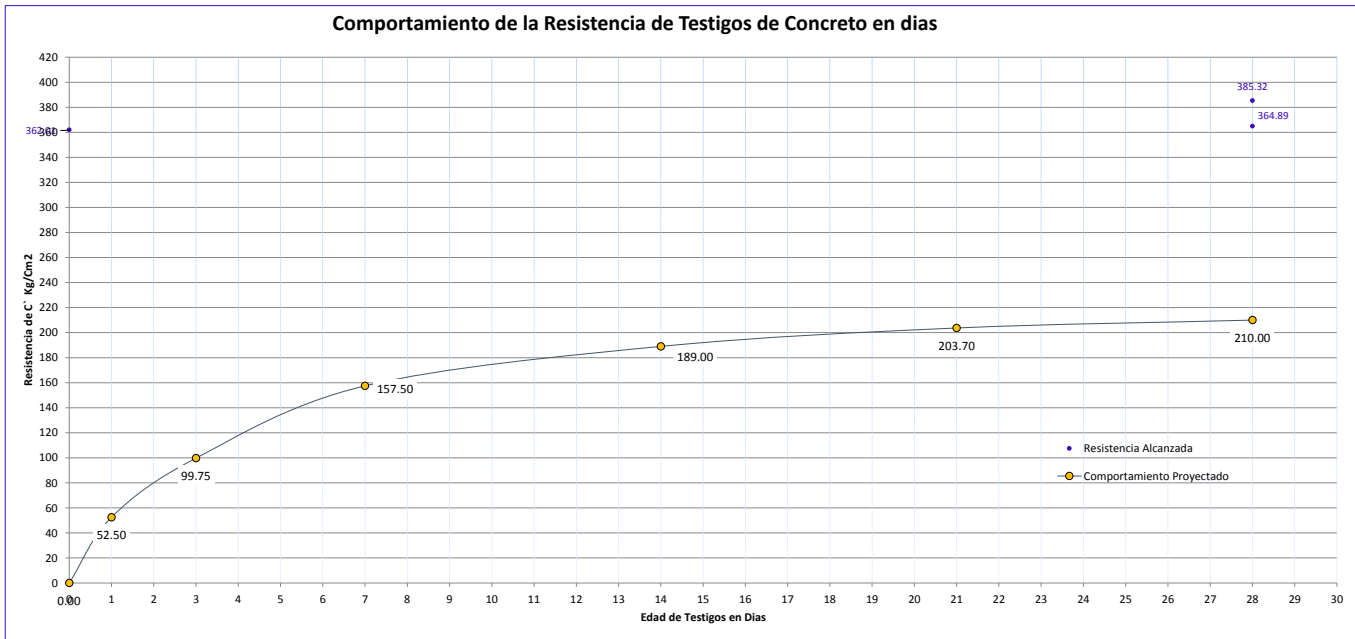
Obra: **TESIS**

<b>Ubicación:</b>	HUARAZ
<b>Solicita:</b>	GINO HUANSHA VILLANUEVA
<b>QC / Residente de Obra:</b>	GINO HUANSHA VILLANUEVA
<b>Fecha Reporte:</b>	24 de agosto de 2018

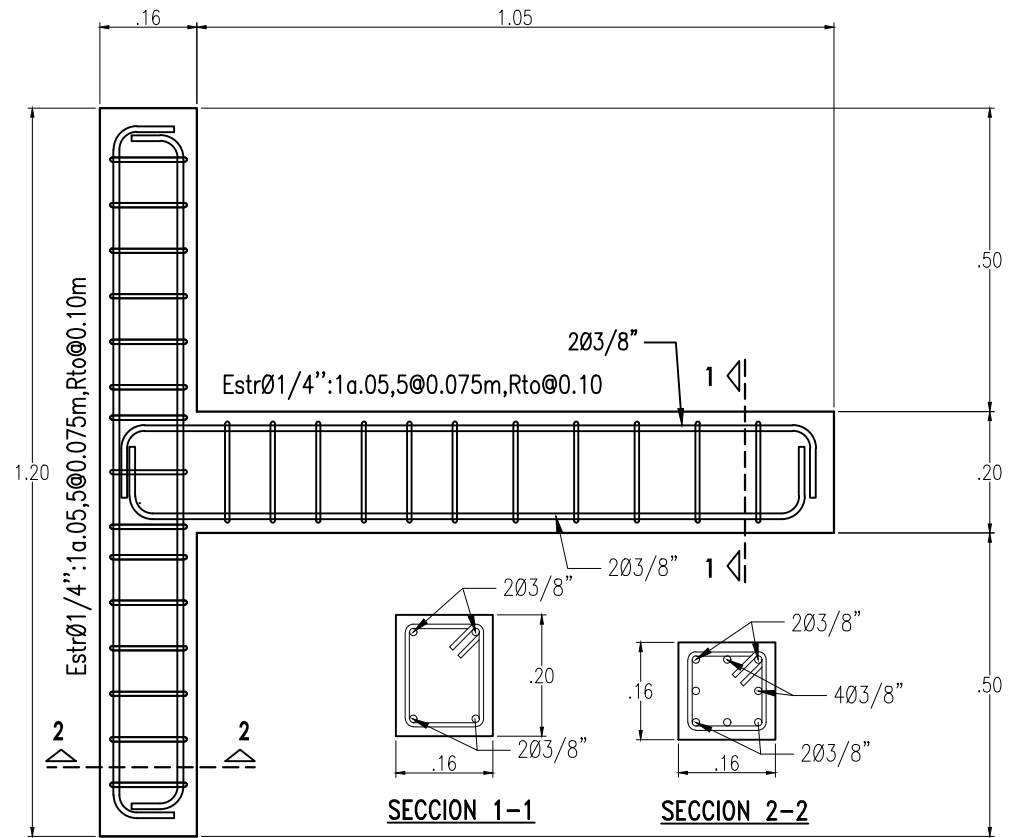


TIPO DE FRACTURA

N° Ensayo	DESCRIPCION ELEMENTO	f'c diseño Kg/cm2	Cod. N° Laboratorio	# Briqueta	Fecha		Edad Dias	Diametro Cm	Area Cm2	Resistencia Alcanzada			% fcd/f'c	Tipo de Fractura	Observacion
					Moldeo	Rotura				KN	Kg/cm2	Mpa			
7944	Viga	210	1210N67F-BT	1	02-jun	30-jun	28	15.00	176.71	632.17	364.89	35.78	173.76%	d	MUESTRA EN PLANTA
7945	Viga	210	1210N67F-BT	2	02-jun	02-jun	0	15.00	176.71	627.18	362.01	35.50	172.39%	d	MUESTRA EN PLANTA
9999	Viga	210	1210N67F-BT	3	02-jun	30-jun	28	15.00	176.71	667.56	385.32	37.79	183.48%	d	MUESTRA EN PLANTA

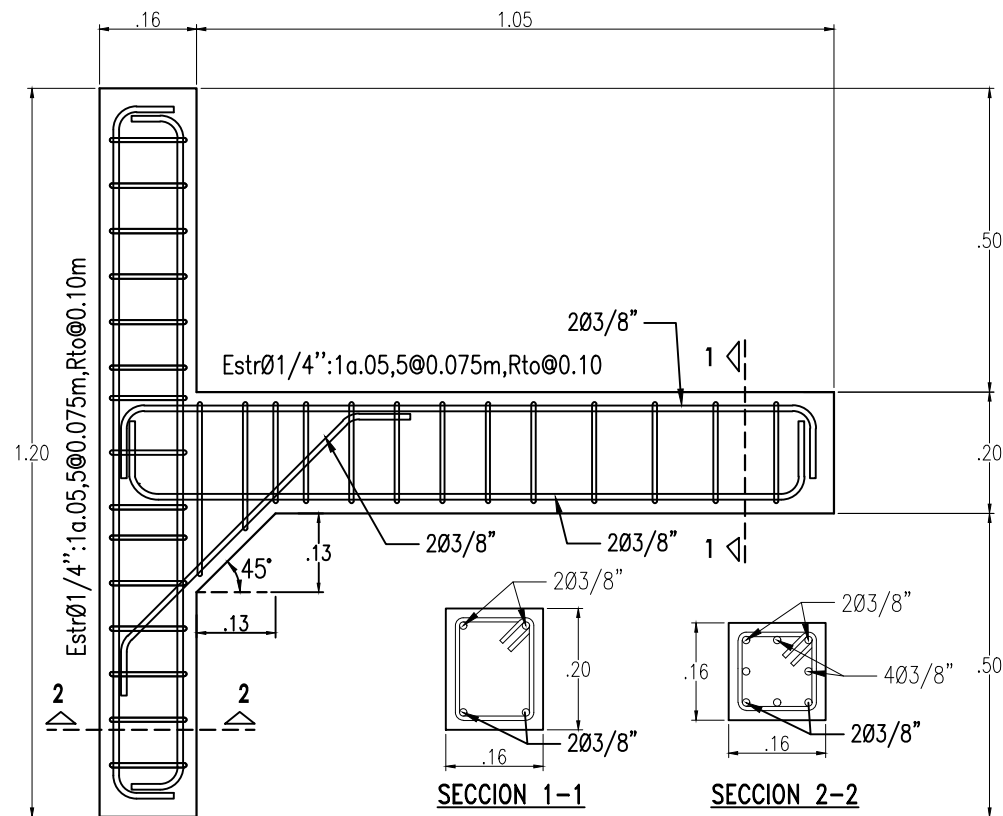


**NOTA:**  
 1.- Testigos - Briquetas Obtenidas en Obra y/o en Planta de Concreto  
 2.- Ensayo Realizado con Equipo Prensa para Rotura de Briquetas de Concreto, Marca: ZHEJIANG Mod. STYE-2000  
 3.- Certificado de Calibración LF-211-2016 - METROLOGIA & TECNICAS SAC



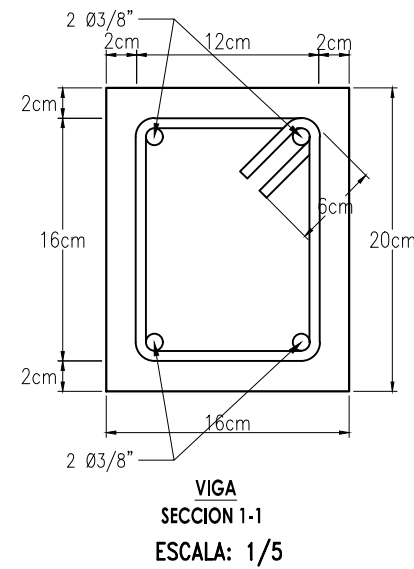
**ELEVACION : MODELO UNION VIGA-COLUMNA**

ESCALA: 1/12.5

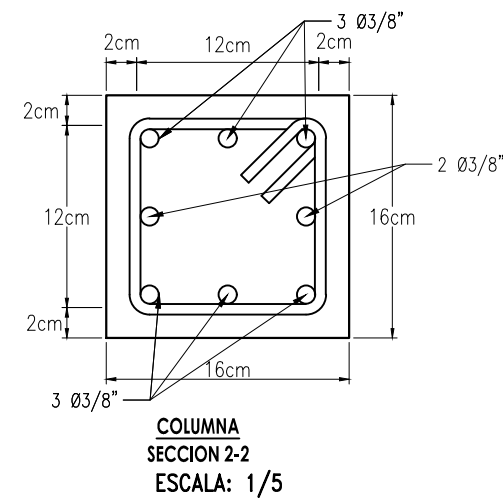


**ELEVACION : MODELO UNION VIGA-COLUMNA REFORZADO CON CARTELA**

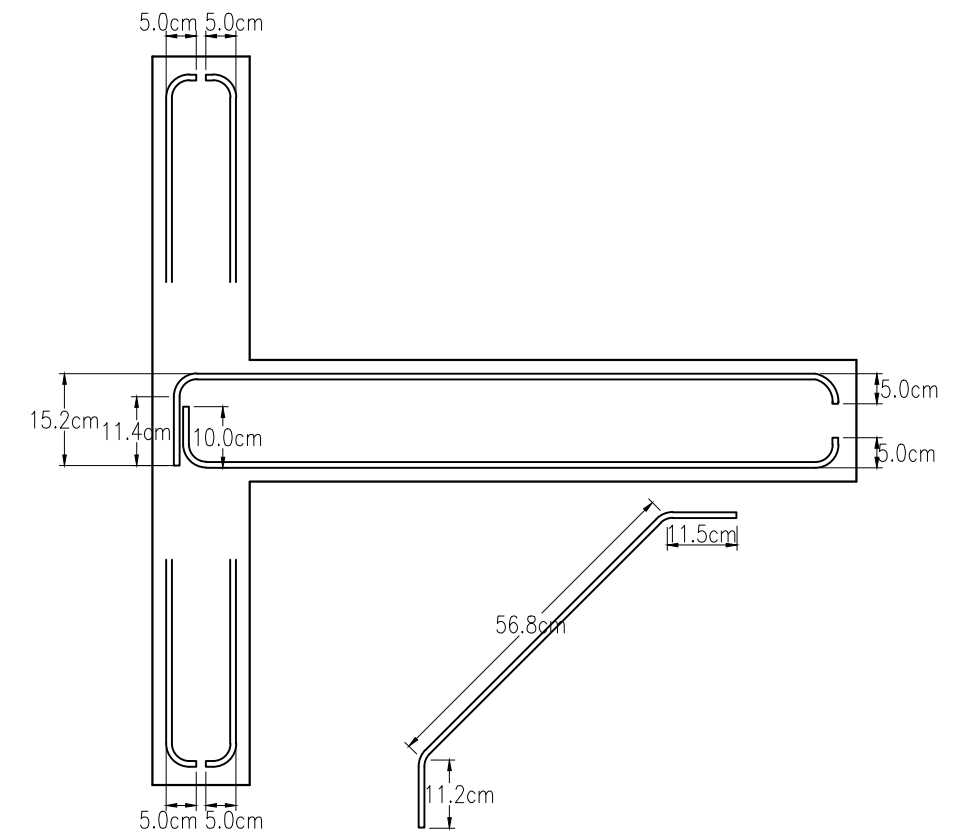
ESCALA: 1/12.5



**VIGA  
SECCION 1-1  
ESCALA: 1/5**



**COLUMNA  
SECCION 2-2  
ESCALA: 1/5**



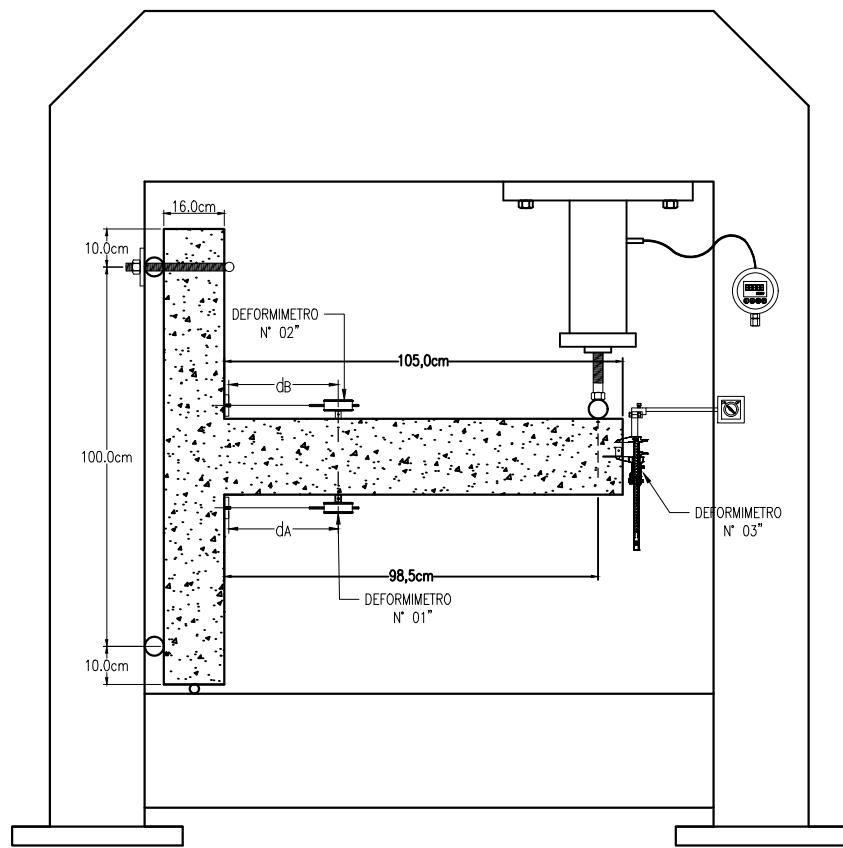
**ELEVACION : DETALLE DEL REFUERZO**

ESCALA: 1/12.5

**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

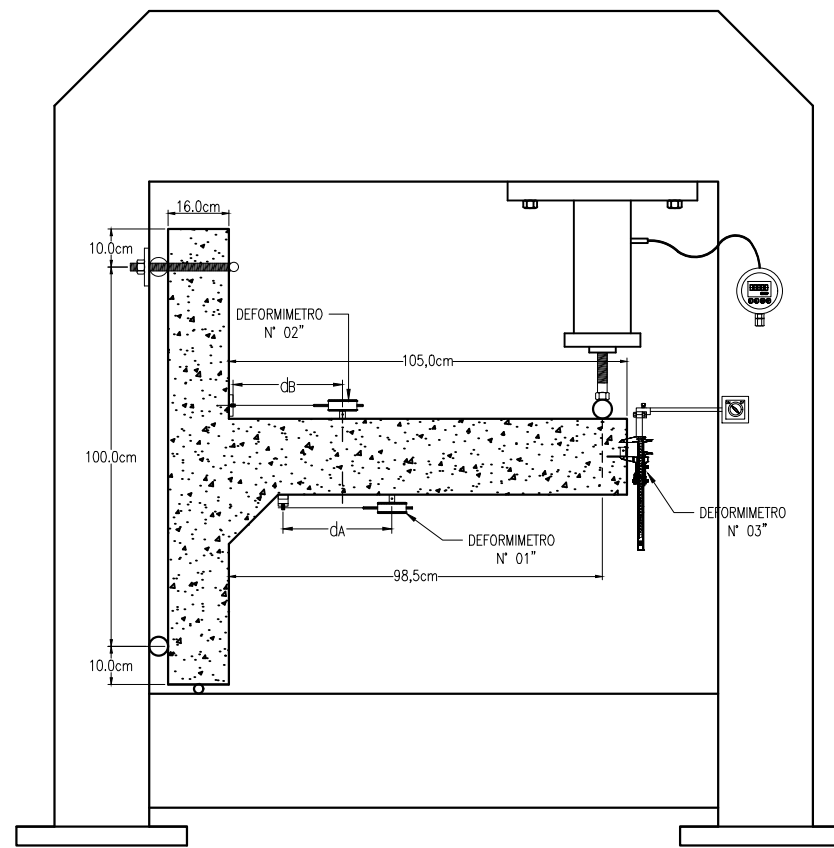
01. CONCRETO ARMADO
  - RESISTENCIA A LA COMPRESION SIN CONFINAR
    - RESISTENCIA PREVISTA :  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
    - RESISTENCIA OBTENIDA :  $f_c = 370 \text{ Kg/cm}^2$
  - DISEÑO DE MEZCLA : 1 : 3.2 : 3.1
  - PESO ESPECIFICO : 2,344.00  $\text{kg/m}^3$
02. ACERO
  - ACERO CORRUGADO ASTM A615 - Grado 60
    - RESISTENCIA MINIMA DE FLUENCIA :  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
    - RESISTENCIA DE FLUENCIA DE ENSAYOS :  $f_y = 4700 \text{ Kg/cm}^2$
  - DIAMETROS UTILIZADOS : 1/4" (6mm) Y 3/8" (9.5mm)
03. RECUBRIMIENTOS
  - VIGAS Y COLUMNAS ESTRUCTURALES = 2.0cm (20mm)
04. NORMAS
  - R.N.E. ( Normas E-060)

INSTITUCION:	UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	UNIVERSIDAD:		ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS
INVESTIGACION:	"EVALUACIÓN DE LA LONGITUD DE ANCLAJE DEL ACERO DE REFUERZO EN UNIONES VIGA-COLUMNA REFORZADAS CON CARTELAS"			PLANO:	DETALLES DE ESPECIMEN
INVESTIGADOR:	BACH. GINNO HUANSHA VILLANUEVA			ESCALA:	INDICADA
UBICACION:	HUARAZ - ANCASH - PERÚ			CODIGO:	GHV-FIC-EST-001
					LAMINA: <b>01</b>



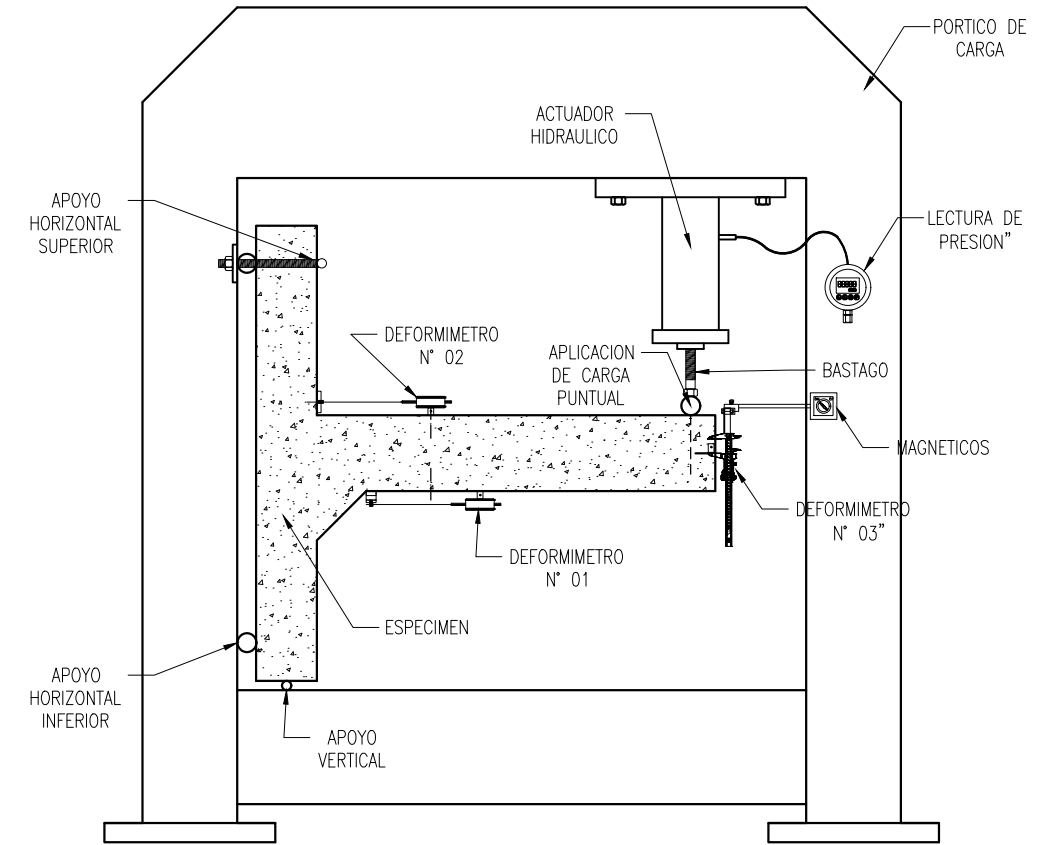
ELEVACION : SISTEMA DE CARGA – MODELO SIN CARTELA

ESCALA: 1/20



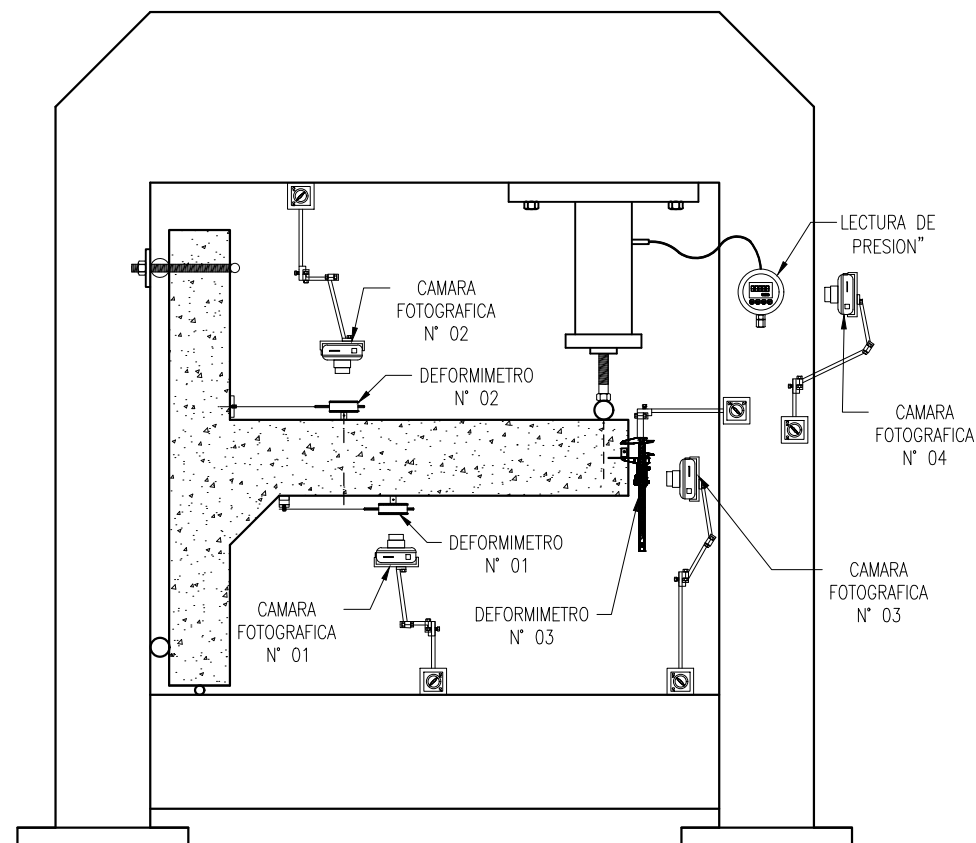
ELEVACION : SISTEMA DE CARGA – MODELO CON CARTELA

ESCALA: 1/20



ELEVACION : UBICACION DE EQUIPOS Y APOYOS


ESCALA: 1/20



ELEVACION : UBICACION DE CAMARAS DE REGISTRO

ESCALA: 1/20

Medicion	Ojetivo	Tipo	Presicion
Deformimetro N° 01	Deformacion del concreto comprimido	Deformimetro Analogico	0.01mm
Deformimetro N° 02	Deformacion del acero de refuerzo	Deformimetro Analogico	0.01mm
Deformimetro N° 03	Deflexion del extremo de la viga	Vernier de lectura digital	0.01mm
Lectura de Presion	Presion - Carga de aplicacion	Manometro de lectura Digital	01Psi

INSTITUCION:	UNIVERSIDAD NACIONAL SANTIAGO ANTUNEZ DE MAYOLO FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL	UNIVERSIDAD:		ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS
INVESTIGACION:	"EVALUACIÓN DE LA LONGITUD DE ANCLAJE DEL ACERO DE REFUERZO EN UNIONES VIGA-COLUMNA REFORZADAS CON CARTELAS"			PLANO:	SISTEMA DE CARGA DE ESPECIMEN
INVESTIGADOR:	BACH. GINNO HUANSHA VILLANUEVA			ESCALA:	INDICADA
UBICACION:	HUARAZ – ANCASH – PERÚ			CODIGO:	GHV-FIC-EST-002
					LAMINA: <b>02</b>