

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN DE VIGAS DE CONCRETO
REFORZADO

NICOLÁS ROA ROJAS

ALEJANDRO SIERRA YEPES



UNIVERSIDAD DEL CAUCA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS

POPAYÁN

2014

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN DE VIGAS DE CONCRETO
REFORZADO

NICOLÁS ROA ROJAS

ALEJANDRO SIERRA YEPES

Trabajo de grado para optar al título de:

Ingeniero Civil

Director

Roger Ortega Caraballo

UNIVERSIDAD DEL CAUCA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS

POPAYÁN

2014

Nota de aceptación

Firma del director

Firma del jurado

Firma del jurado

Popayán, 22 de Noviembre de 2014

Este trabajo va dedicado a Dios.

Por darme la vida y ser mí guía.

A mis padres.

Por su enorme esfuerzo, enseñarme a perseverar y brindarme la mejor educación, pero más que nada por su gran amor.

A mis hermanos.

Por estar siempre a mi lado, aconsejarme y sobre todo por alentarme a continuar ante la adversidad.

A mi novia.

Por ser incondicional, ofrecerme su comprensión, consejos y ante todo por hacerme tan feliz.

A mis familiares.

Por darme todo su apoyo y sus buenos deseos.

A mis amigos.

Por acompañarme en este largo camino y compartir penas y alegrías.

Por último este trabajo va dedicado a todas aquellas personas que han sido partícipes de este proyecto y a todas las que me han ofrecido su apoyo en el transcurso de mi carrera.

Alejandro Sierra Yepes

Este trabajo es el reflejo del apoyo incondicional de Dios y de toda una familia, principalmente el de mis padres y mi hermano. A ellos por ser el pilar que me mantuvo en pie a lo largo de este gran proyecto.

Durante esta etapa fueron muchas las personas que fortalecieron mi esperanza y llenaron mis días de razones. A mi novia, mis compañeros y amigos por ser parte de esa chispa que alimenta diariamente el sentido de la vida.

Nicolás Roa Rojas

AGRADECIMIENTOS

Antes que nada agradecemos al director de este trabajo, el ingeniero Roger Ortega, docente de la Facultad de Ingeniería Civil, por toda la disposición y orientación prestada en las diferentes etapas del proyecto, por propagar la duda y encaminarnos en la búsqueda del por qué. Al ingeniero Humberto García por el apoyo brindado durante las pruebas de laboratorio y posterior análisis de resultados. A los ingenieros Carlos Ariel Hurtado y Jorge Javier Peña por la disponibilidad de los laboratorios de Estructuras y Geotecnia, al grupo de laboratoristas conformado por Martha García, Oscar Orozco, Héctor Hernández, Giovanni Bastidas y Alfonso Anaya quienes nos instruyeron en los procedimientos adecuados para las diferentes actividades previstas. Al director de comunicaciones Gerardo Martínez y a Reinaldo Salazar por el apoyo durante la edición de los videos.

En general a la Universidad del Cauca, institución que nos brindó la oportunidad de formarnos personal y profesionalmente.

CONTENIDO

	Pág.
CONTENIDO.....	i- iii
RESUMEN.....	iii
<i>ABSTRACT</i>	iii
LISTA DE TABLAS	iv- vi
LISTA DE ILUSTRACIONES.....	vi- viiv
1. INTRODUCCIÓN	1
2. MARCO TEÓRICO	2
2.1. DISEÑO DE VIGA SUB REFORZADA - FALLA A TENSIÓN.....	5
2.2. DISEÑO DE VIGA SOBRE REFORZADA - FALLA A COMPRESIÓN	8
2.3. DISEÑO DE VIGAS CON CONDICION DE REFUERZO BALANCEADA.....	9
3. DISEÑOS.....	10
3.1. DISEÑO DEL REFUERZO:.....	10
3.2. DISEÑO DE LA MEZCLA DE CONCRETO SIMPLE	14
3.2.1. Primera mezcla de prueba.....	15
3.2.2. Segunda mezcla de prueba.....	17
3.2.3. Procedimiento de cálculo para determinar cantidades de material necesarias para un volumen específico de concreto.	19
4. DESARROLLO DEL TRABAJO.....	21
4.1. MATERIAS PRIMAS.....	21
4.2. PROCESO DE FABRICACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO .	23
4.3. TRANSPORTE, MONTAJE Y PRUEBA DE CARGA:.....	27
4.4. CONTROL DE CALIDAD DEL CONCRETO SIMPLE.	28
4.5. CHEQUEO DEL ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO.....	30
5. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	32
5.1. DATOS OBTENIDOS:	32
5.1.1. Datos obtenidos en vigas sub-reforzadas.....	32
5.1.2. Datos obtenidos en vigas sobre-reforzadas.....	35
5.1.3. Datos obtenidos en vigas con condición balanceada.....	41

5.2.	ANÁLISIS DE FISURAS.....	47
5.2.2.	Descripción de las fisuras observadas en vigas sub-reforzadas.....	47
5.2.3.	Descripción de las fisuras observadas en vigas sobre-forzadas:.....	48
5.2.4.	Descripción de las fisuras observadas para vigas con condición de refuerzo balanceada	48
5.2.5.	Descripción de la grieta de cortante-flexión y grietas por concentración de carga	49
5.3.	ANALISIS CUANTITATIVO DE CAPACIDAD DE CARGA	52
5.3.1	Vigas sub-reforzadas – Falla a tracción.....	53
5.3.2	Vigas sobre-reforzadas – falla a compresión.....	54
5.3.3	Vigas con porcentajes de ρ balanceado– falla balanceada	55
6	CONCLUSIONES.....	62
7	RECOMENDACIONES	64
8	BIBLIOGRAFIA.....	66
	ANEXO A.....	68
	ANEXO B.....	84

RESUMEN

Este trabajo estudia el comportamiento a flexión de vigas de concreto armado bajo diferentes condiciones de refuerzo, buscando materializar los diferentes tipos de fallas y sus principales características, para ello se consideró realizar 3 vigas sub-reforzadas, 3 vigas sobre-reforzadas y 4 vigas con condición balanceada, estas fueron fabricadas y probadas bajo procesos y condiciones estandarizadas con el fin de evitar variabilidad en parámetros específicos que pudieran afectar el estudio independiente de cada una; también se consideró realizar grabaciones de las pruebas de carga con el objeto de generar un material audiovisual que permita apoyar procesos de aprendizaje durante la formación académica, siendo este aplicable a la materia de Concreto Armado I.

Palabras claves: Comportamiento a flexión, Falla a flexión, vigas de concreto reforzado

ABSTRACT

This paper studies the behavior to bending of beams of reinforced concrete under different conditions of reinforcement, seeking to realize different types of faults and its main features, this was considered to be 3 beams over-reinforced, 3 on-reinforced and 4 beams with balanced condition, these were manufactured and tested under processes and conditions standardized in order to avoid variability in specific parameters that could affect the independent study of each; also considered recording of load tests in order to generate an audiovisual material that allows to support learning processes during the academic training, being this applicable to the matter of reinforced concrete I.

Key words: Bending behavior, Failure bending, Reinforced concrete beams.

LISTA DE TABLAS

	Pág.
<i>Tabla 1. Parámetros geométricos de vigas de concreto armado.....</i>	10
<i>Tabla 2. Parámetros de diseño del refuerzo.....</i>	12
<i>Tabla 3. Resultados Mezcla de prueba N° 1- Proporción N°1.....</i>	15
<i>Tabla 4. Resultados Mezcla de prueba N° 1- Proporción N°2.....</i>	15
<i>Tabla 5. Resultados Mezcla de prueba N° 1- Proporción N°3.....</i>	15
<i>Tabla 6. Asentamientos recomendados para diversos tipos de construcción y sistemas de colocación y compactación.....</i>	16
<i>Tabla 7. Resultados Mezcla de prueba N° 2- Proporción N°1.....</i>	17
<i>Tabla 8. Resultados Mezcla de prueba N° 2- Proporción N°2.....</i>	18
<i>Tabla 9. Parámetros de diseño mezcla de concreto simple.....</i>	18
<i>Tabla 10. Cantidades de materia por bachada de mezcla.....</i>	20
<i>Tabla 11. Cantidades de acero utilizadas en castillos de refuerzo.....</i>	22
<i>Tabla 12: Resultado de ensayo de resistencia a la compresión (f'c).....</i>	29
<i>Tabla 13. Lecturas de carga y deformación del ensayo de tracción del acero...30</i>	
<i>Tabla 14. Lecturas de carga y deformación de viga N°3–Falla por tracción.....</i>	33
<i>Tabla 15. Parámetros de la viga N° 3 – Falla tracción.....</i>	34
<i>Tabla 16. Lecturas de carga y deformación de viga N°1– Falla compresión.....</i>	35
<i>Tabla 17. Parámetros de la viga N° 1 – Falla compresión.....</i>	36
<i>Tabla 18. Lecturas de carga y deformación de viga N°2–Falla compresión.....</i>	37
<i>Tabla 19. Parámetros de la viga N° 2 – Falla compresión.....</i>	38
<i>Tabla 20. Lecturas de carga y deformación de viga N° 3 – Falla compresión.....</i>	39
<i>Tabla 21. Parámetros de la viga N° 3– Falla compresión.....</i>	40
<i>Tabla 22. Cargas y deformaciones de viga N°1– 100% Falla balanceada.....</i>	41
<i>Tabla 23. Parámetros de la viga N° 1 – 100% Falla balanceada.....</i>	42
<i>Tabla 24. Lecturas de carga y deformación de viga N°3 – 95% Falla balanceada</i>	43
<i>Tabla 25. Parámetros de la viga N° 3 – 95 % Falla balanceada.....</i>	44

	Pág.
<i>Tabla 26. Cargas y deformaciones de viga N°4 – 90% Falla balanceada.....</i>	45
<i>Tabla 27. Parámetros de la viga N° 4 – 90 % Falla balanceada.....</i>	46
<i>Tabla 28. Parámetros de capacidad de carga – falla por tracción.....</i>	53
<i>Tabla 29. Parámetros de capacidad de carga – falla por compresión.....</i>	54
<i>Tabla 30. Parámetros de capacidad de carga – falla balanceada.....</i>	55
<i>Tabla 31. Parámetros de capacidad de carga – falla balanceada.....</i>	56
<i>Tabla 32. Parámetros de capacidad de carga – falla balanceada.....</i>	57
<i>Tabla 33. Cuadro comparativo de cargas de falla</i>	58
<i>Tabla 34. Cuadro comparativo de cargas de fisuración.....</i>	59
<i>Tabla 35. Cargas y deflexiones de falla para cada comportamiento.....</i>	60
<i>Tabla 36. Parámetros de diseño – Falla por tracción.....</i>	68
<i>Tabla 37: Parámetros de diseño – Falla por compresión.....</i>	72
<i>Tabla 38. Parámetros de diseño – Falla Balanceada 100%.....</i>	77
<i>Tabla 39. Parámetros de diseño – Fallan Balanceada 95%.....</i>	79
<i>Tabla 40. Parámetros de diseño – Falla Balanceada 90 %.....</i>	81
<i>Tabla 41. Volúmenes de concreto necesarios por bachada.....</i>	84

LISTA DE ILUSTRACIONES

	Pág.
<i>Ilustración 1. Distribución de deformaciones unitarias y bloque de WITHNEY.....</i>	<i>5</i>
<i>Ilustración 2. Modelo estructural de viga simplemente apoyada con carga en el centro de la luz</i>	<i>6</i>
<i>Ilustración 3. Secciones transversales de los comportamientos.....</i>	<i>13</i>
<i>Ilustración 4. Arena, grava y cemento para concreto simple.....</i>	<i>21</i>
<i>Ilustración 5. Formaleta de madera para vigas de concreto reforzado.....</i>	<i>21</i>
<i>Ilustración 6. Castillos con diferentes cuantías de refuerzo.....</i>	<i>22</i>
<i>Ilustración 7. Herramientas e insumos proporcionados por el laboratorio de Materiales – Departamento de Geotecnia.....</i>	<i>23</i>
<i>Ilustración 8. Cemento y aditivo implementados en la mezcla de una bachada.....</i>	<i>23</i>
<i>Ilustración 9. Cantidades de arena, grava y cemento para una bachada de concreto.....</i>	<i>24</i>
<i>Ilustración 10. Niveladores de alambre y posición del castillo para garantizar la profundidad efectiva y el recubrimientos.....</i>	<i>24</i>
<i>Ilustración 11. Equipo general, materiales y proceso de fundición de vigas.....</i>	<i>25</i>
<i>Ilustración 12. Cilindros de control y vigas fundidas con marcos de madera.....</i>	<i>25</i>
<i>Ilustración 13. Proceso de desencofrado de vigas.....</i>	<i>26</i>
<i>Ilustración 14. Proceso de curado durante y después de inmersión.....</i>	<i>26</i>
<i>Ilustración 15. Transporte y montaje para prueba de carga.....</i>	<i>27</i>
<i>Ilustración 16. Montaje general e indicadores de carga y deformación.....</i>	<i>27</i>
<i>Ilustración 17: Etapas del ensayo de resistencia a la compresión del concreto simple.....</i>	<i>28</i>
<i>Ilustración 18. Valores de resistencia a la compresión de concreto simple.....</i>	<i>29</i>
<i>Ilustración 19. Grafica Carga Vs Deformación para ensayo de tracción del acero.....</i>	<i>30</i>

	Pág.
<i>Ilustración 20. Prueba de tracción en barras de acero grado 60.....</i>	31
<i>Ilustración 21. Grafica Carga vs Deformación de viga sub-reforzada N°3.....</i>	34
<i>Ilustración 22. Grafica Carga vs Deformación de viga sobre-reforzada N°1.....</i>	36
<i>Ilustración 23. Grafica Carga vs Deformación de viga sobre-reforzada N°2.....</i>	38
<i>Ilustración 24. Grafica Carga vs Deformación de viga sobre-reforzada N°3.....</i>	40
<i>Ilustración 25. Grafica Carga vs Deformación, viga N°1- 100% condición balanceada.....</i>	42
<i>Ilustración 26. Grafica Carga vs Deformación, viga N°3- 95% condición balanceada.....</i>	44
<i>Ilustración 27. Grafica Carga vs Deformación, viga N°4- 90% condición balanceada.....</i>	46
<i>Ilustración 28. Fisuras en vigas sub-reforzadas.....</i>	47
<i>Ilustración 29: Fisuras en vigas sobre-forzadas.....</i>	48
<i>Ilustración 30. Fisuras en vigas con condición balanceada.....</i>	48
<i>Ilustración 31. Combinaciones de cortante y momento críticas respecto al comportamiento de las fisuras.....</i>	49
<i>Ilustración 32. Esquema de la fisura Flexión-Cortante.....</i>	50
<i>Ilustración 33. Esquema de la fisura por carga concentrada.....</i>	51
<i>Ilustraciones 34. Fisuras por cortante – flexión y carga concentrada en vigas.....</i>	51
<i>Ilustración35. Diagrama comparativo de capacidades de carga en vigas sub-reforzadas.....</i>	53
<i>Ilustración36. Diagrama comparativo de capacidades de carga en vigas sobre-reforzadas.....</i>	54
<i>Ilustración 37. Diagrama comparativo de capacidades de carga en vigas con 100 % de ρ Balanceado.....</i>	55
<i>Ilustración38. Diagrama comparativo de capacidades de carga en vigas con 95 % de ρ Balanceado.....</i>	56
<i>Ilustración 39. Diagrama comparativo de capacidades de carga en vigas con 90% de ρ Balanceado.....</i>	57
<i>Ilustración 40. Cargas y deflexiones de falla para cada comportamiento.....</i>	62
<i>Ilustración 41. Diagrama de deformaciones.....</i>	69

1. INTRODUCCIÓN

El presente trabajo abarca el estudio del comportamiento a flexión de vigas de concreto reforzado, que se puede revisar desde el análisis de los diferentes tipos de fallas que se presentan en vigas de concreto Sub-reforzadas, Sobre-reforzadas y con condición balanceada al ser sometidas a esfuerzos de flexión.

Para analizar el comportamiento a flexión de vigas de concreto armado, es necesario tener control sobre gran cantidad de variables que pueden influir en los resultados al momento de la prueba, por esta razón es necesario garantizar iguales propiedades de los materiales, algunas de las más importantes como la resistencia a la compresión del concreto simple (f'_c), el esfuerzo de fluencia del acero (F_y), las condiciones de humedad, la densidad de los agregados, al igual que la del cemento; también es importante que las etapas de fabricación, transporte y pruebas de carga se desarrollen con especial cuidado y mediante procesos estandarizados, con el fin de evitar variabilidad en los resultados obtenidos para cada caso en particular.

Este trabajo surge con un interés académico que busca evaluar y evidenciar los diferentes tipos de fallas que se pueden presentar en vigas de concreto reforzado con diferentes cuantías de acero al ser sometidas a esfuerzos de flexión, mediante la comparación de los resultados de las pruebas de laboratorio y los valores teóricos calculados mediante los conocimientos obtenidos durante la formación académica; todas las etapas prácticas se llevaron a cabo en los laboratorios de Geotecnia y Estructuras de la Universidad del Cauca; finalmente se realizará un material audiovisual que puedan servir como herramienta de apoyo práctico a los procesos de aprendizaje que se imparten a lo largo de la asignatura de concreto armado I.

Con el fin de llevar a cabo la investigación se desarrollaron pruebas de carga que permitieran evaluar cada comportamiento mediante el análisis y la interpretación de lecturas de carga y deformación, las pruebas se realizaron en 10 vigas, con el fin de obtener datos suficientes para el análisis y cubrir imprevistos que se pudieran presentar durante la fabricación, transporte y ejecución de las pruebas.

2. MARCO TEÓRICO

El concreto simple es uno de los principales materiales empleados en la construcción, básicamente se compone de un material aglomerante o cementante (Cemento *Portland*), agregados pétreos, agua y aditivo según su uso; este al endurecer forma un material duro como la roca, el cual posee muy buenas características de resistencia ante esfuerzos de compresión e inferiores a tensión, también es considerado uno de los materiales más versátiles debido a que tiene la capacidad de amoldarse a casi cualquier forma que se desee, para ello solo se necesita un contenedor o formaleta donde verterlo y un adecuado proceso de fabricación.

A lo largo de la historia se construyeron muchas estructuras de concreto simple, se tiene conocimiento que los egipcios fabricaban material cementante a partir del yeso calcinado, también los griegos y romanos a partir de la caliza, las estructuras hechas por ellos aún siguen en pie, lo cual demuestra lo bueno y durable del material, sin embargo, fue necesario implementar un nuevo material que proporcionara una mayor eficiencia; a finales del siglo XIX surge como respuesta a dicha necesidad el concreto reforzado, el cual consta de una combinación de concreto simple y acero, siendo el este último el encargado de proporcionar buenas características ante esfuerzos de tensión, por lo tanto fue posible considerar una disminución de las secciones de los elementos estructurales y una mayor resistencia; como resultado se obtuvo un material que permitió la construcción de muchas estructuras que para dicho momento eran impensables.

Las cargas que actúan sobre una viga generan acciones internas en forma de fuerzas cortantes y momentos flectores, también generan una deformación del eje longitudinal en forma de arco. Existe una superficie a lo largo de la viga en la cual no se generan esfuerzos, esta superficie es llamada superficie neutra, la teoría de la flexión considera que las secciones transversales de las vigas permanecen planas y ortogonales a dicha superficie, o lo que es igual giran respecto a esta superficie, de aquí que las superficies paralelas a la neutra y por encima de ella tienden a encogerse generando esfuerzos de compresión en el material y aquellas que se encuentran por debajo tienden a alargarse sufriendo esfuerzos de tensión o tracción.

En el caso de las vigas de concreto simple, estas son ineficientes como elementos a flexión debido a que la resistencia a la tensión del material es considerablemente baja, esta se encuentra alrededor del 10 % de su capacidad a compresión, como resultado se tendrá que la viga fallará con cargas pequeñas en el lado sometido a tracción mucho antes de que el material alcance su resistencia en la zona sometida a esfuerzos de compresión, el caso contrario ocurre en vigas de concreto reforzado dado a que su refuerzo logra alcanzar mayores esfuerzos en la zona sometida a tracción antes de la falla.

Cuando las vigas de concreto reforzado son sometidas a flexión y alcanzan su máxima capacidad de carga, se pueden presentar tres comportamientos de falla, estos dependerán de la cantidad de refuerzo proporcionado:

- *Falla por tracción:* Esta se genera cuando se utiliza una cantidad moderada de refuerzo, se caracteriza porque el acero alcanza el punto de fluencia y la viga comienza a deformarse, simultáneamente las grietas aumentan y se propagan hacia arriba, una vez esto ocurre las deformaciones unitarias en la zona de compresión se incrementan hasta llegar al aplastamiento del concreto, por este motivo suele llamarse también falla por compresión secundaria; es una falla gradual que da aviso antes de que el elemento colapse.
- *Falla por compresión:* Este tipo de falla se produce cuando la cantidad de refuerzo proporcionada a la viga es grande o si se proporciona refuerzo moderado pero de alta resistencia, esta falla se caracteriza porque la resistencia del concreto a la compresión se agota antes de que el acero fluya. La falla por compresión de un elemento de concreto reforzado es una falla repentina, casi explosiva y ocurre sin ningún aviso, es por ello que debe evitarse.
- *Falla balanceada:* Esta falla se presenta cuando el acero de refuerzo llega a su punto de fluencia y simultáneamente el concreto sometido a compresión alcanza su deformación de falla, este tipo de falla pocas veces se presenta ya que debe suministrarse una cantidad de acero tal que logre este efecto equilibrado o balanceado.

La práctica común es diseñar las vigas para que fallen por tensión debido a que en caso de sobrecargarse el tipo de falla sea dúctil, gradual y advierta el peligro de colapso.

El reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR10), define las condiciones de falla balanceada, a compresión y a tensión respectivamente¹, en este la falla balanceada ocurre cuando el refuerzo en tracción alcanza la deformación unitaria correspondiente a la fluencia (f_y) al mismo tiempo que el concreto a compresión alcanza la deformación unitaria última (0,003), este valor de deformación última para el concreto ha sido determinado después de muchas pruebas de laboratorio. Las secciones son controladas por falla a tracción, si las deformaciones unitarias a tracción del refuerzo son iguales o mayores a 0,005 justo cuando el concreto en compresión alcanza su límite de deformación unitaria última asumido de 0,003. La falla es a compresión si la deformación unitaria neta a tracción en el acero es igual o menor que el límite de deformación unitaria controlada por compresión (0,003).

Otra forma de clasificar o identificar el tipo de falla que presentará una viga de concreto reforzado es mediante la cuantía de acero suministrada al elemento (ρ), esta se define como la cantidad de refuerzo suministrada por unidad de área efectiva:

¹ Título C. En: NSR-10. Bogotá D.C - Colombia. Asociación Colombiana de ingeniería Sísmica. 2010. p. C 139 – 141

$$\rho = \frac{A_s}{A_c(\text{efectiva})}$$

$$A_c(\text{efectiva}) = b * d$$

Dónde:

ρ : Cuantía de acero suministrada al elemento.

A_s : Área de acero suministrada a la viga.

A_c : Área de concreto efectiva, es el área de concreto que es útil para transferir esfuerzos.

b : Ancho de la viga.

d : Profundidad efectiva, es la distancia desde la cara sometida a compresión y el nivel del refuerzo.

Para una viga de concreto con una resistencia a la compresión (f_c) de 21 MPa y acero con esfuerzo de fluencia (F_y) de 420 MPa se tiene que la cuantía de acero balanceada es $\rho_b = 0,02168$

Para una viga de concreto reforzado fabricada con estas propiedades, sí se suministra dicha cuantía de acero se producirá una falla balanceada, sí se suministra una cuantía inferior a este valor entonces se espera que la falla sea por tracción y si se supera la cuantía la falla será por compresión.

Para el diseño de los elementos de concreto reforzado se parte de las siguientes premisas². A continuación se mencionan las más importantes:

- *Equilibrio estático*: Las fuerzas internas tales como momentos flectores, fuerzas axiales y fuerzas cortantes deben estar en equilibrio con los efectos externos en cualquier sección transversal del elemento. Este enunciado realmente no es una suposición ya que para que un cuerpo o parte de este se encuentre en reposo las fuerzas que actúan sobre el deben estar en equilibrio.
- *Sección transversal planas*: Las secciones antes y después de la aplicación de las cargas permanece iguales, esto significa que las deformaciones unitarias son proporcionales a su distancia desde el eje neutro al punto de análisis.
- *Resistencia a la tracción del concreto simple*: Este valor es despreciado debido a que dicho valor comparado con la resistencia a compresión es muy bajo, haciendo esta suposición estamos aportando un mayor factor de seguridad al diseño.

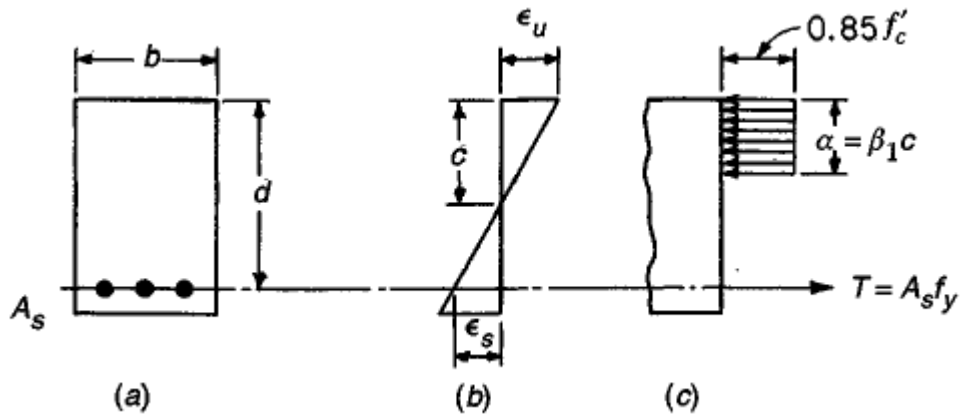
² Arthur H. Nilson. Análisis y diseño a flexión de vigas. En: Diseño de estructuras de concreto. Santafé de Bogotá –Colombia. 2001. p.62 - 95

- *Adherencia perfecta entre los materiales:* Se refiere al fenómeno de interacción física que se produce entre la masa de concreto y el refuerzo, la cual permite la transferencia y continuidad de los esfuerzos entre los dos cuerpos en contacto, garantizando que trabaje en conjunto, de esto se deduce que la deformación unitaria entre el refuerzo y el concreto simple circundante es la misma, de no ser así el acero no aportaría resistencia a la tracción en el elemento.

A partir de las suposiciones mencionadas se generan los modelos teóricos para el diseño de cada tipo de comportamiento a evaluar.

2.1. DISEÑO DE VIGA SUB REFORZADA - FALLA A TENSIÓN

- *Resistencia a la flexión:* Se conoce que para la carga última o cargas cercanas a ella los esfuerzos de compresión dejan de ser proporcionales a las deformaciones unitarias. Para calcular los esfuerzos a compresión en la sección se han desarrollado varias teorías sobre la distribución de esfuerzos, sin embargo, el modelo más aceptado es el de distribución rectangular de esfuerzos o bloque de WITHEY (Ver ...ilustración 1...), el cual establece que el esfuerzo de compresión en el concreto es uniforme en toda la zona y corresponde a $0,85 f'_c$, también que la resultante de esfuerzos se encuentra ubicada a una distancia $(a/2)$ medida desde la parte superior de la sección y (a) corresponde a la altura del bloque de compresión.



Fuente: ARTHUR H, Nilson. Análisis y diseño a flexión de vigas. En: Diseño de estructuras de concreto. Edición 12. Bogotá D.C. Emma Ariza H. 2001. 78 P

Ilustración 1. Distribución de deformaciones unitarias y bloque de WITHNEY

Como el elemento debe estar en equilibrio estático, se debe cumplir que:

$$C = T$$

Por lo tanto el momento nominal será:

$$Mn = T * Z = C * Z$$

Dónde:

$$Z = d - \frac{a}{2}$$

Por equilibrio se tiene que:

$$\text{Momento actuante} = Mn$$

El valor de (*a*) es determinado igualando las resultantes de esfuerzos, para ello se tiene que la falla a tensión se presenta cuando el refuerzo ha alcanzado la fluencia ($\epsilon_s = \epsilon_y$), por lo tanto, la fuerza de tensión en el refuerzo es igual a:

$$T = A_s * f_y$$

De la zona en compresión, usando el modelo rectangular de esfuerzos se tiene:

$$C = 0,85 (f'c) * b * a$$

Finalmente se tiene que el momento nominal o resistente es determinado aplicando la siguiente expresión:

$$Mn = A_s * f_y * \left(d - \frac{0.59 A_s * f_y}{f'c * b} \right)$$

- *Carga de falla:* Para determinar la carga que podrá soportar el elemento, bajo el modelo estructural adoptado para los ensayos, el cual consiste en una viga simplemente apoyada con carga puntual en el centro de la luz, se tiene:

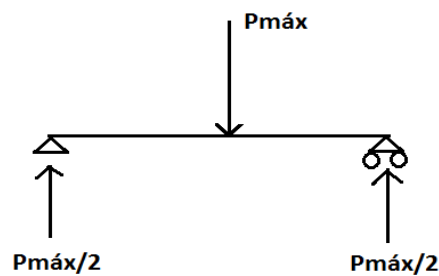


Ilustración2. Modelo estructural de viga simplemente apoyada con carga en el centro de la luz.

$$Mmáx = \frac{Pmáx * l}{4}$$

La máxima carga que generara la falla del elemento será aquella que cumpla con la siguiente expresión:

$$Mmáx = Mn$$

Por lo tanto, se tiene que:

$$Mn = \frac{Pmáx * l}{4}$$

Finalmente, la carga puntual que se espera genere la falla del elemento es determinada mediante la siguiente expresión:

$$Pmáx = \frac{4 Mn}{l}$$

- *Diseño a cortante:* Para una viga simplemente apoyada con carga en el centro de la luz, el cortante máximo se encuentra dado por la siguiente expresión:

$$Vmáx = \frac{Pmáx}{2}$$

La resistencia a cortante que aporta el concreto y el refuerzo, se encuentran aplicando las siguientes expresiones dadas en la norma (NSR-10) en los apartados C.11-2, C.11-3 y C.11-15³ respectivamente.

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

$$Vmáx = \phi V_c + \phi V_s$$

$$S = \frac{\phi A_s f_y d}{\phi V_s}$$

Para el diseño a cortante de todos los elementos se aplican las expresiones mencionadas anteriormente.

³ Título C. En: NSR-10. Bogotá D.C - Colombia. Asociación Colombiana de ingeniería Sísmica. 2010. p. C 165 – 178.

2.2. DISEÑO DE VIGA SOBRE REFORZADA - FALLA A COMPRESIÓN

- *Resistencia a la flexión:* En vigas sobre-reforzadas no se presenta fluencia en el acero, por lo tanto para determinar el momento nominal se procede de la siguiente manera:

Partiendo del equilibrio entre los esfuerzos, se tiene que:

$$C = T$$

Dónde:

$$C = 0,85 f'_c * a * b$$

$$T = A_s * f_s$$

Como el acero aún permanece en el campo elástico, se tiene que el esfuerzo es directamente proporcional a la deformación unitaria en el acero, así:

$$f_s = E_s * \varepsilon_s$$

Aplicando compatibilidad de deformaciones, se tiene:

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_u}{C} (d - C)$$

Reemplazando en la ecuación de equilibrio de resultantes de esfuerzos, se obtiene una ecuación de segundo grado, de la cual es posible obtener el valor de (a):

$$0,85 f'_c a b = A_s E_s \frac{\varepsilon_u}{a/\beta_1} (d - C) \quad ; \quad C = a/\beta_1$$

Reordenando la expresión, se tiene:

$$(f'_c b) a^2 + \left(\frac{A_s E_s \varepsilon_u}{0,85} \right) a - (A_s E_s \varepsilon_u d) = 0$$

Resolviendo la ecuación cuadrática mediante el método de la "fórmula general", es posible determinar el valor de (a), como sigue:

$$X = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

El momento nominal será igual a:

$$M_n = C * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

También puede escribirse como:

$$Mn = 0,85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

2.3. DISEÑO DE VIGAS CON CONDICION DE REFUERZO BALANCEADA

Con esta condicion de refuerzo, se espera que una vez se alcance la fluencia en el acero suministrado, inmediatamente se produzca la falla del elemento.

El valor de la cuantia de acero balanceada es determinado a partir de la siguiente expresi3n:

$$\rho_{balanceado} = 0,85 \frac{f'_c}{f_y} \beta_1 \left(\frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} \right)$$

Esta expresi3n se deduce al igualar la resultante de esfuerzos en la zona sometida a compresi3n en la seccion transversal del elemento con la resultante de esfuerzos a tensi3n del refuerzo.

Obteniendo un valor de:

$$\rho = 0,02168$$

Este valor se cumple para las siguientes condiciones:

$F_y = 420$ MPa,

$\epsilon_u = 0,002$ (Deformaci3n unitaria 3ltima en el concreto) y,

$\epsilon_y = 0,003$ (Deformaci3n unitaria cuando el acero entra en fluencia).

El dise1o a flexi3n de vigas con condici3n de refuerzo balanceada se realiza de manera similar al de las vigas sub reforzada, dado que el acero alcanza el esfuerzo de fluencia, para el c3lculo se aplica la misma metodolog3a implementada en el dise1o de vigas sub-reforzadas.

3. DISEÑOS

Se realizó el diseño del refuerzo de acero para cada comportamiento en estudio y el diseño de la mezcla de concreto simple, a continuación se presentan los cálculos y consideraciones abordados para cada uno de estos.

3.1. DISEÑO DEL REFUERZO:

Con el propósito de estudiar el comportamiento de vigas sometidas a flexión, se realizan los diseños del refuerzo para vigas sub-reforzada, sobre-reforzada y viga con condición de refuerzo balanceada, buscando observar fallas a tracción, compresión y de forma balanceada respectivamente. A continuación se presentan las consideraciones o premisas abordadas para el diseño de los elementos.

- a) La resistencia a la compresión del concreto simple ($f'c$) será mayor o igual a 21 MPa, esto es garantizado mediante el diseño y posterior control de la mezcla.
- b) El esfuerzo de fluencia del acero (F_y) es de 420 MPa, corresponde a un acero grado 60; este parámetro es chequeado mediante una prueba a tracción del acero.
- c) Se determinan las cargas y momentos nominales que ocasionarán la falla del elemento teniendo en cuenta los factores de reducción de resistencia, a pesar de que estas sean construidas en condiciones ideales de laboratorio.
- d) Se realizaron los cálculos correspondientes al diseño por cortante para todas las vigas, obteniendo la separación de estribos necesaria para garantizar que se presentara primero la falla por flexión, antes que la de cortante, sin embargo, por facilidades del proceso constructivo se optó por darle la misma condición de refuerzo a cortante a todos los diseños tratando de proporcionar un margen de seguridad de 2; algunos diseños requerían separación entre estribos mayores a la establecida, por lo tanto se proporcionó un mayor factor de seguridad a cortante.
- e) Todas las vigas tendrán las mismas dimensiones con el fin de facilitar el proceso constructivo, únicamente cambiarán los parámetros concernientes al diseño del refuerzo, los parámetros geométricos son:

Tabla 1. Parámetros geométricos de vigas de concreto armado.

PARÁMETROS GEOMETRICOS DE LAS VIGAS	
Longitud total de la viga	1.16 m
Luz entre apoyos	1,00 m
Ancho de la sección (b)	0,16 m
Altura de la sección (h)	0,18 m

- f) Teniendo en cuenta que las dimensiones de la sección son constantes, la longitud de los estribos será de 65 cm, determinados en conformidad con la norma NSR-10 en sus apartados C.7.11.3 y C.7.10.5.3.

Se adoptó el refuerzo a cortante con estribos N° 2 cada 0,10 metros en todas las vigas, esta condición de refuerzo aporta un mayor factor de seguridad al cortante en la mayoría de los diseños.

- g) La longitud del refuerzo principal para cada diseño se calculó teniendo en cuenta la longitud total del elemento, se descontó el recubrimiento en cada extremo y adición de la longitud de los ganchos, sin embargo, por practicidad constructiva se adoptó una longitud de 1,5 metros en todos los diseños.
- h) Se realizó el diseño estructural para cada viga considerando los siguientes parámetros: cuantía de acero, resistencia a la flexión, carga de falla, cálculo de deformación unitaria en el acero, diseño a cortante, chequeo de separación del refuerzo principal, longitud de desarrollo y longitud total del refuerzo principal.

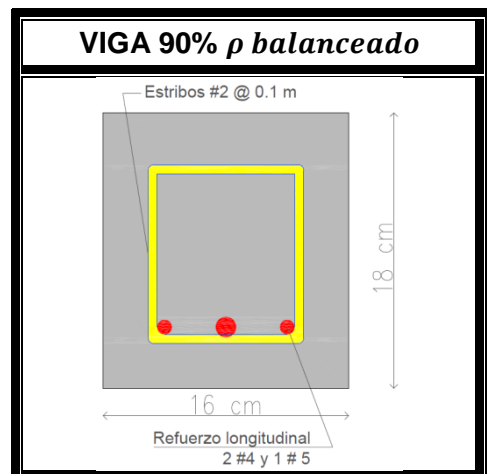
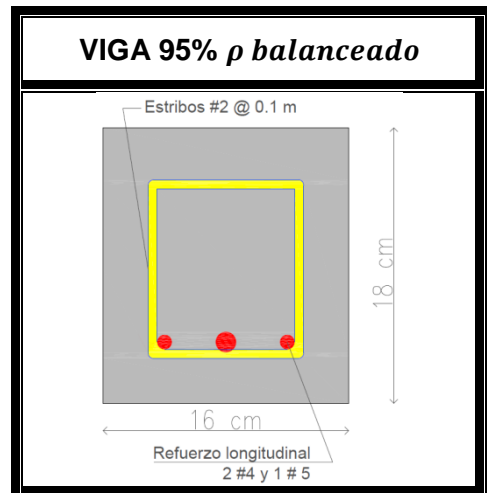
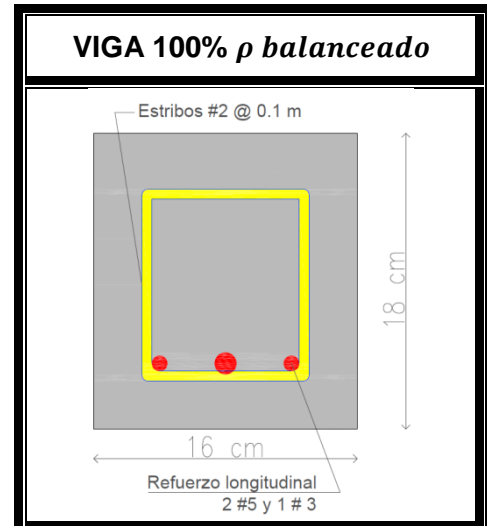
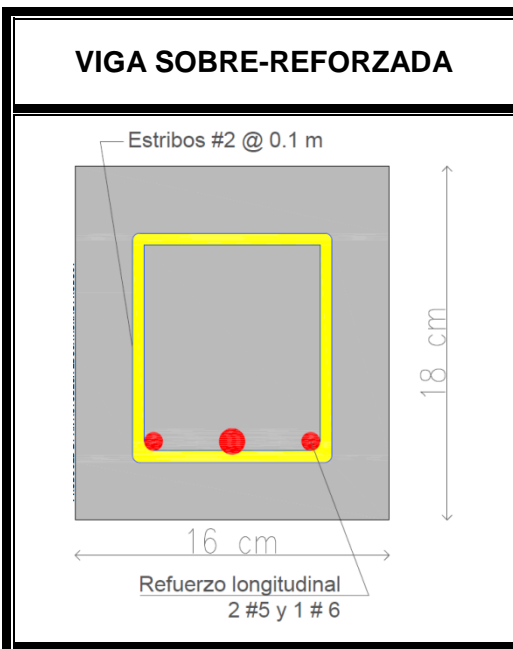
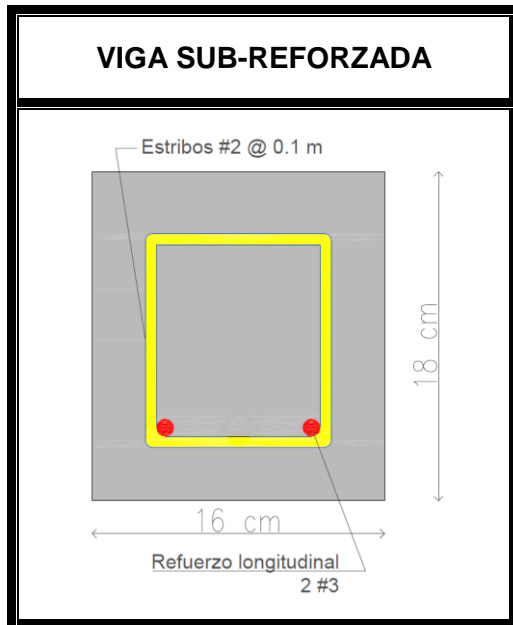
Las ecuaciones generales aplicadas se encuentran en el marco teórico, y el anexo A contiene el cálculo de diseño paso a paso para cada comportamiento en estudio.

La...Tabla 2... y la...Ilustración 3... muestran los parámetros de diseño y los esquemas de las secciones transversales de cada comportamiento; se realizaron 3 vigas Sub-Reforzadas, 3 vigas Sobre-Reforzadas y 4 vigas con condición de refuerzo balanceada, de las cuales 2 con un 100% de ρ balanceado, 1 con un 95% de ρ balanceado y otra con un 90% de ρ balanceado. Estas se presentan a continuación:

Tabla 2. Parámetros de diseño del refuerzo.

PARÁMETROS DE DISEÑO PARA CADA COMPORTAMIENTO					
	FALLA TRACCION	FALLA COMPRESION	FALLA BALANCEADA 100 %	FALLA BALANCEADA 95 %	FALLA BALANCEADA 90%
Combinación de barras de refuerzo	2 #3	2 #5 y 1 #6	2 #5 y 1 #3	2 #4 y 1 #5	2 #4 y 1 #5
Profundidad efectiva (cm)	14	14	13,5	14	14,5
Cuantía de acero (ρ suministrado)	0,0063	0,0304	0,02168	0,0206	0,01944
Resistencia a la flexión (Ton-m)	0,7	1,45	1,28	1,37	1,48
Carga de falla (Ton)	2,8	5,82	5,13	5,46	5,93
$\emptyset V_c$ (Ton)	1,31	1,31	1,26	1,31	1,36
V máx (Ton)	1,4	2,91	2,56	2,73	2,96
$\emptyset V_s$ (Ton)	0,09	1,6	1,3	1,42	1,61
Separación de estribos (cm)	324	17	21	20	18
Longitud del refuerzo principal (m)	1,38	1,48	1,48	1,35	1,35
Número de vigas por comportamiento	3	3	2	1	1

Ilustración 3. Secciones transversales de cada diseño



3.2. DISEÑO DE LA MEZCLA DE CONCRETO SIMPLE

El diseño de la mezcla de concreto simple debe ser tal que cumplan con parámetros de resistencia y trabajabilidad, de tal forma que sea posible colocarla con facilidad y sin segregación ni exudación excesiva; el principal parámetro de diseño de la mezcla es la resistencia a la compresión del concreto simple ($f'c$), este es establecido según el uso y el tipo de estructura en la cual será empleada, para miembros de concreto armado tipo vigas y columnas la NSR-10 en su apartado C.5.1.1 especifica que $f'c$ no puede ser menor a 17 MPa, por lo cual se adoptó un $f'c \geq 21$ MPa.⁴

Se consideró conveniente realizar el diseño de la mezcla en proporciones en volumen dado que no se tenía los parámetros necesarios de los agregados para hacer un diseño de la mezcla en proporciones en peso, se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones con el fin de garantizar de la resistencia a la compresión:

- ✓ Se implementaron agregados de la mejor calidad.
- ✓ Se trabajó con una relación agua/cemento baja (0.5)

Para determinar el diseño de la mezcla respecto al parámetro de resistencia se llevó a cabo el proceso descrito en la NSR-10 en el apartado C.5.3.3.2, el cual especifica que al no contar con registro aceptable de pruebas para una mezcla, la dosificación puede ser establecida mediante mezclas de prueba siempre y cuando se cumpla con las siguientes consideraciones:

- ✓ Los materiales deben ser los propuestos para la obra.
- ✓ Las mezclas de prueba deben superar la resistencia a la compresión promedio ($f'cr$) y deben cumplir con la durabilidad especificada en apartado C.4.
- ✓ Las mezclas de prueba deben cumplir con el asentamiento específico según su uso.
- ✓ Para cada mezcla deben tomarse como mínimo 2 cilindros de 150mm por 300 mm y deben ser ensayados a la edad establecida para $f'c$.

El proceso de mezclas de prueba se llevó a cabo durante dos oportunidades, cada una de estas se describe a continuación con sus respectivas observaciones.

Con el fin de proporcionar un buen comportamiento del concreto, se implementaron los materiales recomendados por los laboratoristas y geotecnólogos del departamento de Geotecnia de la Facultad de ingeniería Civil; se trabajó con arena de Puerto Tejada y con triturado de la cantera de Cachiri, con tamaño máximo de $\frac{1}{2}$ pulgada.

⁴ Título C. En: NSR-10. Bogotá D.C - Colombia. Asociación Colombiana de ingeniería Sísmica. 2010. p. C 67 – 76

3.2.1. Primera mezcla de prueba.

Se realizaron tres mezclas con proporciones diferentes con el fin de obtener un rango de resistencias, el asentamiento considerado fue de 7,5 cm, esto generó variaciones en la relación agua cemento; el método de mezclado empleado fue manual. Los resultados del ensayo de compresión de los cilindros de control se presentan a continuación:

Tabla 3. Resultados Mezcla de prueba N° 1- Proporción N°1

MEZCLA N° 1 – PROPORCIÓN N° 1				
Proporción: 1:2:2.5			Relación A/C = 0,87	
Cilindro	Área (cm^2)	Lectura (KN)	Resistencia 7 días (Kg/cm^2)	Resistencia proyectada 28 días (Kg/cm^2)
1.1	178,3	176,6	101,00	183,96
1.2	177,5	161,3	92,66	175,12
1.3	178,42	149,1	85,21	167,23

Tabla 4. Resultados Mezcla de prueba N° 1- Proporción N°2

MEZCLA N° 1 - PROPORCIÓN N°2				
Proporción: 1:2:3			Relación A/C = 0,82	
Cilindro	Área (cm^2)	Lectura (KN)	Resistencia 7 días (Kg/cm^2)	Resistencia proyectada 28 días (Kg/cm^2)
2.1	177,28	147	84,55	166,53
2.2	176,92	146,5	84,44	166,40
2.3	176,38	147,2	85,10	167,11

Tabla 5. Resultados Mezcla de prueba N° 1- Proporción N°3

MEZCLA N° 1 - PROPORCIÓN N°3				
Proporción: 1:2:3.5			Relación A/C = 0,83	
Cilindro	Área (cm^2)	Lectura (KN)	Resistencia 7 días (Kg/cm^2)	Resistencia proyectada 28 días (Kg/cm^2)
3.1	177,76	120,9	69,35	150,41
3.2	179,1	112,3	63,94	144,67
3.3	176,74	111,6	64,39	145,15

Algunas consideraciones de esta primera mezcla de prueba fueron:

- ✓ Se consideró un asentamiento de 7.5 cm el cual se encuentra dentro del rango de 5-10 cm, establecido en la...tabla 6...

Tabla 6. Asentamientos recomendados para diversos tipos de construcción y sistemas de colocación y compactación.

CONSISTENCIA	ASENTAMIENTO mm.	EJEMPLO DE TIPO DE CONSTRUCCIÓN	SISTEMA DE COLOCACIÓN	SISTEMA DE COMPACTACIÓN
MUY SECA	0,0 – 20	Prefabricados de alta resistencia, revestimiento de pantalla de cimentación.	Con vibradores de formaleta, concretos de proyección neumática (lanzados).	Secciones sujetas a vibración externa, puede requerirse presión.
SECA	20-35	Pavimentos.	Pavimentos con máquina terminadora vibratoria.	Secciones sujetas a vibración intensa.
SEMISECA	35-50	Pavimentos, fundaciones en concreto simple, losas poco reforzadas.	Colocación con máquinas operadas manualmente.	Secciones simplemente reforzadas con vibración.
MEDIA (PLÁSTICA)	50-100	Pavimentos compactados a mano, losas, muros, vigas, columnas, cimentaciones.	Colocación manual.	Secciones simplemente reforzadas con vibración.
HUMEDA	100-150	Elementos estructurales esbeltos o muy reforzados.	Bombeo.	Secciones bastante reforzadas con vibración.
MUY HÚMEDA	150-200	Elementos esbeltos, pilotes fundidos "in situ".	Tubo-embudo-tremie.	Secciones altamente reforzadas con vibración.
SUPER FLUIDA	más de 200	Elementos muy esbeltos.	Autonivelante, autocompactante.	Secciones altamente reforzadas sin vibración y normalmente no adecuados para vibrarse.

Fuente: RIVERA LOPEZ, Gerardo Antonio. Dosificación de mezclas de concreto . En: Concreto Simple. Edición1. Popayán. Universidad del Cauca. 2012. 175 P

- ✓ Al tener distintas cantidades de material para cada proporción, se requería una cantidad diferente de agua en cada una de estas para alcanzar el asentamiento deseado, esto generó diferentes relaciones de agua-cemento.
- ✓ La manejabilidad de la mezcla es realmente deficiente a pesar del agua adicionada.
- ✓ Los valores de resistencia proyectados a una edad de ensayo de 28 días son inferiores a los 210 Kg/cm² en las tres proporciones realizadas.

- ✓ La resistencia de la proporción N° 1 es la más alta, sin embargo, es aquella que tiene una mayor relación agua cemento, esto se debe a que se tiene una mayor cantidad de pasta para recubrir las partículas de agregado, generando una mejor cohesión del conjunto.

Finalmente se concluyó que ninguna de las tres proporciones resultó útil para establecer una dosificación de diseño, sin embargo, aportaron varias consideraciones útiles para una segunda mezcla de prueba.

3.2.2. Segunda mezcla de prueba.

Esta se desarrolló teniendo en cuenta las observaciones y consideraciones aportadas por el proceso anterior; con el fin de establecer una dosificación que garantizara la resistencia a la compresión y una manejabilidad adecuada, se tuvieron en cuenta los siguientes aspectos:

- ✓ El método de mezcla fue mecánico, se empleó la mezcladora existente en el laboratorio de materiales, proporcionando una mayor eficiencia y homogeneidad.
- ✓ Ante los altos valores de relación agua-cemento y la poca manejabilidad se consideró implementar un aditivo súper-plastificante (Plastol 6000T), adicionándose en un porcentaje del 0.5% del peso del cemento.
- ✓ Se consideró hacer la mezcla en las primeras horas de la mañana con el fin de evitar la influencia del clima en el ensayo del slump.
- ✓ Se implementaron relaciones de agua-cemento bajas.

Se realizaron dos proporciones de mezcla de prueba con el fin de tener un rango de resistencias que nos pudieran aportar una dosificación de diseño definitiva, los resultados y características de cada una se presentan a continuación:

Tabla 7. Resultados Mezcla de prueba N° 2- Proporción N°1

MEZCLA N° 2 - PROPORCIÓN N°1				
Proporción: 1:2:2			Relación A/C = 0,5	
Cilindro	Área (cm ²)	Lectura (KN)	Resistencia 7 días	Resistencia proyectada 28 días
			(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)
1.1	177,58	418	240,02	331,33
1.2	179,42	478,7	272,06	365,28
1.3	178,94	486,6	277,29	370,83

Tabla 8. Resultados Mezcla de prueba N° 2- Proporción N°2

MEZCLA N° 2 - PROPORCIÓN N°2				
Proporción: 1:2:2.5			Relación A/C = 0,57	
Cilindro	Área (cm ²)	Lectura (KN)	Resistencia 7 días	Resistencia proyectada 28 días
			(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)
2.1	178,39	335,6	191,83	280,24
2.2	179,21	341,9	194,54	283,11
2.3	176,95	332	191,32	279,70

La prueba de los cilindros fue desarrollada a una edad de 7 días por razones de eficiencia, se implementó una ecuación⁵, con el fin de proyectar la resistencia a una edad de ensayo de 28 días, esta ecuación puede ser usada para materiales de esta región.

$$RC\ 28\ Días = 76,9 + 1,06\ RC\ 7\ Días \quad ;\ Dónde:$$

RC 28 días: Resistencia a la compresión a una edad de 28 días.

RC 7 días: Resistencia a la compresión a una edad de 7 días.

Los resultados obtenidos para las ambas proporciones aportan una resistencia a la compresión superior a los 210 Kg/cm² a una edad de ensayo de 28 días, por lo tanto, se considera implementar las proporciones de la mezcla N°2, obteniendo una resistencia adecuada.

El diseño definitivo en proporciones en volumen de la mezcla de concreto simple para la elaboración de las vigas será:

Tabla 9. Parámetros de diseño mezcla de concreto simple.

PARÁMETROS DISEÑO DE MEZCLA	
Proporciones en volumen	1:2:2,5
Relación A/C	0,5
Aditivo	Plastol 6000T
Concentración	0.5% Cs
Proceso de mezcla	Mecánico

⁵ Rivera L. Gerardo A. Resistencia del concreto En: Concreto simple. Popayán- Colombia. 2012. p. 147-148

3.2.3. Procedimiento de cálculo para determinar cantidades de material necesarias para un volumen específico de concreto.

Para determinar las cantidades de materiales (cemento, arena, agregado y agua) necesarias para un volumen de concreto correspondiente a una viga, un *slump*, dos cilindros de control y un desperdicio del 5%, se procedió de la siguiente manera:

a) *Cantidad de cemento por m³ de concreto en proporciones en volumen 1:2:2,5.*

Mediante la siguiente expresión matemática es posible determinar la cantidad de cemento por metro cubico de concreto para cualquier proporción de mezcla⁶:

$$Cs = \frac{2100}{1 + F + G}; \left(\frac{Kg}{m^3}\right) \text{ de concreto}; \text{ Donde:}$$

Cs: Kilogramos de cemento por metro cubico de concreto.

2100: Hace referencia al peso específico del concreto sin considerar el agua.

1: Unidad de volumen referente al cemento.

F: Unidad referente a la proporción de agregado fino (Arena)

G: Unidad referente a la proporción de agregado grueso (Grava).

Conociendo *Cs*, es posible determinar la cantidad de cemento necesaria para un volumen en particular; una proporción en volumen 1:2:2,5, significa que por cada volumen suelto de cementos se deben colocar 2 volúmenes sueltos de agregado fino y 3 volúmenes sueltos de agregado grueso.

b) *Cantidad de agua total de mezcla.*

Se consideró trabajar con una relación agua/cemento baja ($a/c=0,5$) con el fin de obtener buenas características de resistencia; se debe tener en cuenta que para un mismo grado de manejabilidad, a medida que se aumenta la proporción de agregados respecto al cemento, se disminuye la resistencia, dado que se requiere de la adición de agua, generando relaciones agua/cemento más altas que disminuyen la resistencia a la compresión de la mezcla.

La cantidad de agua para un volumen cualquiera de concreto será:

$$Am = \left(\frac{a}{c}\right) * Cs; \text{ Donde:}$$

Am: Agua de mezcla para un volumen de concreto en particular.

a/c : Relación agua cemento igual a 0.5

Cs: Cantidad de cemento por unidad de volumen de concreto.

⁶ Rivera L. Gerardo A. Proporciones en volumen suelto En: Concreto simple. Popayán- Colombia. 2012. p. 219-228

c) Cantidad de aditivo:

Se consideró implementar un aditivo súper-plastificante (Plastol 6000T), a una concentración del 0.5% del peso del cemento. La cantidad de aditivo necesaria para un volumen de concreto será:

$$Ca = 0.5\% * Cs \quad ; \text{Donde:}$$

Ca: Cantidad de aditivo para un volumen de concreto en particular.

Cs: Cantidad de cemento por unidad de volumen de concreto

La...tabla 10... muestra las cantidades de material con las proporciones de diseño necesarios para producir un volumen de 51.55 dm^3 correspondiente a una viga, un slump, dos cilindros de control y un desperdicio del 5%.

Tabla 10. Cantidades de materia por bachada de mezcla.

Cantidades de material para cada bachada	
Cemento (dm^3)	17,41
Arena (dm^3)	34,83
Graba (dm^3)	43,53
Agua (<i>mlt</i>)	9840
Aditivo (<i>gr</i>)	98,4

El procedimiento de cálculo con valores establecidos para el diseño de mezcla definitivo se encuentra en el Anexo B.

4. DESARROLLO DEL TRABAJO

4.1. MATERIAS PRIMAS

Los materiales empleados para la elaboración de las vigas se presentan a continuación:

- **CEMENTO Y AGREGADOS:** Para la producción del concreto simple fueron necesarios 230 kg de cemento, $0.7 m^3$ de arena de Puerto Tejada y $0.8 m^3$ de triturado con tamaño máximo de $\frac{1}{2}$ Pulgada de la cantera de Cachiri; estos dos últimos se transportaron al laboratorio de materiales en donde fueron secados, homogenizados y almacenados para su posterior uso.



Ilustración 4. Arena, grava y cemento para concreto simple.

- **FORMALETA:** Para la fabricación de las 10 formaletas utilizaron 15 unidades de tabla y 10 unidades de bastidor, se requirió de la mano de obra de un trabajador para la fabricación de las mismas.



Ilustración 5. Formaleta de madera para vigas de concreto reforzado.

- **ACERO DE REFUERZO:** El diseño del refuerzo aportó las cantidades de acero necesarias para cada uno de los comportamientos a evaluar; para la fabricación de los castillos se requirió contratar mano de obra capacitada.



Ilustración 6. Castillos con diferentes cuantías de refuerzo.

Las cantidades de acero implementadas para el refuerzo de las vigas se presentan a continuación:

Tabla 11. Cantidades de acero utilizadas en castillos de refuerzo.

CANTIDADES DE ACERO	
Diámetro	Cantidad
1/4 Pulgada	17,3 kg
3/8 Pulgada	2 Unidades
1/2 Pulgada	1 Unidad.
5/8 Pulgada	3 Unidades.
3/4 Pulgada	1 Unidad.

- **INSUMOS GENERALES:** Todos los equipos y herramientas menores necesarias para la elaboración de la mezcla y la fabricación de las vigas fueron facilitadas por el laboratorio de materiales, al igual que el aditivo Plastol 6000T. Se utilizó la mezcladora existente en el laboratorio y fue necesaria la mano de obra de un trabajador el día de la fundición.



Ilustración 7: Herramientas e insumos proporcionados por el laboratorio de Materiales – Departamento de Geotecnia.

4.2. PROCESO DE FABRICACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO

Con el fin de minimizar errores durante la fabricación y en la prueba de carga, se implementó un proceso estandarizado buscando proporcionar condiciones similares en todas las vigas, dicho proceso se describe a continuación:

- **CANTIDADES DE MATERIAL:** Se pesó la cantidad necesaria de cemento para producir el volumen de concreto correspondiente a una viga de 1.16 metros de longitud y sección de 0.16 x 0.18 metros, dos cilindros de 150 mm por 300 mm, tronco cónico para ensayo de asentamiento y un desperdicio del 5 %; Luego mediante un recipiente para proporciones en volumen se determinaron las cantidades de arena y triturado necesarias, también se midió el agua para la mezcla y se pesó el aditivo en una concentración del 0.5 % del peso del cemento.



Ilustración 8: Cemento y aditivo implementados en la mezcla de una bachada.



Ilustración 9. Cantidades de arena, grava y cemento para una bachada de concreto.

- **UBICACIÓN DEL REFUERZO:** Para ubicar el refuerzo de tal forma que garantizara el recubrimiento adecuado y la profundidad efectiva de diseño, se consideró nivelarlo mediante alambre de hierro calibre # 10, se realizó el cálculo de la altura a la cual debía ir cada alambre para cada diseño y se colocó en 4 posiciones diferentes a lo largo de la viga, proporcionando apoyo suficiente para el castillo de refuerzo, se amarró el castillo a los niveladores de alambre y se rectificó que se cumpliera con el recubrimiento y profundidades efectivas especificadas para cada diseño.

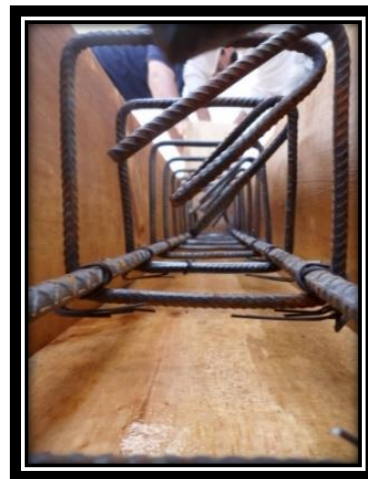


Ilustración 10. Niveladores de alambre y posición del castillo para garantizar la profundidad efectiva y el recubrimientos.

- **FABRICACIÓN DE LA MEZCLA Y FUNDICIÓN DE VIGAS:** inicialmente se vertió en el trompo de la mezcladora una porción de la cantidad de agua de diseño, se agregó el triturado, la arena y se mezclaron hasta homogenizar, luego se adicionó el cemento y finalmente se disolvió el aditivo en la cantidad de agua restante para posteriormente ser vertida dentro del trompo, se mezcló durante 3 minutos hasta obtener un concreto de consistencia adecuada y se realizó el chequeo de la mezcla mediante el ensayo de asentamiento en conformidad con la norma INV E 404-07. Se fabricaron los 2 cilindros para el chequeo de la resistencia y se realizó la fundición de vigas siguiendo los procesos descritos en la norma INV E 402-07, se tuvo especial cuidado en las apisonadas dado que se podía golpear el refuerzo interno del elemento y se realizó una buena extracción de vacíos mediante golpes con un martillo de goma, luego, se procedió a enrasar los elementos y se les colocaron unos marcos de madera con el fin de evitar la deformación de la formaleta.



Ilustración 11. Equipo general, materiales y proceso de fundición de vigas.

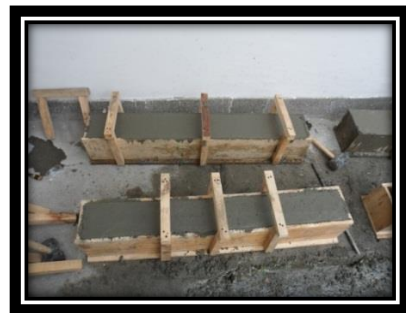


Ilustración 12. Cilindros de control y vigas fundidas con marcos de madera.

- **DESENCOFRADO Y CURADO:** Este proceso se llevó a cabo 24 horas después de la fundición, se procedió a desensamblar las formaletas con un taladro, teniendo especial cuidado con las caras de los elementos, se marcó por ambas caras y se transportó al tanque de curado junto con los cilindros de control, se pusieron en inmersión en una solución de agua con cal durante un periodo superior a 28 días, para posteriormente ser transportadas y ensayadas en el laboratorio de estructuras.

Se consideró pintar de color blanco las caras sobre las cuales se presentarían las fisuras con el fin de que fueran más visibles durante la pruebas.



Ilustración 13. Proceso de desencofrado de vigas.



Ilustración 14. Proceso de curado durante y después de inmersión.

4.3. TRANSPORTE, MONTAJE Y PRUEBA DE CARGA:

Posterior al proceso de curado las vigas fueron transportadas al laboratorio de estructuras con la ayuda de un vehículo de carga simple. Se inició con el montaje en la máquina Universal, para ello se implementó un perfil metálico W el cual sirvió de plataforma niveladora y base para los apoyos, los aspectos que se consideraron fueron: Luz entre apoyos de 1.0 metros, puntos de apoyo de rodillo a 8 cm de la caras laterales de la viga y apoyo uniforme sobre la superficies en contacto con el pistón y los apoyos.



Ilustración 15. Transporte y montaje para prueba de carga.

La prueba de carga se llevó a cabo con especial cuidado con el fin de evitar variabilidad y cambios que pudieran afectar la integridad de los resultados; para cada una de las pruebas se consideró centrar el conjunto con el fin de proporcionar una buena transferencia de carga, también se consideró una velocidad de ensayo moderada y constante en todas las pruebas, se tomaron mediciones de carga y deformación en las etapas de fisuración y falla y se llevó un reporte fotográfico que buscaba mostrar el comportamiento de las fisuras.

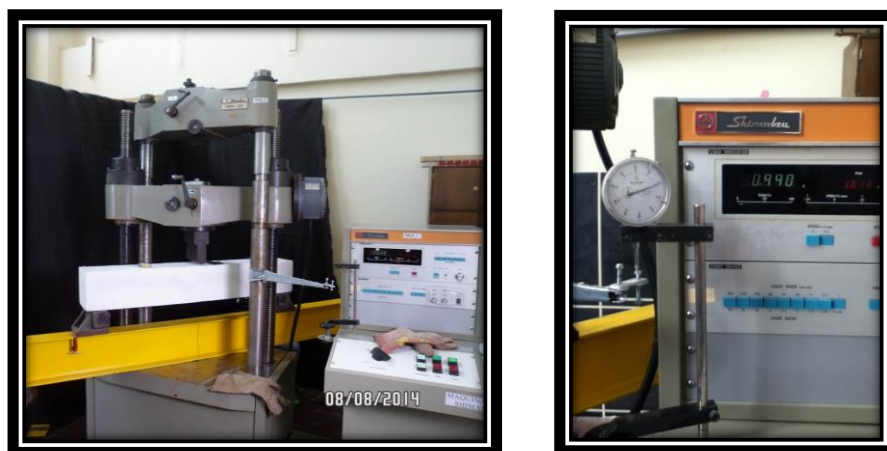


Ilustración 16. Montaje general e indicadores de carga y deformación.

4.4. CONTROL DE CALIDAD DEL CONCRETO SIMPLE.

Durante la fabricación de las vigas fueron tomados seis cilindros de 150 x 300 mm y 2 cilindros pequeños de control de 100 x 200 mm de cuatro batchadas diferentes, con el fin de llevar a cabo el control de la resistencia a la compresión del concreto simple, dichas muestras fueron elaboradas y curadas en conformidad con la norma INV E 402 -07. Las muestras se retiraron del tanque de curado a los 28 días y se determinó su resistencia a la compresión en el mismo día; se desencofraron los cilindros para posteriormente ser capeados con azufre por ambas caras, con el fin de proporcionar superficies paralelas y de transferencia de carga uniforme, finalmente se realizó la prueba en la prensa simple; a continuación se muestran algunas imágenes del proceso:



Ilustración 17: Etapas del ensayo de resistencia a la compresión del concreto simple.

Los resultados de los ensayos de resistencia a la compresión de seis cilindros destinados para el control de la mezcla se presentan a continuación:

Tabla 12: Resultado de ensayo de resistencia a la compresión ($f'c$).

RESULTADOS DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN			
Proporción: 1:2:2.5			A/C= 0,5
Cilindro	Área (cm^2)	Lectura (KN)	Resistencia >28 días (Kg/cm^2)
1.1	177.19	346.3	199.29
1.2	175.30	337.7	196.44
1.3	176.24	409.6	236.99
1.4	177.19	351.3	202.17
1.5	176.71	379.9	219.22
1.6	177.89	360.5	206.65
Resistencia promedio			210.12

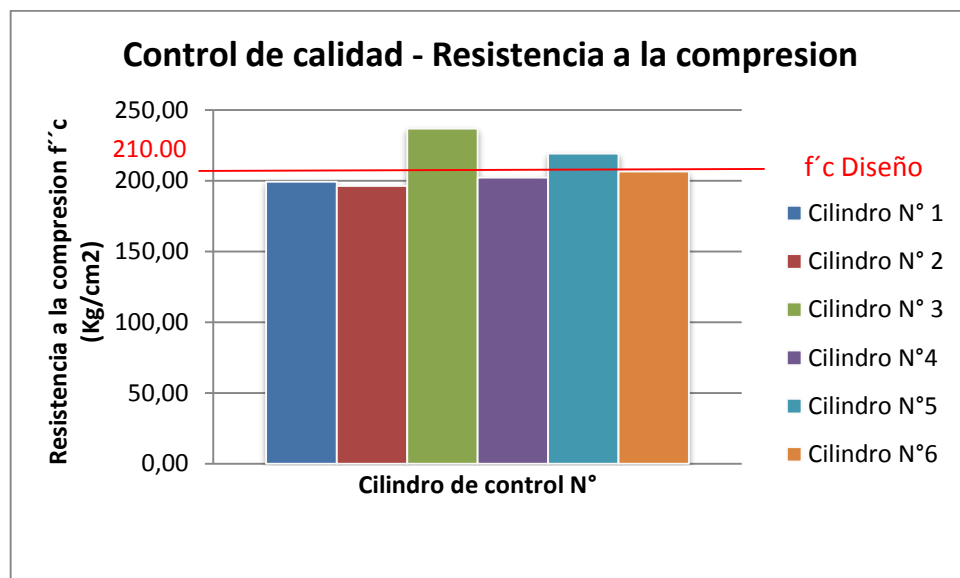


Ilustración 18. Valores de resistencia a la compresión de concreto simple.

En el diseño del concreto simple se consideró una resistencia a la compresión $f'c \geq 210 \text{ kg/cm}^2$, el promedio de resistencias a la compresión ($f'cr$) obtenidas de los 6 cilindros es 210.12 kg/cm^2 por lo tanto se considera que la mezcla cumple con los requerimientos del proyecto.

4.5. CHEQUEO DEL ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO.

Con el fin de garantizar este parámetro se desarrolló una prueba en conformidad con la norma INV E 501-07; la prueba se implementó con un acero de grado 60 en barras N°3, se registraron lecturas de carga y deformación durante el ensayo. A continuación se presentan los datos obtenidos:

Tabla 13. Lecturas de carga y deformación del ensayo de tracción del acero.

ENSAYO A TRACCION DEL ACERO			
Carga (Ton)	Deformación (mm)	Carga (Ton)	Deformación (mm)
0,50	0,03	3,50	17,00
1,00	0,05	3,65	24,00
1,50	0,12	3,80	35,00
2,00	0,10	3,85	41,00
2,89	0,14	3,86	47,00
2,90	7,00	3,88	61,00
3,00	8,00	3,88	70,00
3,30	13,00		

La grafica de Carga Vs Deformación obtenida se presenta a continuación:

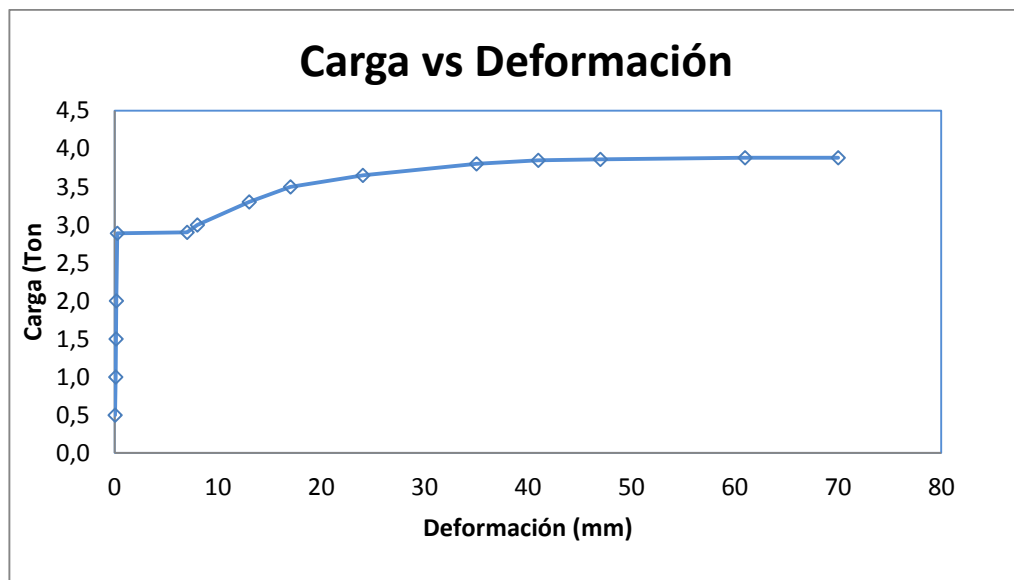


Ilustración 19. Grafica Carga Vs Deformación para ensayo de tracción del acero.

A continuación se muestran ilustración de la ejecución del ensayo:

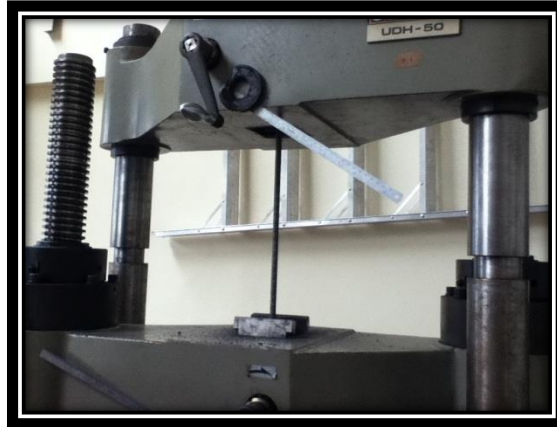


Ilustración 20. Prueba de tracción en barras de acero grado 60.

En la gráfica se puede ver la carga de fluencia presentada durante el ensayo, esta es equivalente a 2,89 Toneladas, por lo tanto se determina el esfuerzo de fluencia para dicho punto de la siguiente manera:

$$\sigma_{fluencia} = \frac{\text{Carga de fluencia (Kgf)}}{\text{Área efectiva de acero (cm}^2\text{)}}$$

$$\sigma_{fluencia} = \frac{2890}{0.71}$$

$$\sigma_{fluencia} = 4070 \left(\frac{\text{Kgf}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$\sigma_{fluencia} = 407 \text{ MPa}$$

Este valor se encuentra próximo al esfuerzo de fluencia de diseño ($F_y=420 \text{ MPa}$), trabajando al 97% del de diseño. Por lo tanto se considera que el acero implementado para el refuerzo de las vigas cumple con este parámetro de diseño.

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS.

5.1. DATOS OBTENIDOS:

Mediante los archivos generados por el programa de adquisición de datos de la máquina Universal se obtuvieron lecturas de carga y deformación que permitieron evaluar la resistencia de las vigas; adicionalmente se llevó un registro manual de las lecturas y deformaciones observadas durante los ensayos, como una medida de prevención ante posibles pérdidas de los archivos y con el propósito de comparar parámetros reales de prueba y los estimados en el diseño teórico. Los datos obtenidos para cada viga y sus respectivas consideraciones se presentan a continuación:

5.1.1. Datos obtenidos en vigas sub-reforzadas

- Viga n° 1 y n°2 – falla tracción: Durante las pruebas de carga se presentaron inconvenientes con el sistema automático de la maquina universal dado que no fue posible exportar los datos de la prueba, como medida de contingencia se consideró implementar las lecturas obtenidas de carga y deformación de modo manual pero estas no fueron verídicas dado que la aguja del deformímetro presento averías, aportando lecturas de deformación erradas; por esta razón únicamente se cuenta con cargas de falla y cracking, material fotográfico y videos de estos elementos.

- Viga n° 3 – falla tracción: este elemento aportó lecturas de carga y deformación que permitieron desarrollar el análisis de parámetros de resistencia, a continuación se presentan los resultados:

Tabla 14. Lecturas de carga y deformación de viga N° 3 – Falla por tracción.

VIGA N° 3 - FALLA TRACCIÓN					
Carga (Ton)	Deformación (mm)	Carga (Ton)	Deformación (mm)	Carga (Ton)	Deformación (mm)
0,00	0,00	4,27	16,76	5,02	42,55
0,25	0,00	4,30	17,15	5,03	43,46
0,50	0,08	4,37	19,10	5,05	44,15
0,75	0,51	4,41	20,12	5,06	44,81
1,00	0,69	4,45	21,08	5,07	45,01
1,25	1,14	4,50	22,05	5,08	45,34
1,50	1,68	4,55	22,23	5,10	45,59
1,75	2,29	4,58	22,86	5,11	45,72
2,00	2,92	4,60	23,16	5,12	47,09
2,25	3,43	4,62	23,88	5,13	47,50
2,50	4,06	4,63	24,51	5,15	49,28
2,75	4,62	4,67	25,40	5,16	46,86
3,00	5,44	4,68	26,16	5,17	47,80
3,25	6,05	4,71	27,41	5,18	48,08
3,50	6,71	4,72	27,94	5,17	48,13
3,75	7,26	4,75	28,65	5,13	48,23
4,00	7,70	4,77	29,72	5,10	48,39
3,90	8,81	4,73	31,27	5,08	48,56
3,88	9,14	4,76	31,80	5,07	49,23
3,95	9,75	4,77	32,21	5,06	49,68
3,97	10,29	4,80	33,25	5,05	50,04
4,07	11,18	4,85	33,93	5,03	50,34
4,08	11,58	4,87	34,67	5,05	50,52
4,11	11,86	4,88	35,59	5,06	50,57
4,17	12,32	4,90	36,09	5,02	52,07
4,06	12,85	4,92	36,96	5,01	53,01
4,10	13,69	4,93	37,21	5	53,44
4,12	14,35	4,95	37,59	4,7	54,61
4,17	14,78	4,96	38,61	4,3	55,83
4,20	15,11	4,97	39,04	3,9	55,88
4,21	15,54	4,98	39,93	3,6	58,14
4,25	16,21	5,00	40,64	3,3	58,98

Se observaron los siguientes parámetros durante el desarrollo de la prueba:

Tabla 15. Parámetros de la viga N° 3 – Falla tracción.

PARÁMETROS DE LA PRUEBA	
Carga de <i>cracking</i> (*)	2,5 Ton
Carga de falla	5,18 Ton
Deflexión total	48 mm

Mediante los resultados se obtiene la gráfica Carga – Deformaciones.

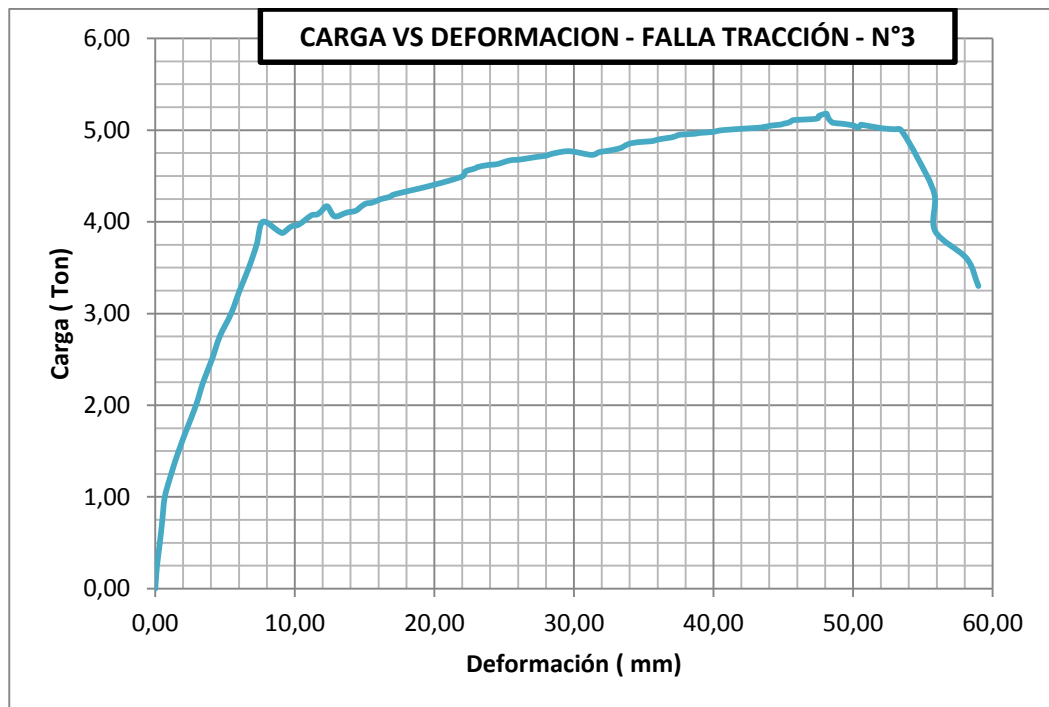


Ilustración 21. Grafica Carga vs Deformación de viga sub-reforzada N°3

(*) Hace referencia a la carga que genere la primera fisura observable.

5.1.2. Datos obtenidos en vigas sobre-reforzadas

- Viga n° 1 – falla compresión: para esta viga se obtuvieron lecturas de carga y deformación que permitieron desarrollar el análisis de parámetros de resistencia, a continuación se presentan los resultados:

Tabla 16. Lecturas de carga y deformación de viga N° 1 – Falla compresión.

VIGA N° 1 - FALLA COMPRESIÓN					
Carga (Ton)	Deformación (mm)	Carga (Ton)	Deformación (mm)	Carga (Ton)	Deformación (mm)
0,65	0,00	5,26	3,27	9,13	6,40
0,70	0,06	5,33	3,29	9,15	6,43
0,75	0,15	5,54	3,41	9,16	6,46
0,82	0,35	5,62	3,46	9,17	6,48
0,92	0,43	5,87	3,59	9,19	6,51
1,14	0,69	6,03	3,68	9,22	6,53
1,48	0,99	6,17	3,76	9,21	6,57
1,72	1,21	6,31	3,83	9,21	6,59
1,88	1,36	6,45	3,92	9,20	6,62
2,08	1,48	6,54	3,97	9,18	6,83
2,19	1,57	6,73	4,08	9,15	6,86
2,30	1,65	6,91	4,18	9,10	6,94
2,47	1,74	7,07	4,29	9,09	6,97
2,66	1,83	7,25	4,40	9,06	7,53
2,75	1,92	7,40	4,50	9,05	7,56
2,91	2,00	7,57	4,61	8,53	7,69
3,07	2,08	7,72	4,72	8,43	7,77
,24	2,18	7,91	4,84	8,45	7,84
3,36	2,26	8,02	4,93	8,42	7,95
3,42	2,28	8,13	5,00	8,42	8,08
3,70	2,43	8,23	5,08	8,41	8,19
3,91	2,54	8,33	5,17	8,61	5,41
4,10	2,66	8,41	5,25	8,66	5,43
4,26	2,74	8,57	5,36	8,66	5,45
4,49	2,85	8,66	5,45	8,70	5,48
4,64	2,93	8,91	5,83	8,73	5,51
4,79	3,02	9,03	5,96	8,76	5,54
4,95	3,10	9,12	6,18	8,79	5,57
5,01	3,13	9,14	6,31	8,82	5,59

Se observaron los siguientes parámetros durante el desarrollo de la prueba:

Tabla 17. Parámetros de la viga N° 1 – Falla compresión.

PARÁMETROS DE LA PRUEBA	
Carga de <i>cracking</i> (*)	3,75 Ton
Carga de falla	9,22 Ton
Deflexión total	6,53 mm

Mediante los resultados de la prueba se obtiene la gráfica Carga - Deformaciones.

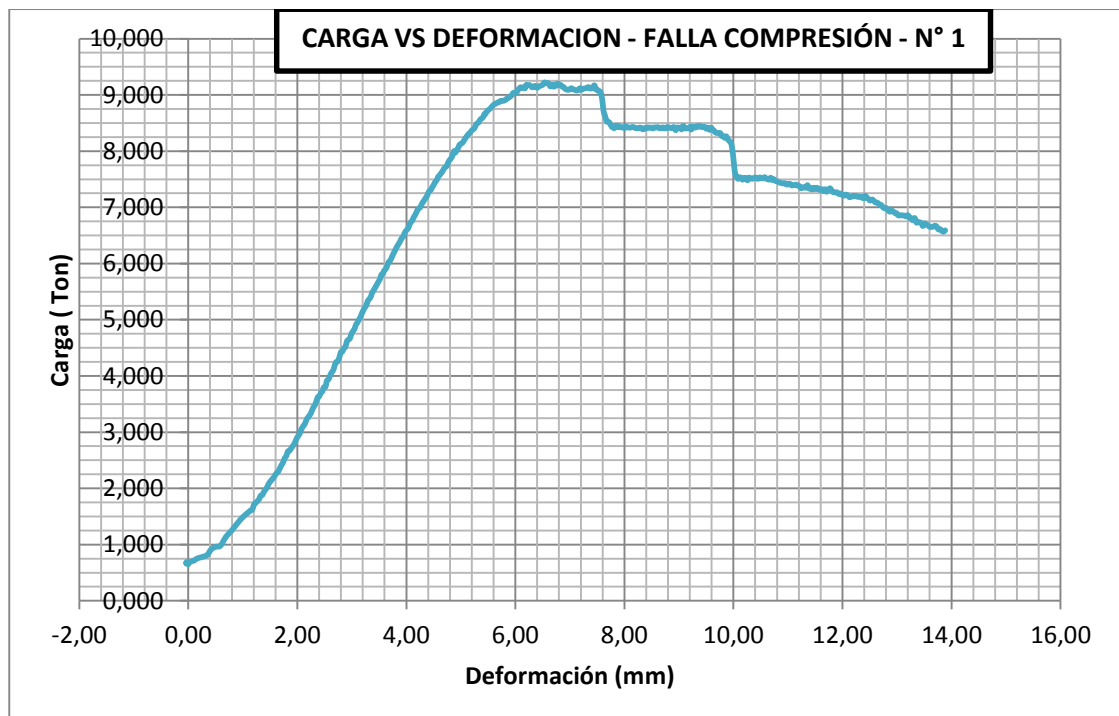


Ilustración 22. Grafica Carga vs Deformación de viga sobre-reforzada N°1

(*) Hace referencia a la carga que género la primera fisura observable.

- Viga n° 2 – falla compresión: se obtuvieron lecturas de carga y deformación que permitieron desarrollar el análisis de parámetros de resistencia, a continuación se presentan los resultados:

Tabla 18. Lecturas de carga y deformación de viga N° 2 – Falla compresión.

VIGA N° 2 - FALLA COMPRESIÓN			
Carga (Ton)	Deformación (mm)	Carga (Ton)	Deformación (mm)
0,49	0,99	8,61	12,82
0,99	1,47	8,60	13,15
1,75	1,93	8,52	13,61
2,68	2,39	8,50	14,08
3,76	2,96	8,37	14,55
4,37	3,18	8,33	14,89
5,47	3,64	8,28	15,13
6,55	4,08	8,05	15,46
7,54	4,54	7,87	15,94
8,13	4,77	7,68	16,52
9,53	5,59	7,42	16,99
10,00	5,90	7,25	17,47
10,30	6,46	7,15	17,81
9,81	6,93	7,11	18,28
9,94	7,38	6,79	18,62
9,92	7,74	6,68	19,12
8,38	8,19	6,54	19,44
8,59	8,66	6,54	19,79
8,78	8,98	6,30	20,14
8,85	9,29	6,21	20,48
8,88	9,77	6,09	20,83
8,93	10,01	6,04	21,20
8,88	10,36	5,99	21,59
8,89	10,71	5,90	21,85
8,71	11,06	5,86	22,33
8,71	11,53	5,81	22,66
8,68	11,98	5,76	23,01
8,62	12,46	5,63	23,34

Se observaron los siguientes parámetros de carga durante el desarrollo de la prueba:

Tabla 19. Parámetros de la viga N° 2 – Falla compresión

PARÁMETROS DE LA PRUEBA	
Carga de <i>cracking</i> (*)	4,00 Ton
Carga de falla	10,30 Ton
Deflexión total	6,46 mm

Mediante los resultados es posible obtener la gráfica Carga – Deformaciones:

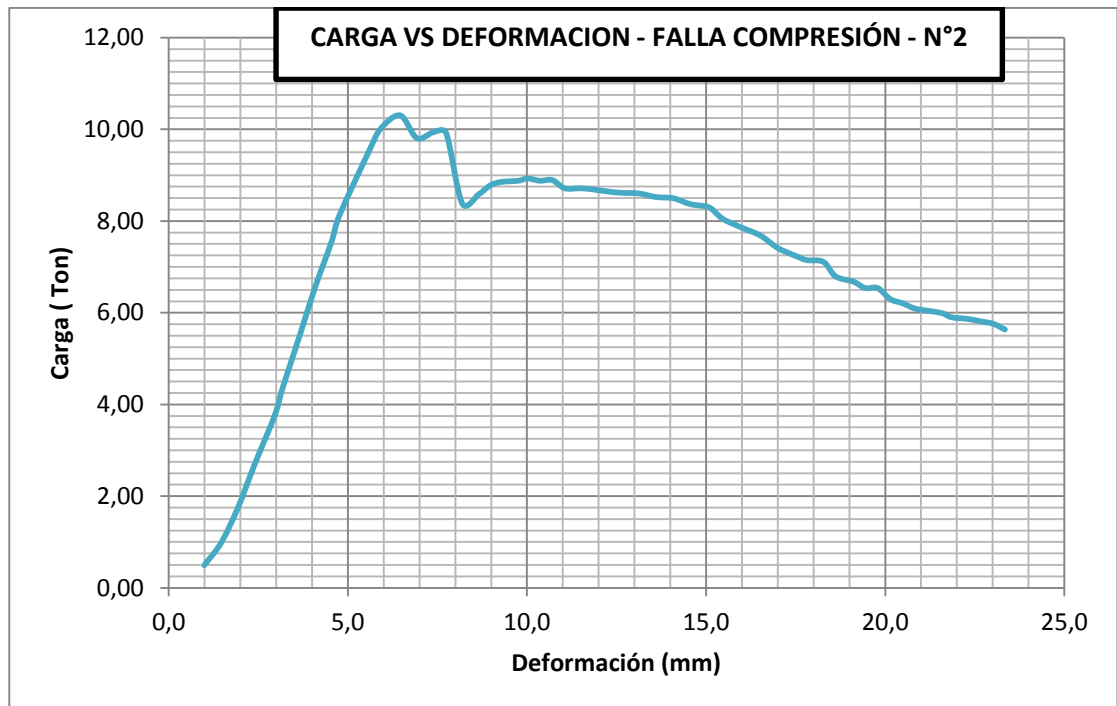


Ilustración 23. Grafica Carga vs Deformación de viga sobre-reforzada N°2.

(*) Hace referencia a la carga que género la primera fisura observable.

- Viga n° 3 – falla compresión: Los parámetros de resistencia obtenidos para este elemento son mucho menores a los obtenidos en las vigas n° 1 y 2 del mismo comportamiento. Los resultados obtenidos son:

Tabla 20. Lecturas de carga y deformación de viga N° 3 – Falla compresión.

VIGA N° 3 - FALLA COMPRESIÓN			
Carga (Ton)	Deformación (mm)	Carga (Ton)	Deformación (mm)
0,03	0,00	5,84	4,61
0,06	0,01	5,90	4,70
0,21	0,04	5,99	4,89
0,28	0,09	5,95	5,03
0,34	0,14	5,69	5,18
0,44	0,19	5,79	5,38
0,45	0,25	5,90	5,57
0,76	0,30	6,00	5,76
0,95	0,61	6,05	5,95
1,17	0,77	6,14	6,13
1,32	0,92	6,30	6,28
1,57	1,07	6,26	6,43
1,85	1,28	6,21	6,57
2,10	1,43	6,23	6,71
2,34	1,63	6,26	6,90
2,64	1,79	6,28	7,04
2,77	1,94	6,30	7,18
3,01	2,09	6,27	7,33
3,20	2,24	6,28	7,43
3,51	2,39	6,40	7,61
3,75	2,59	6,33	7,75
3,88	2,69	6,33	7,84
4,15	2,84	6,26	8,05
4,26	2,98	6,26	8,24
4,51	3,13	6,16	8,38
4,76	3,33	6,14	8,53
4,95	3,52	6,05	9,21
5,05	3,61	6,00	9,35
5,19	3,75	5,96	9,65
5,28	3,94	5,64	9,87
5,44	4,08	5,32	10,21
5,62	4,23	5,11	10,68
5,66	4,42	4,88	10,94

Se observaron los siguientes parámetros de carga durante el desarrollo de la prueba:

Tabla 21. Parámetros de la viga N° 3– Falla compresión

PARÁMETROS DE LA PRUEBA	
Carga de <i>cracking</i> (*)	4,25 Ton
Carga de falla	6,40 Ton
Deflexión total	7,6 mm

Mediante los resultados es posible obtener la gráfica Carga – Deformaciones:

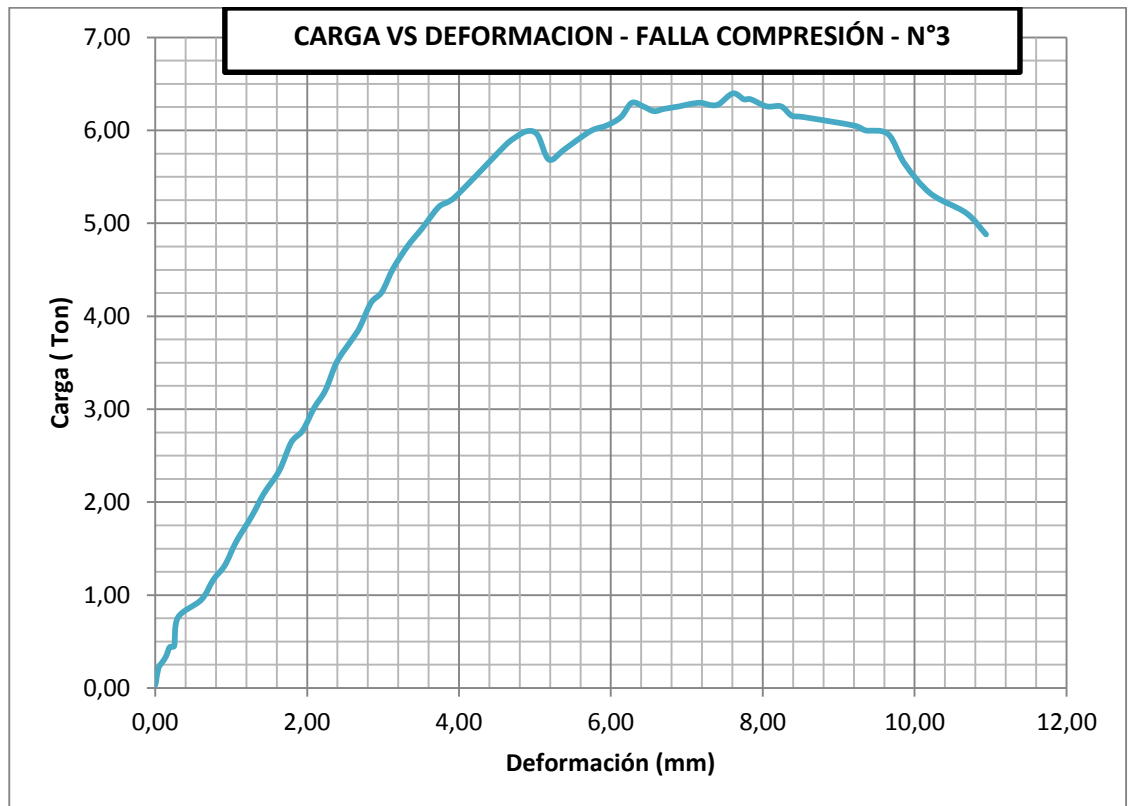


Ilustración24. Grafica Carga vs Deformación de viga sobre-reforzada N°3.

(*) Hace referencia a la carga que genere la primera fisura observable.

5.1.3. Datos obtenidos en vigas con condición balanceada

- Viga n° 1 – 100% ρ balanceado: Durante la prueba de carga se asignó un rango de cargas superior al previsto como carga de falla de la viga, sin embargo, el elemento superó este rango sin haber llegado a la falla, por lo tanto fue necesario suspender la prueba y reiniciar con un mayor rango de carga, es importante aclarar que esta segunda etapa se desarrolló cuando la sección ya se encontraba fisurada, por lo tanto los parámetros de resistencia obtenidos no son válidos. Los resultados son:

Tabla 22. Cargas y deformaciones de viga N°1– 100% Falla balanceada.

VIGA N° 1 - FALLA BALANCEADA 100 %					
Carga (Ton)	Deformación (mm)	Carga (Ton)	Deformación (mm)	Carga (Ton)	Deformación (mm)
0,66	0,00	7,31	3,82	8,27	11,18
0,71	-0,03	7,85	4,09	8,12	11,85
0,72	0,03	7,99	4,18	8,09	11,94
0,82	0,08	8,23	4,28	7,93	12,62
0,95	0,16	8,74	4,54	7,84	12,81
1,04	0,25	8,89	4,63	7,68	13,48
1,15	0,35	9,02	4,72	7,65	13,58
1,31	0,45	9,52	4,98	7,63	13,68
1,46	0,55	9,71	5,08	7,59	13,78
1,55	0,65	9,85	5,17	7,56	13,88
1,71	0,75	9,96	5,26	7,56	13,97
1,85	0,85	10,37	5,53	7,14	14,56
2,02	0,95	10,43	5,62	7,21	14,66
2,38	1,15	10,57	5,70	7,16	14,76
2,49	1,25	10,86	5,97	7,15	14,85
2,99	1,54	11,08	6,06	6,73	16,05
3,42	1,74	11,02	6,14	6,70	16,15
3,74	1,94	11,09	6,23	6,67	16,25
4,01	2,13	11,40	6,58	6,64	16,34
4,35	2,33	11,36	6,68	6,55	16,45
4,81	2,62	9,92	7,70	6,51	16,55
5,09	2,71	9,83	7,80	5,27	22,07
5,60	2,99	9,81	7,89	5,20	22,70
6,17	3,27	9,10	9,48	5,01	25,28
6,55	3,45	9,08	9,57	5,07	25,91
7,07	3,73	9,02	9,66	5,01	26,55
7,31	3,82	8,99	9,76	5,06	27,20
7,85	4,09	8,46	10,61	4,96	27,84
7,99	4,18	8,43	10,71	5,00	28,48
8,23	4,28	8,32	10,99	5,05	29,12
7,07	3,73	8,29	11,09	5,00	29,76

Se observaron los siguientes parámetros durante el desarrollo de la prueba:

Tabla 23. Parámetros de la viga N° 1 – 100% Falla balanceada.

PARÁMETROS DE LA PRUEBA	
Carga de <i>cracking</i> (*)	3,00 Ton
Carga de falla	11,40 Ton
Deflexión total	6,58mm

Mediante los resultados es posible obtener la gráfica Esfuerzo - Deformaciones.

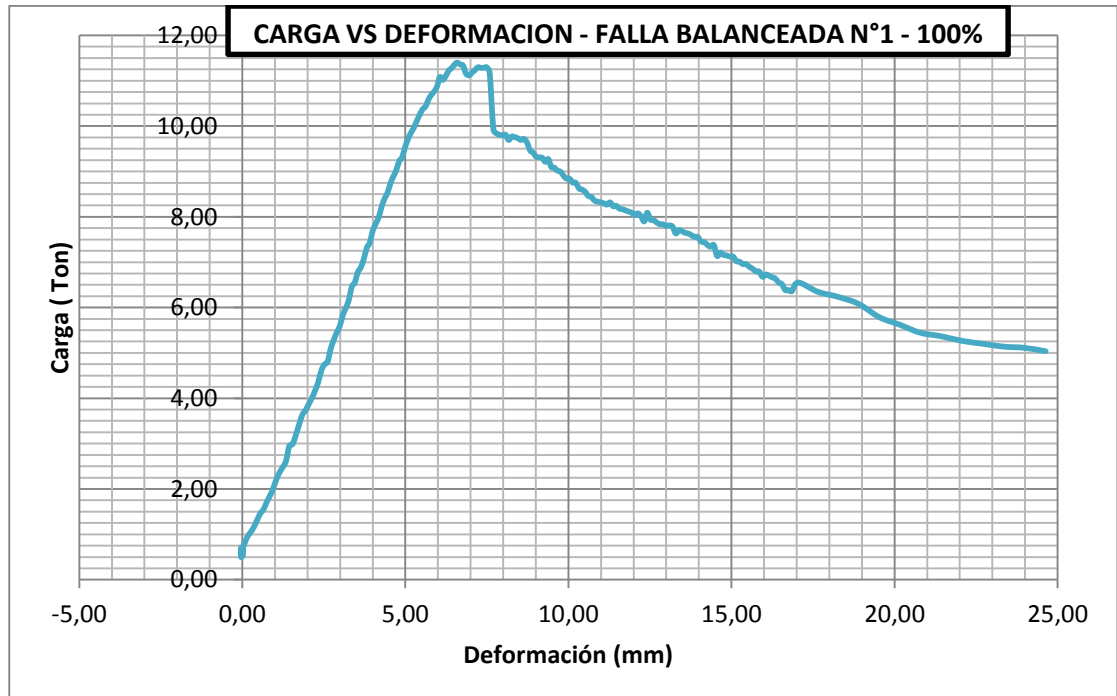


Ilustración 25. Grafica Carga vs Deformación, viga N°1- 100% condición balanceada.

(*) Hace referencia a la carga que genere la primera fisura observable.

- Viga n° 2 – 100% *p* balanceado: Este elemento no aportó lecturas de carga y deformación ya que se presentaron problemas con el equipo y las deformaciones medidas en el deformímetro no son verídicas ya que la aguja de este presentó averías durante el ensayo, únicamente se cuenta con valores de carga de falla y fisuración.

- Viga n° 3 – 95% ρ balanceado: Este elemento apporto lecturas de carga y deformación que permitieron desarrollar el análisis de parámetros de resistencia. A continuación se presentan los resultados:

Tabla 24. Lecturas de carga y deformación de viga N°3 – 95% Falla balanceada.

VIGA N° 3 - FALLA BALANCEADA 95 %					
Carga (Ton)	Deformación (mm)	Carga (Ton)	Deformación (mm)	Carga (Ton)	Deformación (mm)
0,00	0,00	8,08	4,53	10,81	9,20
0,00	0,00	8,33	4,67	10,74	9,33
0,00	0,04	8,47	4,80	10,75	9,51
0,07	0,09	8,65	4,93	10,75	9,69
0,17	0,13	8,90	5,11	10,84	9,78
0,24	0,19	9,08	5,28	10,72	9,91
0,33	0,24	9,21	5,42	10,81	10,05
0,39	0,29	9,44	5,59	10,72	10,23
1,70	0,34	9,54	5,73	10,72	10,36
2,01	0,95	9,67	5,86	10,69	10,54
2,38	1,10	9,91	6,03	10,71	10,68
2,73	1,30	10,04	6,21	10,71	10,86
2,99	1,45	10,18	6,33	10,65	10,99
3,36	1,65	10,19	6,47	10,66	11,13
3,69	1,84	10,33	6,64	10,70	11,26
4,02	2,03	10,41	6,78	10,62	11,40
4,29	2,18	10,55	6,95	10,57	11,53
4,68	2,37	10,64	7,03	10,51	11,67
4,95	2,56	10,72	7,17	10,46	11,81
5,24	2,70	10,70	7,29	10,43	11,93
5,39	2,79	10,85	7,43	10,42	12,07
5,72	2,98	10,86	7,60	10,32	12,20
5,98	3,12	10,81	7,73	10,34	12,29
6,22	3,26	10,85	7,91	10,30	12,43
6,40	3,39	10,79	8,04	10,29	12,57
6,65	3,58	10,79	8,18	10,16	12,71
6,88	3,72	10,79	8,31	10,18	12,89
7,07	3,81	10,78	8,44	10,14	13,08
7,23	3,94	10,79	8,62	10,25	13,23
7,48	4,13	10,81	8,75	10,18	13,93
7,71	4,26	10,84	8,89	9,53	15,05
7,90	4,39	10,86	9,07	9,06	16,37

Se observaron los siguientes parámetros durante el desarrollo de la prueba:

Tabla 25. Parámetros de la viga N° 3 – 95 % Falla balanceada.

PARÁMETROS DE LA PRUEBA	
Carga de <i>cracking</i> (*)	3,00 Ton
Carga de falla	10,86 Ton
Deflexión total	7,6 mm

Mediante los resultados es posible obtener la gráfica Carga - Deformaciones.

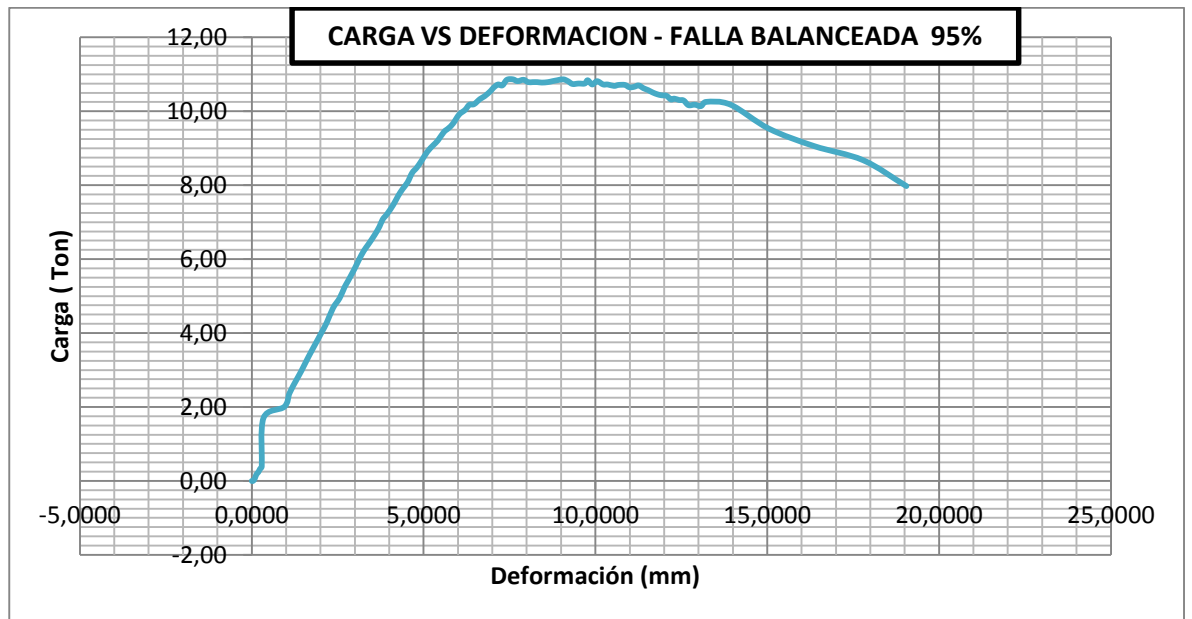


Ilustración 26. Grafica Carga vs Deformación, viga N°3- 95% condición balanceada.

(*) Hace referencia a la carga que género la primera fisura observable.

- Viga n° 3 – 90% ρ balanceado: Este elemento aporó lecturas de carga superiores a las previstas en diseño, los resultados se presentan a continuación:

Tabla 26. Cargas y deformaciones de viga N°4 – 90% Falla balanceada.

VIGA N° 4 - FALLA BALANCEADA 90 %					
Carga (Ton)	Deformación (mm)	Carga (Ton)	Deformación (mm)	Carga (Ton)	Deformación (mm)
0,00	0,00	5,84	3,85	12,02	7,98
0,00	0,01	6,05	3,97	11,97	8,06
0,00	0,05	6,32	4,13	12,14	8,20
0,02	0,09	6,61	4,25	12,24	8,32
0,09	0,15	6,86	4,37	12,32	8,46
0,16	0,21	7,07	4,48	12,40	8,58
0,20	0,28	7,25	4,56	12,56	8,64
0,23	0,34	7,56	4,72	10,99	8,79
0,58	0,40	7,77	4,83	10,92	8,93
0,77	0,91	8,00	4,95	10,97	9,14
0,93	1,10	8,24	5,07	11,14	9,25
1,23	1,35	9,34	5,18	11,36	9,37
1,55	1,53	9,49	5,79	11,37	9,48
1,79	1,73	9,73	5,94	11,62	9,60
2,07	1,91	9,82	6,05	11,55	9,72
2,43	2,08	10,10	6,17	11,58	9,87
2,78	2,32	10,30	6,28	11,60	10,03
3,20	2,49	10,43	6,38	11,64	10,14
3,61	2,73	10,52	6,47	11,64	10,26
3,83	2,85	10,58	6,54	11,78	10,36
4,06	3,02	10,75	6,65	11,64	11,45
4,17	3,13	10,84	6,76	11,42	13,06
4,25	3,18	10,86	6,87	10,83	14,64
4,30	3,22	11,04	6,94	10,01	17,11
4,34	3,24	11,00	7,02	9,26	19,65
4,43	3,28	11,25	7,13	8,61	22,13
4,46	3,31	11,45	7,23	7,98	23,81
4,51	3,35	11,50	7,36	7,07	27,20
4,60	3,38	11,69	7,47	6,61	30,65
4,74	3,42	11,79	7,61	6,16	33,14
5,15	3,53	12,06	7,76	5,66	36,56
5,47	3,69	12,14	7,87	5,33	39,91

Se observaron los siguientes parámetros durante el desarrollo de la prueba:

Tabla 27. Parámetros de la viga N° 4 – 90 % Falla balanceada.

PARÁMETROS DE LA PRUEBA	
Carga de <i>cracking</i> (*)	3,00 Ton
Carga de falla	12,56 Ton
Deflexión total	8,64 mm

Mediante los resultados es posible evidenciar la gráfica Carga - Deformaciones.

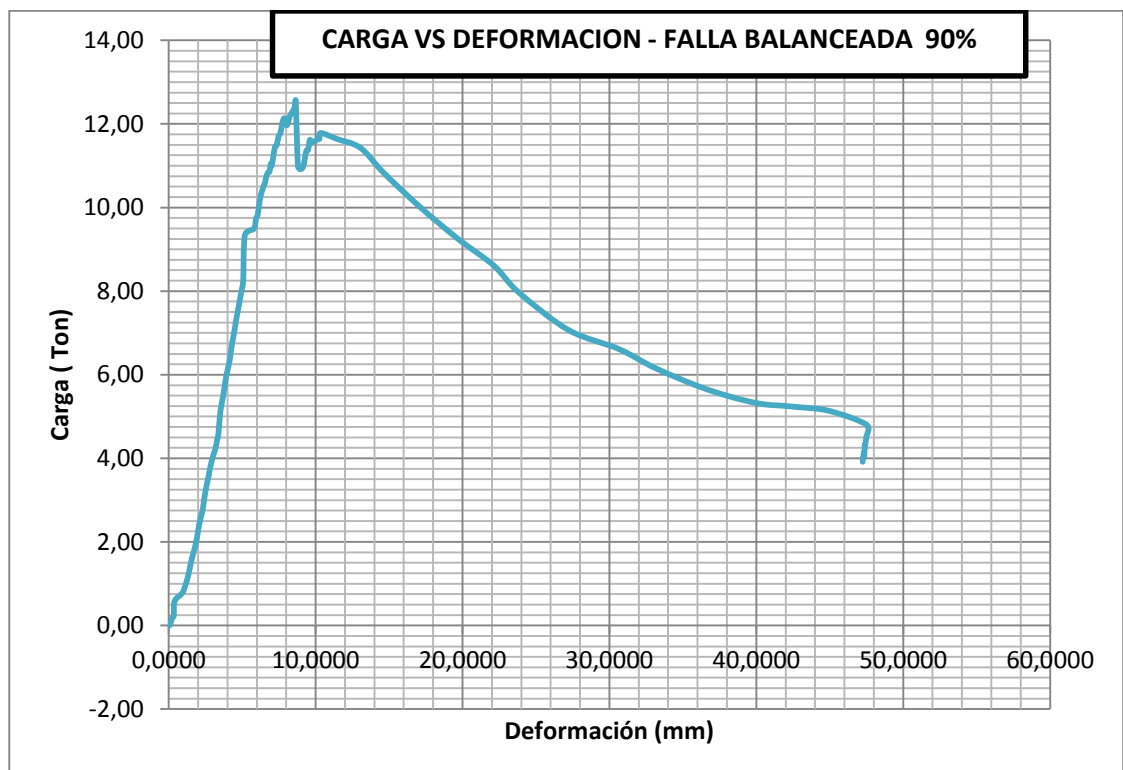


Ilustración 27. Grafica Carga vs Deformación, viga N°4- 90% condición balanceada.

(*) Hace referencia a la carga que género la primera fisura observable.

El...apartado 5.3... de este capítulo se muestra esquemáticamente los valores de capacidad de la carga de falla para cada comportamiento, estos permiten establecer mediante la comparación de cargas el tipo de falla que se presentó y así definir si los resultados son útiles para el análisis.

5.2. ANÁLISIS DE FISURAS

Observando el comportamiento de las fisuras que se presentan durante la prueba de carga de cada elemento, es posible identificar el tipo de falla que se presenta; a continuación se describen algunas características de las fisuras que permiten evaluar los diferentes tipos de falla a flexión.

5.2.2. Descripción de las fisuras observadas en vigas sub-reforzadas.

Se presentan pequeñas fisuras en la zona sometida a esfuerzos de tensión sobre el tercio central, muy cerca al centro de la luz, estas se prolongan en sentido vertical formando un ángulo recto con el refuerzo principal, a medida que se incrementa la carga y se incrementa la deflexión de la viga, se observa que las grietas se ensanchan haciéndose cada vez más visibles y se inclinan hacia el punto de aplicación de la carga debido a la combinación de esfuerzos de cortante y flexión. El comportamiento de las fisuras fue el mismo en las tres vigas.

La falla a flexión en vigas sub-reforzadas se caracteriza por ser dúctil, inicia por fluencia gradual del acero a tensión, acompañada de fisuras y amplias deflexiones, generando incremento en los esfuerzos de compresión al punto de causar el rompimiento del concreto. Este tipo de falla da aviso evidente del posible colapso del elemento.

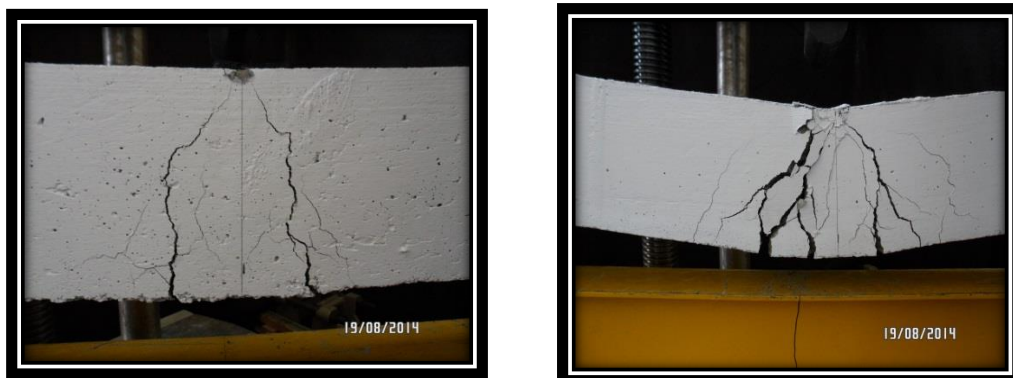


Ilustración 28. Fisuras en vigas sub-reforzadas.

5.2.3. Descripción de las fisuras observadas en vigas sobre-forzadas:

Inicialmente se presentan pequeñas fisuras de flexión en las fibras inferiores, sin ensancharse, posteriormente se observan fisuras en la parte superior del elemento que se prolongan en sentido horizontal en el centro de la luz hasta generar aplastamiento del concreto en la zona sometida a esfuerzos de compresión, las fisuras se caracterizan por no ser anchas ni muy visibles durante la falla. Este comportamiento se observó en la viga N^a1 sobre-reforzada.

La falla por compresión de un elemento de concreto reforzado es una falla repentina, explosiva y ocurre sin ningún aviso, dado que no se presentan deflexiones evidentes, por ello que debe evitarse.

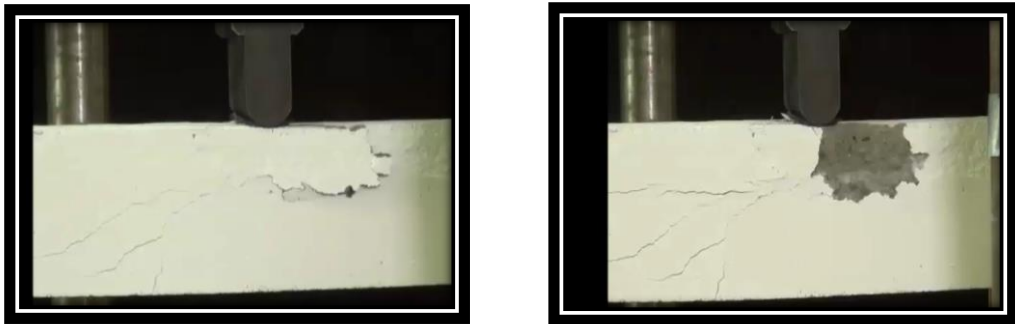


Ilustración 29: Fisuras en vigas sobre-forzadas.

5.2.4. Descripción de las fisuras observadas para vigas con condición de refuerzo balanceada

Inicialmente se presentan pequeñas fisuras de flexión en las fibras inferiores en el tercio central, transcurrido un corto periodo de tiempo se observan fisuras en la fibra superior dentro del tercio central que avanzan en sentido vertical inferior hasta que se genera el aplastamiento del concreto; las fisuras no son anchas durante la falla. Este comportamiento se evidenció en las vigas con una cuantía del 95% y 90 %.

Esta falla se presenta cuando el acero de refuerzo llega a su punto de fluencia y simultáneamente el concreto sometido a compresión alcanza su deformación de falla.



Ilustración 30. Fisuras en vigas con condición balanceada.

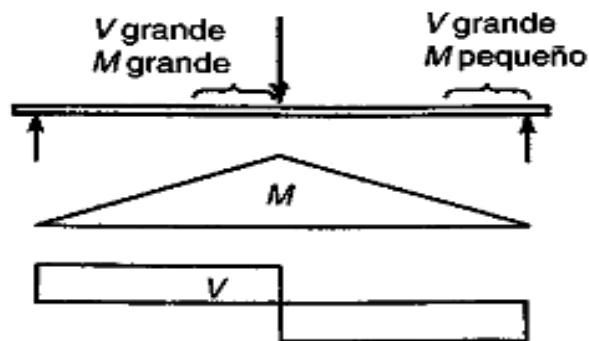
En cada uno de los comportamientos en estudio se observó que las fisuras fueron acordes con lo establecido por la teoría. Durante las pruebas de carga de manera simultánea a las fisuras correspondientes a cada comportamiento se evidenciaron fisuras atribuidas a combinación de esfuerzos cortantes y de flexión, estas se conocen como grietas de cortante- flexión, también fue posible observar grietas por concentración de carga. A continuación se expone la razón por la cual ocurrió este tipo de fisuración.

5.2.5. Descripción de la grieta de cortante-flexión y grietas por concentración de carga

Inicialmente se presenta una fisura en el tercio cercano al apoyo con características de flexión, ya que es perpendicular al refuerzo principal, esta se inclina a medida que sube hasta llegar a la fibra central superior con una inclinación cercana a cero, este tipo de comportamiento se evidenció en las vigas N° 2 y 3 de falla por compresión y en las vigas con condición balanceada; A continuación se presenta la base teórica de dichos comportamientos:

- Fisura por cortante- Flexión

De acuerdo con el modelo estructural adoptado para las pruebas, las condiciones de los apoyos y la distribución de la carga, algunas secciones de la viga se ven sometidas a valores grandes de cortante y de momento, esto genera zonas de combinaciones críticas de esfuerzos cortantes y flectores dando origen a esfuerzos conocidos como esfuerzos de tensión diagonal.



Fuente: ARTHUR H, Nilson. Cortante y tensión diagonal en vigas. En: Diseño de estructuras de concreto. Edición 12. Bogotá D.C. Emma Ariza H. 2001. 110 P

Ilustración 31. Combinaciones de cortante y momento críticas respecto al comportamiento de las fisuras.

No se ha determinado un método confiable para determinar valores del esfuerzo diagonal; se ha recurrido a resultados de ensayos y estos han demostrado que en zonas con esfuerzos cortantes altos y momentos bajos las grietas de tensión diagonal se formaban con valores de cortante promedio equivalentes a $3.5\sqrt{f'c}$ (Para esta expresión $f'c$ en $lb/pulg^2$) mientras que en zonas con esfuerzos cortantes altos y momentos altos las grietas de tensión diagonal se formaban con valores de cortante promedio equivalentes a $1.9\sqrt{f'c}$; esto indica que los grandes momentos flectores

pueden reducir la carga necesaria para la formación de fisuras de tensión diagonal a casi el doble del valor si el momento fuera muy próximo a cero⁷.

Los esfuerzos de tensión diagonal, dependen de la magnitud de los esfuerzos cortantes y de los esfuerzos de flexión que actúan en el elemento, estos se combinan generando esfuerzos principales de compresión y tensión, su magnitud es determinada mediante la siguiente expresión:

$$t = \frac{f}{2} \pm \sqrt{\frac{f^2}{4} + v^2} \quad \text{Dónde:}$$

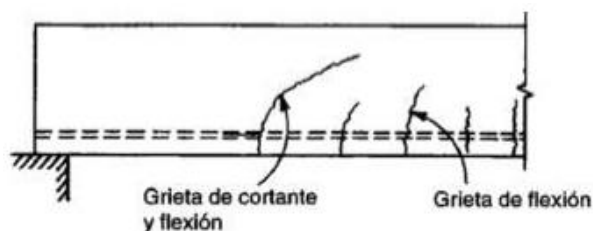
t : Esfuerzo principal.

f : Esfuerzos de flexión

v : Esfuerzo cortante.

En la...ilustración 31... se presentan los diagramas de cortante y momento dispuesto para el modelo estructural de prueba, existen dos puntos principales de análisis⁸:

- a) Puntos cercanos a los apoyos: Tienen valores de cortante altos y momentos bajos, representan muy poco o ningún agrietamiento por flexión antes del desarrollo de grietas por tensión diagonal.
- b) Puntos infinitesimalmente ubicados antes y después del centro de la luz: tienen valores de cortante y momento altos, bajo esta condición las grietas de flexión son las que se presentan en primera instancia, su ancho y longitud están bien controladas y se mantiene pequeñas gracias a la presencia del refuerzo longitudinal; No obstante, cuando el esfuerzo de tensión diagonal superior de una o más de estas grietas excede la resistencia a la tensión del concreto, la grieta se inclina en dirección diagonal y continua abriéndose y alargándose, estas grietas se conocen como grietas de cortante – flexión y son usualmente más comunes que las grietas de falla de cortante en el alma que se presentan en las zonas cercanas a los apoyos, ...la ilustración 30... muestra esquemáticamente este comportamiento.



Fuente: ARTHUR H, Nilson. Cortante y tensión diagonal en vigas. En: Diseño de estructuras de concreto. Edición 12. Bogotá D.C. Emma Ariza H. 2001. 111 P

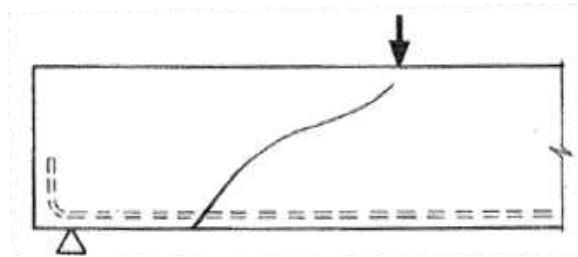
Ilustración 32. Esquema de la fisura Flexión-Cortante.

⁷ ARTHUR H, Nilson. Cortante y tensión diagonal en vigas. En: Diseño de estructuras de concreto.. Bogotá D.C. . 2001. 110 p.

⁸ ARTHUR H, Nilson. Cortante y tensión diagonal en vigas. En: Diseño de estructuras de concreto.. Bogotá D.C. . 2001. p. 110-111

- Fisura por carga concentrada

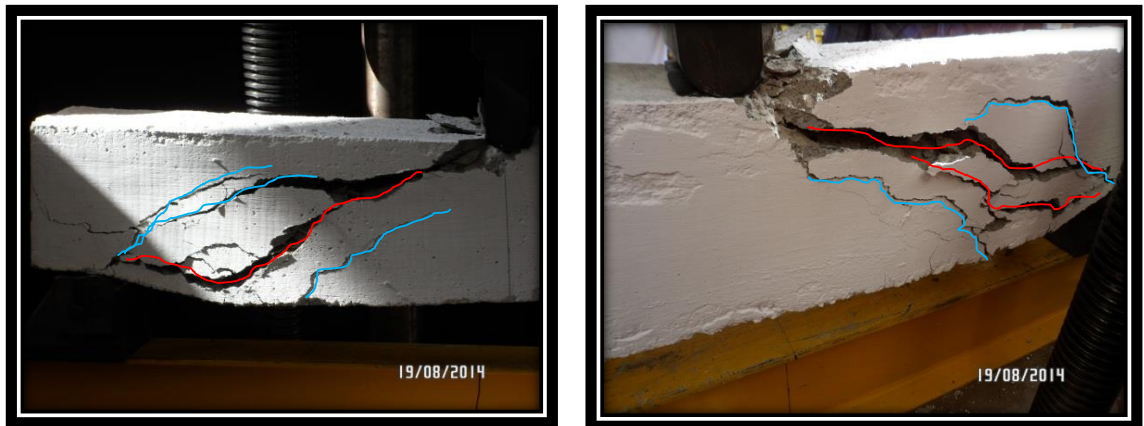
Las principales características de este tipo de fisura, es que inicia a 45° con la directriz, a nivel de la armadura de tracción y luego se inclina más dirigiéndose hacia la carga concentrada. Su ancho máximo es variable a nivel de la armadura de tracción, que se va reduciendo hasta anularse al llegar a la cabeza comprimida. Las causas de este tipo de grietas, son los excesivos esfuerzo de tensión diagonal mezclados con el efecto local de la transmisión de la carga puntual generando concentración de esfuerzos. ...la ilustración 33... muestra esquemáticamente este comportamiento⁹.



Fuente: Cabrera E. Fabián. Influencia de las aberturas transversales, en la resistencia a cortante y flexión de vigas de concreto reforzado. Bogotá D. C. 2011. p. 9 - 10

Ilustración 33. Esquema de la fisura por carga concentrada.

Las fisuras de *cortante – flexión* y de *carga concentrada* se observaron en algunas pruebas, estas se presentaron al mismo tiempo que las fisuras correspondientes a las fallas por flexión estudiadas. En la...*ilustración 34...* se esquematiza con líneas de color azul y rojo las fisuras de cortante- flexión y por concentración de carga respectivamente.



Ilustraciones 34. Fisuras por cortante – flexión y carga concentrada en vigas.

⁹ Cabrera E. Fabián. Influencia de las aberturas transversales, en la resistencia a cortante y flexión de vigas de concreto reforzado. Magíster en Estructuras. Bogotá D. C. 2011. p. 9 - 10

5.3. ANALISIS CUANTITATIVO DE CAPACIDAD DE CARGA

Con el fin de complementar el proceso de evaluación cualitativa desarrollado para analizar el tipo de falla de cada elemento, se realizó un análisis cuantitativo de las cargas de falla teóricas por flexión y cortante, para compararlas con las cargas reales de falla.

De las pruebas se obtuvo que los valores de carga de falla experimental superaron la carga teórica prevista en el diseño a flexión en cada comportamiento en estudio, debido a que las vigas fueron realizadas en condiciones controladas de laboratorio, algunas de estas fueron: buena dosificación de los materiales, control de humedades, adecuado proceso de mezcla, vaciado, vibrado y curado, entre otras, de esta manera se proporcionaron condiciones cercanas a las ideales que usualmente en obra no se cumplen.

Se decidió realizar los cálculos de resistencia correspondientes a flexión y cortante sin factores de reducción, esto con el fin de comparar las cargas de falla experimentales contra las cargas teóricas de falla de diseño (con \emptyset) y las nominales (sin \emptyset), siendo la resistencia de diseño equivalente a la nominal afectada por el factor de reducción. (Resistencia diseño = \emptyset Resistencia nominal).

Para facilitar la comparación entre las cargas de falla, se realizó un diagrama de barras para cada viga según los resultados obtenidos, en este se observan las cargas de falla teóricas de resistencia a cortante y flexión con factor de reducción en color azul y naranja, y las cargas de resistencia a cortante y flexión sin factores de reducción en color rojo y verde, respectivamente, y en color amarillo los valores experimentales de carga de falla.

A continuación se presentan las tablas de datos, el esquema comparativo y la descripción para cada comportamiento en estudio.

5.3.1 Vigas sub-reforzadas – Falla a tracción

Las cargas de diseño con y sin factores de reducción para cortante y flexión y la carga experimental de falla para las vigas correspondientes a este comportamiento son:

Tabla 28. Parámetros de capacidad de carga – falla por tracción.

PARÁMETROS DE CAPACIDAD DE CARGA FALLA A TRACCIÓN		
		Toneladas
Cargas de falla a flexión	P _{máx} (con \emptyset)	2,79
	P _{máx} (sin \emptyset)	3,10
Carga de falla a cortante	P _v máx (con \emptyset)	8,30
	P _v máx (sin \emptyset)	10,94
Carga de falla experimental	Viga N° 1	4,83
	Viga N° 2	4,25
	Viga N° 3	5,18

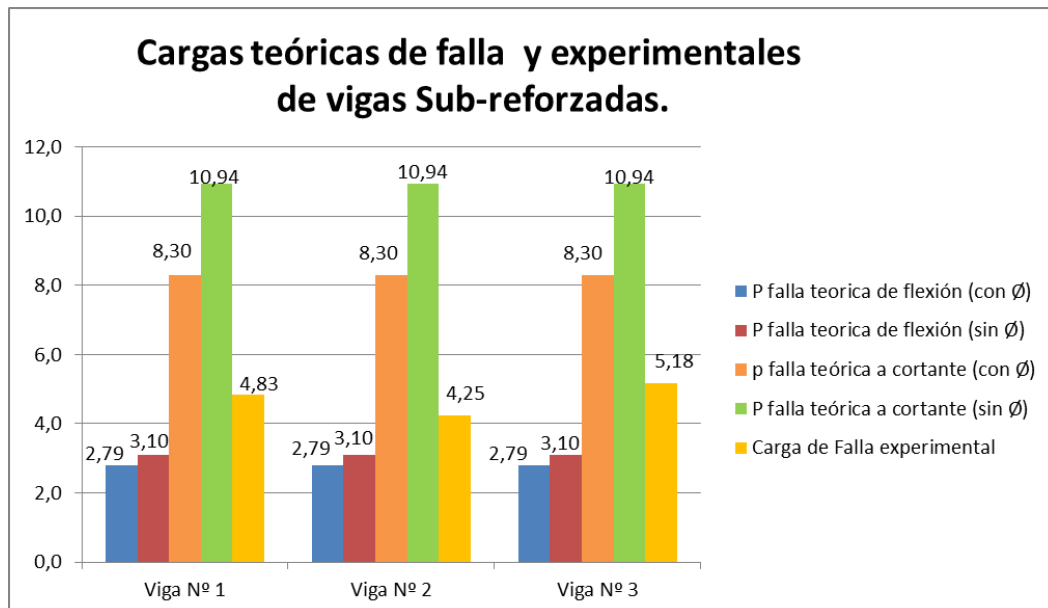


Ilustración 35. Diagrama comparativo de capacidades de carga en vigas sub-reforzadas

Las cargas de falla experimentales superaron a las cargas de falla teóricas de diseño con, esto se debe a que las condiciones de fabricación y ensayo de las vigas fueron controladas, comparando las cargas de falla teóricas nominales (sin \emptyset) se puede concluir que las vigas fallaron a flexión (falla por tracción) porque la carga de falla real superó la capacidad a flexión sin haber superado la capacidad a cortante; esto concuerda con el análisis de grietas realizado anteriormente y con los diseños previamente realizados para la construcción de las vigas.

5.3.2 Vigas sobre-reforzadas – falla a compresión

Las cargas de falla teóricas con y sin factores de reducción para cortante y flexión y la carga experimental de falla para las vigas correspondientes a este comportamiento son:

Tabla29. Parámetros de capacidad de carga – falla por compresión.

PARÁMETROS DE CAPACIDAD DE CARGA FALLA A COMPRESIÓN		
		Toneladas
Cargas de falla a flexión	P _{máx} (con \emptyset)	5,82
	P _{máx} (sin \emptyset)	8,95
Carga de falla a cortante	P _v máx (con \emptyset)	8,30
	P _v máx (sin \emptyset)	10,94
Carga de falla experimental	Viga N° 1	9,22
	Viga N° 2	10,30
	Viga N° 3	6,40

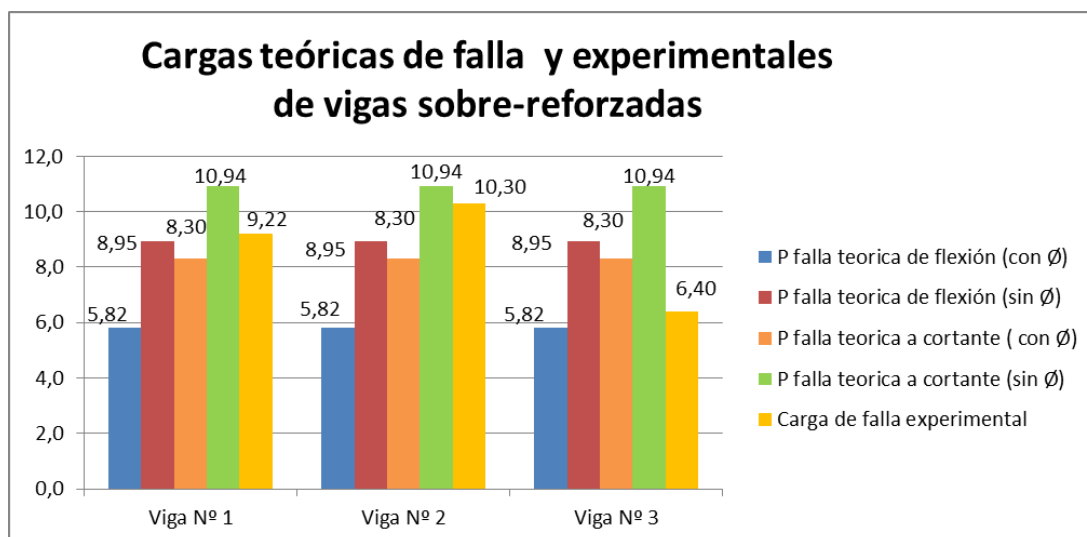


Ilustración 36. Diagrama comparativo de capacidades de carga en vigas sobre-reforzadas

Observando los esquemas se puede ver que las vigas N°1 y N°2 superaron los valores de diseño por cortante y flexión con factores de reducción, esto se debe a que las condiciones de fabricación y ensayo de las vigas fueron controladas, comparando con las cargas de falla de diseño sin factores de reducción se puede concluir que las vigas fallaron a flexión (falla por compresión) dado que el valor de carga de falla supero la capacidad a flexión sin haber superado la capacidad a cortante, en cuanto a la viga

Nº3 esta no supero los valores de carga sin factor de reducción, esto puede deberse a que posiblemente hubo variabilidad en el proceso de fabricación o en la ejecución de la prueba; la carga de falla es considerada un valor atípico ya que es mucho menor al de las otras vigas del mismo comportamiento, sin embargo, se considera que la falla fue a flexión (falla por compresión) dado que superó la resistencia de diseño a flexión con factor de reducción sin superar el valor de diseño a cortante, esto concuerda con el análisis de grietas realizado anteriormente y el diseño planteado para las vigas.

5.3.3 Vigas con porcentajes de ρ balanceado– falla balanceada

Las cargas de falla con y sin factores de reducción para cortante y flexión, la carga experimental de falla y los comentarios generales del comportamiento de las vigas dispuestas para este comportamiento se presentan a continuación:

- Vigas con condición balanceada - 100% ρ Balanceado

Las cargas de falla con y sin factores de reducción para cortante y flexión y la carga experimental de falla para las vigas dispuestas para este comportamiento son:

Tabla 30. Parámetros de capacidad de carga – falla balanceada

PARÁMETROS DE CAPACIDAD DE CARGA- FALLA BALANCEADA 100%		
		Toneladas
Cargas de falla a flexión	P _{máx} (con \emptyset)	5,13
	P _{máx} (sin \emptyset)	7,89
Carga de falla a cortante	P _v máx (con \emptyset)	7,91
	P _v máx (sin \emptyset)	10,55
Carga de falla experimental	Viga N° 1	11,40
	Viga N° 2	4,62

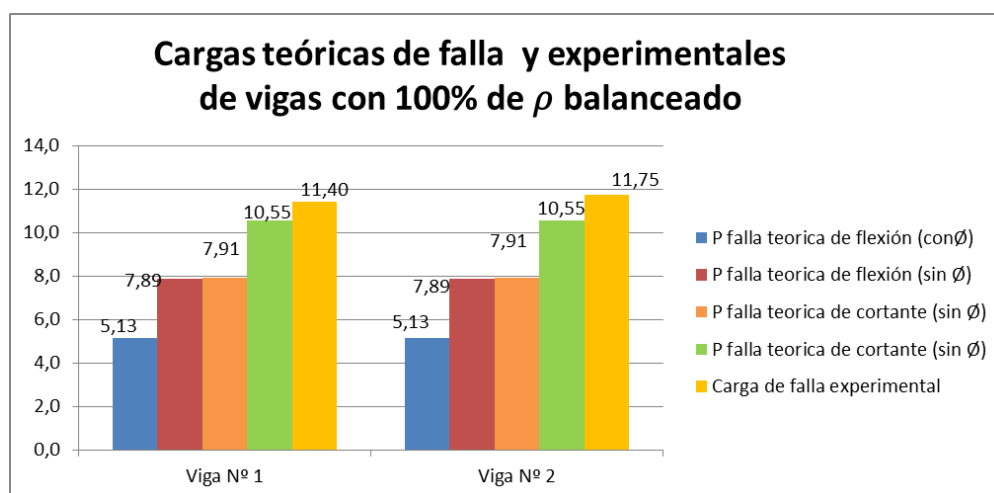


Ilustración 37. Diagrama comparativo de capacidades de carga en vigas con 100 % de ρ Balanceado.

Observando las gráficas podemos ver que los valores de carga de falla superan todas las condiciones de resistencia por cortante y flexión (con y sin factores de reducción). Comparando los valores de carga teóricos por flexión y por cortante se presenta una considerable diferencia, siendo superior el valor de resistencia por cortante, a pesar de que la carga de falla superó dicho valor es de esperarse que se agote primero la resistencia a flexión, también puede considerarse que el valor real de resistencia a cortante sea superior a la resistencia nominal, debido a que las expresiones utilizadas para determinar dichos valores son obtenidas mediante análisis estadísticos de muchos resultados de ensayos experimentales, pero estos valores incluso son conservadores especialmente en cortante, dado que es un fenómeno que no está definido con total claridad, por lo tanto las resistencias reales pueden ser mayores a las calculadas teóricamente; adicionalmente en el análisis cualitativo se describió la presencia de grietas de tipo cortante- flexión, esto puede atribuirse a que los valores de carga de falla fueron altos, aproximándose a los valores reales de resistencia a cortante. Por lo anteriormente expuesto se considera que las fallas fueron a flexión (falla balanceada).

- Vigas con condición balanceada 95% ρ Balanceado:

Las cargas de diseño con y sin factores de reducción para cortante y flexión y la carga experimental de falla para la viga correspondientes a este comportamiento es:

Tabla 31. Parámetros de capacidad de carga – falla balanceada.

PARÁMETROS DE CAPACIDAD DE CARGA FALLA BALANCEADA 95%		
		Toneladas
Cargas de falla a flexión	P _{máx} (con \emptyset)	5,46
	P _{máx} (sin \emptyset)	8,09
Carga de falla a cortante	P _{v máx} (con \emptyset)	8,30
	P _{v máx} (sin \emptyset)	10,94
Carga de falla experimental	Viga N° 1	10,86

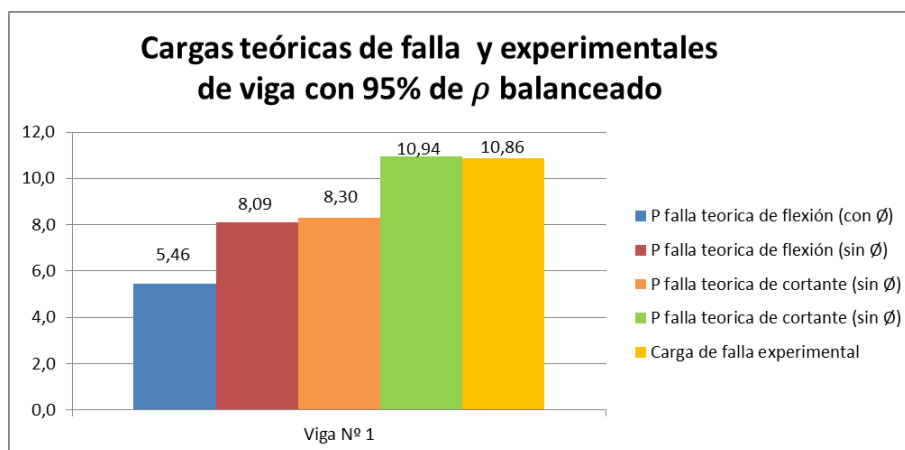


Ilustración 38. Diagrama comparativo de capacidades de carga en vigas con 95 % de ρ Balanceado

Observando el diagrama se tiene que el valor de carga de falla es muy similar al de diseño por cortante sin factor de reducción, sin embargo es de esperarse que el valor real de resistencia a cortante sea superior al nominal, de igual forma que en los anteriores casos se considera que primero se agota la resistencia a flexión antes que la resistencia a cortante, por lo tanto se considera que la falla fue por flexión (falla balanceada), como era de esperarse esto concuerda con el análisis de grietas realizado, adicionalmente en el análisis cualitativo para este comportamiento se describieron grietas de tipo cortante-flexión.

- Vigas con condición balanceada 90% ρ Balanceado

Las cargas de diseño con y sin factores de reducción para cortante y flexión y la carga experimental de falla para la viga correspondientes a este comportamiento es:

Tabla 32. Parámetros de capacidad de carga – falla balanceada.

PARÁMETROS DE CAPACIDAD DE CARGA FALLA BALANCEADA 90%		
		Toneladas
Cargas de falla a flexión	P _{máx} (con \emptyset)	5,93
	P _{máx} (sin \emptyset)	8,47
Carga de falla a cortante	P _v máx (con \emptyset)	7,91
	P _v máx (sin \emptyset)	11,33
Carga de falla experimental	Viga N° 1	12,56

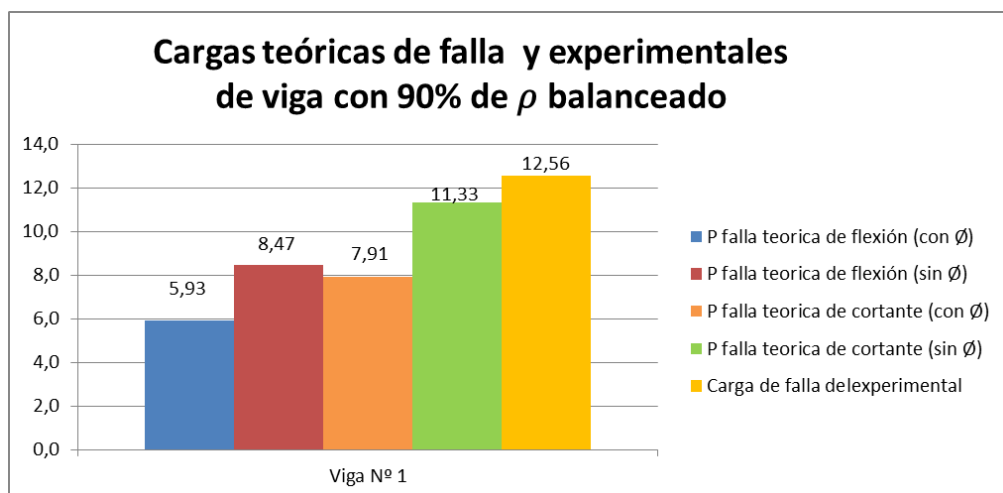


Ilustración 39. Diagrama comparativo de capacidades de carga en vigas con 90% ρ Balanceado.

Este elemento presento las mismas características de las vigas en condición balanceada con 100% ρ Balanceado, por lo tanto se puede concluir que el elemento falla a flexión (falla balanceada).

El siguiente cuadro de datos especifica los valores de carga de falla aportados por el diseño a flexión (sin factores de reducción) y carga real de falla; se presenta un factor numérico que muestra la capacidad extra o adicional respecto a la nominal a la que esta trabajado la viga, estos factores pueden atribuirse a factores de seguridad intrínsecos aportados por los modelos matemáticos de diseño y por las condiciones controladas durante la fabricación de las vigas.

Tabla 33. Cuadro comparativo de cargas de falla.

CUADRO COMPARATIVO DE CARGAS DE FALLA			
	Pn (Ton)	P falla exp. (Ton)	Factor
Falla por tracción			
Viga N ^o 1	3,10	4,83	1,56
Viga N ^o 2	3,10	4,25	1,37
Viga N ^o 3	3,10	5,18	1,67
Falla por compresión			
Viga N ^o 1	8,95	9,22	1,03
Viga N ^o 2	8,95	10,30	1,15
Viga N ^o 3	8,95	6,40	0,71
Falla balanceada			
Viga N ^o 1- 100 %	7,89	11,40	1,44
Viga N ^o 2- 100 %	7,89	11,75	1,49
Viga N ^o 3- 95 %	8,09	10,86	1,34
Viga N ^o 4- 90 %	8,47	12,56	1,48

La viga N^o3 de falla por compresión presenta un factor inferior a 1.0, esto se debe a que el valor de carga de falla no superó el valor de diseño sin factor de seguridad a pesar de haber sido fabricada bajo las mismas condiciones que las demás. El valor de esta carga se considera atípico respecto a los obtenidos para las otras dos vigas dispuestas para el mismo comportamiento.

Se realizó el cálculo de las cargas de fisuración y se compararon respecto a los valores de carga que permitieron apreciar las primeras fisuras en la superficie de la viga, estos últimos no son valores de carga adecuados para realizar una comparación dado que las fisuras que determinan el instante en que se supera la capacidad a tracción del concreto simple se pueden presentar de manera interna en el elemento y son micro fisuras que son difíciles de observar, sin embargo, se consideró tener en cuenta este análisis como un punto de comparación respecto a los valores de diseño.

Tabla 34. Cuadro comparativo de cargas de cracking

CUADRO COMPARATIVO DE CARGAS DE FISURACIÓN		
	Pcr teórica (Ton)	Pcr exp. (Ton)
Falla por tracción		
Viga Nª 1	1,06	1,25
Viga Nª 2	1,06	2,75
Viga Nª 3	1,06	2,50
Falla por compresión		
Viga Nª 1	1,27	3,75
Viga Nª 2	1,27	4,00
Viga Nª 3	1,27	4,25
Falla balanceada		
Viga Nª 1- 100 %	1,16	3,00
Viga Nª 2- 100 %	1,16	3,00
Viga Nª 3- 95 %	1,19	3,00
Viga Nª 4- 90 %	1,22	3,00

Los valores de deflexión en la falla y carga de falla para cada comportamiento se presentan a continuación:

Tabla 35. Cargas y deflexiones de falla para cada comportamiento.

CARGAS Y DEFLEXIONES DE FALLA		
	Carga de falla exp. (Ton)	Deflexión en la falla (mm)
Falla por tracción		
Viga N ^o 1	4,83	-
Viga N ^o 2	4,25	-
Viga N ^o 3	5,18	48,08
Falla por compresión		
Viga N ^o 1	9,22	6,53
Viga N ^o 2	10,30	6,46
Viga N ^o 3	6,40	7,61
Falla balanceada		
Viga N ^o 1- 100 %	11,40	6,58
Viga N ^o 2- 100 %	11,75	-
Viga N ^o 3- 95 %	10,86	7,60
Viga N ^o 4- 90 %	12,56	8,64



Ilustración 40. Cargas y deflexiones de falla para cada comportamiento.

Observando la...ilustración 40... y la...Tabla 35... se puede definir que la deflexión de la viga sub-reforzada en la falla es mucho mayor que las observadas en vigas sobre-reforzadas y con condición balanceada, esto es acorde con lo establecido por la teoría.

Los valores de carga de falla varían una pequeña proporción para cada comportamiento, con excepción de la viga N° 3 de compresión, dicha variabilidad puede deberse a muchos factores, entre estos: el concreto es un material altamente heterogéneo por naturaleza, a la exactitud en la ubicación de todas las vigas para ejecutar la prueba de carga, entre otras.

6 CONCLUSIONES

- Los análisis de cargas y de fisuras permitieron establecer que los comportamientos observados durante las pruebas de los elementos previstos para cada comportamiento en estudio, son los correspondientes a los establecidos por la teoría.
- El estudio de vigas de concreto reforzado sometidas a flexión implica conocimientos en el ámbito de los concretos y las estructuras, adicionalmente el comportamiento de las fisuras es muy variable y requiere de un análisis complementario y exhaustivo que permita determinar con exactitud la causa de las fisuras.
- Los valores de carga de falla obtenidos para cada comportamiento fueron superiores a los previstos por el diseño a flexión, esto se atribuye a que se controlaron etapas del proceso constructivo, considerando implementar materiales de la mejor calidad, adecuadas condiciones de humedad de los agregados y un buen proceso de vaciado, vibrado, y curado; respecto a las pruebas de carga, se controló la correcta ubicación del elemento y la velocidad de aplicación de la carga; también es posible atribuirlo al hecho de que los modelos matemáticos utilizados para el diseño de las vigas son conservadores y poseen factores de seguridad intrínsecos.
- En las vigas sub-reforzadas dispuestas para la evaluación de falla por tracción se observaron grietas características de este tipo de comportamiento respecto a lo que establece la teoría, estos elementos se caracterizaron por tener grandes deflexiones de hasta 48 mm, producto de la fluencia del acero.
- Las vigas sobre-reforzadas permitieron evidenciar el comportamiento correspondiente a la falla por compresión, obteniendo bajas deflexiones del orden de 6 - 8 mm y cargas superiores a las obtenidas en vigas sub-reforzadas en concordancia con la teoría.
- Las vigas con condición balanceada presentaron deflexiones bajas del orden de 6 – 8 mm y los valores de carga de falla fueron superiores a los obtenidos para vigas sobre-reforzadas, el comportamiento fue concordante con el previsto por la teoría, dado que fue posible observar de manera simultánea el agrietamiento en las zonas sometidas a esfuerzos de tracción y compresión sobre el centro de la luz.
- Las fisuras observadas en cada comportamiento fueron acordes a lo establecido en la teoría para cada una de estas, sin embargo, fue posible evidenciar de manera simultánea en las vigas N° 2 y N°3 del comportamiento de falla por compresión y en todas las vigas para comportamiento de falla balanceada grietas debidas a concentración de carga y cortante-flexión.

- En función de las condiciones del laboratorio de estructuras se implementó el modelo estructural de una viga simplemente apoyada con carga puntual en el centro de la luz, este modelo aportó altos valores de cortante y de momento, principalmente en el centro de la viga, dando origen a fisuras correspondientes al comportamiento por cortante-flexión, sin embargo, el comportamiento de las fallas que se propuso con este trabajo fue posible desarrollarlo ya que se presentaron las características típicas de cada tipo de falla.
- La presencia de grietas por concentración de carga y debidas a esfuerzos de tensión diagonal dificultó el análisis de fisuras de los diferentes comportamientos estudiados.
- Se establecieron los diseños del refuerzo y del concreto simple cumpliendo con las especificaciones establecidas en la NSR-10. Se abordaron parámetros concernientes al diseño por flexión, diseño por cortante y longitud de desarrollo para cada comportamiento en estudio. Fue posible establecer con materiales de esta región una dosificación en proporciones en volumen que garantizara los parámetros de manejabilidad y resistencia del concreto simple.
- Se desarrollaron pruebas de laboratorio con el fin de evaluar los valores abordados dentro de los procesos de cálculo, para el acero de grado 60 se obtuvo un esfuerzo de fluencia $F_y = 407\text{MPa}$ correspondiente al 97% del de diseño ($F_y=420\text{MPa}$). Se evaluó la resistencia a la compresión del concreto simple (f'_c), obteniendo un valor promedio de 210.12 Kg/cm^2 equivalente al 100% del considerado en los cálculos de diseño. Se implementaron procesos estandarizados durante la construcción y pruebas de carga con el fin de conservar la integridad de las vigas y evitar la variabilidad de los resultados; Como reflejo ante las consideraciones anteriormente expuestas se obtuvieron valores de carga y deformación de poca variabilidad para cada comportamiento.
- Como análisis adicional a los resultados obtenidos se intentó realizar una evaluación preliminar de la degradación de la rigidez a flexión de la viga (EI), despejando el valor del módulo de elasticidad (E) a partir de la expresión para el cálculo de la deflexión por flexión y cortante en el campo elástico del concreto reforzado, pero no fue posible debido a que las primeras lecturas de deformación obtenidas al inicio del ensayo (campo elástico) están alteradas por las condiciones de operación del equipo, tales como el acomodamiento para la transferencia de carga, la condición de los apoyos y el hecho de que las lecturas de deformación se realizan con un mecanismo que registra el desplazamiento de la superficie de la máquina, mas no la deformación neta del elemento en el tramo inicial de la prueba.
- Para cada uno de los comportamientos en estudio se requiere de un mayor número de pruebas, que permitan ratificar de forma segura el comportamiento en estudio, siempre y cuando se garanticen los parámetros de resistencia del concreto simple y del acero, es importante resaltar que el concreto simple es un material altamente heterogéneo y esto puede tener gran influencia en la veracidad de los resultados.

7 RECOMENDACIONES

Para futuros trabajos de investigación que requieran de los ensayos de laboratorio se hacen las siguientes sugerencias:

- Contar con equipos de medición calibrados que permitan obtener valores confiables de deformación, tales como deformímetro con soportes adecuados y galgas de deformación para medición de deformaciones locales.
- Desarrollar pruebas piloto que permitan evaluar el estado de los equipos y el conocimiento de los operarios respecto al manejo de los equipos, esto con el fin de evitar imprevistos con los datos.
- Implementar sistemas de montaje que proporcionen simetría respecto a las superficies de apoyo, evitando la presencia de fuerzas internas que puedan dar origen a otros comportamientos.
- Contar con dispositivos de transporte y accesos a los laboratorios adecuados que faciliten el desarrollo de las actividades necesarias para llevar a cabo los ensayos.
- Para el diseño de la mezcla de concreto simple, es pertinente realizar el secado de los agregados con el fin de evitar variabilidad respecto a las cantidades de agua, también se recomienda desarrollar las mezclas en días donde la variación climática sea mínima ya que esto afecta considerablemente las condiciones de manejabilidad y resistencia.
- Durante las pruebas de resistencia a la compresión del concreto simple es conveniente implementar el refrentado de los cilindros con azufre y no mediante las bandas de neopreno, dado que estas acumulan deformaciones, es importante que en dicho proceso se garanticen las condiciones de seguridad industrial necesarias.
- Se propone para posteriores estudios analizar los siguientes aspectos:
 - ✓ Ensayar vigas simplemente apoyadas, utilizando carga uniformemente distribuida o cargas puntuales que disminuyan el efecto de la concentración de la carga y de la presencia simultánea de altos esfuerzos cortantes y altos esfuerzos de flexión.

- ✓ Estudiar el comportamiento de la fisuración por cortante – flexión y por concentración de carga.
- ✓ Evaluar mediante una adecuada medición las deformaciones en el concreto y en el acero de las vigas, para determinar los diagramas de deformación reales y poder establecer análisis de momento curvatura y degradación de la rigidez o daño en las vigas.

8 BIBLIOGRAFIA

Arthur H. Nilson. Materiales. En: Diseño de estructuras de concreto. Santafé de Bogotá –Colombia. Emma Ariza H. 2001. p.28 - 60

Arthur H. Nilson.. Análisis y diseño a flexión en vigas. En: Diseño de estructuras de concreto. Santafé de Bogotá –Colombia. Emma Ariza H. 2001. p. 62 - 84

Arthur H. Nilson.. Cortante y tensión diagonal. En: Diseño de estructuras de concreto. Santafé de Bogotá –Colombia. Emma Ariza H. 2001. p. 105 - 115

Cabrera E. Fabián. Influencia de las aberturas transversales, en la resistencia a cortante y flexión de vigas de concreto reforzado. Magister en ingeniería estructuras. Universidad Nacional de Colombia. 2011. p. 9 - 12

Gere, James M. Tensiones en vigas. En: Resistencia de materiales. Estados Unidos. THOMSON. Gabriel Bugeta Castelltort. 2002. p. 314 – 317

INSTITUCO COLOMBIANO DE NORMAS TECNICAS. Normas Colombianas para la presentación de trabajos escritos. 2 ed. Santafé de Bogotá. ICONTEC. 2008. p. 1-37. NTC 1486

INSTITUCO COLOMBIANO DE NORMAS TECNICAS. Normas Colombianas para la presentación de trabajos escritos. 2 ed. Santafé de Bogotá. ICONTEC. 2008. p. 1-33 . NTC 5613

INSTITUTO NACIONAL DE VIAS. Asentamiento del concreto (Slump). 2007. p. 1 - 4. INV E 404-07

INSTITUTO NACIONAL DE VIAS. Ensayo a tensión de barras y alambre de acero. .Santafé de Bogotá. ICONTEC. 2007. p. 1-14 INV E 501-07

INSTITUTO NACIONAL DE VIAS. Elaboración y curado en el laboratorio de muestras de concreto para ensayos de compresión y flexión. 2007. p. 1-15. INV E 402-07

INSTITUTO NACIONAL DE VIAS. Elaboración y curado en el laboratorio de muestras de concreto para ensayos de compresión y flexión. 2007. p. 1-15. INV E 402-07

INSTITUTO NACIONAL DE VIAS. Resistencia a la compresión de cilindros de concreto. 2007. 1-16 P. INV E 402-07

Jiménez Montoya Pedro. Solicitaciones tangenciales, esfuerzo cortante. En: Hormigos Armado. Barcelona. 2000. p. 350-355

McCormac Jack C. Análisis de vigas sometidas a flexión. En: Diseño de concreto reforzado. México D.F. Jost De la Cera Alonso. 2002. p. 33-45

Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. Reglamento Colombia de Construcción Sismo Resistente. NSR-10. Bogotá D.C - Colombia. Asociación Colombiana de ingeniería Sísmica. 2010.

Ortega C. Roger. Concreto Armado 1. s.p.i.

Rivera L. Gerardo A. Dosificación de mezclas de concreto. En: Concreto simple. Popayán- Colombia. 2012. p. 169-170

Rivera L. Gerardo A. Dosificación de mezclas de concreto. En: Concreto simple. Popayán- Colombia. 2012. 174-179 P

Rivera L. Gerardo A. Proporciones en volumen suelto. En: Concreto simple. Popayán- Colombia. 2012. p. 219 - 226

R. Park y T. Paulay. Resistencia de los miembros sometidos a flexión. En: Estructuras de concreto reforzado. México D.F. Sergio Fernández Everest. 1988. p. 65-73

ANEXO A

- DISEÑO DE VIGA SUB-REFORZADA - FALLA A TRACCIÓN

Esta memoria de cálculo presenta de forma clara la obtención de cada parámetro evaluado durante el diseño del elemento, puede considerarse como cálculo tipo. Se suministran 2 barras # 3, los parámetros del diseño se presenta a continuación:

Tabla 36. Parámetros de diseño – Falla por tracción.

PARÁMETROS DE DISEÑO	
Ancho de sección (m)	0,16
Altura de la sección (m)	0,18
Recubrimiento – R(m)	0,04
Prof. Efectiva- d(m)	0,14
Área de acero- A_s (cm^2)	1,43
F'c (MPa)	21
Fy (MPa)	420

a) Cuantía de acero suministrado.

La cuantía de acero suministrado a la viga es determinada mediante la siguiente expresión:

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

Remplazando los parámetros se tiene que:

$$\rho_{\text{suministrado}} = 0.0063$$

$$\rho_{\text{mínimo}} = 0,0033 < \rho_{\text{suministrado}} < \rho_{\text{máximo}} = 0,01366$$

Dicha cuantía garantiza una falla por tracción que proporciona adecuada ductilidad.

b) Resistencia a la flexión.

Para una viga sub-reforzada o controlada por tracción el momento nominal o teórico es determinado mediante la siguiente expresión:

$$\phi Mn = \phi * A_s * f_y * \left(d - \frac{0.59 A_s * f_y}{f'_c * b} \right)$$

Con $\phi = 0.9$, se tiene que:

$$\phi Mn = 0.7 Tn - m$$

c) Carga de falla.

Para hallar la carga que podrá soportar el elemento, se tiene presente que la resistencia requerida a la flexión para el modelo estructural de una viga simplemente apoyada sometida a una carga puntual en el centro de la luz, es:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{P_{m\acute{a}x} * l}{4}$$

La carga generará la falla del elemento cuando se cumpla que:

$$M_{m\acute{a}x} = \phi M_n$$

Por lo tanto, se tiene que:

$$\phi M_n = \frac{P_{m\acute{a}x} * l}{4}$$

Finalmente la carga puntual que generará la falla del elemento, será:

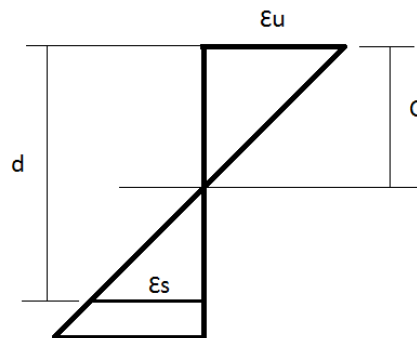
$$P_{m\acute{a}x} = \frac{4 \phi M_n}{l}$$

Reemplazando se tiene que:

$$P_{m\acute{a}x} = 2.8 T_n$$

d) Chequeo de deformación unitaria.

Se realizó el cálculo de deformaciones unitarias del acero aplicando la siguiente relación de triángulos semejantes:



Fuente: ARTHUR H, Nilson. Análisis y diseño a flexión de vigas. En: Diseño de estructuras de concreto. Edición 12. Bogotá D.C. Emma Ariza H. 2001. 65 P

Ilustración 41. Diagrama de deformaciones.

$$\frac{\epsilon_s}{d - C} = \frac{\epsilon_u}{C}$$

La única incógnita es la deformación unitaria del acero, ya que el valor de C es determinado mediante las siguientes expresiones:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 f'_c * b}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1}$$

Obteniendo como resultado un valor de 0,0141, dicho valor es superior a 0,005, el cual establece la norma NSR-10 como límite inferior para falla por tracción; Finalmente la deformación unitaria del acero garantiza que la viga fallará por tracción.

e) Diseño a cortante:

Se realizaron los cálculos correspondientes al diseño a cortante aplicando las fórmulas que aparecen a continuación:

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{P_{m\acute{a}x}}{2} \quad ; \quad \text{D\acute{o}nde:}$$

$V_{m\acute{a}x}$: Cortante m\acute{a}ximo para una viga simplemente apoyada con carga puntual aplicada en el centro de la luz.

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

$$\phi V_s = V_{m\acute{a}x} - \phi V_c$$

Se obtuvieron los siguientes valores:

$$\phi V_c = 1.31 \text{ Tn}$$

$$V_{m\acute{a}x} = 1.4 \text{ Tn}$$

$$\phi V_s = 0.09 \text{ Tn}$$

La separaci3n de estribos se determina aplicando la siguiente ecuaci3n:

$$S = \frac{\phi A_s f_y d}{\phi V_s}$$

Se tiene que la separaci3n entre estribos ser\acute{a}:

$$S = 324 \text{ cm}$$

Por facilidad del proceso constructivo se consider3 estribos de ¼ Pulgada cada 0.10 m en todos los dise\~nos.

f) Chequeo de la separación entre barras de refuerzo longitudinal.

Aplicando la siguiente formula:

$$\text{Separación} = \frac{b - 2(\text{Recubrimiento lateral}) - (\#barras)(D\#3) - 2(D.E)}{(\# \text{ de espacios entre barras})}$$

Aplicando la ecuación se tiene que:

$$\text{Separación} = 7.8 \text{ cm} > 1 \text{ pulg} = 2.54 \text{ cm}$$

Se cumple con la separación mínima establecida en el numeral C.7.6.1 NSR-10

g) Longitud desarrollo.

Mediante la ecuación (1.9) de la norma NSR – 10 en su apartado C.12.2.3 del título C, se tiene que:

$$l_d = \left[\left(\frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f'_c}} \right) \left(\frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{Cb + Ktr} \right) \right] db$$

Reemplazando los términos en la ecuación, se tiene que:

$$l_d = 0.633 \text{ m}$$

Como la longitud total de la viga es de 1,16 m se tiene que la longitud desde centro de la luz al extremo del elemento será de 0,56 m, dimensión establecida descontando recubrimiento, por lo cual se requiere aplicar gancho para garantizar el anclaje de las barras #3.

No se considera colocar gancho estandar de 90° dado a que la longitud del gancho requerida por la norma supera la altura de la viga.

Se considera utilizar gancho estandar a 180°, la norma NSR-10 en el numeral C.12.5.3 establece que la longitud de desarrollo es determinada mediante:

$$l_{dh} = \left(\frac{0,24 \Psi_e f_y}{\lambda\sqrt{f'_c}} \right) * db$$

Por lo tanto se requiere una longitud de desarrollo con gancho igual a:

$$l_{dh} = 0,209 \text{ m}$$

Como la longitud del refuerzo desde la sección crítica hasta el extremo del elemento es de 0,56 m, es mayor a la longitud de desarrollo que se requiere con gancho a 180°, entonces se garantiza que el refuerzo en dicha sección no se desprendera del concreto.

h) Longitud total del refuerzo a flexión.

La longitud total del refuerzo se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\text{long. total del refuerzo principal} = (\text{long. viga} - 2R) + 2 \text{ long. gancho}$$

Se tuvo en cuenta los detalles que la norma NSR-10 establece en la figura CR -12.5 para los ganchos a 180° (Título C, pág. C-223); Se encontró que la longitud necesaria del gancho es de 8 cm, además a esa longitud se le aumento 0.05 m teniendo en cuenta que por el formado del refuerzo se requiere algunos centímetros extras; por lo tanto la longitud del gancho es de 13 cm.

Aplicando la ecuacion anterior se obtuvo una longitud total del refuerzo de:

$$\text{long. total del refuerzo principal} = 1,38 \text{ m}$$

Nota: Por facilidad del proceso se considero una longitud igual a 1,5 metros en todos los diseños.

• DISEÑO DE VIGA SUBRE-REFORZADA - FALLA A COMPRESIÓN

Para este comportamiento se considero suministrar 2 barras # 5 y 1 # 6, se tienen los siguientes parámetros de diseño:

Tabla 37: Parámetros de diseño – Falla por compresión.

PARÁMETROS DE DISEÑO	
Ancho de sección (m)	0,16
Altura de la sección (m)	0,18
Recubrimiento – R(m)	0,04
Prof. Efectiva- d(m)	0,14
Área de acero- As (cm ²)	6,81
F'c (MPa)	21
Fy (MPa)	420

a) Cuantía de acero suministrado.

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = 0,0304$$

$$\rho \text{ suministrado} \geq \rho \text{ máximo} = 0,01366$$

Dicha cuantía garantiza una falla a compresión de origen repentino.

b) Resistencia a la flexión.

En las vigas sobre-reforzadas no se presenta fluencia del acero, por lo tanto para determinar el momento nominal se procede de la siguiente manera:

$$C = T \quad ; \quad \text{Dónde:}$$

$$C = 0,85 f'_c * a * b$$

$$T = A_s * f_s$$

Como el acero aún permanece en el campo elástico, se tiene que el esfuerzo en el acero es directamente proporcional a la deformación unitaria.

$$f_s = E_s * \epsilon_s$$

Por lo tanto, aplicando compatibilidad de deformaciones, se obtiene:

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_u}{C} (d - C)$$

Reemplazando en la primera expresión, se obtiene una ecuación de segundo grado, de la cual es posible obtener "a".

$$0,85 f'_c a b = A_s E_s \frac{\epsilon_u}{a/\beta_1} (d - C) \quad ; \quad C = a/\beta_1$$

Reordenando la expresión, se tiene:

$$(f'_c b) a^2 + \left(\frac{A_s E_s \epsilon_u}{0,85} \right) a - (A_s E_s \epsilon_u d) = 0$$

La ecuación cuadrática es desarrollada aplicando el método de la "Fórmula general", que se muestra a continuación:

$$X = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

Obteniendo:

$$a = 7,73 \text{ cm}$$

Finalmente el momento nominal es igual a:

$$\phi M_n = \phi * C * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Lo que es igual a:

$$\phi M_n = \phi * 0,85 f'_c a b \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Aplicando dicha expresión, se obtuvo:

$$\phi Mn = 1,45 Tn - m$$

c) Carga de falla.

Aplicando:

$$P_{\text{máx}} = \frac{4 \phi Mn}{l}$$

Se obtiene que:

$$P_{\text{máx}} = 5,82 Tn$$

d) Chequeo de deformación unitaria.

Se tiene que:

$$a = C \beta_1$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7,73}{0,85} = 9,09 \text{ cm}$$

Por compatibilidad de deformaciones, tenemos que:

$$\frac{\varepsilon_s}{d - C} = \frac{\varepsilon_U}{C}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_U}{C} \times (d - C) = 0,0016$$

$$0,0016 < 0,0021$$

Como este valor es menor al valor de fluencia del acero es posible garantizar falla por compresión.

e) Diseño a cortante:

Aplicando las siguientes expresiones:

$$V_{\text{máx}} = \frac{P_{\text{máx}}}{2}$$

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

$$\phi V_s = V_{\text{máx}} - \phi V_c$$

Se tiene que:

$$\phi V_c = 1,31 Tn$$

$$V_{\text{máx}} = 2,91 Tn$$

$$\phi V_s = 1,6 Tn$$

La separación de estribos se determina aplicando la siguiente ecuación:

$$S = \frac{\phi A_v f_y d}{\phi V_s}$$

La separación entre estribos será:

$$S = 17 \text{ cm}$$

f) Chequeo de separación entre barras.

$$\text{Separación} = 2,82 \text{ cm} > 2,54 \text{ cm}$$

Cumple con la separación mínima (numeral C.7.6.1 NSR-10).

g) Longitud desarrollo:

Se realizó el cálculo para la barra más crítica, es decir la de mayor diámetro (#6), se utilizó la formula C.12-1 del numeral C.12.2.3 del título C de la NSR-10, la cual se muestra a continuación:

$$l_d = \left[\left(\frac{f_y}{1,1\lambda \sqrt{f'_c}} \right) \left(\frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{Cb + Ktr} \right) \right] db$$

Obteniendo:

$$l_d = 121 \text{ cm}$$

Como esta longitud es mayor a la distancia disponible desde la sección crítica y el extremo del elemento (56 cm), se requiere de gancho, por lo tanto se utiliza gancho estandar a 180°, Su calculo se muestra a continuacion.

Aplicando la siguiente expresion:

$$l_{dh} = \left(\frac{0,24 \psi_e f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) \times db$$

Se obtiene que:

$$l_{dh} = 42 \text{ cm}$$

h) Longitud total del refuerzo a flexión:

La longitud del gancho requerido por la norma es de 13 cm (figura CR12.5 del título C de la NSR-10), nuevamente se agregaron 5 cm teniendo en cuenta el doblado de la barra. En total para el gancho se dejaron 18 cm.

Por lo tanto:

$$\text{long. total del refuerzo principal} = 1,48 \text{ m}$$

- VIGAS CON CONDICIÓN BALANCEADA.

Para este comportamiento se espera que una vez se alcance la fluencia en el acero de manera simultanea se produzca la falla del concreto y a su vez del elemento; Con el fin de tener un rango de puntos que permitan observar el tipo de falla en estudio, se considero diseñar cuatro vigas con diferentes porcentajes de refuerzo de ρ balanceado, así: Dos unidades al 100% de la cuantia de acero balanceada, una al 95% y otra al 90%.

El valor de la cuantia de acero balanceada es determinado a partir de la siguiente expresión:

$$\rho_{balanceado} = 0,85 \frac{f'_c}{f_y} \beta_1 \left(\frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} \right)$$

Esta expresión se deduce al igualar la resultante de fuerza de la zona sometida a compresion en la seccion transversal del elemento con la resultante de fuerza a tension del refuerzo.

Obteniendo un valor de:

$$\rho = 0,02168$$

Este valor se cumple para $f_y = 420 \text{ Mpa}$, $\epsilon_u = 0,002$ (Deformación unitaria última en el concreto) y $\epsilon_y = 0,003$ (Deformación unitaria cuando el acero entra en fluencia).

A continuación se presenta el diseño y las consideraciones para cada elemento.

- VIGA CON 100% $\rho_{balanceado}$:

Para este diseño se proporcionaran 2 barras # 5 y 1 # 3, lo cual aporta un área de acero igual a $4,67 \text{ cm}^2$. Mediante la siguiente expresión es posible determinar la profundidad efectiva del diseño en estudio:

$$\rho_{balanceado} = \frac{A_s}{b * d}$$

La profundidad efectiva para garantizar dicha cuantia, será:

$$d = 13.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto se tiene los siguientes datos para la viga:

Tabla 38. Parámetros de diseño – Falla Balanceada 100 %

PARÁMETROS DE DISEÑO	
Ancho de sección (m)	0,16
Altura de la sección (m)	0,18
Recubrimiento – R(m)	0,04
Prof. Efectiva- d(m)	0,135
Área de acero- As (cm ²)	4,67
F'c (MPa)	21
Fy (MPa)	420

a) Cuantía de acero:

$$\rho = 0,02168$$

$$\rho \text{ suministrado} = \rho \text{ balanceado} = 0,02168$$

b) Resistencia a la flexión.

Aplicando:

$$\Phi Mn = \Phi * As * fy * \left(d - \frac{0.59 As * fy}{f'c * b} \right)$$

Tenemos:

$$\Phi Mn = 1,28 Tn - m$$

c) Carga de falla.

Aplicando la siguiente expresión:

$$P_{\text{máx}} = \frac{4 Mn}{l}$$

Se tiene que el valor de carga será:

$$P_{\text{máx}} = 5,13 Tn$$

d) Diseño a cortante.

Aplicando las siguientes expresiones:

$$V_{\text{máx}} = \frac{P_{\text{máx}}}{2}$$

$$\Phi Vc = \Phi 0,17 \lambda \sqrt{f'c} bw d$$

$$\phi V_s = V_{\text{máx}} - \phi V_c$$

Se tiene que:

$$\phi V_c = 1,26 Tn$$

$$V_{\text{máx}} = 2,56 Tn$$

$$\phi V_s = 1,30 Tn$$

La separación de estribos se determina aplicando la siguiente ecuación:

$$S = \frac{\phi A_v f_y d}{\phi V_s} = 21 \text{ cm}$$

e) Chequeo de la separación entre barras de refuerzo longitudinal.

Se obtuvo:

$$\text{Separación} = 2.8 \text{ cm} > 1 \text{ pulg} = 2.54 \text{ cm}$$

Cumple con la separación mínima (numeral C.7.6.1 NSR-10).

f) Longitud desarrollo:

Se requiere la siguiente longitud de desarrollo:

$$l_d = 84.3 \text{ cm}$$

Por lo cual se suministrara gancho a 180°, aplicando la siguiente expresión:

$$l_{dh} = \left(\frac{0,24 \Psi_e f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) * db$$

Se obtuvo:

$$l_{dh} = 350 \text{ mm} = 35 \text{ cm}$$

g) Longitud total del refuerzo a flexión:

Aplicando:

$$\text{long. total del refuerzo principal} = (\text{long. viga} - 2R) + 2 \text{ long. gancho}$$

Donde la longitud del gancho se obtuvo nuevamente siguiendo la recomendación de la figura CR12.5 para ganchos a 180° (NSR-10, título C, página C-223), obteniendo una longitud de gancho de 18 cm, este valor incluye 5 cm de aumento que se consideraron; por lo tanto:

$$\text{long. total del refuerzo principal} = 148 \text{ cm}$$

- VIGA CON EL 95% DE ρ balanceado.

Para este diseño el refuerzo suministrado fue de 2 barras # 4 y 1 # 5 Mediante la siguiente expresión es posible determinar la profundidad efectiva del diseño en estudio:

$$(\rho \text{ balanceado}) * 0,95 = \frac{As}{bxd}$$

$$d = 13,7 \text{ cm} \approx 14 \text{ cm}$$

Los parámetros del diseño son los siguientes:

Tabla 39. Parámetros de diseño – Falla Balanceada 95%

PARÁMETROS DE DISEÑO	
Ancho de sección (m)	0,16
Altura de la sección (m)	0,18
Recubrimiento – R(m)	0,04
Prof. Efectiva- d(m)	0,14
Área de acero- As (cm ²)	4,51
F'c (MPa)	21
Fy (MPa)	420

- a) Cuantía de acero.

$$\rho = 0,02168 * 0,95$$

$$\rho \text{ suministrado} = 0,02060$$

- b) Resistencia a la flexión.

Aplicando la siguiente expresión:

$$Mn = As * fy * \left(d - \frac{0.59 As * fy}{f'c * b} \right)$$

Se tiene que:

$$Mn = 1,37 Tn - m$$

- c) Carga de falla.

Aplicando la siguiente expresión:

$$P_{\text{máx}} = \frac{4 Mn}{l}$$

Se tiene que:

$$P_{\text{máx}} = 5,46 Tn$$

d) Diseño a cortante.

Aplicando las siguientes expresiones:

$$VM_{\text{máx}} = \frac{P_{\text{máx}}}{2}$$
$$\phi V_c = \phi 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} bw d$$

$$\phi V_s = V_{\text{máx}} - \phi V_c$$

Se tiene que:

$$\phi V_c = 1,31 Tn$$

$$V_{\text{máx}} = 2,73 Tn$$

$$\phi V_s = 1,42 Tn$$

La separación de estribos se determina aplicando la siguiente ecuación:

$$S = \frac{\phi Av f_y d}{\phi V_s}$$

$$S = 20 \text{ cm}$$

e) Chequeo de separación entre barras.

$$\text{Separación} = 2,99 \text{ cm} > 2,54 \text{ cm}$$

Por lo tanto cumple con la separación mínima (numeral C.7.6.1 NSR-10).

f) Longitud desarrollo.

Aplicando formula C.12-1 del numeral C.12.2.3 del título C Norma NSR-10, se tiene:

$$l_d = \left[\left(\frac{f_y}{1,1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) \left(\frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{Cb + Ktr} \right) \right] db$$

$$l_d = 76,24 \text{ cm}$$

Por lo cual se requiere gancho para garantizar la adherencia del refuerzo. Para el desarrollo de ganchos estandar a 180°, la NSR-10 Título C, numeral C.12.5.3, establece que la longitud de desarrollo necesaria será:

$$l_{dh} = \left(\frac{0,24 \psi_e f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) * db$$

$$l_{dh} = 350 \text{ mm} = 35 \text{ cm}$$

Adicionando 5 cm por la curvatura dada al refuerzo, se tiene una longitud total para gancho de 18 cm.

Finalmente se tiene una longitud para el refuerzo:

$$l_{total} = (long. viga - 2R) + 2 l_{dh}$$

$$l_{total} = (114 - (2 * 2)) + (2 * 12,72) = 135 \text{ cm}$$

- VIGA CON EL 90% ρ balanceado:

Se proporciono como refuerzo 2 barras # 4 y 1 # 5, Mediante la siguiente expresión es posible determinar la profunda efectiva del diseño en estudio:

$$(\rho \text{ balanceado}) * 0,9 = \frac{As}{bxd}$$

$$d = 14,5 \text{ cm}$$

Los parámetros del diseño son los siguientes:

Tabla 40. Parámetros de diseño – Falla Balanceada 90 %

PARÁMETROS DE DISEÑO	
Ancho de sección (m)	0,16
Altura de la sección (m)	0,18
Recubrimiento – R(m)	0,04
Prof. Efectiva- d(m)	0,145
Área de acero- As (cm ²)	4,51
F'c (MPa)	21
Fy (MPa)	420

- g) Cuantía de acero.

$$\rho = 0,02168 * 0.90$$

$$\rho \text{ suministrado} = 0,01944$$

- h) Resistencia a la flexión.

Aplicando la siguiente expresión:

$$Mn = As * fy * \left(d - \frac{0.59 As * fy}{f'c * b} \right)$$

Se tiene que:

$$Mn = 1,48 Tn - m$$

i) Carga de falla.

Aplicando la siguiente expresión:

$$Pmáx = \frac{4 Mn}{l}$$

Se tiene que:

$$Pmáx = 5,93 Tn$$

j) Diseño a cortante.

Aplicando las siguientes expresiones:

$$VMáx = \frac{Pmáx}{2}$$

$$\phi Vc = \phi 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} bw d$$

$$\phi Vs = Vmáx - \phi Vc$$

Se tiene que:

$$\phi Vc = 1,36 Tn$$

$$Vmáx = 2,96 Tn$$

$$\phi Vs = 1,61 Tn$$

La separación de estribos se determina aplicando la siguiente ecuación:

$$S = \frac{\phi Av fy d}{\phi Vs}$$

$$S = 18 \text{ cm}$$

k) Chequeo de separación entre barras.

$$\text{Separación} = 2,99 \text{ cm} > 2,54 \text{ cm}$$

Por lo tanto cumple con la separación mínima (numeral C.7.6.1 NSR-10).

l) Longitud desarrollo.

Aplicando formula C.12-1 del numeral C.12.2.3 del título C Norma NSR-10, se tiene:

$$ld = \left[\left(\frac{fy}{1,1\lambda \sqrt{f'_c}} \right) \left(\frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{Cb + Ktr} \right) \right] db$$

$$l_d = 76,24 \text{ cm}$$

Por lo cual se requiere gancho para garantizar la adherencia del refuerzo. Para el desarrollo de ganchos estandar a 180° , la NSR-10 Título C, numeral C.12.5.3, establece que la longitud de desarrollo necesaria será:

$$l_{dh} = \left(\frac{0,24 \Psi_e f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) * db$$

$$l_{dh} = 350 \text{ mm} = 35 \text{ cm}$$

Adicionando 5 cm por la curvatura dada al refuerzo, se tiene una longitud total para gancho de 18 cm.

Finalmente se tiene una longitud para el refuerzo:

$$l_{total} = (\text{long. viga} - 2R) + 2 l_{dh}$$

$$l_{total} = (114 - (2 * 2)) + (2 * 12,72) = 135 \text{ cm}$$

ANEXO B

- DISEÑO DE MEZCLA EN PROPORCIONES EN VOLUMEN.

A continuación se presenta el procedimiento matemático mediante el cual se estimaron las cantidades de materiales para la preparación del concreto simple, se determinan para las proporciones del diseño definitivo, pero se hace claridad que el proceso fue el mismo para las mezclas de prueba.

a) Cantidad de cemento por m³ de concreto para proporciones en volumen suelto 1:2:2,5.

$$C_s = \frac{2100}{1 + 2 + 2.5} = 381.82 \left(\frac{Kg}{m^3} \right) \text{ de concreto}$$

Las cantidades de concreto requeridas para cada bachada se presentan en la...Tabla40...

Tabla 41. Volúmenes de concreto necesarios por bachada.

	Cantidad	Volumen unitario (m ³)	Volumen total (m ³)
Viga de 1.16x0.16x0.18 m	1	0.0330	0.0330
Cilindros de 300 mm x 150 mm	2	0.0053	0.0106
Cilindro tronco cónico (Slump)	1	0.0055	0.0055
Desperdicio de 5%	1	0.0025	0.0025
		<i>Volúmen total</i>	<i>0.0516</i>

La cantidad de cemento necesaria para producir un volumen de concreto igual a 0.052m³, será:

$$Cemento = 381.82 * 0.052$$

$$Cemento = 19,68 Kg$$

En volumen, será:

$$Cemento \text{ por bachada} = \frac{Cemento}{Masa \text{ unitaria del cemento}}$$

$$Cemento \text{ por bachada} = \frac{19.68}{1.13} = 17.41 dm^3$$

Las proporciones en volumen suelto son 1:2:2,5, por lo tanto se tiene que las cantidades de arena y grava en volumen suelto son:

$$Arena = 34.83 dm^3$$

$$\text{Grava} = 43.53 \text{ dm}^3$$

b) *Cantidad de agua total de mezcla.*

La cantidad de agua para el volumen de concreto será:

$$\text{Agua de mezcla} = \left(\frac{a}{c}\right) * Cs$$

$$\text{Agua de mezcla} = 0.5 * 19.68 \text{ Kg}$$

$$\text{Agua de mezcla} = 9.84 \text{ lts}$$

c) *Cantidad de aditivo:*

Se consideró implementar un aditivo súper-plastificante (Plastol 6000T), a una concentración del 0.5% del peso del cemento. La cantidad de aditivo necesaria para el volumen de concreto de una bachada, será:

$$\text{Cantidad de aditivo} = 0.5\% * Cs$$

$$\text{Cantidad de aditivo} = 0.5\% * 19.68 \text{ Kg}$$

$$\text{Cantidad de aditivo} = 98.4 \text{ grs}$$

De la misma forma se realizó el cálculo para las dos mezclas de prueba, las 10 bachadas se produjeron con las cantidades determinadas en el cálculo anterior.