



**PROPUESTA DE ENSAYO DE BAJO COSTO PARA VIGAS SIMPLEMENTE
APOYADAS DE CONCRETO REFORZADO CON EL FIN DE DETERMINAR SU
RESISTENCIA A FLEXION Y MECANISMOS DE FALLA.**

TRABAJO DE GRADO

POR:

Andres Alejandro Ruiz Arroyave.

ASESOR:

Carlos Alberto Riveros Jerez

Medellín-Antioquia

Enero 2019

Tabla de Contenido

	pag
1. Resumen.....	4
2. Introducción.....	5
3. Objetivos.....	6
3.1. Objetivo general.....	6
3.2. Objetivos específicos.....	6
4. Marco teórico.....	7
4.1. Materiales.....	7
4.1.1. Cemento Portland.....	7
4.1.2. Agregados.....	8
4.1.2.1. Agregados gruesos.....	8
4.1.2.2. Agregado fino.....	9
4.1.3. Agua.....	9
4.2. Concreto hidráulico.....	10
4.2.1. Principales características del concreto.....	11
4.2.2. Dosificación de la mezcla de concreto.....	14
4.3. Acero de refuerzo, varillas corrugadas.....	15
4.3.1. Propiedades del acero.....	16
4.4. Hormigón armado.....	18
4.5. Vigas de hormigón armado.....	18
4.5.1. Tipos de fallas en vigas de concreto armado.....	20
4.5.2. Cortante en vigas.....	23
4.5.2.1. Falla por cortante.....	24
4.5.2.2. Resistencia al corte (Capacidad cortante).....	25
4.5.2.3. Refuerzo a cortante (Estribos).....	26
4.5.3. Importancia de las variables sobre la resistencia y fallas.....	27
4.5.3.1. Miembros sin refuerzo transversal.....	27
4.5.3.2. Miembros con refuerzo transversal.....	27
4.5.4. Modelo propuesto (Vector 2).....	29
4.6. Plasticidad.....	32
5. Metodología.....	32
5.1. Mezclado del concreto hidráulico.....	32
5.2. Armado de las vigas y de los cilindros testigos.....	32
5.3. Control de calidad de los materiales.....	34
5.4. Ensayo de flexión.....	35
5.5. Implementación de los modelos.....	37
5.6. Comparación de los resultados experimentales y modelos vector 2	38
5.7. Cálculo teórico del eje neutro y la cuantía del acero.....	39
5.7.1. Viga simplemente reforzada.....	39

5.7.2. Viga doblemente reforzada.....	40
6. Resultados y análisis.....	41
6.1. Resultado control de calidad del concreto.....	41
6.2. Control de calidad del acero reforzado.....	41
6.3. Resultados ensayo a flexión.....	46
6.4. Resultados de carga máxima en los modelos de vector 2.....	47
6.5. Resultados teóricos posición eje neutro, cuantía del acero y momento resistente.....	47
6.5.1. Viga simplemente reforzada.....	47
6.5.2. Viga doblemente reforzada.....	49
6.5.3. Diagrama fuerza cortante y momento flector para la viga sin refuerzo.....	51
6.6. Comparación resultados ensayos de laboratorio y modelos.....	52
6.6.1. Viga sin refuerzo.....	55
6.6.2. Viga simplemente reforzada.....	56
6.6.3. Viga doblemente reforzada.....	58
7. Conclusiones.....	59
8. Referencias bibliográficas.....	61
9. Anexos.....	62

Propuesta de ensayo de bajo costo para vigas simplemente apoyadas de concreto reforzado con el fin de determinar su resistencia a flexión y estudiar mecanismos de falla.

1.

1. Resumen

El motivo de este trabajo es modelar el comportamiento de vigas simplemente apoyadas bajo efectos de flexión en condiciones de laboratorio académico. Se puede encontrar en la literatura numerosos ensayos de fallas en vigas de concreto reforzado bajo esfuerzos de flexión, sin embargo, el costo asociado a estos ensayos es alto, los equipos requeridos son especializados, y la instrumentación de los ensayos requiere de personal especializado. Es claro que el tema económico es complejo en universidades públicas, más cuando no se cuenta con equipos especializados para ensayos de vigas, como ser el caso del laboratorio de suelos, pavimentos y concretos de la Universidad de Antioquia. Esta propuesta busca validar numéricamente experimentos en vigas simplemente apoyadas con el fin de implementar ensayos de bajo costo que permitan acoplar la teoría con la práctica, desarrollando la capacidad en los estudiantes de comprender los fenómenos más importantes asociados a fallas en vigas de concreto reforzado. Si bien los procedimientos de diseño de elementos de concreto reforzado se encuentran bien especificados en los diferentes códigos de diseño y construcción; en años recientes a nivel regional y nacional, numerosas edificaciones e infraestructuras han presentado fallas catastróficas y algunas presentan deficiencias especialmente en diseño, por eso es necesario desde los programas de ingeniería civil reforzar en los estudiantes los aspectos de verificación de materiales y comprensión de mecanismos de falla a fin de generar la conciencia necesaria para elaborar de forma más responsable los diferentes diseños estructurales que son necesarios para el desarrollo regional y nacional. El equipo utilizado para la propuesta de ensayo corresponde al utilizado para determinar el módulo de rotura en vigas según la norma ASTM C78. Para ello se elaboraron vigas de longitud 500 mm, sección transversal cuadrada de 150 mm x 150 mm, y refuerzo longitudinal en varilla de acero corrugada número 2. Las vigas no contaron con refuerzo transversal (estribos), con el propósito de estudiar el mecanismo de falla a cortante que corresponde a un modo de falla prohibido en vigas de concreto reforzado. Para la determinación numérica de la resistencia de las vigas, se utilizó el software de licencia libre Vector2. Los resultados numéricos muestran buena correlación con los resultados experimentales por lo que se permite validar que el modelo experimental propuesto es adecuado.

2. Introducción

El estudio teórico y experimental de las fisuras o grietas que se presentan en vigas de concreto reforzado (hormigón) cuando son sometidas a flexión, es decir, cargas que se propagan en la viga como esfuerzos cortantes, ha sido motivo de numerosas investigaciones durante el último siglo dando como resultado aproximaciones bastante cercanas al modo en que en realidad las vigas fallan.

En el año 2014 estudiantes de distintas universidades de Italia (Universidad de Palermo y Politécnico de Turín) lograron modelar las fallas a cortante y la capacidad de carga que se produjeron en vigas de hormigón con una longitud de 3.575m, una sección transversal con 500mm de base y 270mm de alto, simplemente apoyadas, con refuerzo longitudinal en acero (varillas de diámetro 16mm) y transversal (estribos) este último en 2 direcciones a 45 y 90 grados, prediciendo estas con relativa alta fidelidad en modelos de elementos finitos en el programa Vector2, este ensayo tiene unos costos elevados no solo por la operación del equipo, sino también por espacio y el costo propio de los materiales.

Es entonces de aclarar que dichas predicciones son generalmente logradas para vigas robustas y de gran longitud, que en general suelen tener un comportamiento generalizado o más característico de falla ante esfuerzos cortantes. Partiendo del trabajo realizado en el año 2014 en Italia se pretende hacer un planteamiento similar, con limitaciones asociadas a los recursos, para este caso el tamaño de las vigas probetas será mucho menor, longitud de 500mm y sección transversal de 150x150mm, no contarán con refuerzo transversal, pero el refuerzo longitudinal consistirá en varillas número 2, esto por facilidad constructiva dado las dimensiones pequeñas que tiene la formaleta además para garantizar que la falla que se producirá será por cortante. Finalmente nace la pregunta, ¿para vigas de estas dimensiones reducidas, es posible garantizar que los resultados obtenidos en los experimentos representan adecuadamente los mecanismos de falla que se presentan en vigas que generalmente son de dimensiones mucho mayores?

Para responder a la pregunta el problema se abordará desde dos perspectivas la primera desde el laboratorio y lo práctico, iniciando con una dosificación para una resistencia de 17,5 MPa en el concreto hidráulico, además de realizar control de calidad a los 7, 14 y 28 días de la resistencia de este. Para esto se elaborarán cilindros que serán ensayados a compresión, también se realizarán ensayos de tensión para las barras de acero, además se fabricarán 3 vigas, una sin refuerzo, otra con refuerzo solo en la zona inferior de la viga (simplemente reforzada) y finalmente una viga

con refuerzo en la zona superior e inferior (doblemente reforzada). Con la primera se obtendrá el módulo de rotura del concreto, y con las dos que poseen acero se realizarán los modelos matemáticos de elementos finitos con el fin de con un apropiado dimensionamiento y definición de parámetros, entre lo ejecutado en el laboratorio y los resultados del modelo.

Está claro que para el estudio de la determinación de la resistencia de una viga de concreto reforzado y los avances que se han dado en este tiene significado en especial para evitar excedencias y probables fallas o pérdidas del estado de servicio en vigas, pero como se mencionó anteriormente y como lo muestra el experimento realizado en Italia, los resultados suelen ser más puntuales y cercanos para vigas de dimensiones grandes. De ahí la importancia de si hay elementos estructurales más pequeños o si hay limitaciones económicas es posible desarrollar un modelado preciso que determine la capacidad cortante producida por el sometimiento a flexión y el agrietamiento debido al mismo fenómeno.

3. Objetivos

3.1. Objetivo General:

Validar numéricamente los resultados obtenidos en ensayos de vigas de concreto reforzado con el propósito de implementar experimentos de bajo costo en el contexto nacional que permitan estudiar la resistencia a flexión y mecanismos de falla de este tipo de vigas.

3.2. Objetivos Específicos:

- Elaborar vigas con geometría claramente definida, caracterizando a detalle sus materiales, es decir, elaborar cilindros de concreto para conocer la resistencia a compresión de este y ensayar a tracción el acero para también conocer esta misma información de este.
- Evaluar resistencia del concreto a los 7, 14 y 28 días, para realizar control de calidad del mismo.
- Comparar los datos de resistencia del acero con la normativa existente para garantizar su cumplimiento (ASTM A615 y ASTM A706).
- Elaborar un modelo de elementos finitos en Vector2 para las vigas elaboradas en laboratorio con el fin de validar los resultados experimentales para la implementación de este tipo de ensayo de bajo costo en los cursos de estructuras de concreto reforzado en universidades públicas en Colombia.

4. Marco Teórico

4.1. Materiales:

4.1.1. **Cemento Portland:** En general cuando se hace referencia a cualquier tipo de cemento se hace referencia a un elemento que tiene la capacidad de adherir y fijar partículas u otros elementos (de ahí su nombre dado que cementa). En el caso del cemento Portland se da como resultado de la pulverización del Clinker (es un elemento que se produce al mezclar homogéneamente férricos, calcáreos y silíceos y posteriormente calcinarlos) mezclado con yeso.

Comercialmente existen 5 tipos de cemento Portland:

- **Tipo I:** Es el usualmente utilizado en obras de construcción y no se tiene ningún requerimiento especial.
- **Tipo II:** El calor que emana por la reacción es menor a los demás tipos, además es resistente a la acción moderada de sulfatos.
- **Tipo III:** Como característica tiene una alta resistencia inicial, al tercer día alcanza la resistencia que los demás tipos alcanzan el séptimo de curado.
- **Tipo IV:** Es el más usado para estructuras que requieran vaciados de concreto masivos, dado que el calor que se produce debido a la reacción química en el cemento es mínimo, aunque más duradero en el tiempo, y el agrietamiento por dilatación es casi inexistente.
- **Tipo V:** Ideal para estructuras en zonas costeras, alcantarillas y canales, dado que presenta una alta resistencia al ataque de sulfatos y alcanos.



Figura 1. Aspecto de los distintos tipos de cemento Portland del I al V y el último con inclusor de aire (fuente: <https://www.arqhys.com/arquitectura/tipos-cemento-portland.html>).

4.1.2. **Agregados:** Los agregados conforman aproximadamente el 70 a 80% de la mezcla que forma el concreto hidráulico, y a causa de esto muchas de las propiedades de este dependen de las que tengan los agregados, se diferencia entonces dos tipos de agregados, agregados finos y agregados gruesos.



Figura 2. Agregados para la mezcla de concreto (<http://materialesii2016juancarlostapia.blogspot.com/>).

4.1.2.1. **Agregados gruesos:** Es aquel material árido que puede ser obtenido en río o triturado de una beta madre o de una roca de mayor tamaño (grava). En el concreto al este ser una roca artificial el agregado grueso debe ser el que mayor volumen ocupe, un tamaño de partícula menor del agregado grueso produce una resistencia más alta en el concreto. Además, un buen agregado grueso tiene las siguientes características:

- Tiene una buena gradación, es decir sus aristas son angulosas y no redondeadas, en el concreto esto produce mayor fricción entre las partículas mejorando la resistencia, pero quitándole manejabilidad.
- Cuando se realiza granulometría para 2 tamices consecutivos no hay falta de material que cumpla el tamaño entre ellos.
- La presencia de finos es igual o menor al 3% del peso total de la muestra.
- No debe contener partículas planas ni alargadas, dado que estas presentan poca resistencia mecánica y producen el fenómeno de la segregación en el concreto.
- Una densidad entre 2.3 y 2.9 g/cm³

- Sin presencia de terrones o grumos de arcilla o cualquier otro material degradable, dado que quita adherencia.
- Finalmente debe presentar una dureza que garantice su desgaste en el ensayo de la máquina de Los Ángeles, menor o igual al 40%.

4.1.2.2. **Agregado fino:** Está constituido por arena, que su principal función en el concreto es lubricar y darle manejabilidad, además de llenar el espacio de vacíos que queda entre la graba, una mezcla que en su dosificación incluya mucha arena requerirá más agua, dado que la arena es más cohesiva y afectara la relación agua cemento. Las características que debe cumplir arena apropiada para fines estructurales son:

- Al igual que el agregado grueso este debe ser bien gradado para lograr un mejor acomodamiento de partículas.
- El contenido de materia orgánica debe ser mínimo dado que este hace perder la adherencia y además puede frenar de forma parcial o total el proceso de fraguado del cemento. En caso de la presencia de este la arena puede ser lavada con agua.

4.1.3. **Agua:** Es un elemento muy importante dado que reacciona químicamente con el cemento, dándole a este la capacidad de ligar partículas. También hay que recalcar que para cada cantidad de agua hay una asociada a el cemento y esta depende de la dosificación que se les dé a los agregados, a esta se le conoce como relación agua cemento. Esta relación es exacta para cada resistencia de diseño y fluidez que se le quiera dar a cada mezcla de concreto, es de aclarar que a mayor agua mayor fluidez pero el exceso de agua se transforma en poros cuando el concreto ya haya fraguado reduciendo su resistencia, para mezclas más fluidas se recomienda el uso de algún aditivo.

Finalmente se considera que el agua es adecuada para la elaboración de concreto cuando la misma es apta para el consumo humano, es decir, es agua potable.

4.2. **El concreto hidráulico:** Es el material número uno a nivel mundial usado en la industria de la construcción, entre otras cosas por su bajo costo comparado con la construcción de estructuras metálicas o en madera, su capacidad de ganar resistencia a

medida que pasa el tiempo, su fácil manejabilidad y colocación, y su impermeabilidad que lo hace resistente a la corrosión.

El concreto entonces puede considerarse una roca artificial que consta de cemento, agregados (grava y arena), agua y en algunos casos aditivo para mejorar alguna propiedad que sea requerida.



Figura 3. *Cubo de concreto, roca artificial*
(<http://antropologia.uc.cl/Novedades/cubo-concreto-en-el-deutsches-museum-en-munich.html>).

Mecánicamente el concreto presenta alta resistencia a esfuerzos de compresión (los que generan aplastamiento del elemento y se denotan $f'c$) debido al acomodamiento interno de los agregados que lo componen, y una resistencia baja a los efectos de tracción (desde ahora en adelante todos los esfuerzos asociados a alargamiento se denominarán tensión), aproximadamente son el 8% de los esfuerzos a compresión.

4.2.1. Principales características del concreto:

- **Manejabilidad:** También conocida como trabajabilidad es una característica que tiene el concreto antes de iniciar el proceso de

curado, es decir, durante la primera hora desde que se combina el agua y el cemento, a menos que la mezcla contenga algún aditivo retardante. Y hace referencia a la capacidad que tiene este de ser colocado y moldeado mediante compactación, para tomar su forma final. Es importante que durante el periodo de tiempo que el concreto es manejable se tengan los cuidados suficientes para que las vibraciones sean mínimas, dado que cuando las vibraciones son excesivas las partículas tienden a separarse por tamaño, las más gruesas suelen ir a la parte inferior y las más finas a la superior en un proceso llamado segregación.

La medida de la manejabilidad se realiza mediante el ensayo de asentamiento o cono de slump (norma I.N.V-E-404-13), que consiste en tomar una muestra del concreto fresco (recién mezclado) y aplicarlo en un molde con forma de cono invertido, compactando en 3 capas cada una de estas se le deben dar 25 golpes en espiral, luego se retira el cono y se compara la pérdida de altura entre este y el concreto, esa medida es el asentamiento y se considera que el concreto tiene buena manejabilidad cuando esta es a razón de 4 pulgadas o 10 centímetros.

- **Resistencia:** Es probablemente la característica más importante de este material, y el principal parámetro de diseño del mismo para poder ser parte de elementos estructurales, como se mencionó anteriormente la resistencia a la compresión simple es el mayor parámetro de calidad de este, y los esfuerzos a tensión ni siquiera son tenidos en cuenta porque teóricamente son bajos y experimentalmente la fijación en mordazas para tensionar no es posible.

La resistencia del concreto está condicionada principalmente por dos factores, los asociados a su composición, contenido de cemento, calidad del agregado y el más importante la relación agua cemento. La segunda es referente al trato que se le dé en obra a el concreto y los procesos que se realizan con este: mezclado, acarreo, vaciado, vibración y curado. En el título C.5 de la norma NSR-10 en sus sub numerales del 8 al 11 indica los cuidados que debe tener en cada uno de estos aspectos.

Como se ha mencionado anteriormente el concreto gana resistencia a medida que transcurre el tiempo, y la medida de este se logra mediante cilindros testigos, que se funden al tiempo de los elementos estructurales de acuerdo con lo indicado en el capítulo C.5. de la

norma sismo resistente colombiana o las normas NTC 550 y 673, es por eso que es importante tomar ensayo de compresión inconfiada para mirar la resistencia obtenida por el concreto en general suele comportarse como en la siguiente tabla:

Número de días	Fracción de $f'c$
7	0.75
14	0.89
28	1

Tabla 1. Resistencia teórica del concreto los primeros 28 días (fuente propia).

La norma colombiana además pone dos condiciones para la aceptación o negación de la calidad del concreto como lo indica en su título c.5.6.3.3, literalmente dice:

- (a) Cada promedio aritmético de tres ensayos de resistencia consecutivos es igual o superior a $f'c$.
- (b) Ningún resultado del ensayo de resistencia es menor que $f'c$ por más de 3.5MPa cuando $f'c$ es 35MPa o menor; o por más de $0.10f'c$ cuando $f'c$ es mayor a 35Mpa.



Figura 4. Ensayo de compresión simple para el concreto (fuente propia).

Finalmente, de la curva esfuerzo deformación que se obtiene del ensayo de compresión simple es posible determinar el módulo de elasticidad o de Young, parámetro importante para el diseño y análisis estructural, este se determina calculando la pendiente en el rango

elástico, también se ha generalizado en función de la resistencia que el módulo de elasticidad es $E=13000(f'c)^{0.5}$, es además apreciable entonces que este no es constante y aunque está en función de la resistencia depende de los siguientes parámetros:

- Dosificación de la mezcla
 - Calidad, cantidad y tipo del agregado
 - La velocidad en la que se aplican los esfuerzos en el momento de realizar el ensayo a compresión
 - Los vacíos o poros en el concreto, es decir, el contenido de aire.
 - El contenido de humedad en la muestra, incluso la higroscópica.
- **Durabilidad:** La durabilidad es la característica que permite que el concreto mantenga su estado de servicio a medida que pasa el tiempo, ganando resistencia y manteniendo su forma, en la **figura 5**. se ve el comportamiento del concreto con el paso del tiempo. Las variables asociadas a la durabilidad del concreto, como lo menciona Libia Gutiérrez son:

- A. Las condiciones ambientales: aire, agua, suelos, gases, congelación, ciclos repetidos de humedecimiento y secado, sustancias disueltas en el agua o sustancias dañinas en contacto directo.
- B. Las características de los materiales utilizados en la fabricación.
- C. El grado de permeabilidad del concreto.
- D. Las condiciones de servicio.
- E. El mantenimiento y conservación de la estructura.

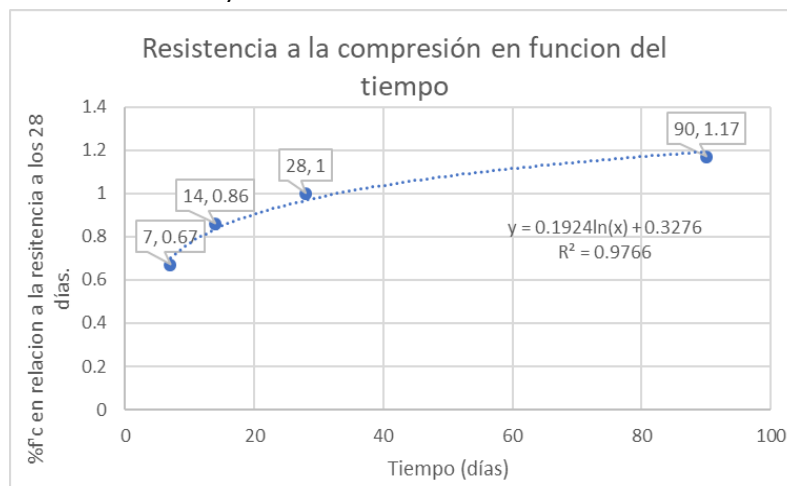


Figura 5. Grafica f'c vs días (fuente propia).

- **Resistencia al fuego:** En general la exposición prolongada a altas temperaturas y al fuego no causan afectaciones en su comportamiento regular, aunque pasados los 20 minutos pueden empezar a emitir gases. Debido a uno de sus componentes (el

cemento Portland) a medida que la temperatura aumenta el concreto sufre una dilatación negativa, es decir, se contrae por pérdida de humedad.

En función de la estructura se puede generar agrietamientos en la zona de las juntas, en especial las de dilatación, y por efectos de expansión en el acero de refuerzo del concreto que sirve de recubrimiento dejando acero expuesto.

4.2.2. Dosificación de la mezcla de concreto: El objetivo principal de diseñar una mezcla de concreto es cumplir los requerimientos de resistencia pedidos en los diseños estructurales, dosificando cantidades en volumen o en masa de cemento, arena, agregado grueso y agua. También es importante en función del método constructivo y del transporte que se le vaya a dar a el concreto mediante de dicha dosificación cumplir fluidez y manejabilidad.

Alrededor del mundo hay numerosos métodos de dosificación obtenidos de forma empírica y sin dejar relaciones matemáticas exactas, para cualquier caso antes de diseñar una mezcla es importante tener claridad de:

- El asentamiento requerido
- La resistencia del concreto $f'c$
- Granulometría, densidad, pesos unitarios sueltos y compactos, peso específico saturado y superficialmente secos y absorción de los agregados.
- Dimensiones de la formaleta
- Espesor de las losas
- Espaciamiento entre el acero de refuerzo
- Modo en que se llevara el control de calidad de los procesos.

Los dos métodos de dosificación aceptados en Colombia son el ACI y el RNL, el primero del Instituto Americano del Concreto basado en la norma ASTM C33, este método depende principalmente de la granulometría del agregado y para las resistencias requeridas se realiza una optimización del mismo para obtener cantidades en volumen o peso de cemento, arena, grava y agua, para este método es importante la calidad de los materiales. El método RNL por otro lado se usa cuando el material agregado no es el adecuado para el método ACI o lo estipulado en la norma NTC 174, este método es gráfico y varía los rangos del ACI para las porciones entre grava y arena.

Para este trabajo no es realmente importante el método de dosificación empleado si no la resistencia alcanzada al día 28, por eso se empleara la siguiente tabla de dosificaciones:

Cantidades (cmt - ar -gr)	Resistencia			Cemento (cmt)	Arena mt3 (ar)	Grava mt3 (gr)	Agua Lts (promedio)
	kg/cm2	PSI	Mpa				
1 - 2 - 2	280	4000	27	420	0,67	0,67	190
1 - 2 - 2,5	240	3555	24	380	0,60	0,76	180
1 - 2 - 3	226	3224	22	350	0,55	0,84	170
1 - 2 - 3,5	210	3000	20	320	0,52	0,90	170
1 - 2 - 4	200	2850	19	300	0,48	0,95	158
1 - 2,5 - 4	189	2700	18	280	0,55	0,89	158
1 - 3 - 3	168	2400	16	300	0,72	0,72	158
1 - 3 - 4	159	2275	15	260	0,63	0,83	163
1 - 3 - 5	140	2000	14	230	0,55	0,92	148
1 - 3 - 6	119	1700	12	210	0,50	1,00	143
1 - 4 - 7	109	1560	11	175	0,55	0,98	133
1 - 4 - 8	99	1420	10	160	0,55	1,03	125

Tabla de dosificación de concreto - cantidades por mt3

Tabla 2. Dosificación típica usada en obra
(<https://construyendo.co/concreto/concreto.php>).

4.3. Acero de refuerzo, varillas corrugadas: El acero es un material ferroso, principalmente es una aleación de hierro y carbono, aunque también puede contener azufre, fósforo, silicio, manganeso y aluminio, estas otras impurezas tienen los siguientes efectos en el acero como lo menciona Libia Gutierrez en su libro el concreto y otros materiales de construcción:

- **Manganeso:** Aumenta la dureza y resistencia, pero dificulta la ductilidad.
- **Silicio:** Aumenta la resistencia y el rango elástico, sin afectar la ductilidad
- **Azufre:** La impureza más perjudicial al acero, cuando es mayor al 0.05% disminuye la resistencia, forjabilidad y ductilidad.
- **Fósforo:** Al igual que el azufre cuando el contenido es mayor al 0.05% presenta pérdidas de resistencia y un comportamiento frágil en climas fríos.

El contenido de carbono es el más importante y el que muestra los cambios más significativos entre el hierro y el acero, le da el comportamiento de un material dúctil, mejora su resistencia a la

tensión y el porcentaje de elongación. El contenido de este en el acero esta entre el 0.2% y el 1.7%, para fines estructurales, comercialmente tiene una concentración de 1.2%.

4.3.1. Propiedades del acero: A continuación, se mencionan las propiedades del acero y de cualquier material ferroso en general, como son mencionadas en el libro del concreto y otros materiales de construcción:

- **Elasticidad:** Es la propiedad de recuperar su forma cuando es sometido a un estado de cargas, antes de sufrir deformaciones permanentes.
- **Ductilidad:** Es la capacidad que tiene de deformarse en gran medida antes de fallar, no hay falla súbita.
- **Forjabilidad:** Es la capacidad de darle forma cuando se encuentra en estado caliente.
- **Resistencia a la tensión:** Es la resistencia a la rotura por tracción que tienen los cuerpos debido a la atracción molecular, esta característica puede ser mejorada con tratamientos térmicos.

El comportamiento típico del acero sometido a un ensayo de tensión se muestra en la siguiente figura:

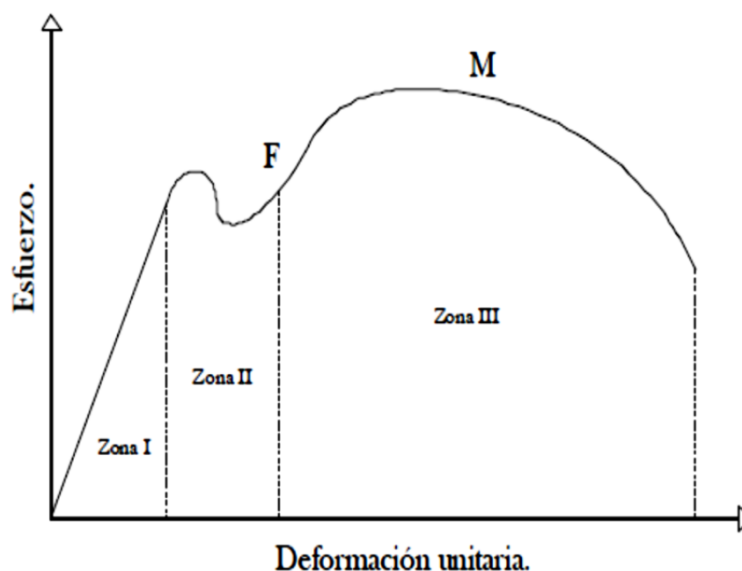


Figura 6. Curva esfuerzo vs deformación del acero, típica de material dúctil (Fuente: RIVEROS, 2016).

De la gráfica se distinguen los siguientes puntos característicos:

1. **Límite de proporcionalidad:** Es el máximo esfuerzo que puede ser desarrollado durante una prueba de tensión.

2. **Limite elástico:** Es el mayor esfuerzo que soporta el material sin que se presenten deformaciones permanentes.
3. **Punto de fluencia:** Las deformaciones unitarias se siguen presentando sin aumento de carga.
4. **Esfuerzo Máximo:** La coordenada más elevada en el eje de los esfuerzos.
5. **Esfuerzo ultimo:** Es el punto de rotura y el final de la curva, representa la rotura del acero.

Adicionalmente, el comportamiento que describe la curva del acero tiene 3 zonas típicas:

Zona I. Zona elástica o rango elástico, es la que está entre el origen de la curva y el punto del límite elástico.

Zona II. Zona a fluencia, está comprendida entre el límite elástico y el punto en el que se da el cambio de pendiente hacia el esfuerzo máximo. Esta zona es de especial interés dado que sobre ella se diseñan las vigas.

Zona III. Zona plástica, en esta el acero obtiene el comportamiento de un material plástico como su nombre lo indica, con deformaciones permanentes y va desde el esfuerzo máximo al esfuerzo ultimo.

- **Soldabilidad:** Capacidad de unirse con otro metal cuando son sometidos a altas temperaturas.
- **Facilidad de corte:** Es la propiedad de dividir elementos a partir de la herramienta adecuada.

Estructuralmente este soporta los esfuerzos a tracción y los debidos a carga sísmica, adicionalmente traen estrías para mejorar la adherencia y la distribución de cargas con el concreto, estos se aferran fuertemente debido a la contracción que sufre el concreto en su proceso de curado. La resistencia a la fluencia F_y en la cual se diseña para Colombia es de 420MPa o 60000Psi, y todas estas características vienen especificadas en las varillas como se muestra a continuación:

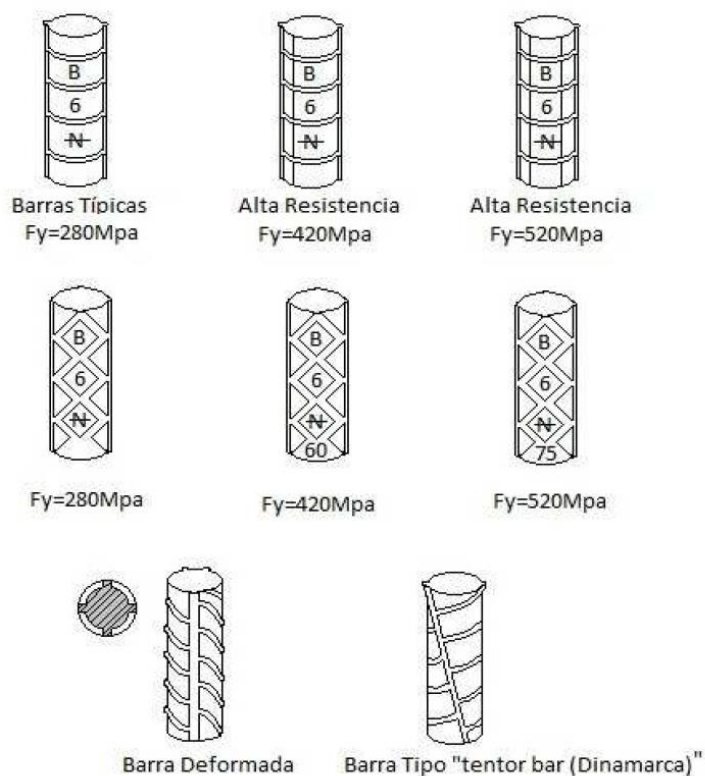


Figura 7. Información varilla de acero (fuente: Riveros, 2016).

En la varilla de acero se encuentra información sobre el fabricante, diámetro usualmente numerado con un entero que al ser dividido entre ocho da el diámetro de la barra, la norma que dice para que fin puede ser usado el acero y finalmente el grado que habla de la resistencia para fines constructivos 60000Psi.

- 4.4. Hormigón armado:** El concreto reforzado o hormigón es el material más usado y el elegido por excelencia para la ejecución de elementos estructurales y demás elementos que componen las edificaciones en la construcción (cimentaciones, vigas, columnas, losas, muros...), en general está compuesto por concreto hidráulico y varillas de acero que forman armaduras o canastas para mejorar la capacidad del concreto a los efectos de la tracción.
- 4.5. Vigas de hormigón armado:** Son elementos estructurales diseñados para soportar principalmente momentos flectores y esfuerzos cortantes, por motivo de seguridad además estas se calculan con un factor reductor de capacidad y otro que aumenta la carga (este en función de las cargas muertas y cargas vivas).

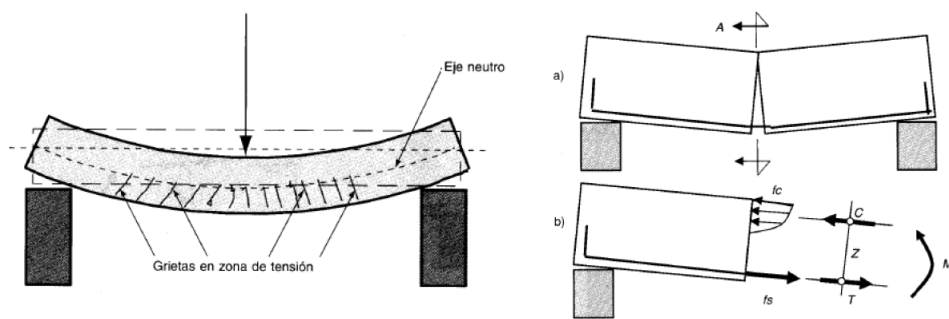


Figura 8. Viga típica simplemente reforzada y par de fuerzas
(Fuente: GALLO, 2005).

Como se observa en la imagen la flexión se genera cuando el elemento es cargado de forma perpendicular a su eje longitudinal, para el caso de las vigas la dirección de los vectores de la fuerza suele ser paralelos a la gravedad y apuntan al centro de la tierra. Como se observa en la parte derecha de la **Figura 8**, el estado interno de esfuerzos forma un par de fuerzas que mantienen al elemento en equilibrio. El fenómeno de flexión genera en los elementos prismáticos como vigas 3 zonas:

- Zona a compresión: En condiciones normales se encuentra en la parte superior de la viga (Aunque puede invertirse en los apoyos y ante un sismo), se presenta un aplastamiento del material, es por eso que en esta zona el material que soporta el esfuerzo es el concreto.
- Zona a tensión: Se presenta en la parte inferior de la viga, como el esfuerzo a tensión soportado por el concreto es casi nulo en esta zona se refuerza el hormigón con las varillas de acero, también se deben colocar en la parte superior para prevenir el efecto que se puede generar en un sismo.
- Eje neutro: En este se da la transición entre la zona a tensión y la zona a compresión, los esfuerzos son cero.

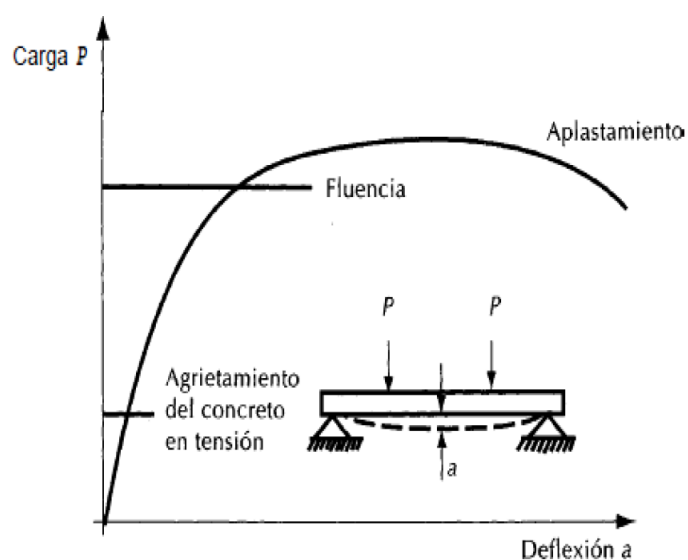


Figura 9. Ensayo carga vs deflexión, para cargas aplicadas a tercio
(Fuente: RIVEROS, 2016).

En la figura se observa el comportamiento típico de una viga sometida a un estado de flexión, y se pueden distinguir 3 puntos característicos, el primero es el agrietamiento de la zona a tensión (parte inferior de la viga), el segundo el punto donde el acero de refuerzo alcanza su esfuerzo de fluencia y finalmente un aplastamiento del concreto en la zona a compresión. Es importante aclarar que no necesariamente el comportamiento y tipo de falla en la viga siga la tipología de la curva, esta depende de la cantidad de acero de refuerzo en la región a tensión.

4.5.1. Tipos de falla en vigas de concreto armado:

- **Falla balanceada:** Es un estado teórico y óptimo, dado que en este el elemento posee gran ductilidad y el punto de aplastamiento del concreto a compresión coincide con la fluencia del acero.

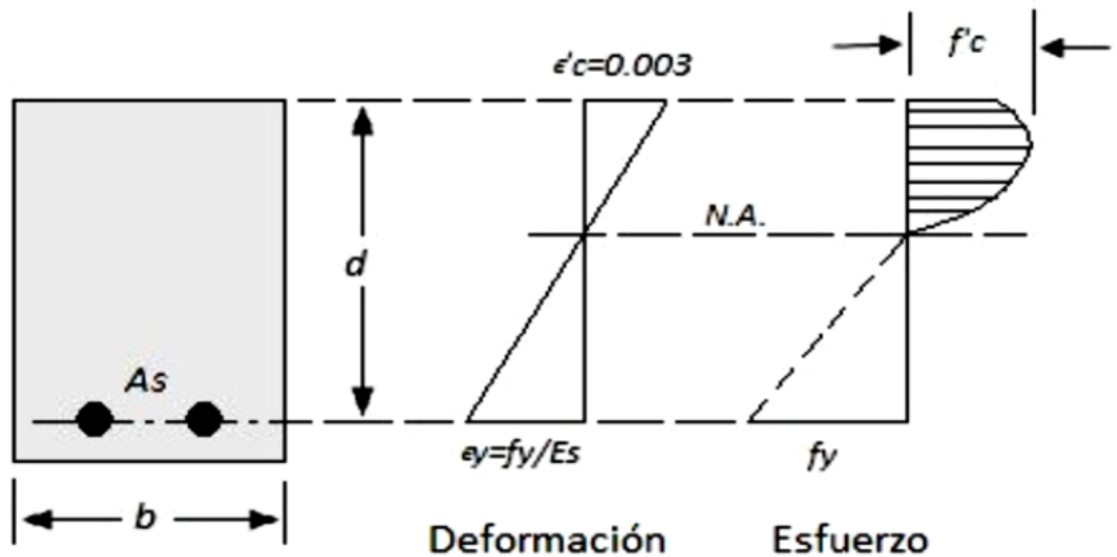


Figura 10. Sección falla balanceada (Fuente: RIVEROS, 2016).

- **Falla sub-reforzada:** Este tipo de falla se produce cuando la cuantía de acero (relación entre las áreas del concreto y el acero en la sección transversal de la viga), antes de la falla o colapso se presentan grandes deformaciones, la tipología de falla se puede ver en la **Figura 13. (a)** se puede ver la tipología de esta falla. Además, el comportamiento típico presenta los siguientes ítems:
 1. Agrietamiento del concreto en la zona a tensión

2. Las deformaciones unitarias son grandes a medida que se aumenta el estado de carga
3. Inicia la fluencia del acero.
4. El concreto a compresión sufre aplastamiento.
5. El elemento estructural colapsa.

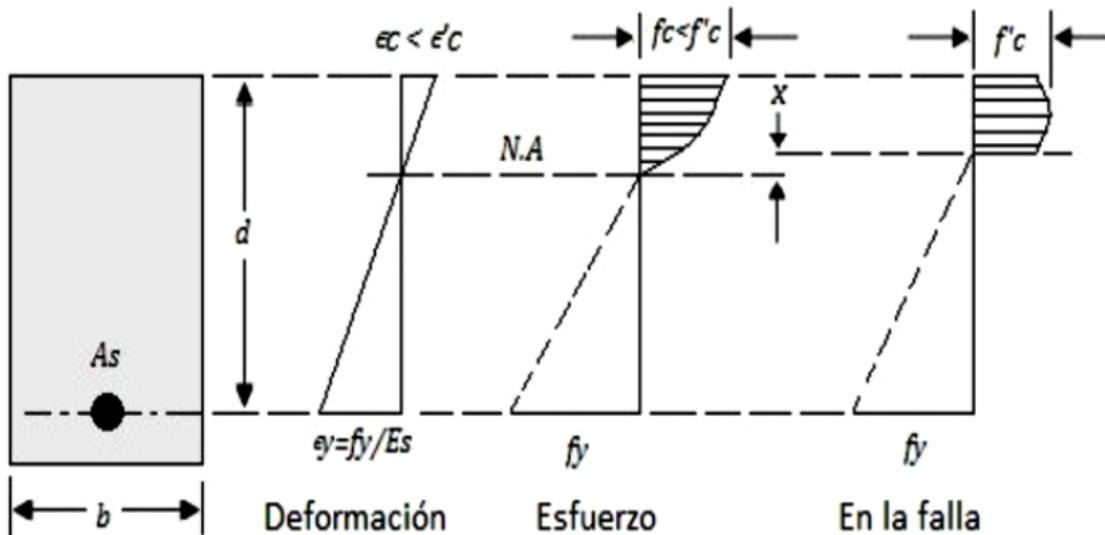


Figura 11. Falla sub-reforzada (Fuente: RIVEROS,2016).

- **Falla sobre-reforzada:** Caso contrario a la falla sub-reforzada esta se produce cuando la cuantía de acero es mayor a la requerida, el comportamiento del hormigón es el típico de un material frágil y no se presentan deformaciones notables antes del colapso, comparado con los dos casos anteriores este es el que más afectaciones trae a la integridad de la estructura a la que pertenezca el elemento, el comportamiento típico de la falla esta dado por:
 1. Se generan grietas en la zona a tensión debido al aplastamiento del concreto en la zona a compresión
 2. El acero no alcanza el punto de fluencia.
 3. Se produce un colapso repentino del concreto en la zona a compresión debido al aplastamiento del concreto.

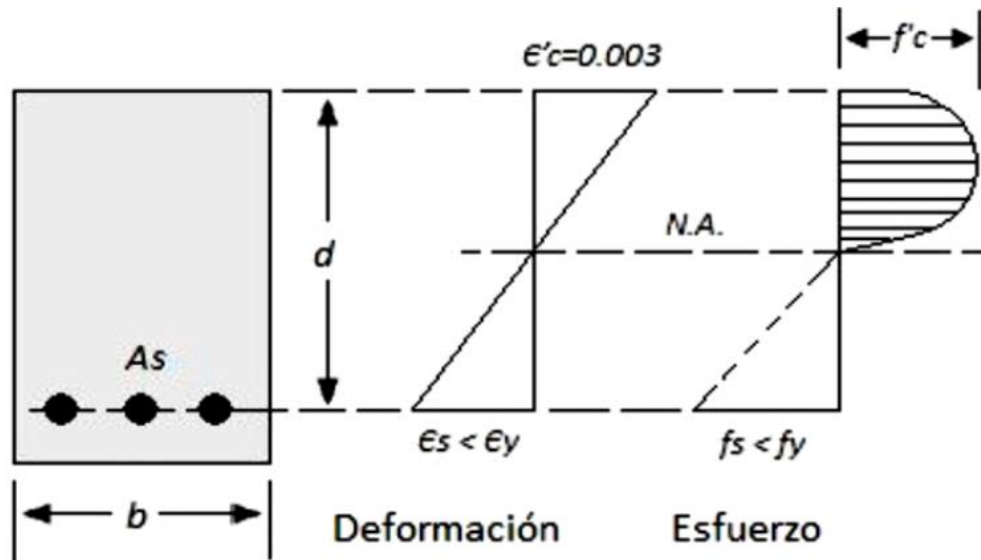


Figura 12. Falla sobre-reforzada (Fuente: RIVEROS, 2016).

En la **Figura 13. (b)** se puede apreciar el comportamiento desde la vista transversal de este tipo de falla:

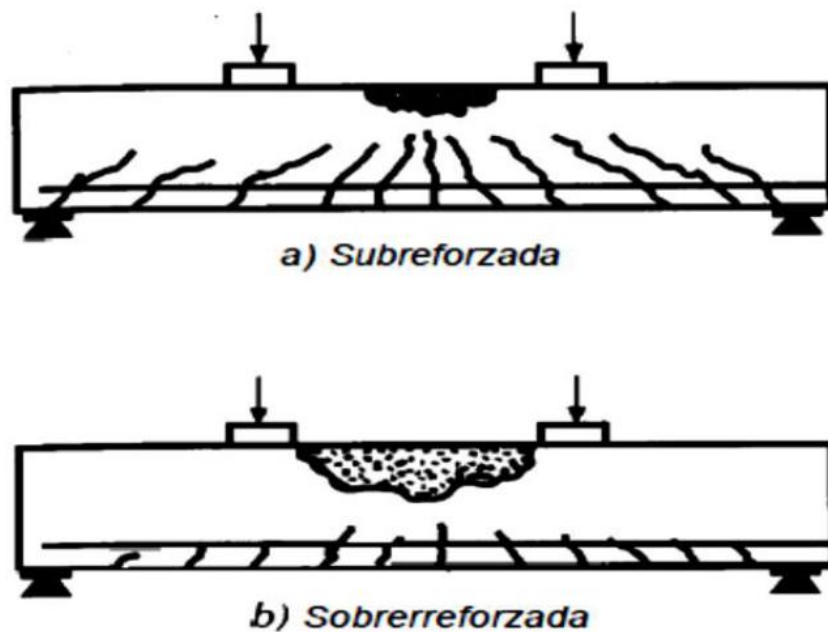


Figura 13. Tipología de falla (Fuente: RIVEROS, 2016).

4.5.2. Cortante en vigas: Es importante también analizar en elementos sometidos a momentos flectores el efecto de las fuerzas cortantes que se generan durante el proceso, dado que a diferencia de la falla por flexión que suele tener un

comportamiento dúctil esta es repentina, es por eso por lo que los diseños de vigas deben ser mayores a la resistencia a flexión. Para contrarrestar estos efectos las vigas incorporan también refuerzo transversal a la sección longitudinal en acero, estos se conocen como estribos. Finalmente, el diseño a cortante se basa en resultados experimentales y empíricos, aun así son confiables.

4.5.2.1. Falla por cortante: La falla por cortante suele darse de forma diagonal con respecto al eje longitudinal de la viga, esto debido a que se propagan en dirección perpendicular a los esfuerzos principales, y en general se generan en la zona a tensión debido a la baja resistencia que tiene el concreto ante este estado de cargas, se distinguen entonces tres tipologías de falla:

“

- a) **Tensión diagonal:** Este tipo de falla se presenta en secciones con poco o sin refuerzo transversal en el alma, ocurre cuando el concreto no es capaz de soportar el esfuerzo a tensión máximo y, se provoca una grieta inclinada perpendicular a la trayectoria del esfuerzo de tensión; la falla se produce súbitamente al presentarse la primera grieta inclinada importante a una altura de medio peralte; causando el colapso de la pieza.
- b) **Esfuerzo cortante:** También puede suceder que el agrietamiento inclinado se desarrolle poco a poco y que la pieza falle por aplastamiento en la zona a compresión en el extremo de la grieta inclinada, al reducirse considerablemente la zona disponible para soportar los esfuerzos de compresión originados por la flexión, en este caso la falla se designa como compresión por cortante. La pieza puede soportar cargas mayores que la que produce el agrietamiento inclinado; la falla ocurre, después de la aparición de una grieta inclinada importante y, la resistencia es mayor que la carga que formo esta grieta.
- c) **Adherencia por cortante:** La resistencia se alcanza u ocurre cuando se presentan extensos agrietamientos longitudinales al nivel del acero en tensión, simultáneos con un aplastamiento ligero en la zona de compresión en el extremo de la grieta.

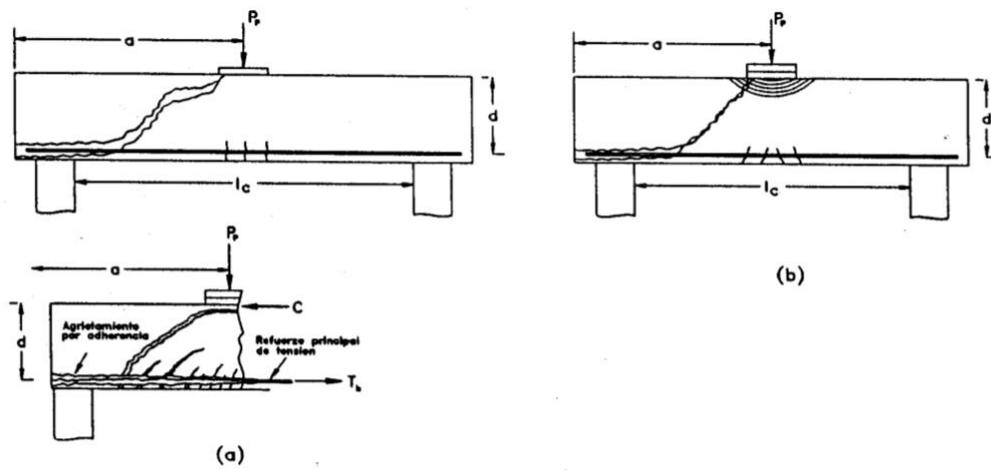


Figura 14. Tipos de falla en elementos que predomina la fuerza cortante (a) falla por tensión diagonal; (b) falla en compresión por cortante (Márquez, 1994).

Es muy desfavorable en el comportamiento de una estructura, que un elemento alcance su resistencia debido a uno de estos tipos de falla antes de que se presente la fluencia del acero longitudinal, ya que estas fallas se producen rápidamente a deformaciones pequeñas, y esto provoca que la estructura sea poco dúctil." (Marquez, 1994).

4.5.2.2. Resistencia al Corte (capacidad cortante): El Instituto americano del concreto (ACI) postula dos metodologías para el cálculo de la capacidad a cortante de elementos sometidos a flexión y cargas que generan corte, el primer método es propiamente una versión simplificada del segundo, se introduce entonces el termino V_c que es la contribución del concreto al cortante y tiene unidades de fuerza. Para los dos casos se supone que el elemento no tiene refuerzo transversal.

El primer método propone entonces la ecuación 1:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} * b * d \quad (1)$$

El segundo tiene las mismas consideraciones del primero pero además incluye elementos con alma, sin refuerzo transversal, según se ilustra en la ecuación 2.

$$V_c = \left(0.5 \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u * d}{M_u} \right) * b_w * d \quad (2)$$

Donde V_c debe cumplir:

$$V_c \leq 0.93 \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad (3)$$

“Al calcular V_c con el método detallado, es necesario advertir que V_u y M_u son los valores que se presentan simultáneamente en la sección considerada” (Marquez, 1994).

Finalmente, en las zonas donde el momento es aproximadamente cero (puntos de inflexión) se aplica la siguiente condición de frontera:

$$\frac{V_u * d}{M_u} \leq 1 \quad (4)$$

Donde:

P_w : Cuantía del refuerzo de acero en la zona a tensión.

V_u : Fuerza cortante aplicada sobre la sección.

M_u : Momento flector actuante en la sección.

b_w : Ancho del alma.

d : Distancia desde la parte superior de la zona a compresión hasta el centro del refuerzo a tensión.

4.5.2.3. Refuerzo a cortante (Estribos): Cuando la fuerza cortante V_u es mayor a la capacidad cortante V_c multiplicada por un factor de seguridad es necesaria la implementación de refuerzo transversal en la sección, que soporte el exceso de carga, para esto la ACI define primero el cálculo del

$$A_v = \frac{(V_u - \phi V_c) * s}{\phi f_y * d} \quad (5)$$

área que debe tener este refuerzo, para una distancia s :

Con el área requerida se calcula entonces el aporte que hará el acero a la fuerza cortante:

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} \quad (6)$$

Y V_s debe cumplir:

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad (7)$$

En caso de no cumplir la desigualdad debe cambiarse la altura de la sección de viga.

4.5.3. Importancia de las variables sobre la resistencia y fallas:

“

4.5.3.1. Miembros sin refuerzo transversal:

- a) **Resistencia del concreto a tensión:** Como las grietas aparecen cuando se excede la resistencia del concreto a tensión; entonces, a mayor resistencia a tensión, mayor es la carga de agrietamiento inclinado.
- b) **Porcentaje de acero longitudinal:** Cuando aumentamos el porcentaje de acero longitudinal, entonces, podemos aumentar la carga necesaria para producir el agrietamiento inclinado. El agrietamiento debido a flexión bajo la misma carga es mayor, cuando el porcentaje de acero longitudinal sea menor. Al aumentar el agrietamiento en flexión, disminuye el valor de la carga de agrietamiento inicial.
- c) **Corte de barras longitudinales:** Si se corta un cierto número de barras longitudinales de tensión en una zona en la que existe fuerza cortante, la carga de agrietamiento inclinado es menor que la que se obtiene cuando no se corta ninguna barra. Esto se debe a que en la sección de corte se producen concentraciones importantes de esfuerzos que provocan grietas por flexión, lo que incrementa los esfuerzos cortantes en esta zona y origina en forma prematura el desarrollo de la grieta inclinada como continuación de las grietas a flexión.
- d) **Resistencia:** Las variables que afectan la capacidad de carga posterior al agrietamiento inclinado son principalmente la resistencia a esfuerzos de adherencia del acero longitudinal. Por lo general se considera que la carga de agrietamiento es igual a la carga máxima confiable del miembro.

4.5.3.2. Miembros con refuerzo transversal:

- a) **Efectos sobre agrietamiento:** Las mediciones de deformaciones realizadas en barras de refuerzo transversal, muestran que los esfuerzos en dichas barras son prácticamente nulos antes de que aparezca el agrietamiento inclinado. Las otras variables (Calidad

del concreto, porcentaje de acero longitudinal), producen los mismos efectos que en secciones sin refuerzo transversal.

- b) **Efectos sobre resistencia:** Existen dos criterios para obtener la resistencia de un elemento con refuerzo transversal; el primero determina la resistencia a fuerza cortante sumando la contribución del concreto y la del refuerzo transversal, o sea, que a la carga de agrietamiento se le suma la contribución directa del refuerzo transversal (calculada con la analogía de la armadura), este criterio se aproxima más a la resistencia de los elementos que fallan por fuerza cortante.

El otro criterio considera que, una vez desarrollada la grieta inclinada, solo el refuerzo transversal resiste la fuerza cortante.

El efecto del refuerzo transversal depende en forma importante del valor del porcentaje y del esfuerzo de fluencia del acero transversal utilizado. Si el porcentaje de acero transversal es muy bajo, al producirse la grieta inclinada, esta aumenta el esfuerzo en las barras de refuerzo que cruzan dichas grietas, excediéndose el esfuerzo de fluencia y originando una falla súbita en tensión diagonal.

Si el porcentaje de acero es aproximadamente el óptimo requerido, la carga externa se puede incrementar después de que se haya producido la grieta inclinada, aumentando los esfuerzos en el refuerzo transversal y en el concreto de la zona a compresión, hasta que se alcanza la fluencia del acero transversal. Cuando el elemento empieza a fallar y el acero fluye se puede apreciar la falla.

Si el porcentaje del refuerzo transversal es muy alto, el acero no alcanzará a fluir y se producirá una falla poco dúctil, y no tan súbita, dicha falla sería de tipo frágil; la falla se produce en la zona de compresión bajo un estado de esfuerzos combinados, sin producir la fluencia del acero en el alma del elemento" (Marquez, 1994).

4.5.4. Modelo propuesto (Vector2): Las directrices para el modelo serán similares a las usadas en Italia (Colajanni, 2014) y Nueva Zelanda (Liu, 2017), que evalúa la capacidad de corte para vigas de concreto reforzado con estribos en 2 direcciones, donde se tienen las siguientes premisas:

- 1) El estado límite máximo se representará por dos líneas, como se ilustra en la **Figura 15**, la primera conformada por el concreto y acero a compresión (vigas doblemente reforzadas), la otra representa el refuerzo inferior a tensión, adicionalmente una tercera que representa el concreto, el refuerzo longitudinal y el refuerzo transversal.
- 2) El acero de refuerzo longitudinal y de los estribos está sometido únicamente a las cargas de las mordazas con las que es aplicada.
- 3) Con relación al elemento estructural el tamaño del espaciamiento de los estribos y del refuerzo longitudinal es tan pequeño que pueden ser modelados como diferentes campos uniformes de tensión.
- 4) El campo de tensión del concreto en la línea que representa al concreto presenta una inclinación θ con relación al eje horizontal, en elementos que solo están sometidos a flexión y corte puede variar hasta $\beta \sim 45$ que es la inclinación que tienen las primeras grietas que empiezan a presentarse. La máxima capacidad cortante se da para $ctg(\theta)$ y puede variar entre $1 \leq ctg(\theta) \leq (ctg(\theta))_{max}$; el valor que suele ser asumido para $(ctg(\theta))_{max} = 2.5$.
- 5) Los materiales son uniformes en todo el elemento y cumplen con la teoría plástica.
- 6) Hay que tener especial cuidado con el punto en el que se aplican las cargas aplicando diferentes orientaciones al ángulo θ para el campo de tensión y fisura miento, para tener una capacidad al corte más preciso.
- 7) No se tiene en cuenta la resistencia a tensión del concreto V_c .

Este es un modelo extendido a vigas con refuerzo transversal en 2 direcciones a_1 y a_2 , como se someten a compresión y a tensión se deben modelar cuatro campos de tensión uniformes, uno que representa el refuerzo longitudinal y va en dirección horizontal, uno adicionalmente que representa al concreto a compresión con el ángulo de inclinación θ y finalmente uno en la dirección de los refuerzos transversales, como lo muestra la **figura 15. b**.

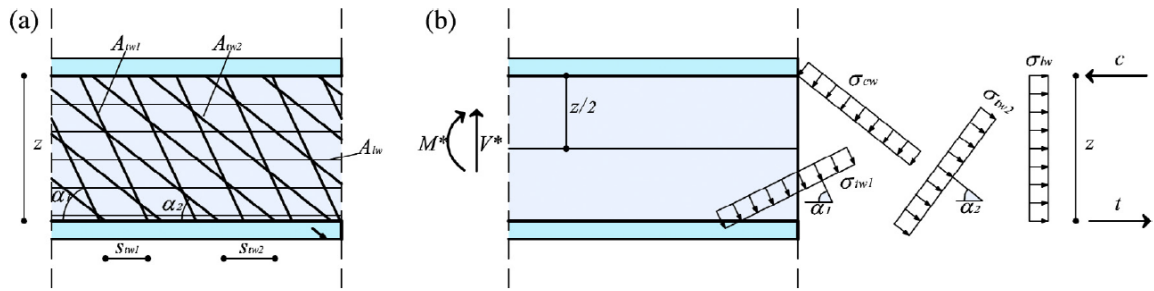


Figura 15. (a) Tipos de refuerzo (b) Campos de tensión (fuente: Colajanni, 2014.)

Para poder determinar las ecuaciones y el estado de equilibrio se introduce las siguientes notaciones: A_{wt1} , s_{wt1} , A_{wt2} y s_{wt2} , que representan el área y la distancia entre las secciones de la malla de acero de refuerzo de las respectivas direcciones α_1 y α_2 . A_{lw} es entonces el área del acero de refuerzo longitudinal, b_w y h son el ancho y la altura de la sección transversal respectivamente; f_y y f'_c como se ha manejado en todo el informe son la resistencia a la fluencia del acero y f'_c la resistencia a la compresión del concreto; Si A_{twi} es el área de los estribos como se mencionó anteriormente, los pares actuantes ω_{twi} (para $i=1, 2$) son:

$$\omega_{twi} = \frac{A_{wti}}{b_w * s_{wti} * \sin \alpha_i} * \frac{f_y}{f'_c} \quad (8)$$

de manera análoga para el acero de refuerzo y su área:

$$\omega_{lw} = \frac{A_{lw}}{b_w * h} * \frac{f_y}{f'_c} \quad (9)$$

Se debe tener en cuenta que para el estado de esfuerzos en dos direcciones en la malla de refuerzo se debe aplicar un coeficiente de "esfuerzo efectivo" para el concreto $u' \leq 1$, así entonces la banda que representa el concreto a tensión, este representa la acción de la compresión y entonces finalmente para esta zona es $f'_c = u' f'_c$.

Es importante para determinar la capacidad cortante de la viga introducir ecuaciones de equilibrio, paralelas a la línea de acción del concreto o a una de las direcciones que posee el refuerzo transversal:

$$\vartheta(x) = \sigma_{tw1} * \omega_{tw1} * (ctg\theta + ctg\alpha_1) * \sin^2\alpha_1 + \sigma_{tw2} * (ctg\theta + ctg\alpha_2) * \sin^2\alpha_2 \quad (10)$$

$$\vartheta(x) = \sigma_{cw} * (ctg\theta + ctg\alpha_1) * \sin^2\theta + \omega_{tw2} * (ctg\alpha_2 - ctg\alpha_1) * \sin^2\alpha_1 \quad (11)$$

$$\vartheta(x) = \sigma_{cw} * (ctg\theta + ctg\alpha_1) * \sin^2\theta + \omega_{tw2}(ctg\alpha_2 - ctg\alpha_1) * \sigma_{tw2} * \sin^2\alpha_2 \quad (12)$$

$$C(x) = m(x) - 0.5f_y * \left[\omega_{tw1} * \sigma_{tw1} * \frac{ctg^2\theta - ctg^2\alpha_1}{1 + ctg^2\alpha_1} + \omega_{tw1} * \sigma_{tw2} * \frac{ctg^2\theta - ctg^2\alpha_1}{1 + ctg^2\alpha_1} - \omega_{lw} * \sigma_{lw} \right] \quad (13)$$

$$T(x) = m(x) + 0.5 \left[\omega_{tw} * \sigma_{tw1} * \frac{ctg^2\theta - ctg^2\alpha_1}{1 + ctg^2\alpha_1} + \frac{\omega_{tw2}\theta_{tw2}(ctg^2\theta - ctg^2\alpha_2)}{1 + ctg^2\alpha_2} - \omega_{lw} * \sigma_{lw} \right] \quad (14)$$

En estas ecuaciones los sigmas representan el campo de tensión de los estribos y el concreto a compresión, son adimensionales y no dependen de la resistencia de diseño del acero f_y y la resistencia reducida del concreto f'_c ; $v(x)$, $C(x)$ y $T(x)$ son el cizallamiento, las fuerzas totales y la tensión actuantes sobre el eje X, también son adimensionales; $m(x)$ es el momento flector en función de $bw * f'_c * z$, es adimensional y z es el brazo al que se le aplica la fuerza.

Finalmente, la capacidad cortante se puede estimar usando el teorema estático de la plasticidad (**sección 4.6.**), en las cuales la carga máxima sobre las franjas debe cumplir las ecuaciones de equilibrio (ecuaciones 10, 11, 12, 13 y 14) y además las siguientes condiciones de frontera:

$$0 \leq (\sigma_{cw}, \sigma_{tw1}, \sigma_{tw2}) \leq 1 \quad (15)$$

Donde $\xi = x/z$ es la distancia desde la parte superior al eje neutro adimensional, adicionalmente se tiene las relaciones de área y fuerza mecánica sobre las líneas dado por $\omega'_s = A'_s / (bw * z * f'_c)$ y $\omega_s = A_s / (bw * z * f'_c)$, estas relaciones son para las zonas a compresión y a tensión.

$$T(x) \leq \omega_s - \omega'_s \leq C(x) \leq \frac{\xi}{v' - \omega'_s} \quad (16)$$

Para los campos de acción de los esfuerzos en los estribos se tiene:

$$0 \leq \frac{\omega_{t1} * \sigma_{tw1} * \sin^2\alpha_1}{\sin^2\theta} + \frac{\omega_{tw2} * \sigma_{tw2} * \sin^2\alpha_2}{\sin^2\theta} \leq 1 \quad (17)$$

Estos términos incluyen en el modelo la dirección de los estribos inclinados.

- 4.6. Plasticidad:** Es una característica de todos los materiales a tener una resistencia limitada, es una característica fundamental en la naturaleza y por esta las piezas y estructuras pueden romperse. El primer principio de la plasticidad es que se incorpora un límite propio a cada material y se puede determinar matemáticamente.

El segundo principio de la plasticidad es la ductilidad inherente a algunos materiales, asociado a una respuesta manifestada en deformaciones que es irreversible. A este fenómeno de deformarse hasta perder la forma se le asocia la fluencia. La forma de medir la ductilidad es mediante el ensayo de tracción uniaxial o compresión simple.

5. Metodología

- 5.1. Mezclado del concreto hidráulico:** Para garantizar la homogeneidad de la mezcla la misma se realizó en concretadora, de este modo se aplicó primero el 10% del contenido de agua, posteriormente se agrega el cemento y se mezclan hasta que se genere una pasta, seguidamente se añade la grava y finalmente la arena, el resto del agua se coloca paulatinamente con los agregados.



Figura 16. Mezclado del cemento, arena, grava y agua (Fuente propia).

5.2. Armado de las vigas y de los cilindros testigos: Luego de que se tenía la mezcla lista se procede a fundir, en la formaleta de las vigas y los cilindros testigos, para lograr la consistencia deseada fue importante compactar el concreto y además vibrarlo para retirar el aire, el vibrado también es importante para que los granos se acomoden y ocupen todo el lugar entre las canastas de acero que componen los elementos estructurales. La compactación se realizó por medio de una varilla golpeando directamente sobre el concreto, 25 golpes en espiral en 3 capas; mientras que el vibrado se hizo golpeando con un martillo de goma sobre la formaleta, es importante que el martillo sea de goma y que los golpes no sean muy fuertes para evitar el fenómeno de la segregación, adicionalmente se hizo el ensayo de asentamiento y se encontró que el mismo era de 8 pulgadas. Es importante recalcar que se fundieron 6 cilindros testigos, para el control de calidad y 3 vigas, una sin refuerzo, una simplemente reforzada y la última doblemente reforzada, es de especial importancia para estas dos últimas que durante el armado se tenga constancia de la posición final del acero de refuerzo, esta se muestra en la siguiente figura:

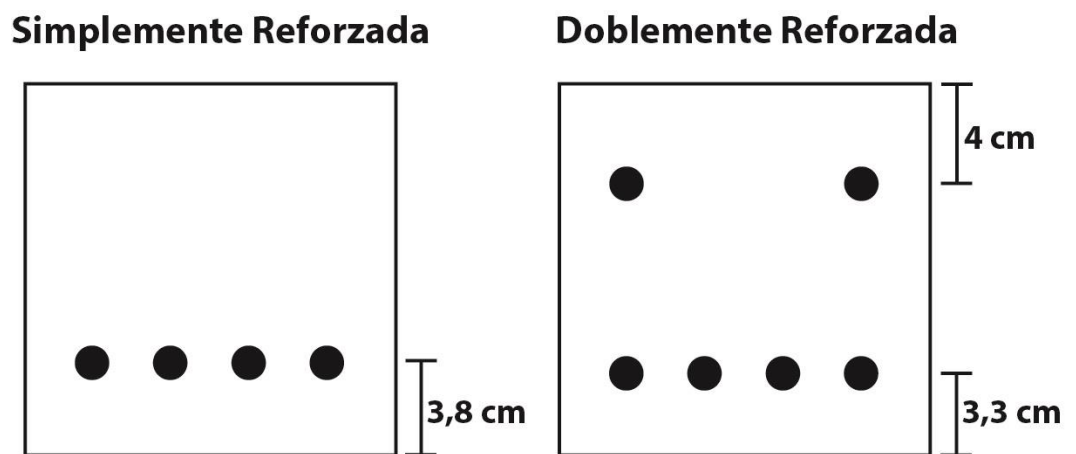


Figura 17. Posición del acero de refuerzo longitudinal (fuente propia)

Finalmente, y luego del vaciado tanto los cilindros como las vigas se dejaron las 24 horas posteriores dentro de la formaleta, esto para que adquieran la resistencia necesaria que le permita mantener su forma, justo en este momento se desencofro, es decir, se retiró la formaleta para transportar las probetas a un cuarto de curado, que en condiciones de humedad y

temperatura constante ayudan con el fraguado del concreto evitando la expansión térmica que se da durante este proceso.



Figura 18. Armado de los cilindros y vigas con colocación de su respectivo acero (Fuente propia).

5.3. Control de calidad de los materiales: Para poder refinar la modelación que represento el efecto de las fuerzas cortantes en las vigas fue necesario realizar control de calidad del concreto y el acero de refuerzo, para esto como se tiene claridad, los días 7, 14 y 28 se fallaron en el ensayo de compresión simple, siendo el día 28 el más importante, dado que sobre este se realizaban los modelos.



Figura 19. Cilindro fallado en ensayo de compresión simple (fuente propia).

Para el caso del acero se tomaron 6 probetas y se sometieron a un ensayo de tensión, con el fin de encontrar la fluencia del acero (f_y) y el esfuerzo ultimo (f_u) a partir de las curvas esfuerzo deformación obtenidas, con los 4 valores obtenidos se hayo un promedio que sea lo suficientemente representativo para las 4 varillas que lleva la viga simplemente reforzada y las 6 que posee la doblemente reforzada.



Figura 20. Ensayo de tensión para el acero (fuente propia).

- 5.4. Ensayo a flexión:** Ya pasados los 28 días y con el concreto alcanzando su resistencia máxima, se procedió a realizar el ensayo a flexión como lo indica la norma técnica colombiana #1377, para ello las vigas que como se sabe son de 50 cm de longitud son simplemente apoyadas dejando una luz de 45cm entre los apoyos, y la carga que genero la flexión se aplicó en los tercios de esta, es decir a 15 cm de cada apoyo.

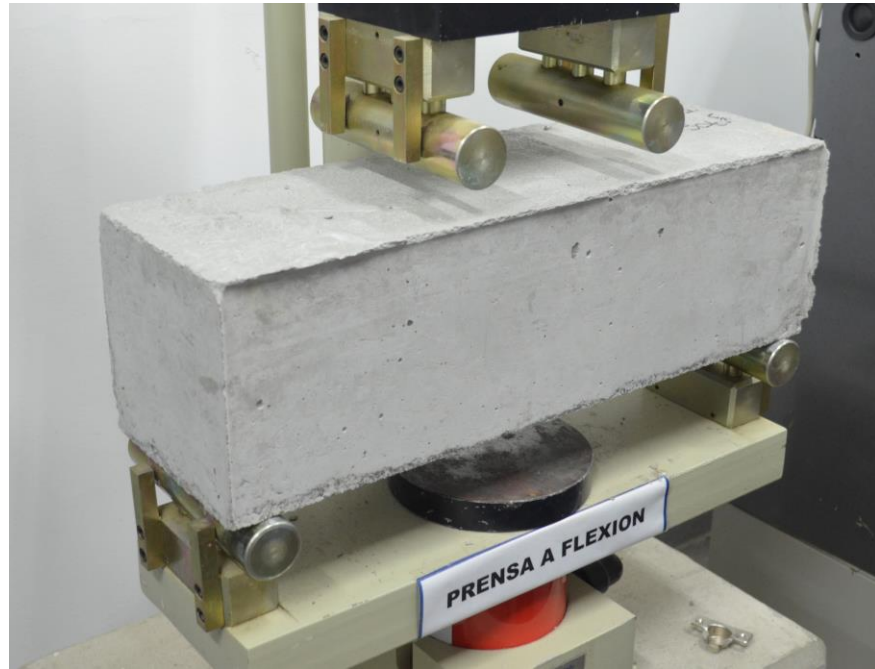


Figura 21. Montaje para ensayo a flexión (fuente propia)

De este ensayo se obtuvo como resultado directo la fuerza cortante que soporta la viga, aunque en el caso de la primera viga, es decir, la que no lleva acero de refuerzo este resultado solo fue de relevante para el cálculo del módulo de rotura del concreto (esto es meramente una relación que sirve para conocer la resistencia a la tensión del concreto), y se calcula con la siguiente ecuación:

$$MR = \frac{P * L}{b * d^2} \quad (18)$$

Esta ecuación es una generalización que solo puede ser aplicada para el caso en el que las cargas fueron aplicadas en los tercios de la viga, donde L es la longitud de la luz y P la fuerza cortante máxima con la que la probeta falla. Fue importante dejar archivo fotográfico del agrietamiento en la prueba, dado que este se comparó con el mostrado por los modelos.



Figura 22. Agrietamiento típico falla a cortante con ángulos de aproximadamente 45 grados (Fuente propia).

5.5. Implementación de los modelos: Como se mencionó en la sección 4.5.4. El software vector2 tiene condiciones, desde la teoría, ya precargadas es por eso por lo que en cuanto al modelo solo se cargaron los datos obtenidos en los ensayos de laboratorio y la geometría de la viga (con especial importancia la posición del acero).

Material Properties		Smearred Reinforcement Properties	
Reference Type:	Reinforced Concrete	Reference Type:	Ductile Steel Reinforcement
Thickness, T:	150 mm	Fibre Type:	
Cylinder Compressive Strength, f _c :	18.53 MPa	Out of Plane Reinforcement:	<input type="checkbox"/>
Tensile Strength, f _t :	2.129 MPa	Reinforcement Direction from X-Axis:	0 °
Initial Tangent Elastic Modulus, E _c :	20232 MPa	Reinforcement Ratio, rho:	1 %
Cylinder Strain at f _c , e _o :	2 me	Reinforcement Diameter, D _b :	10 mm
Poisson's Ratio, Mu:	0.15	Yield Strength, F _y :	400 MPa
Thermal Expansion Coefficient, C _c :	0 /°C	Ultimate Strength, F _u :	600 MPa
Maximum Aggregate Size, a:	19 mm	Elastic Modulus, E _s :	200000 MPa
Density:	2400 kg/m ³	Strain Hardening Strain, e _{sh} :	10 me
Thermal Diffusivity, K _c :	0 mm ² /s	Ultimate Strain, e _u :	150 me
Maximum Crack Spacing... perpendicular to x-reinforcement, S _x :	0 mm	Thermal Expansion Coefficient, C _s :	0 /°C
perpendicular to y-reinforcement, S _y :	0 mm	Prestrain, Dep:	0 me
Color:	 	Unsupported Length Ratio, b/t:	0

Figura 23. Ingreso datos a Vector2 para las propiedades mecánicas de los materiales (Fuente propia).

Como se aprecia en la **Figura 23**, a el Vector2 le basta con introducir los resultados de la resistencia del concreto a los 28 días ($f'c$), la resistencia del concreto a tensión (f_t), la resistencia a la fluencia del acero (f_y), el esfuerzo ultimo (f_u) y el módulo de elasticidad de este también (E_s). Los valores como la densidad del concreto, o el diámetro del acero de refuerzo se toman teóricos, 2400Kg/m³ y 6.4mm respectivamente.

Finalmente, para observar la tipología de la falla y la capacidad cortante de la viga se usa la herramienta Janus Postprocessor, que con la geometría y las características del material entregó, en franja de colores la fuerza cortante actuante en cada punto de la sección longitudinal, además de la dirección y posición de las fallas, de la siguiente manera:

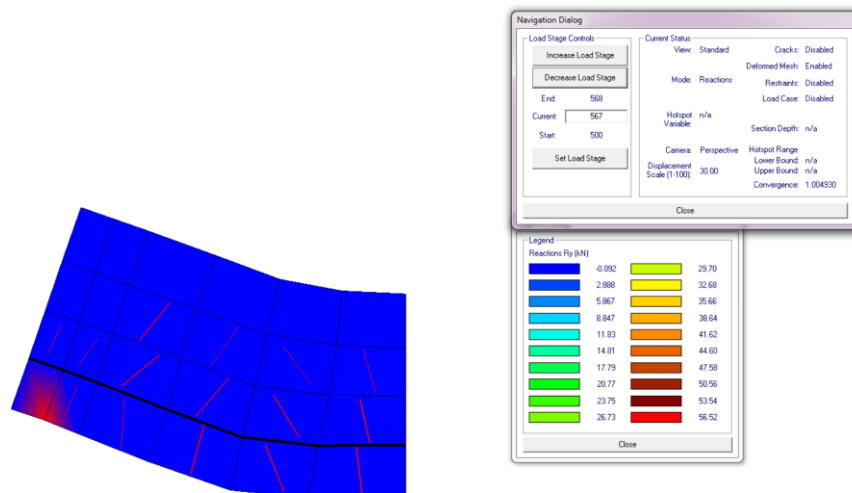


Figura 24. Resultado numérico de un modelo simulado en Vector2 (fuente propia).

5.6. Comparación resultados experimentales y modelos Vector2:

Como último se procedió a comparar la posición de las fallas en las probetas usando un flexómetro, también midiendo el espaciamiento entre ellas, es decir, espacio entre grietas, este y como se ha mencionado es uno de los dos criterios usados para determinar la exactitud de los modelos del Vector2.



Figura 25. Medición de la posición y la distancia entre fallas (fuente propia)

Análogamente, los resultados de capacidad cortante se extrajeron directamente del dial del equipo a flexión, mismos que se comparan con los valores máximos obtenidos en el modelo, estos serán mostrados y explicados en la sección siguiente.

5.7. Cálculo teórico del eje neutro y la cuantía del acero:

5.7.1. Viga simplemente reforzada: Se calcula la posición del eje neutro medido desde la parte superior de la viga, para ello se usa el principio de estática para las fuerzas internas en la viga, es decir, la fuerza en la zona a tensión es igual a la fuerza en la zona a compresión, $T=C$, de donde se obtiene:

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a \quad (19)$$

Donde a es la posición medida desde arriba donde se aplica la fuerza, y aplicando:

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (20)$$

Donde β_1 es una constante que depende del f'_c , cuando es menor que 28MPa es 0.85.

Análogamente se calculó la cuantía de la viga y su respectiva cuantía mínima, que como se ha mencionado es la relación entre las áreas del concreto y el acero en la sección transversal y es importante para estimar el tipo de falla que se puede dar, como se mencionó en la sección **4.5.1**. la cuantía se calcula entonces:

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} \quad (21)$$

Y la cuantía mínima es:

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} \leq \frac{1.4}{f_y} \quad (22)$$

5.7.2. Viga doblemente reforzada: El cálculo de la posición del eje neutro para este caso no se realizó de forma tan directa como en el caso anterior, dado que esta además de depender de parámetros igual que la anterior también depende del área y la posición del acero en la zona a compresión, partiendo de la ley de Hooke, se tiene:

$$f'_s = E_s * \left(1 - \frac{d'}{c}\right) \quad (23)$$

Donde f'_s es la resistencia del acero a compresión y d' es la distancia desde la parte superior al centro de las barras también en la zona a compresión, análogamente se tiene que la relación para calcular el eje neutro es:

$$c = \frac{A_s * f_y - A'_s * f'_s}{0.85 * \beta_1 * f'_c * b} \quad (24)$$

Remplazando la ecuación 23 en la 24 se obtiene la siguiente función hiperbólica, y para su solución fue necesaria el uso de métodos numéricos con la herramienta SOLVER del Excel:

$$c = \frac{A_s * f_y - A'_s * E_s \left(1 - \frac{d'}{c}\right)}{0.85 * \beta_1 * f'_c * b} \quad (25)$$

La cuantía mínima para este caso se calculó en función de la relación entre las cuantías de la zona a tensión que para esta se usó la ecuación 21, para la zona a compresión se procedió de la siguiente manera:

$$\rho' = \frac{A'_s}{b * d} \quad (26)$$

Aunque es la cuantía de la zona a compresión se usa la distancia desde la parte superior al centro de las varillas que se encuentran a tensión, la cuantía mínima o efectiva se dio cuando se cumple la siguiente desigualdad:

$$\rho_{ef} = \rho - \rho' \geq \left(\frac{\beta_1 * 0.85 * f'_c * d'}{d * f_y} \right) \left(\frac{600}{600 - f_y} \right) \quad (27)$$

6. Resultados y análisis: Los resultados obtenidos se dividirán en los que hicieron parte de los ensayos de control de calidad de los materiales, los experimentales del ensayo a flexión, los obtenidos para el modelo y finalmente la comparación entre estos últimos, que será el resultado más importante.

6.1. Resultado control de calidad del concreto: Para la resistencia a la compresión simple del concreto a los 28 días se ensayaron 2 cilindros testigos, dando una resistencia media $f'_c=18.53\text{MPa}$, que con relación a lo especificado en la sección **4.2.1.** y lo exigido por la NSR-10, para concretos con resistencia de diseño inferior o igual a los 35MPa , no hay excedencia y se considera que el concreto cumple dado que las diferencias no son mayores a los 3.5MPa .

6.2. Control de calidad del acero de refuerzo: Los resultados del ensayo a tensión para el acero se hicieron para 4 probetas tratando de encontrar el más representativo y evitar una única respuesta que pudiera causar sesgos, se presentan entonces las curvas esfuerzo deformación para cada barra estudiada:

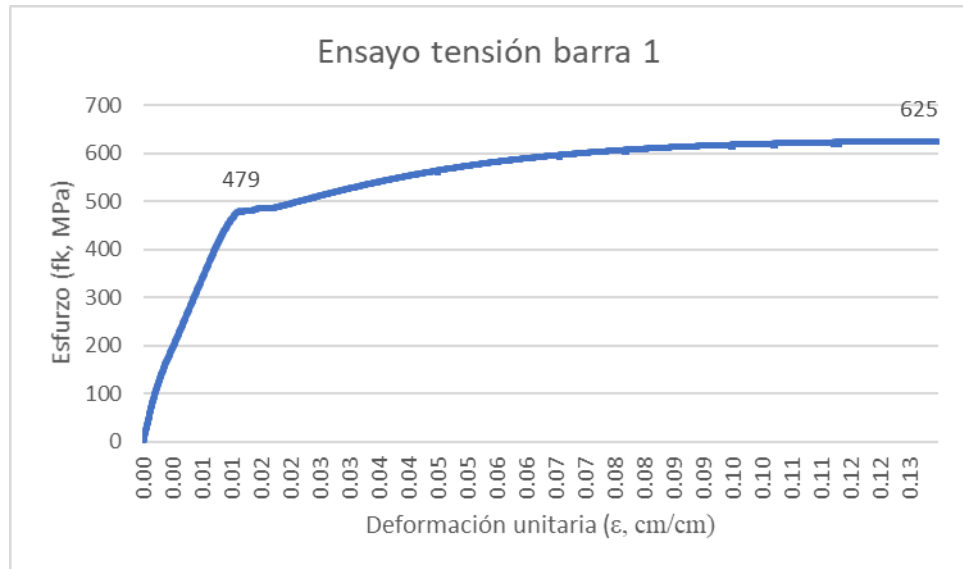


Figura 26. Curva esfuerzo deformación para la varilla número 1 de acero calibre 2 (fuente propia).

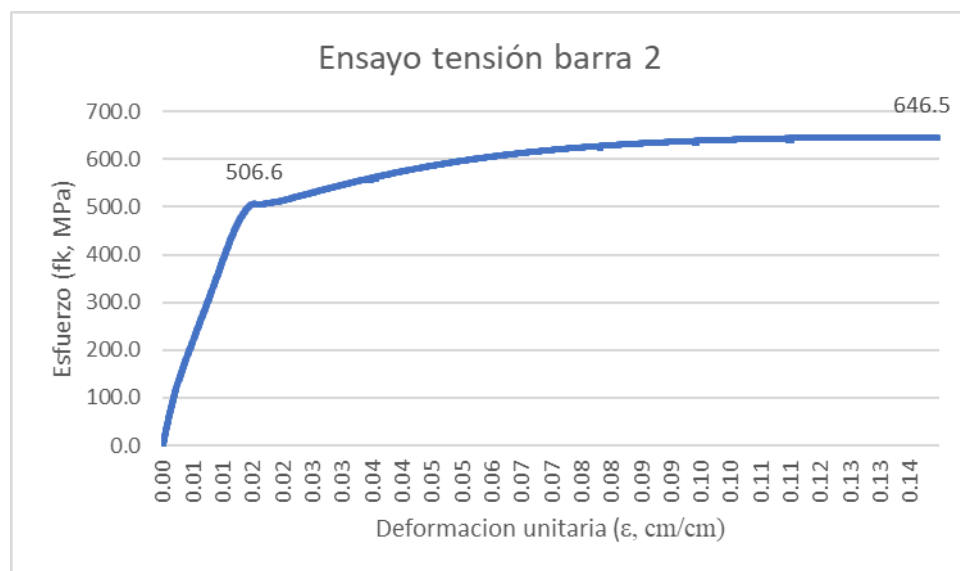


Figura 27. Curva esfuerzo deformación para la varilla número 2 de acero calibre 2 (fuente propia).

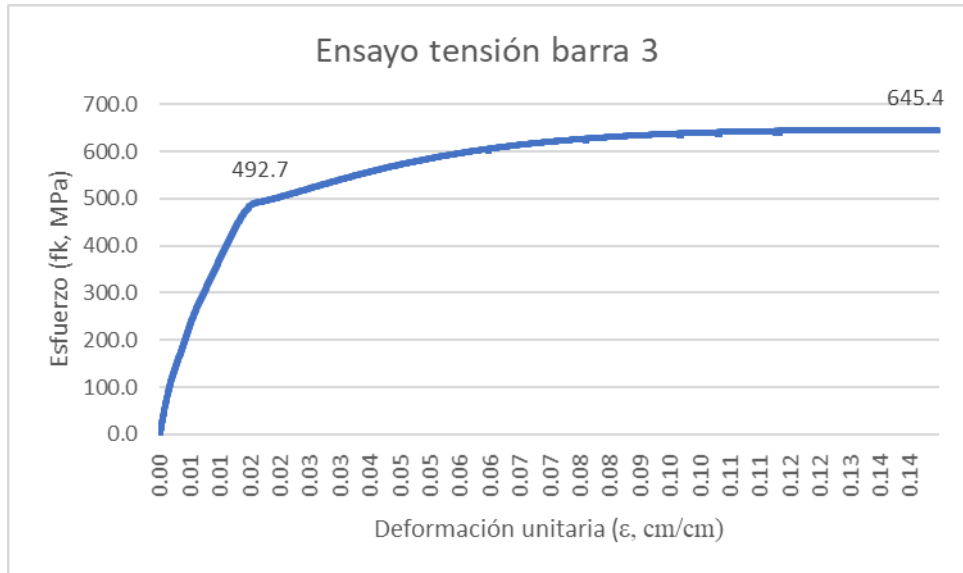


Figura 28. Curva esfuerzo deformación para la varilla numero 3 de acero calibre 2 (fuente propia).

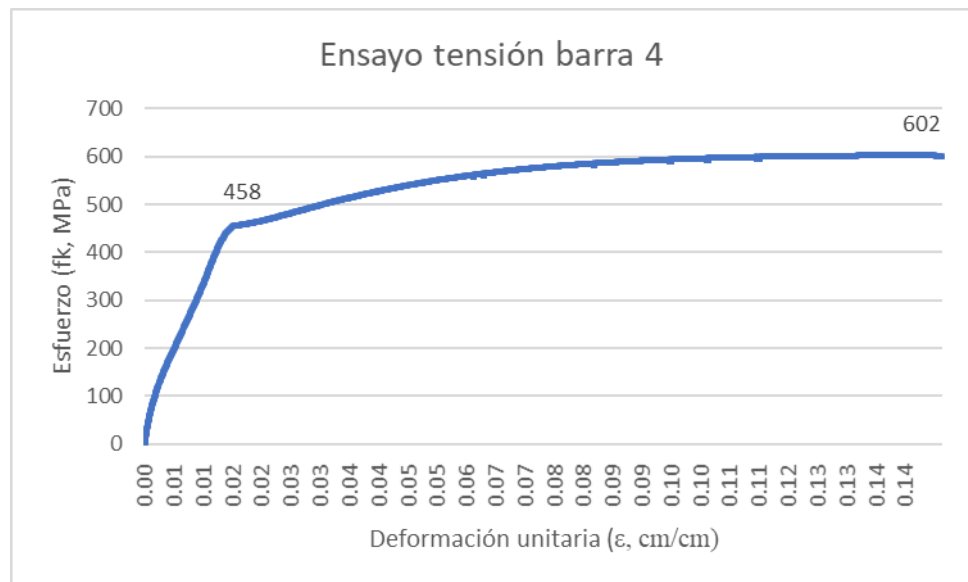


Figura 29. Curva esfuerzo deformación para la varilla numero 4 de acero calibre 2 (fuente propia).

Los resultados importantes para el modelo se presentan a continuación sintetizados:

Esfuerzo fluencia acero			
Barra #	Carga (lb)	Carga (N)	Esfuerzo (MPa)
1	3450	15345.60	479.55
2	3645	16212.96	506.66
3	3545	15768.16	492.76
4	3300	14678.40	458.70

Tabla 3. Resultados fluencia del acero para cada barra analizada (fuente propia).

Como se puede apreciar hay un valor atípico y muy alejado de los demás, es por eso por lo que para estimar la resistencia se toma el promedio de los 3 más bajas obteniendo un $f_y=477\text{MPa}$, adicionalmente se calcula la elongación de la barra:

Elongación acero dúctil			
Barra #	Alargamiento (in)	Alargamiento (cm)	Elongación
1	1.21	3.08	0.15
2	1.33	3.37	0.17
3	1.42	3.60	0.18
4	1.29	3.26	0.16

Tabla 4. Elongación adimensional del acero (fuente propia).

Al igual que el caso del esfuerzo a fluencia se elimina el valor más lejano a la media, y promediando la elongación es de 0.16 o el 16%.

Resistencia a la tracción mínima MPa (psi)	550 (80 000) ^A
Resistencia a la fluencia mínima MPa (psi)	420 (60 000)
Resistencia a la fluencia máxima MPa (psi)	540 (78 000)
Alargamiento mínimo en 200 mm para Sistema Internacional (SI) ó 8 pulgadas para el sistema inglés	
Número de designación de las barras	%
2, 3, 4, 5, 6	14
7, 8, 9, 10, 11	12
14, 18	10
^A La resistencia a la tracción debe ser igual o mayor a 1,25 veces la resistencia a la fluencia.	

Tabla 5. Requerimientos mínimos de fluencia del acero y % de alargamiento (Fuente: Norma técnica colombiana 2289).

Comparando los resultados obtenidos para una varilla grado 60 con lo que se estipula en la **tabla 5**, se ve que cumple con lo exigido para la NTC-2289 tanto de resistencia a fluencia mínima como máxima y porcentaje de alargamiento, no es un acero ideal para fines estructurales dado que al ser tan resistente pierde ductilidad y su comportamiento se asemeja más al de un material frágil.

Para el modelado también es importante el esfuerzo último, se encontró que, para el muestreo realizado, y eliminando un dato como en los demás casos $f_u=624.13\text{MPa}$.

Esfuerzo ultimo acero			
Barra #	Carga (lb)	Carga (N)	Esfuerzo (MPa)
1	4496.38	19999.90	625.00
2	4651.45	20689.66	646.55
3	4643.57	20654.61	645.46
4	4330.54	19262.22	601.94

Tabla 6. Esfuerzo último del acero para las varillas ensayadas (Fuente propia).

El resultado final asociado al acero de refuerzo fue el módulo de elasticidad, el que comprende la pendiente de la región donde la curva tiene un comportamiento lineal, $E_s=199551.946\text{MPa}$, teóricamente se asume que este es 200000MPa , así que el acero de refuerzo también cumple por este criterio.

Módulo de Young			
Barra #	Elasticidad (lb)	Elasticidad (N)	Elasticidad (MPa)
1	1425.105	6338.869	198089.651
2	1497.862	6662.489	208202.794
3	1383.909	6155.629	192363.393
4	1332.049	5924.952	185154.762

Tabla 7. Módulo de elasticidad del acero (fuente propia).

Otra de las entradas para el Vector2, son las deformaciones unitarias asociadas al esfuerzo ultimo y al punto donde se da el cambio de pendiente que va hacia el esfuerzo asociado a la

resistencia ultima luego de la fluencia, las deformaciones son adimensionales y se encontró que $\epsilon_u=0.151$ y $\epsilon_{us}=0.02$.

Deformación asociada al esfuerzo ultimo			
Barra #	Alargamiento (in)	Alargamiento (cm)	Deformación (cm/cm)
1	1.141	2.899	0.145
2	1.236	3.139	0.157
3	1.298	3.297	0.165
4	1.179	2.995	0.150

Tabla 8. Deformación unitaria para el esfuerzo último del acero a tensión (fuente propia).

Deformaciones en el cambio a deformación permanente			
Barra #	alargamiento (in)	alargamiento (cm)	Deformación (cm/cm)
1	0.157	0.399	0.020
2	0.164	0.416	0.021
3	0.157	0.399	0.020
4	0.157	0.399	0.020

Tabla 9. Deformación unitaria en el punto de cambio de pendiente (fuente propia).

6.3. Resultados ensayo a flexión: Luego de fallar las vigas en el ensayo flexión se obtuvieron los siguientes resultados de fuerza cortante (capacidad cortante):

Resultados flexión		
Viga	Carga (kN)	Esfuerzo (MPa)
Sin refuerzo	15.666	2.09
S. reforzada	58.977	7.86
D. reforzada	70.972	9.46

Tabla 10. Resultado ensayo a flexión para vigas simplemente reforzadas (fuente propia).

Para la viga sin refuerzo adicionalmente se calcula el módulo de rotura haciendo uso de la **ecuación 18** el resultado hallado fue

2.129MPa, esta es la resistencia a tensión del concreto y aunque se ha mencionado que es el 8% de f'_c también puede variar hasta el 15%, en este caso es el 11% y constata el dato obtenido, los valores hallados de capacidad cortante de las dos vigas con refuerzo serán comparados con los entregados en el modelo.

6.4. Resultados de carga máxima en los modelos de Vector2:

Análogamente, se obtiene de manera directa en los resultados entregados por vector2 de la capacidad cortante en base a la carga soportada en los apoyos, es importante destacar que el modelo se realiza para la mitad de la sección longitudinal de la viga:

Resultados Modelo	
Viga	Carga (kN)
Sin Refuerzo	15.58
S. Reforzada	53.51
D. Reforzada	68.99

Tabla 11. Resultados capacidad cortante (Fuente propia).

Como la carga está distribuida simétricamente en la viga (aplicada en los dos tercios), se modela media viga para seguir los lineamientos de los italianos y así obtener la carga en la reacción, que su vez será la capacidad cortante de la viga.

6.5. Resultados teóricos posición eje neutro, cuantía del acero y momento resistente:

6.5.1. Viga simplemente reforzada: Luego de aplicar la ecuacion19 y 20 se encontró que la posición del eje neutro para esta varilla estaba 30.40mm por debajo de la zona superior de la viga, es decir, para cualquier punto por encima de este punto todos los esfuerzos son a compresión y es la condición optima de trabajo para el concreto, y para cualquier punto por debajo los esfuerzos son a tensión debido a la flexión y son soportados por el concreto

Además, se encontró que la cuantía calculada para esta viga es:

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{4 * (32mm^2)}{(150mm * 112mm)} = 0.00762$$

Y la cuantía mínima que garantiza que la falla sea segura y sub-reforzada, dada por la ecuación 19 que se obtuvo fue:

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{18.53}}{4 * 477} \leq \frac{1.4}{477} = 0.00226 \leq 0.00294$$

Se pudo observar que la cuantía que presento la viga es mayor a la mínima requerida, entonces el acero entrara a fluencia y fallara primero que el concreto, garantizando ductilidad. Finalmente se calcula el momento ultimo nominal o momento resistente que teóricamente es el máximo que soporta la viga con la contribución de la armadura de acero:

$$\begin{aligned} M_n &= A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 4 * 32mm^2 * 0.477 \text{ kN/mm}^2 * (0.112m - 0.0125m) \\ &= 6.05 \text{ kN} - m \end{aligned}$$

Adicionalmente mediante el uso del software SAP2000 se construye un modelo para conocer el comportamiento de la viga cuando las cargas generan la flexión, mediante diagramas de cortante y momento flector, se debe aclarar que los modelos en este programa atienden solamente la zona elástica de los materiales, por eso no se simulan estados de falla, a diferencia del método de la ACI que esta parametrizado para en el caso de vigas sometidas a carga axial y flexión tener en cuenta dos condiciones, la primera que relaciona el esfuerzo a compresión promedio en el bloque equivalente de esfuerzos con el esfuerzo máximo en la sección, la segunda en cuestión asocia la distancia del eje neutro desde la capa superior, al esfuerzo que se presenta en esta misma, en representación de C, que es la usada en el equilibrio de las fuerzas internas, la posición del eje neutro a la vez tiene asociado el ya mencionado factor β_1 , que es la proporción entre la profundidad del eje neutro y la profundidad del bloque equivalente. En general no se puede hacer una representación del concreto lineal y tienen más valides métodos como el de la ACI (aunque sus resultados, tampoco son exactos debido a los factores de seguridad que las mismas involucran), por eso la implementación de los modelos en vector 2, finalmente esto se obtuvo del modelo de SAP:

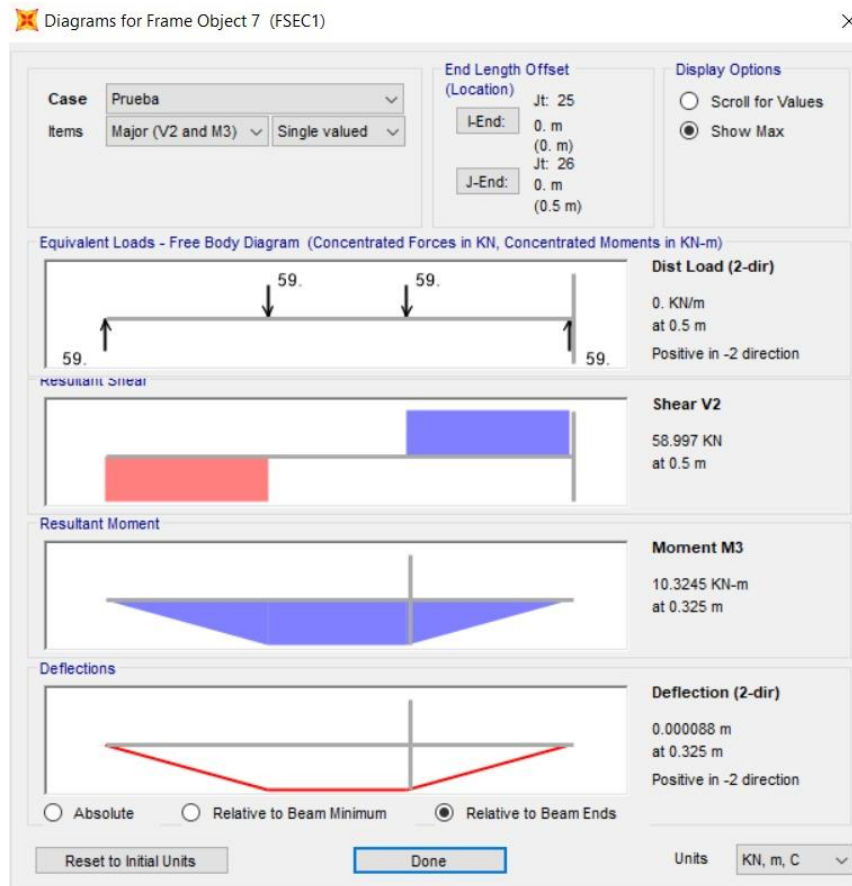


Figura 30. Diagrama de cortante y momento flector para la viga simplemente reforzada (Fuente propia).

6.5.2. Viga doblemente reforzada: Para el caso de la viga doblemente reforzada es necesario a partir de la ecuación 25 y usando herramientas tipo SOLVER calcular la posición del eje neutro, ya que esta tiene el comportamiento de una hipérbola, partiendo de lo siguiente se encontró:

$$0 = c - \left(\frac{-12710268 - \frac{510852981}{c}}{2008.19} \right)$$

Que había 2 raíces para c , $c_1 = -6288.77\text{mm}$ y $c_2 = 40.450\text{mm}$, es claro que el signo negativo no tiene sentido cuando se habla de longitudes, así que se elige la positiva, esta misma se encuentra justo debajo de la posición del acero superior (40mm), y se garantiza que el acero superior se encuentra trabajando a compresión y la viga es doblemente reforzada.

La cuantía en la zona a compresión y tensión fue:

$$\rho' = \frac{A'_s}{b * d} = \frac{2 * 32\text{mm}^2}{150\text{mm} * 117\text{mm}} = 0.00365$$

Además, la cuantía mínima o efectiva está dada por:

$$\rho_{ef} = \rho - \rho' = 0.00729 - 0.00365 = 0.00364$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \frac{4 * 32mm^2}{150mm * 117mm} = 0.00729$$

Con este último dato y con la ecuación 27 se chequea la cuantía y el tipo de falla que se dará en la viga:

$$0.00364 \geq \frac{0.85 * 0.85 * 18.53MPa * 40mm}{117mm * 477MPa}$$

$$0.00364 \geq 0.00197$$

En este caso también se dio cumplimiento, así que para la viga doblemente reforzada la falla también es segura y dúctil. Como resultado directo de lo anterior se tiene también la resistencia del acero en la parte superior de la viga, el signo positivo de este indica que como se tenía calculado en esta zona este trabaja a compresión.

$$f'_s = 624.13MPa * \left(1 - \frac{40mm}{41.45mm}\right) = 21.83MPa$$

Con este valor son conocidas todas las fuerzas internas actuantes en la viga y se puede calcular el momento nominal, o el último soportado por la viga sometida a flexión.

$$M_n = A_s * f_y * (h - d - d') + 0.85 * f'_c * b * a * \left(d - \frac{a}{2}\right) - A'_s * f'_s * (d - d')$$

$$= 1.77kN.m + 8.27kN.m - 0.11kN.m = 9.94kN.m$$

También se calcula mediante SAP2000 para este caso el diagrama de momento flector y fuerza cortante vale la aclaración que estas son fuerzas internas y no se tiene en cuenta la resistencia de los materiales, por eso el valor teórico de momento en estos casos es mayor al calculado mediante los métodos del ACI, y no suele ser tan representativo, aunque para estos casos se está garantizando que la falla presente es únicamente por cortante, los resultados se presentan a continuación:

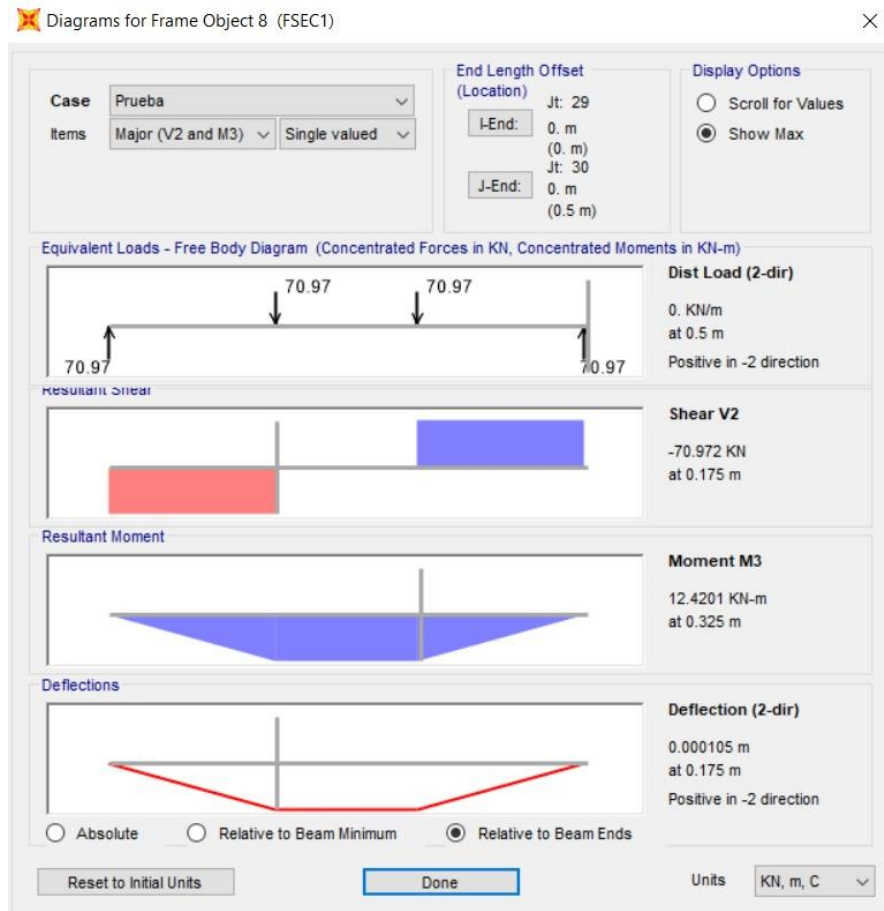


Figura 31. Diagrama de fuerza cortante y momento flector para la viga doblemente reforzada (Fuente propia).

6.5.3. Diagrama fuerza cortante y momento flector para la viga sin refuerzo: Dado que los valores teóricos de momento ultimo resistente o nominal no son posibles de calcular para la viga sin refuerzo, dado que el método de la ACI exige el equilibrio de fuerzas internas $T=C$, y para este método en la zona a compresión solo es aportante el acero, es decir en este caso la fuerza a tensión sería cero y no habría equilibrio, se analiza entonces desde el punto de vista de los diagramas de cortante y momento, que solo tienen en cuenta la geometría de la viga,

la posición de las cargas y la magnitud de las mismas, los resultados obtenidos en SAP2000 son:

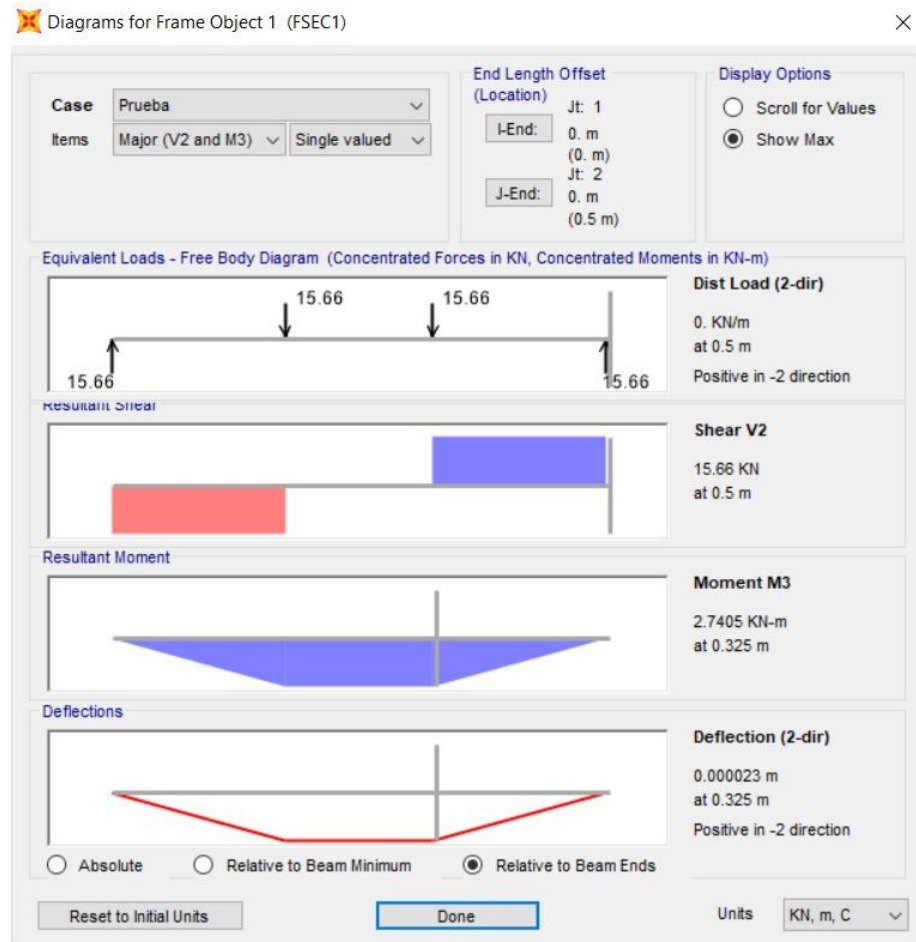


Figura 32. Diagrama de fuerza cortante y momento flector para la viga sin refuerzo (fuente propia).

Se nota además que teóricamente es el momento soportado para la carga aplicada, que en este caso no necesariamente es el nominal, dado que, para esta viga, la falla es netamente a cortante.

6.6. Comparación resultados ensayos de laboratorio y modelos:

Como se mostró en las secciones 6.3 y 6.4 los resultados de capacidad cortante y reacciones en los apoyos, para ningún caso la diferencia porcentual entre los modelos de vector2 y las vigas falladas en el laboratorio es mayor al 10% como se puede apreciar en la siguiente tabla:

Comparación ensayos y modelos			
Viga	Fuerza máxima registrada por el equipo (kN)	Valor máximo calculado por el modelo (kN)	Ajuste (%)
Sin Refuerzo	15.666	15.58	99.45%
S. Reforzada	58.977	53.51	90.73%
D. Reforzada	70.972	68.99	97.21%

Tabla 12. Porcentaje de diferencia entre los ensayos de laboratorio y los modelos (fuente propia).

Para el caso de la viga doblemente reforzada y la que no lleva refuerzo, el ajuste entre lo experimental y lo teórico surgido de los modelos y el trabajo realizado en Italia es casi del 100%, lo que quiere decir que el fenómeno fue bien representado, es importante además decir que no es posible realizar una prueba de bondad y ajuste, o un análisis de datos, dado que los 3 ensayos son eventos aislados y no guardan relación entre ellos, dado que dependen del refuerzo longitudinal de acero que estos poseen. Para el caso de la viga simplemente reforzada el ajuste no es tan bueno como en los dos demás casos, pero aun así parece representar bien la capacidad a cortante. A continuación, se muestran los resultados de la simulación justo antes de la falla para la reacción en los apoyos.

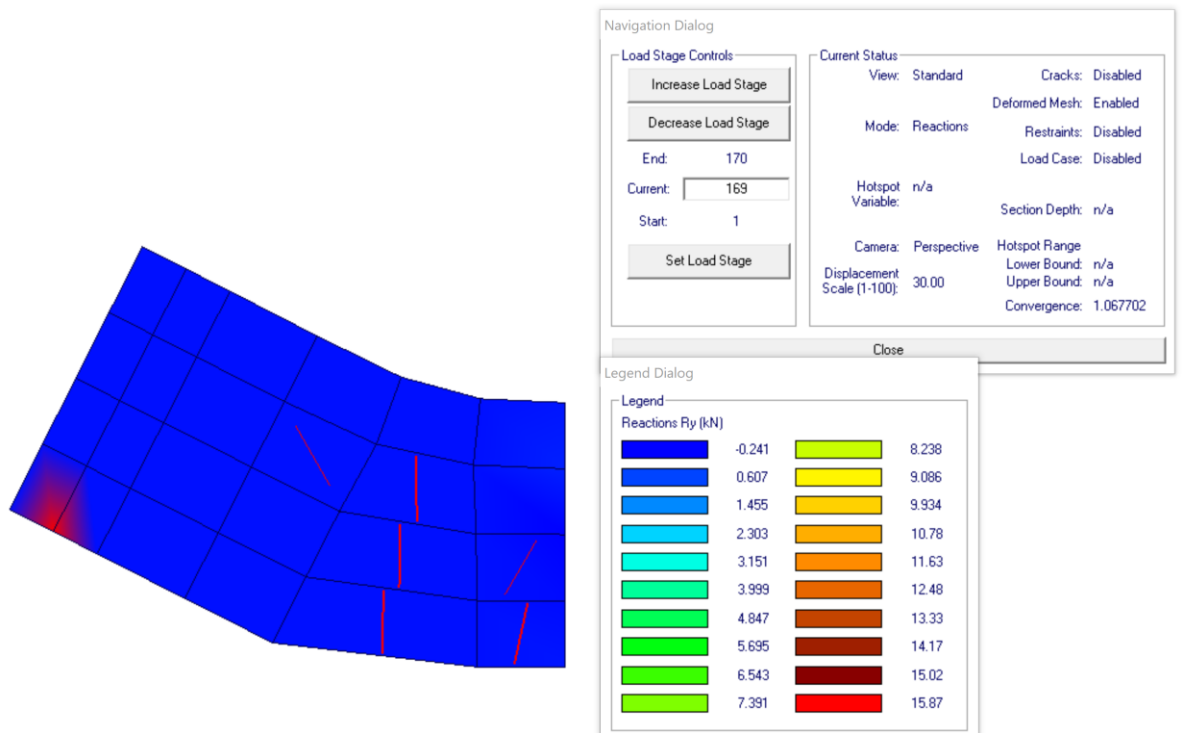


Figura 33. Reacción en los apoyos viga sin refuerzo (Fuente propia)

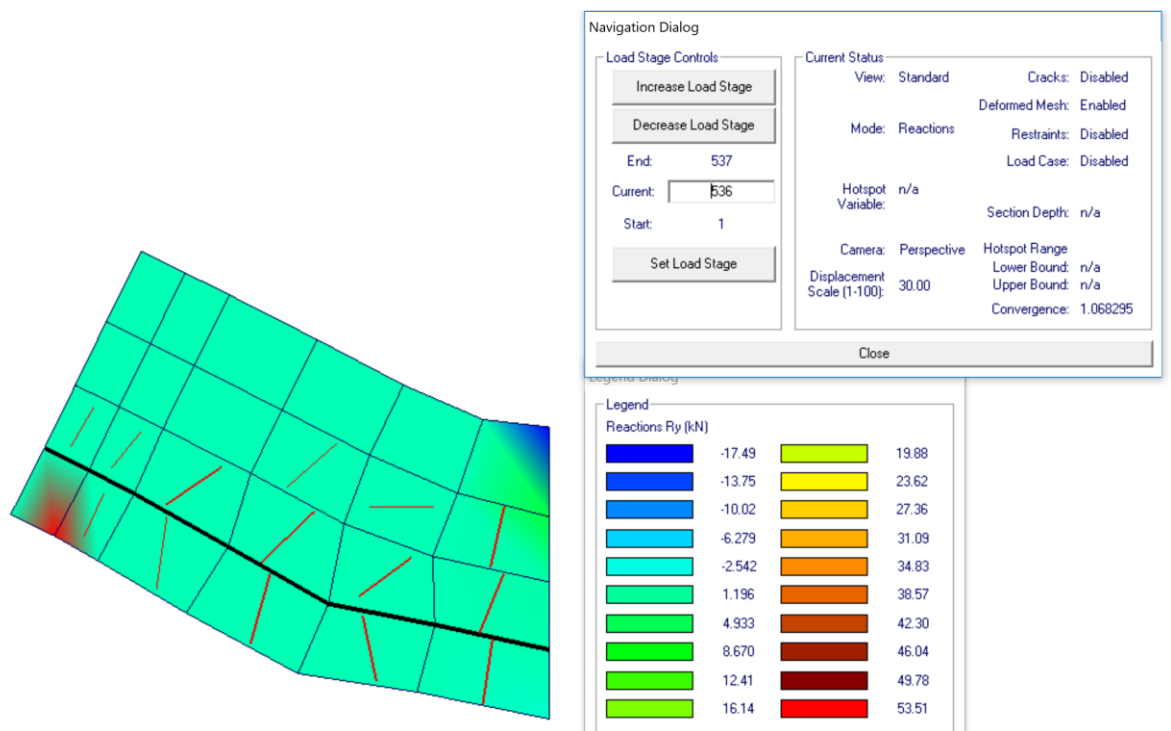


Figura 34. Reacción en los apoyos viga solo con refuerzo en la zona a tensión (fuente propia).

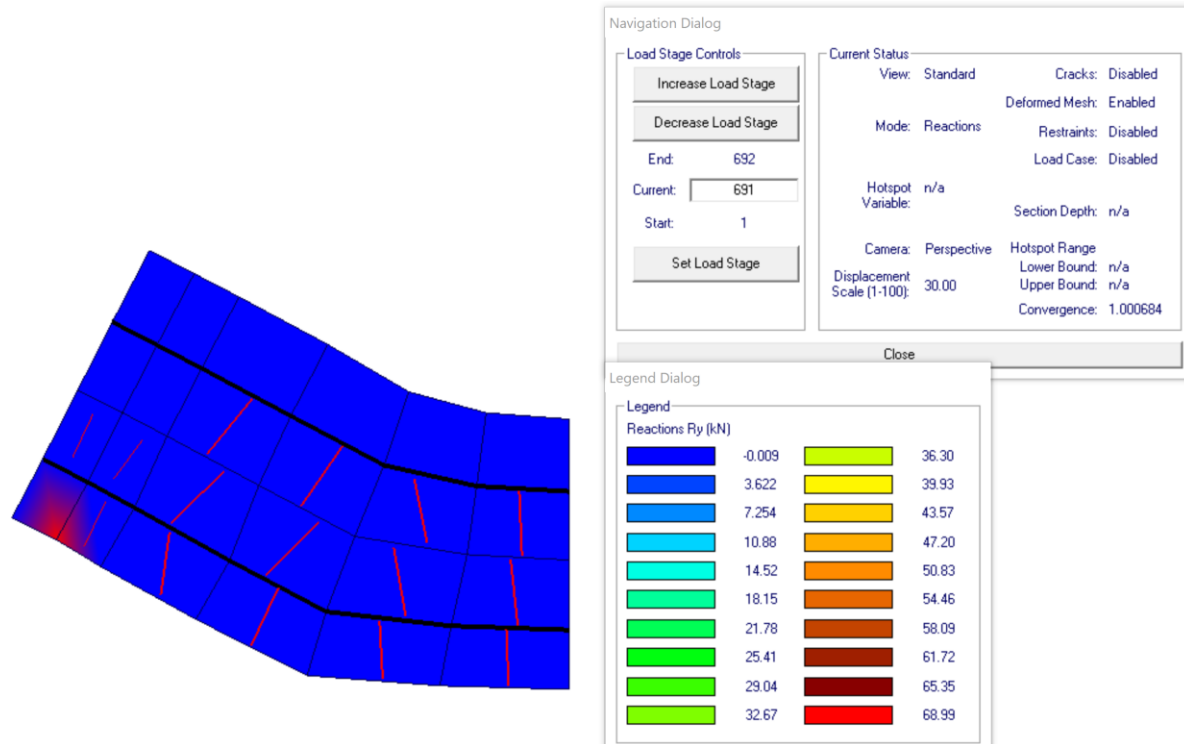


Figura 35. Reacción en el apoyo viga doblemente reforzada (fuente propia)

De las **figuras 33, 34 y 35** es importante advertir en la gama de colores que donde se presenta el rojo es donde está el cortante máximo y que las líneas de este mismo color son el agrietamiento que se da en la viga. Aunque para el agrietamiento de la viga se hizo uso de la herramienta Augustus, donde horizontalmente cada recuadro mide 50mm y los dos del extremo izquierdo y son más pequeños 25mm, complemento del Vector2, y se llegó a los siguientes resultados:

6.6.1. Viga sin refuerzo: Se observaron grietas inclinadas cercanas a la falla, además esta es súbita, estas también se hicieron presente en el modelo, en la zona siguiente el modelo representa unas grietas verticales asociadas a la deformación por el desplazamiento vertical como se aprecia en la figura 33, aunque estas no se evidencian en la probeta, probablemente estén presentes como micro fisuras no apreciables al ojo humano. Es importante que el ensayo de falla de esta probeta tenía como objetivo principal la obtención del módulo de rotura del concreto para determinar su resistencia a tensión, aun así este resultado junto con el resultado de la reacción en los apoyos da

certeza de que es posible hacer un modelo preciso para vigas sin refuerzo, como se puede apreciar en las siguientes figuras:



Figura 36. Resultados Augustus Vector 2, de posición y dirección de las fallas en superposición con la viga sin refuerzo (fuente propia).

6.6.2. Viga simplemente reforzada: El modelo muestra la primera fisura a los 25mm, que es el punto de apoyo, con una inclinación mayor a los 45 grados, esta misma se nota en la probeta aproximadamente en la misma posición y con una inclinación de casi 90 grados, la segunda aparece aproximadamente a los 50mm y tiene una inclinación de 45 grados tanto para los resultados de la modelación como para la viga, este es el tipo de falla común en cortante. Finalmente, la viga sometida a flexión muestra una última grieta a los 100mm vertical hasta

donde se encuentra el acero de refuerzo, luego de este punto obtiene también una inclinación de 45 grados, el modelo también muestra la misma tipología de falla, aun así la posición de este es cercana a los 80mm desde el borde, aun así es evidente que la aproximación lograda por Vector2 a lo real es aa, y se evidencia a continuación:

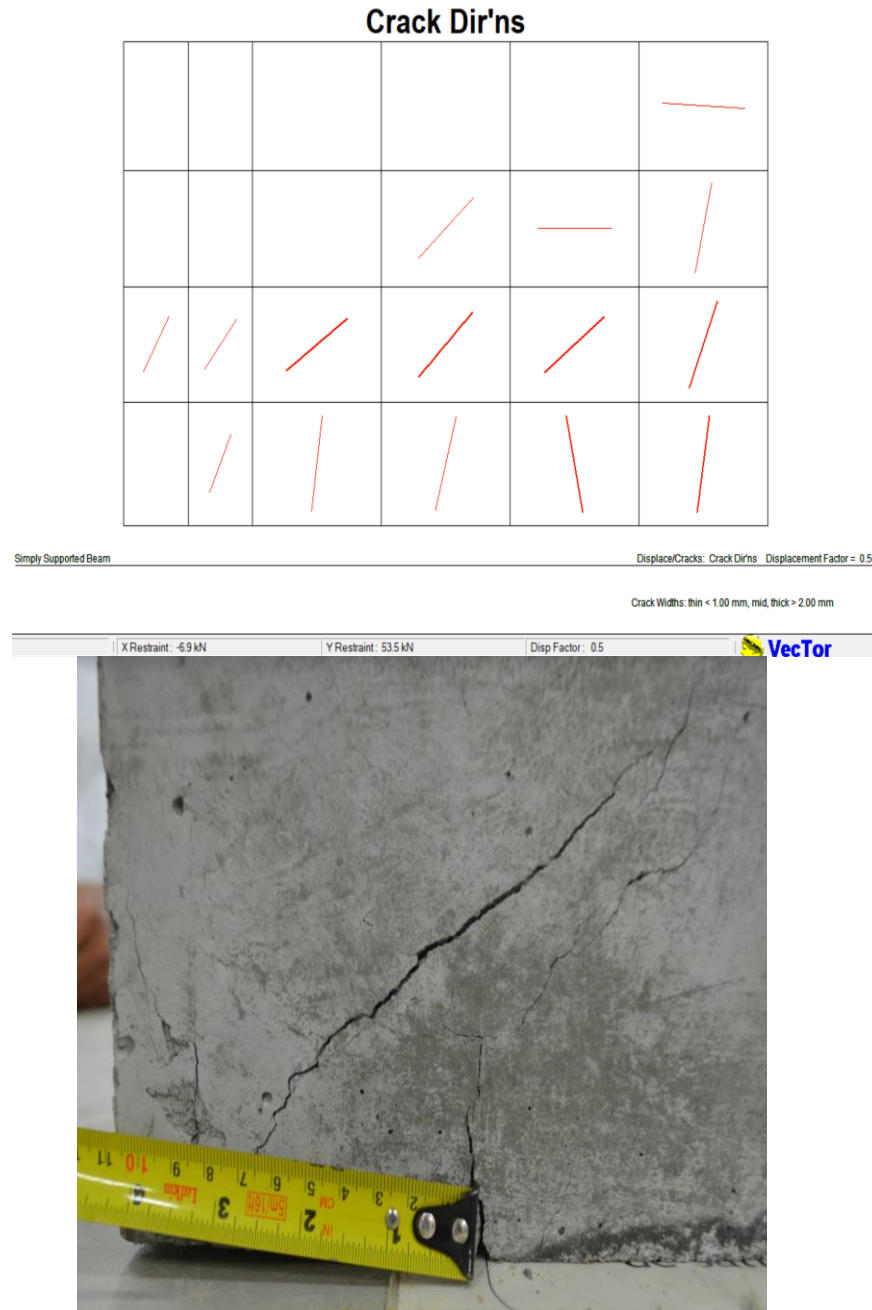


Figura 37. Resultados Augustus Vector 2, de posición y dirección de las fallas en superposición con la viga simplemente reforzada (fuente propia).

6.6.3. Viga doblemente reforzada: Al igual que en el caso anterior la viga presenta la falla típica por cortante tanto para el modelo como para la probeta en el punto de apoyo (25mm), la segunda falla se evidencia de nuevo en el mismo punto para los dos casos, aproximadamente a 90mm y con inclinación de 45 grados, incluso en las dos se muestra paralela a la primera fisura. Otro resultado en el que hay una alta fidelidad entre lo teórico y lo experimental son las 2 grietas siguientes ubicadas a 130mm y 110mm con orientación vertical hasta la zona del refuerzo longitudinal, para luego tener convergencia en una falla con inclinación de 45 grados, en los dos casos de estudio. En las figuras siguientes se muestra evidencia del comportamiento acá mencionado:

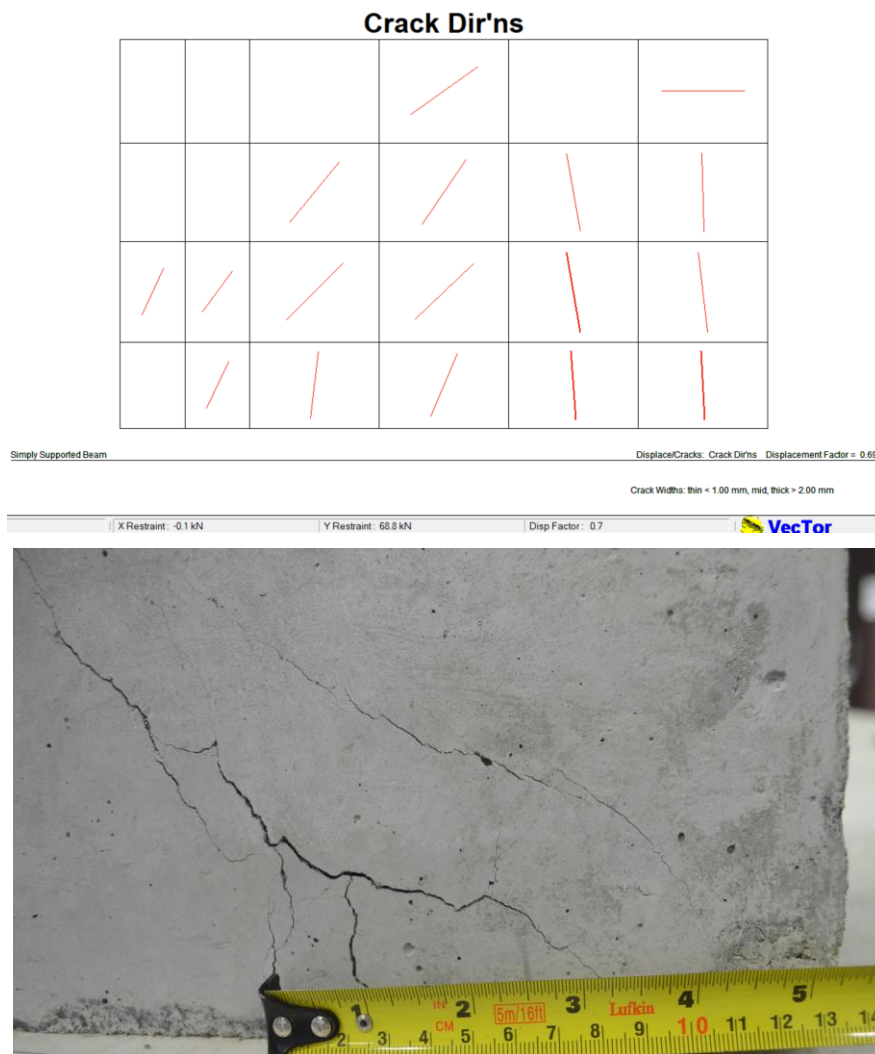


Figura 38. Resultados Augustus Vector 2, de posición y dirección de las fallas en superposición con la viga doblemente reforzada (fuente propia).

7. Conclusiones

- En respuesta al objetivo general que tiene el trabajo, se verifica que es posible por medio de los modelos numéricos, y para vigas (probetas) de poco tamaño, de forma económica, aplicable y con las limitaciones referentes a espacio, equipo, costos de material y operacionales, obtener resultados con alto grado de fidelidad a los resultados presentados en la realidad, tanto en términos de carga como en lo referente al agrietamiento, es entonces importante para tener un modelo más refinado y ajustado que refleje a cabalidad el fenómeno, en este caso la flexión y el corte. Es de destacar la aplicabilidad que este tiene en el modelado, una falencia en la formación, de las universidades publicas.
- Al evitar el uso de estribos se logró garantizar falla por cortante, a pesar de los efectos de fuerzas internas generados por el fenómeno de la flexión, dado que las vigas reforzadas presentaron la tipología general de esta falla, grietas verticales debidas a la tensión en el concreto hasta la zona donde actúa el refuerzo longitudinal (acero a tensión) y fisuras con inclinación de aproximadamente 45 grados que se presentan cerca a los apoyos.
- Como se tenía calculado la falla en las vigas con acero, es del tipo sub-reforzada y dúctil, es decir, sin falla súbita y repentina, que es la que se busca en condiciones de diseño, en otras palabras, se entiende que la viga pierda su estado de servicio, pero no su función estructural.
- Dada la geometría de la sección en la viga doblemente reforzada se asegura que esta se encuentre funcionando precisamente como lo que la misma es, el acero en la zona inferior funciona a tensión, y el que se encuentra en la zona superior realiza una contribución en el concreto a compresión y en condiciones normales sería el refuerzo que atendería las fuerzas generadas debido a alguna onda sísmica, esto debido a la posición de las barras encima de la posición del eje neutro.
- En el control de calidad del acero se encontró que estaba en los parámetros determinados por la norma técnica colombiana (NTC-2289), aun así, la fluencia era alta lo que podía generar una disminución en la ductilidad de la viga, haciendo extensivo este

resultado es importante el análisis mecánico (resistencia a la tensión) y químico de las varillas para garantizar ductilidad.

- Las vigas también están en cumplimiento de cuantía y momento flector, según lo estipulado por Norma sismo resistente colombiana (NSR'10), debido a esto también se garantiza la falla sub-reforzada.
- También para modelos en SAP2000 se halla el cortante máximo y el momento flexionaste, dando los valores de momento más elevados y menos creíbles a los presentes en el método ACI y a su vez menos significativos que lo encontrado en Vector2, dado que en el momento que se da la falla el hormigón o concreto reforzado, tiene un comportamiento no lineal, y los modelos en este software no tiene en cuenta dichas propiedades.

8. Referencias Bibliográficas

- Coalajanni, Piero. Et al. Shear capacity in concrete beams reinforced by stirrups with two different inclinations. En: Engineering Structures. Volumen 81 (Abril, 2014), 10 paginas.
- Yiqiu, Lu. Richard, Henry. Numerical modelling of reinforced concrete walls with minimum vertical reinforcement. En: Engineering Structures. Volumen 143 (Abril, 2017). 16 páginas.
- Riveros, Carlos. Estructuras de hormigón. Edición: 1. Medellín: Reimpresos, 2016. 316 páginas.
- Gutiérrez, Libia. El concreto y otros materiales de construcción. Edición: 1. Manizales: Universidad Nacional de Colombia, 2003. 227 páginas.
- Márquez Jacobo. Temas de apoyo para los cursos de concreto. Edición: 1. Sonora: Universidad de Sonora departamento de ingeniería civil y de minas, 1994. Páginas 17.

9. Anexos

Anexo 1. Evidencia grafica ensayo compresión simple a los 28 días para el concreto.



Figura 39. Resultado mostrado por el dial para un cilindro (fuente propia).

La otra resistencia registrada fue 20.16MPa pero no se cuenta con evidencia grafica de esta, para un promedio de 18.53MPa

Anexo 2. Evidencia grafica para ensayo a flexión de las 3 vigas.



Figura 40. Ensayo a flexión viga sin refuerzo (fuente propia).

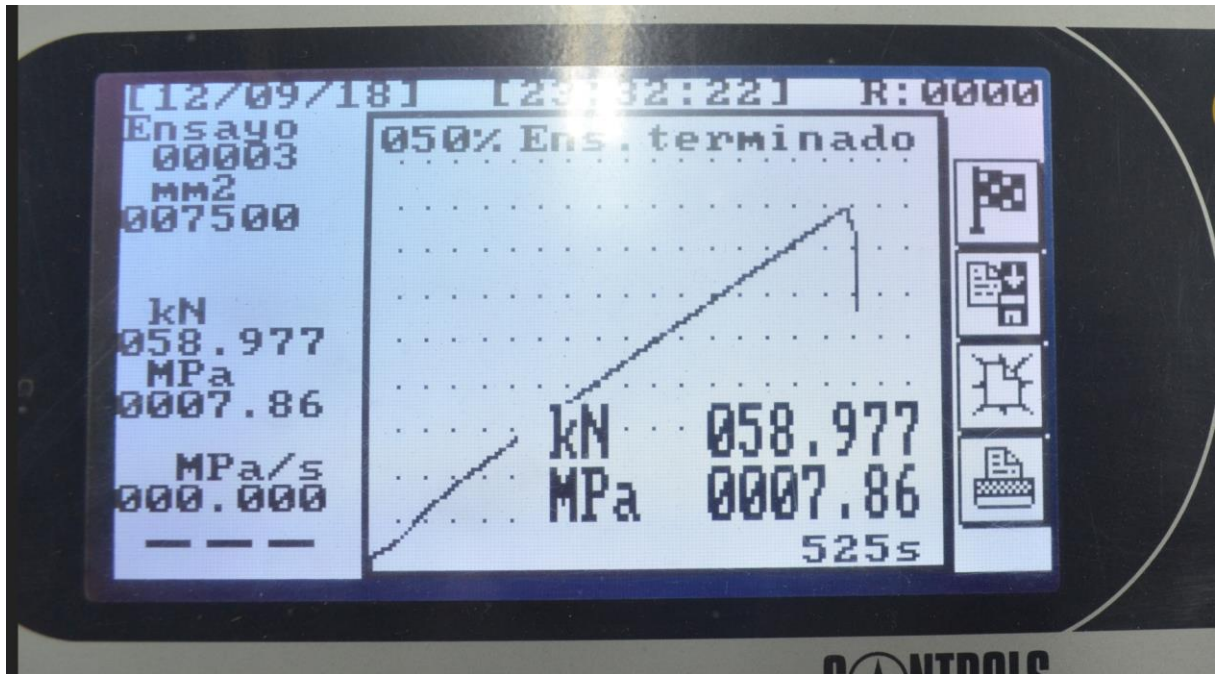


Figura 41. Ensayo a flexión viga simplemente reforzada (fuente propia).

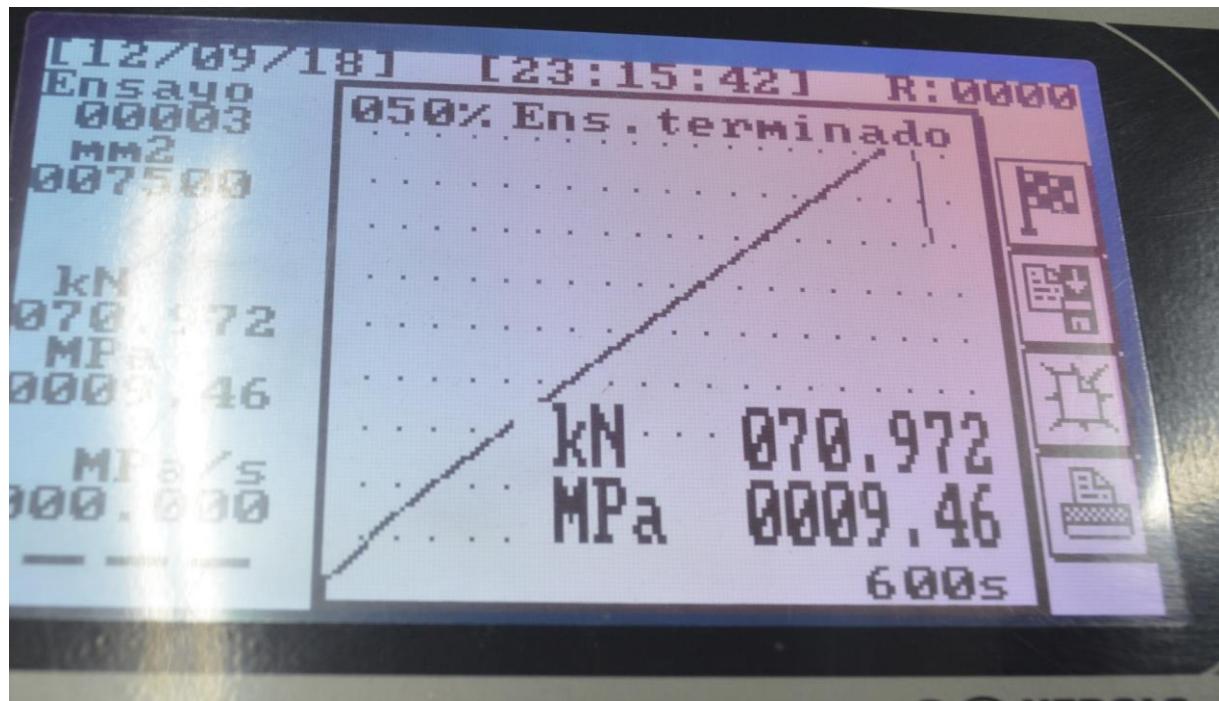


Figura 42. Ensayo a flexión viga doblemente reforzada (fuente propia).

Anexo 3. Evidencia fotográfica ensayos a tensión de acero.

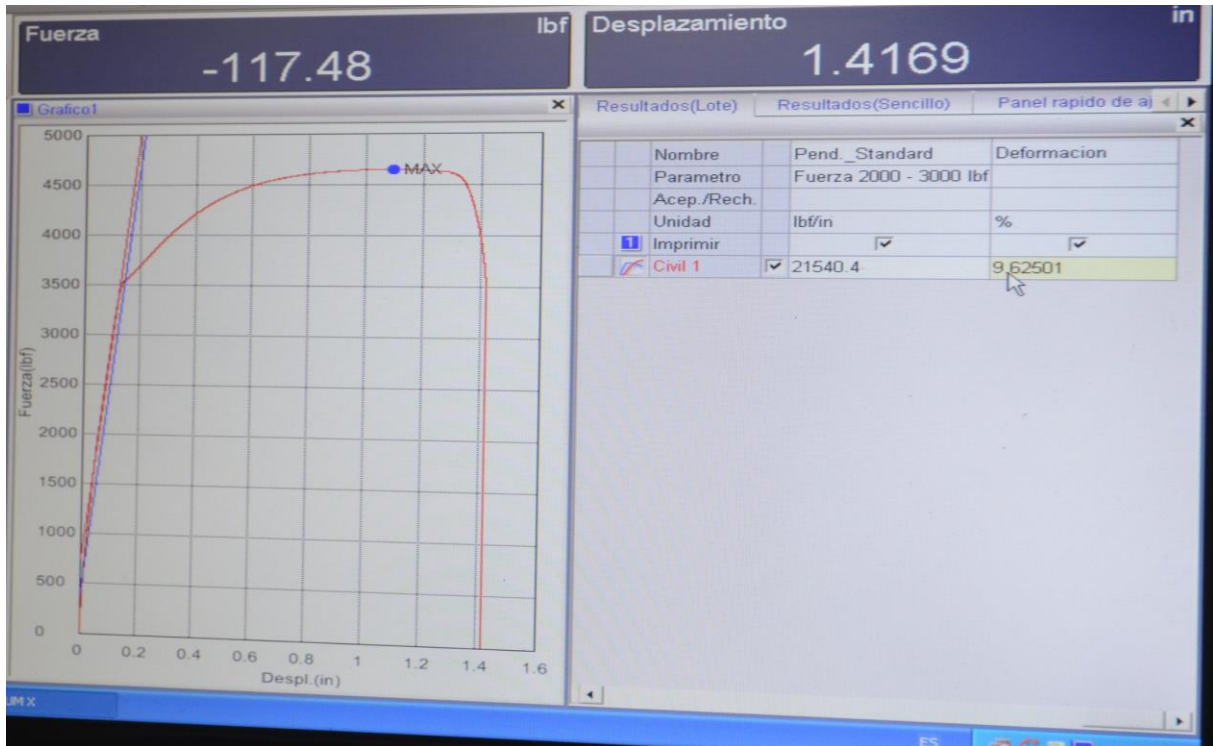


Figura 43. Curva fuerza desplazamiento presentada por la maquina a tracción (fuente propia).



Figura 44. Falla del acero en el ensayo a tensión, con pocas deformaciones y poca ductilidad (fuente propia).

Anexo 4. Evidencia grafica procedimientos en el laboratorio.



Figura 45. Armado y lubricación formaleta metálica de vigas y cilindros testigos (fuente propia).



Figura 46. Agregado grueso, porción de agua y cemento mezclándose en la concretadora (fuente propia).



Figura 47. Ensayo de asentamiento para medir manejabilidad (fuente propia).



Figura 48. Viga vaciada en formaleta metálica (fuente propia).



Figura 49. Vaciado cilindro testigo para el cálculo de la resistencia a los 28 días (fuente propia).



Figura 50. Cilindro fallado a los 28 días ensayo compresión simple, falla por Poisson (fuente propia).



Figura 51. Cilindro fallado a los 28 días ensayo compresión simple, falla por agregado (fuente propia).