

Universidad Nacional Pedro Henríquez Ureña

**Facultad de Ciencia y Tecnología**

**Escuela de Ingeniería Civil**



Influencia de la rigidez de los muros de cierre en  
la relación Viga – Columna.

Trabajo De Grado Presentado Por:

Priscila Batista

Enmanuel Veras

Para la obtención del grado de:

Ingeniería Civil

Santo Domingo, D.N. 2016

## **Agradecimientos**

En conjunto:

Ante todo le agradecemos a Dios por darnos la fuerza para asumir este reto, y hoy gracias a él lo hemos cumplido. Por acompañarnos y guiarnos en todo el trayecto.

A la Universidad Pedro Henríquez Ureña, por ser nuestra alma mater durante estos cuatro años y para toda la vida. Por darnos la oportunidad de poder forjarnos como profesionales, ahora nos toca a nosotros como egresados dar honor a su nombre.

A nuestros profesores, por su tiempo y enseñanzas, sin ellos no estuviéramos aquí. A usted Ing. Francisco Martínez, nos iluminó con este tema, nos apoyó, nos apretó pero no ahorcó, siempre será nuestro asesor.

A nuestro director, profesor y guía, Ing. Ramón Tavares. Por apoyarnos durante toda la carrera. Como maestro por todos sus conocimientos, como director porque siempre nos demostró la confianza que nos tenía y que en dichas ocasiones dio la cara por nosotros y como guía por extendernos la mano siempre que la necesitábamos y por darnos a un ejemplo a seguir.

A nuestra generación por vivir esta experiencia con nosotros, por llorar, reír y ser parte de nuestra vida. Porque pasamos de ser desconocidos a un grupo de apoyo.

Priscila Batista:

En primer lugar a mi familia, especialmente a mi madre y a mis hermanos. Por darme el apoyo y amor incondicional durante todo este proceso. Por todos los sacrificios realizados para permitirme llegar hasta aquí. Por siempre creer en mí y nunca permitir que me rindiera. Por todas esas palabras motivacionales cuando las necesitaba y por siempre luchar junto a mí para poder cumplir mis metas.

A mi tío Cesar Reynoso por abrirme las puertas de esta institución y darnos a demostrar que tanto yo como mi familia, siempre podemos contar con él.

A mis amigos por siempre estar ahí para mí sin importar la distancia ni las circunstancias. Porque siempre tienen la manera de sacarme una sonrisa. Por todos esos buenos momentos y por celebrar mis éxitos como si fueran suyos.

A mi compañero de tesis y amigo. Increíble todo lo que hemos vivido estos últimos cuatro años. Gracias por soportarme incluso en los momentos más estresantes. Por tener la paciencia de explicarme lo mismo todas las veces que fuera necesario. Por todo el apoyo y ánimo brindado durante este trayecto.

A todos ustedes les estoy eternamente agradecida.

Enmanuel Veras:

A mi familia, que desde el primer momento que decidí ser ingeniero no solo me apoyaron al máximo, sino que ya me visualizaban como tal y me daban la inspiración de seguir adelante. Por la formación que me forjaron, por ustedes hoy me vuelvo profesional.

Al departamento de deportes por darme el honor de ser parte de selección de Fútbol UNPHU, sin olvidar al Colegio Preuniversitario Dr. Luis Alfredo Duvergé Mejía (UNPHU) por confiar e incluirme en su equipo de docentes, por ayudarme a cumplir mi meta de ser Ingeniero Civil.

A mis amigos, compañeros, como les digo hermanos de otras madres, por estar en las malas y por eso hoy le agradezco en las buenas. Que sin importar las circunstancias siempre estuvieron.

A ti Priscila Batista, porque no solo eres mi pareja de tesis, porque no fueron una ni dos veces que diste la cara por mí, porque durante estos cuatro años demostramos el gran equipo que somos. Pudimos dudar, hasta pude verte llorar, pero nunca retroceder, y gracias al apoyo mutuo nos convertimos juntos por lo que tanto trabajamos, Ingenieros Civiles.

## Índice

Agradecimientos .....	1
Índice.....	4
Índice de Imágenes .....	7
Índice de tablas .....	8
Índice de Graficas .....	9
Introducción .....	11
1. El Problema.....	13
1.1 El Problema de Investigación .....	13
1.1.2 Preguntas de Investigación .....	14
1.2 Objetivos de la Investigación.....	15
1.2.1 Objetivo General.....	15
1.2.2 Objetivos Específicos.....	15
1.3 Alcances y Limites.....	16
1.4 Justificación .....	16
1.5 Antecedentes .....	17
2. Marco Teórico.....	20
2.1 Marco Conceptual.....	23
2.1.1 Resistencia .....	23

2.1.2 Rigidez .....	23
2.1.3 Muros de Cierre .....	24
2.1.4 Deformación Unitaria .....	24
2.1.5 Sumatoria momento nominal de columna .....	24
2.1.6 Sumatoria momento nominal de viga .....	25
2.1.7 Esfuerzo de fluencia.....	25
2.1.8 Teoría de Navier .....	25
2.1.9 Ductilidad.....	26
2.2 Marco Contextual.....	26
2.3 Formulación de la Hipótesis .....	26
3.1 Tipo de Investigación.....	28
3.2 Enfoque de Investigación.....	28
3.3 Procedimiento de la Investigación .....	29
3.4 Método de Investigación.....	29
3.5 Técnica de Investigación.....	30
3.6 Población y Muestra .....	31
3.7 Análisis de Datos .....	32
4. Resultados y Discusión .....	34
4.1 Ensayo de resistencia a compresión de los bloques de concreto .....	34
4.1.1 Ensayo a compresión en ambas direcciones .....	34

4.2 Selección de muestra.....	35
4.3 Preparación preliminar.....	36
4.3.1 Corte de la muestra .....	36
4.3.2 Peso y medición de la muestra.....	36
4.3.3 Capeo de muestra lateral.....	37
4.4 Ensayo a compresión .....	39
4.4.1 Proceso de rotura.....	40
4.5 Análisis de Datos del Ensayo a Compresión .....	41
4.6 Influencia del Muro de Mampostería en la Relación Viga – Columna .....	46
4.6.1 Tabulación de Modelos.....	54
4.7 Conclusión .....	58
Bibliografía.....	60

## Índice de Imágenes

Ilustración 1 – Relación 6/5 .....	20
Ilustración 2 – Reacción de estructura a los sismos.....	21
Ilustración 3 – Niveles de deformación .....	22
Ilustración 4 – Muestra de ensayo .....	35
Ilustración 5 – Corte de la muestra .....	36
Ilustración 6 – Corte de la muestra .....	36
Ilustración 7 - Peso y medición de la muestra .....	37
Ilustración 8 – Cemento y yeso para mezcla .....	37
Ilustración 9 – Mezcla para el capeo.....	37
Ilustración 10 – Capeo de la muestra.....	38
Ilustración 11 – Muestra capeada .....	38
Ilustración 12 – Cementera Argos .....	39
Ilustración 13 – Cementera Argos .....	39
Ilustración 14 – Ensayo de rotura .....	40
Ilustración 15 – Ensayo de rotura .....	40
Ilustración 16 – Sección transversal de viga.....	46



## Índice de tablas

Tabla 1 - Códigos internacionales	22
Tabla 2 – Ensayo a compresión de bloques Bisonó	42
Tabla 3 – Ensayo a compresión de bloques Tavares	43
Tabla 4 – Resistencia a la compresión de la mampostería	45
Tabla 5 – Datos para calculo	47
Tabla 6 – Tablas de tanteo de modelos	54

## Índice de Graficas

Grafica 1 – Ensayo a compresión de bloques Bisonó.....	43
Grafica 2 – Ensayo a compresión de bloques Tavares .....	44
Grafica 3 – Relación de Esfuerzos de bloques de 8” .....	44
Grafica 4 – Relación de esfuerzos de bloques de 6”.....	45

## Índice de formulas

Fórmula 1 – Formula de esfuerzo .....	41
Fórmula 2 – Factor de resistencia transversal de la mampostería .....	46
Fórmula 3 – Momento nominal de viga.....	46
Fórmula 4 – Esfuerzo de acero a tensión y deformación unitaria del acero .....	48
Fórmula 5 – Distancia al eje neutro .....	48
Fórmula 6 – Deformación unitaria del acero a compresión.....	48
Fórmula 7 – Esfuerzo de acero a compresión.....	49
Fórmula 8 – Espesor del bloque de esfuerzo del concreto.....	49
Fórmula 9 – Aporte de la mampostería.....	49
Fórmula 10 – Momento nominal de viga con el aporte de mampostera.....	50
Fórmula 11 – Aumento en el momento nominal de viga.....	50
Fórmula 12 – Relación viga – columna .....	51
Fórmula 13 - Normalización relación viga – columna .....	52
Fórmula 14 – Porcentaje a aumentar del $M_n$ 'v.....	52
Fórmula 15 – Altura máxima del muro de mampostería .....	53

## **Introducción**

La Republica Dominicana ubicada en el borde norte de la placa tectónica del Caribe, cuenta con alto riesgo de actividad sísmica, sufriendo movimientos fuertes en toda su historia dejando en evidencia, que no está preparada físicamente para altos sismos.

Para combatir esto, existen las construcciones antisísmicas, de las cuales se basa esta investigación, específicamente en la relación 6/5 Viga – Columna llamado así al criterio Columna Fuerte – Viga Débil, resaltando la presencia de los muros de cierre y como puedan afectan a la misma. Detectando la diferencia cuantitativa en modelos estructurales.

# Capítulo I

## El Problema

## **1. El Problema**

### **1.1 El Problema de Investigación**

Influencia de la rigidez de los muros de cierre en la relación Viga – Columna.

#### **1.1.1 Planteamiento y Formulación del Problema**

Para un buen funcionamiento de una edificación sismoresistente esta debe de cumplir con el criterio de Columna Fuerte – Viga Débil, con el fin de evitar las fallas por inestabilidad. Es decir, la metodología trata de diseñar las columnas con mayor capacidad resistente y de disipación de energía que las vigas, debido que ante una acción sísmica los mecanismos cinemáticos que se formen sean los más deseables (Rojas, 2013).

Lo que se busca con esta norma es que las rotulas plásticas se formen en las vigas y no en las columnas. En caso de que las columnas no tengan mayor capacidad resistente y de disipación de energía que las vigas es posible que estas rótulas plásticas se formen en las columnas creando un mecanismo de entrepiso que puede causar un colapso precipitado de la estructura.

De los muros de cierre de una edificación solo le toman en cuenta su peso en los modelos matemáticos, ya que no son estructurales, sin embargo, estos a pesar de que no cumplen con el papel de soporte cuentan con rigidez y resistencia propia.

En este caso los muros no estructurales a estudiar son muros de bloques de hormigón que podrán aportar a la rigidez de la viga en cuestión, por consiguiente, es posible que aumenten su resistencia rompiendo así con el criterio de Columna Fuerte – Viga Débil. Dándonos una variable considerable al momento de diseñar.

Las fallas cortantes adicionadas y no diseñadas en las columnas no son nuevas en consecuencias sísmicas. Dando a cuestionar la relación Columna Fuerte – Viga Débil. En búsqueda de un causante y en sospecha que el producto del aumento en la capacidad a flexión en la viga contribuye al puntal diagonal a compresión que se forma al momento de producirse las fuerzas laterales. Lo que pudiera provoca que el mecanismo de falla se produzca primero en las columnas.

En resumen el criterio llamado Columna Fuerte – Viga Débil es un requisito a cumplir en cualquier proyecto sismoresistente de estructuras de concreto armado o reforzado con la finalidad de evitar fallas por inestabilidad que junto a las fallas frágiles como las de adherencia y corte son las responsables de la falla catastrófica o ruina de las estructuras (Cabanillas).

### **1.1.2 Preguntas de Investigación**

- ¿Cuál es el comportamiento de los elementos de marcos con la relación Viga – Columna?
- ¿Cómo afectan los muros de cierre en la estructura?
- ¿Qué influencia tiene la rigidez de los muros no estructurales en las vigas?
- ¿Qué relación existe entre la compresión de bloques de hormigón en su cara más resistente y su cara perpendicular a esta?

## **1.2 Objetivos de la Investigación**

### **1.2.1 Objetivo General**

Estudiar el comportamiento de elementos de marco (columnas y vigas) debido a la influencia de muros no estructurales de bloques de hormigón.

### **1.2.2 Objetivos Específicos**

- Analizar el comportamiento de los elementos de marco bajo el concepto Columna Fuerte – Viga Débil (Ductilidad).
- Comparar modelos estructurales con y sin el supuesto aporte de los muros de cierre.
- Demostrar el posible aumento del momento nominal en las vigas con muros no estructurales.
- Realizar ensayo a compresión de bloques de hormigón, no solo en su cara de máxima resistencia, sino también en la cara perpendicular a dicho esfuerzo.



### **1.3 Alcances y Limites**

Esta investigación se enfocará en el análisis de pórticos de hormigón armado, tomando de referencia el ACI 318-11 con la relación 6/5 Viga – Columna. Asimismo, se utilizarán pórticos planos para facilitar el estudio y poder acercarse más a lo que realmente sucede en la estructura.

Debemos de tomar en cuenta que esta indagación se puede tomar como primicia para futuras investigaciones. Ya que debido a falta de presupuesto y maquinarias de ensayo a escala natural existe un escás en la exactitud de los resultados.

### **1.4 Justificación**

La presente investigación pretende demostrar la necesidad de incluir en los cálculos matemáticos la influencia de los muros de cierre o no estructurales. Para poder evitar el mecanismo indeseable de Viga Fuerte – Columna Débil y, por ende, derrumbes de la construcción.

Tomando en cuenta este presunto nuevo factor, las vigas que carguen muros de cierre, se volverán más rígidas, a la vez más resistentes que la columna misma. Dándonos así la necesidad de rediseñar, para poder cumplir con el criterio Columna Fuerte – Viga Débil (6/5).

Para obtener una estructura que al momento de aplicarle una fuerza sísmica esta no colapse. Puede que se deteriore, que sufra daños incluso irreversibles pero que no se desplome, dándole tiempo suficiente a las personas para abandonar la edificación y evitar pérdidas de vidas.

## 1.5 Antecedentes

La ingeniería sísmo resistente tuvo sus inicios a principios del siglo XVIII. El objetivo principal de esta disciplina fue evitar el colapso de las construcciones sometidas a terremotos, para proteger la vida humana (Ruiz, 2015).

En el siglo XX a consecuencia de tres fuertes sismos en San Francisco (1906), Messina (1908) y Tokio (1923) se logró avanzar en mayor medida a este tipo de construcciones. Los japoneses fueron los primeros en integrarse a este tipo de obras debido al alto riesgo en su país (Ruiz, 2015).

En la República Dominicana han ocurrido seis devastadores terremotos. Estos ocurrieron en 1562, 1783, 1842, 1887, 1904 y 1946 han destruido importantes ciudades dominicanas, principalmente en la región norte; apreciándose que los últimos cuatro grandes sismos tuvieron una separación de 59, 45, 17 y 42 años, por lo que es de esperarse que en un futuro relativamente cercano el país sea afectado por una fuerte sacudida sísmica, ya que desde 1946 hasta el presente han transcurrido 57 años (Paula, 2012).

En preparación para estos sismos se ha estudiado el comportamiento y del mismo modo la influencia de los muros no estructurales en el mecanismo cinemático de la estructura. En estos muros, la falla ocurre por agrietamiento y desplazamiento lateral a lo largo de las grietas.

Las grietas pequeñas, debidas al leve movimiento de la estructura portante, por lo general, no son críticas aunque inducen a desprendimientos del recubrimiento (pañetes, revoques, cerámica), lo cual podría eventualmente interferir con el funcionamiento de la estructura dependiendo del tamaño de los pedazos que se desprendan. Las grietas de más de 0,007 milímetros son señal de pérdida de capacidad de soporte al cortante y, por lo tanto, de falla grave del muro. En general, para un nivel de seguridad de ocupación inmediata, se admite que las grietas no comprometan la capacidad al cortante del muro y que no haya deformaciones fuera del plano. (CRID)

Aunque la mampostería de relleno no reforzada o muros no estructurales, por lo general, no se consideran parte estructural, los muros de mampostería le dan rigidez al edificio hasta el momento en que dichos muros comiencen a fallar por la interacción con la estructura flexible. Si estos muros fallan irregularmente, pueden causar graves concentraciones de esfuerzos en columnas y vigas que no se previeron en el diseño, lo que puede comprometer incluso la estabilidad de la estructura. (CRID)

# **Capítulo II**

## **Marco Teórico**

## 2. Marco Teórico

En el país se utiliza de guía la normativa ACI 318 (American Concrete Institute) en todo lo que es construcción de concreto. En referencia para esta investigación se destaca el capítulo 21 “Estructuras Sismo Resistentes”, en la sección 21.6 “Elementos sometidos a flexión y carga axial pertenecientes a pórticos especiales resistentes a momentos”.

En el cual, en búsqueda del criterio Viga Débil – Columna Fuerte se menciona la relación Viga-Columna. Destacando la variación del 20% de la resistencia mínima a flexión de columna con relación a la viga. Explicando así, para una aplicación óptima de dicho criterio la columna debe de ser 20% más resistente que la viga, en decimales 0.20, en fracciones 1/5. Como este porcentaje se le suma a la unidad, en decimales estaríamos hablando de un 0.20+1, en fracciones operables de 1/5+5/5, lo que nos llevas así al 6/5.

El Código ACI se basa en el 6/5 Viga – Columna, lo que deja en claro que para esta norma el momento nominal de la viga se ve afectado por 6/5 (1.2), en comparación al momento nominal en la columna como se muestra en la imagen siguiente.

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb}$$

Ilustración 1 – Relación 6/5

Fuente: ACI 318-11

En un sismo las estructuras pueden reacciones de tres maneras:

- A. La no deseada
- B. La más común
- C. La optima en construcciones sismo resistentes

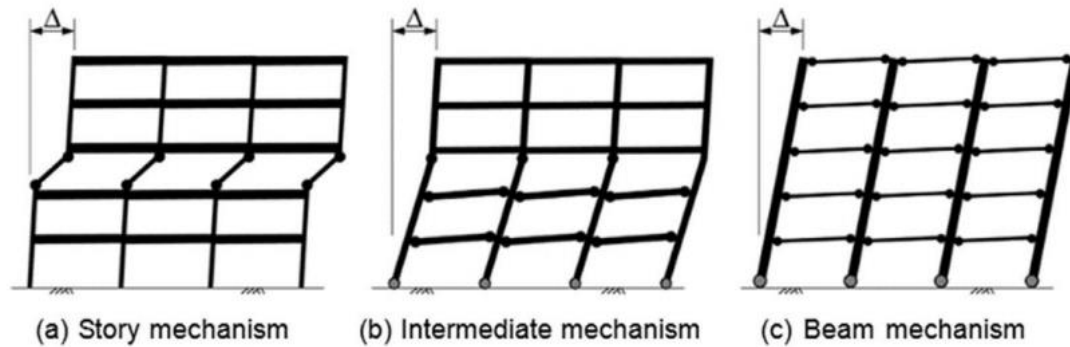


Ilustración 2 – Reacción de estructura a los sismos.

Fuente: Rodríguez, 2015

La preferencia en la formación de rótulas en las vigas se justifica en la mayor ductilidad de estas y en la mejor garantía en la estabilidad estructural del conjunto. Entre varios de los requisitos a cumplir para facilitar la formación de rótulas plásticas en las vigas, encontramos la relación de resistencia entre la viga y columna, que pretende evitar en los pilares la formación de rótulas en los soportes verticales (Rodríguez, 2015).

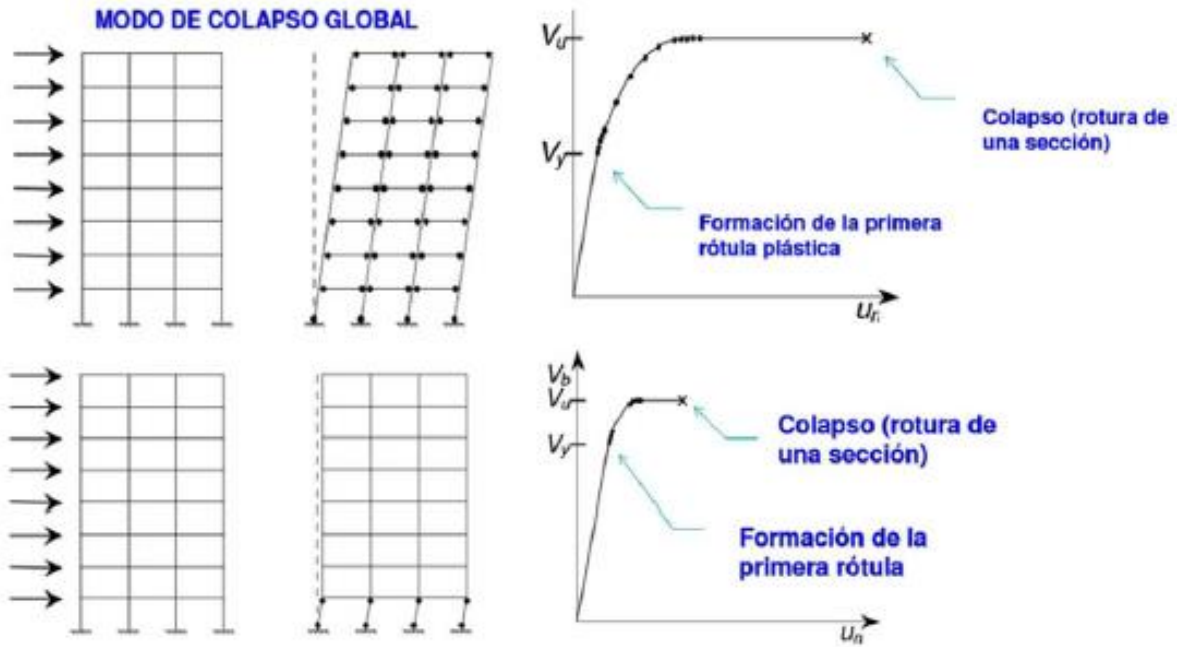


Ilustración 3 – Niveles de deformación

Fuente: Rodríguez, 2015

En esta imagen podemos ver que la formación de rótulas en las vigas permite mayores niveles de deformación antes del colapso en las estructuras, condición de ductilidad. Por el contrario las rótulas en las columnas generan sistemas estructurales frágiles.

En la siguiente tabla se representan los valores especificados por varios códigos internacionales:

Building standard	EEUU	New Zeland	Reference	Europe	Spain	India	Italy
Law in Japan (BSLJ)	ACI-318	NZS3101:1995	Paulay & Priestly	Ec-8 EN1998-1:2003	EHE-08	IS 456:2000	NTC2008
	1.4	1.2	1.2-1.8 -> 1.4	1.3	1.35	1.4	1.3

Tabla 1 - Códigos internacionales

Fuente: Rodríguez, 2015

Como se puede apreciar los diferentes valores utilizados en los distintos países podemos decir que no existe un consenso entre las diversas normativas internacionales sobre el cociente de la suma de los momentos últimos a flexión de las columnas entre las vigas, para forzar la generación del mecanismo Columna Fuerte – Viga Débil. De igual manera podemos apreciar que el coeficiente más utilizado parece ser el 1.4 y los valores mayores son aportados por los códigos japonés, neozelandés e indio, mientras que la más baja es la especificada por el código norteamericano ACI el cual es utilizado en el país (Rodríguez, 2015).

## **2.1 Marco Conceptual**

### **2.1.1 Resistencia**

Capacidad que tiene la estructura de no deformarse excesivamente ni fracturarse (Salazar Trujillo, 2007).

### **2.1.2 Rigidez**

Capacidad de resistencia de un cuerpo a doblarse o torcerse por la acción de fuerzas exteriores que actúan sobre su superficie (Lea, 1997).

Es la propiedad de un cuerpo, elemento o estructura de oponerse a las deformaciones. También podría definirse como la capacidad de soportar cargas o tensiones sin deformarse o desplazarse excesivamente (Cabrera, 2011).



### **2.1.3 Muros de Cierre**

Son los muros que solo sirven para separar espacios de la vivienda y no soportan más carga que la de su propio peso.

Según el sitio donde se colocan los muros, se pueden llamar de fachada (los del frente de la casa), divisorios los que separan un espacio de otro y medianeros los que separan una construcción con la del vecino (Medrano-Díaz, 2011).

Estos muros pueden estar compuestos por materiales de mampostería como por ejemplo bloques de concreto, ladrillos, piedras, etc.

### **2.1.4 Deformación Unitaria**

La relación existente entre la deformación total y la longitud inicial del elemento, la cual permitirá determinar la deformación del elemento sometido a esfuerzo de tensión o compresión axial (Vilchez, 2008).

### **2.1.5 Sumatoria momento nominal de columna**

Suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a flexión más baja (ACI, 2011).

### **2.1.6 Sumatoria momento nominal de viga**

Suma de los momentos nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluadas en la cara del nudo. En vigas T, cuando la losa esta en tracción debida a momento en la cara del nudo, el refuerzo de la losa dentro del ancho efectivo de la losa definido en 8.12 debe suponerse que contribuye a la sumatoria momento nominal de viga siempre que el refuerzo de la loa este desarrollado en la sección critica para flexión (ACI, 2011).

### **2.1.7 Esfuerzo de fluencia**

Indicación del esfuerzo máximo que se puede desarrollar en un material sin causar una deformación plástica. Es el esfuerzo en el que un material exhibe una deformación permanente especificada y es una aproximación práctica de límite elástico.

### **2.1.8 Teoría de Navier**

La hipótesis de Navier-Bernouilli (denominada también como hipótesis de Navier) es un enunciado sobre la mecánica de sólidos deformables, más exactamente es un hipótesis cinemática sobre el campo de desplazamientos de una pieza alargada o prisma mecánico. El principio afirma que dos secciones planas y paralelas siguen siendo planas aunque no paralelas a lo largo del proceso de deformación, incluso en la región plástica (Canet, 2006).

### **2.1.9 Ductilidad**

La propiedad de aquellos materiales que, bajo la acción de una fuerza, pueden deformarse sin llegar a romperse. Esto quiere decir que los materiales dúctiles pueden experimentar importantes deformaciones antes de llegar a la rotura (Perez & Gardey, 2009).

### **2.2 Marco Contextual**

La investigación hace referencia a la República Dominicana. Delimitada por al norte con el Océano Atlántico, al sur el Mar Caribe, al este el Canal de la Mona y al oeste con Haití. Situada entre los meridianos 68° y 72°.

Hablando en sí de la isla Hispaniola, se encuentra posicionada en el borde de intersección entre la placa tectónica de Norte América y la placa tectónica del Caribe.

### **2.3 Formulación de la Hipótesis**

Los muros no estructurales puede que aporten a la rigidez de la viga, desafiando con esto la relación 6/5, Columna Fuerte – Viga Débil.

Cada muro de cierre tiene una rigidez única, la cual no se toma en cuenta en los cálculos matemáticos y esta podrá afectar considerablemente a la viga en la cual este ubicada. Considerando el 6/5, la columna debe de ser 1.20 veces más resistente que la viga por lo cual al momento de diseñar, este posible factor de aumento de rigidez en la viga debe ser tomado en cuenta en los cálculos matemáticos. Para así confirmar que su cumpla dicho criterio.

# **Capítulo III**

## **Marco Metodológico**

### **3.1 Tipo de Investigación**

Esta investigación es de carácter básico y exploratorio, mostrando así algo no nuevo, pero si poco explorado. Trata de modificar las teorías existentes. Encerrándose en la dificultad de hipótesis precisas.

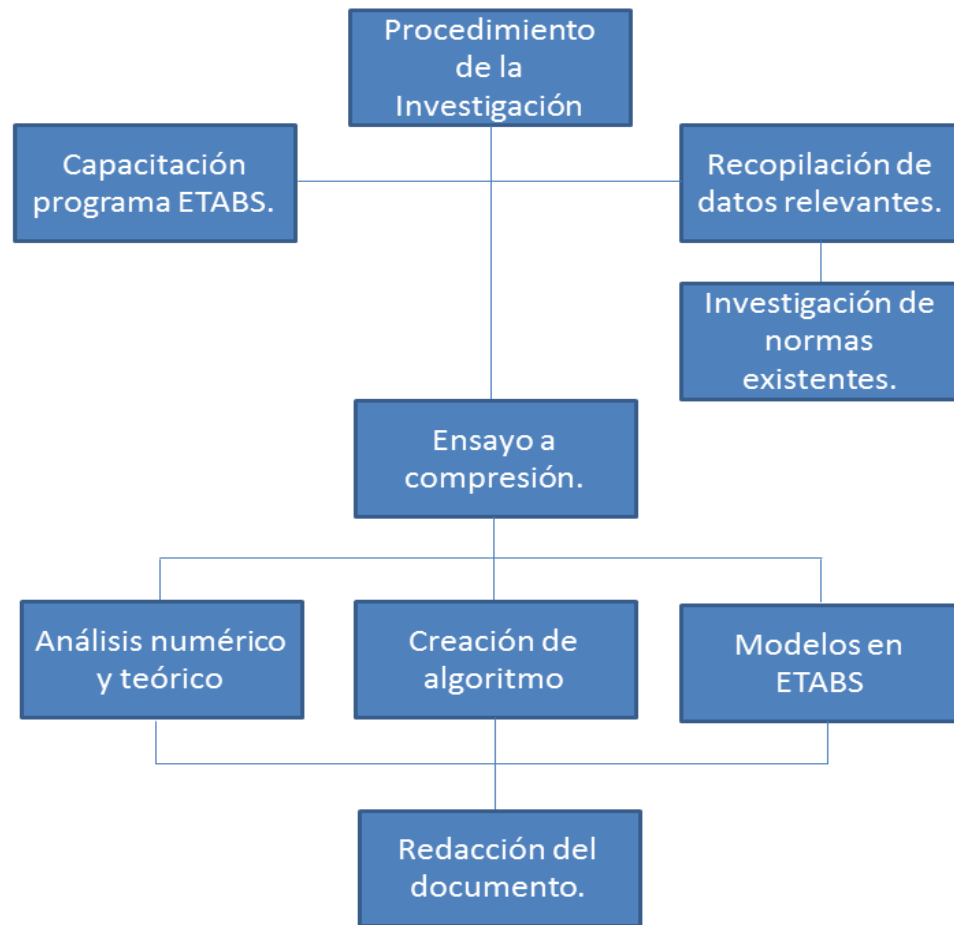
Al manipular los datos estudiados del mismo modo planificando los pasos a seguir presenciamos una investigación experimental y a su vez prospectiva, ya que se experimenta con lo existente para anticiparnos al futuro.

Contando con un punto de referencia que separa antes y después de las modificaciones catalogamos la investigación longitudinal. Al comparar ambos resultados se muestra analítica dándonos una acción de causa y efecto.

### **3.2 Enfoque de Investigación**

Utilizando enfoque cuantitativo toda la investigación se basó en modelos matemáticos con variables definidas, obteniendo datos con los cuales se describe el origen cuantitativo de la misma.

### 3.3 Procedimiento de la Investigación



### 3.4 Método de Investigación

Debido a casos particulares y en busca de conocimientos generales, este proyecto sigue el método lógico inductivo.

Teniendo en cuenta su inexactitud propone una inducción incompleta, ya que esta falta de precisión no permite estudiar a su totalidad. Tomando así muestras representativas para obtener resultados generalizados. A la vez, utilizando inducciones simples enumeradas o conclusiones probables. En el manejo de elementos muy grandes con procedimientos repetitivos, las conclusiones no llevan a demostraciones sino a posibilidades de veracidades.

### **3.5 Técnica de Investigación**

- Análisis Documental:

Utiliza la información cualitativa de documentos escritos, recopilada en normas, cartillas, programas, historias clínicas; leyes, dictámenes, informes, quejas registradas, juicios; discursos, declaraciones, mensajes, recortes periodísticos, folletos, etc., seleccionando los aspectos que interesan a las variables en estudio (Garcia, 2008).

- Estudios exploratorios o formulativos:

Tienen por objetivo, la formulación de un problema para posibilitar una investigación más precisa o el desarrollo de una hipótesis.

Para definir este nivel, debe responder a algunas preguntas:

¿El estudio que propone tiene pocos antecedentes en cuanto a su modelo teórico o a su aplicación práctica?, ¿Nunca se han realizado otros estudios sobre el tema?, ¿Busca hacer una recopilación de tipo teórico por la ausencia de un modelo específico referido a su problema de investigación?, ¿Considera que su trabajo podría servir de base para la realización de nuevas investigaciones? (Hidalgo, 2005).

- Fichaje:

Es una técnica auxiliar de todas las demás técnicas empleada en investigación científica; consiste en registrar los datos que se van obteniendo en los instrumentos llamados fichas, las cuales, debidamente elaboradas y ordenadas contienen la mayor parte de la información que se recopila en una investigación por lo cual constituye un valioso auxiliar en esa tarea, al ahorra mucho tiempo, espacio y dinero (Ferrer, 2010).

### **3.6 Población y Muestra**

- Muestreo No Probabilístico:

Es una técnica de muestreo donde las muestras se recogen en un proceso que no brinda a todos los individuos de la población iguales oportunidades de ser seleccionados. Generalmente son seleccionados en función de su accesibilidad o a criterio personal e intencional del investigador (Blakstad, 2009).



- Muestreo por conveniencia:

Es probablemente la técnica de muestreo más común. En el muestreo por conveniencia, las muestras son seleccionadas porque son accesibles para el investigador. Los sujetos son elegidos simplemente porque son fáciles de reclutar. Esta técnica es considerada la más fácil, la más barata y la que menos tiempo lleva (Blakstad, 2009).

### **3.7 Análisis de Datos**

Este estudio se basó en un análisis estadístico. El análisis estadístico es un componente del análisis de datos. Este requiere recoger y escudriñar cada muestra de datos individual en una serie de artículos desde los cuales se puede extraer las muestras (Rouse, 2014).

El análisis estadístico puede ser dividido en cinco pasos discretos, de la siguiente manera:

1. Describir la naturaleza de los datos a ser analizados.
2. Explorar la relación de los datos con la población subyacente.
3. Crear un modelo para resumir la comprensión de cómo los datos se relacionan con la población subyacente.
4. Probar (o refutar) la validez del modelo.
5. Emplear el análisis predictivo para ejecutar escenarios que ayudarán a orientar las acciones futuras.

# **Capitulo IV**

## **Resultados y**

### **Discusión**

## **4. Resultados y Discusión**

### **4.1 Ensayo de resistencia a compresión de los bloques de concreto**

Los ensayos a compresión de los bloques de concreto son vitales al momento de elegir el bloque en cuestión, se ensayan para obtener su resistencia debido a un esfuerzo de compresión. Dicho esfuerzo de compresión se determina con la relación de la carga soportada y el área de la cara comprimida, llevando la muestra a una reducción de su volumen y manteniendo su masa.

#### **4.1.1 Ensayo a compresión en ambas direcciones**

Tradicionalmente el ensayo compresión se realiza en una sola dirección, colocando el bloque en la misma posición que se utiliza. Comprimiendo su parte superior para obtener la resistencia de la carga que se le aplica.

Innovando y buscando la relación de la compresión superior y la compresión lateral, también se realizaron ensayos colocando el bloque en una posición no usual, ubicando así su cara lateral para ser comprimida.

## 4.2 Selección de muestra

Para este estudio se seleccionó dos compañías de fabricación de bloques de concreto de la alta gama en el país, Industrias Bisonó y Tavares Industrial CxA. Del mismo modo se utilizaron dos medidas universales, bloques de 8” (20 cm) y bloques de 6” (15 cm). Buscando con esto una relación general y no de una marca ni medida específica.

Como se necesitaba ensayar el mismo bloque tanto superior como lateralmente se utilizaron bloques coloquialmente conocidos como bloques hembra. Estos conllevan una ranura en el medio que facilita su corte manteniendo intactos ambos lados.



**Ilustración 4 – Muestra de ensayo**

Fuente: Propia

### 4.3 Preparación preliminar

#### 4.3.1 Corte de la muestra

Después de la obtención de muestra se buscó analizar el mismo bloque en ambas direcciones como antes mencionado, tanto en la cara superior como en la cara lateral para esto se utilizaron bloques hembra. Los cuales se cortaron para obtener la relación lo más precisa posible y así comparar cuanto resiste el mismo elemento en ambas direcciones.



Ilustración 5 – Corte de la muestra

Fuente: Propia



Ilustración 6 – Corte de la muestra

Fuente: Propia

#### 4.3.2 Peso y medición de la muestra

Determinar la masa de los medios bloques y la medición de las dimensiones de los mismos. Utilizando balanza para su masa, cinta métrica para su área bruta y calibre para su área neta. Registrando los datos según su compañía, tamaño y forma de compresión.



Ilustración 7 - Peso y medición de la muestra

Fuente: Propia

### 4.3.3 Capeo de muestra lateral

Ya que por motivo del corte en los elementos a examinarse lateralmente presentaban irregularidades y al momento de comprimirlos el elemento debe de estar totalmente plano. Estos se llevaron a un proceso de capeo para llevar estas caras a un estado uniforme. El capeo consiste en crear una mezcla de cemento y yeso, con una dosificación de cinco partes de cemento y una de yeso (5:1). Aplicando agua hasta conseguir la pasta deseada.



Ilustración 8 – Cemento y yeso para mezcla



Ilustración 9 – Mezcla para el capeo

Se protegió una superficie plana con papel periódico y en el mismo se esparció la pasta de yeso y cemento. Para luego colocar el bloque con la cara irregular ejerciéndole una presión leve guiándose con un nivel para confirmar su estabilidad. Por último, se le dio un tiempo de curado de 24 horas para retirar de la superficie plana los bloques.



**Ilustración 10 – Capeo de la muestra**

**Fuente: Propia**



**Ilustración 11 – Muestra capeada**

**Fuente: Propia**

#### 4.4 Ensayo a compresión

Después de realizar la selección de la muestra y su preparación preliminar se procedió a trasladar los elementos a Argos Dominicana, en la planta ubicada en la Av. Las Américas. Cumpliendo con las normativas de seguridad y el equipamiento reglamentario para el uso del laboratorio de dicha planta se inició el proceso de rotura de los bloques de concreto.



Ilustración 12 – Cementera Argos

Fuente: Propia



Ilustración 13 – Cementera Argos

Fuente: Propia

Debido a los procesos realizados en Argos Dominicana para la comprobación de su calidad la prensa es utilizada normalmente para la compresión de probetas, por esta razón para la rotura de bloques fue necesario la utilización adicional de una placa de acero macizo para colocarse entre el bloque y la rótula superior para poder distribuir uniformemente la carga aplicada.





Ilustración 14 – Ensayo de rotura

Fuente: Propia



Ilustración 15 – Ensayo de rotura

Fuente: Propia

#### 4.4.1 Proceso de rotura

1. Asegurar el balanceo de la prensa.
2. Seleccionar bloque a comprimir, tomando en cuenta su clasificación previa.
3. Introducir dicho bloque en la dirección deseada a comprimir.
4. Ubicar la placa de acero sobre la muestra.
5. Expansión de la rótula inferior hasta que la placa metálica entre contacto con la rótula superior.
6. Aplicación de una velocidad de 35 kg/seg, entrando así el elemento en carga.
7. Espera y observación del comportamiento del elemento.
8. Detención de la prensa y lectura de carga.
9. Documentación de datos y cálculo de esfuerzo.
10. Retracción de la máquina y extracción tanto de la placa metálica como del bloque de concreto.

#### 4.5 Análisis de Datos del Ensayo a Compresión

Para el análisis de los datos y comprensión de los resultados se dividió, nombró y tabulo la muestra, sabiendo así que el muestrario del estudio estaba compuesto por bloques Tavares y por bloques Bisonó, de 6" (15cm) y de 8" (20cm).

Debido a los parámetros de la investigación cada elemento fue sometido a un corte teniendo así dos partes de un mismo bloque. Definiendo una nomenclatura para cada compañía, Tavares (T) y Bisonó (B). Del mismo modo se enumeraron los elementos, pero a cada parte del mismo bloque se le asignó la nomenclatura (a o b) para diferenciarlas. El primer mampuesto del muestreo de Bisonó contaba con dos secciones (B 1 a y B 1 b) y así con las demás muestras.

El ensayo a compresión de cualquier elemento, en este caso de bloques de hormigón, se basa en una sola formula de esfuerzo:

$$\sigma = \frac{P}{A_0}$$

Fórmula 1 – Formula de esfuerzo

Dónde:

- P = Carga aplicada
- A0 = Área comprimida

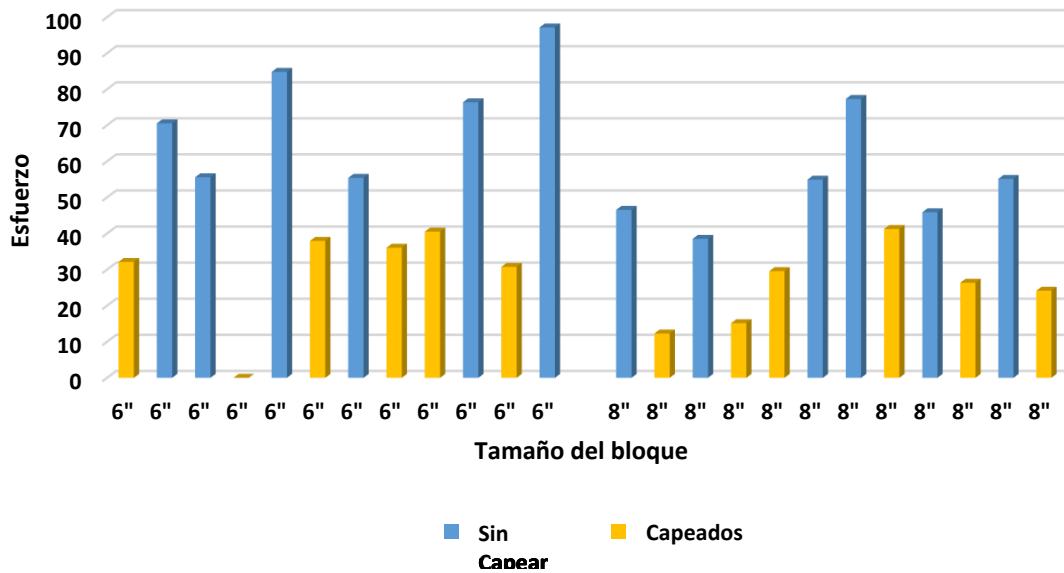
La cara a trabajar dependerá de la dirección del ensayo, superior o lateral. Calculándole así su área a compresión. Completando dicha fórmula con los datos de la carga máxima soportada en la sección del bloque obtenida en el ensayo compresión realizado. Plasmándose los resultados de esfuerzos en cada bloque.

### Bloques Bisonó

Marca	Tipo	Numero	Área cm	Carga	Esfuerzo	Porcentaje
Bisonó	6"	B 1 a	267.9	8600	32.10153	45.52%
Bisonó	6"	B 1 b	266	18760	70.52632	
Bisonó	6"	B 2 a	266	14785	55.58271	
Bisonó	6"	B 2 b	ROTO	ROTO	ROTO	ROTO
Bisonó	6"	B 3 a	266	22555	84.79323	44.74%
Bisonó	6"	B 3 b	266	10090	37.93233	
Bisonó	6"	B 4 a	266	14740	55.41353	
Bisonó	6"	B 4 b	266	9585	36.03383	65.03%
Bisonó	6"	B 5 a	266	10770	40.48872	
Bisonó	6"	B 5 b	268.8	20530	76.37649	53.01%
Bisonó	6"	B 6 a	266	8170	30.71429	
Bisonó	6"	B 6 b	267.9	26020	97.12579	31.62%
Bisonó	8"	B 1 a	380.25	17695	46.53517	
Bisonó	8"	B 1 b	390	4790	12.28205	26.39%
Bisonó	8"	B 2 a	374.4	14415	38.5016	
Bisonó	8"	B 2 b	380.25	5750	15.12163	39.28%
Bisonó	8"	B 3 a	370.5	10950	29.55466	
Bisonó	8"	B 3 b	370.5	20345	54.91228	53.82%
Bisonó	8"	B 4 a	374.4	28940	77.29701	
Bisonó	8"	B 4 b	390	16085	41.24359	53.36%
Bisonó	8"	B 5 a	378.3	17355	45.87629	
Bisonó	8"	B 5 b	390	10275	26.34615	57.43%
Bisonó	8"	B 6 a	370.5	20420	55.11471	
Bisonó	8"	B 6 b	386.1	9315	24.12587	43.77%

Tabla 2 – Ensayo a compresión de bloques Bisonó

### Bloques Bisonó



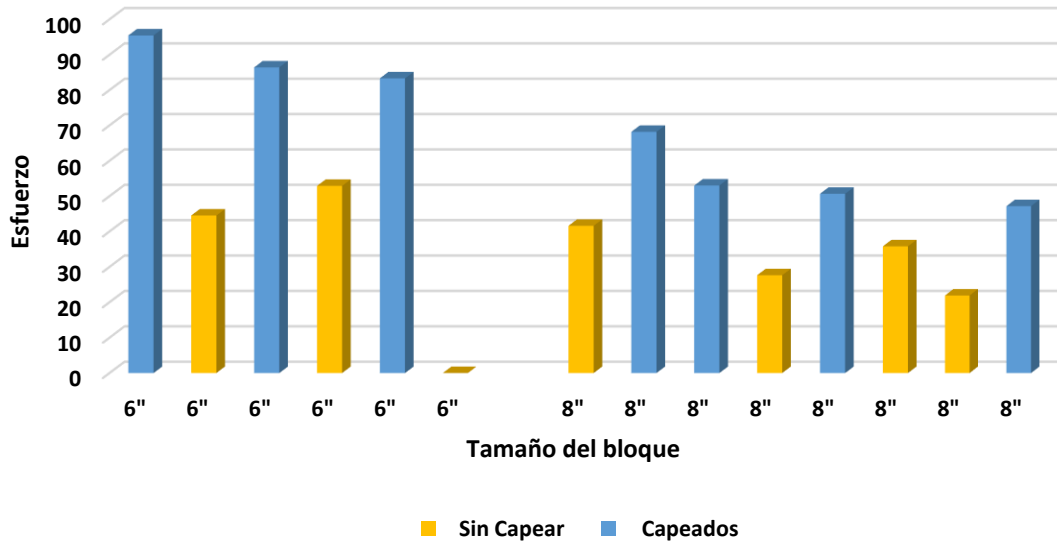
Grafica 1 – Ensayo a compresión de bloques Bisonó

### Bloques Tavares

Marca	Tipo	Numero	Área cm	Carga	Esfuerzo	Porcentaje
Tavares	6''	T 1 a	259	24720	95.44402	
Tavares	6''	T 1 b	269.8	12010	44.51446	46.64%
Tavares	6''	T 2 a	259	22380	86.40927	
Tavares	6''	T 2 b	266	14070	52.89474	61.21%
Tavares	6''	T 3 a	266	22160	83.30827	
Tavares	6''	T 3 b	ROTO	ROTO	ROTO	ROTO
Tavares	8''	T 1 a	380.25	15820	41.60421	
Tavares	8''	T 1 b	372.45	25395	68.18365	61.02%
Tavares	8''	T 2 a	390	20670	53	
Tavares	8''	T 2 b	390	10780	27.64103	52.15%
Tavares	8''	T 3 a	368.6	18670	50.65111	
Tavares	8''	T 3 b	382.2	13685	35.80586	70.69%
Tavares	8''	T 4 a	380.25	8330	21.90664	
Tavares	8''	T 4 b	374.4	17655	47.15545	46.46%

Tabla 3 – Ensayo a compresión de bloques Tavares

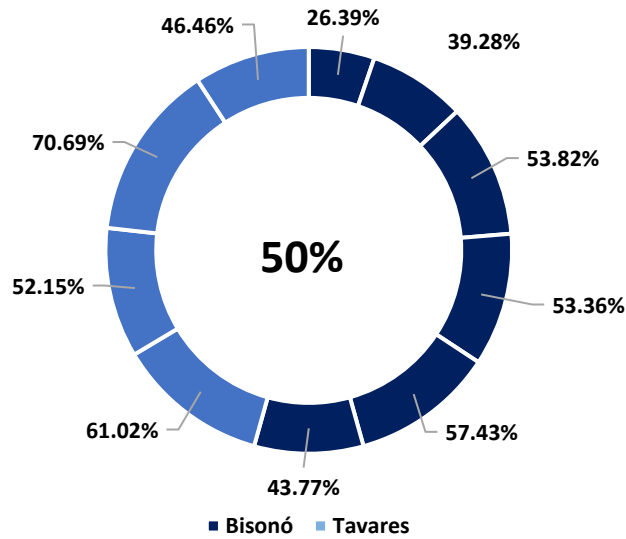
## Bloques Tavares



Grafica 2 – Ensayo a compresión de bloques Tavares

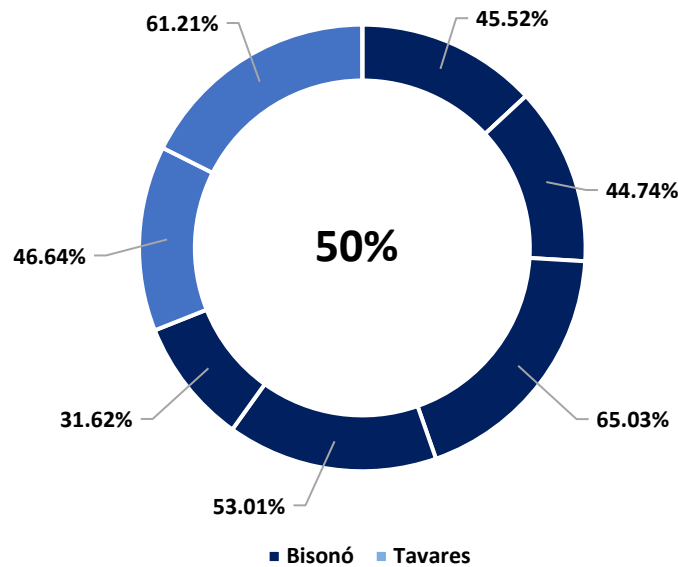
El objetivo del análisis en ambas direcciones del mismo elemento es obtener una relación en porcentaje de la influencia del bloque en toda dirección.

## Relacion de Esfuerzos de bloques de 8"



Grafica 3 – Relación de Esfuerzos de bloques de 8"

### Relacion de esfuerzos de bloques de 6"



Grafica 4 – Relación de esfuerzos de bloques de 6"

Tomando como referencia el reglamento para Diseño y Construcciones en Edificios de Mampostería Estructural R-027, en el capítulo 2.5 Resistencia de la Mampostería, en el acápite 2.5.6 Resistencia a Compresión de la Mampostería ( $f'_m$ ). La resistencia a compresión calculada de la mampostería será definida en conformidad a la tabla siguiente:

TABLA 2.2  
RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA ( $f'_m$ )

RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL BLOCK $f'_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA DEL MORTERO ( $f'_j$ ) = 80 Kg/cm <sup>2</sup>			
	VALORES DE $f'_m$ (en Kg/cm <sup>2</sup> )			
	ÁREA BRUTA ( $A_b$ )		ÁREA EFECTIVA ( $A_e$ )	
	15 cm (6")	20 cm (8")	15 cm (6")	20 cm (8")
50	20	20	35	42
60	24	24	42	50
70	28	28	49	58

Tabla 4 – Resistencia a la compresión de la mampostería

De la cual se utilizó la resistencia a compresión del block a 60 kg/cm<sup>2</sup>, utilizando el área bruta de bloques de 8'' se contó con un f'm de 24 kg/cm<sup>2</sup>. Tomando en cuenta el porcentaje calculado en el ensayo a compresión realizado en ambas direcciones, surgió el factor de resistencia transversal de la mampostería (f'bt), viéndose así afectado el f'm por el 50% antes calculado.

$$f'bt = f'm * 0.50$$

Fórmula 2 – Factor de resistencia transversal de la mampostería

#### 4.6 Influencia del Muro de Mampostería en la Relación Viga – Columna

Guiándose de la hipótesis de que los muros de mampostería, en este caso de bloques de hormigón, influyen en el momento nominal de la viga (Mnv) el cual se conoce como:

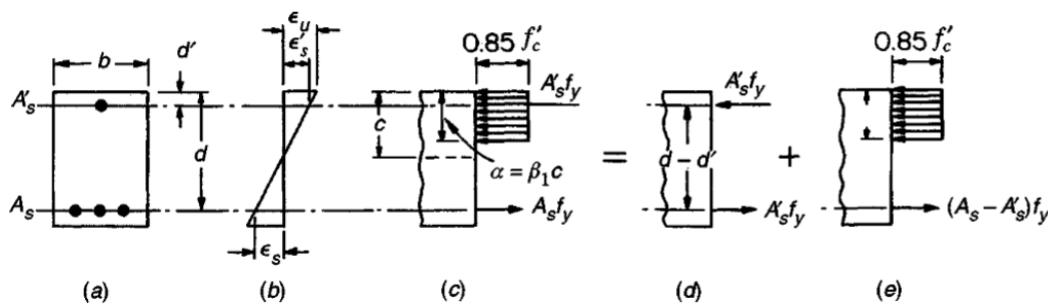


Ilustración 16 – Sección transversal de viga

Fuente: Diseño de estructuras de concreto, Arthur H. Nilson (2001)

$$M_{nv} = 0.85(f'c)(a)(b) \left( \frac{h}{2} + \frac{a}{2} \right) + f's(A's) \left( \frac{h}{2} - d' \right) + f_s(As) \left( \frac{h}{2} - d' \right)$$

Fórmula 3 – Momento nominal de viga

Dónde:

$a$  = espesor del bloque de esfuerzo

$b$  = base de viga

$h$  = altura de viga

$f'c$  = esfuerzo máximo a compresión del concreto

$f_y$  = esfuerzo de fluencia del acero

$A_s$  = acero a tracción

$A's$  = acero a compresión

$d'$  = distancia de la cara de compresión al acero comprimido

$f_s$  = esfuerzo del acero a tensión

$f's$  = esfuerzo del acero a compresión

Utilizando las siguientes tablas de datos para el tanteo de los modelos a estudiar para conseguir dicho Mnv.

Datos		
$A_s$		cm <sup>2</sup>
$A's$		cm <sup>2</sup>
$F_y$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$F'c$	240	kg/cm <sup>2</sup>
$d$		cm <sup>2</sup>
$d'$		cm <sup>2</sup>
$b$		cm <sup>2</sup>
$h$		cm <sup>2</sup>
$\phi$	0.9	
$E_c$	0.003	
$E$	2000000	kg/cm <sup>2</sup>
$E_s$	0.0021	
$E's$	0.0023	
$f_s$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$f's$	3996	kg/cm <sup>2</sup>
$c$		cm
$\beta_1$	0.85	( $F'c < 300$ )
$a$		cm

Obteniendo el acero a tensión ( $A_s$ ) y el acero a compresión ( $A's$ ) del programa Etabs, suponiendo así que ambos aceros alcanzaron el esfuerzo de fluencia ( $F_y$ ) en 4,200 kg/cm<sup>2</sup> al momento de la falla y fijando para el estudio un esfuerzo máximo a compresión del concreto ( $F'c$ ) de 240 kg/cm<sup>2</sup>.

Desglosando las dimensiones de la sección, como se deja en evidencia en la **ilustración 16**, se adquiere los valores ( $d$ ,  $d'$ ,  $b$  y  $h$ ).

Tabla 5 – Datos para calculo



Siguiendo las disposiciones de seguridad del Código ACI la capacidad nominal debe reducirse en relación al coeficiente  $\phi = 0.90$ , para obtener la resistencia de diseño.

El criterio a seguir de falla a compresión consiste en que la deformación unitaria por compresión del concreto ( $E_c$ ) en 0.003, del mismo modo utilizándose el módulo de elasticidad ( $E$ ) igual a  $2 \cdot 10^6$  siendo esto 2, 000,000 kg/cm<sup>2</sup>. Calculando la deformación unitaria del acero a tensión ( $E_s$ ) de la siguiente manera:

$$f_s = f_y \iff f_s = E_s \cdot \epsilon \implies E_s \cdot \epsilon = f_y \implies E_s = \frac{f_y}{\epsilon}$$

**Fórmula 4 – Esfuerzo de acero a tensión y deformación unitaria del acero**

Tomando como referencia desde la fibra comprimida al eje neutro ( $c$ ) con la siguiente formula:

$$c = \frac{E_c \cdot d}{E_c + E_s}$$

**Fórmula 5 – Distancia al eje neutro**

Continuando así con el cálculo de la deformación unitaria del acero a compresión:

$$E's = \frac{(E_s + E_c)(c - d')}{d}$$

**Fórmula 6 – Deformación unitaria del acero a compresión**

Para el cálculo del esfuerzo de acero a tensión ( $f_s$ ) se puede encontrar en la **Formula 3**. A la vez el esfuerzo de acero a compresión se calcula de la siguiente manera:

$$f's = f_y - (f'c*0.85)$$

**Fórmula 7 – Esfuerzo de acero a compresión**

Utilizando  $\beta_1$ , parámetro del esfuerzo en el concreto, como 0.85. Ya que  $F'c \leq 300 \text{ kg/cm}^2$  se puede obtener el valor de  $a$ , que viene siendo el espesor del bloque de esfuerzo del concreto.

$$a = \beta_1 * c$$

**Fórmula 8 – Espesor del bloque de esfuerzo del concreto**

Para representar el incremento en el  $M_{nv}$  gracias a al muro no estructural se creó un supuesto aporte que se nombró  $K$ , tomando en cuenta los factores de dicho muro que afectara la estructura.

$$K = \frac{H_m * T_m * f'_{bt} * \Upsilon}{0.85 * f'c * b * a} \leq 1$$

**Fórmula 9 – Aporte de la mampostería**

Dónde:

$H_m =$  altura del muro

$T_m =$  espesor del muro

$f'_{bt} =$  resistencia transversal del muro de mampostería

$\Upsilon =$  factor de corrección

$(0.85 * f'c * b * a) =$  resultante a compresión del concreto

Nota: El factor de corrección ( $\gamma$ ) se incluyó en el supuesto aporte de la mampostería dejando abierto posibles adaptaciones de estudios futuros.

Representando así la adaptación del momento nominal debido al aporte K, conlleva a la conjetura de la siguiente fórmula:

$$M_{\eta'v} = 0.85(f'c)(a)(b)(1+K)\left(\frac{h}{2} + \frac{a}{2}\right) + f's(A's)\left(\frac{h}{2} - d'\right) + f_s(As)\left(\frac{h}{2} - d'\right)$$

**Fórmula 10 – Momento nominal de viga con el aporte de mampostera**

Asumiendo que el aporte K hace efecto en el  $M_{nv}$  se detecta un momento nominal de viga incrementada por el mampuesto ( $M_{n'v}$ ). Presenciándose una diferencia numérica entre el  $M_{nv}$  y el supuesto  $M_{n'v}$ .

Para calcular dicho aumento utilizamos:

$$\frac{M_{\eta'v} - M_{\eta v}}{M_{\eta v}} = \% \text{ aumentado}$$

**Fórmula 11 – Aumento en el momento nominal de viga**

Sin embargo, en los modelos realizados en Etabs aparte de obtener la armadura de la viga, ofrece la relación Viga – Columna. Del mismo modo que se evidencia un aumento en el  $M_{nv}$  debe de aumentar proporcionalmente la relación Viga – Columna, para no romper el equilibrio de la estructura.

Una vez obtenido el porcentaje que aumenta el momento nominal de la viga, este mismo se le aplica a la relación Viga – Columna dada por el programa Etabs (V-C Etabs), logrando así la relación Viga – Columna afectada por la mampostería (V-C’).

El Código ACI, en el cual se basa el programa Etabs cumple con lo siguiente, refiriéndose al criterio Columna Fuerte – Viga Débil.

$$M_{nc} = 1.2 M_{nv} \implies \frac{M_{nc}}{1.2 M_{nv}} = 1$$

**Fórmula 12 – Relación viga – columna**

Dejando en evidencia que el cociente entre el momento nominal de la columna ( $M_{nc}$ ) y el momento nominal de la viga incrementado por el 1.2 establecido por el Código ACI tiene que ser menor o igual a la unidad.

Para fines de simplificación de cálculo se establece una normalización de los factores.

Sugiriendo  $M_{nc} = 1$ , por ende:

$$\frac{M_{nc}}{1.2 (M_{nv})} = \frac{1}{1.2 (0.832)} = 1$$

**Fórmula 13 - Normalización relación viga – columna**

Destacándose en la normalización simplificada que el valor máximo del momento nominal de la viga es  $M_{nv} = 0.832$ .

En búsqueda de la altura del muro máxima ( $H_m$  máx.) que aumente el  $M_{nv}$  al 0.832 basándose en la normalización antes realizada donde relación Viga – Columna llega a la unidad.

Antes de obtener el porcentaje de aumento necesario del momento nominal de la viga ya alterado por los mampuestos ( $M_{n'v}$ ) se realiza el cociente entre la relación viga columna aumentada entre el 1.2 determinado por el Código ACI, entrando así en la siguiente formula:

$$\frac{0.832 - \left(\frac{V-C'}{1.2}\right)}{\left(\frac{V-C'}{1.2}\right)} = \% \text{ a aumentar}$$

**Fórmula 14 – Porcentaje a aumentar del  $M_{n'v}$**

Debido a este porcentaje del incremento que debe de obtener  $M_n$  se presenta el momento nominal máximo ( $M_{nv}$  máx.) que debe de adquirir la viga antes de romper la relación Viga – Columna y con este se calcula despejando, la altura máxima del muro de mampostería ( $H_m$  máx.), del factor tentativo  $K$  como se muestra a continuación.

$$H_m = \frac{K * (0.85 * f'_c * b * a)}{T_m * f'_t * \Upsilon}$$

**Fórmula 15 – Altura máxima del muro de mampostería**

Comparando así la altura de diseño plasmada en los modelos por las cual se determinó las dimensiones y acero, para las vigas y columnas. Con la supuesta altura obtenida con la fórmula de  $H_m$  para evidenciar si el muro existente no rompe la relación Viga – Columna.

#### 4.6.1 Tabulación de Modelos

Modelo	Vano	Altura	Columna	Viga	Peso Muro	As	A's	Mnv
#1	6.00	3.00	50*50	50*30	25.425	18.1300	8.3200	3,963,421.68
#2	6.00	2.00	50*50	50*30	16.950	12.2100	5.7800	3,298,158.72
#3	6.00	6.00	55*55	50*40	50.850	31.4600	14.5000	6,124,686.00
#4	6.00	2.40	55*55	50*40	20.340	15.3300	7.2900	4,290,099.96
#5	6.00	2.40	55*55	50*40	50.850	31.4600	14.5000	6,124,686.00
#6	7.00	3.30	50*50	50*30	32.629	26.7900	12.5700	4,977,166.68
#7	7.00	3.30	55*55	50*30	32.629	27.0100	12.6800	5,003,074.32
#8	7.00	3.30	55*55	50*30	32.629	25.3700	11.8100	4,806,148.44
#9	4.00	3.00	40*40	50*30	17.070	9.1600	4.4200	2,951,512.08
#10	5.00	3.00	40*40	50*30	21.330	13.0700	6.1700	3,396,397.08
#11	5.00	3.00	35*35	50*30	21.330	12.6400	5.9800	3,347,657.52
#12	5.00	3.00	35*35	50*40	21.330	14.8500	7.7600	3,659,160.24
#13	5.00	3.00	35*35	50*40	21.330	14.8500	7.7600	3,659,160.24
#14	5.00	3.00	35*35	50*40	21.330	14.8500	7.7600	3,659,160.24
#15	6.00	3.30	50*50	50*40	27.970	23.8700	10.9700	4,622,672.28
#16	6.00	2.70	50*50	50*40	27.970	23.8700	10.9700	4,622,672.28
#17	5.00	3.30	40*40	50*40	27.970	19.0100	8.9100	4,078,440.84
#18	5.00	3.30	40*40	50*40	27.970	16.1300	8.4900	3,816,728.76
#19	5.00	3.30	40*40	50*30	27.970	15.7600	7.3300	3,699,130.92
#20	5.00	3.30	35*35	50*30	27.970	16.2300	7.5300	3,751,821.72
#21	5.00	3.30	35*35	50*30	27.970	12.9600	7.3200	3,474,931.68
#22	4.00	3.00	40*40	50*40	16.950	9.3700	4.5000	2,974,344.00
#23	8.00	3.00	40*40	50*40	33.900	37.9300	17.9500	6,274,609.80
#24	4.00	4.00	40*40	50*30	22.6	13.28	7.100	3483764.4

Tabla 6 – Tablas de tanteo de modelos

Modelo	V-C (Etabs)	%		f'bt	V-C (Max)	Mnv (Max)
#1	0.510	0.4250	0.9576	12.00	1.00	7,758,980.79
#2	0.367	0.3058	1.7204	12.00	1.00	8,972,429.61
#3	0.884	0.7367	0.1294	12.00	1.00	6,917,292.42
#4	0.255	0.2125	2.9153	12.00	1.00	16,797,003.14
#5	0.884	0.7367	0.1294	12.00	1.00	6,917,292.42
#6	0.450	0.3750	1.2187	12.00	1.00	11,042,673.81
#7	0.560	0.4667	0.7829	12.00	1.00	8,919,766.79
#8	0.370	0.3083	1.6984	12.00	1.00	12,968,807.03
#9	0.249	0.2075	3.0096	12.00	1.00	11,834,496.63
#10	0.516	0.4300	0.9349	12.00	1.00	6,571,633.42
#11	0.462	0.3850	1.1610	12.00	1.00	7,234,418.33
#12	0.547	0.4558	0.8252	12.00	1.00	6,678,803.63
#13	0.547	0.4558	0.8252	14.00	1.00	6,678,803.63
#14	0.547	0.4558	0.8252	24.00	1.00	6,678,803.63
#15	0.857	0.7142	0.1650	12.00	1.00	5,385,386.24
#16	0.857	0.7142	0.1650	12.00	1.00	5,385,386.24
#17	0.709	0.5908	0.4082	12.00	1.00	5,743,181.01
#18	0.424	0.3533	1.3547	12.00	1.00	8,987,316.02
#19	0.615	0.5125	0.6234	12.00	1.00	6,005,223.27
#20	0.818	0.6817	0.2205	12.00	1.00	4,579,240.59
#21	0.437	0.3642	1.2847	12.00	1.00	7,939,065.88
#22	0.767	0.6392	0.3017	12.00	1.00	3,871,688.46
#23	1.767	1.4725	-0.4350	12.00	1.00	3,545,314.33
#24	0.586	0.488333	0.703754	12.00	1.00	5935478.46



Modelo	Mn'v		V-C'	%		V/C (Max)
#1	4,971,421.68	0.2543	0.6397	0.5331	0.5607	1.00
#2	3,970,158.72	0.2038	0.4418	0.3681	1.2600	1.00
#3	8,140,686.00	0.3292	1.1750	0.9791	-0.1503	1.00
#4	5,096,499.96	0.1880	0.3029	0.2524	2.2958	1.00
#5	6,931,086.00	0.1317	1.0004	0.8337	-0.0020	1.00
#6	5,985,166.68	0.2025	0.5411	0.4509	0.8450	1.00
#7	6,111,874.32	0.2216	0.6841	0.5701	0.4594	1.00
#8	5,914,948.44	0.2307	0.4554	0.3795	1.1925	1.00
#9	3,959,512.08	0.3415	0.3340	0.2784	1.9889	1.00
#10	4,404,397.08	0.2968	0.6691	0.5576	0.4921	1.00
#11	4,355,657.52	0.3011	0.6011	0.5009	0.6609	1.00
#12	4,667,160.24	0.2755	0.6977	0.5814	0.4310	1.00
#13	4,835,160.24	0.3214	0.7228	0.6023	0.3813	1.00
#14	5,675,160.24	0.5509	0.8484	0.7070	0.1768	1.00
#15	5,731,472.28	0.2399	1.0626	0.8855	-0.0604	1.00
#16	5,385,392.28	0.1650	0.9984	0.8320	0.0000	1.00
#17	5,187,240.84	0.2719	0.9018	0.7515	0.1072	1.00
#18	4,925,528.76	0.2905	0.5472	0.4560	0.8246	1.00
#19	4,807,930.92	0.2997	0.7993	0.6661	0.2490	1.00
#20	4,860,621.72	0.2955	1.0597	0.8831	-0.0579	1.00
#21	4,583,731.68	0.3191	0.5764	0.4804	0.7320	1.00
#22	3,982,344.00	0.3389	1.0269	0.8558	-0.0278	1.00
#23	7,282,609.80	0.1606	2.0509	1.7091	-0.5132	1.00
#24	4827764.4	0.3858	0.8121	0.6767	0.229447	1.00

Modelo	Mnv (Max)	K (Max)	H (Max cm)	H (Max m)	Comentario
#1	7,758,980.79	2.01	1,129.63	11.30	
#2	8,972,429.61	3.01	1,688.77	16.89	
#3	6,917,292.42	0.32	235.89	2.36	
#4	16,797,003.14	4.98	3,722.29	37.22	
#5	6,917,292.42	0.32	235.89	2.36	
#6	11,042,673.81	3.22	1,805.21	18.05	
#7	8,919,766.79	2.08	1,165.68	11.66	Dos pórticos, columna central
#8	12,968,807.03	4.33	2,429.36	24.29	Dos pórticos, columnas laterales
#9	11,834,496.63	4.71	2,643.75	26.44	
#10	6,571,633.42	1.68	945.01	9.45	
#11	7,234,418.33	2.06	1,156.77	11.57	
#12	6,678,803.63	1.60	898.70	8.99	f'bt=12
#13	6,678,803.63	1.60	770.32	7.70	f'bt=14
#14	6,678,803.63	1.60	449.35	4.49	f'bt=24
#15	5,385,386.24	0.40	227.00	2.27	
#16	5,385,386.24	0.40	227.00	2.27	
#17	5,743,181.01	0.88	495.46	4.95	Dos pórticos, columna central
#18	8,987,316.02	2.74	1,538.87	15.39	Dos pórticos, columnas laterales
#19	6,005,223.27	1.22	686.34	6.86	Dos pórticos, columna central
#20	4,579,240.59	0.44	246.26	2.46	Dos pórticos, columna central
#21	7,939,065.88	2.37	1,328.61	13.29	Dos pórticos, columnas laterales
#22	3,871,688.46	0.48	267.07	2.67	Dos pórticos, columna del central
#23	3,545,314.33	-1.45	- 812.29	-8.12	
#24	5935478.46	1.30	729.68	7.30	

## 4.7 Conclusión

Extendiendo una conclusión momentánea, abierta a discusión y en espera de aportes futuros por las limitaciones del mismo proyecto. Se detecta una supuesta influencia de los muros de cierre en el momento nominal de la viga, influyendo directamente con la filosofía estipulada por el Código ACI, Columna Fuerte – Viga Débil. Buscando así la creación de un factor tentativo de la mampostería que deje en evidencia dicho incremento.

En forma de expedición a esta conjetura se mostró la creación del factor K, que afectando el momento nominal de la viga en pórticos planos se observaron distintos comportamientos de la estructura. Tales como:

- Mientras más alta se encuentre la relación Viga – Columna teniendo como parámetro la unidad. La altura del muro de mampostería deberá de ser menor para no violentar el decreto Columna Fuerte – Viga Débil.
- Analizando dos pórticos con el mismo vano pero con alturas de muro diferentes, el vano con el muro de mayor altura obtendrá la relación Viga – Columna más alta, por ende la altura de muro que romperá el criterio del pórtico mayor será menor en comparación con el otro pórtico.
- Utilizando el diseño de un pórtico específico con dimensiones de vano y altura determinadas y por consiguiente peso de muro influyente en la viga. Variándole la altura

del muro de mampostería pero sin alterar el peso diseñado, la relación Viga – Columna sufre alteraciones.

- Recordando que la resistencia a compresión de la mampostería ( $f^m$ ) fue afectada por el 50% gracias al ensayo realizados en los bloques. Creando así un factor de resistencia transversal del muro de mampostería ( $f^{bt}$ ).

Se puso a prueba que mientras más alta sea la resistencia a compresión del bloque de concreto más alta será la relación Viga – Columna.

- En pórticos de tres columnas con vanos y alturas determinadas, se identificó que la columna central mostraba una relación mayor en comparación a las columnas laterales. Dígase la altura para que la relación de las columnas laterales cumpla deberá de ser mayor que la altura de la columna central.

Comportamientos como estos y otros, son resultados por el factor K de mampostería, influido este presunto aporte por el factor de corrección antes mencionado ( $\Upsilon$ ), abriendo puertas a estudios posteriores.

En conclusión, al mostrarse casos de fallas en la relación Viga – Columna afectadas por muros no estructurales se despertó la búsqueda de su causante. Sugiriendo con este un supuesto factor de la mampostería que pueda aumentar el momento nominal de la viga y con esto logre quebrar o no la relación 6/5 Viga – Columna.

## Bibliografía

ACI. (2011). *American Concrete Institute ACI 318-11*. Farmington Hills, MI.

Blakstad, O. (17 de Mayo de 2009). *Explorable*. Obtenido de Muestreo no probabilístico:

<https://explorable.com>

Cabrera, J. (28 de Septiembre de 2011). *CivilGeeks*. Obtenido de [civilgeeks.com](http://civilgeeks.com)

Ferrer, J. (Julio de 2010). *Conceptos Basicos de la Metodologia de la Investigacion*. Obtenido de Tecnicas de la Investigacion: <http://metodologia02.blogspot.com/>

Garcia, R. (7 de Agosto de 2008). *EPIDEMIOLOGÍA*. Obtenido de GLOSARIO DE EPIDEMIOLOGÍA:

<https://rubengarcia.wordpress.com>

Hidalgo, I. V. (12 de Diciembre de 2005). *Gestiopolis*. Obtenido de Tipos de estudio y métodos de investigación: <http://www.gestiopolis.com/>

Lea, C. (1997). *Diccionario Oxford*. Estados Unidos: Penguin Group.

Medrano-Diaz, K. (26 de Marzo de 2011). *Arquitectura y Construccion*. Obtenido de

<http://katiuskamedranodiaz.blogspot.com/>

Paula, A. (3 de Agosto de 2012). *Acontecimientos Extraordinarios*. Obtenido de Historia Sismica de la Republica Dominicana: <http://acontecimientos2012.latin-foro.net/>

Rojas, H. L. (7 de Marzo de 2013). *Capacitación e Ingeniería*. Obtenido de

<https://capacitacioneingenieria.wordpress.com/>

Rouse, M. (Julio de 2014). Obtenido de Análisis estadístico: <http://searchdatacenter.techtarget.com/>

Ruiz, I. (28 de Octubre de 2015). *Construcciones Antisismicas*. Obtenido de <http://es.slideshare.net/>

Salazar Trujillo, J. (2007). *Resistencia de Materiales Basica para Estudiantes de Ingenieria*. Colombia:  
Universidad Nacional de Colombia Sede Manziales.

Vilchez, R. (Junio de 2008). *Deformacion Simple*. Obtenido de Slideshare: [slideshare.net](https://www.slideshare.net)