



**UNIVERSIDAD DE ESPECIALIDADES ESPÍRITU SANTO
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL**

**“ESTUDIO COMPARATIVO DE DIFERENTES MODELOS
MATEMÁTICOS PARA GENERAR DUCTILIDAD EN
COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO”**

**TRABAJO DE GRADO PRESENTADO PARA LA
OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL.**

AUTOR:

FRANKLIN ANDRÉS BARROS CAMARGO

TUTOR:

ING. ÁLEX VILLACRÉS SÁNCHEZ MSC

SAMBORONDÓN, JUNIO 2016

APROBACIÓN DE TRABAJO DE TITULACION

En mi calidad de tutor del estudiante **Franklin Andrés Barros Camargo** que cursa estudios en la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Especialidades Espíritu Santo

CERTIFICO:

Que he revisado el trabajo de tesis con el título: **“ESTUDIO COMPARATIVO DE DIFERENTES MODELOS MATEMÁTICOS PARA GENERAR DUCTILIDAD EN COLUMNAS DE HORMIGÓN ARMADO”**, presentado por la estudiante **Franklin Andrés Barros Camargo**, con cédula de ciudadanía N°. 0703943027, como requisito previo para optar el Grado Académico de Ingeniero Civil, y considero que dicho trabajo investigativo reúne los requisitos y méritos suficientes necesarios de carácter académico y científico, para presentarse a la Defensa Final.

En la ciudad de Samborondón, a los 9 días del mes de Junio del 2016

Tutor: Ing. Álex Villacrés Sánchez, MSc

DEDICATORIA

A Dios, mis padres, mi familia y
amigos quienes me apoyaron
a lo largo de mi carrera universitaria

AGRADECIMIENTO

Agradezco al Ing. Urbano Caicedo como Director de Escuela de Ingeniería Civil, al Ing. Álex Villacrés quien me apoyó como tutor del presente trabajo de titulación y demás profesores cuyas enseñanzas fueron vitales para mi formación como profesional

INDICE

CAPÍTULO I: ANTECEDENTES	2
1.1 Descripción detallada del problema	2
1.2 Objetivos de la investigación.....	3
1.3 Propósito del trabajo de titulación	3
1.4 Preguntas de Investigación	3
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	4
2.1 Comportamiento inelástico del material.....	5
2.2 Acero de refuerzo transversal	5
2.3 Hormigón confinado.....	6
2.4 Diseño de refuerzo transversal y espaciamiento	9
2.4.1 Código Ecuatoriano de la Construcción 1977.....	9
2.4.2 Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.....	9
2.4.3 Modelo Matemático de Moehle	12
2.4.4 Modelo Matemático de Priestley.....	15
2.5 Rótula Plástica.....	16
2.6 Longitud de confinamiento.....	17
2.7 Diagrama Momento-Curvatura	17
2.8 Clasificación de daños estructurales según la aceleración de suelo reportada.....	19
CAPÍTULO III: METODOLOGÍA	23
3.1 Enfoque.....	24
3.2 Modalidad básica de la investigación.....	24
3.3 Tipo de investigación	24
3.4 Técnica de investigación	24
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y RESULTADOS	25

4.1 Análisis de desarrollo de ductilidad de la siguiente sección cuadrada.....	26
4.2 Análisis de desarrollo de ductilidad de la siguiente sección circular	45
4.3 Daños reales producidos por sismos en columnas de hormigón armado	64
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES	71
BIBLIOGRAFÍA	72
ANEXOS	73

Resumen

El propósito del trabajo de investigación es visualizar a través del estudio comparativo de diferentes modelos matemáticos, promover una aplicación óptima del refuerzo transversal en columnas de hormigón armado, para garantizar el desarrollo de ductilidad ante la presencia de un sismo de magnitud importante.

Se plantea el modelo matemático de Moehle propuesto en la Universidad de Berkeley, en el curso de Diseño de Hormigón Armado en el año de 1997, el modelo matemático de Priestley y lo que indican las Códigos de Construcción.

Por otra parte a través de la técnica de la observación establecer la viabilidad de colocar acero de refuerzo transversal en todas las columnas de la estructura, cuando en la realidad al momento de responder a la acción del sismo se forman rótulas plásticas en las columnas de primer piso, por absorber los mayores esfuerzos.

Finalmente, se plantean los resultados obtenidos y las conclusiones representativas del trabajo de titulación

CAPÍTULO I
ANTECEDENTES

1. Antecedentes

La capacidad de respuesta sísmica de las estructuras de hormigón armado ha sido analizada e investigada más que cualquier otro material, debido a la reducida ductilidad que posee el concreto. Sismos importantes a nivel mundial revelaron la mala aplicación de los criterios de diseño y sobre todo las prácticas constructivas rudimentarias. Es por ello que las normativas deben ser más rígidas pero a la vez acordes con el estudio teórico del comportamiento de los materiales.

1.1 Descripción detallada del problema

Durante los sismos, la respuesta de una estructura de concreto armado construida a través de un sistema de pórticos es no lineal, provocada por la falta de homogeneidad del material que la compone. El comportamiento inelástico se concentra en zonas de altas demandas ubicadas en una determinada longitud adyacentes a los nudos en vigas y columnas

Ecuador se encuentra en una zona sísmica, por la colisión entre la placa Nazca con la Sudamericana, es por ello que las normas vigentes de construcción deben enfocarse adecuadamente para diseñar estructuras con la capacidad de deformarse plásticamente (Ortiz, 2012) .

El problema se suscita por la falta de información acerca del uso pertinente de acero de refuerzo transversal dentro de las longitudes de confinamiento de las columnas. En la actualidad la Norma Ecuatoriana de la Construcción carece de información adecuada sobre la aplicación de dichas zonas de confinamiento en los diseños de hormigón armado (Escuela Superior Politécnica del Ejército).

Por otra parte la Norma especula sobre la correcta aplicación del confinamiento, dado que en la primera sección del Capítulo referente a columnas de Hormigón Armado indica que es aplicable para los elementos donde se producen los mayores momentos flectores mientras que en la sección específica

del confinamiento indica que se deben confinar las columnas de todos los niveles de una estructura. Finalmente en ciertos casos la longitud de confinamiento prácticamente se extiende a toda la columna.

1.2 Objetivos de la Investigación

Objetivo General

Determinar el diseño de confinamiento ideal para columnas de hormigón armado en pórticos sismoresistentes.

Objetivo específico:

1. Analizar los datos empíricos de formación de rótulas plásticas de columnas como respuesta a los sismos.
2. Explicar la deformación plástica de una estructura a través del modelo de Priestley.
3. Contribuir a la realización de diseños más racionales en columnas a través de la revisión de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

1.3 Propósito del trabajo de titulación

El trabajo de titulación propone la optimización de costos y elementos de refuerzo dentro de las longitudes de confinamiento en columnas de hormigón armado a través de modelos matemáticos de deformaciones plásticas reales.

1.4 Preguntas de investigación:

1. ¿Qué es una rótula plástica?
2. ¿En qué consiste la relación Momento – Curvatura?
3. ¿Qué columnas deben confinarse en una estructura sismoresistente?
4. ¿Cómo mantener una respuesta sismoresistente en una estructura sin sobredimensionarla?
5. ¿De qué manera el modelo de Priestley permite identificar la falta de investigación en la Norma Ecuatoriana de la Construcción sobre confinamiento en columnas?

CAPITULO II
MARCO TEÓRICO

2.1 Comportamiento inelástico del material

El cálculo lineal elástico suele ser el método de análisis escogido para dimensionar el comportamiento de una estructura en la fase de diseño. Se puede considerar que, en general y para las estructuras más comunes, si un diseño cumple las exigencias de los estados límite de servicio con las hipótesis de la elasticidad, casi se puede asegurar que también va a cumplir el estado límite último. Sin embargo en la ingeniería actual existen gran cantidad de situaciones donde los estados límites de servicio o las restricciones en desplazamiento pierden su sentido (Villa, 2007) .

Esto es especialmente cierto en diseños de estructuras o zonas de estructuras donde va a existir una gran concentración de tensiones mientras sus desplazamientos van a ser despreciables. Por otro lado, es evidente que en los planteamientos de reparación y rehabilitación de estructuras el cálculo no lineal es absolutamente necesario. En estos casos el diseño ya ha superado algún estado límite, ya se ha producido alguna rotura parcial, alguna fisuración o alguna deformación excesiva. Por lo tanto, aquello que interesa, es que la estructura no empeore y que pueda seguir trabajando (Medina, 2012).

El punto fuerte del diseño plástico proviene de las propiedades de ductilidad de muchos materiales, de los que el acero blando es un ejemplo particularmente útil. Esta ductilidad se puede estudiar a partir del diagrama de tensión-deformación típico de diversos aceros.

2.2 Acero de refuerzo transversal

Se denomina estribo a un anillo de acero utilizado para resistir esfuerzos cortantes, mejorar el anclaje, confinar el núcleo de concreto y restringir el pandeo del acero de refuerzo longitudinal. El correcto desempeño sísmico de una estructura depende de la colocación y distribución adecuada del acero de refuerzo transversal .

2.3 Hormigón confinado

El efecto del confinamiento es permitirle al elemento mayores deformaciones transversales por el agrietamiento interno-progresivo, mientras el hormigón se apoya en el acero de refuerzo transversal. Según datos experimentales de laboratorio se demuestra que el diámetro del acero de refuerzo transversal y el espaciamiento entre estribos contribuyen al incremento de resistencia, así como la generación de ductilidad (Sánchez, 2008).

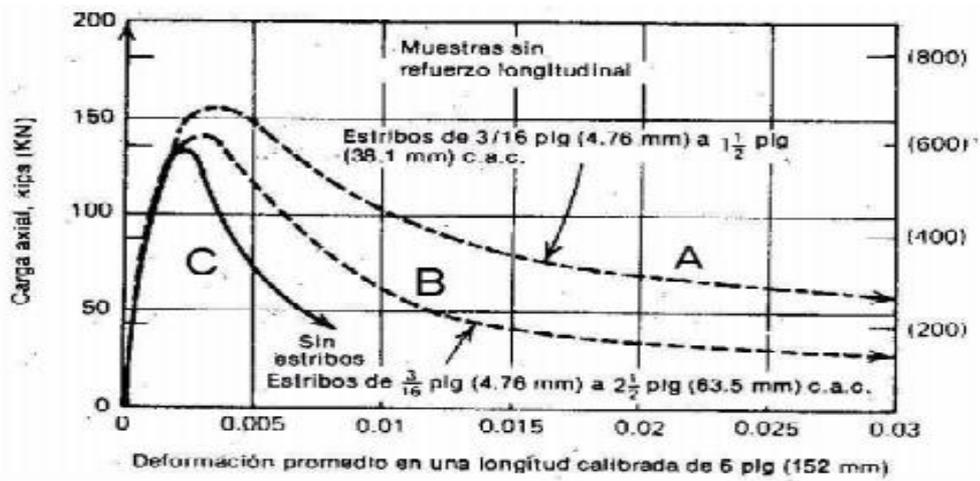


Gráfico 1: Comparación de curvas Carga Axial vs Deformación bajo diferentes condiciones de separación entre estribos

Fuente: (Espeche, 2007)

En el siguiente gráfico se presentan tres curvas: la curva C corresponde a un elemento sin estribos, la curva B a un elemento con una separación entre estribos de 63.5 mm y la curva A con una separación entre estribos de 36.1 mm. Claramente se observa que la resistencia a carga axial, al igual que la capacidad de deformación, son mayores en la curva A, es decir que un espaciado más pequeño ocasiona un mejor confinamiento y por ende una mejor respuesta de la columna ante la presencia de un sismo.

El uso del refuerzo no está limitado a la finalidad anterior, también se emplea en zonas de compresión para aumentar la resistencia del elemento

reforzado, para reducir las deformaciones debidas a cargas de larga duración y para proporcionar confinamiento lateral al concreto, lo que indirectamente aumenta su resistencia a la compresión. La combinación de concreto simple con acero de refuerzo constituye lo que se llama concreto reforzado o armado. El concreto armado está compuesto por el concreto simple y el acero de refuerzo. El concreto simple es un material heterogéneo que se obtiene de la mezcla del cemento, agregados y agua que resiste los esfuerzos de compresión. El acero de refuerzo está conformado por varillas longitudinales y transversales que le proporcionan a los elementos la resistencia a la tracción que el concreto simple no puede soportar. El concreto armado tiene un comportamiento complejo que ha sido estudiado en su mayoría por medio de la experimentación en laboratorios, por lo que para comprender mejor su comportamiento se estudian las propiedades mecánicas de sus componentes por separado.

El confinamiento del concreto lo proporciona el refuerzo transversal que rodea al núcleo de una sección. Aunque en la práctica es difícil encontrar concreto no confinado, se considera así si no se cumple con las separaciones máximas estipuladas para los estribos de acero.

Estudios experimentales realizados por Chan (1955), Blume et al. (1961), Roy y Sozen (1964), Soliman y Yu (1967), Sargin et al. (1971), Kend y Park (1971) y Mander et al. (1988), indican: “Un buen confinamiento mejora el desempeño de un elemento y su capacidad a deformarse incrementalmente. El grado de confinamiento es función de la cantidad de acero transversal, puesto que incrementa sustancialmente la resistencia a la compresión y la capacidad de deformación del concreto”. El confinamiento se inicia cuando los niveles de esfuerzos de compresión en el concreto se aproximan a su resistencia máxima, en este momento las deformaciones transversales de la sección se incrementan debido al agrietamiento interno progresivo, por lo cual el concreto se apoya contra el refuerzo transversal, el cual induce a su vez una fuerza de confinamiento sobre el concreto, aumentando así su resistencia a compresión y disminuyendo las deformaciones transversales. El refuerzo transversal a base de hélices confina el concreto del núcleo con más eficiencia que los estribos rectangulares o cuadrados.

Esto se debe a que las hélices proporcionan una presión continua de confinamiento en toda la circunferencia.

Para que el confinamiento de un elemento con estribos circulares, rectangulares o cuadrados sea eficiente, se requiere que la separación del acero de refuerzo transversal sea mínima.

En los siguientes incisos se mencionan brevemente los factores que intervienen para que el confinamiento sea eficiente:

1. Cuantía de acero transversal.
2. Separación de estribos.
3. Capacidad de fluencia nominal del acero longitudinal
4. Resistencia a compresión del concreto.
5. Capacidad de fluencia nominal del acero de refuerzo transversal.
6. Relación entre el volumen de acero confinante (estribos) y el volumen de concreto confinado.
7. Cuantía de acero longitudinal.

El acero longitudinal funciona como apoyo de los estribos, de tal modo que la separación entre varillas longitudinales debe ser la mínima permisible, evitando así que el estribo se flexione. Los esfuerzos confinantes se incrementan, si los factores antes mencionados aumentan su magnitud. De igual forma que en el concreto simple o no confinado, las propiedades mecánicas de un espécimen de concreto confinado bajo cargas de compresión se pueden conocer a partir de su curva esfuerzo-deformación. Dichas curvas también presentan características generales a partir de las cuales es posible generar modelos analíticos para describirlas (Universidad Nacional Autónoma de México).

2.4 Diseño de refuerzo transversal y espaciamiento:

Se propone una reseña histórica de la evolución de los criterios de diseño en el país desde 1977 hasta el año 2015, para poder establecer un análisis comparativo.

2.4.1 Código Ecuatoriano de la Construcción 1977

La armadura transversal adicional de confinamiento es específicamente necesaria en las zonas de las columnas próximas a los nudos y en el interior de los nudos, en los casos de columnas esquineras o exteriores. Para asegurar la capacidad de las columnas a la carga vertical, deben evitarse los daños de las mismas, lo cual se consigue solamente dotando a las columnas de la suficiente capacidad de momento, como para obligar a que se produzcan primero en las vigas las articulaciones plásticas. En el caso de que esto no sea posible y se prevé que en las columnas pueden formarse primero las articulaciones plásticas, se las dota de refuerzo de confinamiento para asegurar su ductilidad. Este es un refuerzo en espiral o estribos cerrados, en una longitud mínima (a partir de la cara de intersección) igual a la dimensión mayor en columnas de sección rectangular o al diámetro en las columnas de sección circular, 45 cm o la sexta parte de la altura libre de la columna (Código Ecuatoriano Construcción, 1977).

2.4.2 Norma Ecuatoriana de la Construcción – 15

En elementos que responden a flexo-compresión es necesario proporcionar un confinamiento especial dentro de una longitud L_0 medida desde la cara de cada nudo, en ambos lados; ubicación donde se predice pueda generar una rótula plástica debido a acciones sísmicas. La Longitud L_0 no puede ser menor que:

- 450 mm
- La máxima dimensión de su sección transversal

- Una sexta parte de la luz libre del elemento

2.4.2.1 Separación:

El refuerzo transversal debe colocarse a través de espirales sencillas o traslapadas, estribos cerrados de confinamiento circulares o estribos cerrados de confinamiento rectilíneos con o sin ganchos suplementarios.

El diseño de separación del refuerzo transversal a lo largo de la columna no debe exceder la menor de:

- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento
- Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor, y
- So

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

So : Espaciamiento dimensionado desde el centro al centro del refuerzo transversal dentro de una longitud Lo (mm); So no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario que sea menor a 100 mm.

Hx : Espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos.

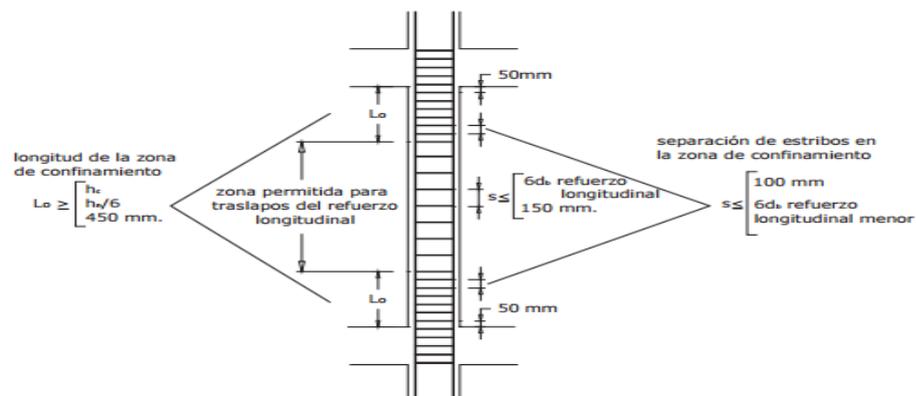


Gráfico 2: Criterios de diseño del espaciamiento entre estribos y longitud de confinamiento en columnas

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción - 15, 2015)

2.4.2.2 Cuantía de refuerzo:

El confinamiento dentro de la sección definida como ρ_s debe tener las siguientes características:

1. La relación entre el volumen de acero de refuerzo en espiral o estribos de forma circular, ρ_s , respecto al volumen de la conexión confinada por tal refuerzo no puede ser inferior a:

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

A_g : Área total de la sección (mm^2)

A_{ch} : Área de la conexión interior confinada (mm^2)

f_{yt} : Esfuerzo de fluencia del acero transversal (MPa)

f'_c : Esfuerzo de diseño de compresión del concreto.

2. El área de refuerzo en forma de estribos de confinamiento rectangulares no puede ser menor que ninguna de las siguientes:

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s_{bc} f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \right] \text{ (Fórmula 1)}$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s_{bc} f'_c}{f_{yt}} \text{ (Fórmula 2)}$$

Donde:

A_{sh} : Área total de las varillas que forman los estribos (mm^2)

S : Separación, centro a centro, entre estribos, mm

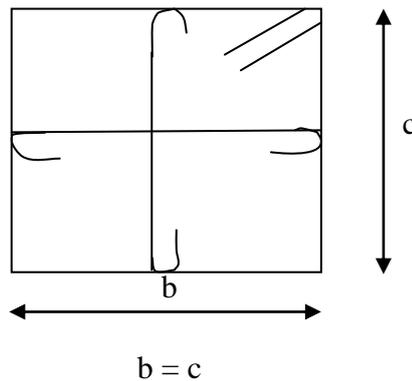
bc : Distancia máxima, medida centro a centro entre las esquinas del estribo en mm.

2.4.3 Modelo Matemático de Moehle:

Este método para la determinación de la separación entre estribos, se fundamenta en el comportamiento de los materiales al someterlos a una carga axial y conocer su límite elástico, plástico, fluencia y rotura. Se utilizó por el Profesor Jack., P Moehle en el curso de Diseño de Concreto Reforzado en el Departamento de Estructuras de la Universidad de California en Berkeley, 1997.

Sección cuadrada:

$$3A_s b = A_s h$$



$$f_{cmax} = (f'_c + 4.1\sigma) \lambda k$$

$$\sigma = \frac{A_s h * f_{yh}}{b * s}$$

Para la sección a diseñar: $\lambda = 0,75$; $k = 0,85$

$$f_{cmax} = 0,85 * 0,75 \left(f'_c + 4,1 \frac{A_s h * f_{yh}}{b * s} \right)$$

Donde:

- f_{cmax} : Capacidad máxima de compresión del concreto.
- f'_c : Esfuerzo de diseño de compresión del concreto.
- $A_s h$: Área total de las varillas que forman los estribos
- f_{yh} : Esfuerzo de fluencia del acero transversal
- b : sección de columna confinada
- s : separación entre estribos

Define Cuantía de Refuerzo transversal:

$$\rho_{sh} = \frac{\text{Volumen de acero transversal}}{\text{Volumen de hormigón}} = \frac{Asb*(3b+3c)}{b*c*s} = \frac{\frac{Ash}{3}*(6b)}{b^2*s} = \frac{2Ash}{bs}$$

Asume 4, 1 ~ 4

$$f_{cmax} = 0,85 * 0,75 (f'c + 2\rho_{sh}f_{yh})$$

Donde:

- f_{cmax} : Capacidad máxima de compresión del concreto.
- $f'c$: Esfuerzo de diseño de compresión del concreto.
- ρ_{sh} : Cuantía de refuerzo transversal
- f_{yh} : Esfuerzo de fluencia del acero transversal

Para lograr capacidad de desarrollo de ductilidad y generar capacidad de deformación se debe cumplir:

$$P_o < P'o$$

P_o : Carga límite donde la columna inicia pérdida de recubrimiento (spalling load)

$P'o$: Posterior a los esfuerzos sometidos por la columna donde se ha perdido el recubrimiento (Post spalling strenght).

$$0,85 f'c A_g + A_s f_y \leq 0,85 * 0,75 (f'c + 2\rho_{sh}f_y) A_{núcleo} + A_s f_y$$

$$f'c * A_g \leq 0,75 f'c A_{núcleo} + 1,5 \rho_{sh} f_y A_{núcleo}$$

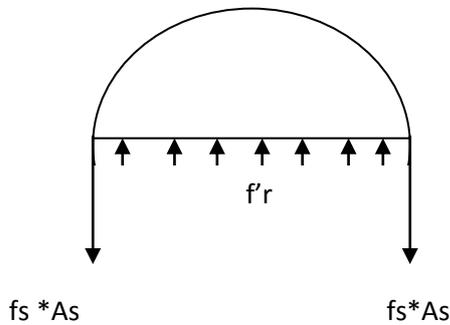
$$\rho_{sh} \geq 0,667 \left(\frac{A_g}{A_{núcleo}} - 0,75 \right) \frac{f'c}{f_y}$$

$$\frac{Ash}{sb} \geq 0,333 \left(\frac{A_g}{A_{núcleo}} - 0,75 \right) \frac{f'c}{f_y}$$

Donde:

- f_{cmax} : Capacidad máxima de compresión del concreto.
- $f'c$: Esfuerzo de diseño de compresión del concreto.
- ρ_{sh} : Cuantía de refuerzo transversal
- f_y : Esfuerzo de fluencia del acero transversal
- A_g : Área total de la sección
- A_s : Área total de acero longitudinal

Sección circular:



$$\sum F = 0$$

$$F'r * D * s = 2 fs As$$

$$F'r = \frac{2 fs As}{D s}$$

$$f_{cmax} = f'c + 4.1 fr$$

$$f_{cmax} = f'c + 4.1 \left(\frac{2 fs As}{D s} \right)$$

Define Cuantía de Refuerzo transversal:

$$\rho_{sh} = \frac{\text{Volumen de acero transversal}}{\text{Volumen de hormigón}} = \frac{Ash * (\pi D)}{S * \frac{\pi D^2}{4}} = \frac{4Ash}{D s}$$

$$f_{cmax} = 0,85 * 1 * (f'c + 2\rho_{sh}f_{yh})$$

Para lograr capacidad de desarrollo de ductilidad y generar capacidad de deformación se debe cumplir:

$$P_o < P'o$$

P_o : Carga límite donde la columna inicia pérdida de recubrimiento (spalling load)

Po': Posterior a los esfuerzos sometidos por la columna donde se ha perdido el recubrimiento (Post spalling strenght).

$$0,85 f'c Ag + As fy \leq f_{cmax} A_{núcleo} + As fy$$

$$0,85 f'c Ag \leq f_{cmax} A_{núcleo}$$

$$0,85 f'c Ag \leq 0,85 * 1 * (f'c + 2\rho_{sh}f_y) A_{núcleo}$$

$$0,85 f'c Ag \leq 0,85 A_{núcleo} f'c + 1.70 \rho_{sh} f_y A_{núcleo}$$

$$0,85 f'c Ag - 0,85 A_{núcleo} f'c \leq 1.70 \rho_{sh} f_y A_{núcleo}$$

$$\rho_{sh} \geq \frac{1}{2} \frac{f'c}{f_y} \left(\frac{Ag}{A_{núcleo}} - 1 \right)$$

$$\frac{4Ash}{Ds} \geq \frac{1}{2} \frac{f'c}{f_y} \left(\frac{Ag}{A_{núcleo}} - 1 \right)$$

- f_{cmax} : Capacidad máxima de compresión del concreto.
- $f'c$: Esfuerzo de diseño de compresión del concreto.
- ρ_{sh} : Cuantía de refuerzo transversal
- f_y : Esfuerzo de fluencia del acero transversal
- Ag : Área total de la sección
- As : Área total de acero longitudinal

2.4.4 Modelo Matemático de Priestley:

Se sustenta en una relación de diseño volumétrico de la armadura transversal orientada bajo los requerimientos necesarios para proveer una carga última de compresión, a partir del cálculo de la rotación plástica.

- **Columna Rectangular:**

$$Ash = 0.12 s b \frac{f'ce}{f_{ye}} \left(0.5 + \frac{1.25 P}{f'ce Ag} \right) + 0.13 (\rho_l - 0.01)$$

Donde:

$$f'_{ce} = 1,3 f'_{c} \text{ (Ksi)}$$

$$f'_{ye} = 1.1 f'_{y} \text{ (Ksi)}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{A_g}$$

- **Columna Circular:**

$$\frac{4Ash}{D s} \geq 0.16 s \frac{f'_{ce}}{f_{ye}} \left(0.5 + \frac{1.25 P}{f'_{ce} A_g}\right) + 0.13 (\rho_l - 0.01)$$

Para elementos de pequeño diámetro menores a 914 mm (36 in), que soporten una gran carga de compresión, se recomienda la aplicación de la fórmula propuesta por el ACI:

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \frac{f'_{c}}{f_{yt}}$$

2.5 Rótula Plástica:

Una rótula plástica es un dispositivo de amortiguación de energía, que permite la rotación de la deformación plástica de la conexión de una columna, de manera rígida. Su formación se genera en distancias cercanas a la conexión, mas no directamente en la articulación viga-columna. La capacidad para la formación de la rótula plástica en la columna y por ende sus capacidad de ductilidad, depende de la geometría de la sección como de la distribución del refuerzo transversal de la región de confinamiento (Flores, 2003).

El método de Paulay y Priestley estima la ubicación y longitud de formación de la rótula plástica a través de las siguientes fórmulas:

$$L_p = 0.008 L + 0.022 f_y d_b$$

Donde:

L_p: Longitud de formación de rótula plástica

L : Longitud del elemento

Fy: Esfuerzo (Capacidad o resistencia) de fluencia del acero de refuerzo

db: Diámetro del acero de refuerzo longitudinal

2.6 Longitud de confinamiento:

Es una longitud medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de la sección, donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales más allá del rango elástico de comportamiento.

La longitud de confinamiento según el ACI 318, la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 y el Código Ecuatoriano de la Construcción de 1977 indica que debe ser al menos igual a la mayor de uno de los siguientes parámetros:

- a. Un sexto de la luz libre de la columna
- b. 450 mm
- c. El lado mayor de la sección de la columna

Como comentario, el ACI 318 indica que según investigaciones la longitud debe aumentarse en un 50 por ciento o más en sitios donde las cargas axiales son mayores como por ejemplo la base de la edificación.

2.7 Diagrama Momento-Curvatura

El diagrama momento-curvatura de una sección describe el comportamiento resistente de la misma. Al actuar un momento sobre una rebanada diferencial, esta se curva manteniéndose las caras de las mismas planas y por tanto, existiendo una distribución también plana de deformaciones. Al ir aumentando el momento, se va incrementando la curvatura de la sección. El diagrama momento-curvatura se obtiene representando en un diagrama de abscisa la curvatura y de ordenada el momento, la curvatura obtenida para distintos valores del momento actuante en la sección. Dicho diagrama tiene una parte lineal, sigue una parte no lineal, y finalmente el diagrama acaba en M_p con una curvatura inferior (Medina, 2012).

2.9 Clasificación de los daños reportados según la aceleración sísmica reportada:

En la sección anexos, se encuentra detallado cada uno de los casos mencionados en la siguiente tabla, el propósito de la clasificación es identificar como el daño observado es mayor conforme la aceleración sísmica incrementa independientemente de la magnitud.

Sismo	Magnitud	Aceleración Sísmica (en roca) (as)	Dimensiones de la columna	Daño observado	Observación
Caracas - Venezuela 1967	6.3 Mw	0.10 a 0.11 g	Diámetro: 1.10 m	Pérdida del recubrimiento	
Sikkim-India - 2011	6.9 Mw	0.15 g	No indica	Pérdida del recubrimiento y pandeo del acero longitudinal	
México D.F – México - 1985	8.1 Mw	0.17 g	Sección cuadrada: 55 cm x 55 cm	Fisura en la columna y pérdida del recubrimiento	
Concepción – Chile – 2010	8.8 Mw	0.27 g	No indica	Pandeo del acero longitudinal y rotura del núcleo de hormigón	Mal anclaje de los estribos

Sismo	Magnitud	Aceleración Sísmica (en roca) (as)	Dimensiones de la columna	Daño observado	Observación
Adana – Cehyan – Turquía - 1998	6.3 Mw	0.273 g	Sección rectangular: 25 cm x 70 cm	Pequeña pérdida de recubrimiento en la parte inferior de la columna.	
Bahía de Caráquez- Ecuador- 1998	7.2 Mw	0.30 g	Sección cuadrada: 40 cm x 40 cm. Armadura longitudinal: 4 φ 1" + 12 φ 7/8"	Pérdida del recubrimiento	Estribos de 3/8" con espaciamiento uniforme cada 30 cm, excesivo.
Imperial Valley – Estados Unidos – 1979	6.4 Mw	0.32 g	Sección cuadrada: 61cm x 61 cm	Rotura del núcleo de hormigón y pandeo del acero longitudinal	Daño en la base de la columna de un piso débil o blando

Sismo	Magnitud	Aceleración Sísmica (en roca) (as)	Dimensiones de la columna	Daño observado	Observación
Pisco – Perú – 2007	8 Mw	0.34 g	Sección rectangular: 35 cm x 55 cm	Rotura del núcleo de hormigón y pandeo del acero longitudinal	Gran separación entre estribos y de diámetro pequeño
Armenia – 1988	6.9 Mw	0.4 g	Sección cuadrada: 40 cm x 40 cm; diámetro de estribo 8 mm	Rotura del núcleo pandeo del acero longitudinal	Mal anclaje entre estribos y diámetro pequeño
Indonesia - 2009	7.6 Mw	0.4 g	Sección cuadrada: 20 cm x 20 cm, separación entre estribos 15 cm	Pérdida total del recubrimiento	Columna corta

Sismo	Magnitud	Aceleración Sísmica (en roca) (as)	Dimensiones de la columna	Daño observado	Observación
Asman – 1980	7.3 Mw	0.4 g	Sección cuadrada: 36 cm x 36 cm; recubrimiento 2 cm, separación de estribos 18 cm	Rotura del núcleo de hormigón, pandeo del acero longitudinal.	Estribos # 2 (6,35 mm), pequeño diámetro.
Japón – 2011	9.0 Mw	0.4 g	No indica	Rotura del núcleo de hormigón y pandeo en acero de refuerzo longitudinal	Estribos de pequeño diámetro
Concepción – Chile – 2010	8.8 Mw	0.47 g	Sección cuadrada: 60 cm x 60 cm	Pandeo de acero longitudinal, rotura del núcleo	Estribos de pequeños diámetro
San Fernando – Estados Unidos - 1971	6.7 Mw	0.50 g	Sección rectangular: 65 cm x 70 cm	Pandeo de acero longitudinal y rotura del hormigón en toda la columna.	Estribos de pequeño diámetro.

Tabla # 1: Clasificación de daños observados según la aceleración sísmica

Fuente: Autor

CAPITULO III
METODOLOGÍA

3.1 Enfoque

El enfoque del presente trabajo de investigación es cuantitativo y cualitativo, es decir que se presentarán resultados orientados a un análisis numérico y los efectos de un comportamiento sísmoresistente real.

3.2 Modalidad básica de la investigación:

Aplicada: Se procede a investigar el problema mencionado con la finalidad de proveer una solución.

Bibliográfica: Se centra en el estudio comparativo de modelos matemáticos propuestos por otros autores.

3.3 Tipo de Investigación

Analítica: Se fundamental en el estudio comparativo de modelos matemáticos y las diferentes variables existentes, además de probar o desarrollar la constante proposición de teorías.

Descriptivo: Inicia con una investigación exploratoria, plantea según hechos reales la comparación con lo que indica la teoría, previa descripción de los datos obtenidos.

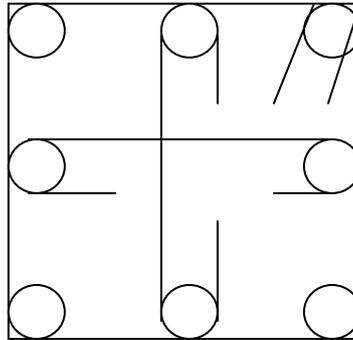
3.4 Técnica de investigación:

La observación permite conocer atentamente el fenómeno, situación o hecho, tomar la información y registrarla en fichas para su posterior análisis, para el estudio se aplica la observación científica porque el autor posee un objetivo claro, definido y preciso.

CAPÍTULO IV
ANÁLISIS Y RESULTADOS

4.1 Análisis de desarrollo de ductilidad de la siguiente sección cuadrada:

Modelo Matemático de Moehle:



$f'_c =$	280 Kg/cm ²	4 Ksi	
$r_{ec} =$	3,5 cm	1,4 pulg	
$f'_y =$	4200 Kg/cm ²	60 Ksi	
$s =$	3,5 cm	1,4 pulg	
Diámetro de estribo	1 cm	0,4 pulg	
$A_{sh} =$	2,36 cm ²	0,38 pulg ²	
$\lambda =$	0,75		
$k =$	0,85		
Sección columna	45 cm	18 pulg	
	45 cm	18 pulg	
Número de ramas	3		
$h =$	38 cm	1,52 pulg	
	38 cm	1,52 pulg	
Áreas			
$A_g =$	2025 cm ²	324 pulg ²	
$A_{núcleo} =$	1444 cm ²	231,04 pulg ²	
$A_s =$	40,5 cm ²	6,48 pulg ²	
A_s corregido =	49,24 cm ²	7,88 pulg ²	corregir 2,54 cm ϕ
Arecubrimiento =	581 cm ²	92,96 pulg ²	8 ϕ 28
$A_{núcleo confinado} =$	1394,76 cm ²	223,16 pulg ²	

Cálculo del ρ teórico:

$$0,333 \cdot (A_g / A_{\text{núcleo}} - 0,75) \cdot (f'_c / f_y) = 0,0155$$

$$s < 3,98$$

$$\rho = 0,035$$

$f_{cmax} =$	5,26 Ksi	368,14 Kg/cm ²
$f_{cmax} / 0,85 f'_c$	1,55	

Asume $\epsilon_{ou} =$	0,002
$\epsilon_{oc} =$	0,0031
$z =$	5,68

Sin confinar:	$P_o =$	1547,47 Kips	702,55 Tons
---------------	---------	--------------	-------------

Confinado:	$P_o' =$	1646,30 Kips	747,42 Tons
------------	----------	--------------	-------------

Como $P_o' > P_o$ se espera desarrollo de ductilidad

1. Núcleo confinado, recubrimiento sin confinar, Acero a compresión

$E_c =$	0,002	
Núcleo confinado	$f_{cc} =$	4,60 Ksi
	$f_c = f'_c =$	4 Ksi
	$f_s = f'_y =$	60 Ksi

$P =$	1574,26 Kips	714,71 Tons
-------	--------------	-------------

2. Núcleo confinado, recubrimiento, acero en fluencia

$E_c =$	0,0031
$f_{cc} =$	5,26 Ksi

$P =$	1962,36 Kips	890,91 Tons
-------	--------------	-------------

3. Núcleo confinado recubrimiento perdido, acero en fluencia

$E_c =$	0,004
---------	-------

$f_{cc} =$	5,23 Ksi
------------	----------

Antes:	$P =$	1956,32 Kips	888,17 Tons
--------	-------	--------------	-------------

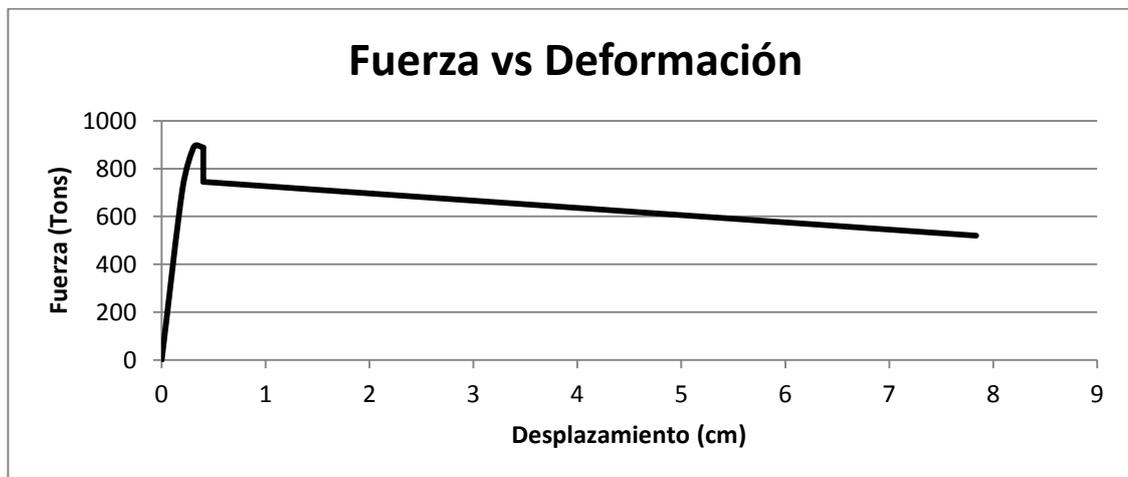
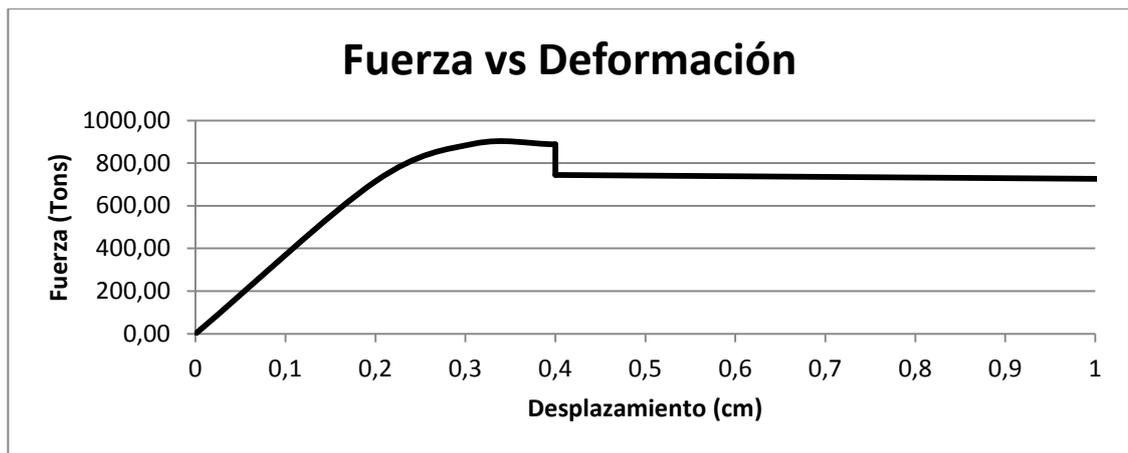
Después:	$P =$	1640,26 Kips	744,68 Tons
----------	-------	--------------	-------------

4. Núcleo confinado, acero en fluencia, endurecimiento por deformación y desarrollo de ductilidad

$$E_c > 0,004$$

$E_{cmax} = 0,078$
 $f_{cc} = 3,01 \text{ Ksi}$
 $P = 1144,84 \text{ Kips} \quad 519,76 \text{ Tons}$

Análisis para 1 ml de columna		
Fuerza (Tons)	Δ (cm)	Evento
714,71	0,2	Eou concreto sin confinar
890,91	0,31	f_{cmax} , concreto confinado
888,17	0,4	Pérdida de recubrimiento (Antes)
744,68	0,4	Pérdida de recubrimiento (Después)
519,76	7,84	Rotura de espiral



$$\begin{aligned} \epsilon_{oc} &= 0,0024 \\ z &= 13,76 \end{aligned}$$

Chequeo de desarrollo de ductilidad:

$$\text{Sin confinar: } P_o = 1547,47 \text{ Kips } 702,55 \text{ Tons}$$

$$\text{Confinado: } P_o' = 1327,48 \text{ Kips } 602,68 \text{ Tons}$$

Como $P_o' < P_o$ no se espera desarrollo de ductilidad

1. Núcleo confinado, recubrimiento sin confinar, Acero a compresión

$$\begin{aligned} E_c &= 0,002 \\ \text{Núcleo confinado } f_{cc} &= 3,94 \text{ Ksi} \\ f_c = f'_c &= 4 \text{ Ksi} \\ f_s = f'_y &= 60 \text{ Ksi} \end{aligned}$$

$$P = 1574,26 \text{ Kips } 714,71 \text{ Tons}$$

2. Núcleo confinado, recubrimiento, acero en fluencia

$$\begin{aligned} E_c &= 0,0024 \\ f_{cc} &= 4,05 \text{ Ksi} \end{aligned}$$

$$P = 1684,35 \text{ Kips } 764,69 \text{ Tons}$$

3. Núcleo confinado recubrimiento perdido, acero en fluencia

$$E_c = 0,004$$

$$f_{cc} = 3,96 \text{ Ksi}$$

$$\text{Antes: } P = 1665,30 \text{ Kips } 756,05 \text{ Tons}$$

$$\text{Después: } P = 1308,44 \text{ Kips } 594,03 \text{ Tons}$$

4. Núcleo confinado, acero en fluencia, endurecimiento por deformación y desarrollo de ductilidad

$$E_c > 0,004$$

$$E_{cmax} = 0,045$$

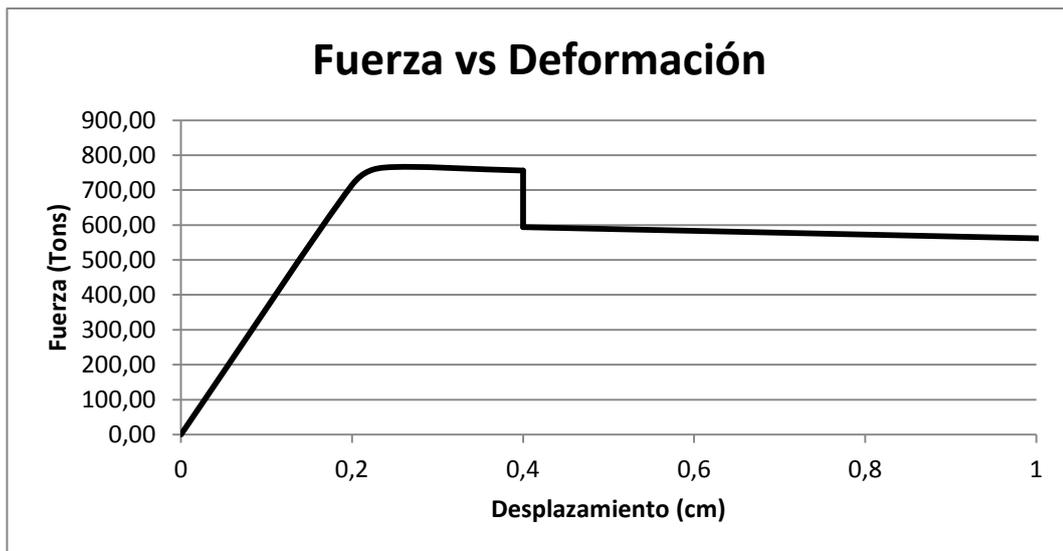
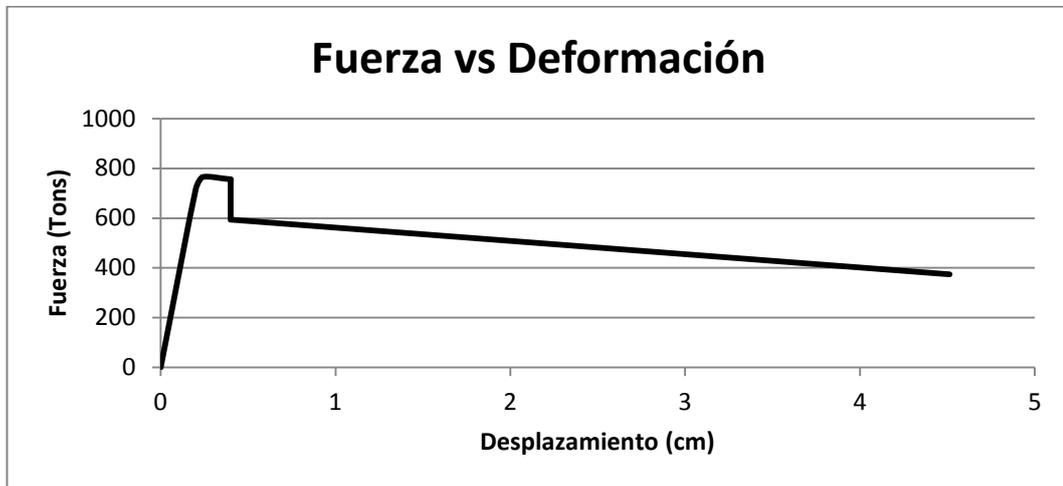
$$f_{cc} = 1,67 \text{ Ksi}$$

P =

824,58 Kips

374,36 Tons

Análisis para 1 ml de columna		
Fuerza (Tons)	Δ (cm)	Evento
714,71	0,2	Eou concreto sin confinar
764,69	0,24	fcmax, concreto confinado
756,05	0,4	Pérdida de recubrimiento (Antes)
594,03	0,4	Pérdida de recubrimiento (Después)
374,36	4,51	Rotura de espiral



$$\begin{aligned} \epsilon_{oc} &= 0,0021 \\ z &= 25,05 \end{aligned}$$

Chequeo de desarrollo de ductilidad:

$$\text{Sin confinar: } P_o = 1547,47 \text{ Kips } 702,55 \text{ Tons}$$

$$\text{Confinado: } P_o' = 1216,76 \text{ Kips } 552,41 \text{ Tons}$$

Como $P_o' < P_o$ no se espera desarrollo de ductilidad

1. Núcleo confinado, recubrimiento sin confinar, Acero a compresión

$$\begin{aligned} E_c &= 0,002 \\ \text{Núcleo confinado } f_{cc} &= 3,52 \text{ Ksi} \\ f_c = f'_c &= 4 \text{ Ksi} \\ f_s = f'_y &= 60 \text{ Ksi} \end{aligned}$$

$$P = 1574,26 \text{ Kips } 714,71 \text{ Tons}$$

2. Núcleo confinado, recubrimiento, acero en fluencia

$$\begin{aligned} E_c &= 0,0021 \\ f_{cc} &= 3,52 \text{ Ksi} \end{aligned}$$

$$P = 1573,62 \text{ Kips } 714,42 \text{ Tons}$$

3. Núcleo confinado recubrimiento perdido, acero en fluencia

$$E_c = 0,004$$

$$f_{cc} = 3,35 \text{ Ksi}$$

$$\text{Antes: } P = 1537,70 \text{ Kips } 698,11 \text{ Tons}$$

$$\text{Después: } P = 1180,83 \text{ Kips } 536,10 \text{ Tons}$$

4. Núcleo confinado, acero en fluencia, endurecimiento por deformación y desarrollo de ductilidad

$$E_c > 0,004$$

$$\begin{aligned} E_{cmax} &= 0,031 \\ f_{cc} &= 0,99 \text{ Ksi} \\ P &= 682,51 \text{ Kips } 309,86 \text{ Tons} \end{aligned}$$

Análisis para 1 ml de columna		
Fuerza (Tons)	Δ (cm)	Evento
714,71	0,2	Eou concreto sin confinar
714,42	0,21	fcmax, concreto confinado
698,11	0,4	Pérdida de recubrimiento (Antes)
536,10	0,4	Pérdida de recubrimiento (Después)
309,86	3,07	Rotura de espiral

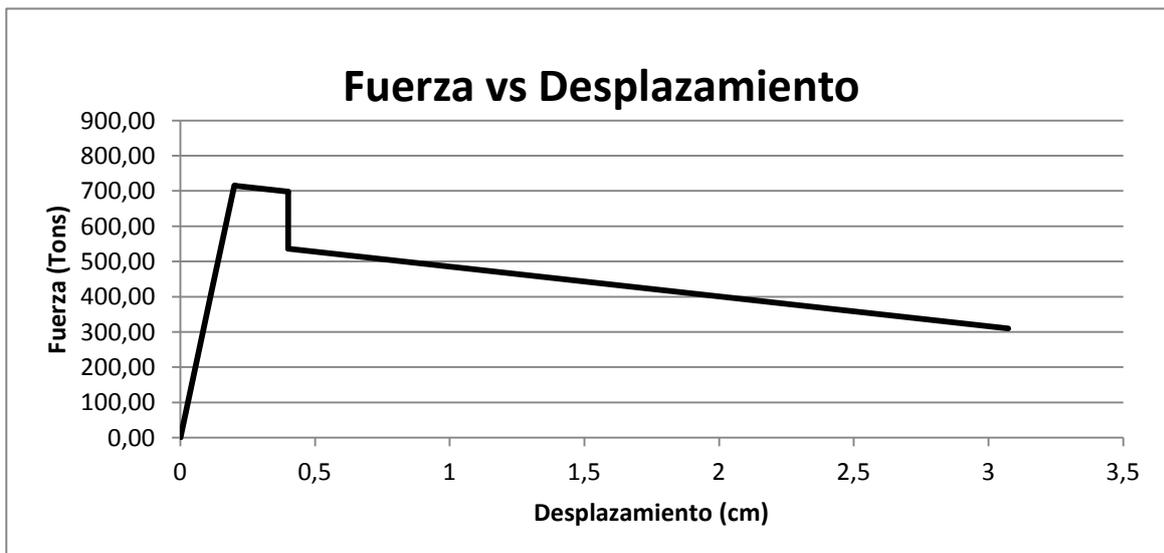
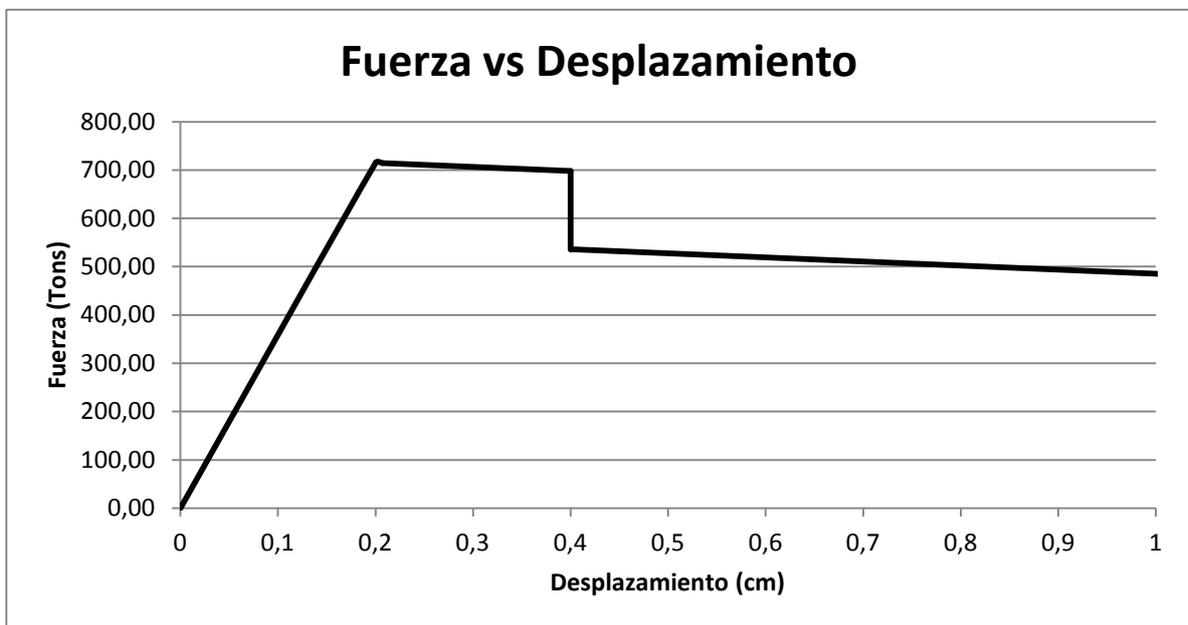
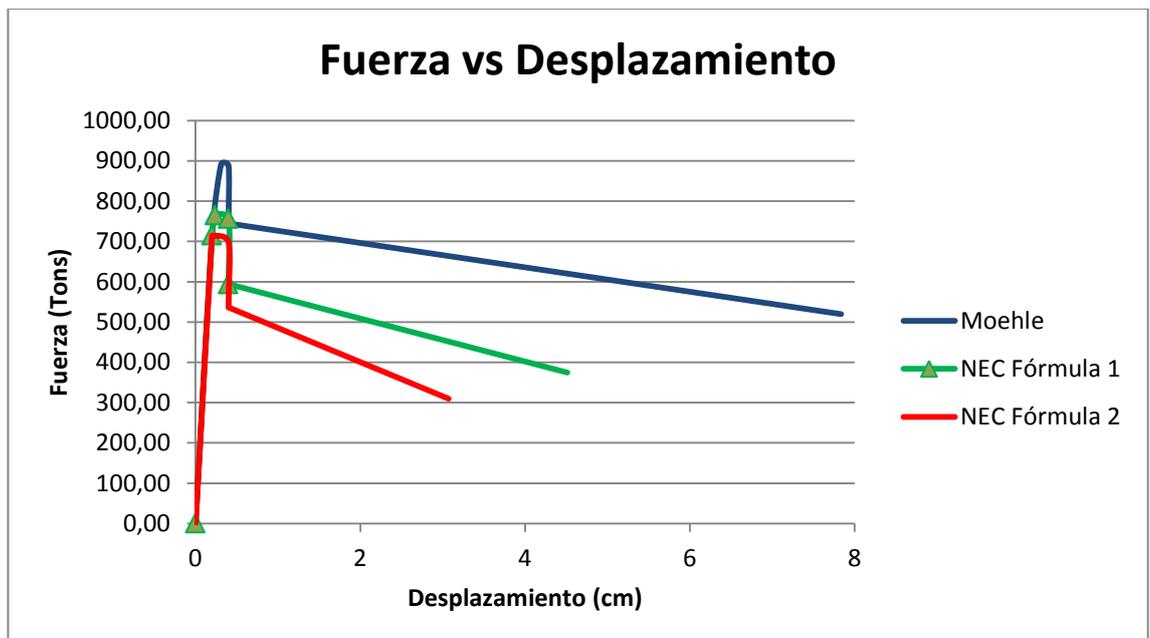
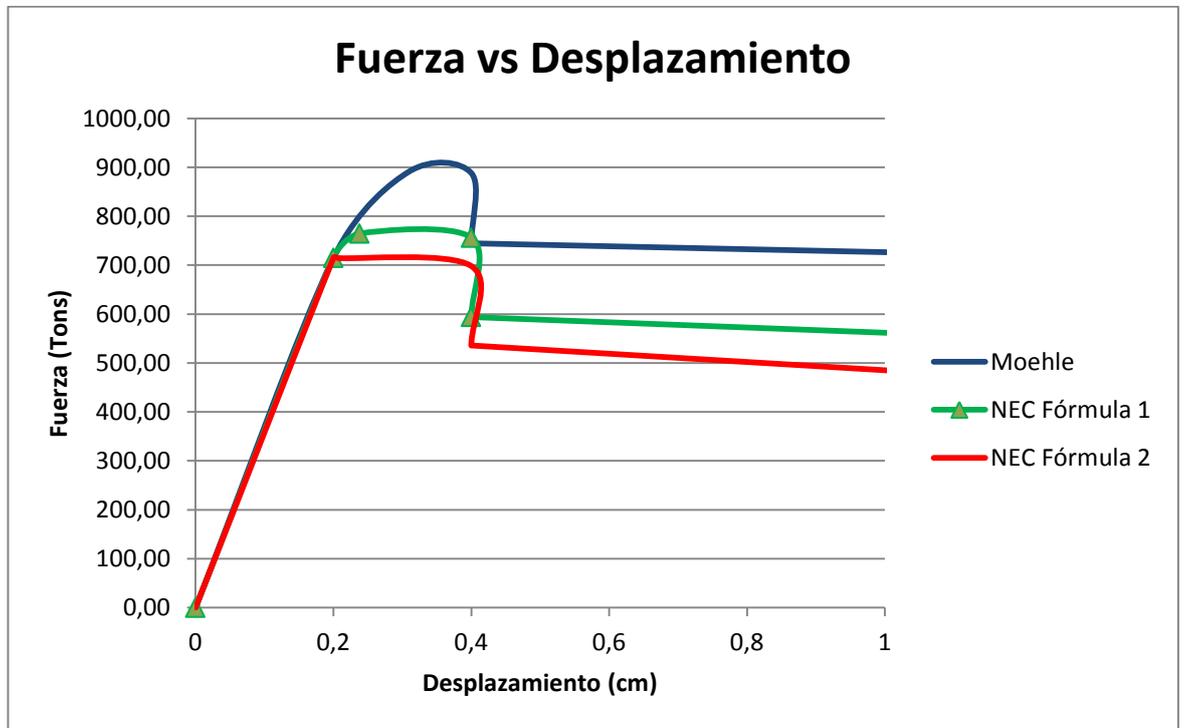


Gráfico comparativo de las curvas de desarrollo de ductilidad:



Análisis comparativo del Modelo de Moehele con el Modelo de Priestley

$f_c =$	280 Kg/cm ²	4 Ksi
$f_{ce} =$	364 Kg/cm ²	5,2 Ksi
$r_{ec} =$	3,5 cm	1,4 pulg
$f_y =$	4200 Kg/cm ²	60 Ksi
$f_{ye} =$	4620 Kg/cm ²	66 Ksi
Diámetro de estribo	1 cm	0,4 pulg
Ash =	2,36 cm ²	0,38 pulg ²
$\lambda =$	0,75	
$k =$	0,85	
Sección columna	45 cm	18 pulg
	45 cm	18 pulg
Número de ramas	3	
$h =$	38 cm	15,2 pulg
	38 cm	15,2 pulg
Áreas		
$A_g =$	2025 cm ²	324 pulg ²
A núcleo =	1444 cm ²	231,04 pulg ²
$A_s =$	40,5 cm ²	6,48 pulg ²
As corregido =	49,24 cm ²	7,88 pulg ²
Arecub =	581 cm ²	92,96 pulg ²
Anúcleo conf =	1394,76 cm ²	223,16 pulg ²
$\rho_l =$	0,024	
$s =$	3,40 cm	1,34 pulg
$P =$	890,91 Tons	1960 Kips
$\rho =$	0,036	
$f_{cmax} =$	5,34 Ksi	373,53 Kg/cm ²
$f_{cmax}/0,85 f_c$	1,57	
Asume $\epsilon_{ou} =$	0,002	
$\epsilon_{oc} =$	0,0031	
$z =$	5,45	

Chequeo de desarrollo de ductilidad:

Sin confinar: $P_o =$ 1547,47 Kips 702,55 Tons

Confinado: $P_o' =$ 1663,49 Kips 755,22 Tons

Como $P_o' > P_o$ se espera desarrollo de ductilidad

1. Núcleo confinado, recubrimiento sin confinar, Acero a compresión

$E_c =$ 0,002
Núcleo confinado $f_{cc} =$ 4,63 Ksi
 $f_c = f'_c =$ 4 Ksi
 $f_s = f'_y =$ 60 Ksi

$P =$ 1574,26 Kips 714,71 Tons

2. Núcleo confinado, recubrimiento, acero en fluencia

$E_c =$ 0,0031
 $f_{cc} =$ 5,34 Ksi

$P =$ 1979,55 Kips 898,72 Tons

3. Núcleo confinado recubrimiento perdido, acero en fluencia

$E_c =$ 0,004
 $f_{cc} =$ 5,31 Ksi

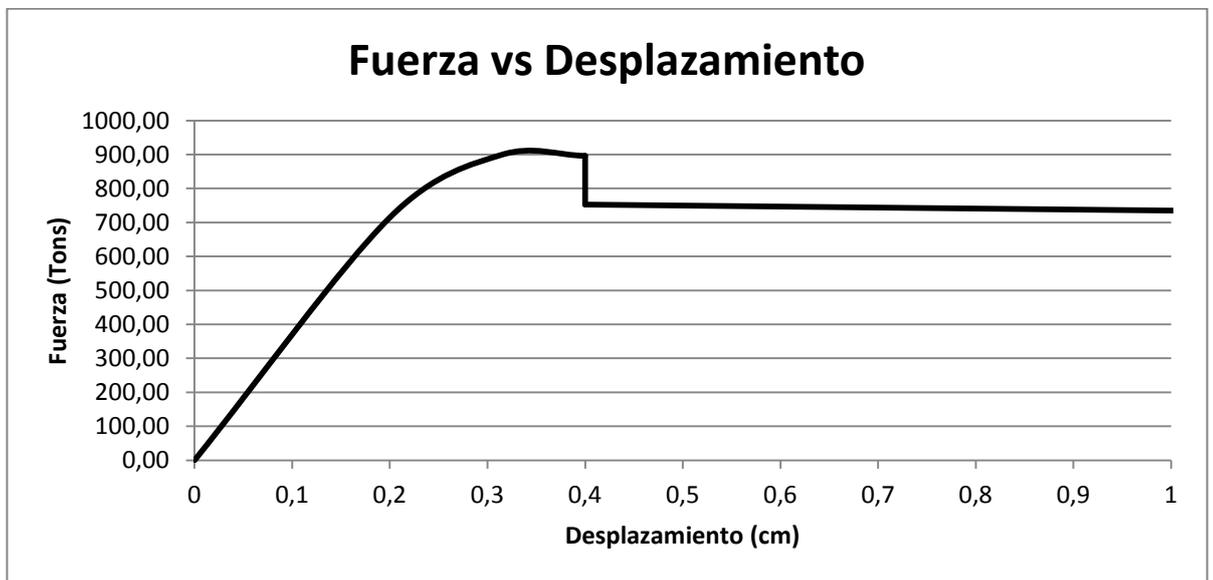
Antes: $P =$ 1973,97 Kips 896,18 Tons
Después: $P =$ 1657,90 Kips 752,69 Tons

4. Núcleo confinado, acero en fluencia, endurecimiento por deformación y desarrollo de ductilidad

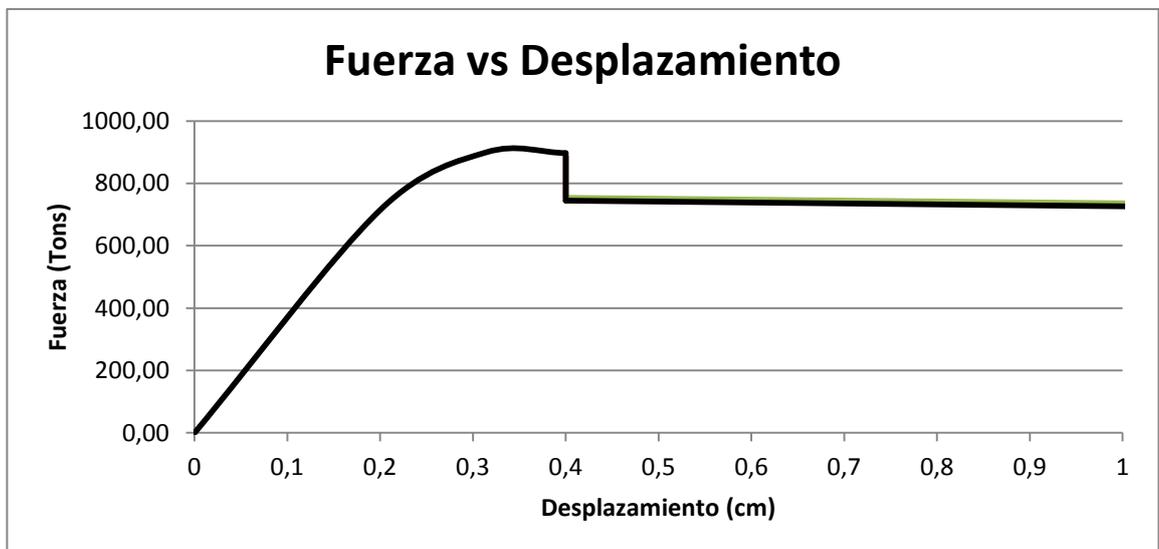
$E_c > 0,004$

$E_{cmax} =$ 0,080
 $f_{cc} =$ 3,09 Ksi
 $P =$ 1161,85 Kips 527,48 Tons

Análisis para 1 ml de columna		
Fuerza (Tons)	Δ (cm)	Evento
714,71	0,2	Eou concreto sin confinar
898,72	0,31	fcmax, concreto confinado
896,18	0,4	Pérdida de recubrimiento (Antes)
752,69	0,4	Pérdida de recubrimiento (Después)
527,48	8,05	Rotura de espiral



Análisis comparativo del Modelo de Priestley y Moehle



Análisis comparativo de la fórmula 1 de la NEC con el Modelo de Priestley

$f_c =$	280 Kg/cm ²	4 Ksi
$f_{ce} =$	364 Kg/cm ²	5,2 Ksi
$r_{ec} =$	3,5 cm	1,4 pulg
$f_y =$	4200 Kg/cm ²	60 Ksi
$f_{ye} =$	4620 Kg/cm ²	66 Ksi
Diámetro de estribo	1 cm	0,4 pulg
Ash =	2,36 cm ²	0,38 pulg ²
$\lambda =$	0,75	
k =	0,85	
Sección columna	45 cm	18 pulg
	45 cm	18 pulg
Número de ramas	3	
h =	38 cm	15,2 pulg
	38 cm	15,2 pulg
Áreas		
Ag =	2025 cm ²	324 pulg ²
A núcleo =	1444 cm ²	231,04 pulg ²
As =	40,5 cm ²	6,48 pulg ²
As corregido =	49,24 cm ²	7,89 pulg ²
Arecub =	581 cm ²	92,96 pulg ²
Anúcleo conf =	1394,76 cm ²	223,16 pulg ²
$\rho_l =$	0,024	
s =	3,80 cm	1,50 pulg
P =	764,69 Tons	1682 Kips
$\rho =$	0,033	
$f_{cmax} =$	5,04 Ksi	352,94 Kg/cm ²
$f_{cmax}/0,85 f_c$	1,48	
Asume $\epsilon_{ou} =$	0,002	
$\epsilon_{oc} =$	0,0030	
z =	6,42	

Chequeo de desarrollo de ductilidad:

Sin confinar: $P_o =$ 1547,47 Kips 702,55 Tons

Confinado: $P_o' =$ 1597,86 Kips 725,43 Tons

Como $P_o' > P_o$ se espera desarrollo de ductilidad

1. Núcleo confinado, recubrimiento sin confinar, Acero a compresión

$E_c =$ 0,002
Núcleo confinado $f_{cc} =$ 4,51 Ksi
 $f_c = f'_c =$ 4 Ksi
 $f_s = f'_y =$ 60 Ksi

$P =$ 1574,26 Kips 714,71 Tons

2. Núcleo confinado, recubrimiento, acero en fluencia

$E_c =$ 0,0030
 $f_{cc} =$ 5,04 Ksi

$P =$ 1913,92 Kips 868,92 Tons

3. Núcleo confinado recubrimiento perdido, acero en fluencia

$E_c =$ 0,004

$f_{cc} =$ 5,01 Ksi

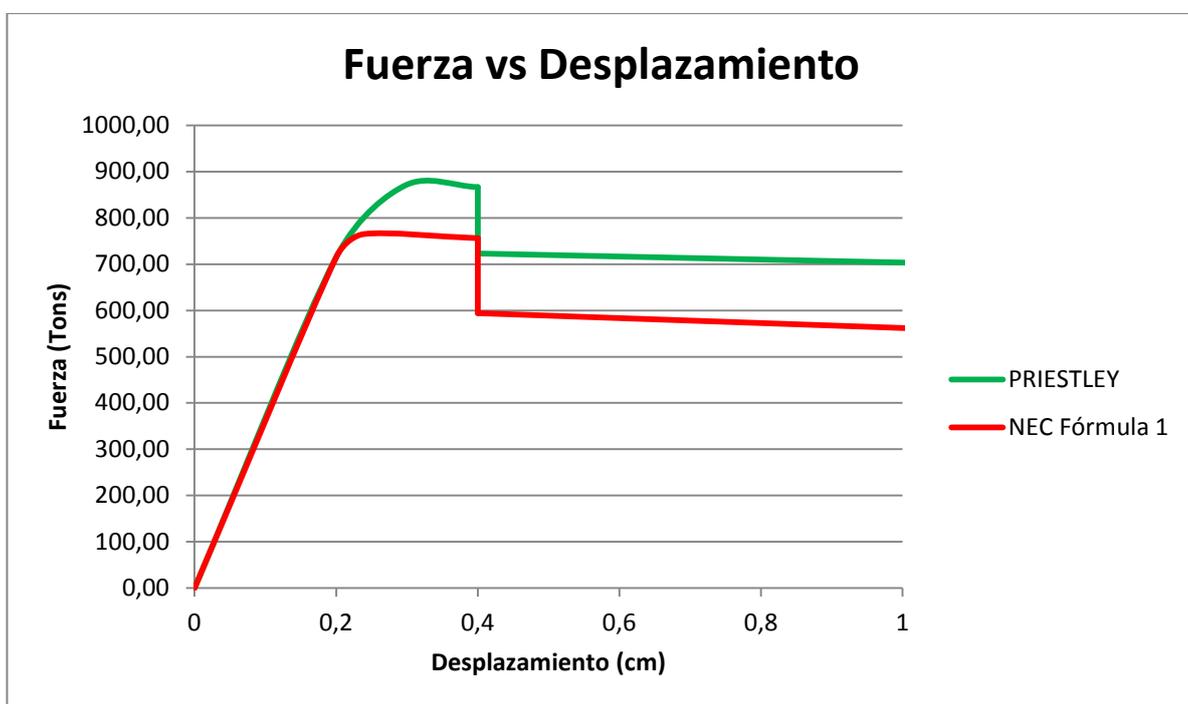
Antes: $P =$ 1906,45 Kips 865,53 Tons

Después: $P =$ 1590,39 Kips 722,04 Tons

$E_c > 0,004$

$E_{cmax} =$ 0,072
 $f_{cc} =$ 2,80 Ksi
 $P =$ 1096,41 Kips 497,77 Tons

Análisis para 1 ml de columna		
Fuerza (Tons)	Δ (cm)	Evento
714,71	0,2	Eou concreto sin confinar
868,92	0,30	f _{cmax} , concreto confinado
865,53	0,4	Pérdida de recubrimiento (Antes)
722,04	0,4	Pérdida de recubrimiento (Después)
497,77	7,24	Rotura de espiral



Análisis comparativo de la Fórmula 2 de la NEC con el Modelo de Priestley

$f_c =$	280 Kg/cm ²	4 Ksi
$f_{ce} =$	364 Kg/cm ²	5,2 Ksi
$r_{ec} =$	3,5 cm	1,4 pulg
$f_y =$	4200 Kg/cm ²	60 Ksi
$f_{ye} =$	4620 Kg/cm ²	66 Ksi
Diámetro de estribo	1 cm	0,4 pulg
Ash =	2,36 cm ²	0,38 pulg ²
$\lambda =$	0,75	
k =	0,85	
Sección columna	45 cm	18 pulg
	45 cm	18 pulg
Número de ramas	3	
h =	38 cm	15,2 pulg
	38 cm	15,2 pulg
Áreas		
$A_g =$	2025 cm ²	324 pulg ²
A núcleo =	1444 cm ²	231,04 pulg ²
$A_s =$	40,5 cm ²	6,48 pulg ²
As corregido =	49,24 cm ²	7,88 pulg ²
Arecub =	581 cm ²	92,96 pulg ²
Anúcleo conf =	1394,76 cm ²	223,16 pulg ²
$\rho_l =$	0,024	
s =	3,99 cm	1,57 pulg
P =	714,71 Tons	1572 Kips
$\rho =$	0,031	
$f_{cmax} =$	4,93 Ksi	344,79 Kg/cm ²
$f_{cmax}/0,85 f_c$	1,45	
Asume $\epsilon_{ou} =$	0,002	
$\epsilon_{oc} =$	0,0029	
z =	6,88	

Chequeo de desarrollo de ductilidad:

Sin confinar:	Po =	1547,47 Kips	702,55 Tons
Confinado:	Po' =	1571,87 Kips	713,63 Tons

Como $Po' > Po$ se espera desarrollo de ductilidad

1. Núcleo confinado, recubrimiento sin confinar, Acero a compresión

Ec =	0,002		
Núcleo confinado	fcc =	4,45 Ksi	
	fc = f'c =	4 Ksi	
	fs = f'y =	60 Ksi	
P =	1574,26 Kips		714,71 Tons

2. Núcleo confinado, recubrimiento, acero en fluencia

Ec =	0,0029		
fcc =	3,43 Ksi		
P =	1887,94 Kips		857,12 Tons

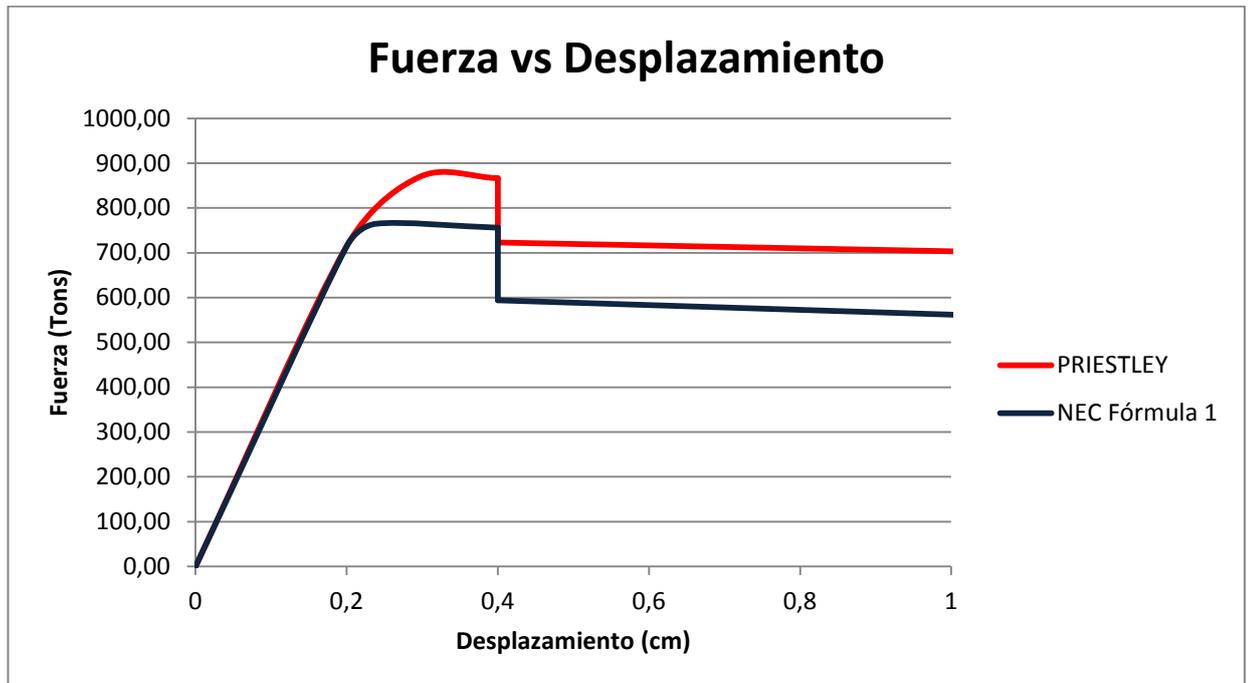
3. Núcleo confinado recubrimiento perdido, acero en fluencia

Ec =	0,004		
fcc =	4,89 Ksi		
Antes:	P =	1879,59 Kips	853,34 Tons
Después:	P =	1563,53 Kips	709,84 Tons

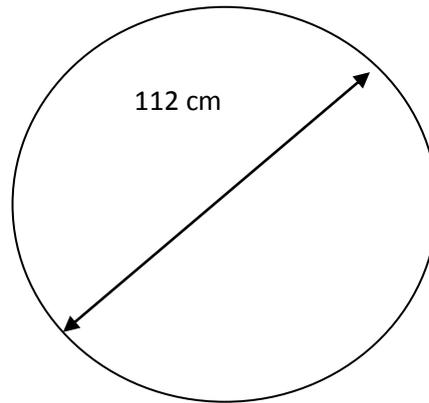
$Ec > 0,004$

E _{cmax} =	0,069		
fcc =	2,68 Ksi		
P =	1070,07 Kips		485,81 Tons

Análisis para 1 ml de columna		
Fuerza (Tons)	Δ (cm)	Evento
714,71	0,2	Eou concreto sin confinar
857,12	0,29	fcmax, concreto confinado
853,34	0,4	Pérdida de recubrimiento (Antes)
709,84	0,4	Pérdida de recubrimiento (Después)
485,81	6,92	Rotura de espiral



4.2 Análisis de desarrollo de ductilidad de la siguiente sección circular:



$\Phi = 120$ cm
As (Longitudinal) = 30
Barras Nº 10 ϕ 31.8 mm

Modelo Matemático de Moehle:

$f'_c =$	240 Kg/cm ²	3,43 Ksi
rec =	4 cm	1,6 pulg
$f'_y =$	4200 Kg/cm ²	60 Ksi
s =	8,00 cm	3,20 pulg
Diámetro de estribo	1,2 cm	0,48 pulg
Ash =	1,13 cm ²	0,18 pulg ²
$\lambda =$	1	
k =	0,85	
Sección columna	120 cm	48 pulg
d =	112 cm	44,8 pulg
Áreas		
Ag =	11304 cm ²	1808,64 pulg ²
A núcleo =	9847,04 cm ²	1575,5264 pulg ²
As corregido =	238,15 cm ²	38,10 pulg ²
Arecub =	1456,96 cm ²	233,11 pulg ²
Anúcleo conf =	9608,89 cm ²	1537,42 pulg ²

Cálculo del ρ teórico:

$$\frac{0,5 \cdot (A_g / A_{\text{núcleo}} - 1) \cdot (f'_c / f_y)}{0,005}$$

$$s < 8,01 \text{ cm}$$

$$\rho = 0,005$$

$f_{cmax} =$	3,43 Ksi	240,03 Kg/cm ²
$f_{cmax}/0,85 f'_c$	1,18	

Asume $\epsilon_{ou} =$	0,002
$\epsilon_{oc} =$	0,0024
$z =$	31,51

Chequeo de desarrollo de ductilidad:

Sin confinar:	$P_o =$	7446,06 Kips	3380,51 Tons
Confinado:	$P_{o'} =$	7558,07 Kips	3431,36 Tons

Como $P_{o'} > P_o$ se espera desarrollo de ductilidad

1. Núcleo confinado, recubrimiento sin confinar, Acero a compresión

$E_c =$	0,002	
Núcleo confinado	$f_{cc} =$	3,35 Ksi
	$f_c = f'_c =$	3,42857143 Ksi
	$f_s = f'_y =$	60 Ksi

$P =$	7557,11 Kips	3430,93 Tons
-------	--------------	--------------

2. Núcleo confinado, recubrimiento, acero en fluencia

$E_c =$	0,0024
$f_{cc} =$	3,43 Ksi

$P =$	8237,43 Kips	3739,79 Tons
-------	--------------	--------------

3. Núcleo confinado recubrimiento perdido, acero en fluencia

$E_c =$	0,004
$f_{cc} =$	3,25 Ksi

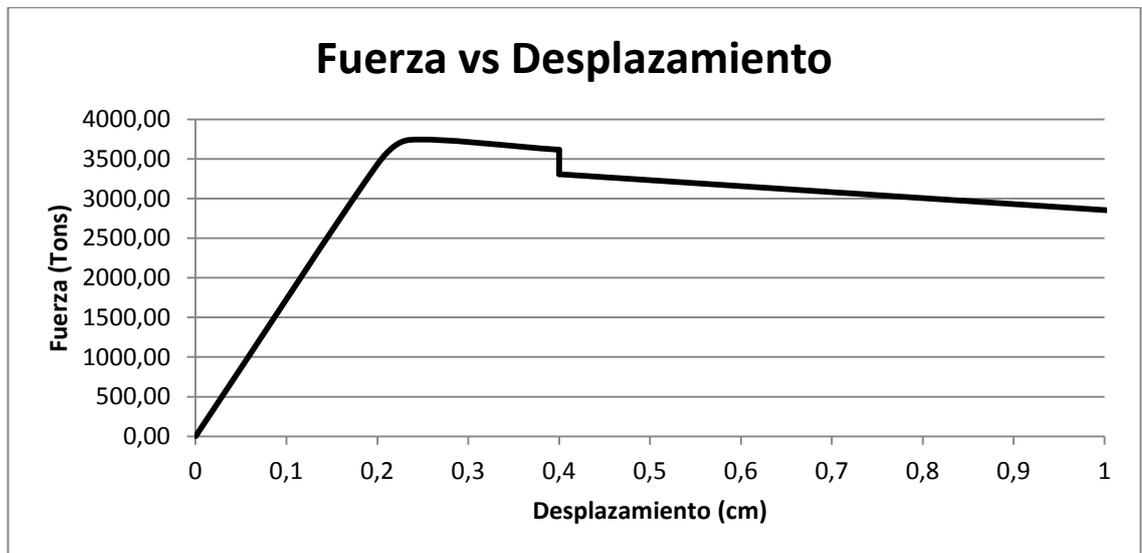
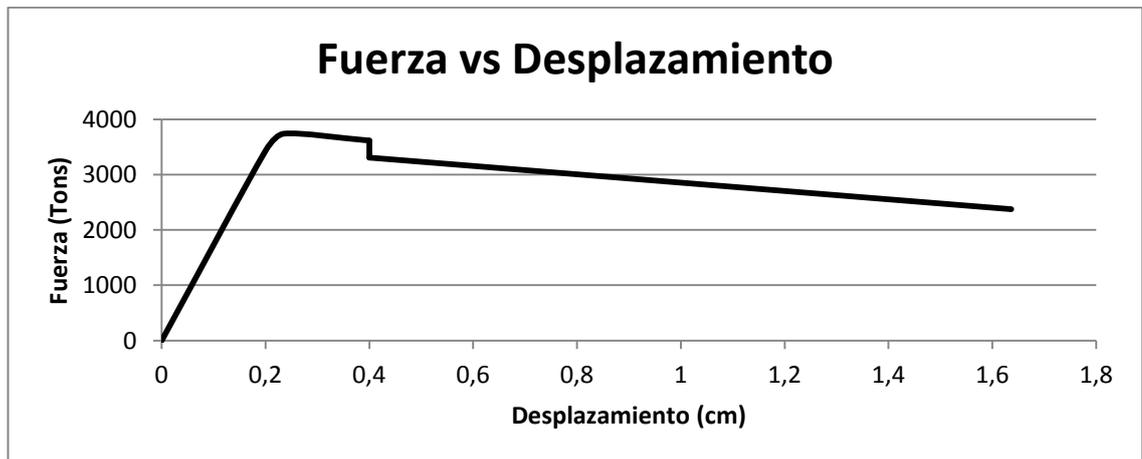
Antes:	$P =$	7963,86 Kips	3615,59 Tons
Después:	$P =$	7284,50 Kips	3307,16 Tons

4. Núcleo confinado, acero en fluencia, endurecimiento por deformación y desarrollo de ductilidad

$E_c > 0,004$

E_{cmax} = 0,016
 f_{cc} = 1,92 Ksi
 P = 5230,56 Kips 2374,68 Tons

Análisis para 1 ml de columna		
Fuerza (Tons)	Δ (cm)	Evento
3430,93	0,2	Eou concreto sin confinar
3739,79	0,24	f _{cmax} , concreto confinado
3615,59	0,4	Pérdida de recubrimiento (Antes)
3307,16	0,4	Pérdida de recubrimiento (Después)
2374,68	1,64	Rotura de espiral



Norma Ecuatoriana de la Construcción (Aplicación de la fórmula 1 sección circular)

f'c =	240 Kg/cm ²	3,43 Ksi
rec =	4 cm	1,6 pulg
f'y =	4200 Kg/cm ²	60 Ksi
s =	7,83 cm	3,13 pulg
Diámetro de estribo	1,2 cm	0,48 pulg
Ash =	1,13 cm ²	0,180864 pulg ²
λ =	1	
k =	0,85	

Sección columna	120 cm	48 pulg
-----------------	--------	---------

d =	110,8 cm	44,32 pulg
-----	----------	------------

Áreas

Ag =	11304 cm ²	1808,64 pulg ²
A núcleo =	9637,1624 cm ²	1541,94598 pulg ²
As corregido =	238,14702 cm ²	38,1035232 pulg ²
Arecub =	1666,8376 cm ²	266,694016 pulg ²
Anúcleo conf =	9399,02 cm ²	1503,84 pulg ²

Cálculo del ρ teórico:

$$\frac{0,45 \cdot (A_g / A_{\text{núcleo}} - 1) \cdot (f'_c / f_y)}{0,005}$$

$$s < 7,83 \text{ cm}$$

$$\rho = 0,005$$

fcmax =	3,45 Ksi	241,21 Kg/cm ²
fcmax/0,85 f'c	1,18	

Asume ε _{ou} =	0,002
ε _{oc} =	0,0024
z =	30,49

Chequeo de desarrollo de ductilidad:

Sin confinar: $P_o =$ 7446,06 Kips 3380,51 Tons

Confinado: $P_o' =$ 7468,29 Kips 3390,60 Tons

Como $P_o' > P_o$ se espera desarrollo de ductilidad

1. Núcleo confinado, recubrimiento sin confinar, Acero a compresión

$E_c =$ 0,002
Núcleo confinado $f_{cc} =$ 3,36 Ksi
 $f_c = f'_c =$ 3,42857143 Ksi
 $f_s = f'_y =$ 60 Ksi

$P =$ 7557,11 Kips 3430,93 Tons

2. Núcleo confinado, recubrimiento, acero en fluencia

$E_c =$ 0,0024
 $f_{cc} =$ 3,43 Ksi
 $P =$ 8245,51 Kips 3743,46 Tons

3. Núcleo confinado recubrimiento perdido, acero en fluencia

$E_c =$ 0,004
 $f_{cc} =$ 3,27 Ksi

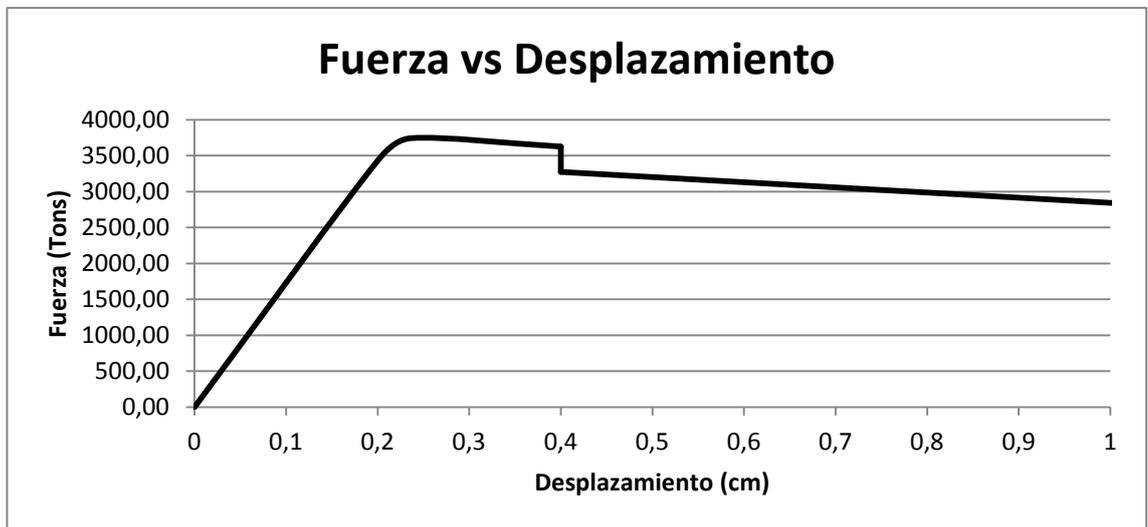
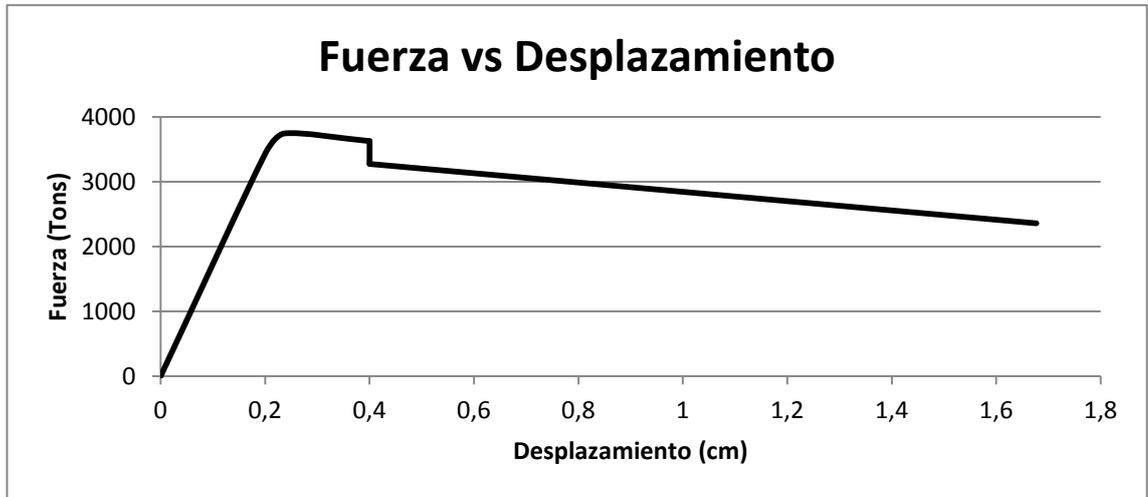
Antes: $P =$ 7987,14 Kips 3626,16 Tons
Después: $P =$ 7209,92 Kips 3273,30 Tons

4. Núcleo confinado, acero en fluencia, endurecimiento por deformación y desarrollo de ductilidad

$E_c > 0,004$

$E_{cmax} =$ 0,017
 $f_{cc} =$ 1,93 Ksi
 $P =$ 5192,32 Kips 2357,31 Tons

Análisis para 1 ml de columna		
Fuerza (Tons)	Δ (cm)	Evento
3430,93	0,2	Eou concreto sin confinar
3743,46	0,24	fcmax, concreto confinado
3626,16	0,4	Pérdida de recubrimiento (Antes)
3273,30	0,4	Pérdida de recubrimiento (Después)
2357,31	1,68	Rotura de espiral



Norma Ecuatoriana de la Construcción (Aplicación de la fórmula 2 sección circular):

$f'_c =$	240 Kg/cm ²	3,43 Ksi
$r_{ec} =$	4 cm	1,6 pulg
$f'_y =$	4200 Kg/cm ²	60 Ksi
$s =$	5,95 cm	2,38 pulg
Diámetro de estribo	1,2 cm	0,48 pulg
$A_{sh} =$	1,13 cm ²	0,18 pulg ²
$\lambda =$	1	
$k =$	0,85	

Sección columna	120 cm	48 pulg
-----------------	--------	---------

$d =$	110,8 cm	44,32 pulg
-------	----------	------------

Áreas

$A_g =$	11304 cm ²	1808,64 pulg ²
A núcleo =	9637,16 cm ²	1541,94 pulg ²
$A_{s \text{ corregido}} =$	238,14 cm ²	38,10 pulg ²
$A_{recub} =$	1666,83 cm ²	266,69 pulg ²
$A_{núcleo \text{ conf}} =$	9399,02 cm ²	1503,84 pulg ²

Cálculo del ρ teórico:

$$0,12(f'_c/f'_y)$$

$$0,007$$

$$s < 5,95 \text{ cm}$$

$$\rho = 0,007$$

$f_{cmax} =$	3,61 Ksi	252,97 Kg/cm ²
$f_{cmax}/0,85 f'_c$	1,24	

Asume $\epsilon_{ou} =$	0,002
$\epsilon_{oc} =$	0,0025
$z =$	21,03

Chequeo de desarrollo de ductilidad:

Sin confinar: $P_o =$ 7446,06 Kips 3380,51 Tons

Confinado: $P_o' =$ 7720,89 Kips 3505,28 Tons

Como $P_o' > P_o$ se espera desarrollo de ductilidad

1. Núcleo confinado, recubrimiento sin confinar, Acero a compresión

$E_c =$ 0,002
Núcleo confinado $f_{cc} =$ 3,48 Ksi
 $f_c = f'_c =$ 3,43 Ksi
 $f_s = f'_y =$ 60 Ksi

$P =$ 7557,11 Kips 3430,93 Tons

2. Núcleo confinado, recubrimiento, acero en fluencia

$E_c =$ 0,0025
 $f_{cc} =$ 3,61 Ksi

$P =$ 8498,11 Kips 3858,14 Tons

3. Núcleo confinado recubrimiento perdido, acero en fluencia

$E_c =$ 0,004
 $f_{cc} =$ 3,50 Ksi

Antes: $P =$ 8324,41 Kips 3779,28 Tons

Después: $P =$ 7547,19 Kips 3426,42 Tons

4. Núcleo confinado, acero en fluencia, endurecimiento por deformación y desarrollo de ductilidad

$E_c > 0,004$

$E_{cmax} =$ 0,021
 $f_{cc} =$ 2,22 Ksi
 $P =$ 5626,75 Kips 2554,55 Tons

Análisis para 1 ml de columna		
Fuerza (Tons)	Δ (cm)	Evento
3430,93	0,2	Eou concreto sin confinar
3858,14	0,25	fcmax, concreto confinado
3779,28	0,4	Pérdida de recubrimiento (Antes)
3426,42	0,4	Pérdida de recubrimiento (Después)
2554,55	2,08	Rotura de espiral

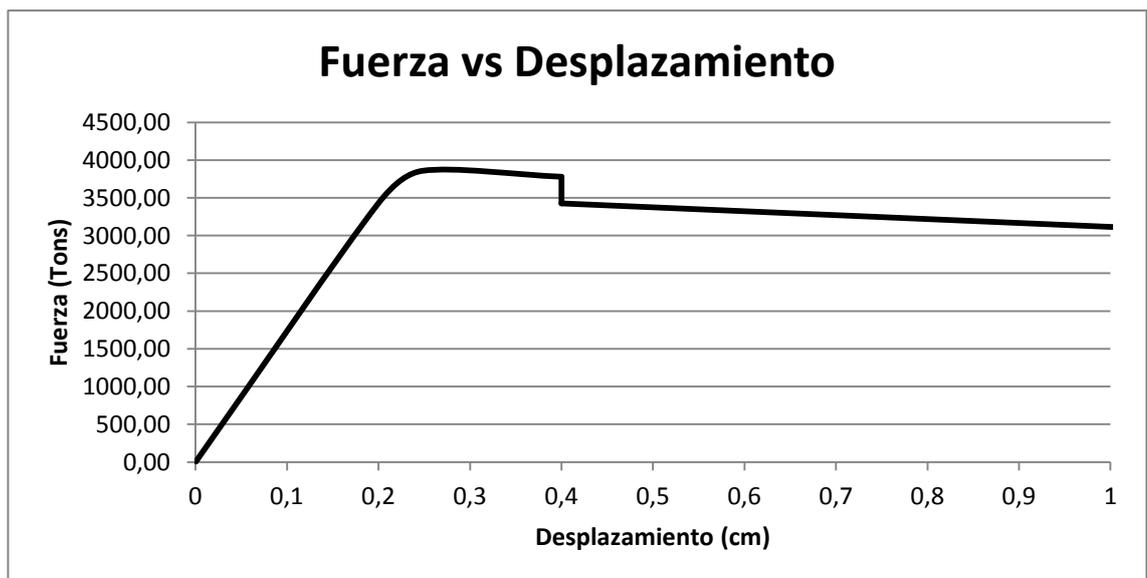
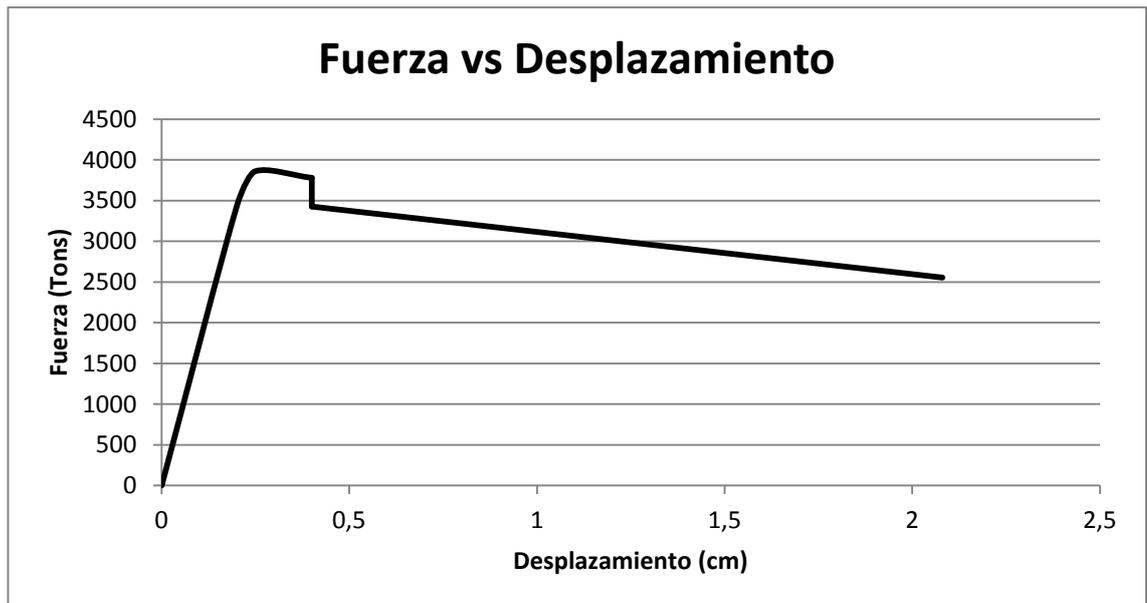
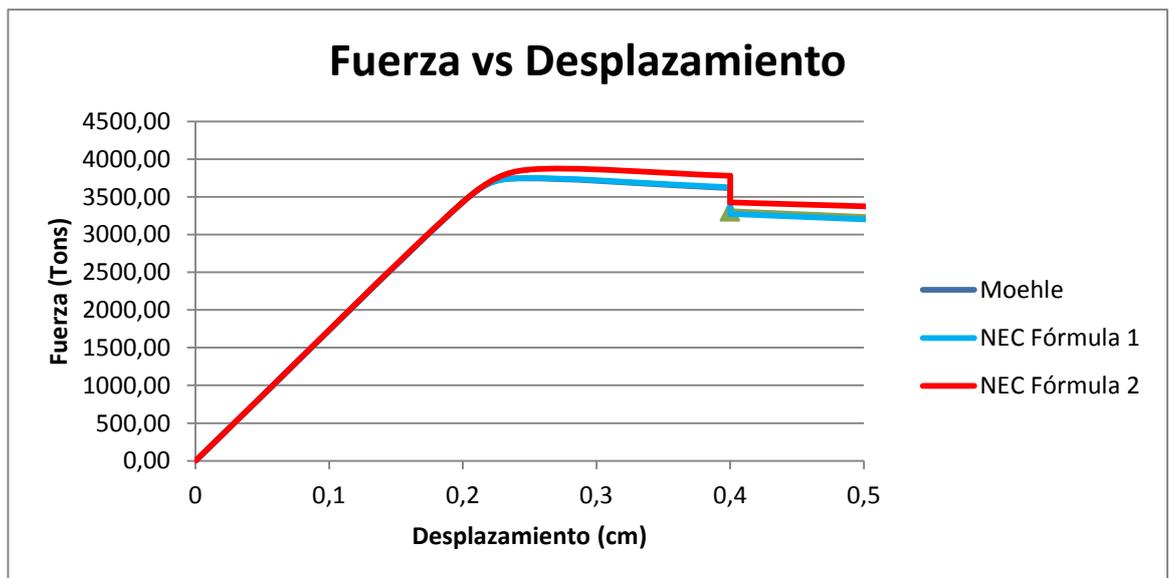
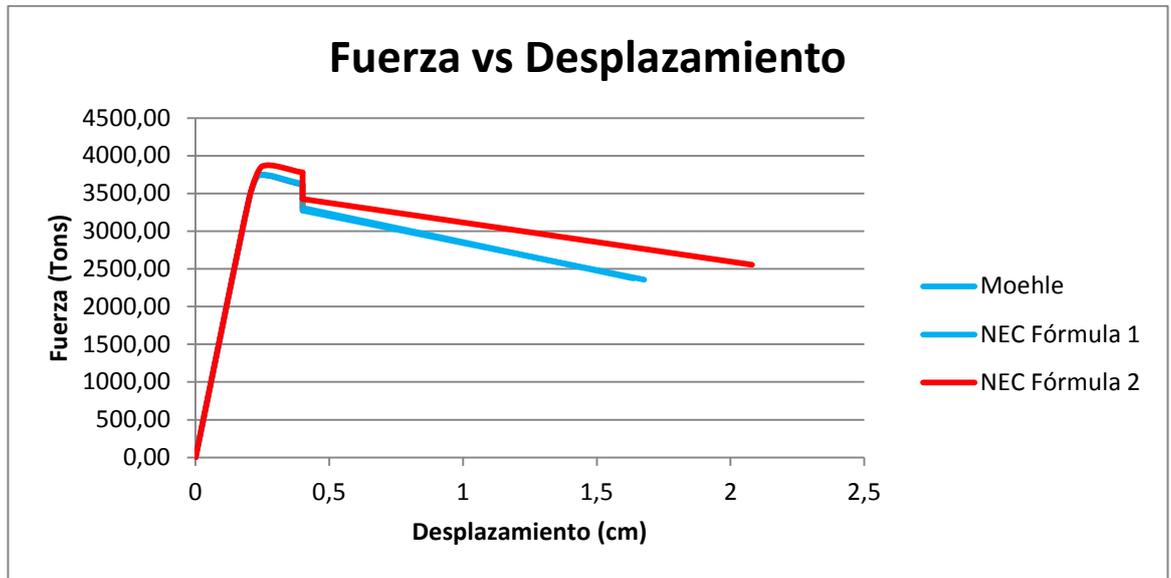


Gráfico comparativo de las curvas de desarrollo de ductilidad:



Análisis comparativo del Modelo de Moehle con el Modelo de Priestley:

$f'c =$	240 Kg/cm ²	3,43 Ksi
$f'ce =$	312 Kg/cm ²	4,46 Ksi
$rec =$	4 cm	1,6 pulg
$f'y =$	4200 Kg/cm ²	60 Ksi
$f'ye =$	4620 Kg/cm ²	66 Ksi
Diámetro de estribo	1,2 cm	0,48 pulg
Ash =	1,13 cm ²	0,18 pulg ²
$\lambda =$	1	
$k =$	0,85	
Sección columna	120 cm	48 pulg
$h =$	112 cm	44,8 pulg
Áreas		
$A_g =$	11304 cm ²	1808,64 pulg ²
A núcleo =	9847,04 cm ²	1575,53 pulg ²
A_s corregido =	238,15 cm ²	38,10 pulg ²
$A_{recub} =$	1456,96 cm ²	233,11 pulg ²
$A_{núcleo\ conf} =$	9608,89 cm ²	1537,42 pulg ²
$\rho_l =$	0,021	
$s =$	2,12 cm	0,83 pulg
$P =$	3739,79 Tons	8228 Kips
$\rho =$	0,019	
$f_{cmax} =$	4,89 Ksi	342,23 Kg/cm ²
$f_{cmax}/0,85 f'c$	1,68	
Asume $\epsilon_{ou} =$	0,002	
$\epsilon_{oc} =$	0,0034	
$z =$	4,70	

Chequeo de desarrollo de ductilidad:

Sin confinar: $P_o =$ 7446,06 Kips 3380,51 Tons

Confinado: $P_o' =$ 9802,68 Kips 4450,42 Tons

Como $P_o' > P_o$ se espera desarrollo de ductilidad

1. Núcleo confinado, recubrimiento sin confinar, Acero a compresión

$E_c =$ 0,002
Núcleo confinado $f_{cc} =$ 4,09 Ksi
 $f_c = f'_c =$ 3,43 Ksi
 $f_s = f'_y =$ 60 Ksi

$P =$ 7557,11 Kips 3430,93 Tons

2. Núcleo confinado, recubrimiento, acero en fluencia

$E_c =$ 0,0034
 $f_{cc} =$ 4,89 Ksi

$P =$ 10482,04 Kips 4758,85 Tons

3. Núcleo confinado recubrimiento perdido, acero en fluencia

$E_c =$ 0,004
 $f_{cc} =$ 4,87 Ksi

Antes: $P =$ 10459,24 Kips 4748,49 Tons

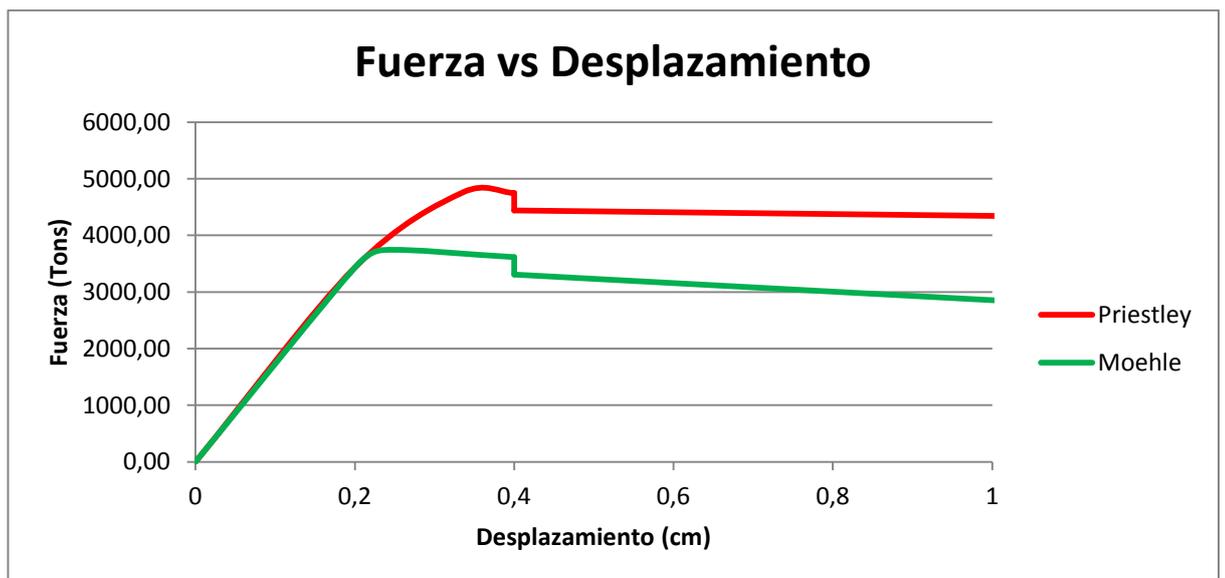
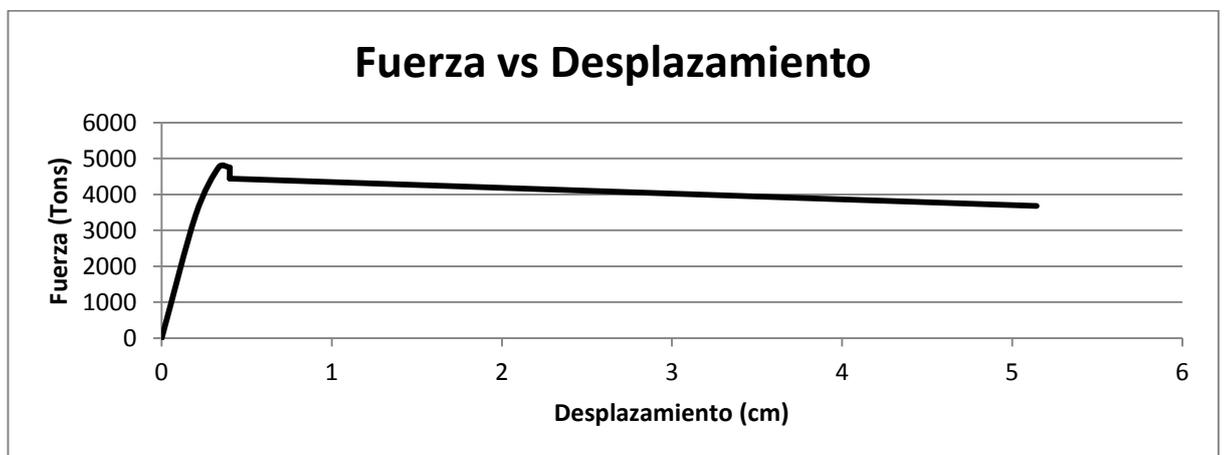
Después: $P =$ 9779,88 Kips 4440,06 Tons

4. Núcleo confinado, acero en fluencia, endurecimiento por deformación y desarrollo de ductilidad

$E_c > 0,004$

$E_{cmax} =$ 0,051
 $f_{cc} =$ 3,78 Ksi
 $P =$ 8102,52 Kips 3678,54 Tons

Análisis para 1 ml de columna		
Fuerza (Tons)	Δ (cm)	Evento
3430,93	0,2	Eou concreto sin confinar
4758,85	0,34	fcmax, concreto confinado
4748,49	0,4	Pérdida de recubrimiento (Antes)
4440,06	0,4	Pérdida de recubrimiento (Después)
3678,54	5,14	Rotura de espiral



Análisis comparativo de la fórmula 1 de la NEC con el Modelo de Priestley

$f'c =$	240 Kg/cm ²	3,43 Ksi
$f'ce =$	312 Kg/cm ²	4,45 Ksi
$rec =$	4 cm	1,6 pulg
$f'y =$	4200 Kg/cm ²	60 Ksi
$f'ye =$	4620 Kg/cm ²	66 Ksi
Diámetro de estribo	1,2 cm	0,48 pulg
Ash =	1,13 cm ²	0,18 pulg ²
$\lambda =$	1	
$k =$	0,85	
Sección columna	120 cm	48 pulg
$h =$	112 cm	44,8 pulg
Áreas		
$A_g =$	11304 cm ²	1808,64 pulg ²
A núcleo =	9847,04 cm ²	1575,53 pulg ²
A_s corregido =	238,15 cm ²	38,10 pulg ²
$A_{recub} =$	1456,96 cm ²	233,11 pulg ²
$A_{núcleo\ conf} =$	9608,89 cm ²	1537,42 pulg ²
$\rho_l =$	0,021	
$s =$	2,12 cm	0,83 pulg
$P =$	3743,46 Tons	8236 Kips
$\rho =$	0,019	
$f_{cmax} =$	4,89 Ksi	342,33 Kg/cm ²
$f_{cmax}/0,85 f'c$	1,68	
Asume $\epsilon_{ou} =$	0,002	
$\epsilon_{oc} =$	0,0034	
$z =$	4,70	

Chequeo de desarrollo de ductilidad:

Sin confinar: $P_o =$ 7446,06 Kips 3380,51 Tons

Confinado: $P_o' =$ 9804,82 Kips 4451,39 Tons

Como $P_o' > P_o$ se espera desarrollo de ductilidad

1. Núcleo confinado, recubrimiento sin confinar, Acero a compresión

$E_c =$ 0,002
Núcleo confinado $f_{cc} =$ 4,09 Ksi
 $f_c = f'_c =$ 3,43 Ksi
 $f_s = f'_y =$ 60 Ksi

$P =$ 7557,11 Kips 3430,93 Tons

2. Núcleo confinado, recubrimiento, acero en fluencia

$E_c =$ 0,0034
 $f_{cc} =$ 4,89 Ksi

$P =$ 10484,18 Kips 4759,82 Tons

3. Núcleo confinado recubrimiento perdido, acero en fluencia

$E_c =$ 0,004

$f_{cc} =$ 4,88 Ksi

Antes: $P =$ 10461,43 Kips 4749,49 Tons

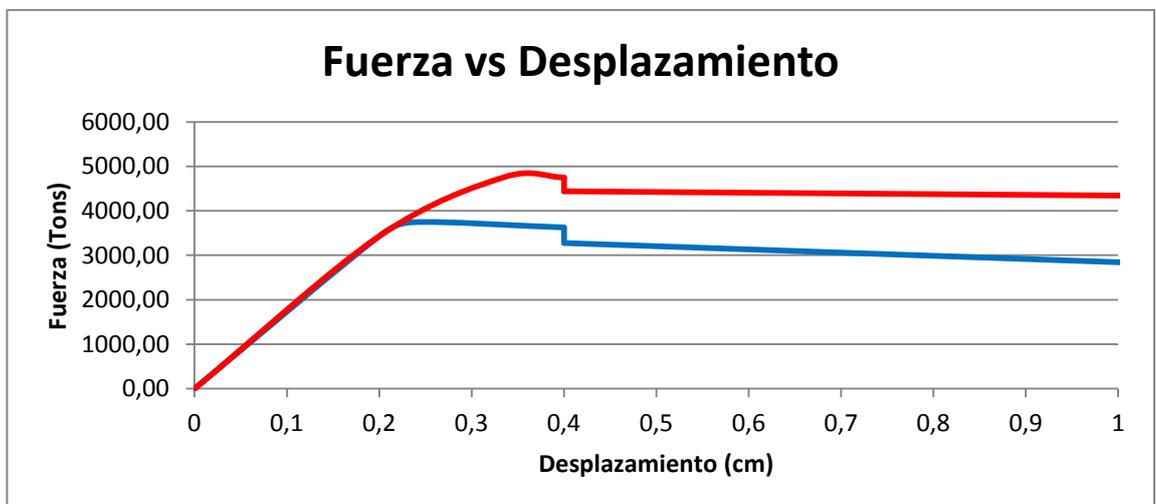
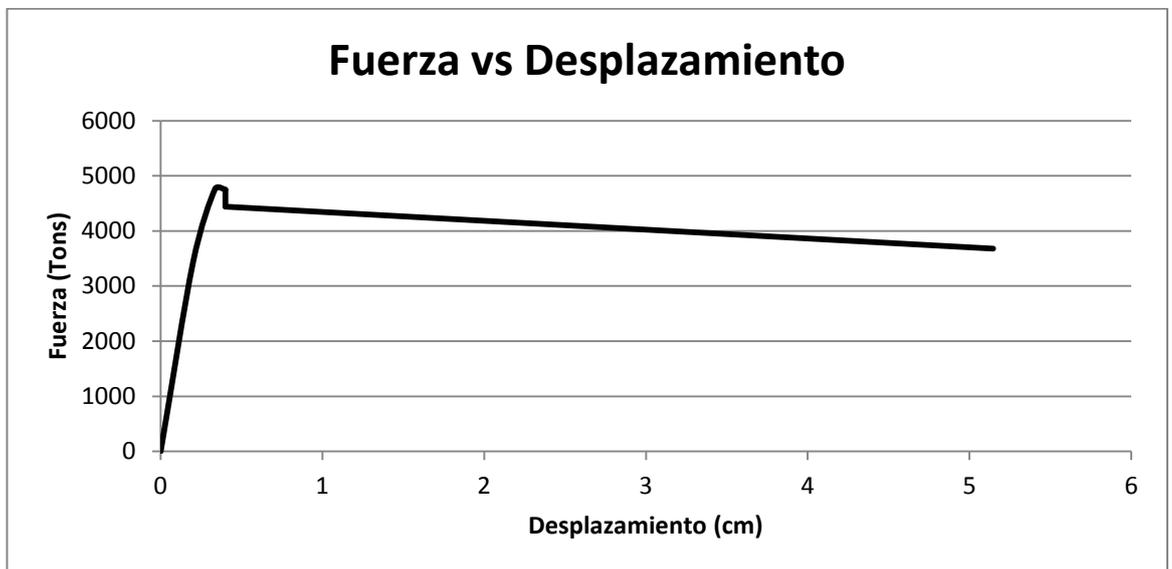
Después: $P =$ 9782,07 Kips 4441,06 Tons

4. Núcleo confinado, acero en fluencia, endurecimiento por deformación y desarrollo de ductilidad

$E_c > 0,004$

$E_{cmax} =$ 0,051
 $f_{cc} =$ 3,78 Ksi
 $P =$ 8104,80 Kips 3679,58 Tons

Análisis para 1 ml de columna		
Fuerza (Tons)	Δ (cm)	Evento
3430,93	0,2	Eou concreto sin confinar
4759,82	0,34	f _{cmax} , concreto confinado
4749,49	0,4	Pérdida de recubrimiento (Antes)
4441,06	0,4	Pérdida de recubrimiento (Después)
3679,58	5,15	Rotura de espiral



Análisis comparativo de la fórmula 2 de la NEC con el Modelo de Priestley

$f'c =$	240 Kg/cm ²	3,43 Ksi
$f'ce =$	312 Kg/cm ²	4,46 Ksi
$rec =$	4 cm	1,6 pulg
$f'y =$	4200 Kg/cm ²	60 Ksi
$f'ye =$	4620 Kg/cm ²	66 Ksi
Diámetro de estribo	1,2 cm	0,48 pulg
Ash =	1,13 cm ²	0,18 pulg ²
$\lambda =$	1	
$k =$	0,85	
Sección columna	120 cm	48 pulg
$h =$	112 cm	44,8 pulg
Áreas		
$A_g =$	11304 cm ²	1808,64 pulg ²
A núcleo =	9847,04 cm ²	1575,53 pulg ²
A_s corregido =	238,15 cm ²	38,10 pulg ²
$A_{recub} =$	1456,96 cm ²	233,11 pulg ²
$A_{núcleo\ conf} =$	9608,89 cm ²	1537,42 pulg ²
$\rho_l =$	0,021	
$s =$	2,07 cm	0,82 pulg
$P =$	3858,14 Tons	8488 Kips
$\rho =$	0,020	
$f_{cmax} =$	4,93 Ksi	345,37 Kg/cm ²
$f_{cmax}/0,85 f'c$	1,69	
Asume $\epsilon_{ou} =$	0,002	
$\epsilon_{oc} =$	0,0034	
$z =$	4,55	

Chequeo de desarrollo de ductilidad:

Sin confinar: $P_o =$ 7446,06 Kips 3380,51 Tons

Confinado: $P_o' =$ 9871,70 Kips 4481,75 Tons

Como $P_o' > P_o$ se espera desarrollo de ductilidad

1. Núcleo confinado, recubrimiento sin confinar, Acero a compresión

$E_c =$ 0,002
Núcleo confinado $f_{cc} =$ 4,11 Ksi
 $f_c = f'_c =$ 3,43 Ksi
 $f_s = f'_y =$ 60 Ksi

$P =$ 7557,11 Kips 3430,93 Tons

2. Núcleo confinado, recubrimiento, acero en fluencia

$E_c =$ 0,0034
 $f_{cc} =$ 4,93 Ksi

$P =$ 10551,06 Kips 4790,18 Tons

3. Núcleo confinado recubrimiento perdido, acero en fluencia

$E_c =$ 0,004
 $f_{cc} =$ 4,92 Ksi

Antes: $P =$ 10529,87 Kips 4780,56 Tons

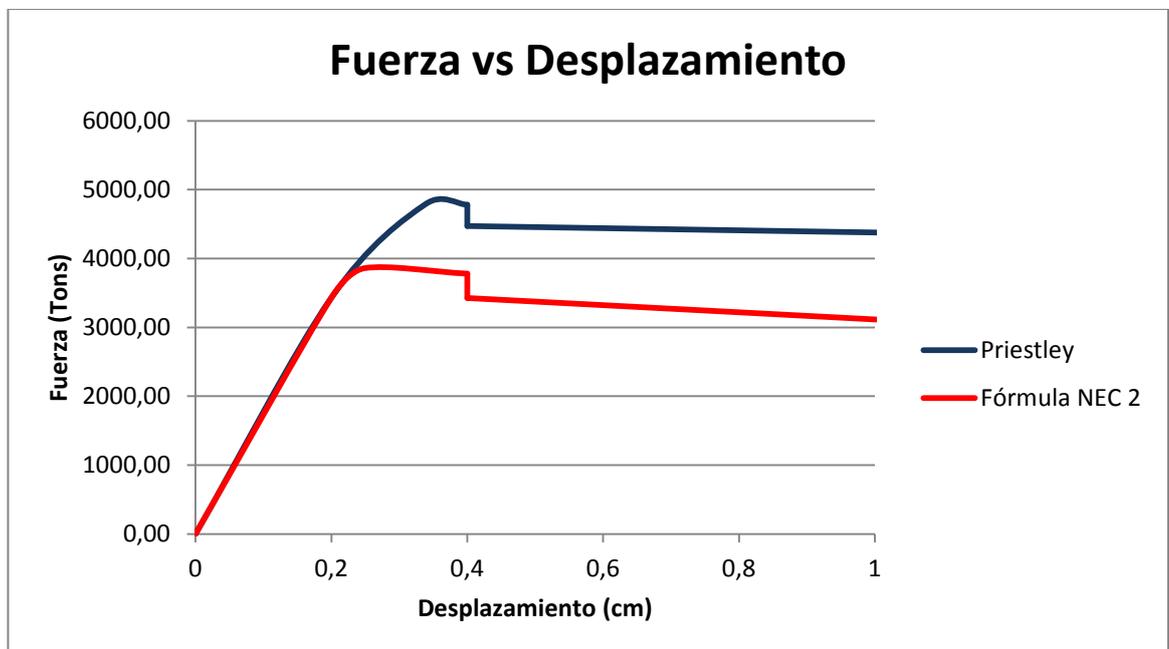
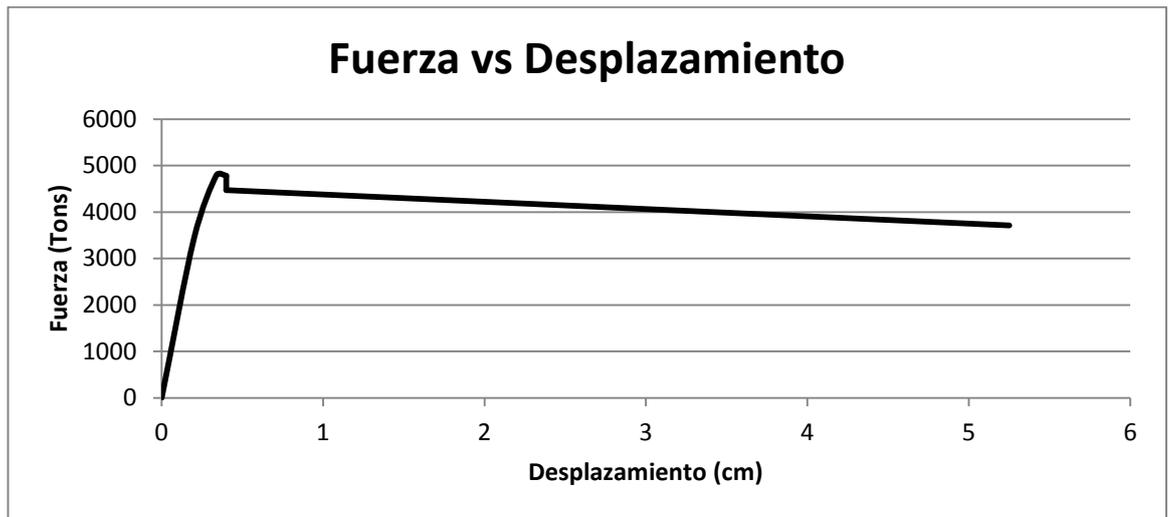
Después: $P =$ 9850,51 Kips 4472,13 Tons

4. Núcleo confinado, acero en fluencia, endurecimiento por deformación y desarrollo de ductilidad

$E_c > 0,004$

$E_{cmax} =$ 0,053
 $f_{cc} =$ 3,83 Ksi
 $P =$ 8175,83 Kips 3711,83 Tons

Análisis para 1 ml de columna		
Fuerza (Tons)	Δ (cm)	Evento
3430,93	0,2	Eou concreto sin confinar
4790,18	0,34	f _{cmax} , concreto confinado
4780,56	0,4	Pérdida de recubrimiento (Antes)
4472,13	0,4	Pérdida de recubrimiento (Después)
3711,83	5,25	Rotura de espiral



4.3 Daños reales producidos por sismos en columnas de hormigón armado:

Estructura: Olive View Hospital



Gráfico # 3: Daño del Hospital Olive View

Fuente: (U.S. Geological Survey, 2003)



Gráfico # 4: Daño del Hospital Olive View

Fuente: (U.S. Geological Survey, 2003)

Daños exclusivamente en columnas de planta baja

Análisis matemático a través del push over:

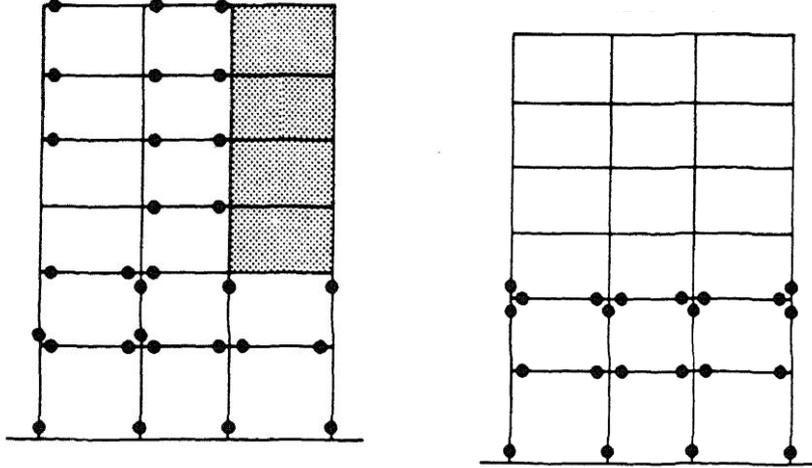


Gráfico # 5: Análisis matemático en Push Over

Fuente: (Chopra, 1977)

Los puntos indican las zonas de la columna donde se producirán rótulas plásticas, se puede apreciar que las columnas afectadas serán las de primer y segundo piso.

Estructura: Edificio Karina en la ciudad de Bahía de Caráquez



Gráfico # 6: Daños en edificio Karina

Fuente: (Aguar)

Daños en columnas de primer y segundo piso

Estructura: Vivienda en la ciudad de Manta



Fuente: Autor

Formación de rótulas plásticas en columnas de primer piso.

Estructura: Clínica Palacio Alcívar



Fuente: Autor

Formación de rótulas plásticas en columnas de primer piso.

Estructura: Vivienda en la ciudad de Manta



Fuente: Autor

Formación de rótulas plásticas en columnas de primer piso

Estructura: Hotel Pacific



Fuente: Autor

Fallo en columnas de primer piso

Estructura: Vivienda en la ciudad de Manta



Fuente: Autor

CAPÍTULO V
CONCLUSIONES

5. Conclusiones

1. La formación de rótulas plásticas o daños en columnas se relacionan directamente con la aceleración sísmica.
2. La fórmula propuesta por la Norma Ecuatoriana de la Construcción para el cálculo del espaciamiento en columnas de forma rectangular, no garantiza que el elemento ante la acción de un sismo desarrolle ductilidad.
3. Al calcular el espaciamiento en columnas rectangulares no se debe aplicar una fórmula única porque depende de las dimensiones de la sección, por lo tanto se aconseja un cálculo individual de la cuantía de acero transversal, a diferencia de la sección circular.
4. La fórmula obtenida al desarrollar el modelo matemático de Moehle en la sección circular es prácticamente igual a la indicada por la Norma Ecuatoriana de la Construcción.
5. El teorema de Priestley en su cálculo sobredimensiona el valor del espaciamiento, por lo tanto el valor que se ajusta a un comportamiento sismoresistente óptimo es el Teorema de Moehle.
6. Al realizar el análisis empírico de la deformación de las estructuras se presenta la formación de rótulas plásticas en las columnas de planta baja, máximo primer piso al igual que el análisis de diseño, situación que debe considerarse en la Norma en función del costo al resultar sobredimensionado el confinar todas las columnas de una estructura

Bibliografía

- ACI . (2015). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI 318S-14*. USA: Farmington Hills.
- Chopra, A. (1977). Response of the Olive View Medical Center Main Building during San Fernando 1971 Earthquake. 35.
- Código Ecuatoriano Construcción. (1977). Recuperado el Marzo de 2016, de <https://law.resource.org/pub/ec/ibr/ec.gpe.9.1976.pdf>
- Escuela Superior Politécnica del Ejército. (s.f.). Recuperado el Marzo de 2016, de <http://publiespe.espe.edu.ec/academicas/hormigon/hormigon11-d.htm>
- Espeche, A. (2007). Recuperado el Marzo de 2016, de http://hormigon.mecanica.upm.es/files/PDF/Refuerzo_de_pilares_Un_enfoque_distinto.pdf
- Flores, T. (2003). Recuperado el Marzo de 2016, de http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/123456789/67/FLORES_TEODORICO_CONTROL_ROTULAS_CONCRETO.pdf?sequence=1
- Medina, C. (2012). Recuperado el Marzo de 2016, de <http://repo.uta.edu.ec/bitstream/123456789/3763/1/TESIS%20FINAL.pdf>
- Norma Ecuatoriana de la Construcción - 15. (2015). Recuperado el Marzo de 2016, de [http://www.normaconstruccion.ec/capitulos_nec_2015/NEC_SE_HM_\(hormigon_armado\).pdf](http://www.normaconstruccion.ec/capitulos_nec_2015/NEC_SE_HM_(hormigon_armado).pdf)
- Ortiz, O. (2012). Recuperado el Marzo de 2016, de <http://repositorio.educacionsuperior.gob.ec/bitstream/28000/1221/1/T-SENESCYT-000352.pdf>
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic Design of Concrete*. New York.
- Sánchez, J. (2008). Recuperado el Marzo de 2016, de <http://repository.lasalle.edu.co/bitstream/handle/10185/15353/T40.08%20S55a.pdf?sequence=2>
- U.S. Geological Survey. (2003). Obtenido de <http://pubs.usgs.gov/fs/2003/fs068-03/>
- Universidad Nacional Autónoma de México. (s.f.). Recuperado el Marzo de 2016, de <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/455/A4.pdf?sequence=4>
- Villa, I. (2007). Recuperado el Marzo de 2016, de http://e-archivo.uc3m.es/bitstream/handle/10016/2461/Tesis_Doctoral_Ignacio_Villa.pdf?sequence=1

ANEXOS

Formación de rótulas plásticas por sismos en diferentes estructuras:

ANEXO 1 Estructura: Hotel Macuto Sheraton



Terremoto de Caracas 1967

Magnitud: 6.3 Mw	Profundidad 28 Km	Epicentro: 10° 40' 48" N, 67° 24' 0" W
Intensidad: VIII Escala Mercalli Modificada	Distancia al epicentro: 61.25 Km	Aceleración: 0.10 a 0.11g
Tipo de Suelo: Estratos de arenas, limos y arcillas saturadas		
Dimensiones de columnas: 1.10 m de diámetro		

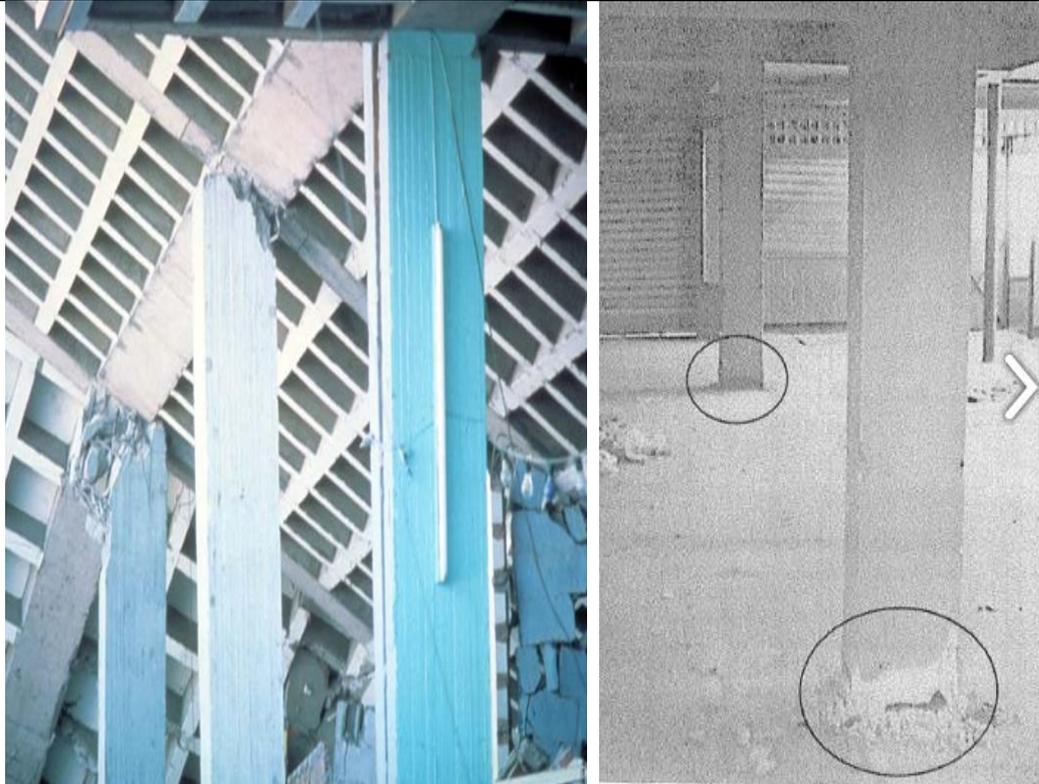
ANEXO 2 Estructura: Hotel Himalchuli



Terremoto: Sikkim- India 2011

Magnitud: 6.9 Mw	Profundidad: 19,7 Km	Epicentro: 27.723 N, 88.064 E
Intensidad: VI Escala Mercalli Modificada	Distancia al epicentro: 68 Km	Aceleración: 0,15 g
Tipo de Suelo: No indica		
Dimensiones de columnas: No indica		

ANEXO 3 Estructura: Centro Comercial An Nasr

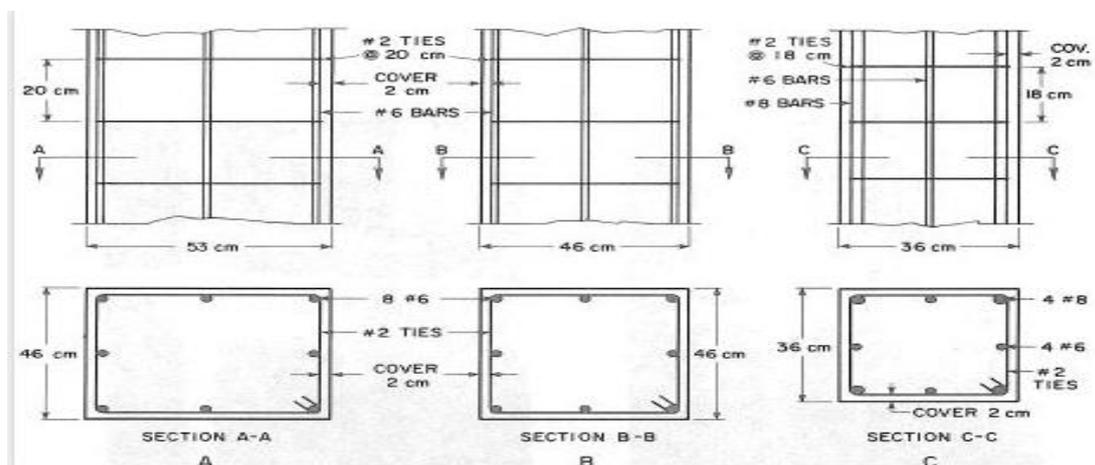


Terremoto: Asnam 1980

Magnitud: 7,3 Mw	Profundidad: 10 KM	Epicentro: 36.2°N , 1.37°E
Intensidad: IX Escala de Mercalli Modificada	Distancia al epicentro: 4.04 Km	Aceleración: 0,4 g lateral y 0,5 g vertical

Tipo de Suelo: No indica

Dimensiones de columnas:



ANEXO 4 Estructura: Cafetería en Haití



Terremoto de Haití 12 de Enero del 2010

Magnitud: 7 Mw	Profundidad: 13 Km	Epicentro: 18°27'05" N , 72°26'43" O
Intensidad: VIII Escala de Mercalli Modificada	Distancia al epicentro: 27 Km	Aceleración: No indica
Tipo de Suelo: Suelo relativamente rígido con baja resistencia		
Dimensiones de columnas: 33 cm por 45 cm		

ANEXO 5 Estructura: Escuela



Terremoto: Indonesia 30 de Septiembre del 2009

Magnitud: 7,6 Mw	Profundidad: 87 Km	Epicentro: 0°43'0" S , 99°51'22" E
Intensidad: VII Escala de Mercalli Modificada	Distancia al epicentro: 63.95 Km	Aceleración: 0,4 g
Tipo de Suelo: Depósitos aluviales con arena limosa densa y arena fina saturada		
Dimensiones de columnas: columnas cuadradas de 20 cm por 20 cm, separación entre estribos de 15 cm		

ANEXO 6 Estructura: Edificio



Terremoto: Armenia 1988

Magnitud: 6.9 Mw	Profundidad: 10 Km	Epicentro: 40.996N , 44.197E
Intensidad: IX Escala Mercalli Modificada	Distancia al epicentro: 40 Km	Aceleración: 0,4 g
<p>Tipo de Suelo: Se encuentra en un amplio valle de material mal consolidado.</p>		
<p>Dimensiones de columnas: Columnas cuadradas de 40 cm, diámetro de estribos de 8 mm</p>		

ANEXO 7 Estructura: Hospital Miguel H. Alcívar



Terremoto: Bahía de Caráquez 1998

Magnitud: 7.2 Mw	Profundidad: 37 Km	Epicentro: 0° 35' 34.8" S, 80° 23' 34.8" W
Intensidad: VIII Escala Mercalli Modificada	Distancia al epicentro: 5 Km	Aceleración: 0.30g (aceleración máxima en roca) a 0.20 g (Ley de Gutenberg Richter /U.Católica)
Tipo de Suelo: Arena de consistencia media (no dura)		
Dimensiones de columnas: Columnas de 40 cm por 40 cm, armadura transversal de 3/8" con espaciamiento de 30 cm.		

ANEXO 8 Estructura: Edificio para oficinas de 10 pisos



Terremoto: México 1985

Magnitud: 8.1 Mw	Profundidad: 18 Km	Epicentro: 18°11'N, 102°32'O
Intensidad: VIII Escala de Mercalli Modificada	Distancia al epicentro: 380 Km (aprox)	Aceleración: 0.17g
Tipo de Suelo: Depósitos lacustres (limo arcilla y cenizas volcánicas)		
Dimensiones de columnas: 55 cm por 55 cm		

ANEXO 9 Estructura: Hospital de Curicó



Terremoto: Chile 2010

Magnitud: 8,8 Mw	Profundidad: 30,1 Km	Epicentro: 35°54'32"S , 72°43'59"O
Intensidad: IX Escala de Mercalli Modificada	Distancia al epicentro: 170 Km	Aceleración: 0,47g
Tipo de Suelo: Arcilla y Limo		
Dimensiones de columnas: Cuadradas: 60 cm x 60 cm; 3 Barras de diámetro de 26 mm, 3 barras de diámetro de 8 mm y 4 barras de 22 mm, con refuerzo transversal de 10 mm cada 20 cm.		

ANEXO 10 Estructura: Viaducto Shinkansen de Nakasone



Terremoto Japón 2011

Magnitud: 9.0 Mw	Profundidad: 32 Km	Epicentro: 38°19'19"N 142°22'08" E
Intensidad: VIII Escala Mercalli Modificada	Distancia al epicentro: 450 Km	Aceleración: 0,40 g
Tipo de Suelo: No indica		
Dimensiones de columnas: No indica		

ANEXO 11 Estructura: Universidad San Luis Gonzaga



Figura 1



Figura 2



Figura 3

Terremoto: Pisco del 2007

Magnitud: 8 Mw	Profundidad: 39 Km	Epicentro: 13°21'11"S 76°30'36"O
Intensidad: VII Escala de Mercalli Modificada	Distancia al epicentro: 121.8Km	Aceleración: 0,34g
Tipo de Suelo: Depósitos marinos, aluvial , eluviales y eólicos		
Dimensiones de columnas: Figura 1,2 y 3: 35 cm por 55 cm, estribos de 5mm y longitudinal de 16 mm		

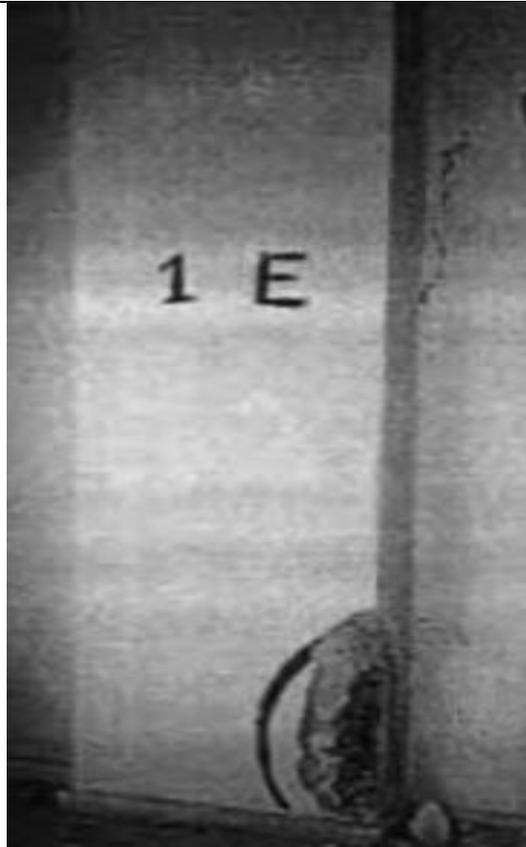
ANEXO 11 Estructura: Edificio Sol de Oriente



Terremoto: Chile 2010

Magnitud: 8,8 Mw	Profundidad: 30.1 Km	Epicentro: 35°54'32" S, 72°43'59" O
Intensidad: IX Escala de Mercalli Modificada	Distancia al epicentro: 342.62 Km	Aceleración: 0.27 g
Tipo de Suelo: Arcilla café de plasticidad media, con algunas partículas de grava y arena de tamaño media, humedad cercana al límite plástico.		
Dimensiones de columnas: No indica		

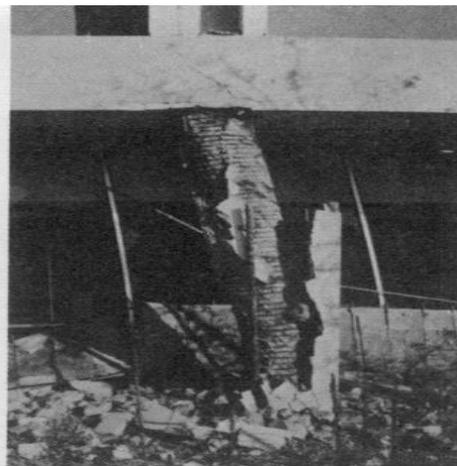
ANEXO 12 Estructura: Edificio para apartamentos



Terremoto de Adana – Ceyhan 1998 Turquía

Magnitud: 6.3 Mw	Profundidad 23 Km	Epicentro: 36.95 N, 35.31 E
Intensidad: VIII Escala Mercalli Modificada	Distancia al epicentro: 49 Km	Aceleración: 0.273 g
<p>Tipo de Suelo:</p> <p>La ciudad está situada en una gran llanura aluvial formada por el río Ceyhan . La formación del suelo consiste en una tierra vegetal delgada en la parte superior profundidad de 1 metro, una capa de arena y arcilla dura de espesor 1/3 m por debajo , y una profunda capa de arcilla limosa en la parte inferior . Profundidad del nivel freático varía entre 1,5 a 3,5 m.</p>		
<p>Dimensiones de columnas:</p> <p>Columnas rectangulares de 25 cm por 50 cm</p>		

ANEXO 13 Estructura: Hospital Olive View



Terremoto de San Fernando 1971

Magnitud: 6.5 -6.7 Mw	Profundidad: 13 Km	Epicentro: 34° 24' 36"N, 118° 24' 0" W
Intensidad: XI Escala de Mercalli Modificada	Distancia al epicentro: 3.21 Km (aprox)	Aceleración: Registro Paicoma Dam máxima de 1.25 g y mínima de 0.4 g
Tipo de Suelo: Roca cristalina, rocas sedimentarias y aluviones		
Dimensiones de columnas: Columnas rectangulares de 65 cm por 70 cm, diámetro de acero de refuerzo 16 mm		

ANEXO 14 Estructura: Imperial County Services Building



Terremoto Imperial Valley 1979

Magnitud: 6.4 Mw	Profundidad: 8 Km	Epicentro: 32° 37' 0" N, 115° 19' 0" W
Intensidad: IX Escala de Mercalli Modificada	Distancia al epicentro: 29 Km (aprox)	Aceleración: Registro de 0.32 g E-W
Tipo de Suelo: No indica		
Dimensiones de columnas: Columnas cuadradas de 61 cm por 61 cm		

