

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

APLICACIÓN DEL DDBD (DIRECT DISPLACEMENT BASE DESIGN) Y COMPARACIÓN CON EL FBD (FORCE BASED DESIGN) EN ESTRUCTURAS REGULARES DE HASTA 4 PISOS EN PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO RESISTENTES A MOMENTO (ENFOCADO A EVALUAR GEOMETRÍA ESTRUCTURAL)

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR PRESENTADO COMO REQUISITO PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERA/O CIVIL

ARTURO RAÚL VEGA COBA

arturo.vega@epn.edu.ec

DIRECTOR: DIEGO ANDRES SOSA CAIZA

diego.sosac@epn.edu.ec

Quito, marzo 2022

CERTIFICACIONES

Yo, Arturo Raúl Vega Coba declaro que el trabajo de integración curricular aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.



ARTURO RAÚL VEGA COBA

Certifico que el presente trabajo de integración curricular fue desarrollado por ARTURO RAÚL VEGA COBA, bajo mi supervisión.



DIEGO ANDRES SOSA CAIZA

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

A través de la presente declaración, afirmamos que el trabajo de integración curricular aquí descrito, así como el (los) producto(s) resultante(s) del mismo, son públicos y estarán a disposición de la comunidad a través del repositorio institucional de la Escuela Politécnica Nacional; sin embargo, la titularidad de los derechos patrimoniales nos corresponde a los autores que hemos contribuido en el desarrollo del presente trabajo; observando para el efecto las disposiciones establecidas por el órgano competente en propiedad intelectual, la normativa interna y demás normas.

ARTURO RAÚL VEGA COBA

DIEGO ANDRES SOSA CAIZA

AGRADECIMIENTO

A mi familia, profesores y compañeros que me ha apoyado para cumplir con mis objetivos tanto personales como académicos ya que gracias ha ellos se ha logrado cumplir la mayoría de ellos.

ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIONES.....	I
DECLARACIÓN DE AUTORÍA.....	II
AGRADECIMIENTO.....	III
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	IV
ÍNDICE DE TABLAS	VII
ÍNDICE DE FIGURAS	VII
RESUMEN	IX
ABSTRACT	X
1 DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO.....	1
1.1 Objetivo general.....	1
1.2 Objetivos específicos	2
1.3 Alcance	2
1.4 Marco teórico	2
1.4.1 Acción sísmica.....	2
Espectro de respuesta	3
Comportamiento de las estructuras de hormigón ante un sismo	3
1.4.2 Estados límite.....	4
Límites de desempeño se una sección	4
Estados límite de la estructura	5
1.4.2 Ductilidad y comportamiento no lineal.....	5
1.4.2 Diagrama momento curvatura	6
Rango plástico	7
Rango elástico	7
1.4.3 Curvatura de fluencia equivalente (ϕ_y).....	8
1.4.3 Método de diseño FBD	8
1.4.4 Método de diseño DDBD	9
2 METODOLOGÍA.....	9
2.1 Descripción del Proyecto.....	9
2.1.1 Ubicación.....	9
2.1.2 Descripción de las estructuras.....	9
2.1.3 Parámetros de los materiales	10
Hormigón	10

Acero de refuerzo.....	10
2.1.4 Cargas gravitacionales	11
2.2 Diseño basado en fuerzas FBD	11
2.2.1 Predimensionamiento de los elementos estructurales	11
Losas.....	11
Vigas.....	12
Columnas.....	13
2.2.2 Secciones de los elementos estructurales	14
Vigas.....	14
Columnas.....	15
2.2.3 Cálculo de la carga sísmica.....	15
Espectro elástico de Aceleraciones.....	15
Cálculo del cortante basal	16
2.2.4 Modelamiento estructural.....	16
Chequeos del modelo	17
2.2.5 Análisis estático lineal.....	17
Derivas elásticas e inelásticas.....	17
2.2.6 Diseño de los elementos estructurales	17
Vigas.....	18
Columnas.....	22
Conexión viga columna	22
2.3 Diseño basado en desplazamientos DDBD	23
2.3.1 Procedimiento general.....	23
Perfil de desplazamientos	23
Sistema equivalente de 1 grado de libertad.....	23
Desplazamientos de diseño	24
Ductilidad de desplazamiento.....	24
Masa efectiva.....	25
Amortiguamiento viscoso equivalente	25
Espectro de desplazamiento	26
Periodo efectivo	26
Rigidez efectiva.....	27
Cortante de diseño.....	27
Distribución del cortante basal	27
2.3.2 Análisis de la estructura por las fuerzas de diseño	28
2.3.3 Diseño por capacidad	28

3	RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	29
3.1	Resultados	29
3.1.1	FBD	29
	Secciones transversales de elementos estructurales	29
	Cortante Basal	30
	Derivas.....	31
	Armados.....	32
3.1.2	DDBD	33
	Simplificación 1 grado de libertad.....	33
	Cortante Basal	33
	Derivas.....	34
	Armados.....	34
	Comparación FBD vs DDBD.....	36
	Cortante Basal	36
	Derivas.....	36
	Armados.....	38
3.2	Conclusiones.....	39
3.3	Recomendaciones.....	40
4	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	42
5	ANEXOS.....	44
	ANEXO I Descripción de las estructuras	44
	ANEXO II Espectro elástico de aceleraciones.....	44
	ANEXO III Secciones ingresadas en ETABS	46
	ANEXO IV Diagramas de iteración FBD	49
	ANEXO V Derivas FBD.....	50
	ANEXO VIII Estructura equivalente 1GDL DDBD.....	52
	ANEXO IX Cortantes y momentos DDBD	52
	ANEXO X Diagramas momento Curvatura	54
	ANEXO XI Diagramas de iteración DDBD	55

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Vista en planta y elevación.....	10
Tabla 2 Relación Aspecto	10
Tabla 3 Vista área cooperantes de las estructuras	14
Tabla 4 Área cooperantes de las estructuras.....	14
Tabla 5 Sección de vigas para cada tipología.....	15
Tabla 6 Sección de columna para cada tipología.....	15
Tabla 7 Factores para el cálculo del cortante basal.	16
Tabla 8 Cálculo del cortante para las diferentes tipologías FBD	16
Tabla 9 Sección de vigas para cada tipología.....	29
Tabla 10 Sección de columna para cada tipología.....	30
Tabla 11 Cálculo del cortante para las diferentes tipologías FBD	30
Tabla 12 Derivas inelásticas de las estructuras FBD	31
Tabla 13 Derivas inelásticas de las estructuras FBD	31
Tabla 14 Refuerzo Longitudinal vigas FBD	32
Tabla 15 Refuerzo transversal vigas FBD.....	32
Tabla 16 Refuerzo transversal columnas FBD	32
Tabla 17 Refuerzo transversal columnas FBD	33
Tabla 18 Simplificación 1 grado de libertad.....	33
Tabla 19 Cortante Basal	33
Tabla 20 Deriva inelástica DDBD.....	34
Tabla 21 Refuerzo Longitudinal vigas	35
Tabla 22 Refuerzo transversal vigas.....	35
Tabla 23 Refuerzo Longitudinal columnas	35
Tabla 24 Comparación Refuerzo transversal columnas	36
Tabla 25 Comparación Cortante Basal	36
Tabla 26 Comparación Derivas, Estructura Tipo 1.....	36
Tabla 27 Comparación Derivas, Estructura Tipo 2.....	37
Tabla 28 Comparación Derivas, Estructura Tipo 3.....	38
Tabla 29 Comparación Refuerzo Longitudinal vigas	39
Tabla 30 Comparación Refuerzo Longitudinal columnas	39

ÍNDICE DE FIGURAS

Ilustración 1 Curva de capacidad en una columna de H.A	4
Ilustración 2 Diagrama momento curvatura.....	7
Ilustración 3 Tabla 9.3.1.1 (Aci Committee, 2019).....	12
Ilustración 4 Tabla 2 de la NEC – SE – CG factor de sobrecarga para columnas (MIDUVI, 2014)	13
Ilustración 5 Espectro elástico de diseño (MIDUVI, 2014).....	15
Ilustración 6 Simulación SDOF (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).....	24
Ilustración 7 Desplazamiento para estructuras menores o iguales el cuatro piso.....	24
Ilustración 8 Ductilidad vs amortiguamiento equivalente (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)	25
Ilustración 9 Espectro de diseño de desplazamiento (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)	26
Ilustración 10 Rigidez efectiva (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).....	27

Ilustración 11 Derivas inelásticas DDBD	34
Ilustración 12 Comparación Derivas, Estructura Tipo 1.....	37
Ilustración 13 Comparación Derivas, Estructura Tipo 2.....	37
Ilustración 14 Comparación Derivas, Estructura Tipo 3.....	38
Ilustración 15 Espectro Elástico de aceleraciones	45

RESUMEN

En este trabajo se realiza dos métodos de diseño diferentes en 3 tipos de estructuras menores a 4 pisos, uno siendo el método de fuerzas (FBD) y otro siendo el método por desplazamientos (DDBD). De los cuales se resume brevemente su metodología.

Las 3 diferentes estructuras variarán en planta y elevación con geometrías típicas, se consideran qué serán pórticos de hormigón armados donde los materiales y el tipo de suelo usados en estos serán los mismos para poder evaluar la influencia de la configuración geométrica.

Para el desarrollo de este trabajo se inicia con el método de diseño basado en fuerzas, donde a partir de una fuerza sísmica externa y unas cargas asumidas se aplicaran sobre la estructura con el fin de diseñar las dimensiones de los elementos estructurales para que la estructura permanezca sobre un límite de seguridad establecido.

Se continúa con el método de diseño basado en desplazamientos dónde se espera alcanzar niveles de desempeño predecibles con un comportamiento más real de los materiales de dónde se usa un diseño por capacidad para controlar el mecanismo de deformación inelástica.

Y finalmente de los diseños anteriores se extrae de cada estructura el cortante basal el armado y las derivas obtenidas para evaluar los resultados entre los dos métodos.

PALABRAS CLAVE: Diseño basado en fuerzas (FBD); Diseño directo basado en desplazamientos (DDBD); Ingeniería sísmica basada en el desempeño (PBSE). Un solo grado de libertad (SDOF)

ABSTRACT

In this work, two different design methods are performed for 3 types of structures less than 4 stories, one being the Force based design (FBD) and then other being the Direct displacement base design (DDBD). Of which the current state of knowledge is briefly summarized.

The 3 different structures will vary in floor and elevation with typical geometries, it is considering that they will be frames and the materials and type of soil used in these will be the same to evaluate the influence of the geometric configuration.

For the development of this work we begin with the Force based design method (FBD), which from an external seismic force and assumed loads are applied to the structure, in order to design the dimensions of the structural elements so that the structure remains above an established safety limit.

The Direct displacement base design (DDBD) method is continued, where predictable performance levels are expected to be achieved with a more realistic behavior of the materials, where capacity design is used to control the inelastic deformation mechanism.

And finally from the previous designs, the basal shear, the reinforcement and the drifts obtained are extracted from each structure to evaluate the results between the two methods.

KEYWORDS: Force based design (FBD); Direct displacement base design (DDBD); Performed base seismic engineering (PBSE). Single degree of freedom (SDOF)

1 DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO

En este caso en particular se evalúa pórticos resistentes a momento en estructuras hasta de 4 pisos donde se realiza el diseño 3 tipologías estructurales variando el número de vanos y pisos, pero uniformizando materiales, cargas, tipo de suelo (roca) y el $PGA=0.4g$ (Peak ground acceleration) para evaluar la únicamente la variación de configuración geométrica para poder comparar resultados.

Se define las 3 estructuras, la primera de dos vanos y cuatro pisos, la segunda de un vano y cuatro pisos y finalmente la tercera de dos vanos y dos pisos. De estas estructuras se pre diseña los elementos estructurales siguiendo la normativa ACI 318-19(Aci Committee, 2019).

Se procede con el diseño por el método de las fuerzas dónde basándonos en la ubicación de la estructura (el tipo de suelo considerado) se determina un espectro de respuesta del cual se estima las acciones externas que se aplica a la estructura, con ayuda de programas computacionales ETABS se determina los momentos, cortantes y derivas del piso de los cuales se procede a comprobar si las secciones y los armados son suficientes y que la deriva no sea mayor al 2%.

Una vez terminado el método de las fuerzas se procede con el método de los desplazamientos, dónde se parte de un desempeño buscado y se halla en un espectro de desplazamiento inelástico el máximo periodo admisible para cumplir esa condición. Con el periodo y con la masa del edificio se deduce la rigidez necesaria y de allí la resistencia de diseño. Se usa una estructura elástica de rigidez equivalente a la estructura inelástica. (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

Los componentes para comparar entre estos dos métodos son el cortante basal, las derivas y los armados con los cuales se identificar las diferencias entre estos dos métodos obteniendo ejemplos prácticos para fomentar el uso de DDBD en zonas sísmicas.

1.1 Objetivo general

El objetivo principal del trabajo realizado es aplicar un método alternativo DDBD y comparar con el método normalmente usado FBD en estructuras regulares de pórticos de hormigón armado.

1.2 Objetivos específicos

1. Difundir la metodología de DDBD como una alternativa a los métodos tradicionales de diseño FBD, fijando un proceso y conocimientos para su aplicación.
2. Aplicar ambos métodos para las estructuras establecidas procurando no tener variaciones para comparar estos resultados teniendo en cuenta un diseño apropiado de las estructuras.
3. Comparar los resultados del diseño entre el método FBD y DDBD especialmente el cortante basal, armados y derivas.
4. Comprobar de los resultados obtenidos por los dos métodos las ventajas y desventajas entre ambos métodos como sus limitaciones en el diseño.

1.3 Alcance

Este proyecto busca comparar una metodología usada en nuestro medio como el FBD teniendo como referencia la NEC (MIDUVI, 2014) con una alternativa no tan conocida como el DDBD (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007) comparando el cortante basal, derivas y armados obtenidos en 3 tipologías estructurales de pórticos de hormigón armado en estructuras de hasta 4 pisos, buscando comparar ventajas y desventajas entre ambos métodos y fomentar el uso del DDBD para encontrar un mejor comportamiento de la estructura.

1.4 Marco teórico

1.4.1 Acción sísmica

Con una recopilación de datos de eventos sísmicos de un análisis estadístico de datos para un tiempo de retorno se determina un diseño por métodos históricos el cuál encuentra las fuerzas externas producidas por un sismo, dónde se pretende encontrar un estado límite que permita la conservación de vidas humanas ante eventos sísmicos. *NEC-SE-CG* (MIDUVI, 2014)

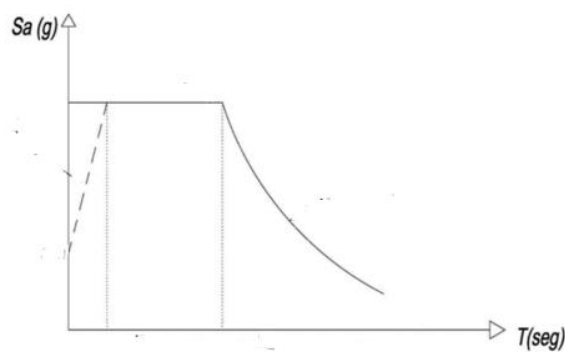
Esta acción sísmica se la define en términos de un espectro de respuesta la cual es una importante herramienta de la dinámica estructural la cual es utilizada en el diseño que se la define como un gráfico de respuesta máxima la cual produce una acción determinada.

Espectro de respuesta

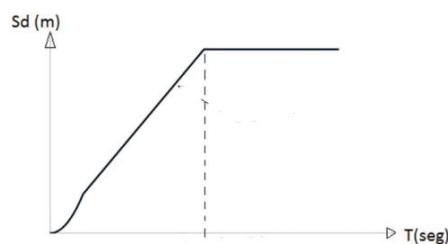
Es un gráfico específico para una zona determinada de la cual se obtiene las respuestas máximas de desplazamiento, velocidad o aceleración de un sistema de un grado de libertad para un amortiguamiento específico ante un movimiento del suelo.

Con estos valores máximos se obtiene un espectro de respuesta para varios periodos sea en términos de aceleración, velocidad o desplazamiento.

- Espectro de respuesta elástico de aceleraciones: es expresado como una fracción de la aceleración de la gravedad para el sismo de diseño definido.



- Espectro de respuesta elástico en desplazamientos: se calcula a partir del espectro de aceleraciones y es definido para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico igual a 5%.



Comportamiento de las estructuras de hormigón ante un sismo

Para los eventos sísmicos moderados las estructuras de hormigón se mantienen normalmente dentro de su comportamiento elástico lineal, A medida que estos eventos sísmicos son más grandes se produce cambios en sus respuestas para diferentes tipos de sistemas y sus materiales. El acero mantiene un comportamiento lineal a niveles muy altos de esfuerzos de fluencia y el concreto tiene una reducción de su rigidez cuando los

esfuerzos de compresión exceden un 50% de su resistencia y en las estructuras la rigidez se ve disminuida por el agrietamiento de las secciones.

El diseño sísmo resistente es diferente para el diseño de otras acciones las cuales se entiende que la estructura permanezca dentro de un comportamiento lineal y sin daño. Para el diseño ante sismos se realiza un diseño elástico con fuerzas reducidas donde se espera que se disipe por deformaciones inelásticas por ende las fuerzas a resistir son menores que si su comportamiento fuese elástico lineal donde se elige un mecanismo que garantice la ductilidad deseada.

1.4.2 Estados límite

Los estados límite o niveles de desempeño estructural son usados para cuantificar cada aspecto del comportamiento. Para el diseño se tiene un criterio que por un nivel de intensidad sísmica predefinido se espera bajos daños.

Límites de desempeño se una sección

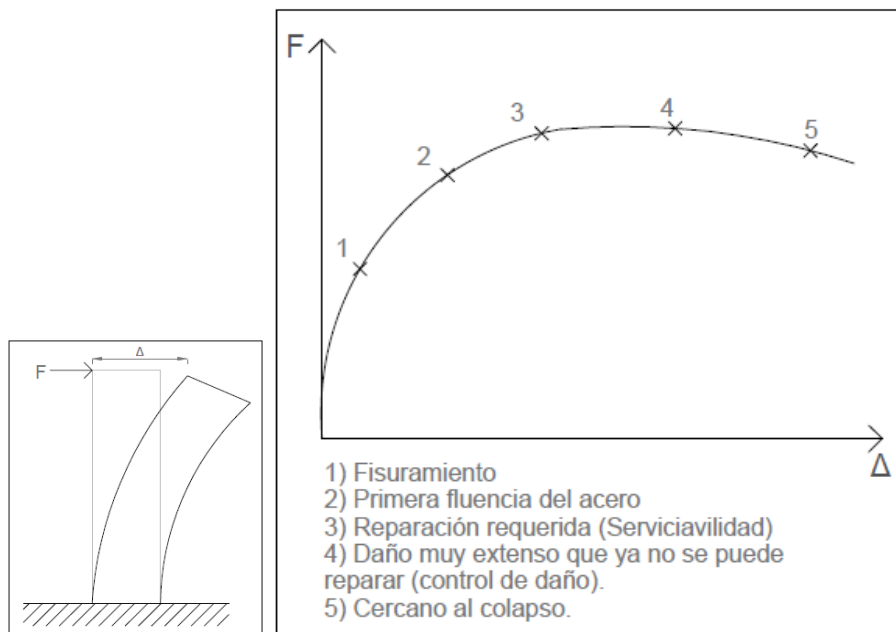


Ilustración 1 Curva de capacidad en una columna de H.A

- Agrietamiento

Marca un cambio de la rigidez dónde se espera que en los elementos respondan elásticamente a un nivel de diseño sísmico.

- Primera fluencia del acero

Un segundo cambio de la rigidez que sirve para definir una rigidez elástica apropiada en el análisis de sistemas dúctiles.

- Reparación requerida (serviciabilidad)

Cuando comienza a estallar el recubrimiento puede ser un estado significativo como en secciones no confinadas o donde hay altos niveles de compresión axial, este estado se asocia con comienzo de rigideces negativas o pérdida de resistencia repentina.

- Control de daños

Inicia con el pandeo del refuerzo longitudinal aquí se comienza a realizar medidas correctivas que requieran reparar o reemplazar los elementos estructurales.

- Cercano al colapso

Es la incapacidad de soportar las cargas impuestas en vigas por cargas de gravedad y en columnas por fuerzas axiales donde la rigidez negativa incrementada se asocia con la caída de resistencia.

Estados límite de la estructura

Presley propone un estado límite de serviciabilidad; control de daños y supervivencia

- Serviciabilidad

No debería ser necesario medidas correctivas, no debe haber un desprendimiento del recubrimiento, aunque una fluencia del refuerzo puede ser aceptable el tamaño de las grietas deben ser pequeños para no requerir una atención.

- Control de daños

La reparación es aceptable pero su costo debe ser menor que el reemplazo de dicho elemento a reparar, las grietas pueden requerir reparo y el núcleo de concreto en zonas de rótula plástica no debe ser reparado o reemplazado.

1.4.2 Ductilidad y comportamiento no lineal

La ductilidad es la habilidad de una estructura para deformarse dentro de un rango no lineal para múltiples ciclos sin que exista pérdida significativa de resistencia y rigidez

- Medidas de Ductilidad

$$Ductilidad = \frac{\text{Desplazamiento en mi punto de interés}}{\text{Desplazamiento de fluencia}}$$

El punto de interés corresponde al estado limite elegido mencionados en los límites de desempeño de una sección (Fluencia del acero, Serviciabilidad, Control de daño, Daño cercano al colapso)

Se tiene las siguientes formas para definir la ductilidad

- En función del material

$$\text{Ductilidad de deformación} \quad \left\{ u_e = \frac{\varepsilon_{LS}}{\varepsilon_y} \right.$$

- En función de la sección

$$\text{Ductilidad de curvatura} \quad \left\{ u_\phi = \frac{\phi_{LS}}{\phi_y} \right.$$

- En función del desplazamiento

$$\text{Ductilidad de desplazamiento} \quad \left\{ u_\Delta = \frac{\Delta_{LS}}{\Delta_y} \right.$$

En edificios se habla de ductilidad debido a la deriva de piso

$$u_\theta = \frac{\theta_{LS}}{\theta_y}$$

1.4.2 Diagrama momento curvatura

Mediante el diagrama momento curvatura podemos determinar la ductilidad de una sección en otras palabras su potencial de incursionar rango no lineal antes de llegar a su fallo.

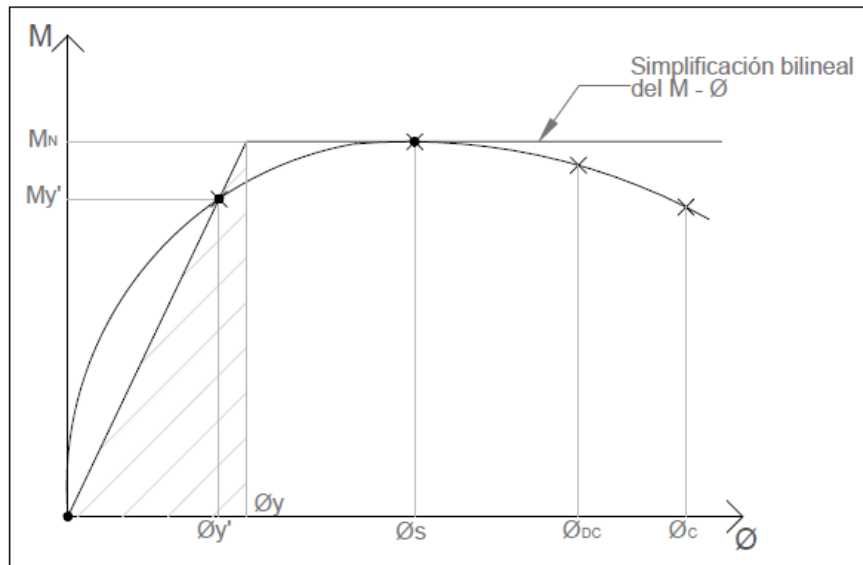
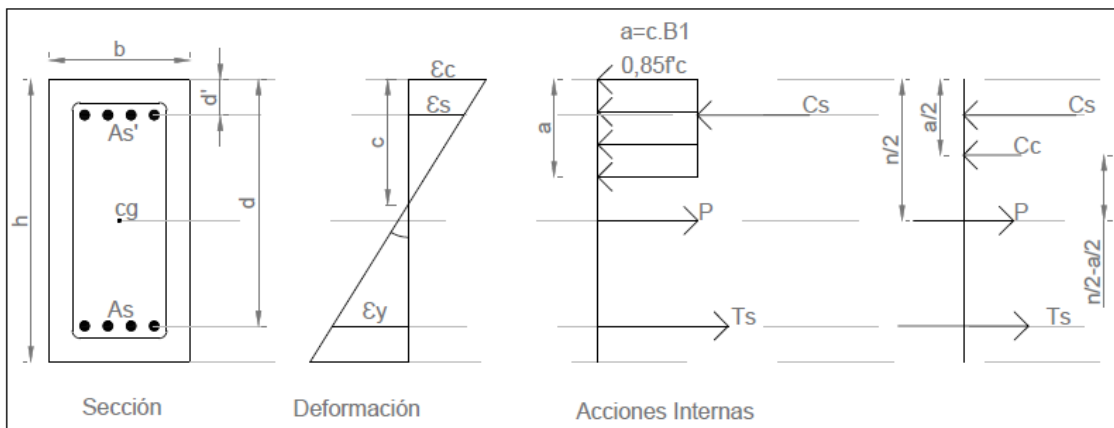


Ilustración 2 Diagrama momento curvatura

Rango plástico

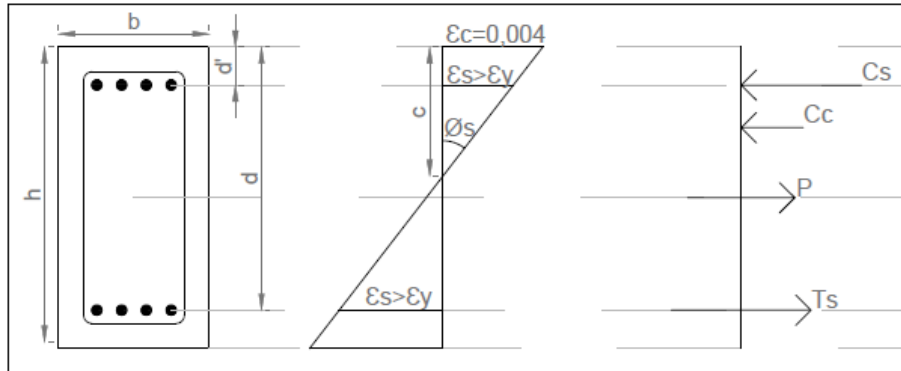
Se definen dos zonas en el diagrama momento curvatura, un rango elástico antes del límite de fluencia del acero y un rango plástico. Mediante un análisis de las fuerzas en las secciones transversales se puede obtener el punto de primera fluencia.



Rango elástico

Al llegar al esfuerzo de fluencia donde es el fin de la zona elástica dentro de este rango ya no se puede considerar una distribución en el área del hormigón a compresión. Donde es necesario aplicar el primer momento de fluencia y momentos de área considerando una disparidad y las propiedades físicas de los materiales como en el módulo de elasticidad.

Tomando en cuenta los materiales se tiene una relación ($n=Es/Ec$) conocida que es usada para el cálculo del área de acero equivalente al del hormigón y aplicar los momentos de área.



Este diagrama se la calcula mediante el programa de Matlab CUMBIA del profesor Montejo (Montejo & Kowalsky, 2007)

1.4.3 Curvatura de fluencia equivalente (ϕ_y)

De una curva de capacidad y un diagrama momento curvatura, ilustración 2 se asume una simplificación bilineal, mediante aproximaciones y relaciones geométricas se tiene:

$$\phi_y = M_N \frac{\phi'_y}{M'_y}$$

Donde la rigidez y resistencia son proporcionales a las características de un miembro estructural (Tipo, tamaño).

1.4.3 Método de diseño FBD

Se realiza un diseño sismo resistente para un espectro de respuesta dado y un periodo estructural estimado obteniendo una aceleración de respuesta la cual se reduce mediante un factor de fuerzas obteniendo una aceleración de diseño reducida donde una fuerza de diseño es determinada y suponiendo que los elementos estructurales satisfagan el requerimiento de fuerzas se hace una revisión de los desplazamientos.

Este diseño no se logra haciendo que la estructura sea capaz de resistir las fuerzas laterales debe de tener la capacidad de disipar eficientemente la energía producida por un movimiento del suelo, en caso de un sismo severo se acepta una disipación por deformaciones inelásticas que implica un daño que no alcanza el colapso.

1.4.4 Método de diseño DDBD

Debido a deficiencias en el diseño por fuerzas ya sea que se acepta un daño por deformación unitaria o distorsiones de entrepiso debido a diferentes factores o no tener perfectamente definido el comportamiento de los elementos estructurales se propone un diseño basado en desplazamientos. Este diseño se lo realiza estableciendo un desplazamiento objetivo donde la resistencia y rigidez no son variables sino resultados, dónde no es aceptable una deformación excesiva en los elementos estructurales para diferentes estados límite.

2 METODOLOGÍA

2.1 Descripción del Proyecto

El presente trabajo se diseña tanto por el método FBD como DDBD tres tipos edificaciones de hormigón armado bajo unas similares configuraciones, variando la geometría estructural para evaluar diferencias tanto en cortante basal, armados y derivas obtenidas.

2.1.1 Ubicación

Tomando en cuenta nuestra ubicación, Ecuador que está sujeto a una actividad sísmica, se considerará como constante el tipo de suelo (roca) y el $PGA=0.4g$ (Peak ground acceleration) y se definen los coeficientes de perfil del suelo respecto a la zona sísmica V y perfil tipo "B", para la NEC siendo estas las variables correspondientes a la ciudad de Quito.

2.1.2 Descripción de las estructuras

Se identifica un sistema constructivo aporticado con vigas descolgadas y losas alivianadas en dos sentidos. Las estructuras están conformadas por una altura de hasta 4 cuatro pisos y hasta 2 vanos tanto en dirección X como en Y. Aquí este factor se considera variable en las diferentes tipologías para evaluar únicamente la influencia de la configuración geométrica. Los valores se lo puede observar en el ANEXO I.

Tabla 1 Vista en planta y elevación

	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
ViSta en Elevación			
ViSta en Planta			

Fuente: Vega 2022

Tabla 2 Relación Aspecto

Relación aspecto	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
Altura/Longitud	1	2	0,5

Fuente: Vega 2022

2.1.3 Parámetros de los materiales

Se define los materiales para los dos métodos tanto para FBD como DDBD y para los tres tipos de estructuras.

Hormigón

Se usa un hormigón convencional (28 MPa).

Acero de refuerzo

El acero de refuerzo empleado para el hormigón armado es del tipo ASTM A615M Gr. 60 con una tensión especificada a la fluencia mínima $f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$.

2.1.4 Cargas gravitacionales

Se considera constante las cargas gravitacionales en todos los cálculos en los 2 métodos tanto para FBD como DDBD y para los tres tipos de estructuras asumiendo valores esperados para evitar que esta sea una variable.

Se dan valores típicos para las cargas

- Carga muerta 750kg/m²
- Carga viva 250kg/m²

2.2 Diseño basado en fuerzas FBD

2.2.1 Predimensionamiento de los elementos estructurales

Se realiza el predimensionamiento según lo establecido en la NEC-SE-HM (MIDUVI, 2014) y el ACI 318 – 19 (Aci Committee, 2019) para cada uno de los elementos estructurales lo cual resulta en una estimación de dichas dimensiones para las cuales , se deben realizar los chequeos necesarios con el fin de verificar el comportamiento estructural.

Losa

Conforme al ACI 318 – 19 sección 8.3.1.2 (Aci Committee, 2019) se identifica el desempeño de la losa se en una o dos direcciones donde.

Dos direcciones

$$\frac{L_A}{L_B} \leq 2$$

Donde:

L_A : Luz larga

L_B : Luz corta

En base a lo propuesto se tiene una estructura regular con lo que $\frac{L_A}{L_B} = 1$, por lo que trabajara en 2 direcciones para las tres tipologías.

En el mismo apartado se calcula el espesor mínimo para una losa bidireccional, suponiendo una estructura con vigas descolgadas.

$$h = \text{máx} \left[\frac{l_n \cdot \left(0,8 + \frac{fy}{1400} \right)}{36 + 9 \cdot \beta} \right] \text{ o } 9 \text{ cm}$$

Ecuación 1 Altura mínima de losa

Donde:

l_n : distancia libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas.

β : razón de la luz libre en la dirección larga y corta.

Se tiene la altura mínima de la losa

$$h_{min} = 17,20 \text{ cm}$$

Vigas

Para los materiales propuestos hormigón (f_c 28 MPa) y acero de refuerzo (f_y 420 MPa), se calcula la altura mínima en base a la Tabla 9.3.1.1 del ACI 318-19.

Condición de apoyo	Altura mínima, $h^{(1)}$
Simplemente apoyada	$l/16$
Con un extremo continuo	$l/18.5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

Ilustración 3 Tabla 9.3.1.1 (Aci Committee, 2019)

De las secciones obtenidas se debe garantizar un sistema de vigas descolgadas según el apartado 8.10.2.7 del ACI 318-19 (Aci Committee, 2019)

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} * I_b}{E_{cs} * I_s}$$

Ecuación 2 Sistema de vigas descolgadas

Donde:

E_{cb} : módulo de elasticidad del concreto de la viga, MPa.

I_b : momento de inercia de la sección bruta de una viga con respecto al eje que pasa por el centroide, mm^4 .

E_{cs} : módulo de elasticidad del concreto de la losa, MPa.

I_g : momento de inercia de la sección bruta de una losa con respecto al eje que pasa por el centroide, mm⁴.

Con el propósito de cumplir lo requerido ($\alpha_{f_m} \geq 2$), se emplea mayores dimensiones en las vigas. Por lo que las nuevas secciones deberán ser calculados.

Columnas

Para el determinar las secciones de las columnas, se debe verificar el área cooperante de cada columna en el cual al ser un edificio de hasta de 4 pisos se tomó el caso más desfavorable para el cálculo se lo hace de acuerdo a NEC – SE – CG sección 3.2.2. (MIDUVI, 2014) donde

Se establece un factor de sobrecarga KLL.

Elemento	K _{LL} ^a
Columnas	
Columnas interiores	4
Columnas exteriores sin losas en volado	4
Columnas de borde con losas en volado	3
Columnas esquineras con losas en volado	2

Ilustración 4 Tabla 2 de la NEC – SE – CG factor de sobrecarga para columnas (MIDUVI, 2014)

Se tiene un factor KLL de 4 para las tres tipologías en los diferentes casos.

Además, se establece en la sección 3.2.2 un porcentaje de reducción de carga viva cumpliendo la siguiente condición:

Si

$$K_{LL}, A_T \geq 35m^2$$

$$L = L_o \cdot \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} \cdot A_T}} \right)$$

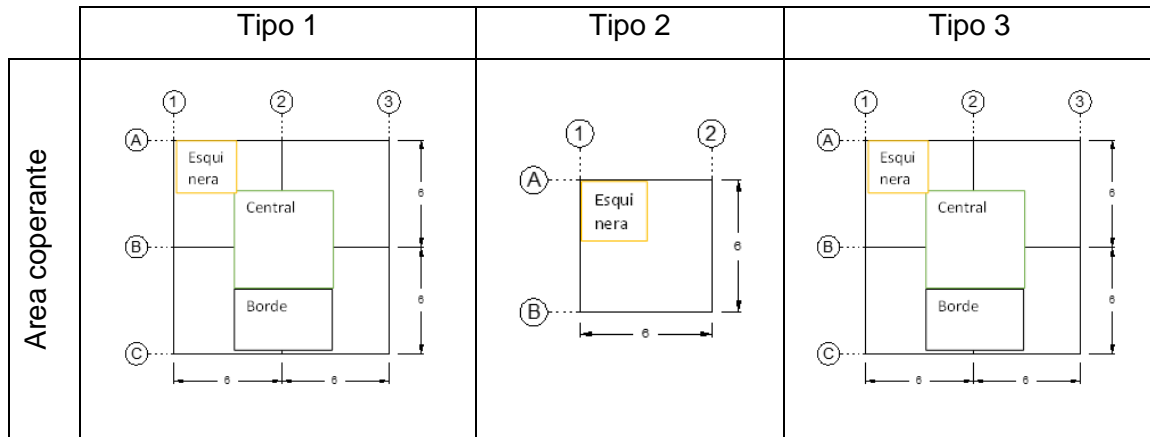
Donde:

A_T : Área tributaria en metros cuadrados.

L_0 : Sobrecarga distribuida sin reducir

Se obtiene las siguientes secciones.

Tabla 3 Vista área cooperantes de las estructuras



Fuente: Vega 2022

Tabla 4 Área cooperantes de las estructuras

Área Cop.	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	
Central	36	0	36	m ²
Borde	18	0	18	m ²
Esquinera	9	9	9	m ²

2.2.2 Secciones de los elementos estructurales

Las secciones obtenidas anteriormente cumplen con el Predimensionamiento en los códigos, pero cuando se realiza los cálculos y comprobaciones estas secciones al final no siempre son aceptables ya sea debido que a que no cumple las derivas, diagrama de interacción o conexión viga columna que son cálculos que se los realiza al final del diseño de ser el caso se realizará una iteración hasta que la sección cumpla con los requerimientos.

Las secciones finales son:

Vigas

Tabla 5 Sección de vigas para cada tipología

Dimensiones	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	
hv:	55	50	55	cm
bv:	40	35	40	cm

Columnas

Tabla 6 Sección de columna para cada tipología

Dimensiones	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
hc:	55	50	60
bc:	55	50	60

2.2.3 Cálculo de la carga sísmica

Espectro elástico de Aceleraciones

Para nuestro caso se la determina usando la NEC-SE-DS numeral 3.3.1 (MIDUVI, 2014) donde el espectro es una representación gráfica en función de la gravedad para el nivel de sismo de diseño, como se muestra en la figura.

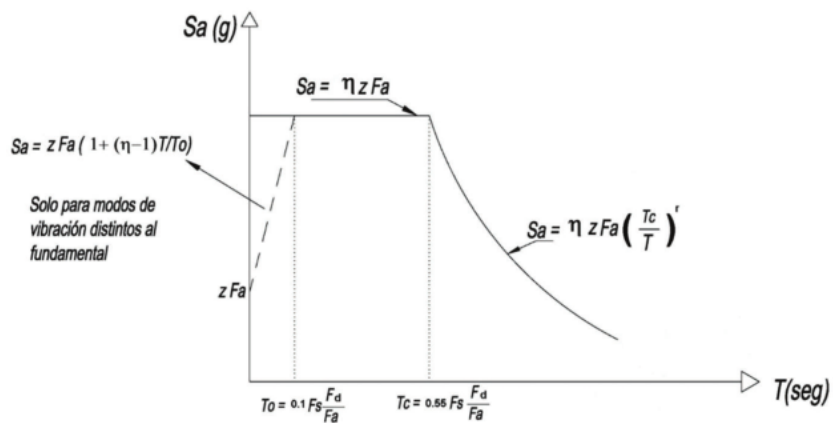


Ilustración 5 Espectro elástico de diseño (MIDUVI, 2014)

Para el cálculo se necesita el factor de zona sísmica Z , el tipo de suelo y los coeficientes de ampliación del suelo.

Para las tres estructuras se tiene un mismo espectro detallado su cálculo en el ANEXO II.

Cálculo del cortante basal

Se define un factor de importancia (I), Factor de reducción sísmica (R), y una irregularidad en planta y elevación (ϕ_p y ϕ_e) sacado de NEC-SE-DS (MIDUVI, 2014) las cuales para las diferentes tipologías son los mismos valores.

Tabla 7 Factores para el cálculo del cortante basal.

I:	1
ϕ_e :	1
ϕ_p :	1
R:	8

Para el cálculo del cortante se diferencia en cada estructura porque varía el S_a y el peso de la estructura (W). Aquí también se pone el Coeficiente de corte y k relacionado con el periodo de vibración de la estructura (T) ya que este valor define el sismo estático en el modelo.

$$Cef_corte = \frac{S_a \cdot I}{\phi_p \cdot \phi_e \cdot R}$$

$$V = \frac{S_a \cdot I}{\phi_p \cdot \phi_e \cdot R} W$$

Ecuación 3 Cortante basal FBD

Tabla 8 Cálculo del cortante para las diferentes tipologías FBD

	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	
Cef_corte:	9,936%	9,936%	12,400%	%
k	1,007	1,007	1,000	
W(Muerto):	603,050	159,240	302,328	T
V_estatico:	59,920	15,822	37,489	T

Fuente: Vega 2022

2.2.4 Modelamiento estructural

Se realiza un análisis estructural mediante modelación en software donde se crea y genera los detalles de las estructuras para su posterior análisis.

Chequeos del modelo

Del programa sacamos derivas, cortante, momentos en vigas y columnas, y el diagrama de interacción de las columnas.

Como se ingresó las secciones en el modelo se encuentra en el ANEXO III y los diagramas de iteración IV.

2.2.5 Análisis estático lineal

Se realiza chequeo de resultados en base al modelamiento de las estructuras.

Derivas elásticas e inelásticas

Se extraen las derivas elásticas para modelo y se las grafica en este caso como es una estructura regular las derivas en X son igual a las derivas en Y

Se calcula las derivas inelásticas a partir de las elásticas y se define un límite en conformidad a NEC - SE – DS 6.3.9 (MIDUVI, 2014)

$$\Delta_M = 0,75 \cdot R \cdot \Delta_E$$

$$\Delta_M < 0,02$$

La descripción de estas se encuentra en el anexo V

2.2.6 Diseño de los elementos estructurales

Teniendo definidas las secciones de los elementos estructurales y los resultados de momento y cortante del análisis estático lineal del modelamiento de las estructuras por una envolvente de diseño de las combinaciones de carga NEC-SE-CG 6.4.3 (MIDUVI, 2014)

Se hace uso de las normativas ACI 318 – 19 (Aci Committee, 2019) y NEC-SE-HM (MIDUVI, 2014) donde establece los requerimientos de diseño para los elementos estructurales donde la resistencia de diseño en los elementos estructurales debe ser mayor a la resistencia requerida, para un diseño por resistencia.

$$P_u \leq \phi \cdot P_n$$

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

$$M_u \leq \phi \cdot M_n$$

Donde:

ϕ : Factor de reducción de resistencia ACI 318 – 19. 21.2.1(Aci Committee, 2019)

Se adopta un recubrimiento de concreto de 4cm de acuerdo ACI 318 – 19. 20.5.1.3.1 (Aci Committee, 2019) para vigas y columnas.

Para este diseño solo se tomará en cuenta vigas y columnas sin contar la losa ya que para este estudio no consideramos el diseño de esta. No se considerará diseño tomando en cuenta aspecto económico donde para cumplir el acero necesario se usa diámetros diferentes para cumplir con el acero requerido en cambio se usará varilla ϕ 18 para acero longitudinal y ϕ 10 estribos con lo cual se puede tener un poco más del acero necesario para comparar un mismo valor entre diseños y secciones.

Vigas

- Diseño a flexión

Para comenzar usamos el momento obtenido por la envolvente por las combinaciones de carga.

El acero mínimo en base al ACI 318 – 19. Sección 9.6.1.2 (Aci Committee, 2019) donde se usa el máximo valor obtenido de las siguientes expresiones.

$$A_{s_{min}} = 0,25 \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_v \cdot d$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} \cdot b_v \cdot d$$

$$\rho_{max} \leq 0,25$$

Donde,

f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón (kg/cm²).

f_y : Resistencia a la fluencia del refuerzo (kg/cm²).

b_V : Ancho de la viga (cm).

d : Peralte efectivo de la viga (cm).

El acero máximo en base al ACI 318 – 19. (Instituto Americano del Concreto, 2019) donde se usa el valor mínimo obtenido de las siguientes expresiones.

$$A_{S_{max1}} = 0,025 \cdot b_V \cdot d$$

Establecido en ACI 318 – 19. sección 18.6.3.1(Aci Committee, 2019) y

$$A_{S_{max2}} = 0,75 \cdot \rho_b \cdot b_w \cdot d$$

$$\rho_b = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s} \right)$$

Donde,

ρ_b : Cuantía balanceada.

ϵ_c : Deformación unitaria del hormigón a compresión (0,003).

ϵ_s : Deformación unitaria del acero a tracción ($\frac{f_y}{E_s}$).

β_1 : 0,85 ACI 318 – 19. Sección 22.2.2.4.3. (Aci Committee, 2019)

- Diseño a corte

Para comenzar usamos el cortante obtenido por la envolvente por las combinaciones de carga.

La resistencia nominal a cortante de la sección V_n en base al ACI 318 – 19. 22.5.1.1 (Aci Committee, 2019) se describe como

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_n : Resistencia de cortante requerida.

V_c : Cortante por cargas gravitacionales.

V_s : Cortante por cargas sísmicas

El V_e en base al ACI 318 – (Aci Committee, 2019) se calcula con la siguiente expresión.

$$V_e = \frac{M_{pr}^+ - M_{pr}^-}{L}$$

Donde:

M_{pr}^+ : Momento probable

L : Longitud del vano

El momento probable producido por la resistencia a flexión se define por:

$$M_{pr}^{\pm} = \alpha \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\alpha \cdot A_s \cdot f_y}{1,7 \cdot f_c' \cdot b_v} \right)$$

Donde:

α : 1,4 en Ecuador

A_s : Acero colocado por flexión.

En base al ACI 318 – 18.6.5.2 (Aci Committee, 2019) Se tiene que $V_c = 0$ si

$$V_e > \frac{1}{2} V_u$$

En caso contrario la resistencia nominal a cortante del hormigón V_c en base al ACI 318 – 19. 22.5.5.1 (Aci Committee, 2019) se describe como:

$$V_c = 0,53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_v \cdot d$$

Donde:

λ : 0,75 ACI 318 – 19.2.4.2 (Aci Committee, 2019)

La resistencia nominal a cortante del acero V_s en base al ACI 318 – 19. 22.5.8.1. (Aci Committee, 2019) se describe como:

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s < 4V_c$$

Donde:

$$\phi = 0,75 \text{ ACI 318 – 12.5.3.2 (Aci Committee, 2019)}$$

El espaciamiento en la zona confinamiento en base al ACI 318 – 18.6.4.4. (Aci Committee, 2019) se describe como:

$$S_{Lo} \leq \min\left(\frac{d}{4}; 6. \phi_l; 24. \phi_e; 15\right) cm$$

Donde:

S_{Lo} = Espaciamiento zona de confinamiento

ϕ_l = Diámetro acero longitudinal

ϕ_e = Diámetro acero transversal

El espaciamiento fuera de la zona confinamiento en base al ACI 318 – 9.7.2.2. (Aci Committee, 2019) se describe como:

$$S \leq \min\left(\frac{d}{2}; 30; 2. S_{Lo}\right) cm$$

El refuerzo transversal A_v en base al ACI 318 – 22.5.8.5.3.. (Aci Committee, 2019) se describe como:

$$A_v = \frac{V_s \cdot s}{f_y \cdot d}$$

El número de ramales en la viga se obtiene mediante:

$$\#Ramales = \frac{A_v}{A_{\phi_e}}$$

Donde:

A_{ϕ_e} = Área estribo

Columnas

Para un diseño a flexo compresión donde se busca que una fuerza axial y un momento calculados por una combinación de cargas quede dentro del rango aceptable de un diagrama de interacción para un comportamiento dúctil este cálculo se lo extraerá de los resultados del modelamiento estructural.

Los límites para la cuantía de refuerzo longitudinal en columnas en base a la NEC – SE – HM 4.3.3. (MIDUVI, 2014) se los establece del 1 al 3 %

El refuerzo transversal en columnas en base al ACI 318 – 19. 18.7.5.4 (Aci Committee, 2019) se describe como el mayor valor de las siguientes expresiones.

$$A_{sh1} = 0,3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot s \cdot b_c$$

$$A_{sh2} = 0,09 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot s \cdot b_c$$

Donde:

A_g = Área bruta de la sección transversal.

A_{ch} = Área de la sección transversal de un miembro estructural medida desde los bordes exteriores del refuerzo transversal

El espaciamiento fuera en la zona confinamiento en base al ACI 318 –19. 18.7.5.3 (Aci Committee, 2019) se describe como:

$$S_o \leq \min \left(\frac{\min(b, h)}{4}; 6 \cdot \phi_l; 10 \right) cm$$

Conexión viga columna

Se definen chequeo por deterioro por adherencia ACI 318 –19. 18.8.2.3, corte ACI 318 – 19. 18.8.4.1 y anclaje del nudo ACI 318 –19. 18.8.5.1 (Aci Committee, 2019) Este chequeo se lo realiza al final del diseño y de no cumplir se deberá repetir el diseño hasta que las secciones cumplan con estos requerimientos un buen Predimensionamiento al inicio puede ayudar a no tener que iterar cuándo se realice este chequeo

2.3 Diseño basado en desplazamientos DDBD

2.3.1 Procedimiento general

A partir de un desplazamiento objetivo o un diseño asociado a un desempeño requerido se halla el espectro de desplazamiento inelástico para el máximo periodo admisible para cumplir esa condición. Con la masa del edificio y el periodo se calcula una rigidez necesaria y la resistencia de diseño. Se usa una estructura elástica de rigidez equivalente a la estructura inelástica. (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

Perfil de desplazamientos

Un desplazamiento se compone por uno plástico y uno elástico, este último más familiarizado, pero para el cálculo del desplazamiento plástico se lo puede formular por el método de rótula plástica donde se considera los estados límite del material o puede ser calculado por las restricciones de deriva de las normativas prevaleciendo esta última sobre los cálculos mediante los estados límite del material.

Sistema equivalente de 1 grado de libertad

Para llegar a un sistema equivalente partimos de una estructura de múltiples grados de libertad a uno de un grado de libertad mediante los principios de la dinámica estructural.

Para esto se requiere una determinación de las características para la estructura sustituta equivalente que son el desplazamiento de diseño, la masa equivalente y el amortiguamiento efectivo cuando estos son determinados. Se puede continuar con el cálculo del cortante basal de diseño.

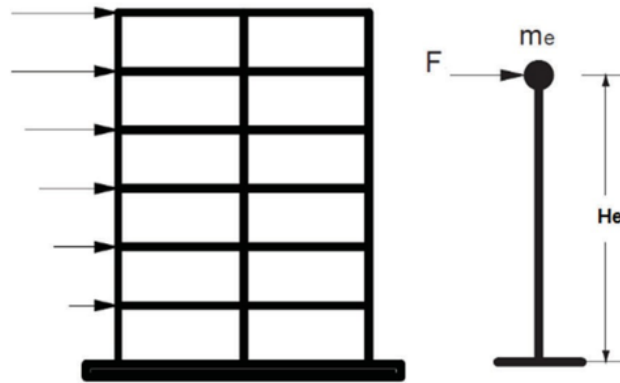


Ilustración 6 Simulación SDOF (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

Desplazamientos de diseño

El desplazamiento de diseño para la estructura sustituta depende de un estado límite de desplazamiento o una deriva en la estructura real del miembro más crítico correspondiente al primer modo inelástico del diseño sísmico donde el desplazamiento equivalente del sistema viene dado por:

$$\Delta_{sys} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i)}$$

Ecuación 4 Desplazamiento equivalente

Para el cálculo de edificios regulares y en nuestro caso de edificios menores a cuatro pisos se tiene un desplazamiento de:

$$\delta_i = \left(\frac{H_i}{H_n} \right)$$

Ilustración 7 Desplazamiento para estructuras menores o iguales el cuatro piso

Ductilidad de desplazamiento

Se puede tener el desplazamiento de fluencia con las características geométricas de los elementos y del acero de refuerzo como se lo describe en Priestley, el desplazamiento máximo se lo relaciona al nivel de desplazamiento que se quiere alcanzar.

$$\mu_{sys} = \frac{\Delta_{t sys}}{\Delta_{y sys}}$$

Ecuación 5 Ductilidad equivalente

Masa efectiva

Con la consideración de una participación de masas en el primer modo de vibración de elástico la masa efectiva para la escritura sustituta del sistema es:

$$m_{sys} = \sum m_i \cdot \frac{\Delta_i}{\Delta_{sys}}$$

Ecuación 6 Masa equivalente

$$h_{eff} = \frac{\sum m_i \cdot \Delta_i \cdot H_i}{\sum m_i \cdot \Delta_i}$$

Ecuación 7 Altura equivalente

Amortiguamiento viscoso equivalente

El amortiguamiento viscoso equivalente se lo relaciona con la capacidad de deformación de la estructura que se la puede estimar de la ductilidad de desplazamiento como en la ilustración 5.

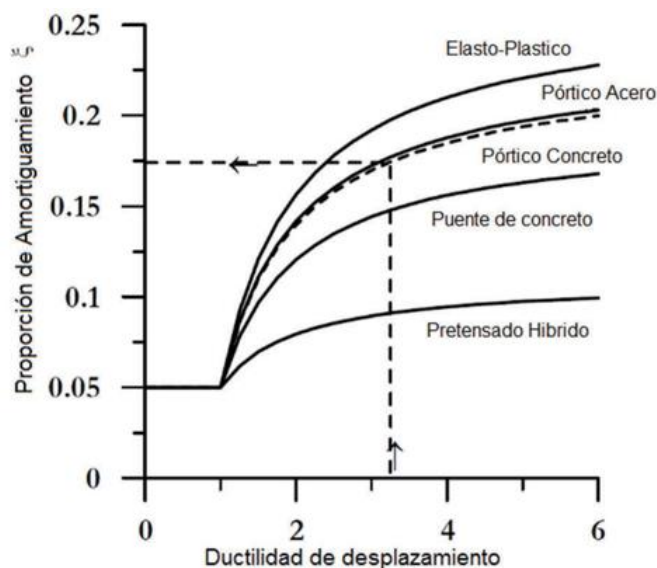


Ilustración 8 Ductilidad vs amortiguamiento equivalente (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

Para el caso de pórticos armados se usará la siguiente ecuación de amortiguamiento viscoso equivalente.

$$\xi = 0,05 + 0,565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \cdot \pi} \right)$$

Ecuación 8 Amortiguamiento para pórticos

Espectro de desplazamiento

A partir del espectro elástico de desplazamientos y el amortiguamiento efectivo se obtiene el espectro inelástico.

Los espectros de desplazamiento para un amortiguamiento diferente del 5% se determinan con un factor de escalamiento DSF para alcanzar valores efectivos.

$$DSF = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

Ecuación 9 Factor de escalamiento

Periodo efectivo

Con el espectro inelástico y el desplazamiento objetivo se obtiene el periodo efectivo como se muestra en la ilustración 6.

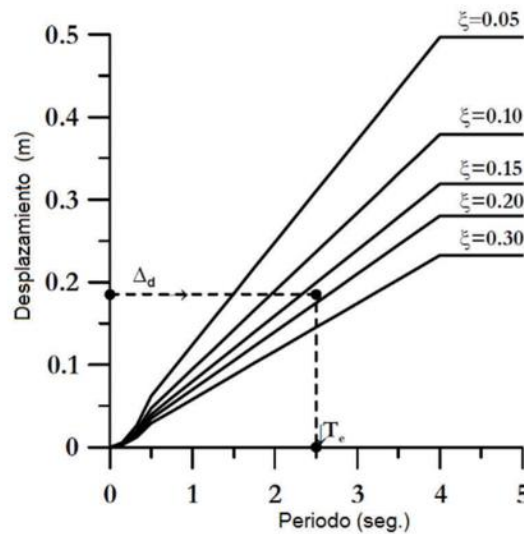


Ilustración 9 Espectro de diseño de desplazamiento (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

$$T_{eff\ sys} = T_c \cdot \frac{\Delta_{sys}}{\sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \cdot \Delta_c}$$

Ecuación 10 Periodo efectivo

Rigidez efectiva

De la masa equivalente y el periodo de efectivo se obtiene la rigidez efectiva con ecuaciones de dinámica estructural para sistemas de 1 grado de libertad.

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega}$$

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 \cdot m_{sys}}{T_{eff\ sys}^2}$$

Ecuación 11 Rigidez efectiva

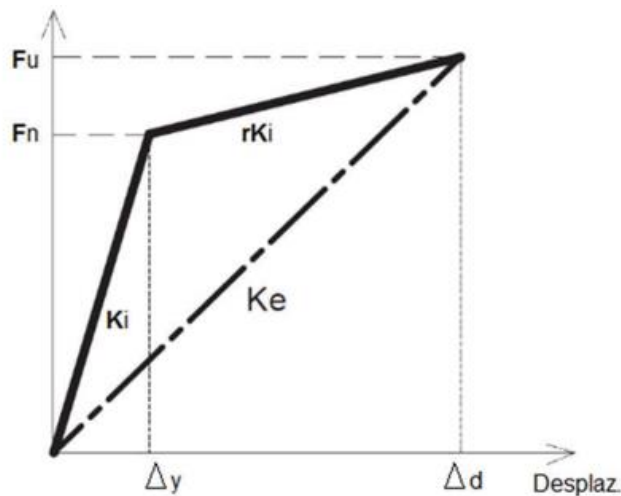


Ilustración 10 Rigidez efectiva (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

Cortante de diseño

Con el cálculo previo se puede obtener la constante inelástica con la ecuación:

$$V_B = K_{eff} \cdot \Delta_{sys}$$

Distribución del cortante basal

Se debe distribuir la fuerza del cortante basal como una fuerza de diseño a las diferentes masas discretizadas de la estructura para que los momentos de diseño en las rótulas plásticas sean establecidos.

Por lo tanto, se tiene que la fuerza de diseño en la masa m_i

$$F_i = V_B \frac{m_i \cdot \Delta_i}{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i)}$$

Ecuación 12 Distribución del cortante basal

2.3.2 Análisis de la estructura por las fuerzas de diseño

Con el fin de ser compatible con la estructura equivalente del diseño basado en desplazamientos se pueden usar dos métodos alternativos con la fuerza lateral de diseño. Un análisis basado Elástica de los elementos estructurales, se puede usar únicamente consideraciones de equilibrio.

2.3.3 Diseño por capacidad

El método por desplazamientos nos sirve para determinar la resistencia requerida de diferentes sistemas asegurando un desempeño dado, definido por límites de formación o derivas bajo una intensidad sísmica específica. De esta resistencia se necesita determinar los momentos en los lugares de destinados a tener rótulas plásticas. Como en otros métodos se necesita asegurar una acción inelástica en estos lugares y solo en un modo inelástico deseado, requiriendo medidas para asegurar que estas rótulas plásticas no ocurran en otros lugares donde una ductilidad no haya sido prevista para que una degradación por desplazamientos inelásticos de corte no se produzca.

Se debe tener en cuenta Qué en las secciones de los elementos y su acero de refuerzo considerando destinaciones conservadoras en su resistencia, si esta resistencia Exceden los valores de diseño entonces los momentos desarrollados en la rótula plástica superarán los valores de diseño. Se debe incrementar los momentos en el primer modo inelástico en una proporción de la resistencia de diseño desarrollada bajo un nivel de intensidad sísmica.

De las consideraciones de diseño por capacidad se encuentra la resistencia requerida dónde las resistencias básicas S_E y las acciones correspondientes Son amplificadas por un factor de sobre resistencia ϕ^0 para una máxima sobre capacidad. de flexión en rótulas plásticas y un factor de amplificación dinámica ω para el incremento en las acciones de

diseño por efectos de modos superiores dónde la relación de resistencia de diseño S_D y la básica S_E es:

$$\phi_S \cdot S_D = S_R = \phi^0 \cdot m \cdot S_E$$

Ecuación 13 Requerimiento para protección de capacidad

Para pórticos de hormigón armado las fuerzas por corte y momento en días en otros lugares donde hay las rótulas plásticas son amplificadas por un factor de sobre resistencia a flexión ya que los modos superiores no se consideran para el diseño de vigas, el factor de amplificación dinámica no se incluye sin embargo la respuesta vertical es un modo superior y se puede aplicar los momentos de gravedad.

Se toma en cuenta que la resistencia actual la flexión puede exceder la resistencia de diseño en una sección protegida por capacidad se necesita tomar este incremento de la resistencia en rótulas plásticas a flexión y ser diseñada para un apropiado equilibrio con la resistencia aumentada de la rótula plástica. Un diseño básico para la rótula plástica puede ser estimado con la respuesta de un grado de libertad cómo con el método de desplazamiento, la amplificación de una acción requerida para protección debido a efectos de modos superiores debe ser tomada en cuenta.

3 RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

3.1 Resultados

3.1.1 FBD

Secciones transversales de elementos estructurales

Las secciones transversales presentadas a continuación son las dimensiones finales teniendo en cuenta todas las consideraciones de diseño necesarias.

- Vigas

Tabla 9 Sección de vigas para cada tipología

Dimensiones	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	
hv:	55	50	55	cm
bv:	40	35	40	cm

Se puede notar que las secciones para la estructura Tipo 1 y Tipo 3 Son las mismas ya que esta Tienen las mismas cargas a soportar en una luz de 6 m.

- Columnas

Tabla 10 Sección de columna para cada tipología

Dimensiones	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	
hc:	55	50	60	cm
bc:	55	50	60	cm

Para la estructura tipo dos las secciones se tuvieron que aumentarse debido a que estas no cumplían los chequeos de conexión viga columna siendo esta sección mayor a la prediseñada.

Aquí también se observa una discrepancia en las secciones de la columna tipo 3, siendo esta de menor pisos que las anteriores debería tener una sección menor pero por chequeos de conexión viga columna se tuvo que aumentar la sección de la columna aun así el área de esta sección parece estar sobredimensionada pero aquí entra que debido a chequeos de diagramas de interacción se tiene momentos bajos para una gran carga axial haciendo que toque aumentar la sección y como se observará abajo en el cálculo del acero de refuerzo también aumente estos diagramas de interacción se los puede observar en el ANEXO IV.

Cortante Basal

Del espectro de aceleraciones ANEXO II se calcula un cortante correspondiente a un porcentaje del peso.

Tabla 11 Cálculo del cortante para las diferentes tipologías FBD

	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	
Cef_corte:	9,936%	9,936%	12,400%	%
k	1,007	1,007	1,000	
W(Muerto):	603,050	159,240	302,328	T
V_estatico:	59,920	15,822	37,489	T

Derivas

Se calcula las derivas inelásticas a partir y las elásticas de las cuales las derivas inelásticas se las va a comparar con las calculadas por el método de desplazamientos si se quiere observar las derivas elásticas se las puede encontrar en él ANEXO V.

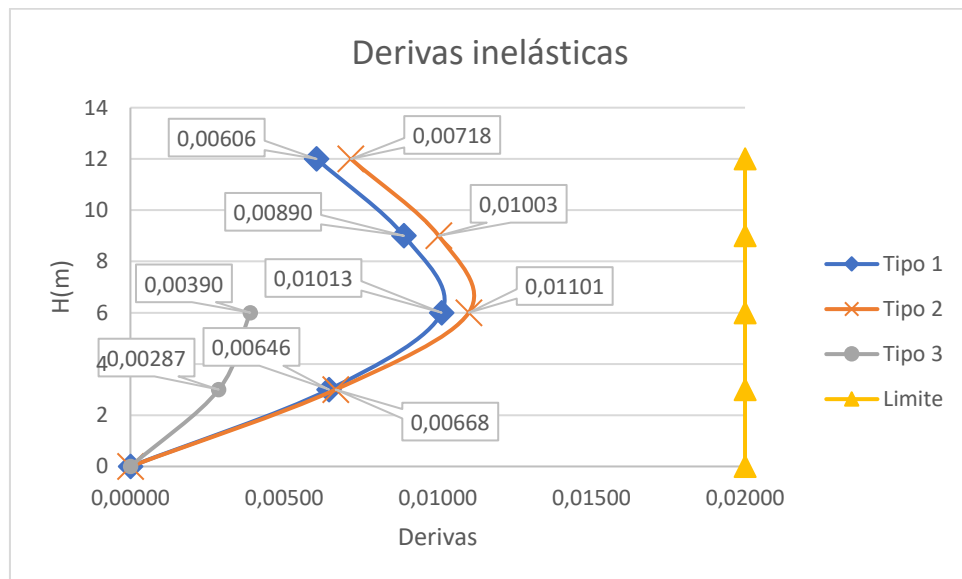
- Inelástica

Tabla 12 Derivas inelásticas de las estructuras FBD

Z m	Deriva inelástica		
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
12	0,00606	0,00718	-
9	0,00890	0,01003	-
6	0,01013	0,01101	0,00390
3	0,00646	0,00668	0,00287
0	0	0	0

Fuente: Vega 2022

Tabla 13 Derivas inelásticas de las estructuras FBD



Se puede observar que estas derivas son menores al 2% requerido por la normativa pero se tiene que tomar en cuenta que estas derivas se reducen porque en la estructura tipo dos se aumentó la sección de la columna por no cumplir un chequeo de conexión viga columna y la estructura tipo 3 se aumenta la sección de la columna por no cumplir un chequeo viga columna y por qué las columnas tienen momentos bajos para una gran carga axial requiriendo que la sección y el acero aumente para no estar fuera del diagrama de interacción.

Armados

- Vigas

Refuerzo Longitudinal vigas

Tabla 14 Refuerzo Longitudinal vigas FBD

	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	
φ lon Sup:	18	18	18	mm
# φ Sup:	4	4	5	u
As:	6,77	6,77	12,72	cm ²
p:	0,6411%	0,6411%	0,6478%	-
φ lon Inf:	18	18	18	mm
# φ Inf:	3	3	4	u
As:	7,63	7,63	10,18	cm ²
p:	0,4946%	0,4946%	0,5183%	-

Refuerzo transversal vigas

Tabla 15 Refuerzo transversal vigas FBD

	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	
φ _trans	10	10	10	mm
L _o	100	100	110	cm
S _{L_o}	10	10	10	cm
S	20	20	20	cm
# ramas	2	2	2	-

- Columnas

Refuerzo Longitudinal columnas

Tabla 16 Refuerzo transversal columnas FBD

	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	
φ _lon	18	18	18	mm
Ag:	3025	2500	3600	cm ²
nx	4	4	8	u
ny:	4	4	8	u
n:	12	12	28	u
As:	30,54	30,54	71,25	cm ²

p:	1,009%	1,221%	1,979%	-
----	--------	--------	--------	---

Refuerzo transversal columnas

Tabla 17 Refuerzo transversal columnas FBD

	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	
φ_{trans}	10	10	15	mm
Lo	55	50	10	cm
So	10	10	10	cm
S	11	11	11	cm
# ramas	5	5	5	-

Aquí se observa el aumento de acero en la columna de la estructura tipo 3 por lo ya discutido previamente en las secciones transversales y derivas del cálculo por FBD.

3.1.2 DDBD

Partimos del área de las secciones transversales previamente calculadas y con estas procedemos al realizar el diseño por DDBD.

Simplificación 1 grado de libertad

Tabla 18 Simplificación 1 grado de libertad

	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	
Heff:	9	9	5	m
Δ_{sys} :	0,180	0,180	0,100	m
m sys:	17,40	6,94	9,66	T.s ² /m
ξ_{sys} :	13,17	12,19	13,17	%
Teff:	2,61	2,52	1,45	s
Keff:	101,12	43,13	181,92	T/m
Vb:	18,20	7,76	18,19	T

Cortante Basal

Tabla 19 Cortante Basal

	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	
Vb:	54,603	15,527	54,576	T

Derivas

Tabla 20 Deriva inelástica DDBD

Z	Deriva inelástica DDBD		
m	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
12	0,00461	0,00548	-
9	0,00692	0,00771	-
6	0,00844	0,00925	0,00457
3	0,00808	0,00915	0,00492
0	0	0	0

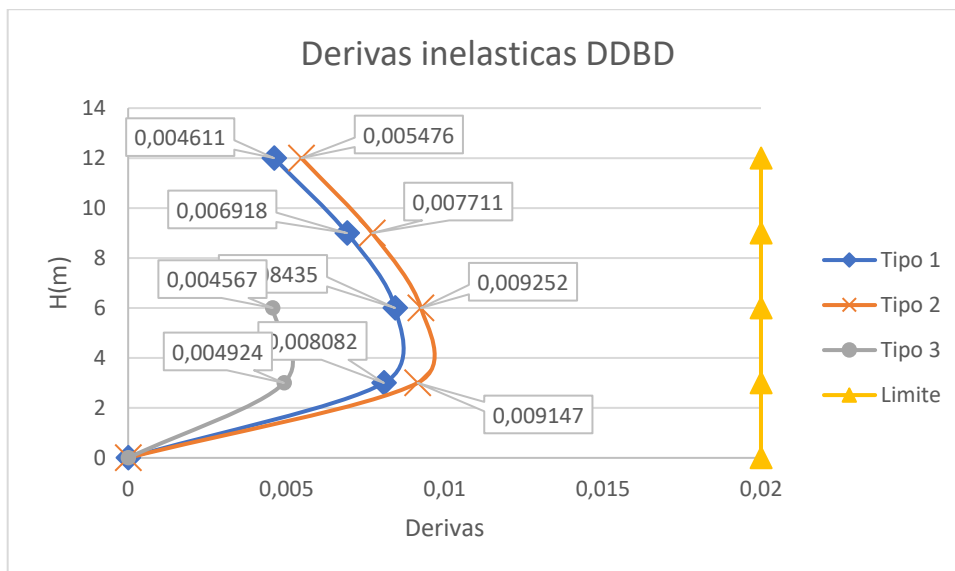


Ilustración 11 Derivas inelásticas DDBD

Armados

- Vigas

Refuerzo Longitudinal vigas

Tabla 21 Refuerzo Longitudinal vigas

	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	
ϕ lon Sup:	18	14	18	mm
# ϕ Sup:	3	3	3	u
As:	7,63	4,62	12,72	cm ²
p:	0,3869%	0,2993%	0,6478%	-
ϕ lon Inf:	18,00	14	18	mm
# ϕ Inf:	3	3	3	u
As:	7,63	4,62	10,18	cm ²
p:	0,3871%	0,2993%	0,5183%	-

Refuerzo transversal vigas

Tabla 22 Refuerzo transversal vigas

	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	
ϕ trans	10	10	10	mm
L _o	100	100	110	cm
S _{L_o}	10	10	10	cm
S	20	20	20	cm
# ramas	2	2	2	-

- Columnas

Refuerzo Longitudinal columnas

Tabla 23 Refuerzo Longitudinal columnas

	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	
ϕ lon	18	18	18	mm
nx	4	4	6	u
ny:	4	4	6	u
n:	32	32	20	u
As:	30,54	30,54	30,54	cm ²
p:	1,009%	1,221%	1,414%	-

En el cálculo del acero longitudinal de la estructura tipo 3 se aumentó el acero debido a que las columnas tiene un bajo momento para una gran carga axial si se desea observar esto se encuentra en el ANEXO XI

Refuerzo transversal columnas

Tabla 24 Comparación Refuerzo transversal columnas

	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	
ϕ_{trans}	10	10	15	mm
Lo	55	50	10	cm
So	10	10	10	cm
S	11	11	11	cm
# ramas	5	5	5	-

Comparación FBD vs DDBD

Cortante Basal

Tabla 25 Comparación Cortante Basal

	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	
Vb_FBD:	59,92	15,822	37,489	T
Vb_DDBD:	54,603	15,527	54,576	T

Derivas

- Estructura Tipo 1

Tabla 26 Comparación Derivas, Estructura Tipo 1

Tipo 1		
Z	Deriva inelástica	
m	FBD	DDBD
12	0,00606	0,00461
9	0,00890	0,00692
6	0,01013	0,00844
3	0,00646	0,00808
0	0	0

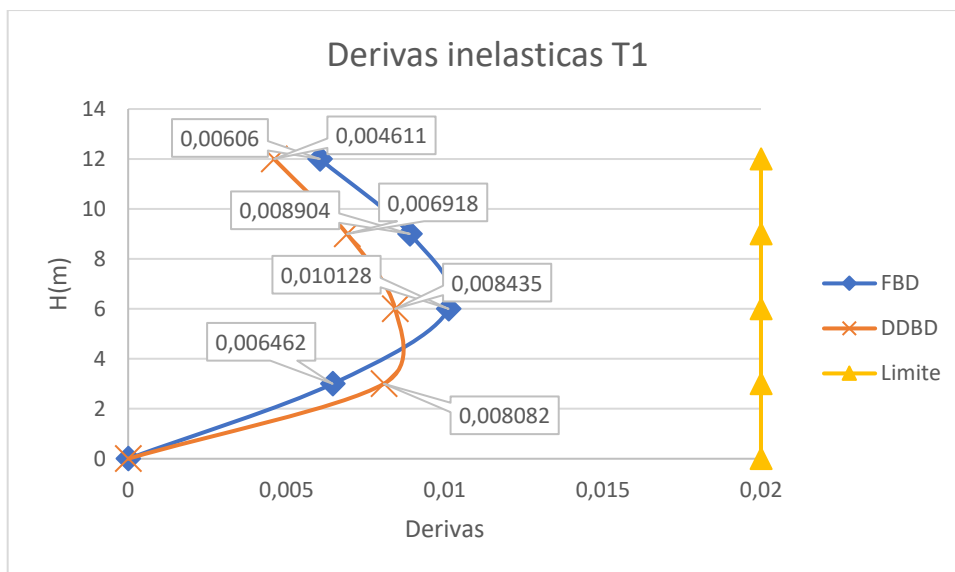


Ilustración 12 Comparación Derivas, Estructura Tipo 1

- Estructura Tipo 2

Tabla 27 Comparación Derivas, Estructura Tipo 2

Tipo 2		
Z	Deriva inelástica	
m	FBD	DDBD
12	0,00718	0,00548
9	0,01003	0,00771
6	0,01101	0,00925
3	0,00668	0,00915
0	0	0

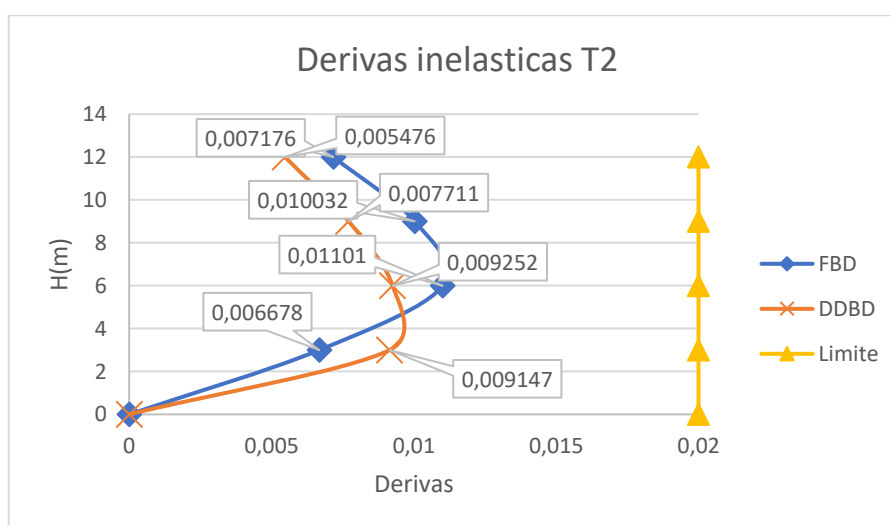


Ilustración 13 Comparación Derivas, Estructura Tipo 2

- Estructura Tipo 3

Tabla 28 Comparación Derivas, Estructura Tipo 3

Tipo 3		
Z	Deriva inelástica	
m	FBD	DDBD
6	0,00390	0,00457
3	0,00287	0,00492
0	0	0

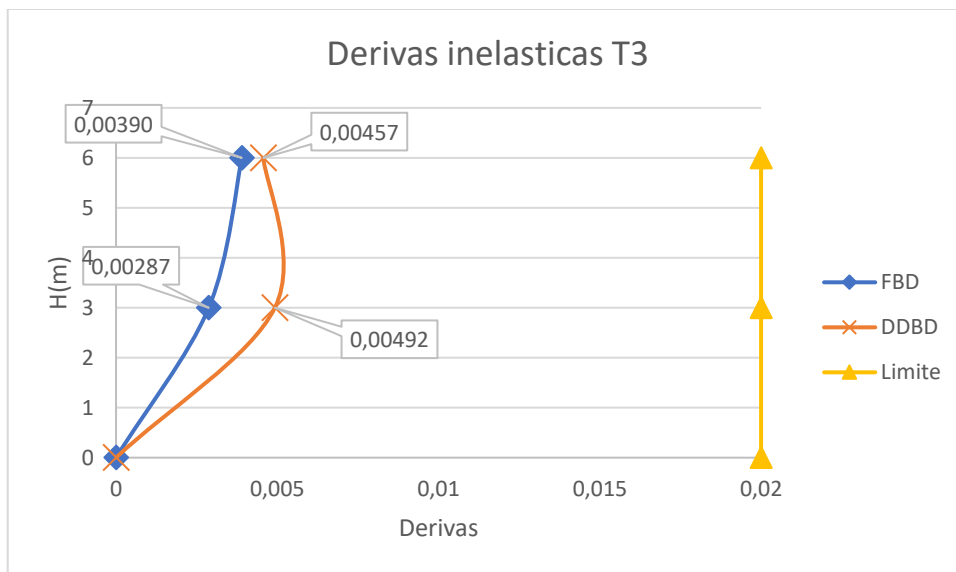


Ilustración 14 Comparación Derivas, Estructura Tipo 3

En las estructuras tipo 1 y tipo 2 se observa que las derivas por el método de las fuerzas son mayores que las derivas por el método de desplazamientos esto debido a que en las columnas el acero de refuerzo calculado por los métodos se cumple con el acero mínimo, de lo que se puede concluir que con la misma área de acero las derivas por el método de desplazamiento son menores que las del por el método de las fuerzas.

En la estructura tipo 3 las derivas por el método de desplazamiento son mayores que las derivas por el método de las fuerzas esto es debido a que se tuvo que aumentar el acero para cumplir con el diagrama de iteración, pero por el método de los desplazamientos este acero fue menor.

Armados

- Refuerzo Longitudinal vigas

Tabla 29 Comparación Refuerzo Longitudinal vigas

	Refuerzo Longitudinal Vigas						
	Tipo 1		Tipo 2		Tipo 3		
	FBD	DDBD	FBD	DDBD	FBD	DDBD	
ϕ_{lon_Sup} :	18	18	18	14	18	18	mm
# ϕ_{Sup} :	4	3	4	3	5	3	u
ϕ_{lon_Inf} :	18	18	18	14	18	18	mm
# ϕ_{Inf} :	3	3	3	3	4	3	u

Aquí se observa que en este caso el acero calculado por el método de desplazamiento es menor del acero calculado por el método de las fuerzas para vigas

- Refuerzo Longitudinal columnas

Tabla 30 Comparación Refuerzo Longitudinal columnas

	Refuerzo Longitudinal columnas						
	Tipo 1		Tipo 2		Tipo 3		
	FBD	DDBD	FBD	DDBD	FBD	DDBD	
ϕ_{lon}	18	18	18	18	18	18	mm
n:	12	12	12	12	28	20	u
As:	30,54	30,54	30,54	30,54	71,25	50,89	cm ²
p:	1,009%	1,009%	1,221%	1,221%	1,979%	1,414%	-

3.2 Conclusiones

- Al terminar el diseño en las estructuras por los dos diferentes métodos considerados se concluye que el método por desplazamientos es una aplicación sencilla la cual radica en que se sustituye una estructura real a una equivalente de un grado de libertad también teniendo en cuenta una estructura regular.
- Conforme con los procedimientos y fundamentos de diseño de cada método se encontró resultados deseables para ambos métodos ya sea por ser edificios menores a cuatro pisos y regulares los resultados entre ambos métodos no varían de una manera exagerada entre estos, pero sí se nota la diferencia entre sus distintas consideraciones de diseño.

- Las derivas obtenidas por el método de las fuerzas son mayores que las del método de desplazamiento de la cual se determina sí que se puede reducir en el área de la sección y llegar a estar más cerca de la deriva objetivo.
- Del armado de las secciones se tiene que si bien para columnas no varía ya que sigue con el armado mínimo, en las vigas el armado por el método de las fuerzas es mayor que el del método por desplazamientos viendo que se cumplen las consideraciones del diseño por capacidad y también de columna fuerte viga débil.
- De los resultados anteriores se concluye que el método de las fuerzas nos llega a pedir más sección y más armado con diferencia al método de desplazamientos que se podría reducir las secciones y esperar llegar a estar más cerca del desplazamiento del diseño.
- Del método de las fuerzas se observa que al momento de usar un cálculo del factor de reducción "R", que si bien se usa como un factor de seguridad este no representa necesariamente a todos los pórticos de hormigón armados debido a que estos factores de reducción son independientes del periodo y desplazamiento de fluencia donde limita el cumplimiento de un objetivo de desempeño establecido.
- Del método de desplazamientos se observa una ventaja en verificar un diseño de columna fuerte viga débil y qué con un diseño por capacidad una mejor seguridad en las rótulas plásticas.
- Si bien el método por desplazamientos no presenta mayores complejos este se limita a estructuras regulares, pero también se debe tomar en cuenta que se introduce un diseño por capacidad que si bien garantiza una seguridad de la estructura se debe aplicar consideraciones de sus efectos en las propiedades de cada pórtico para tener un determinado punto de desempeño establecido.

3.3 Recomendaciones

- Ya sea para el método por fuerzas o desplazamientos un adecuado Predimensionamiento de las secciones transversales de los elementos estructurales al inicio ya sea por una adecuada estimación o por experiencia

previa nos puede ayudar qué al momento de verificar que las secciones cumplan con el diseño requerido no se las tenga que rediseñar.

- Tener en cuenta que para el método por desplazamientos realizados en este documento la simplificación al momento de pasar de varios grados de libertad a un grado de libertad los cálculos por cortante, masa realizados solo son para un pórtico no confundir el cortante pasar del pórtico en FBD con el de la estructura cuando se lo vaya a comparar.
- Si bien por las conclusiones del método se tiene que al momento del chequeo de derivas por DDBD se tiene en cuenta qué las secciones no llegan a la de deriva objetivo y se puede deducir que se tiene una sección grande cabe recalcar que estos tamaños de secciones también se toma en cuenta un cálculo de conexión viga columna que no está excluido para un cálculo por DDBD, sí se llega a un cálculo similar y se quiere reducir las secciones primero verificar que con dicho cambio que la conexión viga columna cumpla para evitar errores y cálculos extras.
- Tener en cuenta que el uso de programas para el análisis se las puede usar para ver si los valores obtenidos se encuentran dentro del rango esperado Y chequear estos valores con cálculos realizados para estar seguros del diseño y no depender únicamente de los programas computacionales.
- Si bien por el método de las fuerzas se puede comprobar los resultados dados por un programa computacional con los calculados manualmente, por el método de desplazamientos se recomienda realizar varios diseños de diferentes estructuras y también optar por realizar programas propios para poder saber qué valores esperados se debe tener por este diseño.

4 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aci Committee. (2019). ACI 318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. *American Concrete Institute: Farmington Hills, MI, USA.*

Aguilera, R., & Mauricio, A. (2011). *Métodos de diseño sísmico basado en desplazamientos con aplicación a estructuras reticulares de concreto reforzado.* Recuperado de <https://repositorio.unam.mx/contenidos/260782>

Alba, F., & Ayala, A. G. (2005). *Metodo para la evaluacion del desempeño sismico de marcos planos.* Recuperado de <https://repositorio.unam.mx/contenidos/288250>

Bay, C. O., & Palazzo, G. (2019). Amortiguamiento Viscoso Equivalente en el Diseño Basado en Desplazamientos. *Revista Tecnología y Ciencia*, (36), 115–129. doi:10.33414/rtyc.36.115-129.2019

Bazán, E., & Meli, R. (2001). Diseño Sísmico de Edificios. *Mexico: Editorial Limusa, SA.*

Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2001). Direct displacement-based design: Use of inelastic vs. Elastic design spectra. *Earthquake Spectra : The Professional Journal of the Earthquake Engineering Research Institute*, 17(1), 47–64. doi:10.1193/1.1586166

Crisafulli, F., & Villafañe, E. (2002). Espectros de respuesta y de diseño. *Facultad de Ingenieria, Universidad Nacional de Cuyo, Mendoza, Argentina.*

Fernández, O., & Luis, J. (2015). *Diseño sísmico basado en desplazamientos de estructuras de hormigón armado aporticadas y estructuras con muros de corte.* Quito, 2015.

Lobo Quintero, W. (2005). Niveles, condiciones, objetivos y modalidades del diseño sismorresistente basado en desempeño. *Boletín Técnico*, 43(3), 1–27.

Recuperado de http://ve.scielo.org/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0376-723X2005000300001

MIDUVI. (2014). Capítulos de la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción). *Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda*.

Montejo, L., & Kowalsky, M. (2007). CUMBIA-Set of codes for the analysis of reinforced concrete members. *CFL Technical Rep. No. IS-07* , 1.

Park, R., & Paulay, T. (1979). *Reinforced Concrete Structures*. Brisbane, QLD, Australia: John Wiley and Sons (WIE).

Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). *Direct displacement-based seismic design of structures*. Pavia, Italia: IUSS Press.

5 ANEXOS

ANEXO I Descripción de las estructuras

Longitud horizontal Estructuras

Longitud horizontal	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	
	Distancia	Distancia	Distancia	
1-2/A-B	6	6	6	m
2-3/B-C	6	0	6	m
SUM	12	6	12	m

Fuente: Vega 2022

Altura estructuras

Altura	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	
n_pisos:	4	4	2	u
he:	3	3	3	m
h_total:	12	12	6	m

ANEXO II Espectro elástico de aceleraciones

En este trabajo se define un suelo tipo suelo (roca) y el $PGA=0.4g$ (Peak ground acceleration), esto en términos de la NEC-SE-DS se define como:

Factores para el cálculo del Espectro de Diseño

NEC-15	
Zona V Quito	
Z	0,4
Suelo tipo B	
r:	1
Coeficientes de amplificación de suelo	
fa:	1
fd:	1
fs:	0,75

Relación de amplificación espectral	
n:	2,48

Luego de determina en el espectro de respuesta los límites establecidos a partir del periodo de vibración, T_o y T_c .

$$T_o = 0,1F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0,55F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Límites en el espectro elástico

To:	0,075	s
Tc:	0,4125	s

Este espectro es constante en todas las estructuras

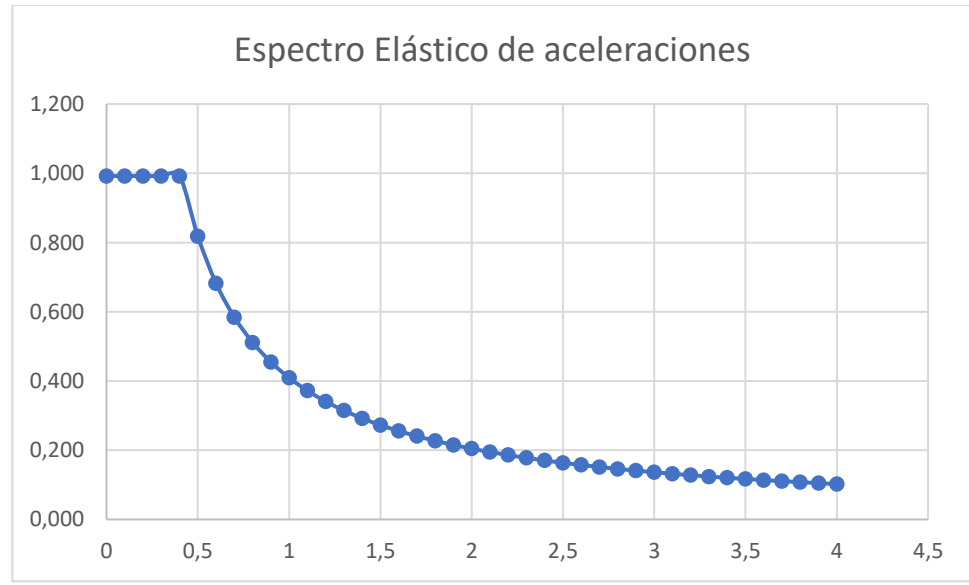


Ilustración 15 Espectro Elástico de aceleraciones

Se define los Coeficientes para la aplicación del método 1 NEC-SE-DS para pórticos de hormigón armado sin muros

Coeficientes para la aplicación del método 1

Ct:	0,055
alpha:	0,9

A partir de aquí para el cálculo del periodo y su respectiva aceleración en el espectro depende de la geometría estructural para las diferentes tipologías.

$$T_a = C_t \cdot h_n^\alpha$$

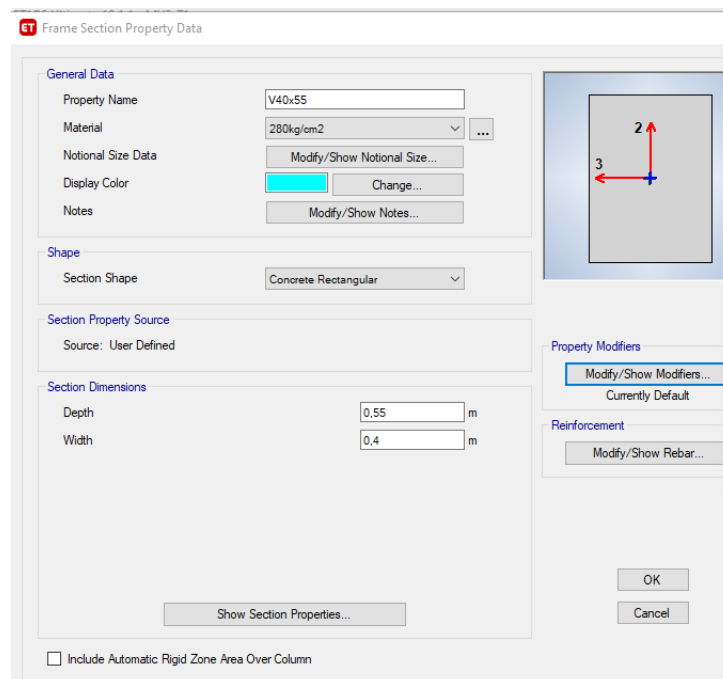
$$S_a = \eta \cdot z \cdot F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r$$

Cálculo del periodo y su respectiva aceleración mediante método 1 NEC FBD

	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	
n_pisos:	4	4	2	u
he:	3	3	3	m
h_total:	12	12	6	m
Ta:	0,5148	0,5148	0,2759	s
S(Ta):	0,7949	0,7949	0,9920	g

ANEXO III Secciones ingresadas en ETABS

Tipo 1



ET Frame Section Property Data

General Data

Property Name: C55x55

Material: 280kg/cm²

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 55 cm

Width: 55 cm

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

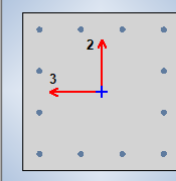
Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK
Cancel



Tipo 2

ET Frame Section Property Data

General Data

Property Name: V50X35

Material: 280kg/cm³

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0,5 m

Width: 0,35 m

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

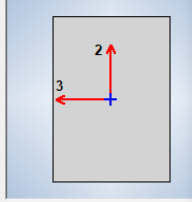
Property Modifiers

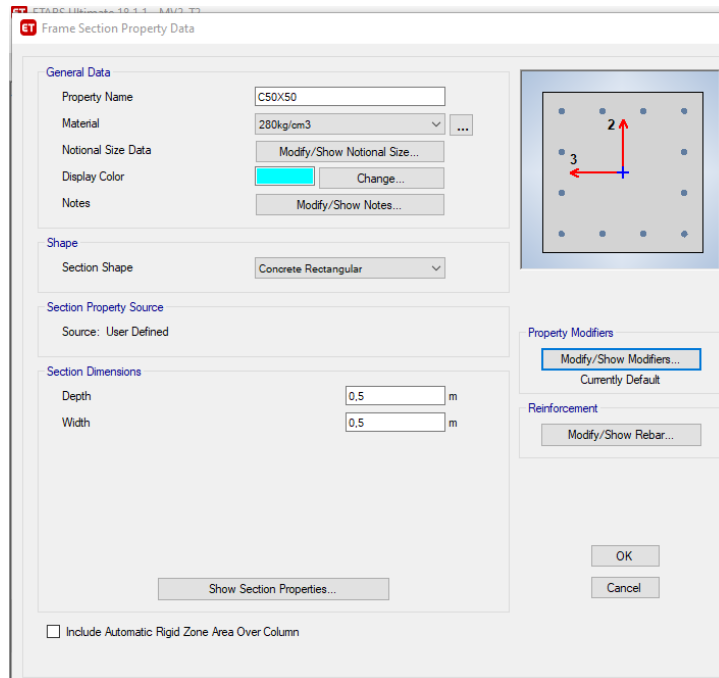
Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

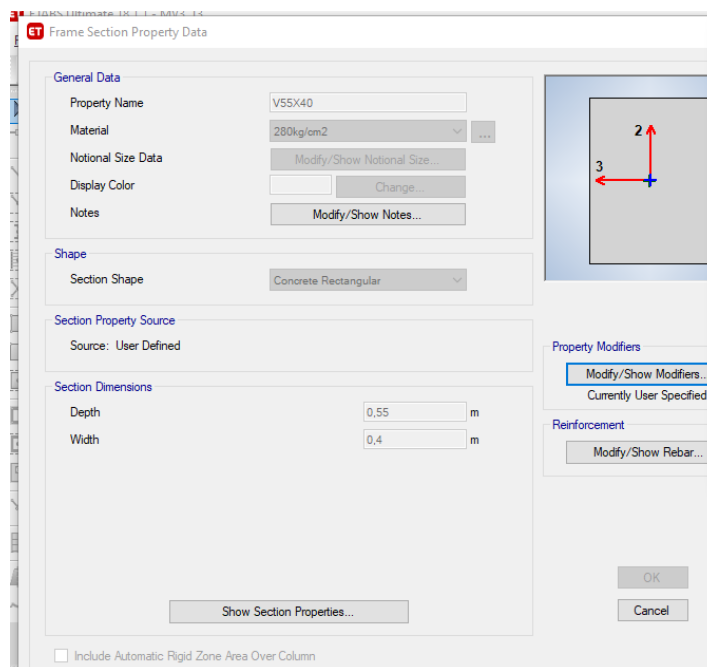
Modify/Show Rebar...

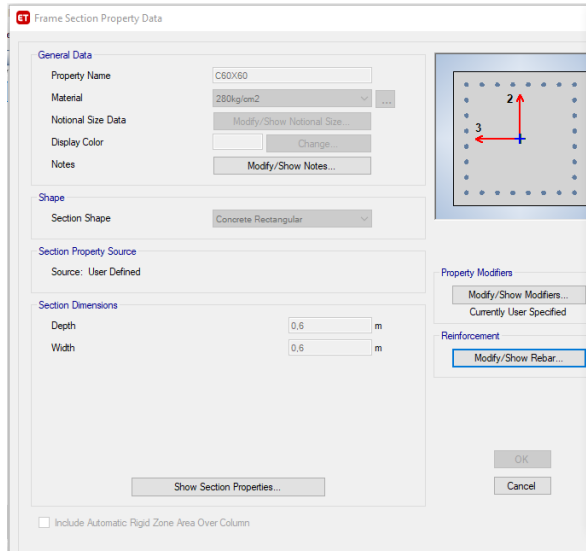
OK
Cancel





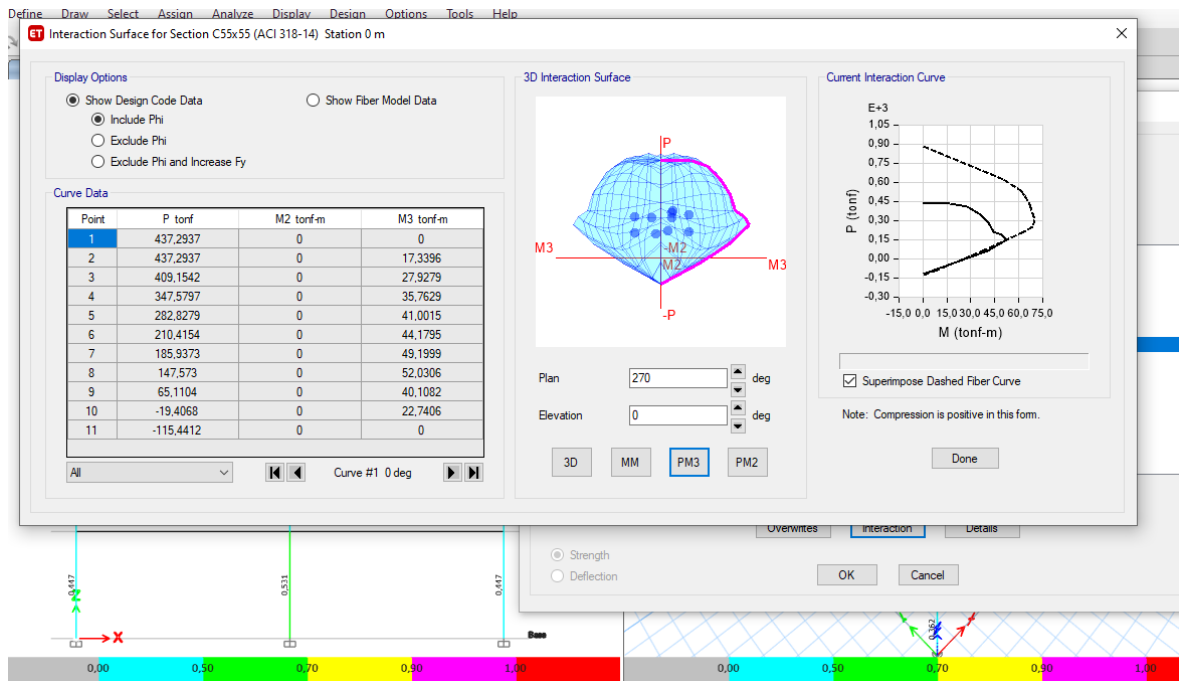
Tipo 3



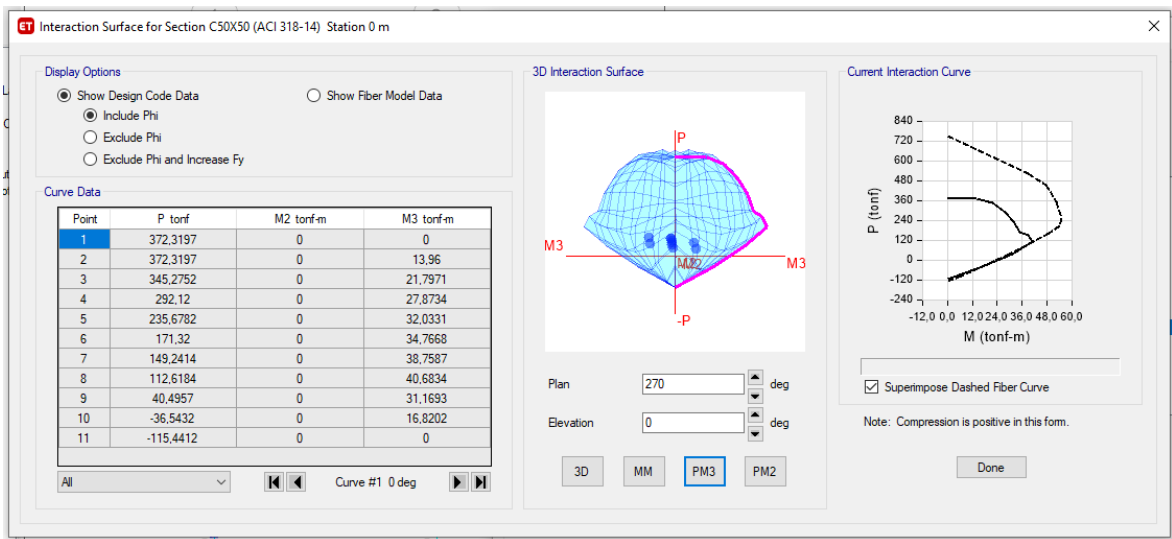


ANEXO IV Diagramas de iteración FBD

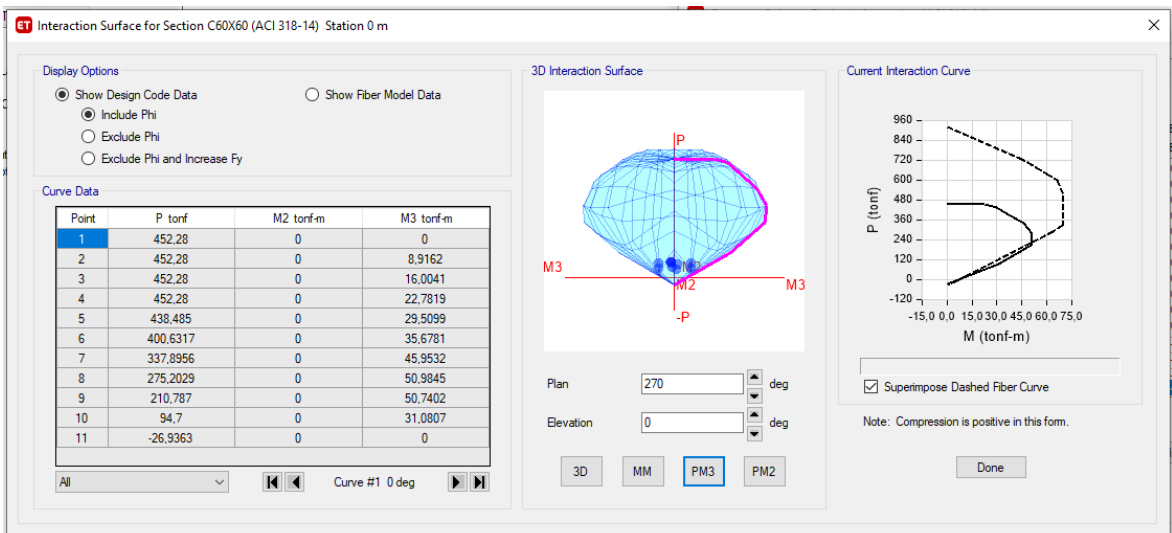
Tipo 1



Tipo 2

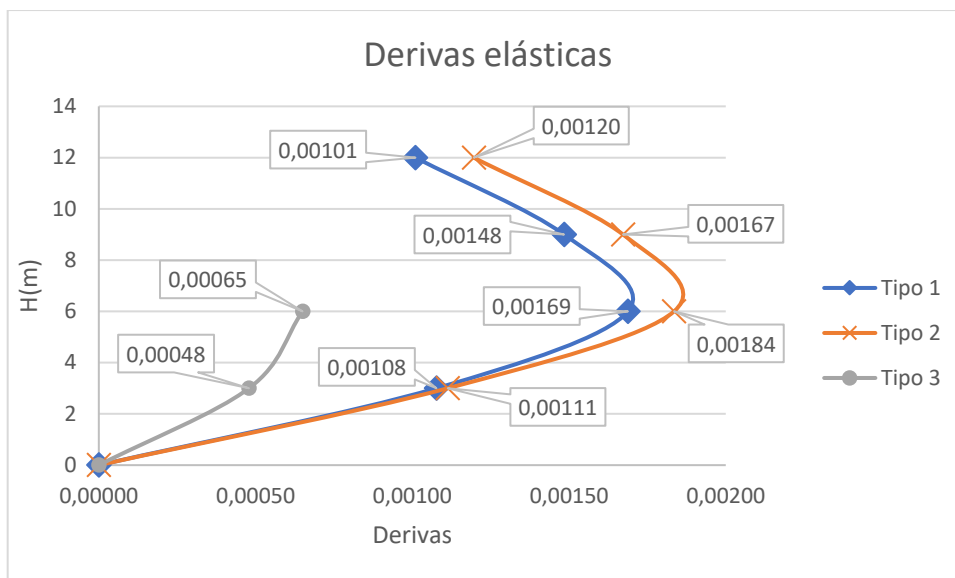


Tipo 3



ANEXO V Derivas FBD

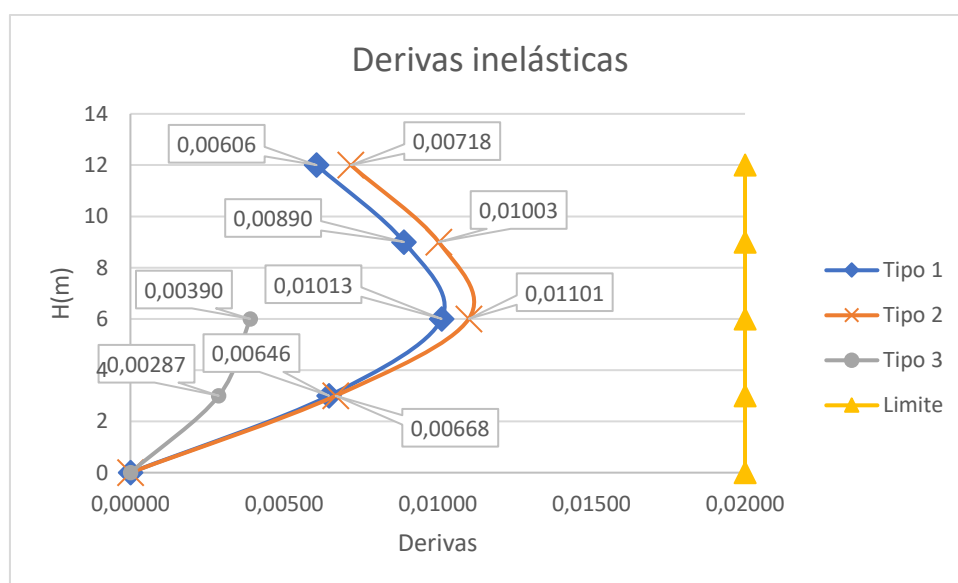
Z	Deriva elástica		
m	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
12	0,00101	0,00120	-
9	0,00148	0,00167	-
6	0,00169	0,00184	0,00065
3	0,00108	0,00111	0,00048
0	0	0	0



$$\Delta_M = 0,75 \cdot R \cdot \Delta_E$$

$$\Delta_M < 0,02$$

Z	Deriva inelástica		
m	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
12	0,00606	0,00718	-
9	0,00890	0,01003	-
6	0,01013	0,01101	0,00390
3	0,00646	0,00668	0,00287
0	0	0	0



ANEXO VIII

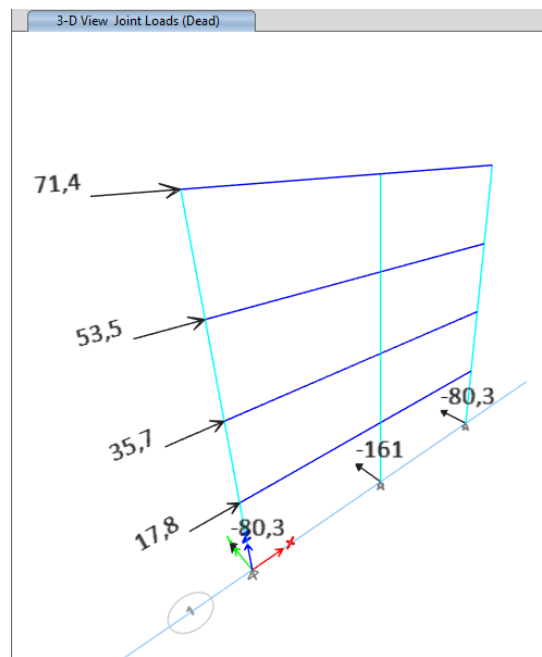
Estructura equivalente 1GDL DDBD

	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	
Heff:	9	9	5	m
Δ sys:	0,180	0,180	0,100	m
m sys:	17,40	6,94	9,66	T.s ² /m
ξ sys:	13,17	12,19	13,17	%
Teff:	2,61	2,52	1,45	s
Keff:	101,12	43,13	181,92	T/m
Vb:	18,20	7,76	18,19	T

ANEXO IX

Cortantes y momentos DDBD

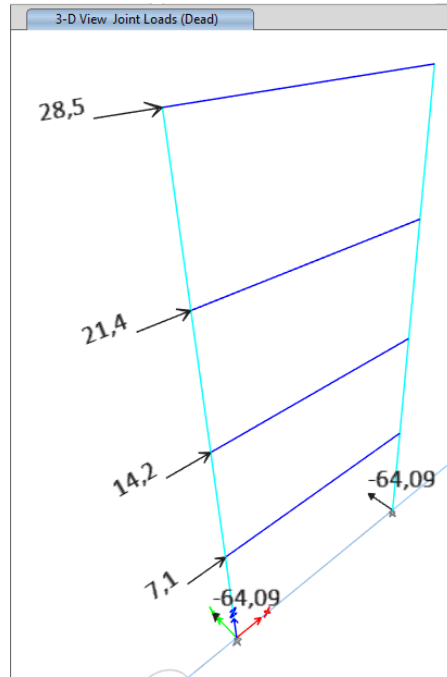
Tipo 1



V1 =	44,62	[kn]
V2 =	89,25	[kn]
V3 =	44,62	[kn]

M1=	80,3	[kn.m]
M2=	161	[kn.m]
M3=	80,3	[kn.m]

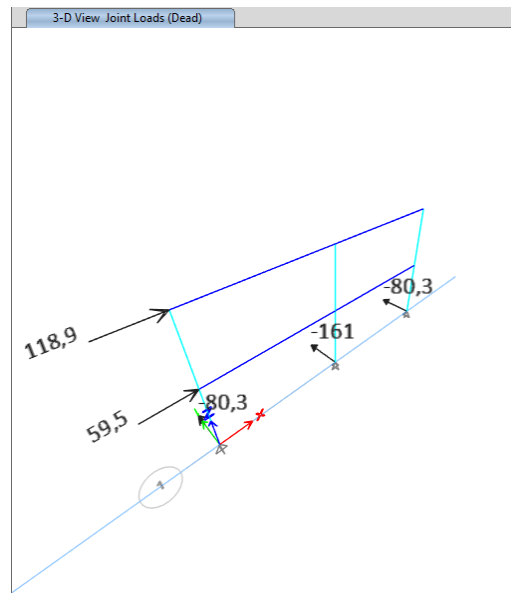
Tipo 2



V1 =	38,07	[kn]
V2 =	38,07	[kn]

M1=	68,52	[kn.m]
M2=	68,52	[kn.m]

Tipo 3



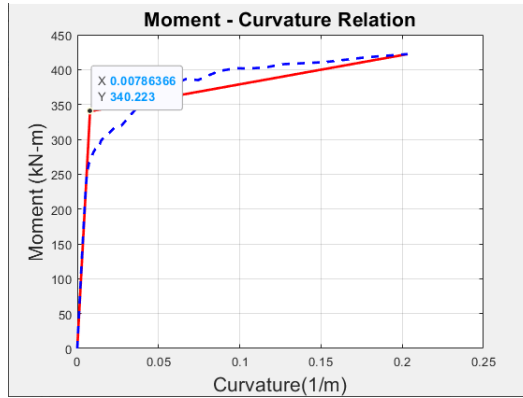
V1 =	44,60	[kn]
V2 =	89,20	[kn]
V3 =	44,60	[kn]

M1=	80,3	[kn.m]
M2=	161	[kn.m]
M3=	80,3	[kn.m]

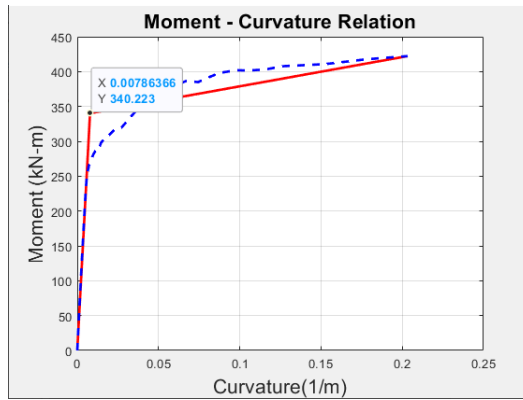
ANEXO X Diagramas momento Curvatura

Tipo 1

Columnas

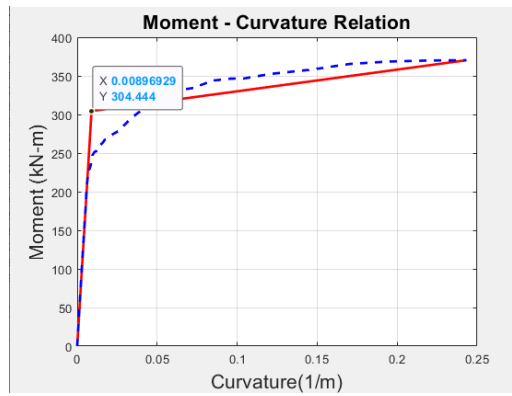


Vigas

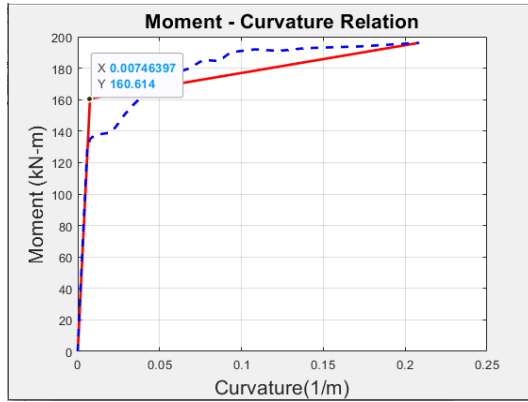


Tipo 2

Columnas

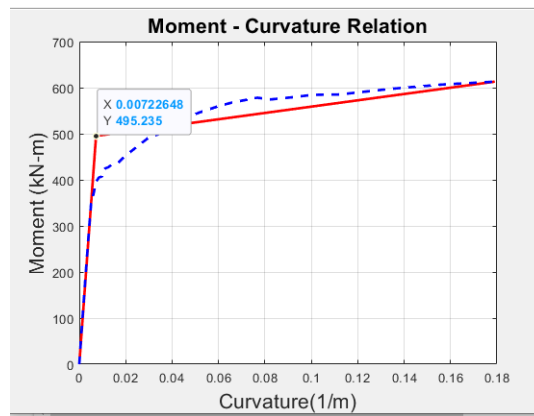


Vigas

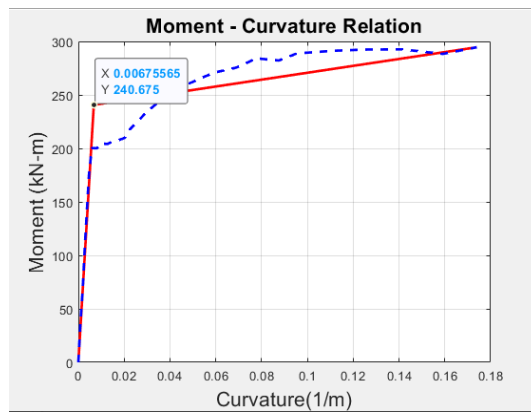


Tipo 3

Columns



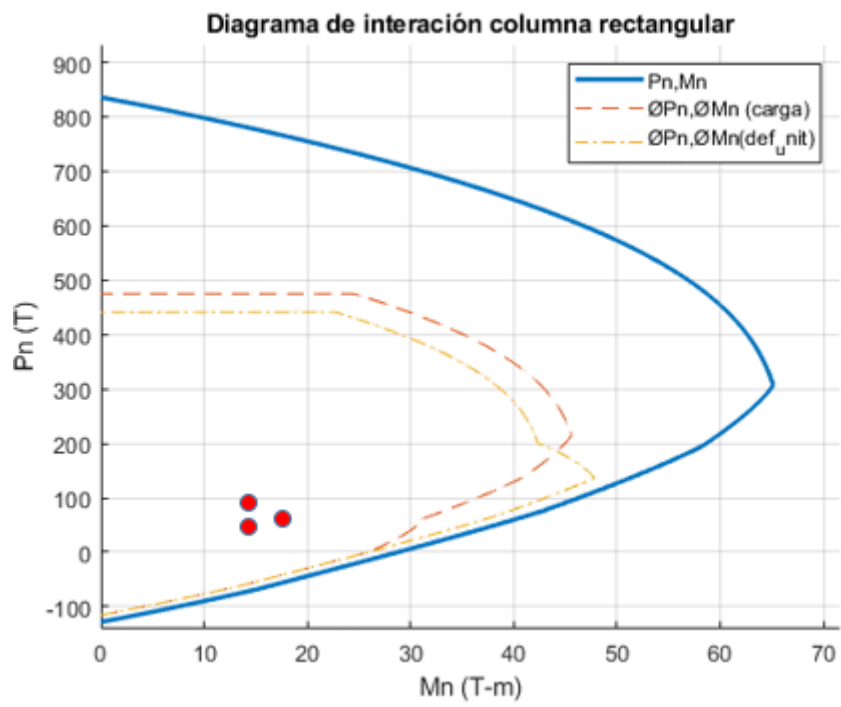
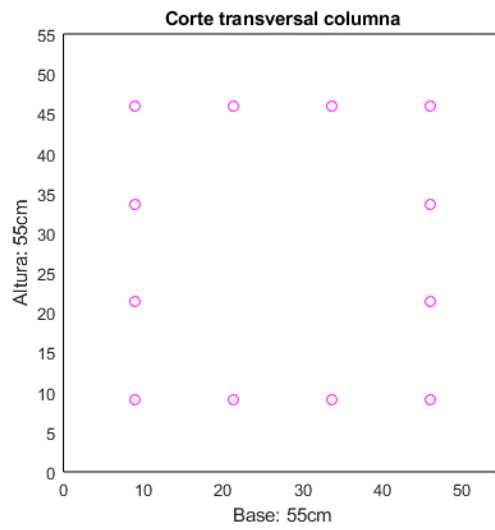
Vigas



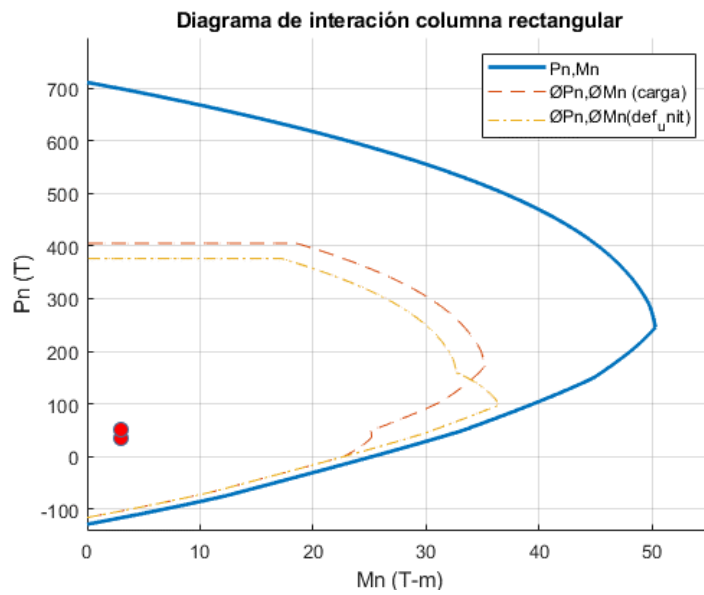
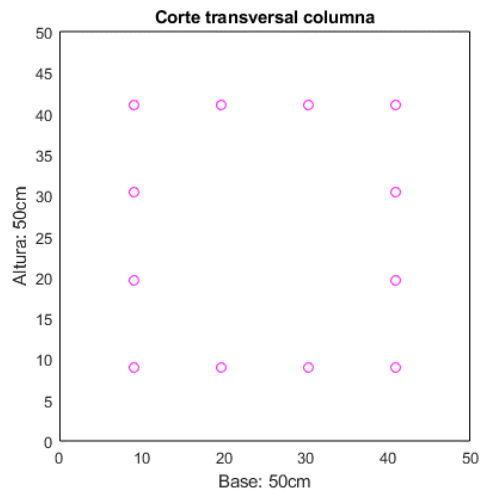
ANEXO XI

Diagramas de iteración DDBD

Tipo 1



Tipo 2



Tipo 3

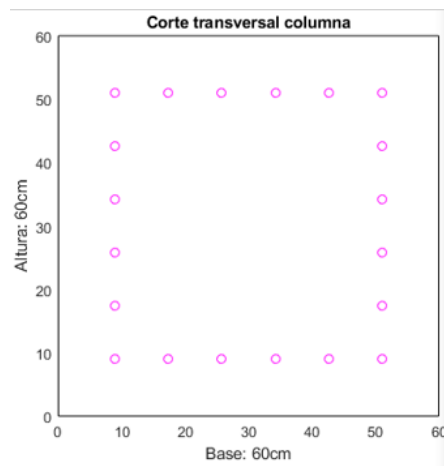


Diagrama de interacción columna rectangular

