

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**Evaluación de los indicadores de
comportamiento sísmico de edificios con
sistema aporticado a través del método estático
no lineal**

Tesis

**Para obtener el título profesional de
Ingeniero Civil**

Presentada por

Bach. Huapaya Huertas Raúl Ernesto

Asesor: Ing. Rimari Egovial, Gustavo

Lima - Perú

2017

DEDICATORIA

A mis padres, quienes me sostuvieron en los momentos más difíciles en el proceso de este trabajo.

Raúl Huapaya H.

AGRADECIMIENTOS

Aprovecho estas líneas para agradecer a todos aquellos quienes han colaborado con la realización del presente trabajo, de manera especial al ingeniero Gustavo Rimari, quien durante el tiempo de esta gesta ha colaborado con su apoyo, aliento, orientación y conocimiento.

Un agradecimiento especial a mis padres, por confiar en mí.

Raúl Huapaya H.

ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y	
GENERALIDADES.....	4
1.1. Descripción de la realidad del problema	4
1.2. Problematización.....	5
1.2.1.Problema General	5
1.2.2.Problemas específicos.....	6
1.3. Objetivos de la investigación	7
1.3.1.Objetivo general.....	7
1.3.2.Objetivos específicos	8
1.4. Justificación e importancia de la investigación	9
1.5. Limitaciones de la investigación	9
1.6. Viabilidad de la investigación.....	10
1.7. Metodología de la investigación	10
1.7.1.Proceso de recolección de datos.....	10
1.7.2.Población y muestra.....	11
CAPÍTULO II: BASES TEÓRICAS.....	12
2.1. Antecedentes de la investigación.....	12
2.1.1.Investigaciones nacionales.....	12
2.1.2.Investigaciones internacionales	13
2.2. Sismología	14

2.2.1.	Origen de los sismos.....	14
2.2.2.	Tipos de ondas	17
2.2.3.	Magnitud e intensidad.....	19
2.3.	Riesgo sísmico	23
2.3.1.	Amenaza o Peligro sísmico:.....	24
2.3.2.	Costo.....	25
2.3.3.	Vulnerabilidad:	25
2.4.	Daño sísmico.....	26
2.4.1.	Elementos susceptibles al daño:	26
2.4.2.	Estados discretos de daño	27
2.4.3.	Los niveles de desempeño.....	27
CAPÍTULO III: DISEÑO SISMORESISTENTE.....		32
3.1.	Conceptos básicos.....	32
3.1.1.	Periodos y resonancia	32
3.1.2.	Amortiguamiento	33
3.1.3.	Resistencia y rigidez	33
3.2.	Factores que intervienen en el comportamiento sísmico.....	34
3.2.1.	Material.....	34
3.2.2.	Sistema estructural en concreto armado	34
3.2.3.	Irregularidad	36
3.2.4.	Condiciones locales	37
3.3.	Diseño sísmico de edificaciones	38

3.3.1.	Características de la acción sísmica:	38
3.3.2.	Características de la respuesta sísmica de una edificación	43
3.3.3.	Espectro de Respuesta sísmica:	46
3.4.	Norma peruana de diseño sismoresistente E.030.....	49
3.4.1	Factores que intervienen en la acción sísmica para el análisis estructural	50
3.4.2.	Análisis estructural	61
CAPÍTULO IV: INDICADORES DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO.....		64
4.1.	Ductilidad	64
4.2.	Sobre resistencia o factor de respuesta sísmica R	65
4.2.1.	Componentes de R	68
4.2.2.	Valores de R en algunos códigos de diseño	77
CAPÍTULO V: ANÁLISIS SÍSMICO POR DESEMPEÑO.....		81
5.1.	Relación Momento – curvatura.....	82
5.2.	Las rótulas plásticas	88
5.2.1.	Baker.....	89
5.2.2.	Coley.....	90
5.2.3.	Mattock.....	91
5.2.4.	Sawyer.....	91
5.3.	Redistribución de momentos	91
5.4.	Método estático No lineal.....	93
5.4.1.	Capacidad	96

5.4.2.Demanda (desplazamientos)	97
5.4.3.Criterios de aceptación para el análisis no lineal	98
CAPÍTULO VI: EVALUACIÓN DE LOS INDICADORES DE	
COMPORTAMIENTO A TRAVES DEL MÉTODO	
ESTÁTICO NO LINEAL CON EL PROGRAMA ETABS....	100
6.1. Procedimiento para estimar los valores de sobre resistencia y ductilidad en el cómputo de cargas sísmicas.....	101
6.2. Pre- dimensionamiento estructural	102
6.2.1.Pre- dimensionamiento de columnas	102
6.2.2.Pre-dimensionamiento de vigas.....	103
6.2.3.Pre-dimensionamiento de Losas	103
6.3. Dimensionamiento Estructural.....	104
6.3.1.Parámetros de la norma E-060	104
6.3.2.Parámetros de la norma E-030	104
6.3.3.Parámetros de la norma E-020	104
CAPÍTULO VII: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	
DEL ANÁLISIS ESTÁTICO-NO LINEAL.....	114
7.1. Datos resultantes	114
7.2. Comparación con la norma E030.....	131
7.3. Análisis de la estadístico	145
7.4. Interpretación de resultados	154
7.4.1.Sobre resistencia.....	154

7.4.2. Ductilidad:.....	154
7.4.3. Curva de capacidad y resistencia de diseño	155
7.4.4. Espectro de capacidad	156
CONCLUSIONES.....	156
RECOMENDACIONES.....	157
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	158
ANEXO 1: RESULTADOS MOMENTO- CURVATURA PARA VIGAS	161
ANEXO 2: RESULTADOS DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN PARA COLUMNAS.....	153

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Mercali Modificado	19
Tabla 2 Sismos producidos entre los años 1960-1976	23
Tabla 3 Niveles de rendimiento estructural y daños para elementos verticales	29
Tabla 4: Factores de zona	51
Tabla 5: (a) Clasificación de los perfiles de suelo , (b) Clasificación de periodos T_p y T_I de la norma E030	53
Tabla 6: Categoría de uso.....	56
Tabla 7 Sistemas estructurales de la norma E030.....	58
Tabla 8 Tablas de (a) irregularidades en altura, (b) irregularidades en planta	59
Tabla 9 Límites para la distorsión del entrepiso	63
Tabla 10 Estudios del valor de R	73
Tabla 11 Tabla de valores para el factor de redundancia	76
Tabla 12 Derivas permitidas y tipos de análisis	79
Tabla 13 Parámetros y criterios de aceptación para procesos no lineales- Vigas de concreto reforzado.	99
Tabla 14 Parámetros y criterios de aceptación para procesos no lineales Columnas de concreto reforzado.	100
Tabla 15 Resultado del análisis estático no lineal.....	114
Tabla 16 Comparación de los resultados del análisis dinámico lineal con el análisis no lineal	131
Tabla 17 Resultados de análisis no lineal. Valores de cortante de diseño y desplazamiento máximo en la curva de capacidad.....	145

Tabla 18: Sobre resistencia global en el eje X.....	146
Tabla 19: Sobre resistencia global en el eje Y.....	146
Tabla 20: Ductilidad global en el eje X.....	146
Tabla 21: Ductilidad global en el eje Y.....	147
Tabla 22: Sobre resistencia Global en Eje X y Y.....	147

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Capas de la tierra	15
Figura 2: Capas tectónicas de la tierra.....	16
Figura 3: Tipos de ondas	18
Figura 4: desplazamiento de una edificación	34
Figura 5: Marco dúctiles.....	35
Figura 6: Modelos dinámicos de masas concentradas para pórticos (a) edificios cortantes (b) su modelo dinámico (c) vista 3d pórtico modelado con sistema de 10 grados de libertad y (d) su modelo con 2 grados de libertad	39
Figura 7: Modelo dinámico de pórtico tridimensional con torsión (a) Modelo completo, (b) modelo simplificado.....	40
Figura 8 Variación del periodo para estructuras de diferentes tamaños	43
Figura 9: Registros de aceleraciones de México.....	44
Figura 10: Relación carga-deformación de una estructura	45
Figura 11: método de determinación del espectro de respuesta.....	47
Figura 12 : Modelo Histerético.	48
Figura 13: Determinación de espectro de respuesta.....	48
Figura 14: Zonificación sísmica.....	52
Figura 15: Respuesta global del sistema con indicación de los factores R	67
Figura 16: Variación de la respuesta de ductilidad con respecto al periodo. ...	71
Figura 17: Factores que influyen en la sobre-resistencia.....	75
Figura 18: Espectro elástico e inelástico	77
Figura 19: Curvatura unitaria resultante de una viga sometida a cargas.	82

Figura 20 Viga no fisurada en el intervalo elástico de cargas (a) sección bruta transformada (b) deformaciones unitarias (c) esfuerzos y fuerzas	84
Figura 21 Viga fisurada en el intervalo elástico de cargas : (a) sección bruta transformada (b) deformaciones unitarias (c) esfuerzos y fuerzas	85
Figura 22: Viga fisura de concreto en el rango inelástico, a) sección transversal, b)deformación unitaria, c)esfuerzos y fuerzas	86
Figura 23 Diagrama de Momento – Curvatura.....	87
Figura 24: Distribucion de curvatura a lo largo de una viga bajo momento último.....	88
Figura 25: Redistribución de momento y formación de un mecanismo de desplome para una viga continua. (a) Viga (b) Relación idealizada de momento vs curvatura para las secciones (c) Diagrama de momento flexionante de la teoría elástica (d) En la formación de la primera articulación plastica (e)En la formación del mecanismo de desplome (f)Cambio de momento flexionante con la carga	92
Figura 26: Curva de capacidad	95
Figura 27: Curva de capacidad, Respuesta espectral evaluados en función al espectro de aceleración y espectro de desplazamiento	97
Figura 28: Deformación evaluado en función del esfuerzo, rotación, curvatura o elongación	100

Figura 29: Distribución en planta del arquetipo por evaluar	102
Figura 30: Ingreso de propiedades no lineales.	105
Figura 31: ingreso de propiedades lineales.	105
Figura 32: Ingreso de datos para vigas	106
Figura 33: Ingreso de datos para columnas	106
Figura 34: Construcción de losa aligerada.....	106
Figura 35: Diafragma rígido Fuente:	107
Figura 36: Definición de patrones de cargas.....	107
Figura 37: Ingreso del sismo estático en Y	108
Figura 38: Ingreso del sismo estático en X	108
Figura 39: espectro de aceleraciones	108
Figura 40: Ingreso del sismo dinámico.....	109
Figura 41: Ingreso de Mass Source..	109
Figura 42: Ingreso de los casos modales.....	110
Figura 43: Combinaciones de carga	110
Figura 44: Diseño automático de la estructura a través del programa Etabs.....	111
Figura 45: Ingreso de datos no lineal. Momento –rotación	111
Figura 46: Patrón de carga triangular.....	112
Figura 47: Curva de capacidad, punto de fluencia y ruptura	113
Figura 48: Curva de capacidad global del edificio de 3 pisos EJE X. Cortante vs desplazamiento.....	116
Figura 49: Curva de capacidad global del edificio de 3 pisos EJE Y. Cortante vs desplazamiento.....	117

Figura 50: Curva de capacidad global del edificio de 6 pisos EJE X.	
Cortante vs desplazamiento.....	119
Figura 51: Curva de capacidad global del edificio de 6 pisos EJE Y.	
Cortante vs desplazamiento.....	120
Figura 52: Curva de capacidad global del edificio de 9 pisos EJE X.	
Cortante vs desplazamiento.....	121
Figura 53: Curva de capacidad global del edificio de 9 pisos EJE Y.	
Cortante vs desplazamiento.....	122
Figura 54: Curva de capacidad global del edificio de 12 pisos EJE X. Cortante vs desplazamiento.	123
Figura 55: Curva de capacidad global del edificio de 12 pisos EJE Y. Cortante vs desplazamiento.	124
Figura 56: Curva de capacidad global del edificio de 15 pisos EJE X. Cortante vs desplazamiento.	125
Figura 57: Curva de capacidad global del edificio de 15 pisos EJE Y. Cortante vs desplazamiento.....	126
Figura 58: Curva de capacidad global del edificio de 18 pisos EJE X. Cortante vs desplazamiento.	127
Figura 59: Curva de capacidad global del edificio de 18 pisos EJE Y. Cortante vs desplazamiento.	128
Figura 60: Curva de capacidad global de todos los edificios EJE X.	
Cortante vs desplazamiento.....	129
Figura 61: Curva de capacidad global de todos los edificios EJE Y.	
Cortante vs desplazamiento.....	130

Figura 62: Edificio 3 pisos, eje X. Comparación de la curva de capacidad vs el cortante de diseño de la norma E030.	133
Figura 63: Edificio 3 pisos, eje Y. Comparación de la curva de capacidad vs el cortante de diseño de la norma E030.....	134
Figura 64: Edificio 6 pisos, eje X. Comparación de la curva de capacidad vs el cortante de diseño de la norma E030.....	135
Figura 65: Edificio 6 pisos, eje Y. Comparación de la curva de capacidad vs el cortante de diseño de la norma E030.....	136
Figura 66: Edificio 9 pisos, eje X. Comparación de la curva de capacidad vs el cortante de diseño de la norma E030.....	137
Figura 67: Edificio 9 pisos, eje Y. Comparación de la curva de capacidad vs el cortante de diseño de la norma E030.....	138
Figura 68: Edificio 12 pisos, eje X. Comparación de la curva de capacidad vs el cortante de diseño de la norma E030.....	139
Figura 69: Edificio 12 pisos, eje Y. Comparación de la curva de capacidad vs el cortante de diseño de la norma E030.....	140
Figura 70: Edificio 15 pisos, eje X. Comparación de la curva de capacidad vs el cortante de diseño de la norma E030.....	141
Figura 71: Edificio 15 pisos, eje Y. Comparación de la curva de capacidad vs el cortante de diseño de la norma E030.....	142
Figura 72: Edificio 18 pisos, eje X. Comparación de la curva de capacidad vs el cortante de diseño de la norma E030.....	143
Figura 73: Edificio 18 pisos, eje Y. Comparación de la curva de capacidad vs el cortante de diseño de la norma E030.....	144

Figura 74: De la tabla 18.Sobre resistencia global en el eje X vs el periodo	149
Figura 75: De la tabla 19 .Sobre resistencia global en el eje Y vs el periodo.	149
Figura 76: De la tabla 20.Ductilidad global en el eje X vs el periodo.....	150
Figura 77: De la tabla 21.Ductilidad global en el eje Y vs el periodo.....	150
Figura 78: De la tabla 19.Sobre resistencia global en el eje X y Y vs periodo.....	151
Figura 79: Comparación del espectro de capacidad y el espectro de diseño en el eje X.....	152
Figura 80: Comparación del espectro de capacidad y el espectro de diseño en el eje Y.....	153

RESUMEN

El presente trabajo consistió en la evaluación de los indicadores de comportamiento sísmico: sobre resistencia y ductilidad para edificios apertados de concreto armado a través del método estático no lineal con un software estructural. Para esto se sometió a evaluación edificios de 3, 6, 9, 12, 15 y 18 pisos. Los resultados de esta investigación mostraron que a medida que el periodo fundamental de una estructura aumenta, la sobre resistencia aumenta también, más no se puede plantear una tendencia clara. En el caso de la ductilidad hay una tendencia polinómica clara para cada eje del edificio: a medida que el periodo fundamental aumenta la ductilidad disminuye. Por otro lado la capacidad real de la estructura es superior al cortante de diseño que se muestra en la norma E-030.

Palabras claves: Edificios, Sobre resistencia, Ductilidad

ABSTRACT

The present work consisted of the evaluation of the indicators of seismic behavior: over strength and ductility for reinforced concrete buildings moments frames with the static non - linear method using a structural software. For this, 3, 6, 9, 12, 15 and 18-story buildings have been evaluated. The results of this research showed that as the fundamental period of a structure increases, over strength also increases, but a clear trend can not be given. In the case of ductility there is a clear polynomial tendency for each axis of the building: as the fundamental period increases the ductility decreases. On the other hand, the actual capacity of the structure is superior to the design shear shown in Standards of E-030.

Keywords: Buildings, Over strenght, Ductility

INTRODUCCIÓN

Los últimos sismos en el Perú han mostrado la realidad en la que se encuentran las estructuras y la preparación del pueblo frente a este fenómeno natural. Fue menester de las autoridades para el año 2016 promulgar la nueva normativa de Diseño Sismo resistentes para edificaciones con parámetros más exigentes.

La evolución de la ciencia y la tecnología ha permitido desarrollar diferentes métodos para poder modelar y evaluar las estructuras en su desempeño frente a un movimiento sísmico. Sin embargo, no se conoce a ciencia cierta el desempeño real que tienen los elementos estructurales durante el sismo por lo que es recomendable continuar investigando sobre dicho tema.

Esta investigación tiene como tema de interés estudiar la sobre resistencia y la ductilidad, indicadores del comportamiento sísmico a fin de conocer un comportamiento más real de la los edificios y además poder comparar los resultados de sobre resistencia con los valores de la norma de diseño sísmico de edificios E-030. Para esto se usará un software estructural que nos permitirá usar el método estático no lineal y no permitirá hallar una curva de capacidad.

La importancia de estos indicadores radica principalmente en la capacidad resistente inherente al sistema estructural y material usado lo cuales permiten resistir cargas y desplazarse, más allá del rango lineal.

En el capítulo I se presenta el problema general y los problemas específicos, los objetivos que solucionarán dichos problemas, la justificación, la viabilidad, las limitaciones de la presente investigación y la metodología a usar.

En el capítulo II se presentan las investigaciones nacionales e internacionales que preceden al presente proyecto y los conceptos básicos sobre sismología para poder comprender lo que en adelante será motivo de estudio. Se desarrollan el término riesgo sísmico, concepto que envuelve al peligro sísmico, costo y vulnerabilidad.

En el capítulo III se abarcan los conceptos necesarios para entender el diseño sísmico de una edificación, se mencionan los factores que intervienen en el comportamiento sísmico y las características de la acción sísmica. En este capítulo también se agregan algunos comentarios sobre la norma E030, norma que ha sido actualizada en el año 2016 y que muestra algunas variaciones con respecto a su anterior versión.

En el capítulo IV se profundizan los indicadores de comportamiento sísmico: la sobre resistencia y la ductilidad, se muestran algunos valores de R y sus componentes en los códigos de diseños internacionales.

En el capítulo V se muestran los conceptos para realizar un análisis por desempeño y se habla específicamente del método estático no lineal, método que se usará en el presente trabajo. Es importante comprender los conceptos de capacidad y demanda, definiciones que son claras en este capítulo. Finalmente se presentan los criterios para realizar un análisis no lineal adecuado según los criterios del FEMA 356.

En el capítulo VI se evalúan los indicadores de comportamiento sísmico a través del método estático no lineal con el software ETABS 2016. Se realizan los pre- dimensionamientos y dimensionamientos para los elementos que conforman el arquetipo, además se presentan las cargas usadas, luego se ha generado el dimensionamiento. Se han considerado los parámetros de la norma E060, E030 y E020.

En el capítulo VII se interpretan los resultados producto del análisis en el capítulo anterior, se determinan valores de sobre resistencia y ductilidad y se compara la capacidad con la demanda sísmica de la norma de diseño sísmico para edificaciones E030.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y GENERALIDADES

1.1. Descripción de la realidad del problema

Es palmario para los diseñadores estructurales que resulta muy costoso, y hasta innecesario diseñar las estructuras a partir de un análisis lineal; y esto debido a que al diseñar teniendo en cuenta las fuerzas que se generan producto de las aceleraciones provenientes de este análisis se forjan reforzamientos y secciones de concreto que no son reales e incluso excesivos.

El análisis estático no lineal es un método que permite conocer a partir de aproximaciones un comportamiento “real” de las edificaciones. Tanto el coeficiente de reducción sísmica R como la ductilidad μ , indicadores del comportamiento sísmico, permiten aproximar a la realidad el sismo de diseño.

Como sabemos los sistemas aporticados están compuestos por vigas y columnas resistentes a momentos, sin embargo; las pocas investigaciones con respecto a estos indicadores de comportamiento sísmico, nos siguen llevando a diseñar sin considerar una virtud de las edificaciones: estas tienen la capacidad para deformarse y resistir cargas más allá del rango lineal.

1.2. Problematización

1.2.1. Problema General

¿Qué resultados de indicadores de comportamiento sísmico, sobre resistencia y ductilidad, se obtienen al modelar los edificios de sistema aporticado de concreto armado de diferentes tamaños mediante el método estático no lineal con un software estructural; es la capacidad de los edificios mayor que la demanda propuesta por la norma E-030?

Cuando un ingeniero civil diseña una edificación lo hace teniendo en cuenta las cargas a las que dicha estructura se encuentra sometida, una de las cargas a las que, en el Perú, los edificios están propensos son: las cargas sísmicas.

El comportamiento sísmico de la edificaciones básicamente está plasmado en dos factores: la ductilidad y la sobre resistencia.

La sobre resistencia o también conocido como factor de modificación de respuesta sísmica que se usa en nuestra norma y en la mayoría de las normas sísmicas es identificado como R , su uso es común pero no se conoce a profundidad cuál su tu intervención en el comportamiento de la estructura ni su importancia en el diseño. Dicho valor contempla un comportamiento en el rango no lineal del edificio en el que podría tolerar mayores cargas. En nuestra norma este valor siempre es constante, es decir; para sistemas aporticados, por ejemplo, su valor es $R=8$, ya sea para edificios de 1 piso como de 20 pisos que tengan este sistema estructural, sin embargo ya muchos investigadores hacen referencia a que este valor podría tener alguna relación con el periodo de la estructura.

Algo parecido sucede con la ductilidad, otro indicador de la respuesta sísmica, es la capacidad por la cual la estructura puede desplazarse más allá del rango lineal generalmente está representado por μ . Nuestra norma no considera alguna relación de la ductilidad con el periodo de la estructura.

Se desconoce entonces qué resultados de sobre resistencia y ductilidad se presentan al evaluar edificios de diferentes alturas, y si verdaderamente la capacidad de la estructura es superior a la que se muestra en nuestra norma.

1.2.2. Problemas específicos

a) *¿Qué resultados de sobre resistencia se obtienen al evaluar los edificios de sistemas aporticados de concreto armado mediante del método estático no lineal?*

El valor de sobre resistencia global para sistemas aporticados en nuestra norma es de $R=8$, sin embargo; este valor es constante para todas las edificaciones, no mostrando diferencia para edificios más altos o pequeños.

b) *¿Qué resultados de ductilidad se obtienen al evaluar los sistemas edificios de sistemas aporticados de concreto armado mediante del método estático no lineal?*

Si bien la norma E-30 habla de la ductilidad como la propiedad por la cual una estructura puede deformarse más allá del rango lineal, esta no menciona mayor detalle en función a si esta varía para edificios altos o pequeños.

c) *¿Es mayor la capacidad de los edificios que la demanda propuesta por la norma E-030?*

Al evaluar una edificación de 3 ,6 ,9 ,12 ,15 y 18 pisos se obtendrá factores de sobre resistencia, estos valores podrían generar otro espectro de capacidad con respecto al espectro de demanda propuesto en la norma

1.3. Objetivos de la investigación

1.3.1. Objetivo general

Evaluar la sobre resistencia y ductilidad para edificios aporticados mediante el método estático no lineal y comparar su capacidad con la demanda propuesta en la norma E030.

Con el propósito de conocer un comportamiento más real de una edificación se pretende realizar un análisis estático no lineal a través de un software de diseño estructural. Dicho análisis, es más sofisticado que los análisis académicos que hablan de que la estructura tiene un comportamiento lineal. La curva de capacidad generada por este análisis permitirá conocer valores de sobre resistencia y ductilidad.

Para el análisis estático no lineal y para poder obtener resultados que se acerquen a la realidad será necesario considerar las propiedades no lineales de cada elemento de la edificación: en este caso las vigas y columnas, por ser un sistema aporticado.

La evaluación de varios edificios con diferentes pisos permitirá mostrar una tendencia en los resultados y finalmente servirá para poder comparar la capacidad resistente aproximada real con la demanda sísmica de la norma E030

1.3.2. Objetivos específicos

a) *Evaluar la sobre resistencia para edificios mediante el método estático no lineal.*

La sobre resistencia, conocida como el factor de modificación de respuesta sísmica es un valor que se ve comprometido en el diseño de una edificación, su valor influencia en tener una estructura más reforzada o menos reforzada ante el sismo. Al usar el método estático no lineal, tomando como ejemplos edificios de 3, 6, 9, 12, 15 y 18 pisos, el cual permite conocer la capacidad de global de la estructura podremos determinar la resistencia última y al dividirla entre la resistencia de diseño podremos obtener valores de sobre resistencia R.

Dichos valores serán aproximaciones, lo importante será conocer más allá del valor, la tendencia de estos con la altura de la edificación; es decir la relación sobre resistencia- periodo.

b) *Evaluar la ductilidad para edificios aporticados mediante el método estático no lineal.*

La ductilidad en una edificación es la capacidad que permite que la edificación se deforme fuera del rango lineal.. Al evaluar edificios de 3, 6, 9, 12, 15 y 18 pisos en el rango no lineal y ver su comportamiento podremos determinar el valor de ductilidad dividiendo el desplazamiento máximo entre el desplazamiento de fluencia. Dichos valores serán aproximaciones, lo importante será: conocer, más allá de un valor o una ecuación, una tendencia en estos resultados. Es decir, la relación ductilidad-periodo.

c) *Comparar la capacidad de los edificios con la demanda propuesta en la norma E030.*

Realizaremos una comparación entre los valores obtenidos y los valores propuesto de la norma.

1.4. Justificación e importancia de la investigación

El uso correcto de los indicadores de comportamiento sísmico: como son la ductilidad y la sobre resistencia, permite diseñar para cargas sísmicas teniendo en cuenta las virtudes innatas de la propia estructura, además su buen uso nos sirve para diseñar a través de un análisis lineal sin necesidad de conocer las propiedades no lineales de la estructura.

1.5. Limitaciones de la investigación

La investigación no pretende proponer un valor de ductilidad o de sobre resistencia global, solo mostrar una tendencia en los valores. Esta evaluación consistirá en la realización de un arquetipo de 3, 6, 9, 12, 15 y 18 pisos con la misma distribución geométrica siendo regulares todos. Los parámetros sísmicos serán iguales para todos los modelos: El tipo de suelo será rocoso S1, la zonificación será zona 4, el sistema estructural serán pórticos y los edificios funcionarán como hoteles. No se revisará edificios en otras condiciones.

La presente tesis solo revisará los valores de ductilidad y sobre resistencia global de cada edificio.

1.6. Viabilidad de la investigación

La presente investigación ha contado con la recolección de información de investigaciones nacionales e internacionales.

Es de suma importancia recalcar que el autor ha participado de forma física en la elaboración de la presente y en la realización de los modelos de etabs de los cuales se han desprendido los resultados. Se ha tenido que recurrir a un curso para el modelamiento de edificaciones mediante el sistema estático no lineal. Entre los datos más resaltantes que se obtienen de esta tesis se encuentra la sobre resistencia R y la ductilidad, los cuales intervienen directamente el comportamiento no lineal de la estructura y finalmente se comparan con los parámetros de la norma.

El financiamiento de esta investigación ha sido generado por el autor

1.7. Metodología de la investigación

1.7.1. Proceso de recolección de datos

- Selección de los materiales y los parámetros sísmicos a considerar, los tamaños de los edificios, el tipo de suelo, zonificación, tipo de sistema estructural.
- Pre-dimensionamiento de las edificaciones elegidas
- Dimensionamiento de las edificaciones elegidas con el software de diseño estructural : ETABS 2016
- Diseño no lineal : desarrollo de los diagramas de momento curvatura y diagramas de interacción para vigas y columnas

- Se realizarán las curvas de capacidad para determinar los indicadores requeridos: sobre resistencia y ductilidad
- Se analizará la información a través de la estadística con el programa Excel 2013
- Finalmente se concluirá sobre los resultados obtenidos de sobre resistencia y ductilidad

1.7.2. Población y muestra

Población: La investigación tiene como población a todas las edificaciones de sistema estructural aporticado que funcionan como hoteles y que se encuentran apoyadas en un suelo rocoso tipo S1 y pertenecen a la zona sísmica 4, según la norma E-030

Muestra: un edificio de 3 pisos, un edificio de 6 pisos, un edificio de 9 pisos, un edificio de 12 pisos, un edificio de 15 pisos y un edificio de 18 pisos. Todas estas funcionan como hoteles, están apoyadas en un suelo rocoso tipo S1 y pertenecen a la zona sísmica 4.

CAPÍTULO II: BASES TEÓRICAS

2.1. Antecedentes de la investigación

Para llevar a cabo la presente investigación se ha considerado investigaciones nacionales e internacionales relacionadas al tema en estudio que nos han brindado base para realizar la base teórica.

2.1.1. Investigaciones nacionales

Galvez,A. (2008) En su búsqueda para determinar el valor del factor de reducción sísmica para sistemas de concreto armado de muros de ductilidad limitada desarrolló ampliamente la teoría para poder determinarlo. En este trabajo se concluye que el valor propuesto de R depende del período de la estructura y que para casos de sistemas de muros de ductilidad limitada tomará el valor de 4 mientras que la distorsión permitida según las investigaciones mencionadas en dicho trabajo podría ser hasta de 0.001 sin presentarse el colapso de la estructura. Según él, los resultados obtenidos dependen intrínsecamente a los niveles de peligrosidad sísmica. (P.99)

Borda, L. y Pastor,A. (2011) En su tesis de grado se investiga el comportamiento sísmico de una edificación de 6 pisos de concreto armado con sistema aporticado. En sus conclusiones muestran que la ductilidad global es de 19 y la sobre resistencia global es equivalente a 2.5 para el cortante máximo y 1.3 para la primera rótula plástica. (P-164)

2.1.2. Investigaciones internacionales

Kajima Corporation.(1992) Un estudio internacional que ha servido de mucha ayuda a esta investigación es: “Design Guidelines for ductility and drifts Limits” elaborado por las universidades de California para la investigación de la ingeniería sísmica , en la conclusiones de este trabajo se habla de que el valor de R está intrínsecamente relacionada al periodo fundamental de la estructura. Se mencionan además factores que influyen en R: el amortiguamiento, la ductilidad, el tipo y condición de suelo, etc. (P.132)

Terán A. (1998) En un estudio parecido al presente presenta algunas figuras que muestran tendencias muy parecidas a la de nuestra investigación en lo que respecta a la ductilidad. (P.12)

ASCE (2000), norma que regula la evaluación de los edificios permite tener un mayor alcance de los parámetros para hacer un modelamiento correcto de las edificaciones. (P.259)

Aguar,R (2007) Sus estudios han servido de mucho debido a su experiencia y trayectoria en sus estudios para determinar un coeficiente R en estructuras aporticadas sin muros de corte. En sus investigaciones también presenta algunos valores de sobre resistencia hallados por otros ingenieros.(P.41)

2.2. Sismología

En un país como el Perú altamente sísmico sería extraño que no ocurrieran sismos, debido a que la placa de Nazca está ingresando constantemente por debajo de la placa Sudamericana.

2.2.1. Origen de los sismos

(Herráiz Sarachaga, 1997) aclara que el origen de los sismos ha sido atribuido a diferentes causas históricamente, sin embargo no fue hasta Reid en 1911 quien propuso el primer modelo mecánico en el que explica “la teoría del rebote elástico”. Según esta teoría los sismos se deben a un proceso de deformación elástica y acumulación de esfuerzos que se dan en la corteza hasta que se supera la resistencia del material rocoso. En este momento los esfuerzos se relajan parcial o totalmente produciendo una liberación de energía. Esta liberación se da a través de ondas sísmicas que hacen vibrar el terreno, a lo que denominamos sismo. (P.25)

Los estudios geofísicos permitieron conocer la estructura interna de la tierra: corteza, manto y núcleo como se muestra en el figura 1.

(Zamudio Díaz , 2003) En su tesis de grado manifiesta que John Milne, Lord Rayleigh y Lord Rutherford identificaron que la corteza se ubica a 35 km bajo el continente aproximadamente y entre 7 y 8 km bajo los océanos. El manto, ubicado debajo de la corteza, llega a los 2900 km de profundidad, y debajo de este se encontrará el núcleo de la Tierra, el cuál fue estudiado por Beno Gutenberg.(P.20-21)

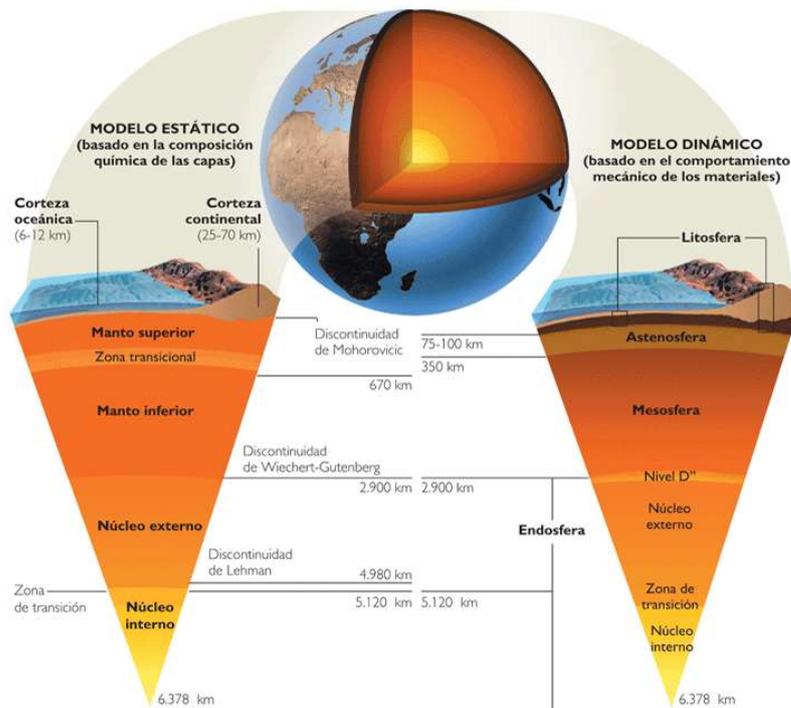


Figura 1: Capas de la tierra

Fuente: <http://equipo4geografia10.blogspot.pe/2013/10/practica-4-litosfera.html>

(Herráiz Sarachaga, 1997).“La litósfera está dividida en 17 placas, que están en una constante interacción reflejado en un desplazamiento de ellas por corrientes de convección de la astenósfera, parte del manto parcialmente fundido, con velocidades que no superan pequeños centímetros por año” (P.35)

Se distinguen las siguientes placas, como se muestran en la figura 2:

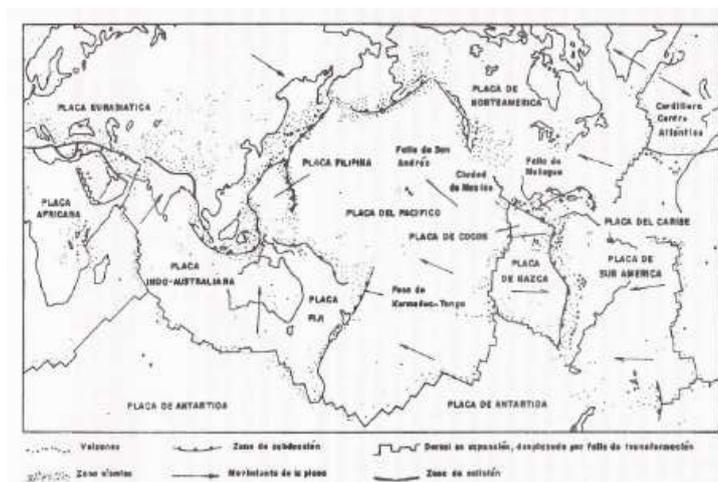


Figura 2: Capas tectónicas de la tierra
Fuente: Herráiz Sarachaga (1997)

(Sauter F., 1989) menciona que en algunos casos la limitación entre placas será visible como es el caso de la placa de Norteamérica con la placa del Caribe mientras que en otros el borde entre placas no será claramente reconocible, ejemplo de esto es la placa del caribe y la sudamericana tanto en Venezuela como en Colombia. En otros casos a través de exploraciones marinas se pueden observar estas zonas de contacto.

De lo expuesto podemos decir que la mayor zona de producción sísmica se encuentra en los bordes de las placas, es por esto es que es de vital importancia comprender el tipo de frontera o límite:

2.2.1.1. Borde divergente

Usualmente en suelos oceánicos, donde las placas se separan creando un nuevo material cortical a lo largo de la depresión central en caso de las cordilleras centro-oceánicas.

2.2.1.2. Borde Convergente

2.2.1.2.1. Zonas de subducción: de una placa por debajo de otra, puede ser continental u oceánica, por la cual se destruye material de la corteza.

2.2.1.2.2. Zonas de colisión frontal: entre placas continentales

2.2.1.3. Borde Transcurrente: correspondiente a las fallas de transformación donde el desplazamiento es lateral y paralelo.

El 75% de los sismos se generan en las zonas de subducción y son los más devastadores debido a que la litósfera suele ser de mayor espesor en estos lugares, por lo que el área de posible ruptura es mayor que en los otros casos. (P.25-35)

2.2.2. Tipos de ondas

(Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, 2015) dice que la energía, como consecuencia de este fenómeno sísmico, generará una serie de ondas que en muchos casos serán más destructivas que otras. Hay algunas que se mueven a grandes distancias través de las rocas llamadas ondas de cuerpo, las ondas S y P, mientras que hay otras que son refracciones y reflexiones de las ondas de cuerpo cuando están en un interface de estrato o en la superficie a las que se les denomina ondas superficiales, ejemplo de estas son las ondas Raylight y Love.

- a. **Las ondas P:** llamadas principales o de dilatación experimentan un movimiento en la dirección de la propagación generando una compresión y dilatación y pueden viajar a través de cualquier material.
- c. **Las ondas S:** son ondas de corte o transversales lo que implica un movimiento perpendicular a la dirección de propagación, solo podrá viajar en sólidos debido a que los líquidos no toleran esfuerzos de corte.
- d. **Las ondas Raylight:** ondas que viajan de manera similar a la ondulación de la superficie del agua, tiene movimiento elíptico y horizontal a la vez.
- e. **Las ondas Love:** movimiento similar al de las ondas S. La onda viaja de manera horizontal perpendicular a la dirección de la propagación.

Mientras que las ondas de cuerpo S y P hacen vibrar más a edificios bajos y rígidos, las ondas Raylight y Love castigan más a edificios altos y flexibles. (P.45)

La representación de estas onda se presenta en la figura 3:

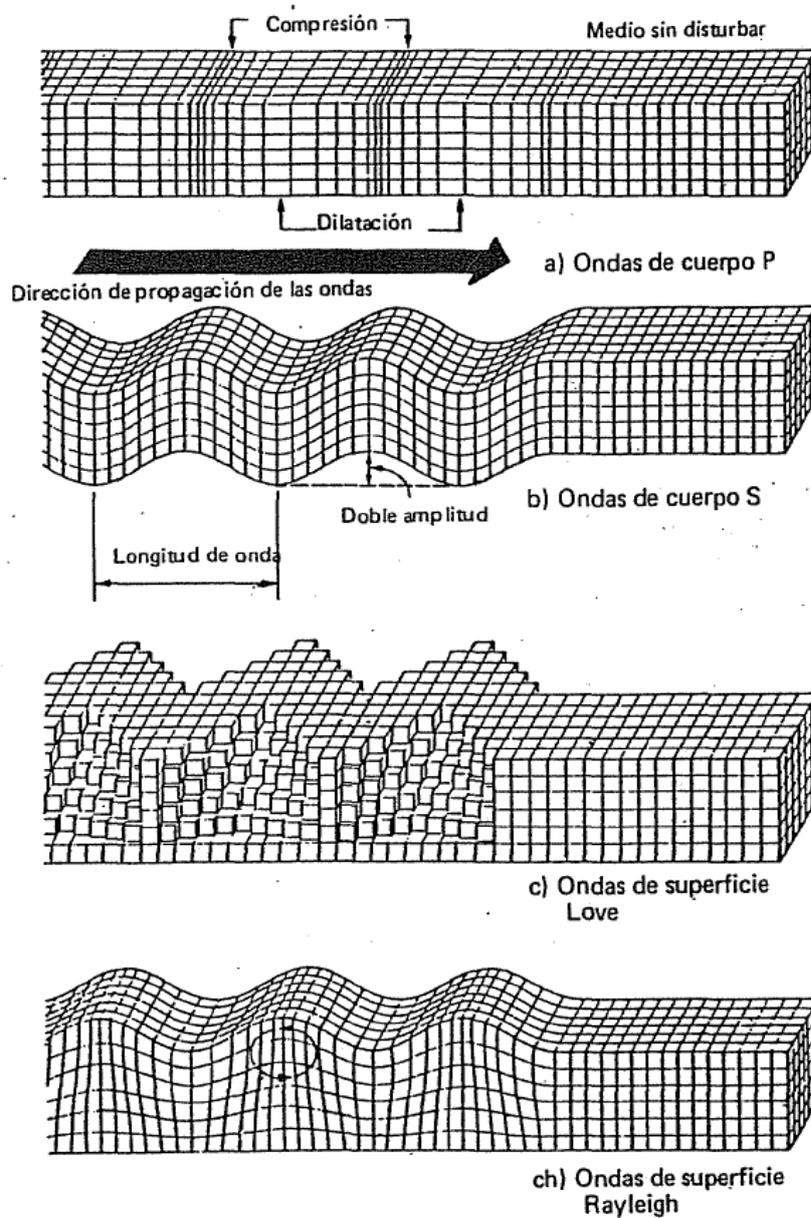


Figura 3: Tipos de ondas
Fuente: Sauter F, 1989

2.2.3. Magnitud e intensidad

(Guzman Gómez de la Torre , 2015) “Para poder medir cuan fuerte es un sismo tendremos dos tipos de parámetros: la intensidad y la magnitud.

2.2.3.1. La intensidad: Es una medida de la fuerza del movimiento del terreno de una determinada localidad, de sus efectos y daños causados. Depende del sitio de observación y es mayor en el área epicentral y menor a medida que se aleja de la fuente sísmica. Tengamos en cuenta que el criterio para determinar de qué intensidad fue un sismo será subjetivo. La escala más usada es la de Mercalli Modificada (MM), que va desde el grado I al grado XII explicando en cada uno la sensación de las personas durante el movimiento sísmico”. (P.22). Ver tabla 1:

Tabla 1: Mercalli Modificado (Continúa)

Grado	Descripción
I	Sacudida sentida por muy pocas personas en condiciones especialmente favorables.
II	Sacudida sentida sólo por pocas personas en reposo, especialmente en los pisos altos de los edificios. Los objetos suspendidos pueden oscilar.
III	Sacudida sentida claramente en los interiores, especialmente

	<p>en los pisos altos de los edificios, muchas personas no lo asocian con un temblor. Los vehículos de motor estacionados pueden moverse ligeramente. Vibración como la originada por el paso de un carro pesado.</p> <p>Tabla 1: Mercalli modificado (Continúa)</p>
IV	<p>Sacudida sentida durante el día por muchas personas en los interiores, por pocas en el exterior. Por la noche algunas despiertan. Vibración de vajillas, vidrios de ventanas y puertas; los muros crujen. Sensación como de un carro pesado chocando contra un edificio, los vehículos de motor estacionados se balancean claramente.</p>
V	<p>Sacudida sentida casi por todo el mundo; muchos despiertan. Algunas piezas de vajilla, vidrios de ventanas, etcétera, se rompen; pocos casos de agrietamiento de aplanados; caen objetos inestables. Se observan perturbaciones en los árboles, postes y otros objetos altos. Se detienen de relojes de péndulo.</p>
VI	<p>Sacudida sentida por todo mundo; muchas personas atemorizadas huyen hacia afuera. Algunos muebles pesados cambian de sitio; pocos ejemplos de caída de aplanados o daño en chimeneas. Daños ligeros.</p>
VII	<p>Advertido por todos. La gente huye al exterior. Daños sin importancia en edificios de buen diseño y construcción. Daños ligeros en estructuras ordinarias bien construidas; daños considerables en las débiles o mal planeadas; rotura de algunas chimeneas. Estimado por las personas conduciendo vehículos en movimiento.</p>
	<p>Daños ligeros en estructuras de diseño especialmente bueno; considerable en edificios ordinarios con derrumbe parcial;</p>

VIII	<p>grande en estructuras débilmente construidas. Los muros salen de sus armaduras. Caída de chimeneas, pilas de productos en los almacenes de las fábricas, columnas, monumentos y muros. Los muebles pesados se vuelcan.</p> <p>Fuente: Sociedad Mexicana de ingeniería sísmica, (2015) nbio en el nivel del agua de los pozos. Pérdida de control en las personas que guían vehículos motorizados.</p>
IX	<p>Daño considerable en las estructuras de diseño bueno; las armaduras de las estructuras bien planeadas se desploman; grandes daños en los edificios sólidos, con derrumbe parcial. Los edificios salen de sus cimientos. El terreno se agrieta notablemente. Las tuberías subterráneas se rompen.</p>
X	<p>Destrucción de algunas estructuras de madera bien construidas; la mayor parte de las estructuras de mampostería y armaduras se destruyen con todo y cimientos; agrietamiento considerable del terreno. Las vías del ferrocarril se tuercen. Considerables deslizamientos en las márgenes de los ríos y pendientes fuertes. Invasión del agua de los ríos sobre sus márgenes.</p>
XI	<p>Casi ninguna estructura de mampostería queda en pie. Puentes destruidos. Anchas grietas en el terreno. Las tuberías subterráneas quedan fuera de servicio. Hundimientos y derrumbes en terreno suave. Gran torsión de vías férreas.</p>
XII	<p>Destrucción total. Ondas visibles sobre el terreno. Perturbaciones de las cotas de nivel (ríos, lagos y mares). Objetos lanzados en el aire hacia arriba.</p>

Fuente: Sociedad Mexicana de ingeniería sísmica (2015)

2.2.3.2. La Magnitud:

(Zamudio Díaz , 2003) hablan de la magnitud como una medida cuantitativa e instrumental de la energía sísmica liberada producida por la ruptura en zona de falla.

Es una constante única e independiente de la localidad o sitio de observación. Se determina midiendo la máxima amplitud de las medidas tomadas por el sismógrafo. Hay varias escalas de magnitud, según el dato a usar:

a) Magnitud Local (M_L): parámetro propuesto por Richter en 1935 para los sismos en el sur de California. El fundamento de esta medición está en un sismógrafo Wood-Anderson el cual se estaba ubicado a 100 km de distancia del epicentro, Sin embargo, debido a que esta escala fue supuesta para un determinado lugar y un tipo de estructura.

b) Magnitud de ondas de cuerpo(M_b): Usada para medir la magnitud de sismos ubicados a distancias mayores de 500 km a los que se denominan telesismos , con hipocentros superficiales de hasta 70 km

c) Magnitud de superficie (M_s): Se utiliza para medir la amplitud de las ondas superficiales de los telesismos.

d) Magnitud de Momento (M_w): Hiro Kanamori de California Technological Institute (Cachel) desarrolló una nueva escala que

encuentra fundamento en el momento sísmico. Define de mejor manera el sismo ya que tiene valores superiores que pueden representar eventos de gran magnitud. Es así que se soluciona la complicación que surge al saturarse las escalas de magnitud en los rangos superiores. De ahí que esta se puede considerar como una continuación de la magnitud $M_s=7.5$ para valores superiores.(P.17-18). Ve ejemplos en la tabla 2.

Tabla 2: Sismos producidos entre los años 1960-1976

Fecha	Región	M_s	M_w
22.05.1960	Chile (sur)	8.30	9.5
28.03.1964	Alaska	8.40	9.2
09.03.1957	Islas Aleutianas	8.25	9.1
04.11.1952	Kamchatka	8.25	9.0
31.01.1906	Ecuador	8.60	8.8
04.02.1965	Islas Aleutianas	7.75	8.7
15.08.1950	Assam, India	8.60	8.6
11.11.1922	Chile (Central)	8.30	8.5
13.10.1963	Islas Kuriles	8.10	8.5
09.07.1905	Mongolia	8.25	8.4
02.03.1933	Sanriku, Japón	8.50	8.4
06.11.1958	Islas Kuriles	8.70	8.3
17.08.1906	Chile (Central)	8.40	8.2
06.04.1943	Chile	7.90	8.2
16.05.1968	Tokachi-oki, Japón	7.90	8.2
24.08.1942	Perú	8.10	8.2
17.10.1966	Perú	7.50	8.1
15.01.1934	India y Nepal	8.30	8.1
03.06.1932	Jalisco , México	8.10	8.1
18.04.1906	California, E.U.A	8.25	7.9
31.05.1970	Chimbote, Perú	7.80	7.9
01.09.1923	Kwanto(Tokyo), Japón	8.20	7.9
27.07.1976	Tangshan, China	8.00	7.5

Fuente: Aguiar, (2007)

2.3. Riesgo sísmico

(Kuroiwa, 2002)”Según los estudios realizados por el ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento aproximadamente el 70% de las construcciones

en el Perú son informales, es decir, han sido construidas por mano de obra que no ha sido capacitada para realizar de manera correcta una edificación. Por tanto, lo que se encuentra en estudio es el riesgo que se entiende como el grado de destructividad que tiene tal sismo. Dentro de este concepto se comprenden otros dos que componen al primero: el peligro sísmico, el costo y la vulnerabilidad”.(P.15)

$$\text{Riesgo sísmico} = \text{Peligro sísmico} \times \text{Costo} \times \text{Vulnerabilidad}$$

2.3.1. Amenaza o Peligro sísmico:

(Guzman Gómez de la Torre , 2015) Entiende a la amenaza sísmica como la probabilidad de que un fenómeno físico, potencialmente dañino, depende de la intensidad sísmica por la que será castigada una vivienda, recordemos que esta intensidad está en función de la magnitud del terremoto, de las condiciones del suelo, la geología del lugar y de la topografía. Conocer la amenaza sísmica permite evaluar su acción para un mejor diseño: el adecuado lugar donde se ubicará la estructura para poder evitar zonas de relleno; fallas geológicas; zonas de deslizamiento, asentamiento o licuefacción. Esto ayudará a reducir la amenaza siempre y cuando la estructura todavía no se haya hecho; sin embargo en el caso de las estructuras ya construidas tendremos una influencia directamente proporcional a la vulnerabilidad.

Como sabemos los sismos más destructivos en el Perú suceden en el extremo oeste. Los sismos más notables en el Perú han sido en : Piura y Huancabamba en 1912 , Caravelí en 1913, Chachapoyas en 1928, Lima en 1940 , Nazca en 1942 , Ancash en 1946, Satipo en 1947, Cuzco en

1950 , Tumbes en 1953, Arequipa en 1958 , Lima en 1966, Chimbote y Callejón de Huaylas en 1970, Lima en 1974; Arequipa, Moquegua y Tacna en 2001, Ica (2007).

2.3.2. Costo

Se entiende por costo no solo a las consecuencias económicas que puede producir el sismo sino también a la cantidad de vidas humanas que se podrían ver comprometidas en un posible desastre. (P.26)

2.3.3. Vulnerabilidad:

(Herráiz Sarachaga, 1997) “Constituye las características estructurales y físicas de la vivienda que se encuentran predispuestas intrínsecamente a sufrir un daño ante un sismo. Su evaluación corresponde a ingenieros y arquitectos por ser el personal capacitado y se hará acorde al grado de daños sufrido por las diferentes edificaciones según la intensidad sísmica definida en la tabla Mercalli Modificada”.(P.16)

(Bonett Díaz , 2003) menciona que “en la actualidad se conocen diferentes métodos para realizar una reparación o una adecuación del sistema estructural, así también métodos de evaluación de la vulnerabilidad de la edificación: Gunturi en 1992, Kawamura en 1992, Petrovski en 1992 , Hwang y Huo en 1994, Hurtado en 1999, Dumova en 2000, entre otros. Un método adecuado de evaluación de la vulnerabilidad debe considerar aspectos estructurales como también funcionales, operativos y urbanos que permitan mitigar el desastre”.(P.18-19)

2.4. Daño sísmico

(Bonett Díaz , 2003) se conoce como daño al grado de destrucción o degradación sobre las personas, bienes, sistemas de prestaciones de servicios causado por un fenómeno natural. Estructuralmente hablando el daño está íntimamente relacionado a deformaciones irreparables (inelásticas). Debido a esto, con la experiencia de los sismos y el avance tecnológico en diferentes lugares, se ha llegado a considerar la no linealidad de los materiales en el análisis y en diseño sísmico, es así que mediante ensayos de laboratorio y/o procedimiento de análisis se puede determinar un comportamiento de los materiales. Sin embargo, es claro que es complicado cuantificar el daño y que todavía no existe un criterio estandarizado”

2.4.1. Elementos susceptibles al daño:

Es de suma importancia que para poder cuantificar los daños primero se comprenda cuáles son los sistemas expuestos:

- a) Elementos estructurales :** Elementos que componen el sistema resistente frente a las cargas verticales (gravitatorias) y laterales (sismo)
- b) Elementos arquitectónicos:** Elementos que no son estructurales y que no resisten cargas. Usualmente, se usan para dividir espacios o cumplen una función estética; sin embargo, su interacción con la estructura es importante
- c) Instalaciones:** Elementos que suministran servicios como agua, electricidad, alcantarillado y conducciones de gas.
- d) Contenidos:** Elementos que están dentro de la edificación pero no son parte de la misma: mobiliario, equipos, maquinarias.

Siendo los 3 últimos parte del sistema no estructural.

2.4.2. Estados discretos de daño

Representan una condición tolerable establecida en función de 3 aspectos:

- a) Daños sobre los elementos estructurales y no estructurales
- b) Riesgo en el que se encuentran los ocupantes de la edificación
- c) Funcionalidad después del sismo

Entonces, para poder definir estos estados es necesario determinar un calificativo que englobe las condiciones que mencionamos. De ahí que este calificativo responde a una descripción puramente cualitativa que hace la tarea más difícil y subjetiva. (P.35)

2.4.3. Los niveles de desempeño:

(ASCE, 2000) Describe los estados límites de daño discreto. Estos representan una condición límite o tolerable en función a los aspectos anteriormente mencionados. El desempeño se cuantifica según el daño que tiene la estructura afectado por un sismo y la consecuencia que tiene en momentos posteriores. A continuación se presentan los niveles de desempeño FEMA 356, con una clasificación tanto para el nivel de desempeño de los elementos estructurales y los no estructurales.

2.4.3.1. Nivel de desempeño de los componentes estructurales:

Describen los posibles estados de daño sobre la estructura. De aquí se definen los estados discretos de daño: ocupación inmediata (S-1), seguridad de vida (S-3), prevención de colapso (S-5) y No considerado

(S-6). Además se tiene 2 rangos intermedios: Control de daños (S-2) y seguridad limitada (S-4). Ver tabla 3.

- S-1. Ocupación inmediata: Se define el estado post- sismo, que continúa siendo seguro para la ocupación, conserva la resistencia y rigidez de la estructura. Poco daño estructural y sus habitantes no presentan riesgo.

- S-2. Daño Controlado: Corresponde a un rango que varía entre las condiciones de límite de ocupación inmediata y seguridad de vida. La vida de los ocupantes no está en peligro aunque es posible que sean afectados.

- S-3. Seguridad de vida: Pueden haber ocurrido daños significativos estructurales, pero los elementos estructurales se mantienen resistentes de alguna forma al colapso. Puede haber heridos, pero el riesgo de sufrir lesiones mortales, como producto de un daño estructural se espera que sea bajo. Costos elevados asociados a las reparaciones estructurales, las cuales son inmediatamente necesarias.

- S-4. Seguridad limitada: corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de seguridad y estabilidad estructural, con alto peligro para los ocupantes.

- S-5. Prevención del colapso: Corresponde a un estado de daño en el cual el sistema estructural está al límite de experimentar un colapso parcial o total. Han sucedido daños sustanciales, con una significativa pérdida de la resistencia y rigidez del resistente a fuerzas laterales. Se pueden presentar heridos debido a la caída de escombros. No es técnicamente reparable ni es segura su recuperación.

- S-6. No considerado: Para programas de rehabilitación que no se ocupan del desempeño estructural de un edificio, se puede indicar que tienen un desempeño “no considerado”.

Tabla 3 : Niveles de rendimiento estructural y daños para elementos verticales

Niveles de rendimiento estructural y daños para elementos verticales				
Elemento	Tipo	Prevención de colapso S-5	Seguridad de vida S-3	Ocupación inmediata S-1
Pórticos de concreto	Primario	Gran formación de grietas y rótulas en elementos dúctiles. Grietas limitadas y / para falla de empalme en algunas columnas no dúctiles. Daño severo en columnas cortas	Daño extensivo a las vigas. Desprendimiento de recubrimiento y fisuración por cizallamiento (espesor <1/8") para columnas. Menor desprendimiento en columnas no dúctiles. Grietas en las articulaciones <1/8" de ancho	Grietas delgadas. Límites de fluencia en algunas zonas. No hay ruptura del concreto (tensión del concreto por debajo de 0.003)
	Secundario	Gran desprendimiento en columnas (acortamiento limitado) y vigas. Daño severo en las articulaciones. Algunos refuerzos están expuestos	Gran formación de grietas y rótulas en elementos dúctiles. Grietas limitadas y / para falla de empalme en algunas columnas no dúctiles. Daño severo en columnas cortas	Menor desprendimiento en algunos lugares de las columnas y vigas dúctiles. Agrietamiento por flexión en vigas y columnas. Agrietamiento por cortante en las articulaciones < 1/16" de ancho
	Drifts	4% transitorio o permanente	2% transitorio ; 1% permanente	1 % transitorio ; despreciable permanente

2.4.3.2. Nivel de desempeño de los componentes no estructurales:

Describen los posibles estados de daño sobre los elementos no estructurales. De aquí se definen los estados discretos de daño: Operativo (N-A), Ocupación inmediata (N-B), Seguridad de vida (N-C), Reducción de daños (N-D), y No considerado (N-E)

- N-A. Operativo: Se considera que los elementos no estructurales, pueden soportar todas las funciones pre- sísmicas.

- N-B. Ocupación inmediata: Se define como el estado de daño post-sísmico que incluye a los elementos no estructurales. Los elementos de acceso al edificio como son: Puertas, ventanas, escaleras, ascensores, luces de emergencia, extintores de fuego, etc; se encuentran operativos.

Se presume que el edificio es estructuralmente seguro, sin embargo se requerirá labores de limpieza e inspección. Algunos elementos mecánicos pueden presentar averías e incluso quedar inoperativos. El agua, energía, gas natural, líneas de comunicación y otros servicios podría estar no operativo. El riesgo de heridos mortales, debido a un daño no estructural es mínimo.

- N-C. Seguridad de vida: es el estado post sísmico, que incluye daños a los componentes no estructurales pero que no comprometen la vida de los habitantes. Ocurren daños significativos que incluso pueden ser muy costosos pero estos no son arrojados ni caen ya sea en el interior o exterior de edificio. Las salidas no están extensamente bloqueadas pero pueden haber sido afectadas por desperdicios ligeros. Los sistemas de plomería, eléctricos y sistemas de extinción de fuego han sido dañados,

resultando inundaciones locales. Mientras pueden presentarse heridos, las lesiones no son graves.

- N-D. Reducción de daños: Se define como el estado post- sísmico que incluye daños a los elementos no estructurales que podrían producir caídas peligrosas, dichas caídas no se producen en las salas de reuniones.

- N-E. No Considerado : se consideran a los proyectos de rehabilitación que no toman en cuenta los componentes no estructurales .(P.38-50)

CAPÍTULO III: DISEÑO SISMORESISTENTE

3.1. Conceptos básicos

3.1.1. Periodos y resonancia

(Bazán & Meli, 1999) hablan de que el movimiento del suelo generará desplazamiento en la estructura que se hará con un ritmo determinado a lo que llamaremos periodo fundamental (mayor periodo) que denota el tiempo que toma un ciclo de oscilación. Los periodos de estructuras de marcos sencillos de un piso pueden oscilar en los 0.1 seg , 0.5 seg. para estructuras hasta 4 pisos, y hasta de 1 a 2 seg para edificios altos de 10 a 20 pisos. A diferencia de un elemento simple una estructura puede tener diferentes periodos, manteniendo sus propiedades constantes, donde se desplazará de diferente “modo”. Generalmente el primer modo deberá ser un movimiento traslacional de lado a lado, esto garantiza la regularidad. Si el periodo del suelo coincide con el periodo de la edificación estaremos hablando de un estado de resonancia, estado en el cual se amplifican los efectos sísmicos, motivo por el cual es de suma importancia hacer verificaciones al modelar nuestra estructura. Si la estructura presentara este estado será recomendable modificar su forma o área, situar el peso en otra zona, cambiar su material o modificar la altura. (P.45-47)

3.1.2. Amortiguamiento

(Bazán & Meli, 1999) mencionan que si un péndulo entra en resonancia la amplificación podría aumentar hasta 50 veces, sin embargo; en el caso de una edificación no puede resonar libremente debido a que se encuentra amortiguado, es decir no son eficientes para vibrar en el tiempo debido a que va reduciendo las fuerzas. Esto dependerá generalmente de las conexiones, de los elementos no estructurales y de los materiales empleados en construcción.

3.1.3. Resistencia y rigidez

Mientras que la resistencia busca tolerar cargas sin superar los límites de esfuerzo de un elemento, la rigidez busca prever que al recibir una carga sísmica horizontal la estructura se mantenga en un alineamiento determinado. Estos valores de deformación para la rigidez están dispuestos en cada norma según su exigencia. Ver figura 4.

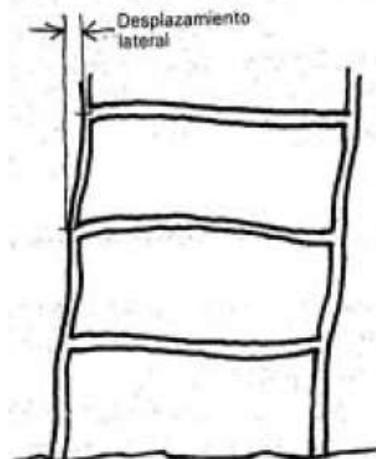


Figura 4: desplazamiento de
una edificación
Fuente: Arthur,(1999)

3.2. Factores que intervienen en el comportamiento sísmico

Como se sabe la respuesta sísmica depende de algunas características del movimiento así como de las propiedades dinámicas de la edificación. Por tanto la edificación puede tener un comportamiento diferente según algunos factores que aquí mencionamos:

3.2.1. Material

Sin duda alguna la respuesta sísmica dependerá del material que compone la construcción. Las características más resaltantes son: el peso volumétrico (que representa el peso por unidad de volumen, define la masa por tanto la fuerza de inercia actuante), el módulo de elasticidad: que representa la rigidez lateral de la estructura y la ductilidad.

3.2.2. Sistema estructural en concreto armado

Generalmente se usan sistemas estructurales que tienen ciertas ventajas y desventajas frente a sismo:

a) Pórticos: También conocido como el marco dúctil o marco tridimensional, caracterizado por el espacio interno que permite su uso con mayor libertad. Si bien se presentan con gran ductilidad pueden producir fallas en las articulaciones como se muestra en la ilustración 5. Ya que la resistencia lateral depende únicamente de la capacidad de flexión de las columnas y vigas, el sistema presenta una rigidez y resistencia baja; a menos que las secciones de estos elementos sean

considerablemente robustos. Por tanto un problema en este tipo de sistema será el poder controlar sus deformaciones, motivo por el cual se podrán realizar edificaciones de baja o mediana altura. Este será el sistema estructural usado en nuestra tesis, este sistema está representado en la figura 5.

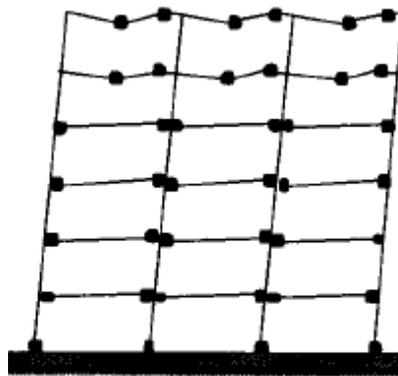


Figura 5: Marco dúctiles
Fuente: Arnold & Reitherman (1988)

b) Muro de confinamiento o Sistemas tipo cajón: El conjunto tridimensional de muros da por resultado un sistema estructural resistente a las cargas laterales. Normalmente se diseñan en este sistema edificios de baja a mediana altura ya que resulta difícil mantener la arquitectura a lo largo de los pisos, lo cual es necesario para esta edificación.

c) Muros de corte o Sistema Marco rigidizado: Los marcos rigidizados con muros o cortavientos son generalmente los más resistentes frente al sismo. Siempre y cuando se usen de manera correcta

se pueden obtener sistemas más rigidez y resistentes. Se debe tener cuidado al rigidizar ciertas zonas para evitar que el cortante se distribuya de manera heterogénea.

d) Otros sistemas: Las combinaciones de los sistemas estructurales antes mencionados dan lugar a sistemas más completos y seguros. Generalmente para evitar la obstrucción de caminos y ganar mayores espacios se colocan las zonas rígidas como núcleos en el centro, y se agregan los marcos en la mayor parte de la planta absorbiendo las cargas verticales. Sin embargo, en muchos casos esto podría producir un elevado momento de volteo que dañaría gravemente la cimentación. También se pueden colocar los elementos rígidos en las paredes perimetrales o mediante una combinación de marcos y crujeas. (140-160)

3.2.3. Irregularidad

(Arnold & Reitherman, 1988) muestran que la respuesta de un sismo también se ve condicionada por la configuración del edificio, es decir; tanto la forma del conjunto del edificio, como el tamaño, naturaleza y localización de los elementos resistentes y no estructurales dentro de él. Algunos aspectos de la forma en planta del edificio propician una respuesta poco conveniente como es la asimetría (genera excentricidad entre el centro de masas y el centro de rigidez) o las esquinas entrantes que producen concentración de esfuerzos en ciertas zonas. En la elevación es necesario conservar dicha simplicidad, regularidad y simetría también, lo más peligroso es encontrar edificios donde los pisos superiores se reducen

abruptamente produciendo un efecto conocido como “chicoteo”, edificios con la esbeltez excesiva que podría generar un problema de volteo o inestabilidad, edificios con el problema conocido como “piso débil” donde la rigidez de los pisos inferiores es menor que la de los pisos superiores. La norma E-30 permite calificar a una estructura como regular o irregular según cierto criterios que se mencionan en el capítulo 2.3 de la presente investigación.

3.2.4. Condiciones locales

Si bien se conoce que la intensidad sísmica varía según la distancia al epicentro, es cierto que los daños dependerán de otros factores:

a. Condiciones geológicas de suelo: De la ley de la conservación de la energía se desprende que el desplazamiento de las partículas, en este caso asociado a ondas sísmicas, aumenta en cuanto pasa de un medio de alta velocidad a uno de menor velocidad. Entonces cuando una onda pasa de un lecho rocoso (alta velocidad) a un estrato de sedimentos blandos (baja velocidad) aumenta significativamente por lo que en el primero la cuantía de daños será menor con respecto a la primera. Ejemplo de esto es la capital de México, la cual está asentada sobre el lago de Texcoco y ha sentido los efectos lejanos de sismos ubicados en la subducción del pacífico.

b. Condiciones topográficas: Se han realizado estudios que demuestran que en los valles y montañas se presenta diferentes tipos de amplificación. En los últimos sismos se ha notado que donde hay mayor irregularidad es decir en las colinas, montañas y crestas de estas los daños son mayores mientras que en los valles se presenta un efecto de

atenuación. La explicación a este efecto está probablemente en el ángulo de incidencia y el tipo de ondas sísmica , además de la geometría de la aspereza topográfica

c. **Dirección de las ondas sísmicas:** Se cree a partir de los marcos teóricos y la experiencia que la intensidad de los sismos puede variar según la dirección en la que se propaga la ruptura a lo largo de la falla.
(P.50-65)

3.3. Diseño sísmico de edificaciones

3.3.1. Características de la acción sísmica:

(M. Bozzo & H. Barbat , 2000) afirma que el efecto que tiene un sismo se transmite a través del suelo donde se apoya la estructura, generalmente este sigue el desplazamiento del mismo, mientras que, por inercia la edificación opone resistencia dicho movimiento. Estas fuerzas de inercia son las que en verdad ponen en peligro a la edificación. El análisis de cómo se producen no será objeto de estudio del presente trabajo de investigación pero vale mencionar que su complejidad radica principalmente en la irregularidad de sistema estructural y del movimiento del suelo por lo que requiere grandes simplificaciones.

El movimiento del suelo tiene vibraciones horizontales y verticales; y siendo las primeras las más dañinas son las que generalmente son analizadas. Como hemos visto anteriormente la respuesta de la

edificación no solo depende de las fuerzas sino de otros factores como son la geometría y las propiedades de los materiales. En esto último, la ductilidad juega un papel importantísimo.

El grado de amplificación de las vibraciones depende del periodo de la estructura y del periodo predominante del suelo. Es así que cuando el periodo es corto, las estructuras rígidas y pesadas se ven afectadas; mientras que en el caso de periodos largos, las estructuras altas y flexibles son las más afectadas.

Siempre es posible modelar una estructura a partir de un sistema discreto de masas concentradas, conectadas entre sí por resortes. Las masas

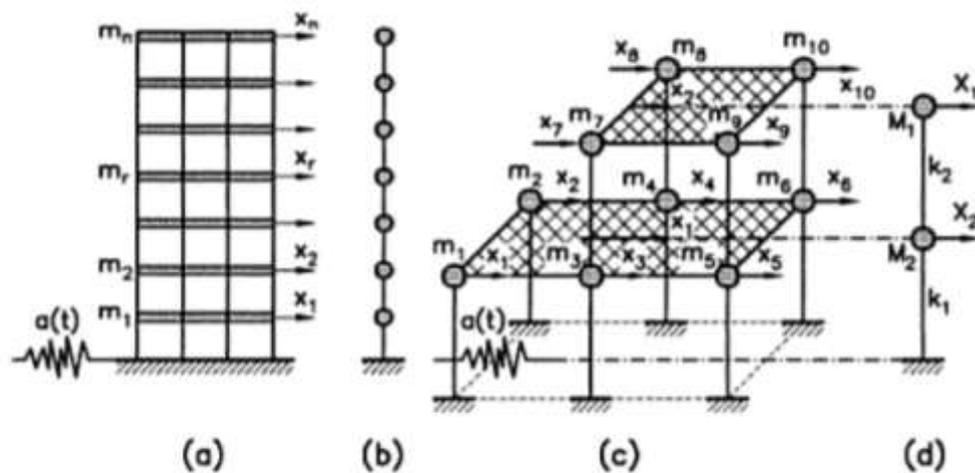


Figura 6: Modelos dinámicos de masas concentradas para pórticos (a) edificios cortantes (b) su modelo dinámico (c) vista 3d pórtico modelado con sistema de 10 grados de libertad y (d) su modelo con 2 grados de libertad
 Fuente: Bosso & Barbat (2000)

están

concentradas en los entrepisos simulando el efecto de las fuerzas inerciales

reales que se producen en un sismo, como se aprecia en la figura 6. Sin embargo y en caso las fuerzas no estén contenidas en el plano se tendrá que realizar otro modelo que si los contenga.(P. 78) Ver figura 7.

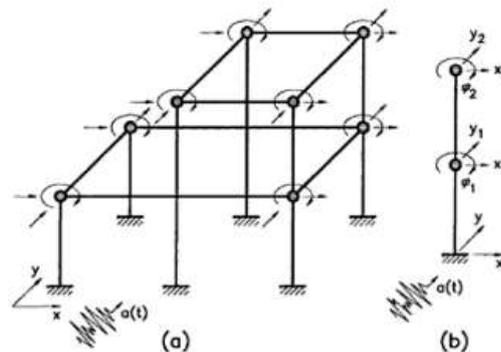


Figura 7: Modelo dinámico de pórtico tridimensional con torsión (a) Modelo completo, (b) modelo simplificado
Fuente: Bosso & Barbat (2000)

(Pique del Pozo , 1998) Afirma que la identificación de los grados de libertad es una tarea de gran importancia que requiere cierto rigor debido a la influencia que tiene en los resultados del análisis dinámico. Las ecuaciones que manejan el comportamiento de una edificación están regidas por ecuaciones de física básica, a partir de un diagrama de cuerpo libre (DCL):

$$M\ddot{U} + KU = F f(t) \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde M es el vector masa, \ddot{U} es el vector aceleración, U es el desplazamiento, K es el vector de rigidez y F es el la fuerza aplicada.

Nótese que se realizarán tantas ecuaciones como grados de libertad existentes, por tal motivo esto se puede colocar de manera matricial:

$$M = \begin{pmatrix} m_1 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & \dots & \dots & \dots & \dots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_{n-1} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & m_n \end{pmatrix}$$

$$K = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & -k_3 & k_3 + k_4 & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \dots & \dots & \dots & \dots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & k_{n-1} + k_n & -k_n \\ 0 & 0 & 0 & \dots & -k_n & k_n \end{bmatrix}$$

Ha de notarse que las estructuras están sometidas a un movimiento periódico de periodo T o una frecuencia angular circular $\omega = 2\pi / T$ (expresada en radianes por segundo), de tal forma que al imponer una determinada carga y desplazamiento vibrará armónicamente, manteniendo los desplazamientos y variando únicamente en las amplitudes por un factor de proporcionalidad.

$$U = X \text{Sen}(\omega t + \phi) \quad \text{Ecuación 2}$$

Si derivamos dos veces la ec. (2.2) , entonces:

$$\ddot{U} = -X\omega^2 \text{Sen}(\omega t + \phi) \quad \text{Ecuación 3}$$

Luego, reemplazamos la ec. (2.2) y (2.3) en la ec. (2.1):

$$M(-X\omega^2 \text{Sen}(\omega t + \phi)) + K(X \text{Sen}(\omega t + \phi)) = 0 \quad \text{Ecuación 4}$$

Finalmente, simplificamos esta expresión

$$KX - \omega^2 MX = 0 \text{ Ecuación 5}$$

Para determinar la solución a dicho problema deberá ser necesario determinar si hay valores para ω^2 y X diferentes de 0, respectivamente. Este problema matemático es el llamado de valores característicos o de valores propios:

$$(K - \omega^2 M)X = 0 \text{ Ecuación 6}$$

Se sabe que como el segundo miembro es igual a 0, esta ecuación se hace homogénea. No tiene una solución única si el determinante de la matriz de coeficientes se hace 0:

$$|(K - \omega^2 M)| = 0 \text{ Ecuación 7}$$

La expansión de esta determinante resultará en una ecuación algebraica de grado n en ω^2 , conocida como la ecuación característica. Donde n son los valores de ω^2 que hacen 0 la determinante:

$$(K - \omega^2 M)X = 0 \text{ Ecuación 8}$$

Al hallar la solución a esta ecuación característica obtendremos los valores característicos:

$$\lambda_n = \omega_n^2 \quad \text{donde } n = 1, 2, 3, \dots, n$$

Siendo valores todos positivos (al provenir de términos cuadráticos) y ordenando de mayor a menor:

$$\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_{n-1} < \omega_n$$

$$T_1 < T_2 < \dots < T_{n-1} < T_n$$

Siendo T_1 el llamado periodo fundamental que corresponde a la frecuencia angular más baja.

En el caso de los modelos actuales se analizan a través de softwares avanzados usando un método llamado de elementos finitos. Básicamente este método lo que hace es reemplazar lo antes explicado por mallas formadas por un número finito de subdominios conectados entre sí por un número finito de nodos. (P.2-14)

3.3.2. Características de la respuesta sísmica de una edificación

(Bazán & Meli, 1999) comentan que para sismos moderados generalmente los edificios tienen un comportamiento estático lineal y su respuesta puede calcularse en muchos casos a través de un análisis dinámico de sistemas lineales. Comúnmente la respuesta se calcula a través de un sistema de un grado de libertad con el periodo fundamental. Al evaluar diferentes edificaciones al mismo movimiento de suelo, se nota en la figura 8 que los resultados en cada caso serán diferentes:

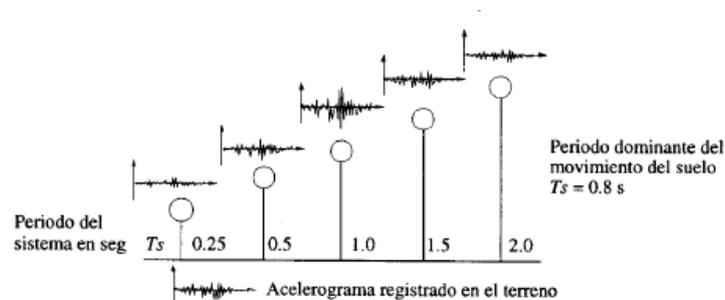


Figura 8 Variación del periodo para estructuras de diferentes tamaños
Fuente: Bazán & Meli, (1999)

Por otro lado, se pueden tener análisis más completos para estructuras más complejas. En una edificación en México en el sismo del 28 de octubre de 1993, como se muestra en la figura 9, se puede apreciar los resultados: a medida que se va subiendo en los estratos (a los 20 m. de profundidad se presenta arcilla) las ampliaciones son mayores y los registros aumentan con la altura, de tal manera que la aceleración es 2.5 veces mayor en la azotea que la máxima registrada en el sótano.

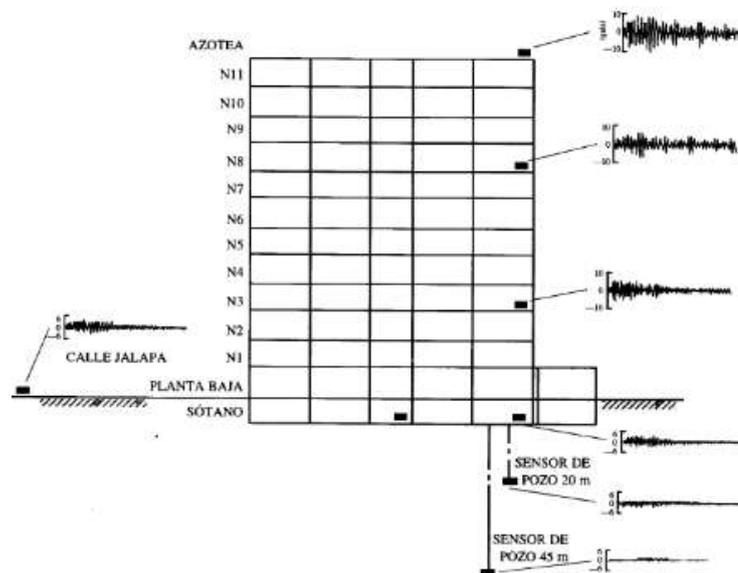


Figura 9: Registros de aceleraciones de México
Fuente: Bazán & Meli, (1999)

Se sabe que durante el sismo el comportamiento deja de ser lineal, la rigidez disminuye y el amortiguamiento suele aumentar. En este sentido es importante recalcar que mientras el acero tiene un comportamiento lineal hasta niveles de esfuerzos muy altos, correspondientes a la fluencia; el concreto cuando supera el 50% de su resistencia tiende a perder rigidez debido al agrietamiento de la sección que está sujeto a

momentos de flexión elevados. Cuando la estructura entra en un comportamiento después de la fluencia, es cuando la rigidez se ha reducido drásticamente. En esta etapa entra el concepto de la ductilidad de la estructura como una disipación de la energía por comportamiento no lineal para evitar la falla frágil.

Se muestra en la figura 10 el comportamiento de dos edificaciones: una con comportamiento frágil y otra con comportamiento dúctil. Cuando el comportamiento es dúctil se presentan puntos donde la rigidez cambia abruptamente, a estos se les puede identificar como estados límites de comportamiento estructural. En el primero (agrietamiento) se rebasan las condiciones de servicio de la construcción, en el segundo (fluencia) hay daños significativos en la estructura y en el tercero sucede el colapso. (P.125)



Figura 10: Relación carga-deformación de una estructura
Fuente: Bazán & Meli, (1999)

3.3.3. Espectro de Respuesta sísmica:

(Crisafulli F. , 2002) se refiere al espectro de respuesta sísmica como la representación gráfica de los valores máximos de respuesta para diferentes periodos de vibración natural u otro parámetro. Esta herramienta es útil para el área del diseño sismo resistente.

Sus conceptos se remontan al año 1920 con Kyoji Suyehiro , Director del Instituto de Investigaciones de la Universidad de Tokyo, quien creó un instrumento de 6 péndulos con diferentes periodos de vibración que permitía registrar la respuesta de los mismos ante un sismo. Años después sería Maurice Biot del Instituto Tecnológico de California que propondría lo que hoy conocemos como espectros de respuesta elástica.

La importancia de estos espectros está principalmente en que grafican una respuesta máxima, que se adquieren a través de valores por los diseñadores estructurales.

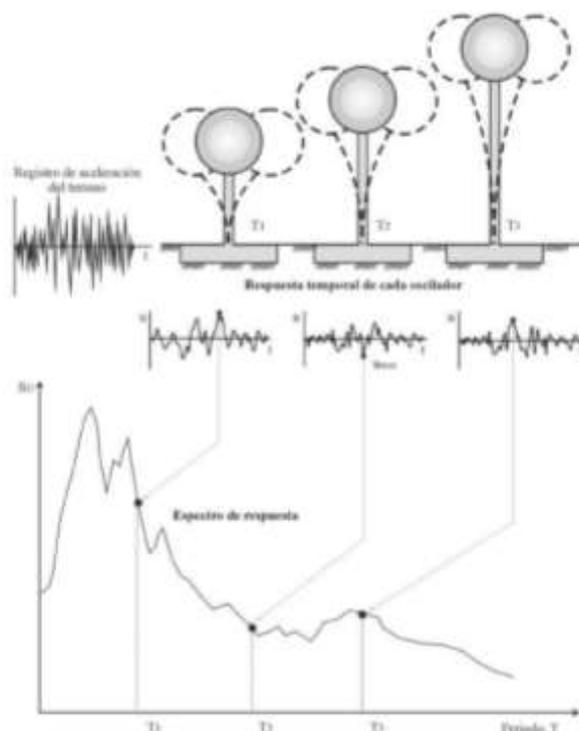


Figura 11: método de determinación del espectro de respuesta.
Fuente: Crisafulli, (2002)

Como se puede ver en la figura 11, el cálculo de un espectro requiere de numerosas operaciones para lo cual en la actualidad no representa un problema por la cantidad de herramientas tecnológicas con las que se cuenta.

Debido al avance tecnológico que mencionamos anteriormente se han generado 3 tipos de espectros que pasamos a mencionar:

- a) **Espectro de respuesta elástica:** Representan la respuesta máxima frente a un sismo, incluyen varias curvas con diferentes factores de amortiguamiento. Se usan para estudiar los terremotos y su efecto en las estructuras. Presentan variaciones bruscas con picos y valles que son parte de la complejidad de las aceleraciones producidas por el sismo.
- b) **Espectro de la respuesta inelástica:** Similar al ya mencionado, pero con la diferencia que el oscilador de un grado de libertad tiene un comportamiento no lineal, es decir las estructuras pueden experimentar deformaciones dentro de un comportamiento plástico. Se construyen espectros de aceleración, desplazamientos de fluencia; en donde se consideran diferentes niveles de ductilidad o distinto comportamiento histerético, ver figura 12 (indican la relación entre la fuerza restitutiva F_s y el desplazamiento).

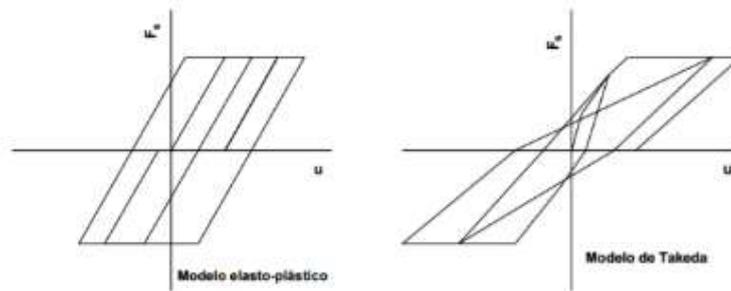


Figura 12 : Modelo Histerético.
Fuente: Crisafulli,(2002)

c) **Espectro de diseño:** Una edificación no se deberá diseñar según el comportamiento de un solo sismo ya que al venir otro de diferentes características podría generar fallas. Por tanto, el espectro de diseño se crea a partir de espectros “suavizados” (sin variaciones bruscas), con las consideraciones de varios sismos, de ahí que en los códigos de diseño problema tan grande se reduce a una ecuación simple. Se obtienen generalmente por procesos estadísticos, el más común es considerar un promedio más un valor de desviación estándar. Como ejemplo en la figura 13 , la cuales un promedio de 4 sismos , esto muestra que diseñar de esta forma es de por sí un peligro

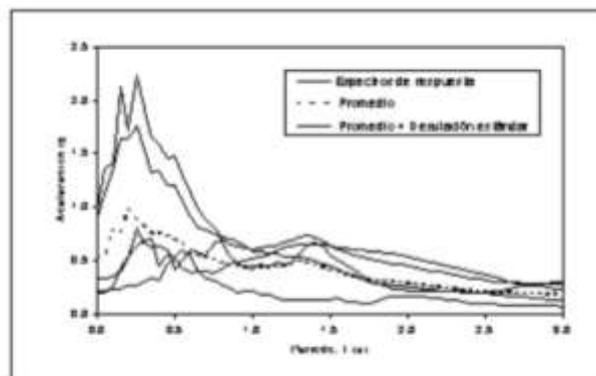


Figura 13: Determinación de espectro de respuesta
Fuente: Crisafulli, (2002)

Los códigos de diseño sísmico admiten el comportamiento en el rango no lineal como disipación de energía por tanto los valores de aceleración se disminuirán a través de un factor denominado R al que en adelante llamaremos factor de reducción sísmica. (P.21-24)

Antes de ingresar propiamente al tema de interés será necesario conocer un poco de la normativa actual de diseño sismo resistente para edificaciones NTP-E 030 -2016.

3.4. Norma peruana de diseño sismoresistente E.030

(Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento , 2016) en su norma E.30 actualizada en el año del 2016 es el resultado de varios años de discusión y de la toma de diversas nuevas tecnologías en el campo de la sismología. Tiene como objeto disminuir la vulnerabilidad de las edificaciones, evitar pérdidas humanas y asegurar el funcionamiento de los servicios básicos después de un sismo. Los niveles de desempeño de esta norma son:

- a)** La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- b)** La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.

c) Para las edificaciones esenciales, definidas en la Tabla N° 7 de la norma E030, se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

“Se reconoce que dar la protección completa frente a todos los sismos no es técnico ni económicamente factible para la mayoría de estructuras” se menciona en el artículo 1.3 de la norma E.030. Según lo indicado en el artículo 1.4 de la norma, se mencionan algunos aspectos importantes a tener en cuenta, en el diseño sismoresistente:

- Simetría, correcta distribución de masas y de rigidez.
- Peso mínimo, particularmente en los pisos altos.
- Selección de uso y materiales adecuados.
- Resistencia frente a cargas laterales.
- Continuidad estructural, tanto en planta como en elevación.
- Ductilidad, entendida como la capacidad de deformación más allá del rango elástico.
- Deformación lateral limitada.
- Inclusión de líneas sucesivas de resistencia (redundancia estructural).
- Consideración de condiciones locales.
- Buena práctica constructiva y supervisión estructural.

3.4.1 Factores que intervienen en la acción sísmica para el análisis estructural

Para efectos de nuestro trabajo de investigación que consiste en un análisis estructural revisaremos los factores que el anexo N° 2 de la norma sugiere para la determinación de acciones sísmicas: “Las acciones sísmicas para el diseño estructural dependen de la zona sísmica (Z), del perfil de suelo (S, TP, TL), del uso de la edificación (U), del sistema sismoresistente (R) y las características dinámicas de la edificación (T, C) y de su peso (P)”.

3.4.1.1. Zonificación :

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas como se muestra en la figura 14. A diferencia de la norma anterior que proponía tan solo tres zonas sísmicas la zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica. A cada zona se le ha asignado un valor de Z, que representa un porcentaje de la gravedad, como se muestra en la tabla 4. Nótese que en la norma anterior el valor máximo de $Z=0.40g$.

Tabla 4: Factores de zona



Fuente: Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento,(2016)

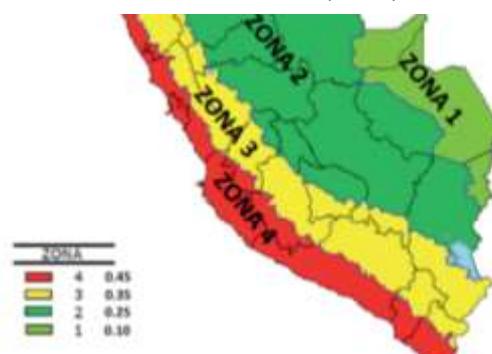


Figura 14: Zonificación sísmica
Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento,(2016)

3.4.1.2. Perfil de suelo :

Los perfiles de suelo han sido clasificados según la velocidad promedio de ondas de corte (\tilde{V}_s) o en caso de los suelos granulares, alternativamente, el promedio de los N_{60} a través de un ensayo de penetración estándar; o el promedio ponderado de la resistencia en condición no drenada para el caso de suelos cohesivos. Estas propiedades deben analizarse en los 30 metros superiores al suelo medido a partir del suelo de fundación. Los perfiles considerados por la norma son los siguientes, considerando que S es el factor de amplificación del suelo:

- S_0 = Roca dura
- S_1 = Roca o suelos muy rígidos

- S_2 = Suelos intermedios
- S_3 = Suelos blandos
- S_4 = Suelos con condiciones excepcionales

Las características de cada tipo de suelo se especifican en la Tabla 5 extraído de la norma. De ahí deberán elegirse los valores que describen de mejor manera las condiciones locales, usando los valores correctos de S , T_p y T_L .

Tabla 5: (a) Clasificación de los perfiles de suelo , (b) Clasificación de periodos T_p y T_L de la norma E030

Perfil	V_s	N_{60}	S_v
S_0	> 1500 m/s	-	-
S_1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
S_2	100 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S_3	< 100 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S_4	Clasificación basada en el EMS		

ZONA	SUELO			
	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_0	0,80	1,00	1,05	1,10
Z_1	0,80	1,00	1,15	1,20
Z_2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z_3	0,80	1,00	1,60	2,00

(a)

(b)

	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

(c)

Fuente: Ministerio de vivienda, saneamiento y construcción,(2016)

Tanto T_p , periodo que define la plataforma C; como T_L , periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante; definirán el factor de amplificación sísmica C.

En esta actualización de la norma el parámetro S está en función de la zonificación, cosa que no sucedía en la versión anterior, por otro lado los valores se han visto modificados. En el caso del periodo del suelo se ha

agregado un factor denominado T_L , el cual define la zona del factor C con desplazamiento constante.

3.4.1.3. Factor de amplificación sísmica (C) :

Según las condiciones locales se define un factor de amplificación sísmica, con respecto a la aceleración en el suelo, (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_P \quad , \quad C = 2,5 \quad \text{Ecuación 9}$$

$$T_P < T < T_L \quad , \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right) \quad \text{Ecuación 10}$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right) \quad \text{Ecuación 11}$$

En la versión anterior de la norma como hemos explicado líneas arriba solo existía la ecuación 10, limitada como máximo para 2.5. Debido a este cambio las estructuras de periodo largo cuenta con un C diferente y por tanto cuentan con un espectro de diseño completamente diferente al que se solía antiguamente tener.

Donde el valor de T (valor del periodo fundamental en vibración) se calcula según lo indicado en el numeral 4.5.4

$$T = \frac{h}{Ct} \quad \text{Ecuación 12}$$

Donde:

• $C_t = 35$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considera será únicamente:

- a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

• $C_t = 45$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considera sean:

- c) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras
- d) Pórticos de acero arriostrados

• $C_t = 60$ Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales , y muros de ductilidad limitada

En el artículo 4.6.1 de la norma se menciona que para la determinación de los modos de vibración está permitido usar un método de análisis que considere apropiadamente la rigidez y la distribución de masas. Los valores de C_t no han variado en las normas, lo que habla de que para por lo menos en el análisis estático se tendrá una estructura con el mismo periodo fundamental.

3.4.1.4. Categoría de las edificaciones y factor de Uso:

Las estructuras deberán ser clasificadas según la categoría que figura en la tabla 6:

Tabla 6: Categoría de uso

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debiera interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo siendo tales como: <ul style="list-style-type: none"> Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bombeo, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. 	1,5
Edificaciones Esenciales:	<p>Todas aquellas edificaciones que puedan tener de riesgo después de un desastre tales como: instituciones educativas, edificios gubernamentales y universidades.</p> <p>Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</p> <p>Edificios que almacenan archivos o información esencial del Estado.</p>	

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
B	Edificaciones importantes: Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.	1,3
C	Edificaciones Comunes: También se considerarán depósitos de granos y otros almacenamientos importantes para el abastecimiento.	1,0
D	Edificaciones Temporales: Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falta no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	Ver nota 2

Fuente: Ministerio de vivienda, saneamiento y construcción, (2016)

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U será como mínimo 1,5.

Nota 2: En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

Los valores de U no se han visto modificados en la actualización de la norma, sin embargo; es claro que no todos los tipos de uso para estructura están considerados en la última versión de la norma, lo que podría prestarse a ambigüedades en los proyectos de gran envergadura.

3.4.1.5. Coeficiente de reducción de las Fuerzas Sísmicas, R

El coeficiente de reducción sísmica, el cual es objeto de estudio de la presente investigación y que en el capítulo siguiente ahondaremos en él se define según la norma en el artículo 3.8 como el producto del coeficiente R_0 (coeficiente básico de reducción), I_a (factor de irregularidad en altura) y I_p (factor de irregularidad en planta); valores que se especifican en las tablas 7 y 8 respectivamente. La ecuación 13 en la norma del 2013 no existía, por tanto al encontrar una irregularidad ya sea en elevación en planta o en elevación se multiplicaba el valor de R por 0.75 haciendo más conservador el sismo de diseño.

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p \quad \text{Ecuación 13}$$

3.4.1.5.1. Coeficiente de reducción de las Fuerzas Sísmicas, R_0

En el artículo 3.4 se clasifican las estructuras según el material usado y el sistema estructural sismoresistente en cada dirección de análisis, para esto la tabla 7 indica que si se presentan dos sistemas estructurales en una misma dirección se tomará el valor de R_0 más bajo. Como notamos para los sistemas aporticados de concreto armado se usan un factor de $R_0 = 8$. Este valor será evaluado a través de un análisis no lineal estático en el capítulo 5.

Tabla 7 Sistemas estructurales de la norma E030

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_b (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Amostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Amostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Amostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albanilería Armada o Confinada	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: Norma de diseño sísmico de edificaciones E030,(2016)

La tabla 7 presenta los valores de sobre resistencia los cuales en el caso de los sistemas estructurales en acero se han visto modificados. Anteriormente solo se concebía a los pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos y a los arriostres excéntricos y en cruz, sin embargo, en la actualización de la norma se presentan en varias clases de pórticos de acero según su comportamiento estructural, generando otros valores de R para cada uno. Por otro lado, en el caso de los sistemas de concreto armado siguen siendo igual e incluso mantienen los valores correspondientes de R para cada sistema.

3.4.5.1.2. Factor de irregularidad en altura y planta (I_a, I_p)

Se deberá tomar los valores menores de la tabla 8 y 9 correspondientes a irregularidades tanto en altura como en planta. Si al aplicar las tablas se

obtienen valores distintos en cada dirección, se deberá considerar el menor valor tanto de I_a , como I_p

Tabla 8: Tablas de (a) irregularidades en altura, (b) irregularidades en planta

Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_a	Tabla N° 9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad I_p
<p>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p>	0,75	<p>Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{max}), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (A_{CM}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	0,75
<p>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>		<p>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (A_{CM}), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (A_{CM}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	0,60
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10) Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p>	0,50	<p>Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	0,90
<p>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>		<p>Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	0,85
<p>Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90	<p>Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.</p>	0,90
<p>Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90		
<p>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	0,80		

(b)

En el caso de las irregularidades la variación entre la norma anterior y la actualización es grande. En principio hay más casos de irregularidades tanto para planta y elevación (irregularidad torsional extrema, sistemas no paralelos, discontinuidad extrema en los sistemas resistentes, irregularidad por piso débil) lo que da al diseñador una idea más clara, por otro lado la norma del 2016 le asigna a un valor a cada tipo de irregularidad, dándoles valores más bajos a las irregularidades que podrían afectar en mayor medida a la edificación.

3.4.1.6. Peso (P)

El peso se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva que se determinará de la siguiente forma, según el artículo 4.3:

- a) En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- b) En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
- c) En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- d) En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
- e) En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

3.4.2. Análisis estructural

Según los artículos del 4.4 al 4.7 los análisis considerados para la norma son análisis lineal estático y análisis lineal dinámico modal espectral. No se consideran parámetros para análisis no lineal, razón por la cual para el presente estudio tendremos que recurrir a una norma extranjera como es el FEMA 356 para poder un análisis adecuado.

3.4.2.1. Análisis estático

Este método representa las sollicitaciones sísmicas a través de un conjunto de fuerzas que actúan en el centro de masas de cada nivel de la edificación. Bajo este análisis solo podrán ser verificadas las estructuras menores de 30 metros de altura clasificadas como regulares; las que se encuentren en zona sísmica 1 , ya sean regulares e irregulares ; las estructuras de muros portantes de concreto armado, albañilería armada o confinada con alturas no mayores a 15 metros aun siendo irregulares.

Para este análisis la fuerza cortante que se produce en la base debido al sismo se calcula de la siguiente forma:

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} . P \quad \text{Ecuación 14}$$

$$\text{Donde, } \frac{C}{R} \geq 0.125$$

Ha desaparecido la adición de la fuerza F_a , fuerza que se agregaba en el último nivel si es que el periodo fundamental de la edificación era superior a 0.7 segundos. $F_a = 0.07 \times T \times V \leq 0.15 V$

3.4.2.2. Análisis Dinámico Modal Espectral

Cualquier estructura puede ser calculada a través de este método, considerándose por lo menos los 3 primeros periodos predominantes en la dirección de análisis. Para esto la aceleración espectral será calculada a través de un espectro inelástico de pseudo - aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \quad \text{Ecuación 15}$$

Por haber cierta incertidumbre en la colocación de los centros de masa en cada nivel, se considera una excentricidad accidental perpendicular a la acción del sismo en la otra dirección de análisis igual a 0.05 veces la dimensión del edificio. Además el cortante en el primer entrepiso no deberá ser menor al 80% que el calculado por el análisis estático para estructuras regulares ni tampoco menor que el 90% en estructuras irregulares.

Luego, ya se use uno o el otro método será necesario tratar los resultados según el artículo 5.1: "Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.75 R los resultados obtenidos por del análisis lineal y estático con las sollicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán

multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal estático”, esto es lo que la norma contempla como ductilidad.

Finalmente, como verificación, la norma ofrece ciertos valores límites que permiten ser comparados. Estos son los llamados derivas o desplazamientos relativos o drifts

Tabla 9 : Límites para la distorsión del entrepiso

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	$(\Delta_i / h_{e,i})$
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: Norma de diseño sísmico de edificaciones E030,(2016)

Los valores de control de los desplazamientos de entrepiso no se han visto modificados en la actualización de la norma como se ve en la tabla 9 , sin embargo; se agregado un material que no estaba concebido en la norma del 2013: los muros de ductilidad limitada. Debido a la cantidad de estudios que se vienen realizados a este sistema se ha considerado pertinente colocar un desplazamiento límite para dicho sistema. (P.1-32)

CAPÍTULO IV: INDICADORES DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICA

4.1. Ductilidad

(Arnold & Reitherman, 1988). Por más que se evite la resonancia, y el edificio cuente con una amortiguación adecuada, el análisis muestra que la estructura se encuentra sometida siempre a cargas más altas que las propuestas por las fuerzas propuestas en la norma, sin embargo; la razón por la que estas sean seguras se encuentra en un concepto al que se le llama : ductilidad (μ). Esta propiedad, es la de ciertos materiales, como el acero, para fallar solo cuando se presenta una deformación inelástica considerable que lo lleva a ya no poder volver a su posición inicial después de la deformación. Note que al deformarse una estructura sucede lo mismo, sin embargo; esta absorberá mayor energía. Este valor se halla a través de la relación que se hace entre el desplazamiento último y el desplazamiento de fluencia. (P.48-50)

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad \text{Ecuación 16}$$

4.2. Sobre resistencia o factor de respuesta sísmica R

(SEAOC seismology Committee, 2008) manifiesta que el factor de respuesta sísmica fue planteado por la ATC (Applied Technology Council) en la ATC 3-06 en el año 1978. Los valores de la cortante sísmica en edificaciones es determinada a partir de la división fuerzas intrínsecamente relacionadas a la respuesta elástica, con un valor generalmente simbolizado por R. El concepto de este valor parte de la premisa de que las estructuras tienen cierta capacidad para mantenerse en el rango inelástico sin llegar a la falla como se muestra en la figura 15. Es sabido que los factores tomados de R fueron en un principio basados en la experiencia de los investigadores como valores consensuados por los mismos para cada sistema estructural, sin embargo; la experiencia y la observación del comportamiento de las edificaciones, tras un sismo, han mostrado que las estructuras pueden ser diseñadas económicamente manteniendo una seguridad de vida de las personas que habitan dicha locación conociendo el comportamiento inelástico esperado.

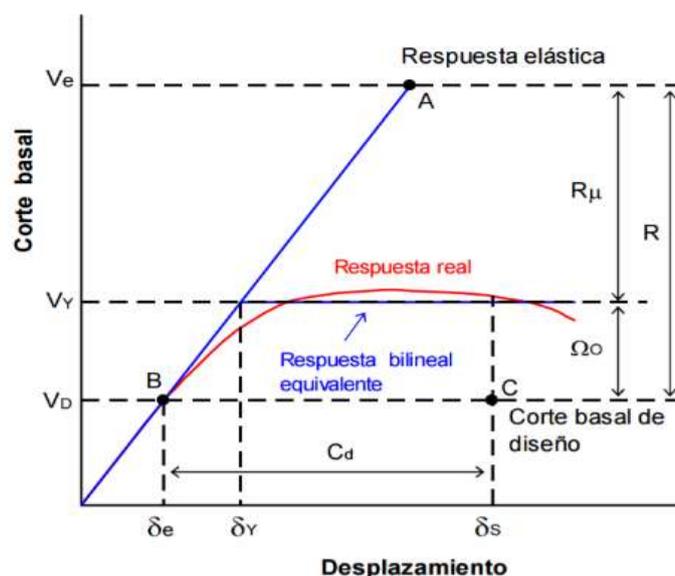
Se conoce que los materiales tienen mayores esfuerzos que los que se suelen considerar en el diseño y generalmente se coloca mayor refuerzo por proceso constructivo, incluso para que las secciones de viga- columna coincidan en el encuentro se agranda la sección en la viga o para el control del criterio de columna fuerte- viga débil.(P.145-146)

(Daza Duarte , 2003) Por tanto, suele considerar una reducción en la fuerza de diseño sísmico; es decir, estará afectada por el uso del factor de modificación de respuesta sísmica, R. La normativa Mexicana habla de

este valor como: “con fines de diseño las fuerzas sísmicas para análisis estático y las obtenidas del análisis dinámico modal empleando los métodos que fijan estas normas se podrán reducir dividiéndolas entre el factor reductor Q' ”. Si bien en la norma mexicana este valor es llamado Q' , nosotros los denotaremos como R por ser así llamado en nuestra norma. (8-15)

(Crisafulli F. J., 2014) comenta que para entender claramente los conceptos que el factor R es necesario analizar la respuesta de una estructura frente a un sismo mediante un diagrama cortante basal- desplazamiento, como el que se presenta en la figura 15. El cortante definido por el espectro de diseño será llamado V_e , el cortante para diseño será llamado V_D . El factor R reduce las fuerzas a un nivel correspondiente al estado límite último o de resistencia, no a un nivel de servicio. Nótese que a medida que la estructura sufre desplazamientos la respuesta tenderá a ser no lineal pero es capaz de desarrollar una resistencia superior a V_D . La ventaja de este factor R es que el ingeniero solo deberá realizar un análisis elástico, aun cuando la estructura se deforme en un rango no lineal. Sin embargo, vale resaltar que un análisis elástico no permite evaluar correctamente los desplazamientos laterales debido a que estos son

menores que se producen en el rango inelástico.



que los en el Esta es

la razón por la cual usamos un factor de amplificación de desplazamientos C_d para tratar los desplazamientos relativos del análisis ($0.75 R$).

Figura 15: Respuesta global del sistema
con indicación de los factores R
Fuente: Crisafulli, (2014)

Fijándonos en la figura 15 notamos que: los espectros de diseño que generan un comportamiento lineal y elástico (punto A), que luego se reduce con un factor R bajo la hipótesis que la estructura tiene la capacidad de disipar energía y tiene sobre resistencia. Con la acción sísmica así definida se realiza generalmente un análisis estructural estático o dinámico lineal con un cortante de diseño (punto B). Finalmente los desplazamientos se obtienen mediante la amplificación de los resultados del análisis multiplicando por un factor C_d . (punto C).
(P.125-126)

(M. Bozzo & H. Barbat , 2000) Naturalmente este factor deberá estar calibrado de tal forma que resulten resistencias que permitan tener un desempeño estructural adecuado de la edificación y ha sido planteado a partir de la observación del desempeño estructural ante sismos pasados, por

procedimientos técnicos basados en criterios basados en experimentos realizados sobre el tema. (P.35)

A medida que el valor de R se hace mayor se comprende que la estructura tiene menor capacidad de resistencia lateral y mayor es su demanda.

4.2.1. Componentes de R

(Kajima Corporation, 1992) Hay muchos o investigadores que hacen mención que este factor está en función de muchos valores:

$$R = R(T, \mu, \varepsilon, S, F-u, \Omega) \text{ Ecuación 17}$$

Donde T es el período, μ la ductilidad, ε el factor de amortiguamiento, S la condición del suelo, F-u la relación de carga-deformación, Ω la sobre-resistencia.

a) El período (T): está en función de la cantidad de pisos de la estructura, el sistema estructural y la geometría de la misma, por lo que a medida que cambia el período se ve afectada este coeficiente.

b) La ductilidad (μ): como lo hemos visto líneas arriba, es la capacidad de un material para deformarse plásticamente sin romperse. De esta forma un material es dúctil si es capaz de deformarse sin romperse en el rango inelástico, de la misma forma también se puede definir ductilidad para una sección determinada o también de manera global. Esta última es la cual será evaluada en nuestra investigación y es menor que la demanda de las secciones y esta última menor a la ductilidad del material (P.62-68)

- c) Factor de amortiguamiento: (Arias & Husid, 1962) “Sus investigaciones manifiestan la relación de este factor con la respuesta de la estructura. Se conoce que el efecto del amortiguamiento depende del periodo de vibración del sistema, siendo más pronunciado para frecuencias (1/ T) intermedias como son : 0.4-2 hertz y reduciéndose a 0 para sistemas infinitamente flexibles o rígidos. De ahí que el valor de R no debería ser igual para todos los factores de amortiguamiento” (P.78)
- d) Condiciones de suelo : Es muy importante conocer las características del suelo debido a que afecta en la respuesta elástica e inelástica en diferentes proporciones, siendo mayor esta afectación para el caso de suelos blandos.
- e) Relación de carga deformación: la respuesta elástica para sistemas individuales con parámetros iguales pero con diferentes características no lineales, podría ser igual o substancialmente diferente. (P.125-126)

(Applied Technology Council, 1995) Para mediados de 1980, la universidad de California investigó sobre del coeficiente de reducción sísmica para lo cual propusieron descomponer este factor R en diferentes factores que permitan representar la fuerza de reserva en forma de contribuciones:

$$R = R_{\mu} \times R_{\Omega} \times R_{\rho} \quad \text{Ecuación 18}$$

En esta ecuación los valores de R_{μ} es el factor de ductilidad, R_{Ω} es el factor debido a la sobre resistencia, R_{ρ} es el factor debido a la redundancia

4.2.1.1. Factor de modificación por ductilidad (R_{μ})

El factor de modificación debido a la ductilidad se define como la máxima carga elástica (V_e) que puede resistir una estructura y la carga máxima inelástica (V_u) que puede resistir la misma estructura si estuviera sometido a un comportamiento inelástico. Debido a que se suele representar como una curva bilineal suele decirse que $V_p = V_y$ (se asume que el área que se encuentra por debajo de la curva es igual al área que se encuentra por encima de la misma) .Es decir este factor se define de la siguiente manera:

$$R_\mu = V_e / V_y \quad \text{Ecuación 19}$$

En las investigaciones realizadas tanto por Miranda y Bertero y Krawinkler & Nassar tienen la particularidad que el máximo valor de R_μ se obtiene cuando el periodo es cercano a $T=1$ seg, ver figura 16 . De las investigaciones más importantes y trascendentes se encuentran las de Newmark y Hall en el año 1982 en busca de encontrar un factor de modificación relacionada con la ductilidad traslacional (R_μ), se encuentran que dicho factor es sensitivo al periodo natural de la estructura:

- Para estructuras con periodos ≤ 0.03 segundos :

$$R_\mu = 1.0 \quad \text{Ecuación 20}$$

- Para estructuras con periodos entre 0.12 seg hasta 0.5 segundos:

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad \text{Ecuación 21}$$

- Para estructuras con periodos mayores de 1 seg

$$R_\mu = \mu \quad \text{Ecuación 22}$$

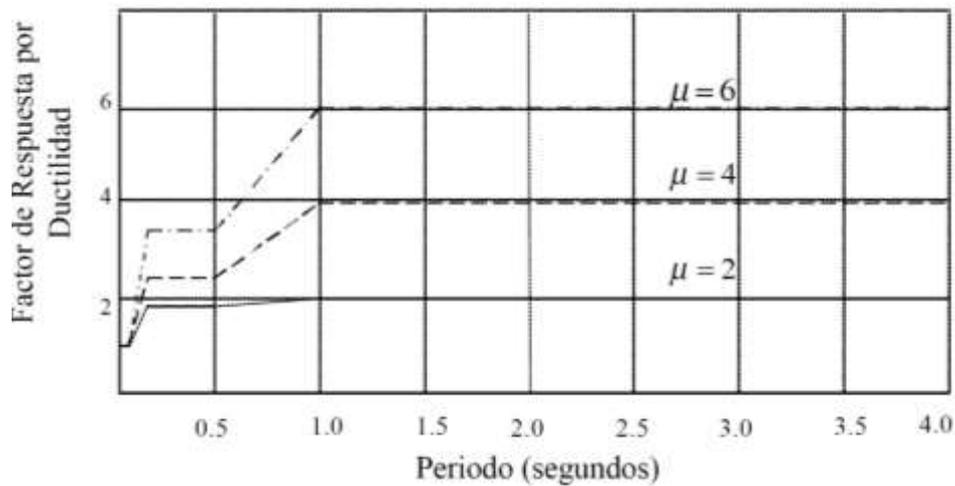


Figura 16: Variación de la respuesta de ductilidad con respecto al periodo.
Fuente: Daza Duarte, (2003)

Por otro lado, Vielma et al. en el año 2004 considera el comportamiento histerético del suelo y la estructura, y el deterioro de la resistencia. Los factores de R_{μ} se calculan a partir de los espectros promedios de casos específicos, de los cuales se obtienen espectros bilineales idealizados dependientes de la ductilidad global, el periodo de la estructura y de los parámetros que puedan ajustar la respuesta a medida que la estructura se degradada.

Dolsek y Fajfar, en el año 2004 investigaron la influencia de la degradación de las estructuras de concreto armado y mampostería. Obtienen expresiones para los factores de reducción haciendo énfasis en que la degradación está íntimamente ligada a dicho factor y lo segundo que los espectros inelásticos adquieren una forma diferente a la de los propuestos por los actuales códigos de diseño.

4.2.1.2. Factor de modificación debido a la sobre resistencia (R_{σ})

Es importante recalcar que la resistencia lateral máxima que tienen las estructuras suele ser mayor que la resistencia lateral de diseño. Se tiene la certeza de que al usar los métodos de diseño propuesto por los códigos y los requisitos de control de los desplazamientos de los mismos, se producen elementos con secciones de mayor tamaño y refuerzo. Esta tendencia se observa en las zonas de mayor riesgo sísmico. La herramienta para determinar la sobre resistencia o resistencia de reserva es el análisis estático no lineal (pushover analysis). Este método, por su complejidad, es usado a través de softwares que permitan determinar las fallas estructurales de los elementos paso a paso como es el caso del ETABS. Este programa y método serán los usados para lograr el objetivo de la presente investigación. Si nos basamos en el gráfico anterior, el factor de modificación debido a la sobre resistencia R_{Ω} se define de la siguiente forma:

$$R_{\Omega} = V_u / V_d \text{ Ecuación 23}$$

Es decir este coeficiente se entiende como la relación existente entre la cortante basal máxima, es decir la de ruptura, alcanzada por el edificio (antes de alcanzar cualquier estado límite) y el cortante basal de diseño. Los estudios actuales ya manifiestan que esta sobre resistencia dependerá de tres factores: la sobre resistencia de diseño, la del material y la del sistema

Se muestran algunos trabajos en la tabla 10, que se han realizado en concreto armado, sobre el cálculo R_{Ω} . Osteraas y Krawinkler en 1990, realizaron un estudio con referencia a pórticos resistentes a momentos:

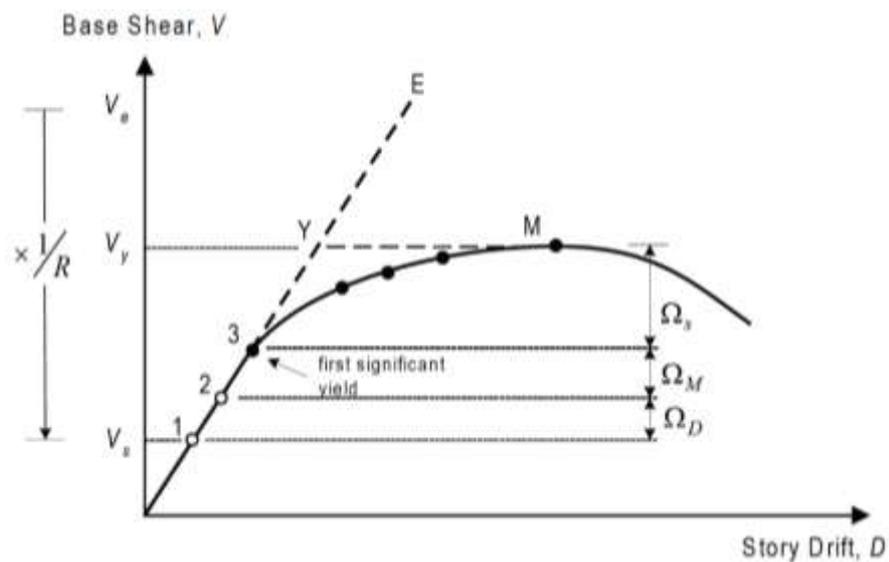
Tabla 10 :Estudios del valor de R

Autor	Casos estudiados	R_D
Osteraas y Krawinkler (1990)	Pórticos distribuidos resistentes a momentos. Zona 4 UBC, suelo S2.	2.1 – 6.5
	Pórticos perimetrales resistentes	1.8 – 3.5
	Pórticos con diagonales	2.2 – 2.8
Freeman (1990)	Edificio de 4 pisos	2.8
	Edificio de 7 pisos	4.8
Miranda y Bertero (1989)	Edificios de baja altura de México	2 – 5
Cassis y Bonelli (1992)	Edificios con muros y pórticos de Chile	3 – 5
Zhu et al (1992)	Edificio de 4 pisos. En 3 zonas sísmicas de Canadá.	1.23 – 1.71
Uang y Maarouf (1993)	Edificio de 6 pisos. Loma Prieta (1989)	1.9
Hwang y Shinozuka (1994)	Edificio de 4 pisos. Zona 2 del UBC	2.2
Fischinger et al (1994)	Edificios de mediana y baja altura	1.8 – 4.8
Jain and Navin (1995)	Edificios de 3, 6 y 9 pisos en Zona 5 de India	2 – 3
Panagiotakos y Fardis (1998)	Edificios de H.A.	2.0 – 2.5
Elnashai y Mwafi (2002)	Edificios de mediana altura e irregularidad vertical	2.0 – 3.0

Fuente: Aguiar, (2007)

Para asistir la evaluación de este factor, el NEHRP Recommended provision en sus sugerencias habla de la necesidad de dividir este factor en varios otros: Ω_D , Ω_M , Ω_S . Ω_D representa el ratio en fuerza lateral entre los puntos 2 y 1, en figura 17 que se muestra; donde 1 es el punto que representa el nivel de fuerza de diseño sísmico de la norma y el punto 2 representa el punto de la primera cedencia “nominal” (por ejemplo, la

for
ma
ció
n
de
una
rótu
la



en un elemento). Es importante aclarar que este ratio es variable para cada sistema y que generalmente depende de la zona sísmica. Ω_M representa el ratio de sobre-resistencia entre el punto 2 y 3, los cuales reflejan la diferencia entre la resistencia nominal y la resistencia actual, respectivamente.

Figura 17: Factores que influyen en la sobre-resistencia
Fuente:SEAOOC Comité de sismología, (2008)

De los estudios de Osteraas y Krawlinker en 1990 y, Uang y Maarouf en 1993 y Hwang y Shinozuka se observa que los pórticos tienen los valores más altos de sobre resistencia.

La estimación de los valores se complica generalmente por la resistencia actualizada de los materiales, en especial la que incursiona cuando el elemento se encuentra en el rango plástico; los efectos del confinamiento, los elementos no estructurales no considerados explícitamente en el diseño reconociendo que no todos estos efectos son favorables en la sobre resistencia. Otro efecto a considerar en la sobre resistencia global es que esta se encuentra relacionada directamente con la ductilidad global, de esta forma es posible obtener valores de sobre resistencia altos para edificios de alta ductilidad.

Notamos en los códigos de diseño venezolano, mexicano, chileno y peruano la incorporación de este factor no se realiza en forma explícita, sin embargo un mejor conocimiento permitiría trabajar este valor desacoplado del factor R. (P.132-145)

4.2.1.3. Factor de modificación debido a la redundancia (R_p)

(Aguiar Falconi, Factor de reducción de las fuerzas sísmicas en edificios de hormigón armado sin muros de corte, 2007) en sus investigaciones afirma que la redundancia estructural ha cobrado mayor protagonismo a partir de los sismos de northridge en 1994 y Kobe en 1995.

El factor R_{ρ} mide la capacidad de incursionar la estructura en el rango no lineal. Se entiende además que la redundancia es la propiedad por la cual las cargas de los elementos de mayor sollicitación redistribuyen las cargas a los elementos de menores sollicitaciones. Su evaluación se hace mediante la relación existente entre el cortante basal máximo P_u con respecto al cortante basal cuando se forma la primera rótula plástica P_1 . la redundancia tiene relación con la cantidad de ejes de columnas existentes y la cantidad de rótulas plásticas. Se establece que los valores de redundancia pueden ser menores a 1 o 1 en caso tenga una redundancia adecuada. Ver tabla 11.

Tabla 11 : Tabla de valores para el factor de redundancia

# DE EJES DE COLUMNAS	FACTOR R_{Ω}
2	0.71
3	0.86
4	1.00

Fuente: Applied technology Council,
(1995)

Debido a que la investigación se realiza a las estructuras de concreto armado con sistema aporticado mencionaremos el comportamiento esperado ante el sismo de diseño:

- Las columnas deberán presentar daños, mientras que las vigas sí; el llamado criterio de: columna fuerte y viga débil. Esto debido a que la estructura se ve afectada en su estabilidad al dañarse las columnas.
- Se esperan fallas por flexión más no por corte, en razón a que la primera es una falla dúctil mientras que la segunda es una falla frágil.
- La deriva máxima de piso Δ no debe sobrepasar los límites estimados por la norma. Se recomienda que los valores Δ sean conservadores.

Este comportamiento que buscamos obtener condiciona la elección de nuestro valor de R, razón por la cual es de suma importancia elegirlo con prudencia. Sin embargo si uno considerara que el sismo severo que se produce cada 475 años es el sismo de diseño, diseñaríamos con secciones demasiado grandes debido a que las fuerzas sísmicas son excesivamente elevadas. Por tal motivo, no se usa un espectro elástico sino un espectro inelástico como se muestra en la figura 18.

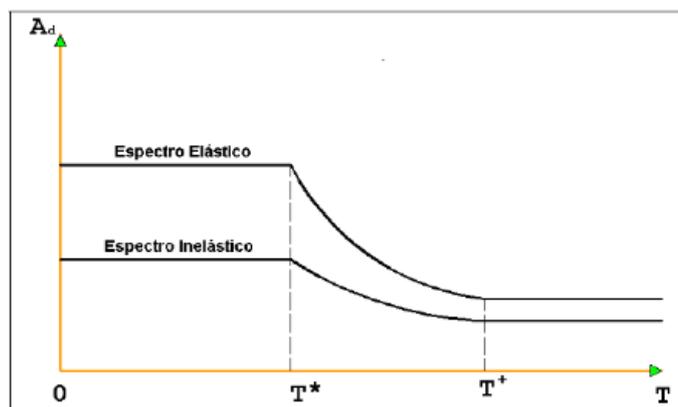


Figura 18: Espectro elástico e inelástico
Fuente: Aguiar, (2007)

4.2.2. Valores de R en algunos códigos de diseño

Para poder continuar con el desarrollo del coeficiente R es necesario comprender que algunas normas tienen un diseño por cargas últimas y otras por cargas de servicio. Lo que significa esto es que cuando se tiene un espectro por cargas de servicio: las combinaciones de carga usadas tendrán a la fuerza sísmica multiplicada por un valor superior a 1, mientras que cuando se tiene una fuerza sísmica que no está multiplicada por el valor de 1 se podría decir que es un espectro por carga última como es el caso de nuestra norma Peruana:

$$U=1.25 (CM + CV) \pm CS \text{ Ecuación 24}$$

$$U=0.9CM \pm CS \text{ Ecuación 25}$$

Si nos detenemos en el CEC-2000 (Norma de diseño sísmico ecuatoriano), encontramos que para pórticos el valor de R será de 10 con las siguientes combinaciones de cargas:

$$U = 1.05D + 1.28L \pm 1.4 E \text{ Ecuación 26}$$

$$U= 0.9D \pm 1.43E \text{ Ecuación 27}$$

Donde D,L y E son las cargas muertas, vivas y de sismo respectivamente. Notamos que el espectro de esta normativa es por servicio.

Para la norma Colombiana NSR-98 se denota un valor de R, para el mismo sistema estructural, de 7; sin embargo en este caso las cargas de sismo no son mayoradas

$$U = 1.05 D + 1.28 L \pm 1.0 E \text{ Ecuación 28}$$

$$U = 0.9 D \pm 1.0 E \text{ Ecuación 29}$$

De lo explicado anteriormente se entiende que, en lo que se refiere a espectros últimos, para el caso de la norma CEC-2000 el valor de R será

de 7 que se encuentra al dividir 10/1.43. Por tanto, la norma ecuatoriana como colombiana nos dan un mismo factor para sistema de pórticos $R=7$.

Pero continúa la duda del por qué en diferentes normas se tienen diferentes valores de R siendo en unos mayores o menores que en otros. La respuesta se encuentra básicamente en la deriva máxima permitida Δ , a medida que se tienen valores de R altos, se encuentran valores de Δ bajos. Comparemos rápidamente los valores de derivas máximas para la norma peruana y chilena, según la tabla 12 del autor Aguiar, teniendo en cuenta que la NCH433-96 tiene un R de 11(R_0).

Es así que los valores de los desplazamientos máximos también dependerán de la forma cómo se obtienen. Es decir, si se trabaja con un análisis elástico, donde los valores serán menores; o un análisis inelástico donde los valores serán mayores. Estas ecuaciones son una aproximación de lo que realmente sucede. (P.75-85)

Tabla12 : Derivas permitidas y tipos de análisis

Norma	Deriva de piso máxima γ	Tipo de Análisis	Desplazamiento Inelástico
COVENIN 1756-98	0.018	Inelástico	$\Delta_i = 0.8 R \Delta_e$
NSR-98	0.01	Inelástico	$\Delta_i = R \Delta_e$
CEC-2000	0.02	Inelástico	$\Delta_i = R \Delta_e$
NCh 433-96	0.001	Elástico	
E.030	0.007	Inelástico	$\Delta_i = 0.75 R \Delta_e$

Δ_i es el desplazamiento lateral total inelástico en el piso i .
 Δ_e es el desplazamiento lateral total para el piso i , calculado para las fuerzas sísmicas suponiendo que la estructura se comporte elásticamente.

Fuente: *En Factor de reducción de las fuerzas sísmicas en edificios de hormigón armado sin muros de corte*, por: Aguiar, 2009

a) Norma ecuatoriana

En la norma ecuatoriana EC-8, está representada por la letra Q. y la ecuación para determinar el valor de este es:

$$Q = q_o \cdot k_o \geq 1.5 \text{ Ecuación 30}$$

Donde q_o es el factor básico de reducción que depende de la tipología del sistema estructural, de su regularidad en elevación y de su nivel de ductilidad. Por otro lado el valor de K_o tiene que ver con la respuesta estructural con predominio de muros cortantes y está limitado a 0.5. Los factores deberán generar un producto superior a 1.5. (Aguilar Falconi , Análisis sísmico por desempeño, 2003)

b) Norma mexicana

En la norma Mexicana se tiene el factor Q y Q' , la norma contempla estos valores con la idea de proporcionar una menor resistencia lateral confiando en una capacidad para deformarse plásticamente.

$$Q' = Q, \text{ En caso } T > T_a \text{ Ecuación 31}$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a} (Q - 1), \text{ si } T < T_a \text{ Ecuación 32}$$

Donde se entiende que T es el periodo fundamental de la estructura y T_a es un periodo relacionado al espectro de diseño con respecto al tipo de suelo y a la zonificación y finalmente Q es un factor de comportamiento sísmico que se define en una tabla según el sistema estructural resistente. Note que el valor de Q' está influenciado directamente por el periodo de la estructura.

c) Norma chilena

En la norma chilena se habla de un factor R s al cual denominan factor de reducción sísmica, está expresado en una tabla donde se dan los valores máximos para cada sistema estructural y el material usado. En el caso de pórticos de concreto armado el valor de $R = 4$.

CAPÍTULO V: ANÁLISIS SÍSMICO POR DESEMPEÑO

(R. Park & T. Paulay, 1988) hablan de la vital importancia que es conocer el comportamiento de los pórticos de concreto armado cuando están sometidos a las cargas máximas y cerca de ella para determinar las distribuciones del momento flexionante, fuerzas cortante y axial los cuales podrían ser usados en el diseño.

El enfoque consiste básicamente en investigar de manera específica los agrietamientos y las deformaciones para cargas de servicio, después de

haber calculado las dimensiones de los elementos por las ecuaciones conocidas por la teoría elástica que supone esfuerzos proporcionales en el acero como en el concreto.

Para el diseño por desempeño de un elemento la ductilidad juega un papel importante, será necesario; entonces, conocer la relación momento-curvatura.

5.1. Relación Momento – curvatura

Para estudiar la ductilidad del elemento a nivel seccional, es de suma importancia entender el mecanismo de falla y los momentos elásticos redistribuidos previos al colapso de un elemento sometido a fuerzas límites por tanto, será necesario desarrollar un diagrama de momento vs curvatura. Para esto tengamos en cuenta algunos conceptos:

$$\Psi = \frac{1}{r} \quad \text{Ecuación 33}$$

Donde Ψ es la curvatura y r es el radio de curvatura (medida hasta el eje neutro). Ver figura 19.

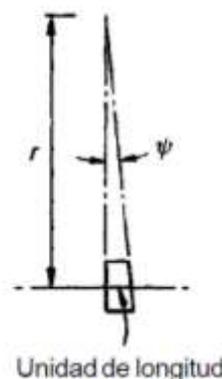


Figura 19: Curvatura unitaria resultante de una viga sometida a cargas.
Fuente:Arthur,(1999)

Esta relación solo se cumple bajo los supuestos que:

- Existe una adherencia perfecta entre el concreto y el acero
- Las secciones son planas
- La viga rectangular en análisis es una viga sub-reforzada, es decir presenta falla dúctil al ser sometida a agrietamiento a flexión, por tanto la cuantía de acero debe ser menor a la cuantía balanceada.

Para la sección bruta transformada de una viga rectangular con refuerzo longitudinal de acero n . ($A_s - 1$) se somete a flexión. El eje neutro se ubica a una distancia c_1 por debajo de fibra en compresión de la viga, h es la altura, b el ancho de la viga y d es el peralte efectivo de la misma.

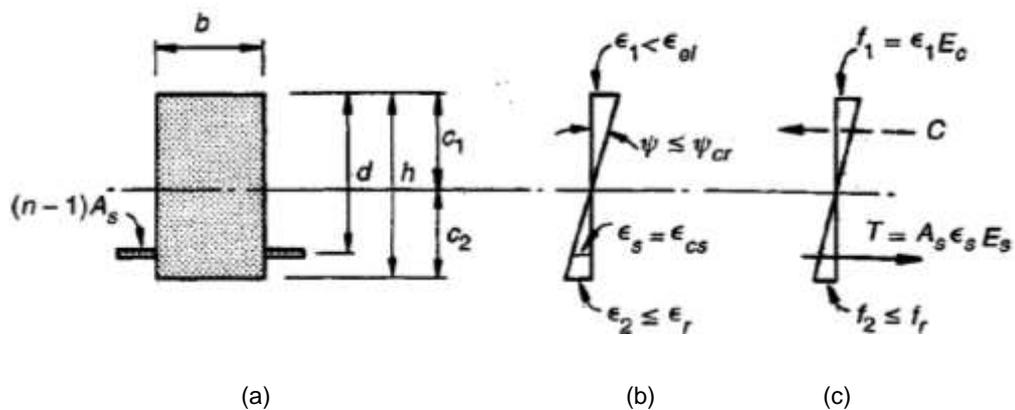


Figura 20: Viga no fisurada en el intervalo elástico de cargas : (a) sección bruta transformada (b) deformaciones unitarias (c) esfuerzos y fuerzas
Fuente: Arthur, (1999)

En la figura 20 de izquierda a derecha se presentan: la sección bruta transformada, diagrama de las deformaciones unitarias y el diagrama de esfuerzos y fuerzas. Nótese que f'_r es el módulo de rotura, por tanto la deformación unitaria es $\epsilon_r = f'_r / E_c$. Por otro lado el acero se encuentra por debajo de su fluencia $\epsilon_s = \epsilon_{cs}$, donde ϵ_{cs} es la deformación unitaria del concreto a nivel del acero. Por tanto, tal cual se nota en la imagen la curvatura es:

$$\Psi = \frac{\epsilon_1}{c_1} = \frac{\epsilon_s}{c_2} \quad \text{Ecuación 34}$$

Y los momentos correspondientes:

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_{ut}}{c_2} \quad \text{Ecuación 35}$$

Donde I_{ut} es el momento de inercia para la sección transformada no fisurada.

Con la información que provee esta ecuación se puede determinar el **punto 1** de la figura 23. Una vez presentada la fisuración, la rigidez se reduce y por tanto sin aumento del momento la curvatura crece hasta llegar al **punto 2**, de aquí en adelante el rol protagónico lo tendrá la cuantía de acero existente.

Para el caso límite, la deformación unitaria alcanza el límite de proporcionalidad pero sin hacer que el acero fluya. Con esto se podrá obtener el **punto 3** con lo cual se define: el límite de proporcionalidad, es

decir hasta este punto se cumple la ley de Hooke; y a la vez el término del comportamiento lineal y el inicio del comportamiento no lineal.

$$\Psi_{el} = \frac{\epsilon_1}{c_1} = \frac{\epsilon_{el}}{c_1} \quad \text{Ecuación 36}$$

$$M_{el} = \frac{1}{2} f_{el} k j b d^2 \quad \text{Ecuación 37}$$

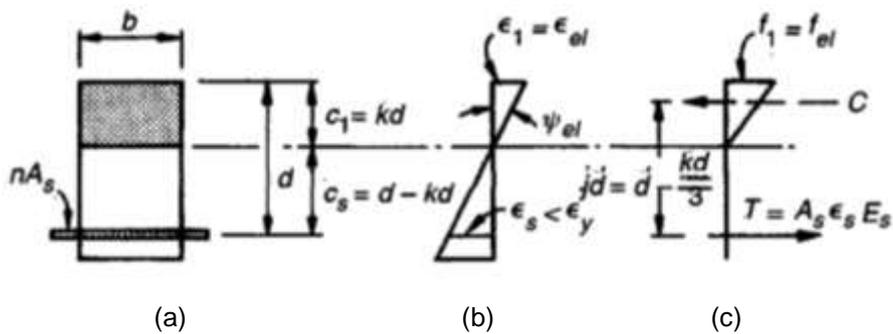


Figura 21: Viga fisurada en el intervalo elástico de cargas :
 (a) sección bruta transformada (b) deformaciones unitarias (c)
 esfuerzos y fuerzas
 Fuente: Arthur, (1999)

El análisis en adelante se basará en la sección transformada con área de acero nA_s y prácticamente sin tener en cuenta el concreto a tensión. Ver figura 21. La profundidad del eje es ahora menor y se presenta como $c_1 = kd$ y se modifica a medida que se aumenta la carga en función a los esfuerzos en el concreto y acero. En este momento es de vital importancia realizar una distribución numérica de esfuerzos de compresión en el concreto para determinar C y la localización en el centroide. El procedimiento para determinar dichos valores será un proceso iterativo:

- Seleccionar una deformación unitaria ϵ del concreto , que sea mayor a ϵ_{el} y sea menor a ϵ_u
- Asuma una distancia c_1 por debajo de la fibra superior
- A través de la geometría del diagrama de deformaciones unitarias, determinamos el valor de ϵ_{cs}
- Calcular $f_s = \epsilon_s E_s$, el cual debe ser menor que f_y , además calcule $T = A_s f_s$
- Determinar el valor de C integrando el área bajo la curva de distribución de esfuerzos en el concreto
- Debe cumplirse que $C=T$, en caso no fuese así entonces deberá modificarse el valor de c_1 ajustándose hacia arriba o abajo, volviendo al primer paso hasta que se verifique la condición.

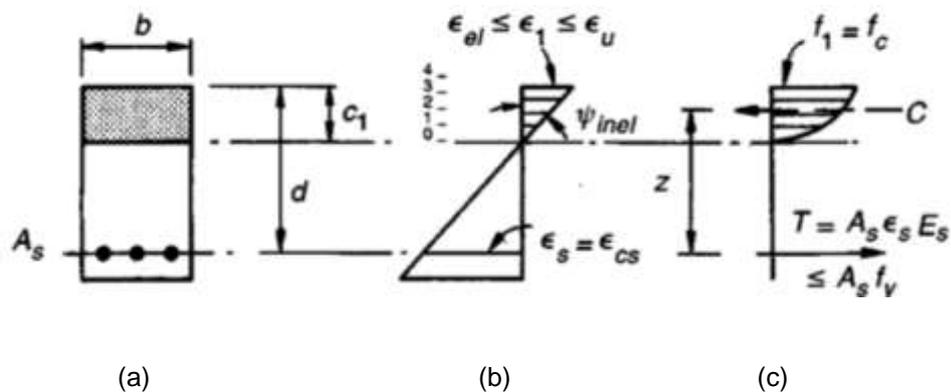
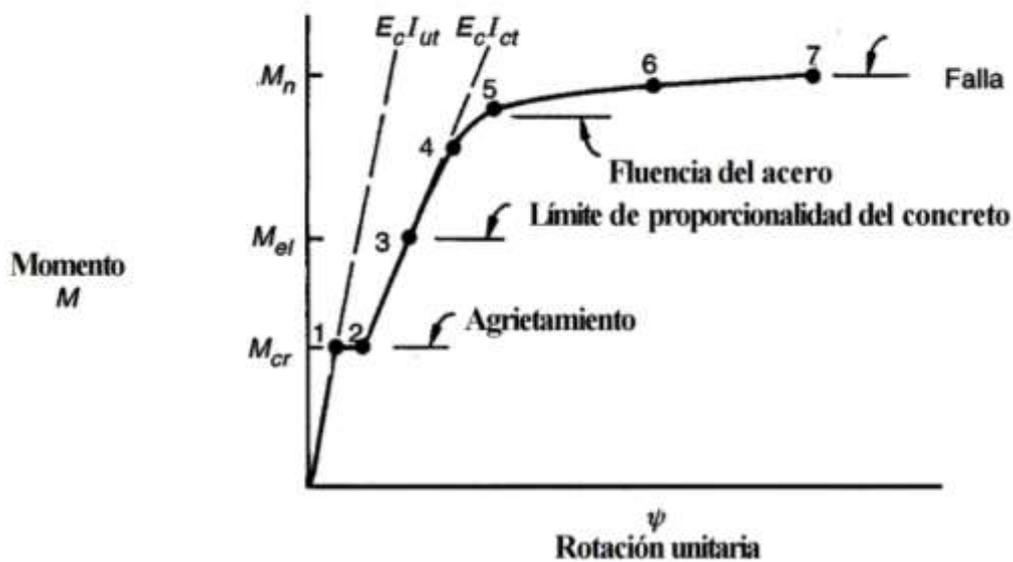


Figura 22: Viga fisura de concreto en el rango inelástico, a) sección transversal, b) deformación unitaria, c) esfuerzos y fuerzas
Fuente: Arthur, (1999)

La curvatura en esta zona puede definirse entonces:

$$\Psi_{inel} = \frac{\epsilon_1}{c_1} \quad \text{Ecuación 38}$$

Luego calculamos el brazo de momento z . Y finalmente podremos calcular los momentos por tanto podríamos obtener los **puntos 4,5,6 y 7** de la figura 23. Nótese que para el punto 5 las deformaciones unitarias del acero han alcanzado a ϵ_y , por tanto el acero se encuentra en estado de fluencia. Y para último punto al que se le llama 7 muestra el final de la gráfica debido a que se alcanza un momento último y una deformación ϵ_u donde se produce la falla de



la estructura.

Es importante comprender que mediante los refuerzos transversales (estribos), espaciados estrechamente, la ductilidad del elemento aumenta y evita que el concreto se aplaste fácilmente debido a curvaturas pequeñas. A esfuerzos que se aproximan a la resistencia uniaxial las deformaciones aumentan rápidamente, debido al agrietamiento interno,

por

tanto

Figura 23 Diagrama de Momento – Curvatura
Fuente: Arthur, (1999)

el concreto se expande contra el refuerzo transversal. Esta presión de restricción que aplica el refuerzo al concreto mejora las características de esfuerzo- deformación dándole al concreto mayor capacidad para deformarse. (P.242-256)

5.2. Las rótulas

plásticas

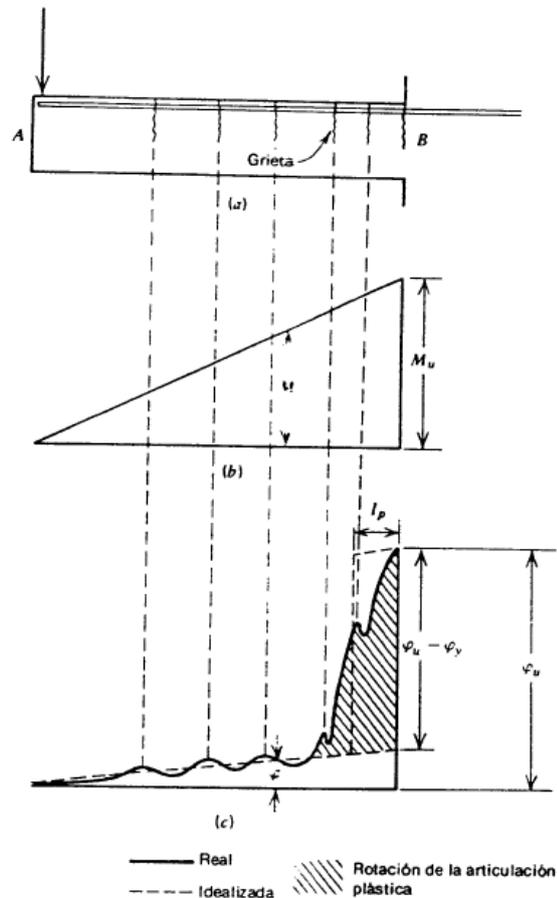


Figura 24: Distribución de curvatura a lo largo de una viga bajo momento último.

Fuente: R Park & T. Pauley, (1988)

(R. Park & T. Paulay, 1988) La figura 24 presenta un miembro sometido a flexión de concreto armado el cual ha llegado a tener la curvatura máxima. Nótese que el punto A del dibujo representa el extremo libre y el extremo B es una cara de una columna. La región de curvatura inelástica se extiende sobre una longitud de la viga y esta región aparece a partir

del punto de cedencia, es decir; desde la presencia de M_y . Cada uno de los picos corresponde a la presencia de una grieta.

Para poder predecir la ductilidad será necesario determinar la deformación ocurrida cuando se llega al momento último. Es así que utilizando la ecuación de la rotación, la cual viene a ser la integral de la curvatura a lo largo de la viga:

$$\theta_{AB} = \int_A^B \Psi dx \quad \text{Ecuación 39}$$

y la ecuación de la deflexión , donde x representa la distancia del elemento dx desde A :

$$\Delta_{AB} = \int_A^B x \Psi dx \quad \text{Ecuación 40}$$

Se puede calcular la contribución elástica a la rotación y deflexión.

La región sombreada representa la rotación inelástica que puede ocurrir en la “rótula plástica” para la sección crítica. Es decir, esta representa la plástica además de la rotación elástica en la última etapa del miembro. Se pueden hacer algunas aproximaciones a través de un rectángulo equivalente como se muestra en la figura 24. Nótese que l_p es la longitud equivalente de la articulación plástica en que se considera constante la curvatura plástica.

Diferentes investigadores han propuesto distintas expresiones empíricas para dicha longitud l_p y la deformación ε_c máxima del concreto en la curvatura última.

5.2.1. Baker

5.2.1.1. Para miembros con concreto no confinado

$$l_p = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \left(\frac{z}{d}\right)^{1/4} \cdot d \quad \text{Ecuación 41}$$

Donde:

$k_1 = 0.7$ para acero suave +o 0.9 para acero rolado en frío,

$k_2 = 1+0.5 P_u/P_o$, en que P_u = fuerza axial de compresión en el miembro y P_o = resistencia axial a compresión del miembro sin momento flexionante

$k_3 = 0.6$ cuando $f'_c = 5100 \text{ lb/plg}^2$ (35.2 N/mm^2) ó 0.9 cuando $f'_c = 1700 \text{ lb/plg}^2$ (11.7 N/mm^2), suponiendo $f'_c = 0.85$ resistencia de cubo del concreto

z = distancia de la sección crítica al punto de inflexión

Baker indica que para el intervalo de las relaciones l_p/d y z/d normalmente encontradas en la práctica, l_p toma valores entre $0.4d$ y $2.4d$.

5.2.1.2. Para miembros confinados por acero transversal

Baker propone una expresión para determinar la l_p :

$$l_p = 0,8 \cdot k_1 \cdot k_3 \cdot \left(\frac{z}{d}\right) \cdot c \quad \text{Ecuación 42}$$

En que c es la profundidad del eje neutro en el momento último y los valores de k_1 y k_2 tienen los mismos significados anteriores.

5.2.2. Coley

De los resultados de pruebas en vigas simplemente soportadas, Corley ha propuesto la siguiente expresión para la longitud equivalente de la articulación plástica:

$$l_p = 0,5d + 0,2 \cdot \sqrt{d} \left(\frac{z}{d}\right) \quad \text{Ecuación 43}$$

5.2.3. Mattock

Al estudiar la publicación de Coley sugirió una forma más simple de determinar l_p :

$$l_p = 0,5d + 0,05z \quad \text{Ecuación 44}$$

5.2.4. Sawyer

Él propone la siguiente ecuación para determinar la longitud equivalente de la rótula plástica:

$$l_p = 0,25d + 0,075z \quad \text{Ecuación 45}$$

Debe cumplirse para esta ecuación que $M_y/M_u = 0,85$, y que se la zona de cendecia se extiende más allá de $d/4$ más allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a M_y .

5.3. Redistribución de momentos

Es notorio que la naturaleza no lineal en el comportamiento del concreto generará cierto ajuste en los momentos flexionantes, particularmente en las secciones en donde se produce la rótula plástica asumen patrones distintos al conocido por el análisis estructural elástico lineal.

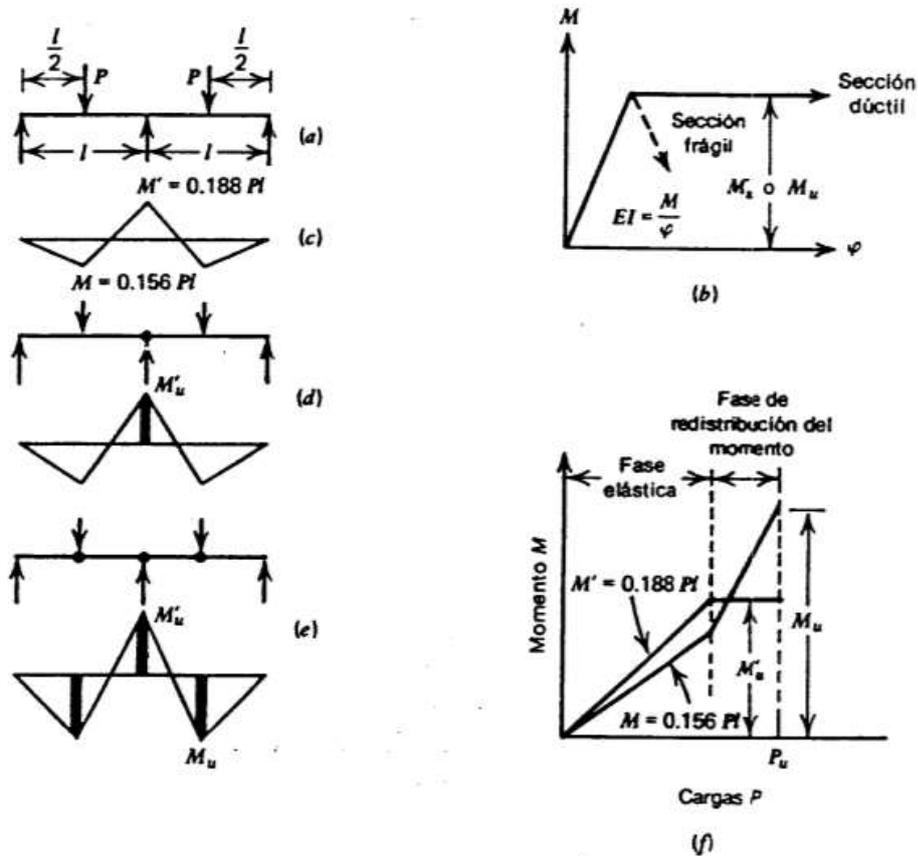


Figura 25: Redistribución de momento y formación de un mecanismo de desplome para una viga continua. (a) Viga (b) Relación idealizada de momento vs curvatura para las secciones (c) Diagrama de momento flexionante de la teoría elástica (d) En la formación de la primera articulación plastica (e) En la formación del mecanismo de desplome (f) Cambio de momento flexionante con la carga
 Fuente: R. Park & T. Paulay, (1988)

Se tiene una viga de concreto reforzada a la cual se le han aplicado diferentes cargas como se muestra en la figura 25(a). Teniendo en cuenta la figura 25(b) se grafica lo que sucede al tener una sección dúctil y una frágil. En la figura 25 (c) se muestra el diagrama de momentos flexionantes debido a las cargas según el análisis de la teoría elástica; mientras que en la figura 25 (d), asumiendo que la primera rótula plástica se forma en el centro de la viga, se aumenta la carga hasta llegar a un momento negativo máximo M'_u . En este momento si se cuenta con una sección frágil el momento se reducirá y la sección fallará automáticamente. Por otro, si se cuenta con una sección dúctil entonces el momento flexionante se mantiene constante y redistribuye los

momentos hasta que el momento en los claros sea M_u . Luego se formará el mecanismo de falla presentado en la figura 25(e). Finalmente la figura 25(f) muestra la variación del momento según la carga aplicada.

Por tanto a medida que se tiene mayor capacidad de rotación en las articulaciones plásticas la distribución de momentos se hace muy diferente al calculada con la teoría elástica. Es de suma importancia garantizar la ductilidad de la articulación. (P.280-285)

5.4. Método estático No lineal

(Aguilar Falconi , Análisis sísmico por desempeño, 2003) menciona que el uso de esta técnica se remota a los años de 1970, se cuenta que al principio la aceptación fue baja, pero ha sido que en los últimos 20 años que ha tornado un rol protagónico debido a su fácil aplicación y a los resultados obtenidos. Los profesores Krawinkler & Seneviratna se enfocaron en ventajas y desventajas de este procedimiento frente a los procesos convencionales.

Un método de análisis correcto para la edificación es aquel que permite entender un comportamiento real de la estructura mientras el sismo está actuando e incluso permite conocer el mecanismo de falla. Esto es lo que puede hacer un análisis no lineal. Sin embargo, es importante saber que dentro de este tipo de análisis existen muchos métodos; principalmente el método no lineal tiempo historia, el cual usa el tiempo como un factor dependiente , lo que lo hace más difícil y menos práctico. Otro método que si corresponde al interés de nuestra investigación es el método de la curva de capacidad espectral (CSM) o también llamado análisis estático

no lineal, el cual aprovecha la intersección de la curva de la capacidad (pushover) con el espectro de respuesta reducido para estimar desplazamientos máximos. La curva de capacidad o “pushover” representa el desplazamiento lateral en función a un cortante producido por el sismo aplicado a la estructura.

El método estático no lineal consiste básicamente en un empuje lateral hasta llegar al colapso o hasta cierto valor de carga, estas fuerzas están predefinidas por patrones de carga que se distribuyen a lo largo del edificio específicamente en los nodos, teniendo cargas gravitacionales constantes.

Con este método básicamente es posible evaluar el desempeño esperado de la estructura por medio de estimación de fuerzas, sin embargo se puede aplicar:

- Para verificar o revisar la sobre resistencia y ductilidad (uso que le daremos)
- Para estimar mecanismos de plasticidad esperada
- Verificar las conexiones o nodos críticos.
- Como alternativa de re diseño.
- Recordemos que para el FEMA 356 este método inicialmente es concebido para evaluar una estructura según sus desplazamientos sin embargo, puede también servir para predecir deformaciones en el diseño sísmico.

Para usar este método será necesario contar la siguiente información de la estructura:

- Características constitutivas de los elementos
- Dimensiones de las secciones de los miembros, acero de refuerzo (longitudinal y transversal)
- Acciones gravitacionales
- Resistencia real de vigas y columnas
- Posible ubicación de la rótula
- Propiedades de tensión – deformación
- Cargas laterales aplicadas en el centro de masa de la estructura

Un principio básico en el “push-over” es que la estructura vibra según el primer modo, cosa que no es muy cierta especialmente en el caso de edificaciones altas y asimétricas donde la estructura vibra según otras contribuciones de modos mayores.

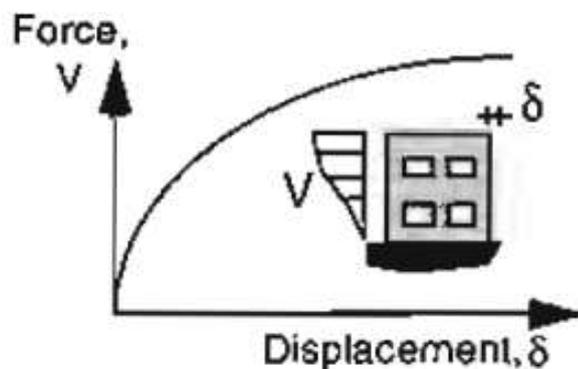


Figura 26: Curva de capacidad
Fuente: ATC-4, (1988)

Dos conceptos principales que debemos tener en cuenta son la demanda y la capacidad. La capacidad como representación de la estructura para resistir y manejar una demanda sísmica, que será impuesta por los

objetivos del diseño sismo resistentes graficada en un curva de capacidad. Ver figura 26.

5.4.1. Capacidad

La capacidad total de la estructura depende de los elementos individualmente para resistir la fuerza y por consecuencia las deformaciones. Por tanto, para determinar la capacidad será necesario un proceso de análisis con un modelo matemático al cual se le aplican las fuerzas dispuestas por la demanda hasta que falle la estructura. Una vez concluido el análisis, dicha capacidad se representará a través de una curva fuerza-desplazamiento a la que se llama también push-over que básicamente representa el primer modo de respuesta. Para evitar la complejidad que el método supone será necesario usar softwares que estén en la capacidad de realizar dicho análisis, uno de ellos y el seleccionado para nuestra investigación será el ETABS en su versión 2015. El proceso del método estático no lineal fue presentado en varias de sus formas entre tantos por: Seneviratna y Krawinkler, 1994 y Moehle, 1992; y si bien en todas se aplica lateralmente una fuerza llevando a la estructura al estado límite, hay niveles de desempeño ya mencionados en el capítulo II basados en la propuesta de FEMA 356.

Un análisis completo del push over será cuando se muestre la degradación de la capacidad de la curva, si esta ha sido mayor al 20% deberá revisarse el modelo.

En lo que respecta a nuestro estudio para hallar los valores de fluencia y ruptura se realizará un modelo bilineal. Existen varios criterios para encontrar el modelo bilineal, uno de ellos y es el que se utiliza en el

presente artículo es el criterio de iguales áreas, que cumple con la condición de que el área bajo la curva de capacidad resistente es igual al área del modelo bilineal”. (P.125-126)

5.4.2. Demanda (desplazamientos)

El movimiento del suelo que ocurre durante el sismo genera desplazamientos los cuales varían con el tiempo. Para un análisis lineal usamos fuerzas laterales para representar la condición requerida; sin embargo, para un análisis no lineal usaremos una lista de desplazamientos como condición de diseño teniendo como el desplazamiento de demanda al máximo esperado.

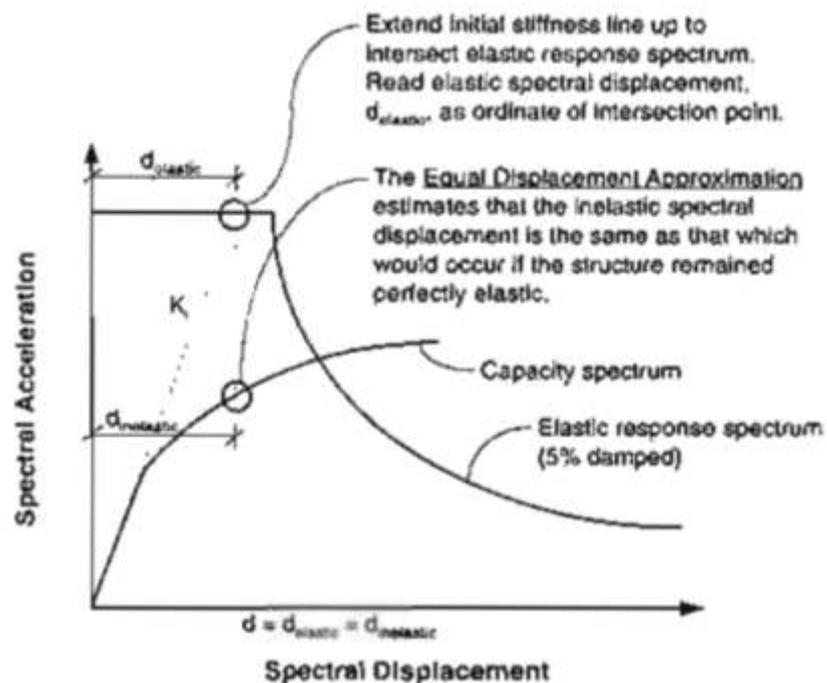


Figura 27: Curva de capacidad, Respuesta espectral evaluados en función al espectro de aceleración y espectro de desplazamiento
Fuente: ATC -40, (1988)

En la figura 27 se presenta la demanda de desplazamiento, la cual ocurre en un punto al que se le denomina “performance point” o punto de rendimiento. Este punto es la representación la condición donde la capacidad es igual a la demanda sísmica, esto se entiende a partir de que hay un desplazamiento igual para las dos curvas en aquel punto.

Este análisis estático no lineal es un gran avance en comparación con la forma tradicional de diseño que utiliza la teoría lineal, considera las propiedades no lineales de los modelos de los elementos cosa que no sucede en el caso de los métodos lineales e incluso se puede apreciar la secuencia del agrietamiento y la aparición de las rótulas plásticas y fallas en los componentes estructurales. Sin duda alguna es un método con grandes ventajas pero requiere un mejor conocimiento y juicio por parte del diseñador.

5.4.3. Criterios de aceptación para el análisis no lineal

(ASCE, 2000) nos da los parámetros necesarios que definen los niveles de desempeños explicados en el capítulo 1.3.3.1. Según FEMA 356 para vigas y columnas se tienen los siguientes límites que se muestra en las tablas 13 y 14:

Tabla 13: Parámetros y criterios de aceptación para procesos no lineales- Vigas de concreto reforzado.

Parámetros y criterios de aceptación para procedimientos no lineales- vigas de concreto reforzado					
Condiciones			Rotación plástica, ángulo en radianes		Fuerza residual
			a	b	c
vigas controladas por flexión					
$\rho - \rho' / \rho_{bal}$	Trans. Reinf	$V / b_w \times d \times f'c^{1/2}$			
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2
<p>"C" y "NC" son abreviaciones para refuerzo transversal conforme y no conforme , respectivamente. Un componente será conforme si: dentro de la rótula plástica los estribos están separados $< d/3$, para componentes de demanda moderada y alta ductilidad y la resistencia V_s, que es provista por los estribos debe ser por lo menos $3/4$ del cortante de diseño V_d. En cualquier otro caso se considerará como no conforme</p>					

Fuente: ASCE,2000

Tabla 14: Parámetros y criterios de aceptación para procesos no lineales. Columnas de concreto reforzado.					
Condiciones			rotación plástica, ángulo en radianes		Fuerza residual
			a	B	c
vigas controladas por flexión					
$\rho - \rho' / \rho_{bal}$	Trans. Reinf	$V / bw \times d \times f'c^{1/2}$			
≤ 0.0	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≤ 0.0	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2
≥ 0.5	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2
≥ 0.5	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2

"C" y "NC" son abreviaciones para refuerzo transversal conforme y no conforme, respectivamente. Un componente será conforme si: dentro de la rótula plástica los estribos están separados $< d/3$, para componentes de demanda moderada y alta ductilidad y la resistencia V_s , que es provista por los estribos debe ser por lo menos $3/4$ del cortante de diseño V_d . En cualquier otro caso se considerará como no conforme

Fuente: ASCE, 2000

Generalmente se suele asociar la respuesta del elemento con la deformación que sufre. El valor de Q/Q_y es el valor de la fluencia que sea igual a 1. Note que la figura 28 es básicamente un diagrama de momento curvatura donde se entienden los valores "a", "b" y "c" de las tablas 13 y 14. (P. 325-326)

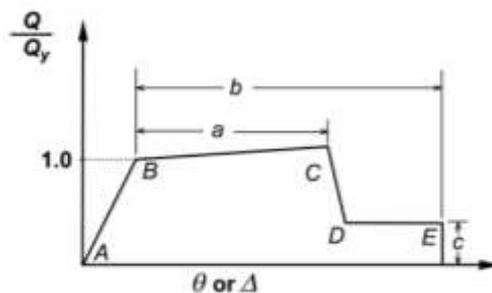


Figura 28: Deformación evaluado en función del esfuerzo, rotación, curvatura o elongación
Fuente: ASCE, (2000)

CAPÍTULO VI:

EVALUACIÓN

DE LOS INDICADORES DE COMPORTAMIENTO ATRAVES DEL

MÉTODO ESTÁTICO NO LINEAL CON EL PROGRAMA ETABS

6.1. Procedimiento para estimar los valores de sobre resistencia y ductilidad en el cómputo de cargas sísmicas

(Daza Duarte , 2003) Indica un procedimiento propuesto en sus investigaciones:

- a) Pre dimensionamiento estructural: Se pre-dimensionará, obteniendo los tamaños y refuerzos para cada elemento estructural. Se escogen los materiales y sistema que se usará.
- b) Dimensionamiento estructural: Selección de parámetros sísmicos Se puede calcular el valor de R o usar un valor de partida. Usaremos el factor propuesto por la norma E-030 para pórticos resistentes a momentos $R=8$.
- c) Realizar un análisis no lineal : De la estructura a través del método estático no lineal (push over analysis) a través de un software. En nuestro caso usaremos el programa ETABS 2015.
- d) Cómputo de parámetros: De la curva Carga vs. Desplazamiento. Ingresamos nuevamente el valor de R
- e) Ajustar las cargas sísmicas: De acuerdo al nuevo valor de R colocado, se revalúa la carga lateral inicialmente calculada.
- f) Diseño estructural: Se hace nuevamente el diseño estructural obteniendo las nuevas secciones y refuerzos; y nuevamente por segunda vez se analiza por un análisis no lineal

g) Convergencia: El procedimiento continúa hasta que los valores corregidos de ductilidad y el factor de modificación de respuesta total sean similares. (P.15-16)

6.2. Pre- dimensionamiento estructural

(Blanco Blasco, 1997) ha sido la base para realizar los dimensionamientos de la presente investigación. En la figura 29 se muestra,

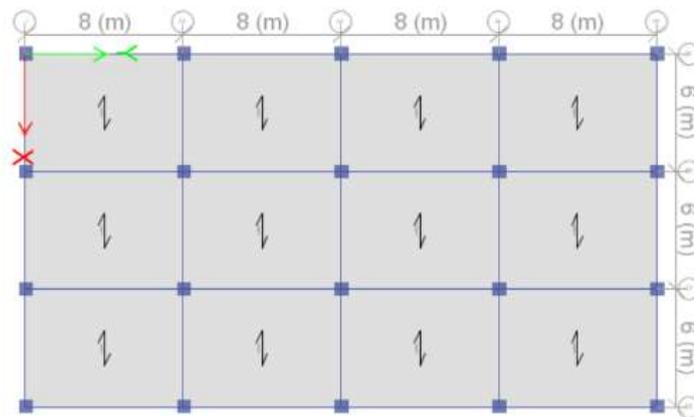


Figura 29: Distribución en planta del arquetipo por evaluar

6.2.1. Pre- dimensionamiento de columnas

Las columnas se encuentran sometidas a carga axial y a momento flector. Su diseño deberá contemplar estas dos acciones simultáneamente y además la acción sísmica debido a que no hay elementos resistentes a las cargas laterales. (Blanco Blasco, 1997). Para este tipo de edificios se dispondrán columnas de 55x55, 70x70, 85x85, 100x100, 110x110, 120x120 para los edificios de 3, 6, 9, 12, 15 y 18 pisos, respectivamente. La altura de entrepiso es de 2.40 m (P.38-45)

$$Area = \frac{P_{Servicio}}{0.35f'c} \quad Ecuación 46$$

6.2.2. Pre-dimensionamiento de vigas

(Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2009) “Cada paño de losa debe estar apoyado en todo su perímetro sobre vigas peraltadas o sobre muros. El peralte de las vigas será como mínimo 1/15 de la luz libre o 1,5 veces el espesor de la losa, el que sea mayor”. (P.125)

$$\frac{ln}{12} = h \quad Ecuación 47$$

$$2d = h \quad Ecuación 48$$

Para nuestro caso el pre dimensionamientos estarían en función de dos luces: 6 y 8 metros.

$$\frac{6}{12} = 0.5 \quad \frac{8}{12} = 0.667$$

Por tanto para todas las vigas consideraremos, para todos los edificios, vigas de 30x70

6.2.3. Pre-dimensionamiento de Losas

(Blanco Blasco, 1997) “El peralte de las losas aligeradas en una dirección podrá ser dimensionado” (P.25)

- h= 17 cm. Luces menores de 4mts.
- h= 20 cm. Luces entre 4 y 5.5 mts.
- h= 25 cm. Luces entre 5 y 6.5 mts.
- h= 30 cm. Luces entre 6 a 7.5 m

Por tanto consideraremos un peralte de la losa aligerada de 25 cm ya que la losa se apoyará en la longitud más corta, es decir, en los 6 metros.

6.3. Dimensionamiento Estructural

Una vez realizado los pre-dimensionamientos vistos anteriormente, se procede a elegir parámetros que definirán a todos los modelos.

6.3.1. Parámetros de la norma E-060

- a. $F'c$ (Resistencia a la compresión del concreto) : 280 kg/cm^2
- b. $F'y$ (Fluencia del acero) : 4200 kg/cm^2

6.3.2. Parámetros de la norma E-030

- a. Z (Factor de zona) : 0.45 g ; es decir , los modelos estarán ubicados en la zona 4, específicamente en Lima
- b. U (Factor de uso) : 1 ; es decir , la edificación será usado como una edificación común, un hotel.
- c. S (Factor de suelo) : 1; es decir, suelo tipo 1.
- d. Tp (periodo del suelo) : 0.4 seg
- e. R (coeficiente de reducción sísmica) : 8 ; es decir, sistema aporticado, para las dos direcciones.
- f. Ct (coeficiente para estimar el periodo fundamental de la estructura): 35, para edificios cuyo únicos elementos resistentes en la dirección seleccionada son pórticos de concreto armado sin muros de corte.

6.3.3. Parámetros de la norma E-020

- a. Tabiquería : 100 kg/m^2
- b. Acabados: 100 kg/m^2
- c. Carga viva : 250 kg/m^2
- d. Carga viva de azotea: 100 kg/m^2

e. Muro Cortina : 80 kg/m²

Una vez definido estos parámetros empezamos a realizar el procedimiento en el programa ETABS, para esto primero definimos los materiales, en el rango lineal y no lineal. Ver 30 y 31:



Figura 31: Ingreso de propiedades no lineales
Fuente: Elaboración propia.



Figura 30: ingreso de propiedades lineales.
Fuente: Elaboración propia

Seguidamente dibujamos las vigas, columnas y losas que definirán los



diferentes arquetipos. Ver figuras

32,33 y 34:

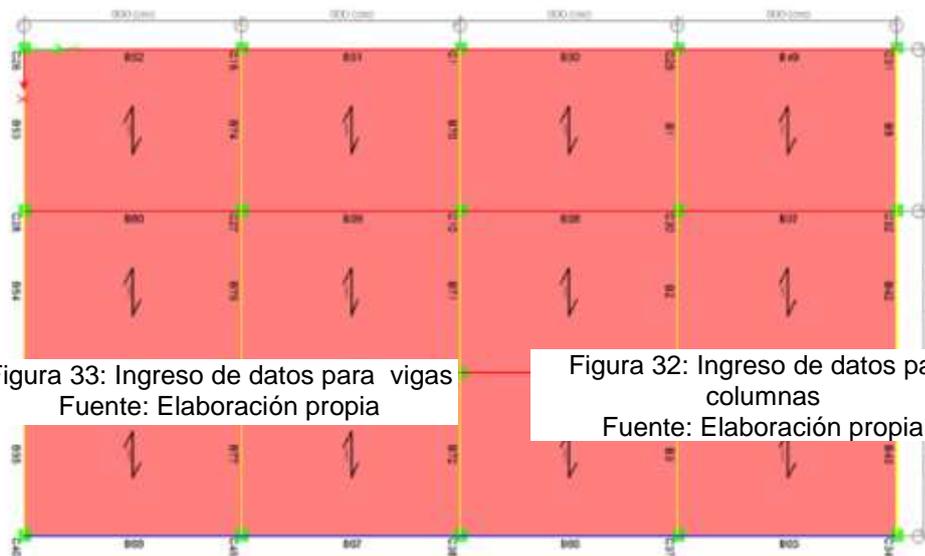


Figura 33: Ingreso de datos para vigas
Fuente: Elaboración propia

Figura 32: Ingreso de datos para columnas
Fuente: Elaboración propia

Figura 34: Construcción de losa aligerada
Fuente: Elaboración propia

Luego definimos los diafragmas rígidos que sean necesarios según la cantidad de pisos. Ver figura 35:

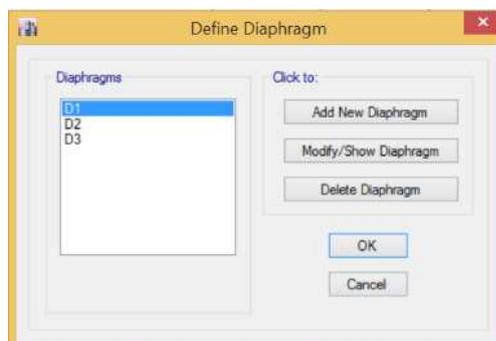
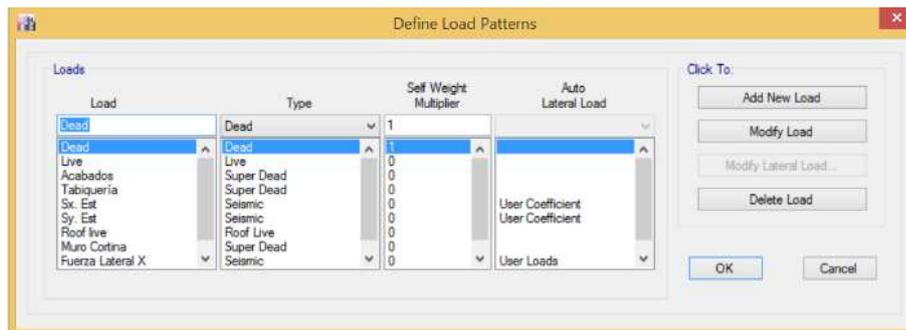


Figura 35: Diafragma rígido
Fuente: Elaboración propia



Después, definimos las cargas para luego asignarlas. Ver figura 36:

Figura 36: Definición de patrones de cargas
Fuente: Elaboración propia

Para el caso del análisis lineal, definimos la carga sísmica estática y dinámica para cada eje. Ver

figura



37,38, 39 y

40:

Figura 37: Ingreso del sismo estático en Y
Fuente: Elaboración propia



Figura 38: Ingreso del sismo estático en X
Fuente: Elaboración propia

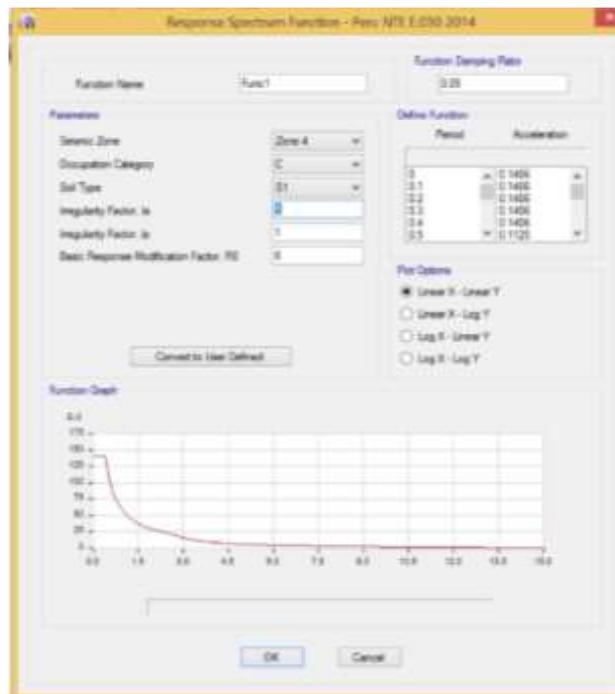


Figura 39: espectro de aceleraciones
Fuente: Elaboración propia



Figura 40: Ingreso del sismo dinámico
Fuente: Elaboración propia

Inmediatamente, asignamos la masa que participará del análisis, ver figura 41.
y los modos que se usarán, ver figura 42:

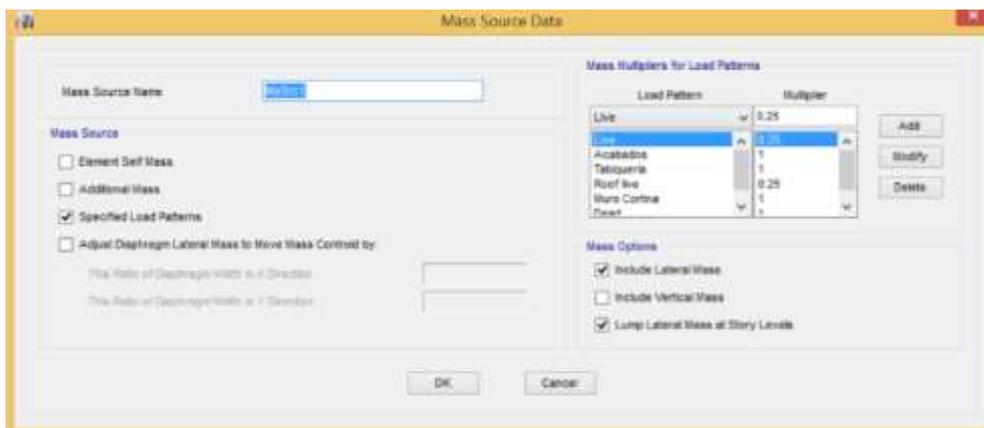


Figura 41: Ingreso de Mass Source.
Fuente: Elaboración propia.

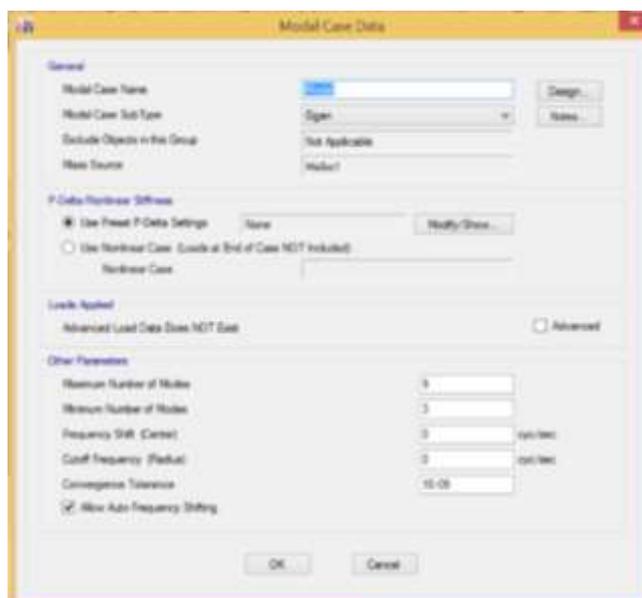


Figura 42: Ingreso de los casos modales
Fuente: Elaboración propia

A continuación, procedemos a definir las combinaciones de cargas dispuestas por la norma E-060, ver figura 43:

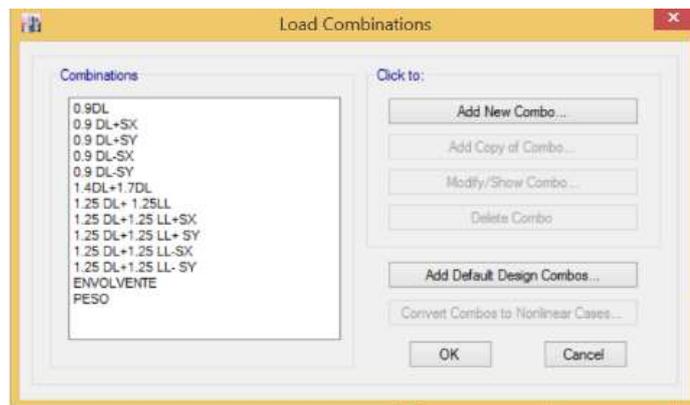


Figura 43: Combinaciones de carga
Fuente: Elaboración propia

Una vez realizado todos los pasos, procedemos a diseñar la edificación, ver figura 44:



Figura 44: Diseño automático de la estructura a través del programa Etabs
 Fuente: Elaboración propia

Finalmente, agregamos las rótulas plásticas, ver figura 45. Y las cargas que servirán como cargas distribuidas triangularmente para el pushover, ver figura 46.

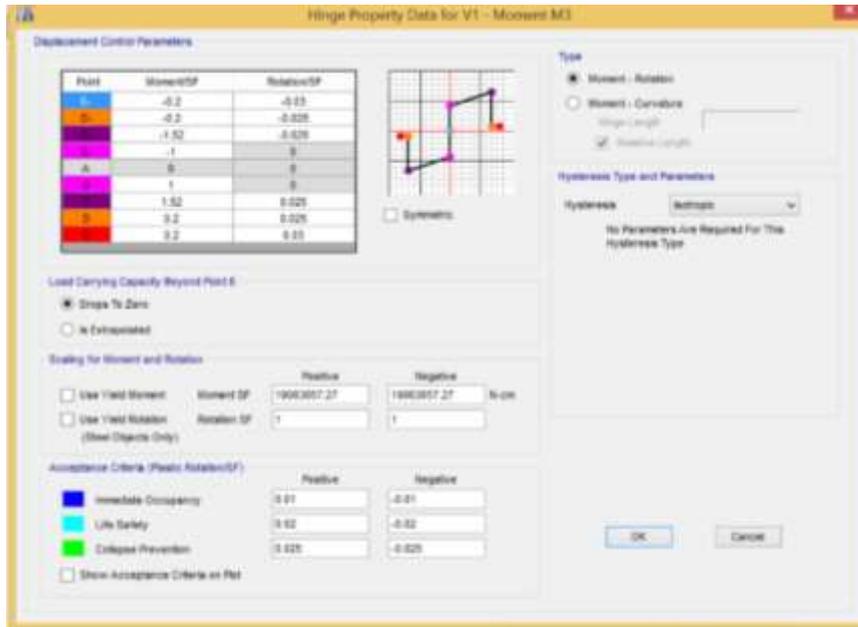


Figura 45: Ingreso de datos no lineal.
 Momento –rotación
 Fuente: Elaboración propia

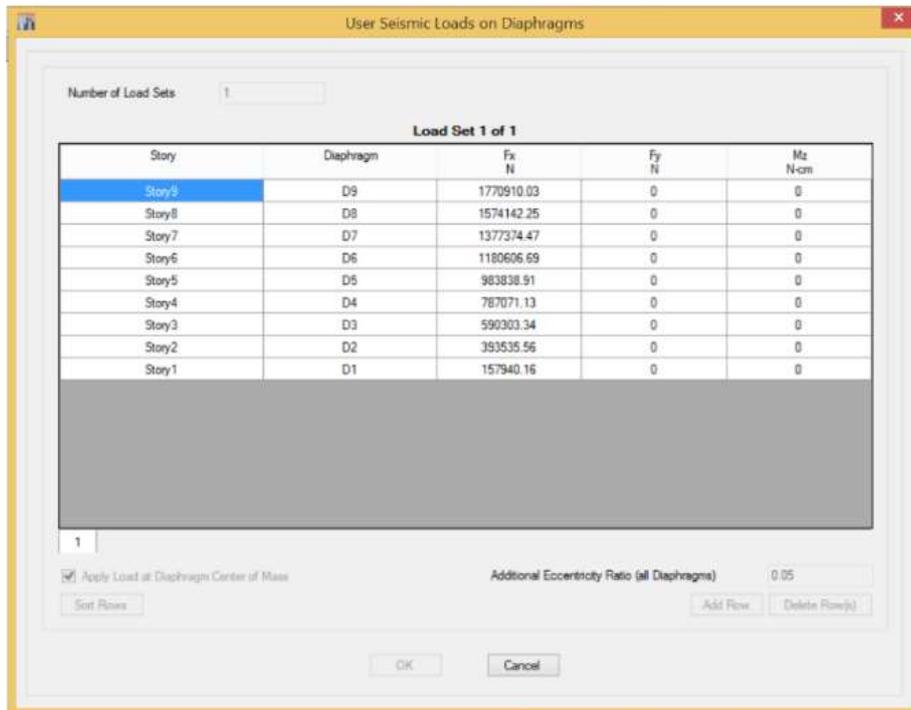


Figura 46: patrón de carga triangular
Fuente: Elaboración propia

Es así como obtendremos una curva de capacidad que tendrá como ejes desplazamiento vs cortante. En dicha curva a la que también se le conoce como curva pushover podremos determinar algunos valores que son importantes para nuestro estudio: el cortante V_y y desplazamiento Δ_y , el cortante y desplazamiento de fluencia; y el cortante V_{max} y el desplazamiento Δ_{max} y , el cortante y desplazamiento máximo donde la estructura empieza a presentar el colapso.

De esta forma hemos realizado 6 edificios de 3, 6 , 9 ,12 , 15 y 18 pisos para los cuales se ha hecho el proceso anteriormente explicado. El resultado es la curva de capacidad como se muestra en la figura 47:

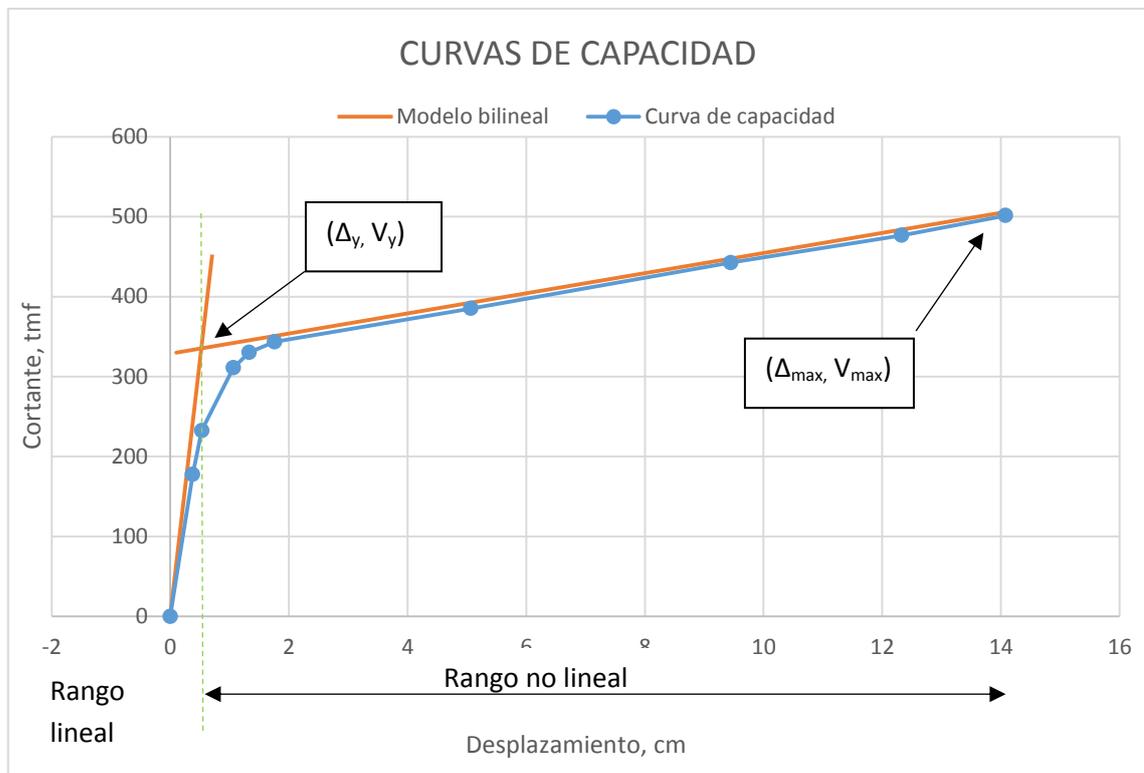


Figura 47: Curva de capacidad, punto de fluencia y ruptura
Fuente: Elaboración propia

Es importante tener en cuenta que el modelo bilineal o representación bilineal debe contemplar la misma energía de disipación de la curva para ser un modelo representativo.

CAPÍTULO VII: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO-NO LINEAL

Del análisis estático no lineal hemos podido determinar los desplazamientos y cortantes máximos a los que puede ser sometida las estructuras, ver tabla 15. Las secciones de las columnas han ido variando en función a los niveles debido a la carga axial importante que reciben, sin embargo como han mostrado varios investigadores esta característica no afecta de manera considerable en la respuesta global del edificio. (Kang- Ning , Otani S., & Aoyama H., 1989) , mientras que las vigas serán para todas las estructuras de b=30cm, h =70cm.

7.1. Datos resultantes

Tabla 15: Resultado del análisis estático no lineal

RESULTADOS CURVAS PUSH-OVER					
PISOS	DESPLAZAMIENTO MAX		FUERZA MAX		SECCION COLUMNA(cm)
	X (cm)	Y (cm)	X (tnf)	Y (tnf)	
3	14.08	13.82	501.55	652.22	55X55
6	22.17	25.42	776.7	827.36	70X70
9	41.45	40.55	911.28	907.77	85x85
12	53.08	53.04	1416.69	1317.28	100X100
15	64.78	67.53	1585.56	1446.76	110x110
18	74.65	75.99	1261.755	1086.07	120X120

Fuente: Elaboración propia

Seguidamente presentamos las curvas, que se muestran desde la figura 48 a la figura 61, que han resultado a partir del análisis teniendo las consideraciones antes mencionadas.

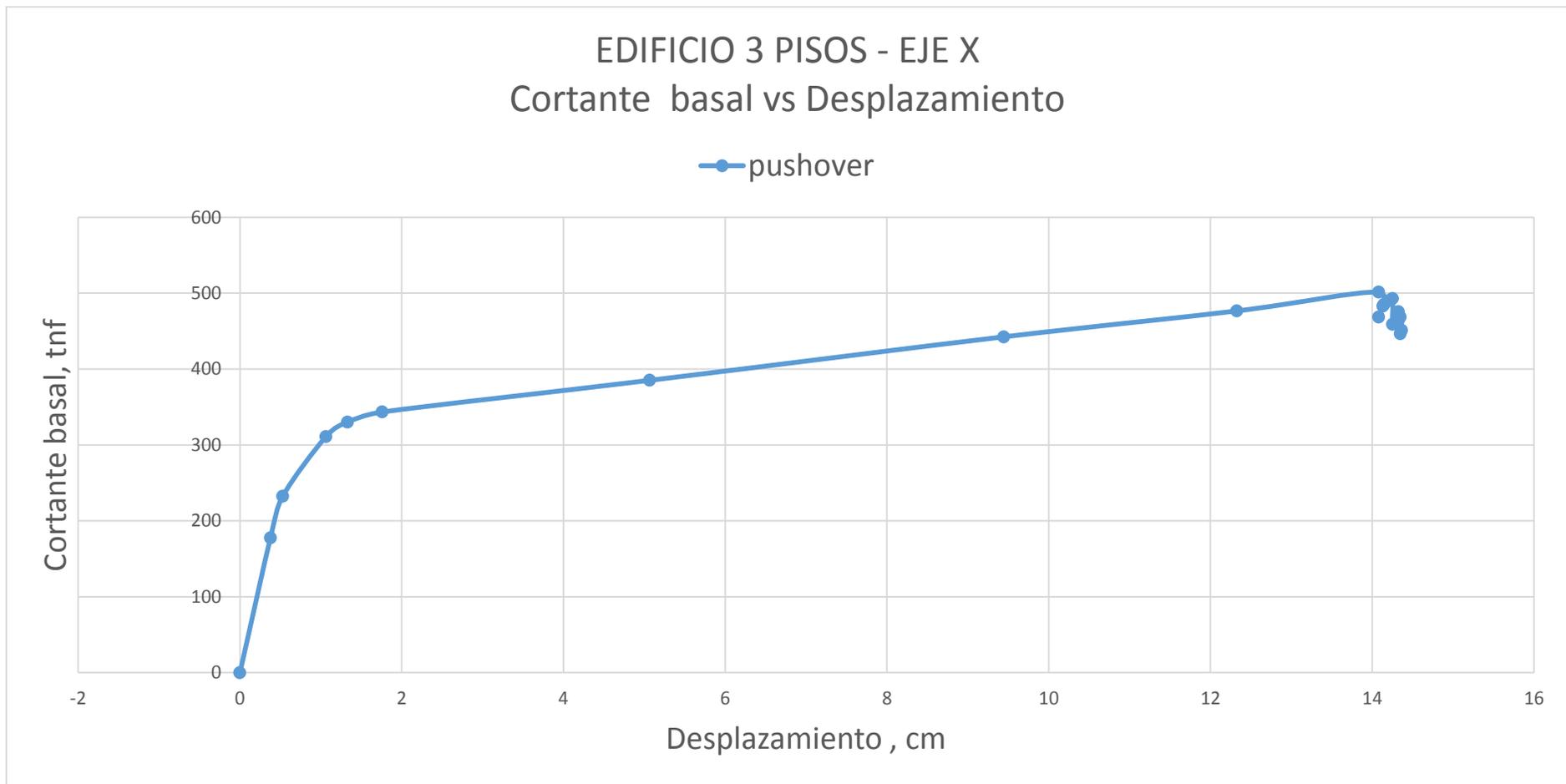


Figura 48: Curva de capacidad global del edificio de 3 pisos EJE X. Cortante vs desplazamiento.
Fuente: Elaboración propia

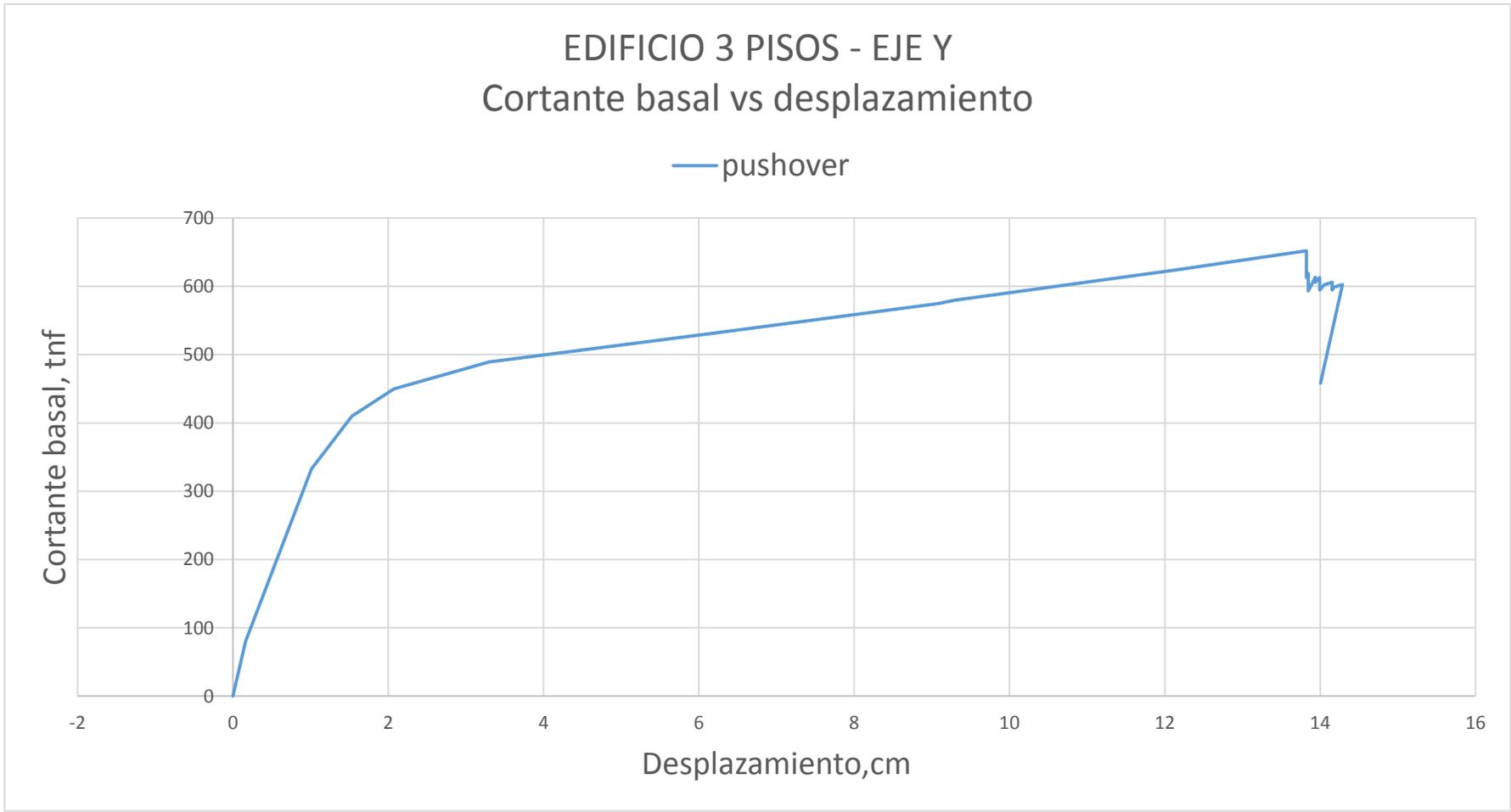


Figura 49: Curva de capacidad global del edificio de 3 pisos EJE Y. Cortante vs desplazamiento.
Fuente: Elaboración propia

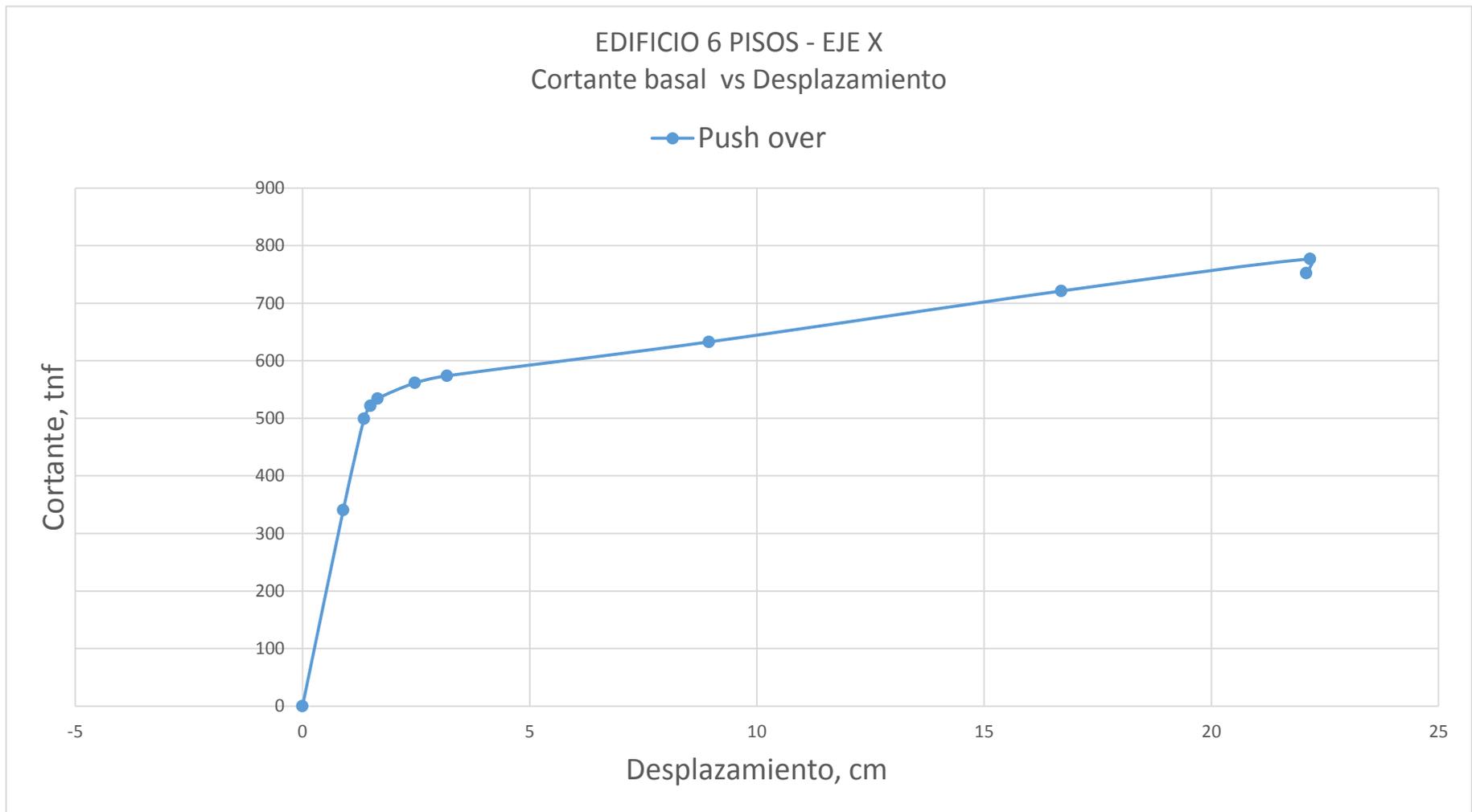
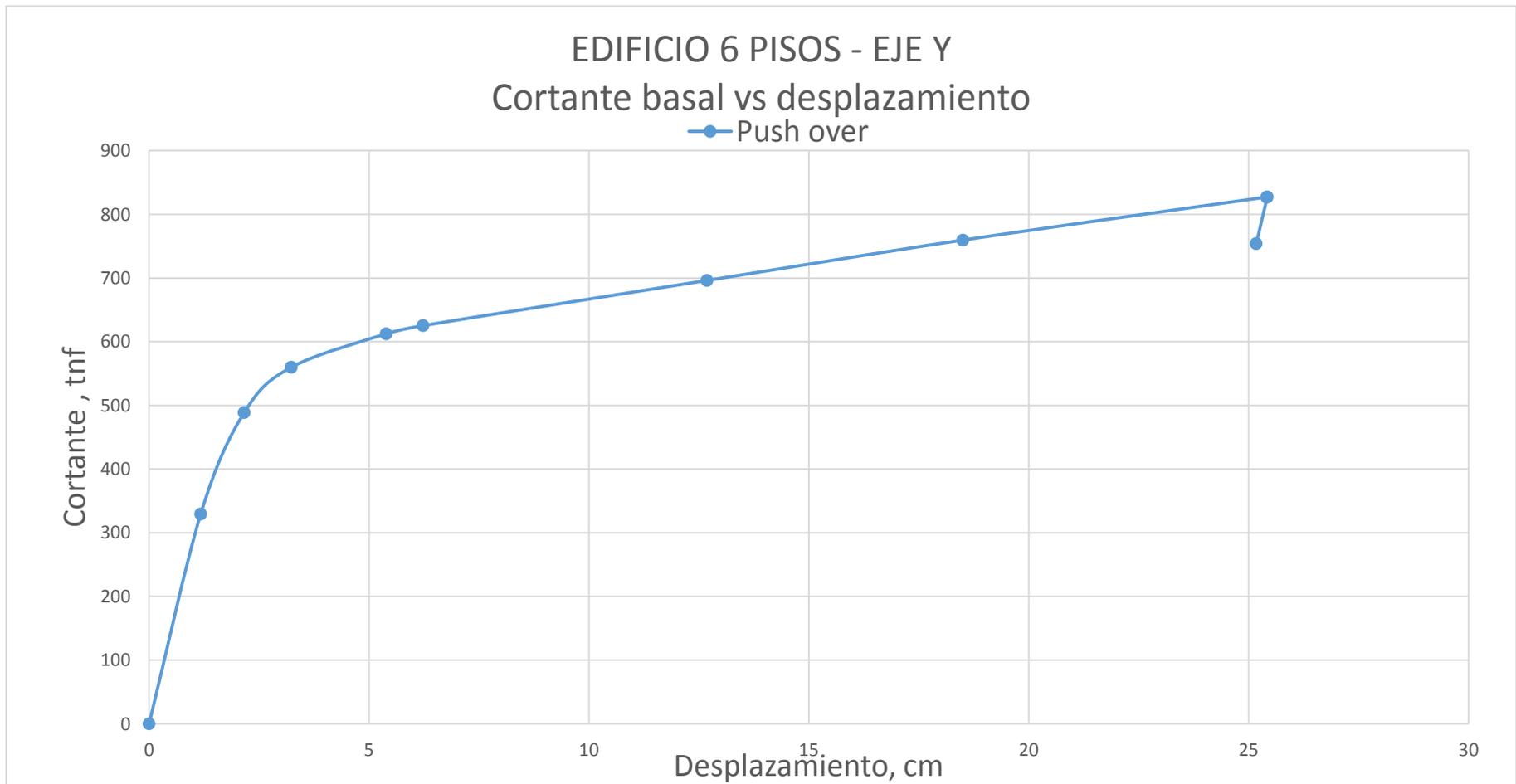


Figura 50: Curva de capacidad global del edificio de 6 pisos EJE X. Cortante vs desplazamiento.
Fuente: Elaboración propia



*Figura 51: Curva de capacidad global del edificio de 6 pisos EJE Y. Cortante vs desplazamiento.
Fuente: Elaboración propia*

EDIFICIO 9 PISOS - EJE X Cortante basal vs desplazamiento

—●— Push over

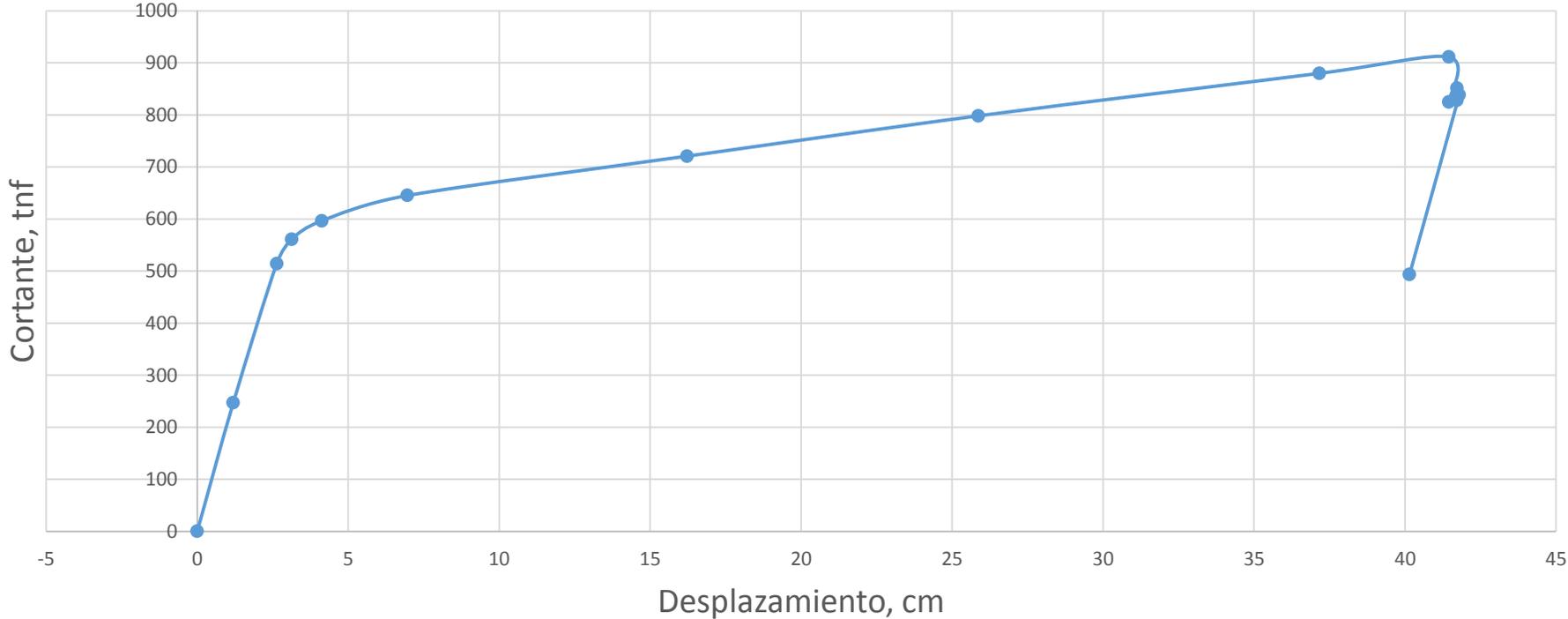


Figura 52: Curva de capacidad global del edificio de 9 pisos EJE X. Cortante vs desplazamiento.
Fuente: Elaboración propia

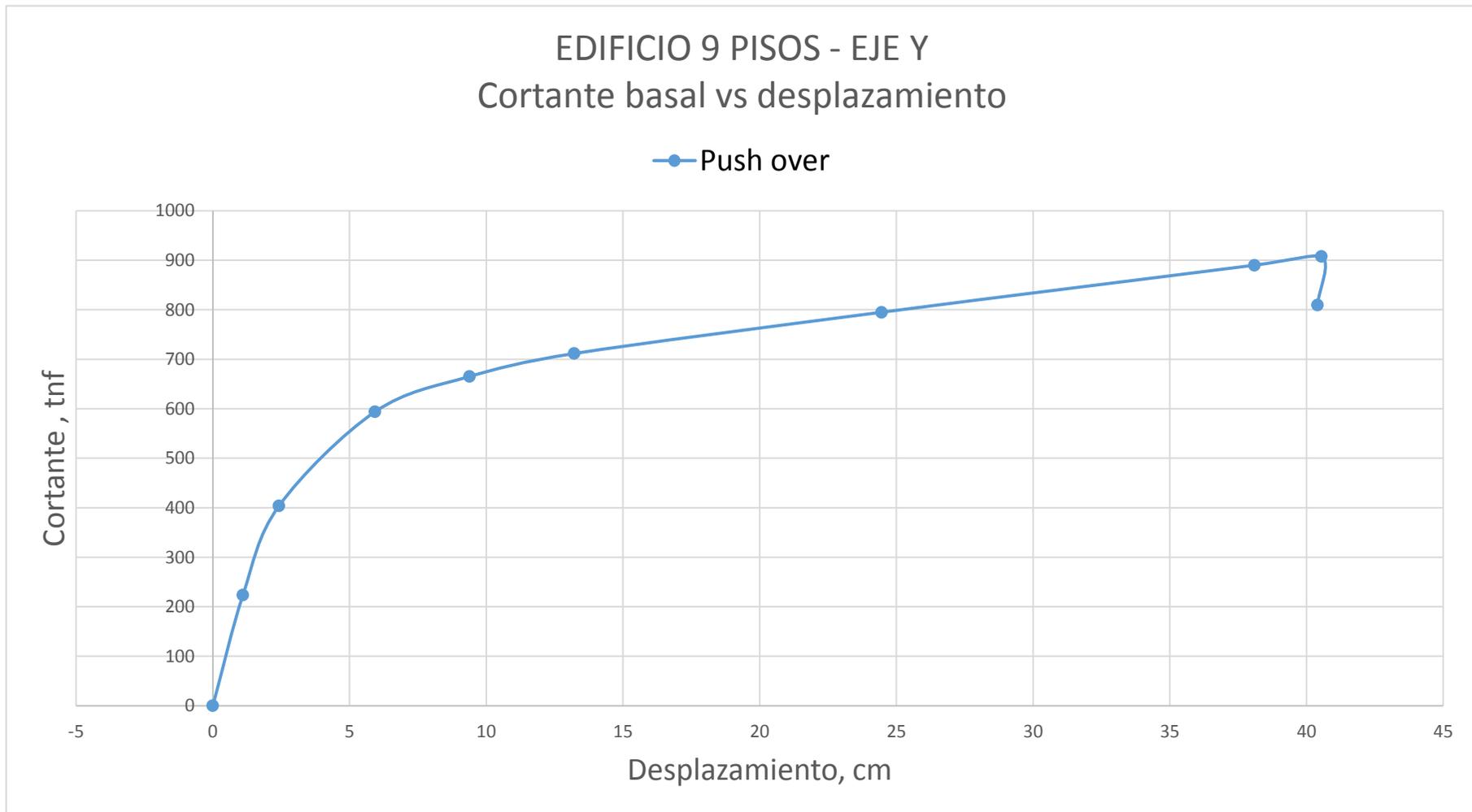


Figura 53: Curva de capacidad global del edificio de 9 pisos EJE Y. Cortante vs desplazamiento
 Fuente: Elaboración propia

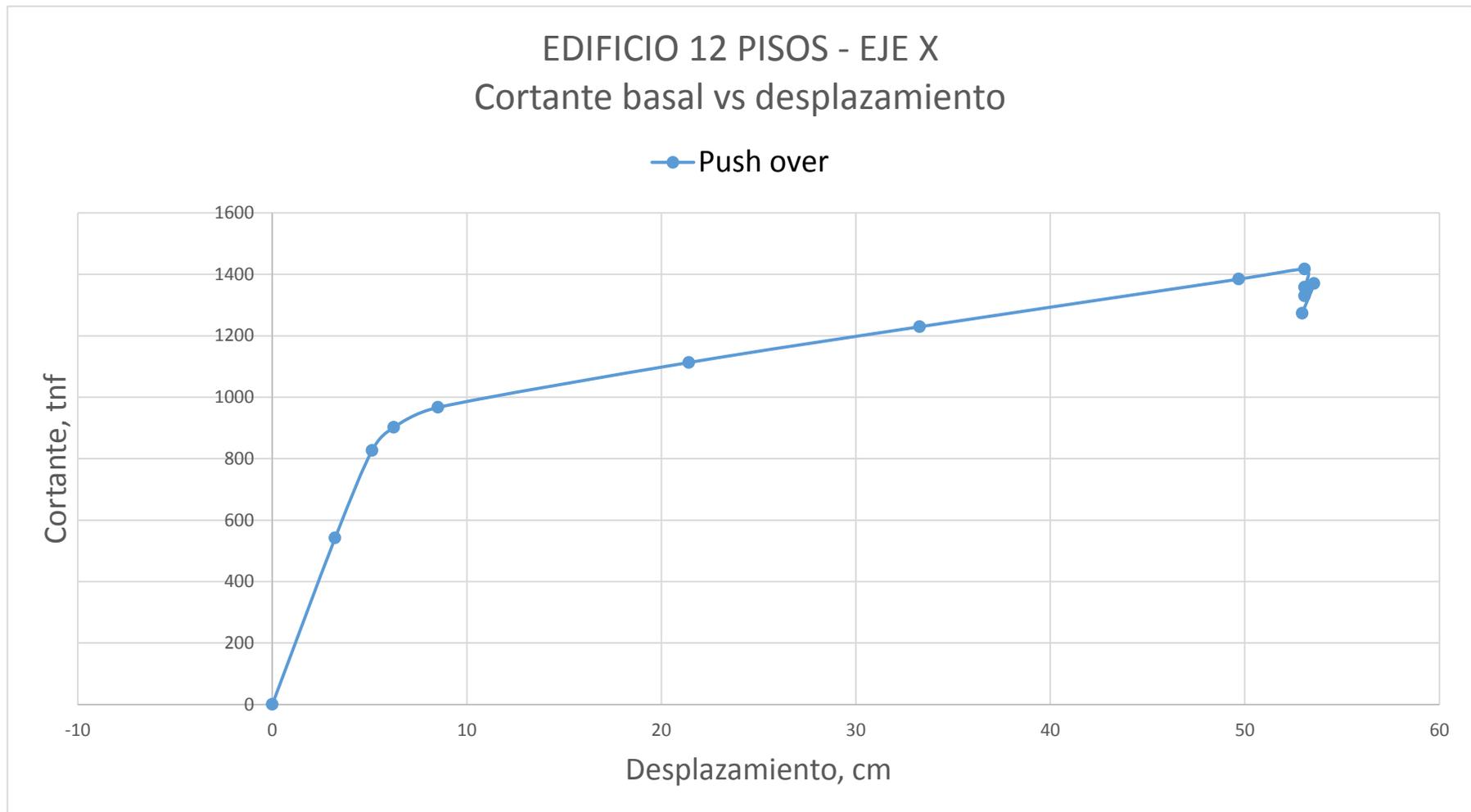


Figura 54: Curva de capacidad global del edificio de 12 pisos EJE X. Cortante vs desplazamiento.
 Fuente: Elaboración propia

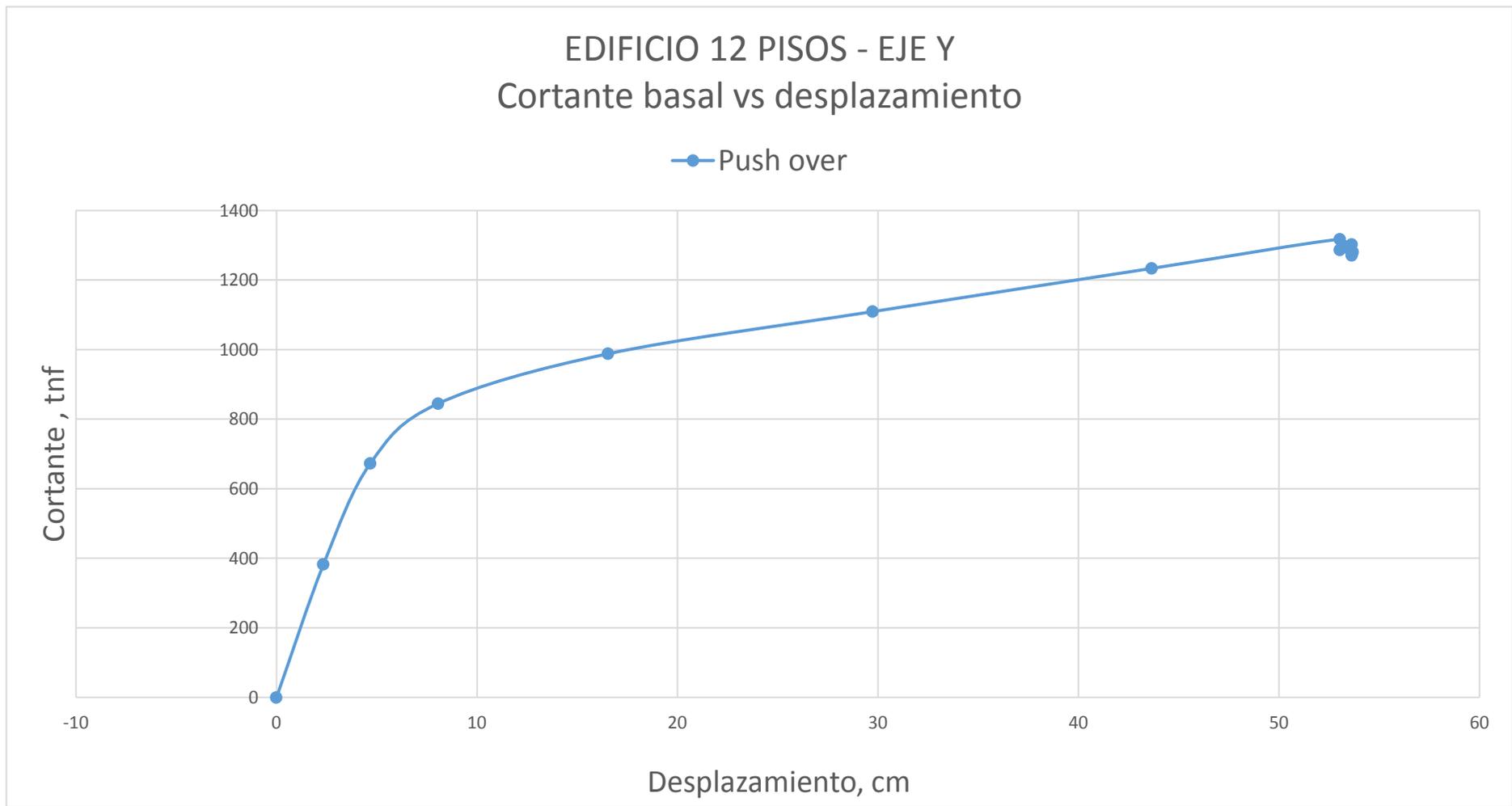


Figura 55: Curva de capacidad global del edificio de 12 pisos EJE Y. Cortante vs desplazamiento.
 Fuente: Elaboración propia.

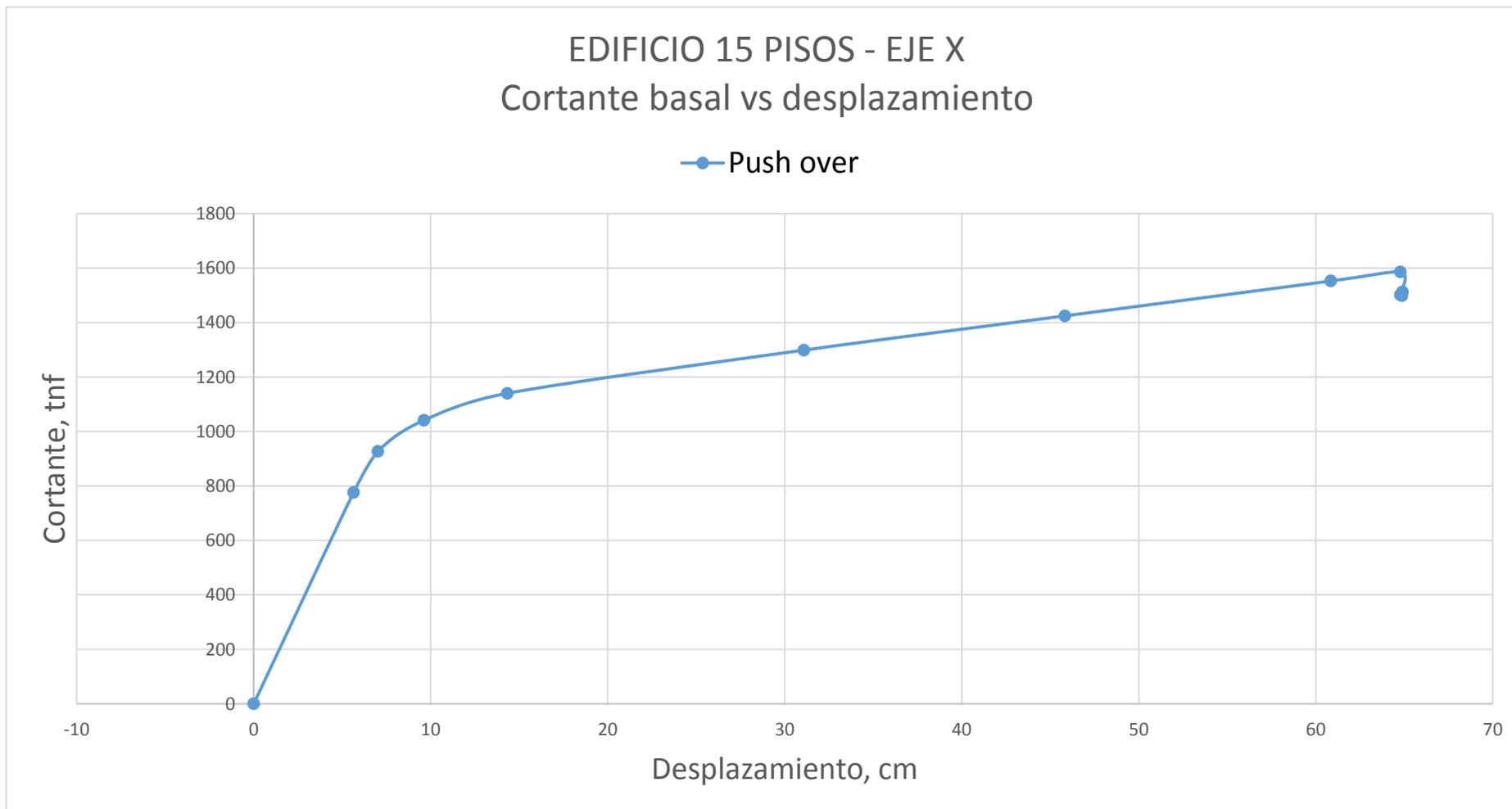


Figura 56: Curva de capacidad global del edificio de 15 pisos EJE X. Cortante vs desplazamiento.
Fuente: Elaboración propia

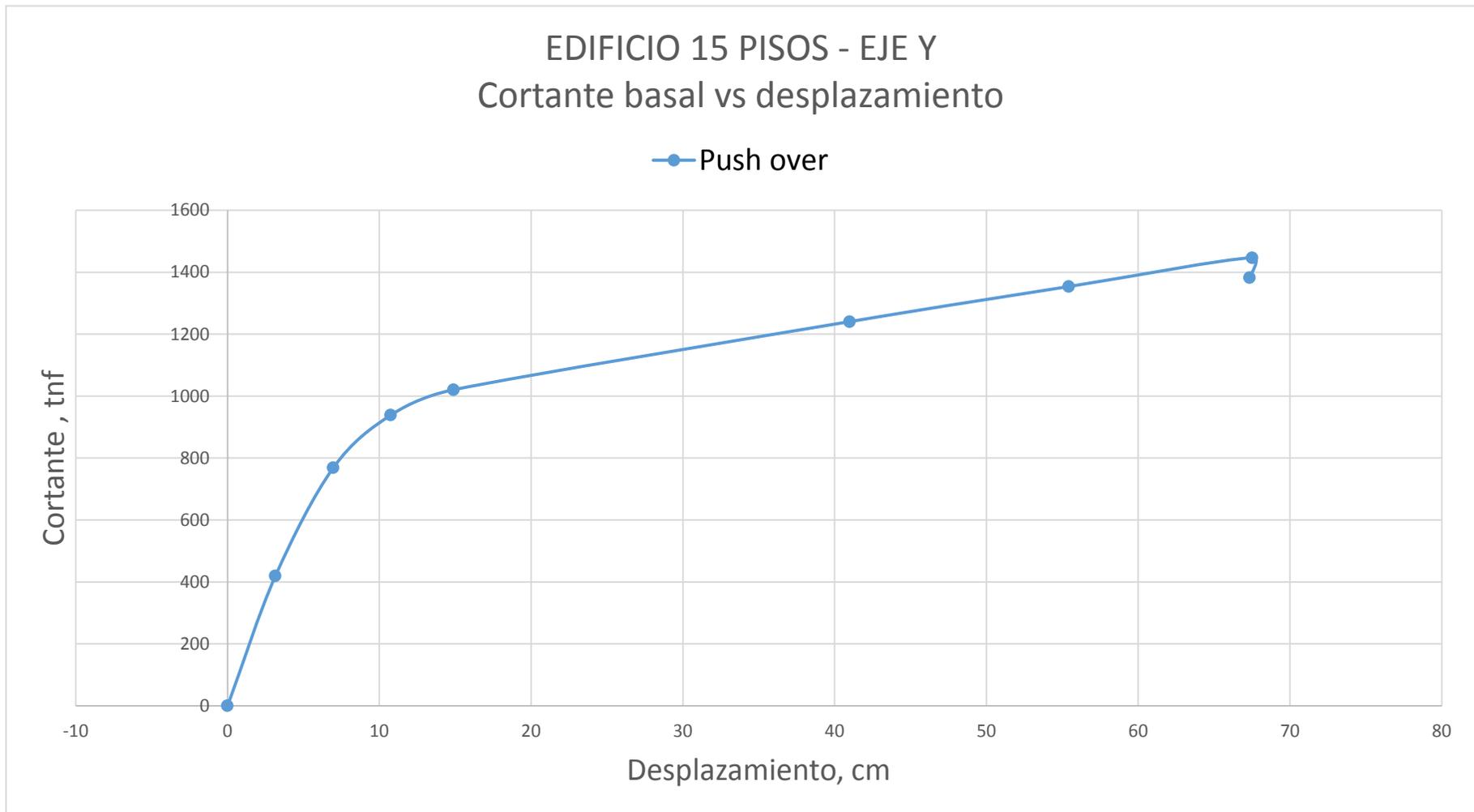


Figura 57: Curva de capacidad global del edificio de 15 pisos EJE Y. Cortante vs desplazamiento.
Fuente: Elaboración propia

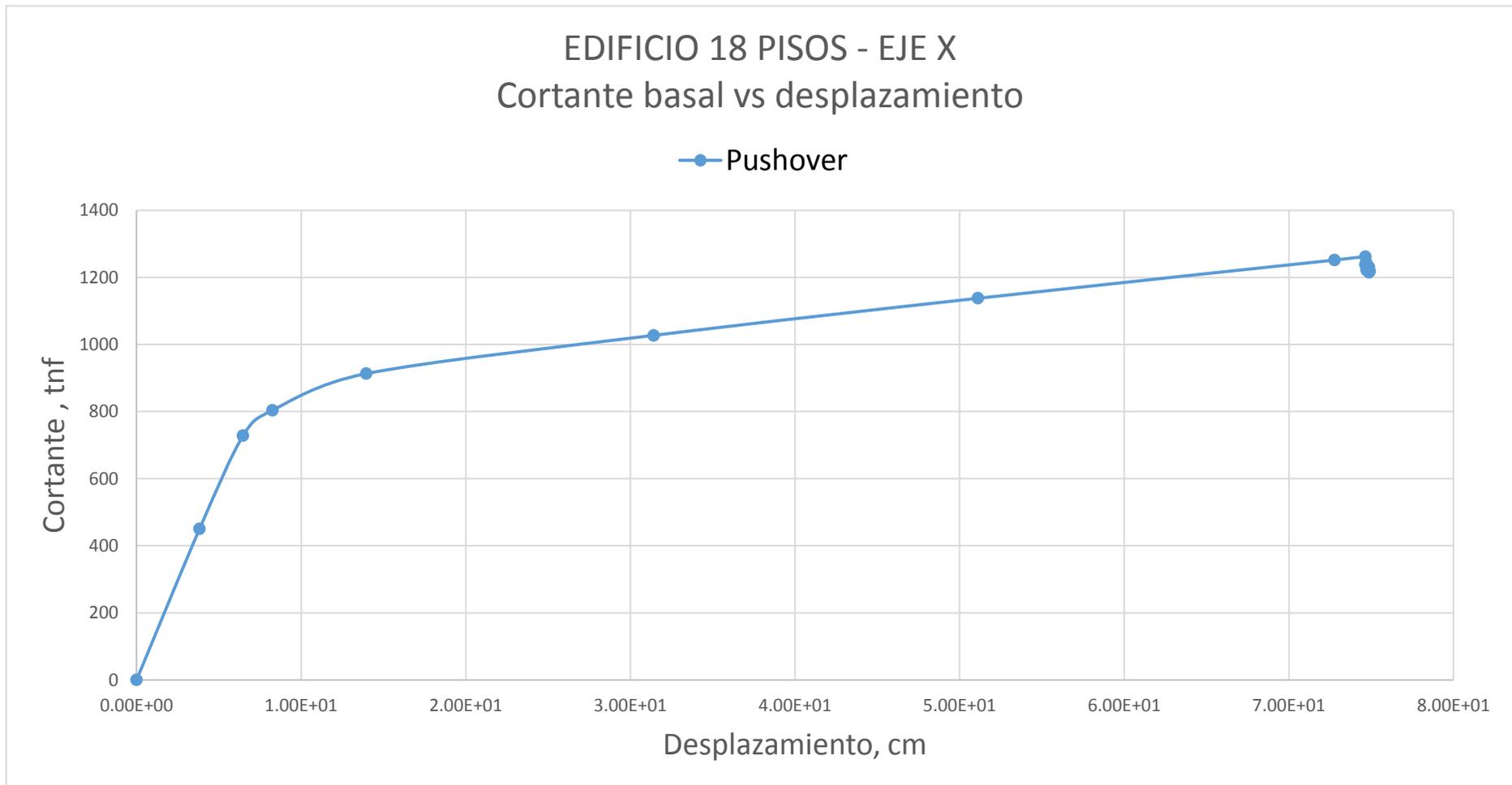


Figura 58: Curva de capacidad global del edificio de 18 pisos EJE X. Cortante vs desplazamiento.
Fuente: Elaboración propia

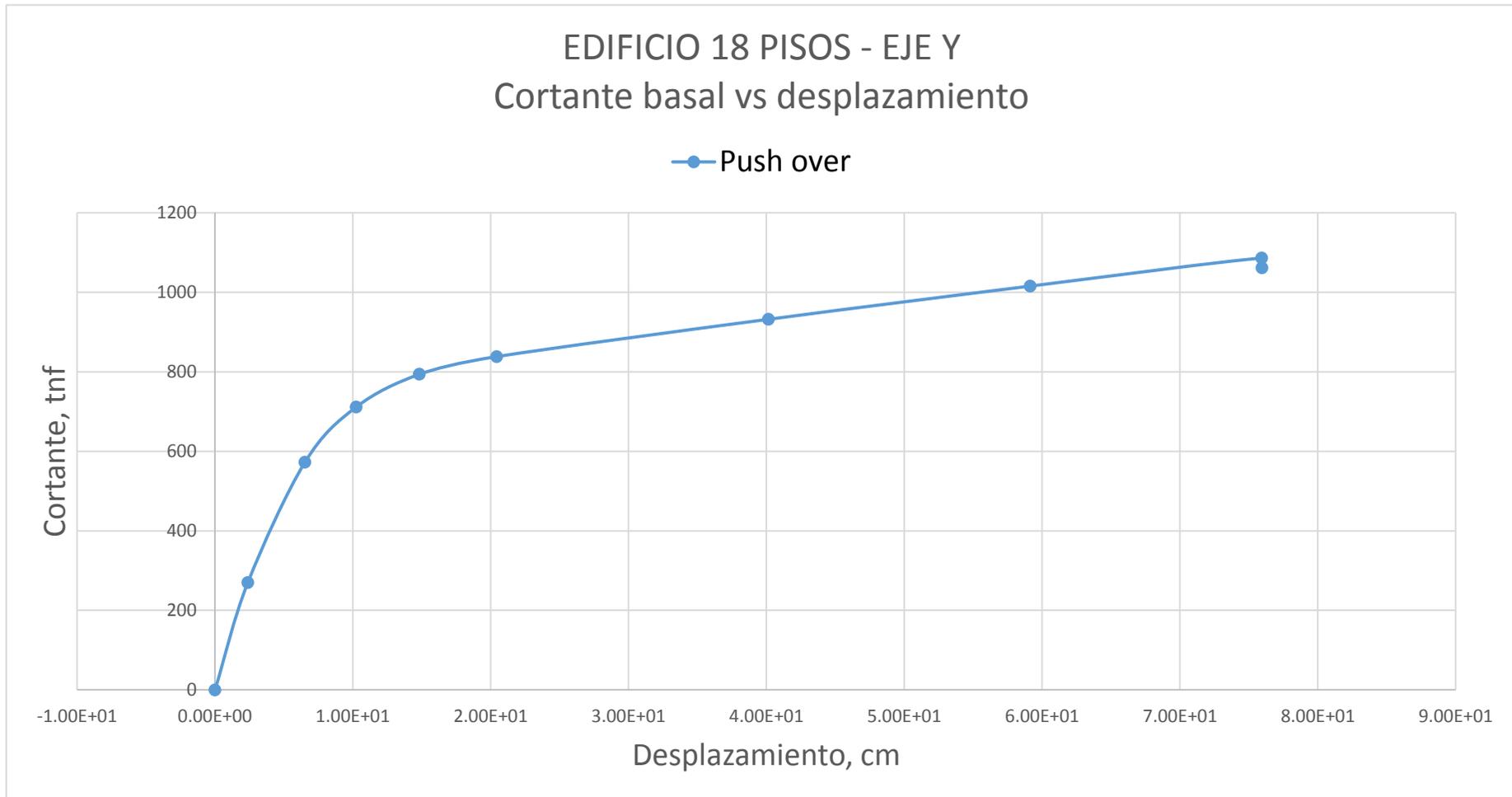


Figura 59: Curva de capacidad global del edificio de 18 pisos EJE Y. Cortante vs desplazamiento.
Fuente: Elaboración propia

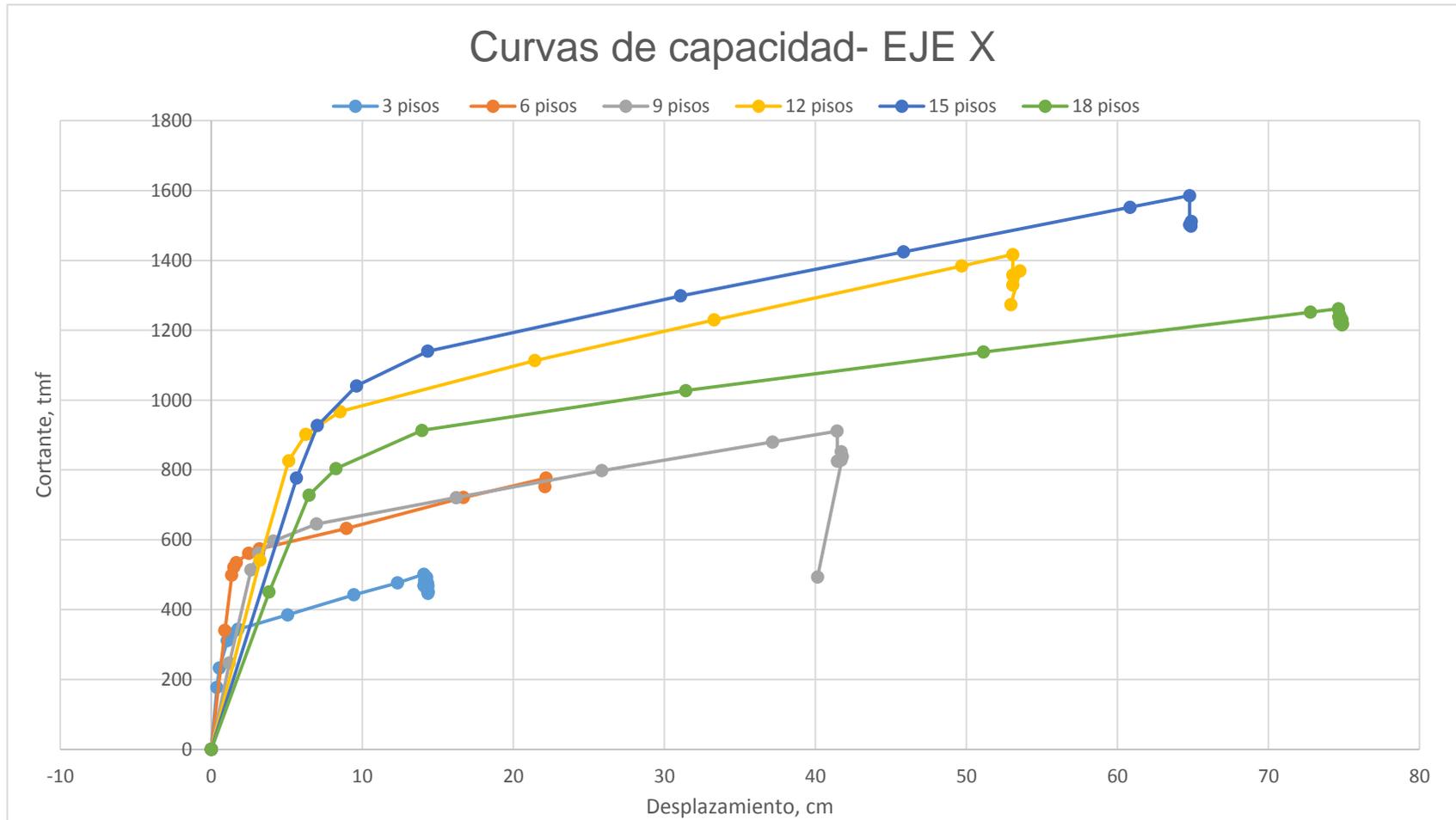


Figura 60: Curva de capacidad global de todos los edificios EJE X. Cortante vs desplazamiento.
Fuente: Elaboración propia

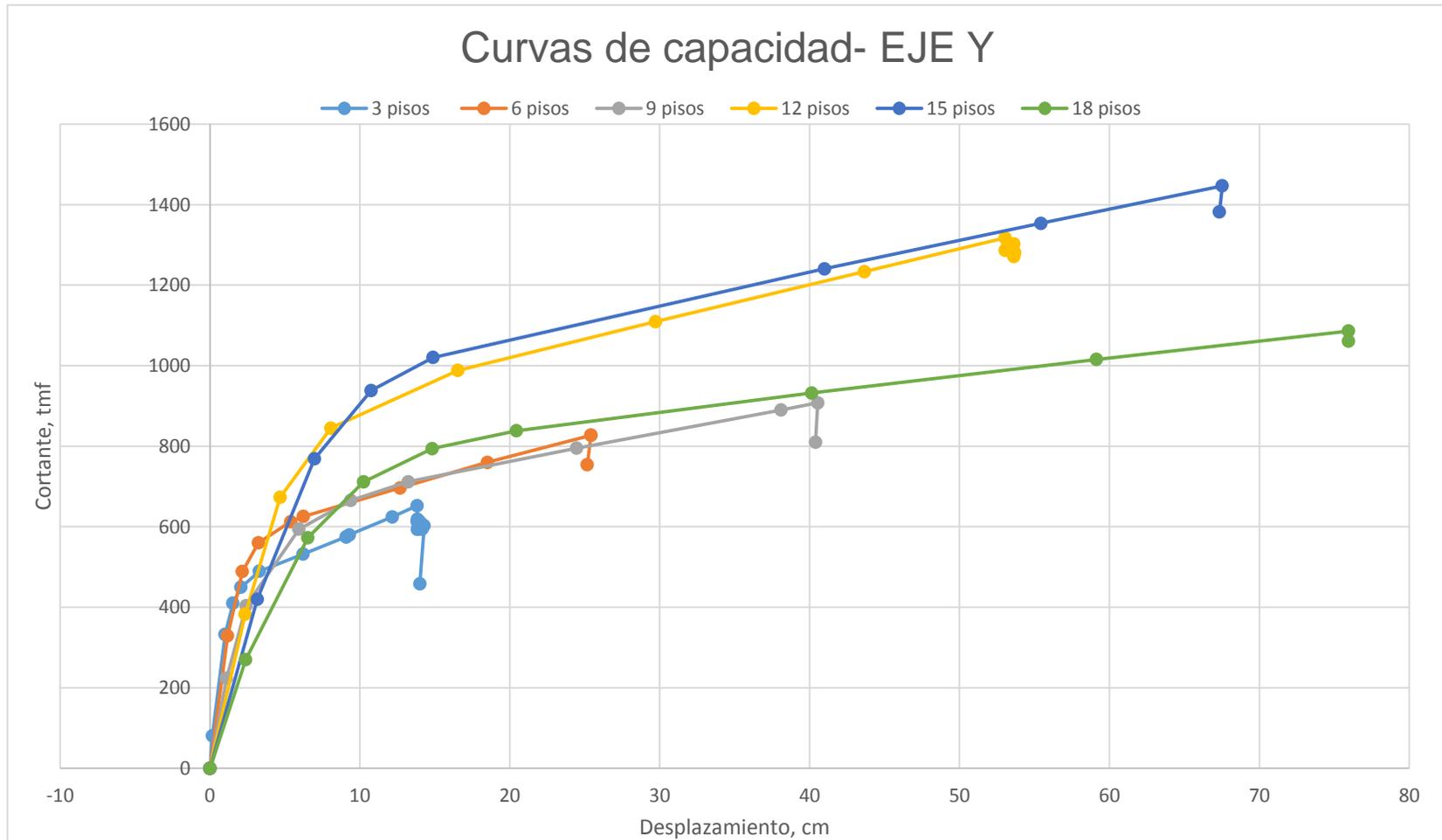


Figura 61: Curva de capacidad global de todos los edificios EJE Y. Cortante vs desplazamiento.
Fuente: Elaboración propia

7.2. Comparación con la norma E030

Una vez obtenido las curvas de capacidad de cada edificación para cada eje, procedemos a compararlas con los cortantes de la norma resultantes de análisis dinámico convencional, los cuales se muestran a continuación, ver tabla 16.

Tabla 16: Comparación de los resultados del análisis dinámico lineal con el análisis no lineal

Comparación de resultados Análisis lineal y análisis no lineal				
Pisos	Análisis lineal		Análisis no lineal	
	Vx (tnf)	Vy (tnf)	Vx (tonf)	Vy (Ttonf)
3	167.93	166.74	501.55	652.22
6	272.51	248.39	776.7	827.36
9	318.11	290.7	911.28	907.77
12	345.41	316.43	1416.69	1317.28
15	370.04	340.67	1585.56	1446.76
18	396.97	358.95	1261.755	1086.07

Fuente: Elaboración propia

Desde la figura 62 a la 73 se ve una comparación de la capacidad que resisten las edificaciones vs el cortante que se presenta una edificación según la norma E030 según los métodos convencionales lineales. Nótese que los resultados del análisis no lineal son muy superiores debido a que consideran un cortante último donde la estructura falla, mientras que el análisis lineal dinámico se muestra muy por debajo de la curva de capacidad.

EDIFICIO 3 PISOS - EJE X Cortante basal vs Desplazamiento

— Diseño-E030 ● pushover

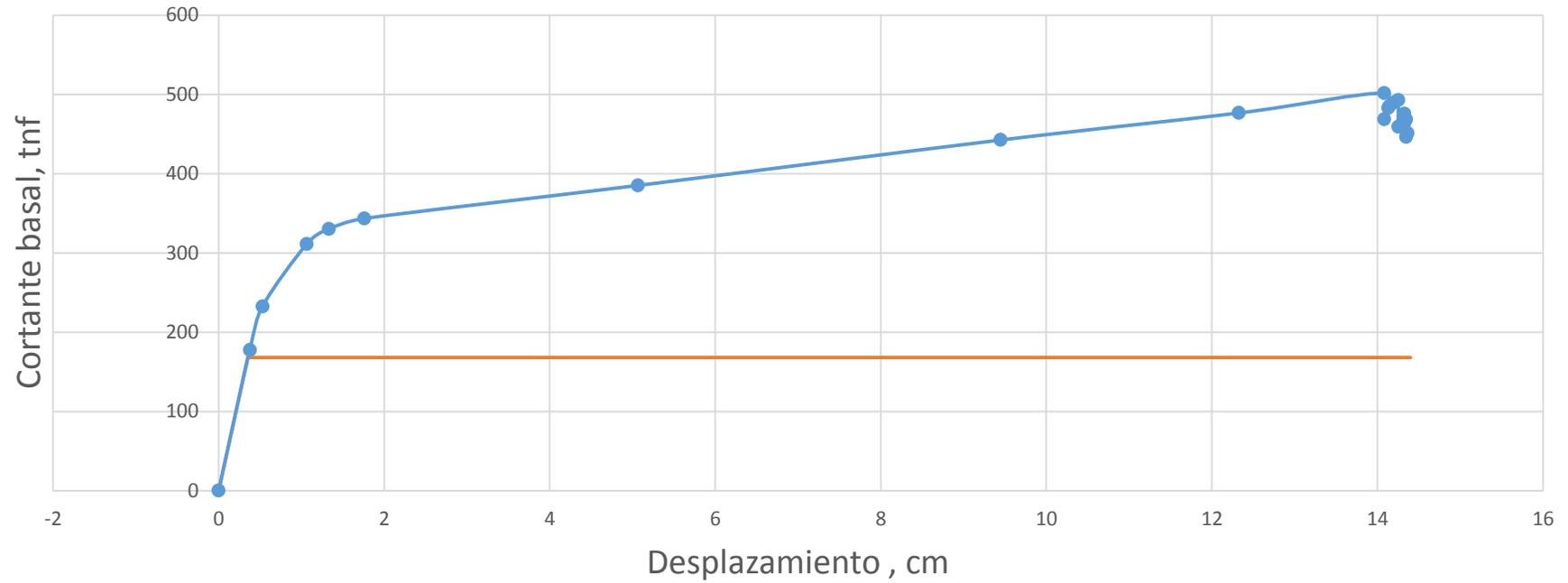


Figura 62: Edificio 3 pisos, eje X. Comparación de la curva de capacidad vs el cortante de diseño de la norma E030.
Fuente: Elaboración propia.

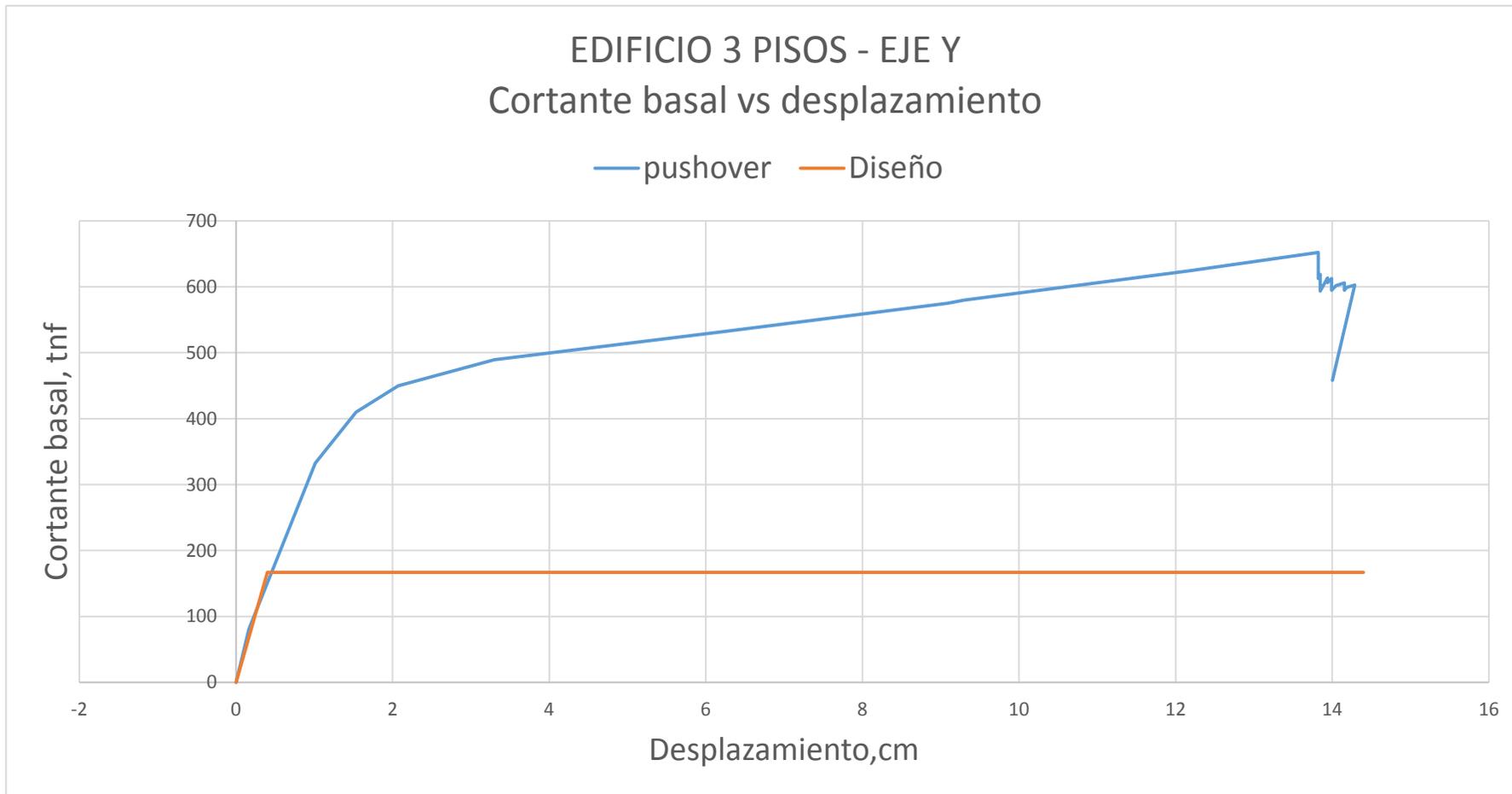


Figura 63: Edificio 3 pisos, eje Y. Comparación de la curva de capacidad vs el cortante de diseño de la norma E030.
Fuente: Elaboración propia

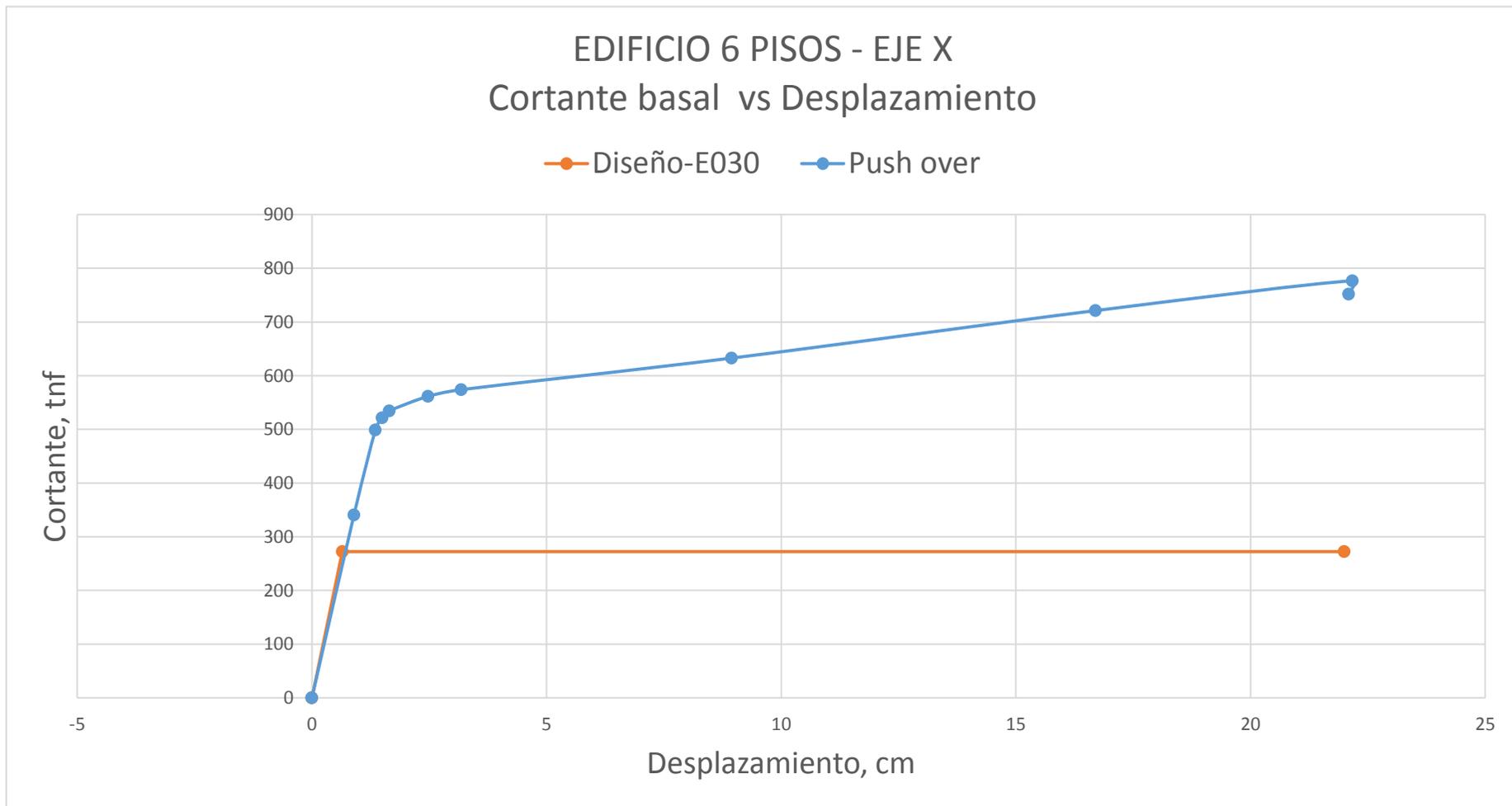


Figura 64: Edificio 6 pisos, eje X. Comparación de la curva de capacidad vs el cortante de diseño de la norma E030.
Fuente: Elaboración propia

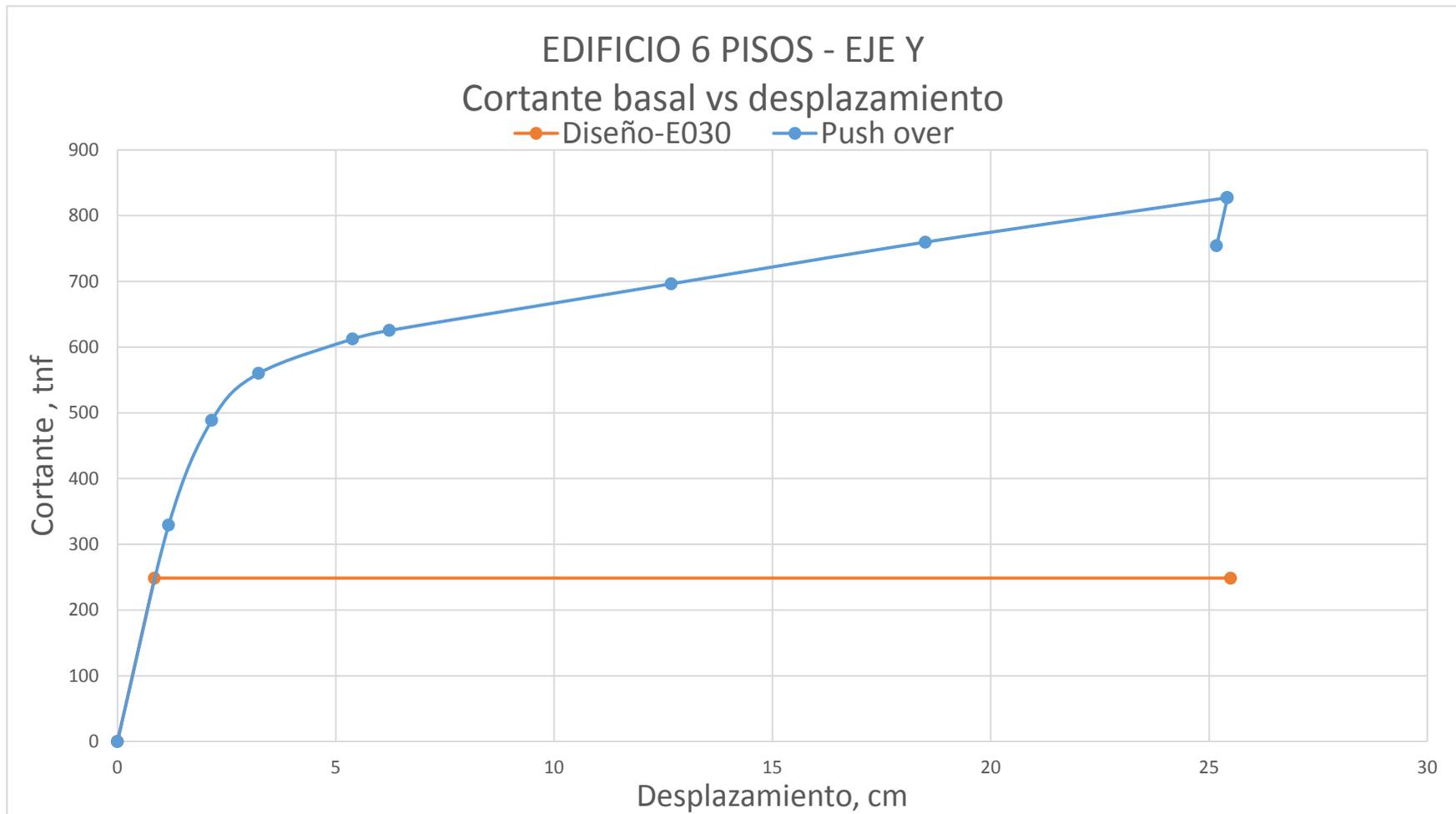


Figura 65: Edificio 6 pisos, eje Y. Comparación de la curva de capacidad vs el cortante de diseño de la norma E030.
Fuente: Elaboración propia.

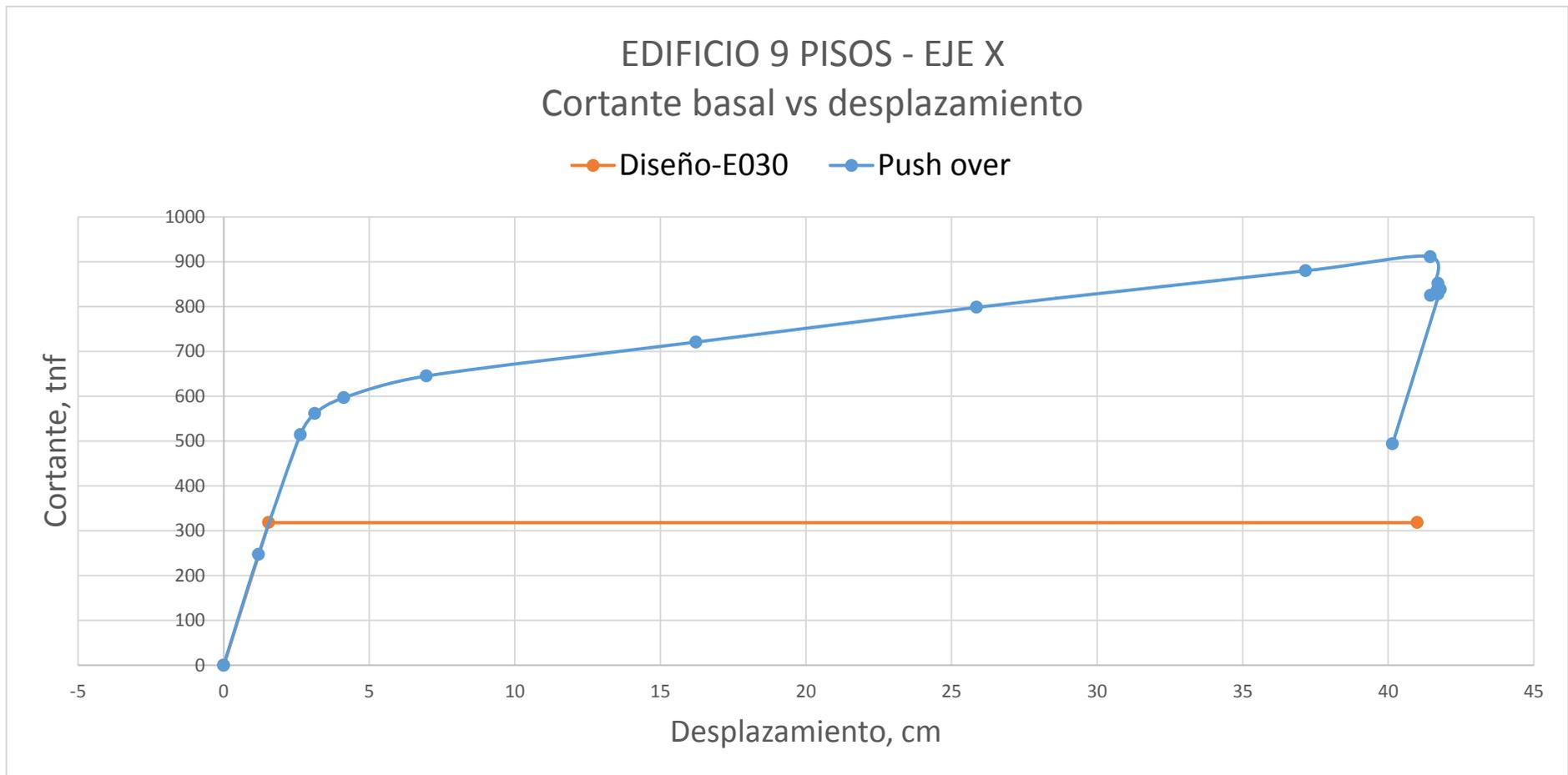


Figura 66: Edificio 9 pisos, eje X. Comparación de la curva de capacidad vs el cortante de diseño de la norma E030.
 Fuente: Elaboración propia

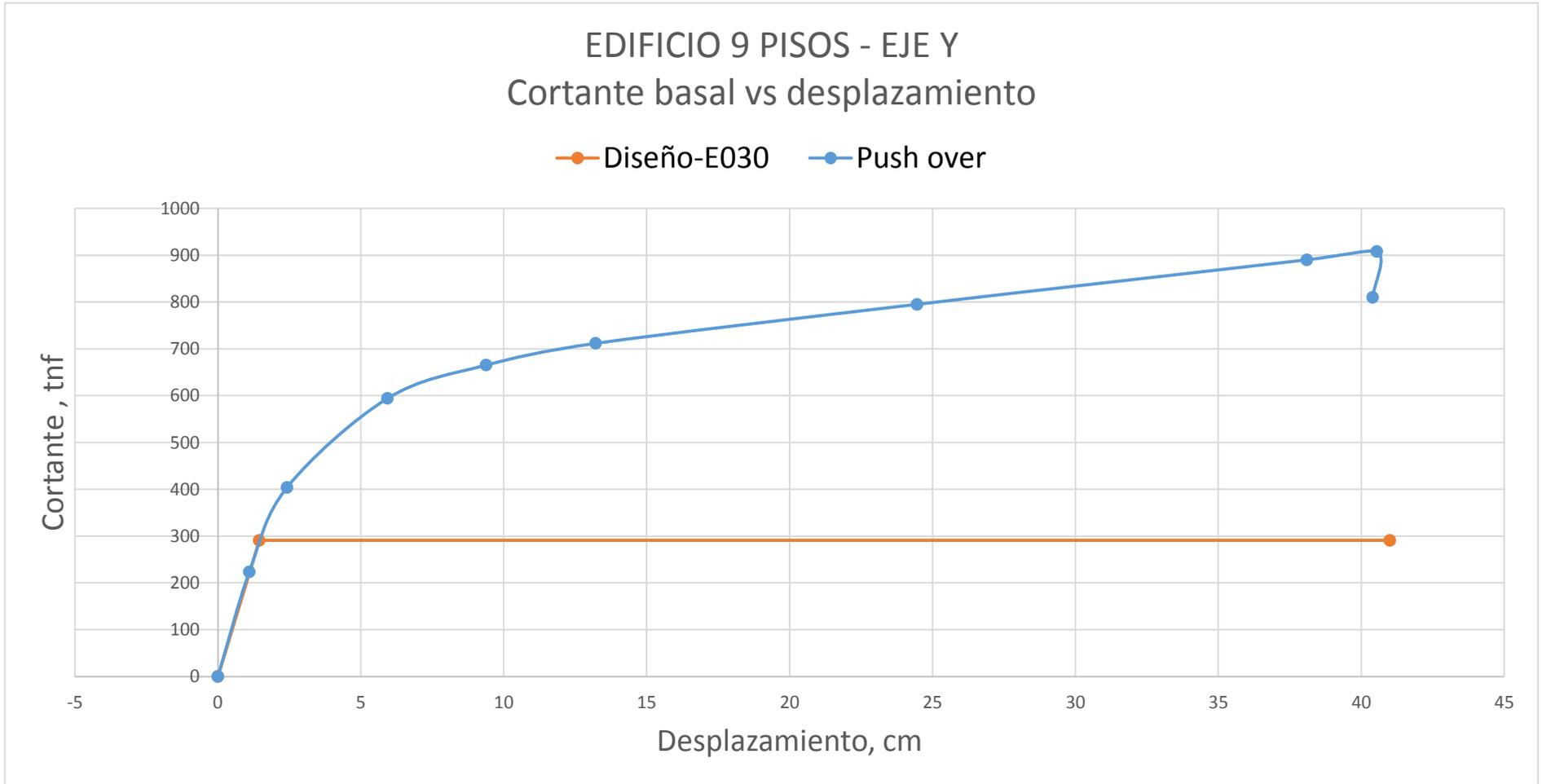


Figura 67: Edificio 9 pisos, eje Y. Comparación de la curva de capacidad vs el cortante de diseño de la norma E030
Fuente: Elaboración propia.

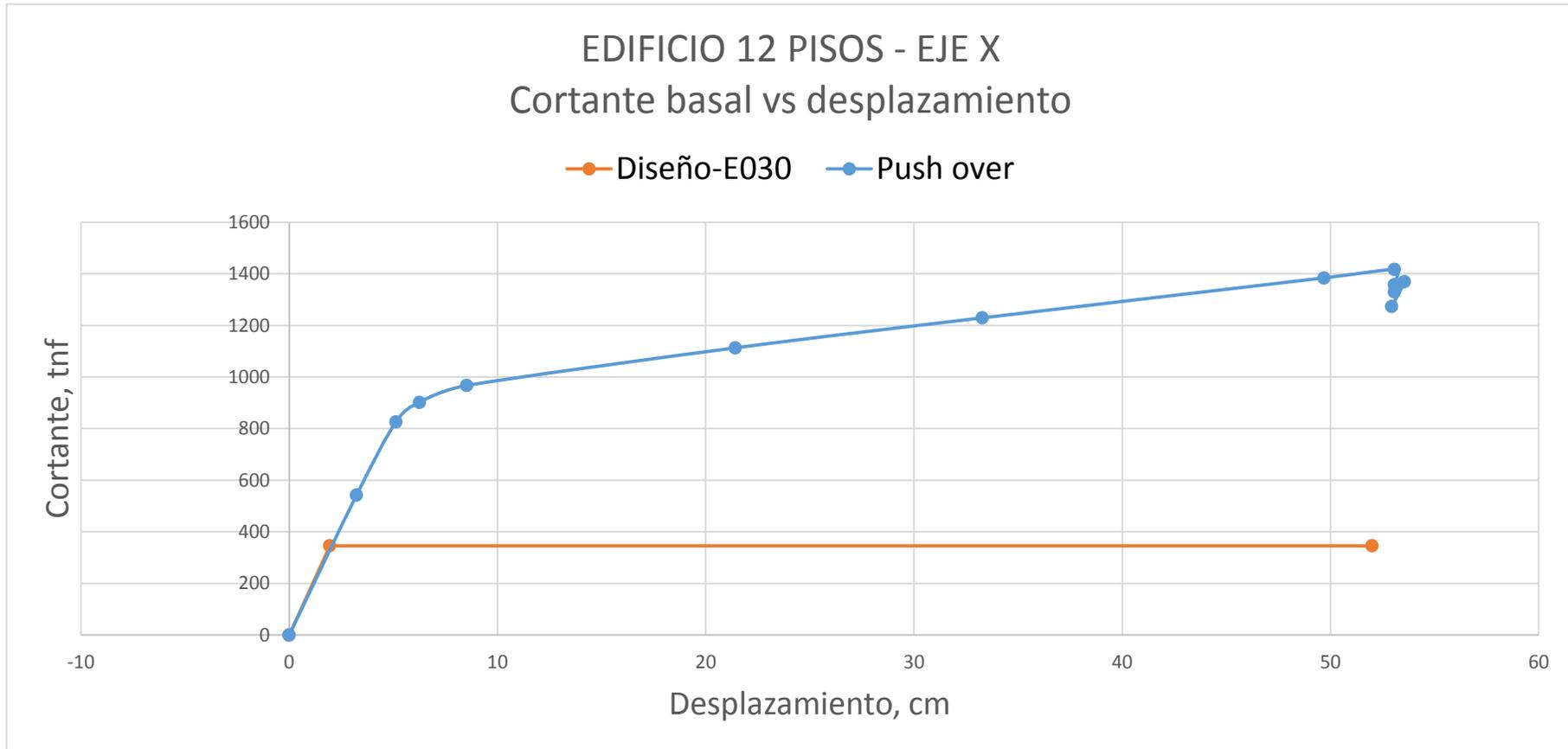


Figura 68: Edificio 12 pisos, eje X. Comparación de la curva de capacidad vs el cortante de diseño de la norma E030.
Fuente: Elaboración propia

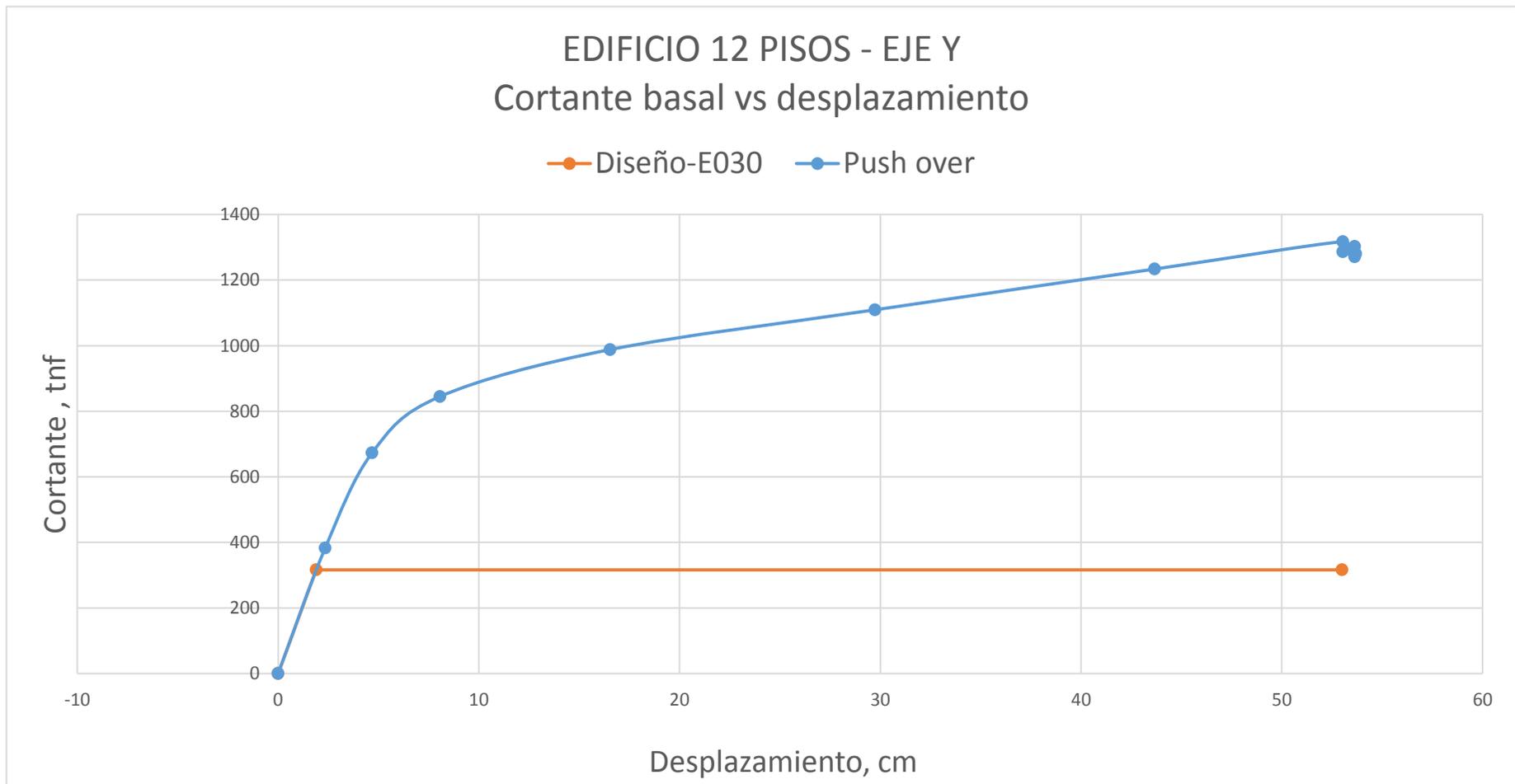


Figura 69: Edificio 12 pisos, eje Y. Comparación de la curva de capacidad vs el cortante de diseño de la norma E030.
 Fuente: Elaboración propia

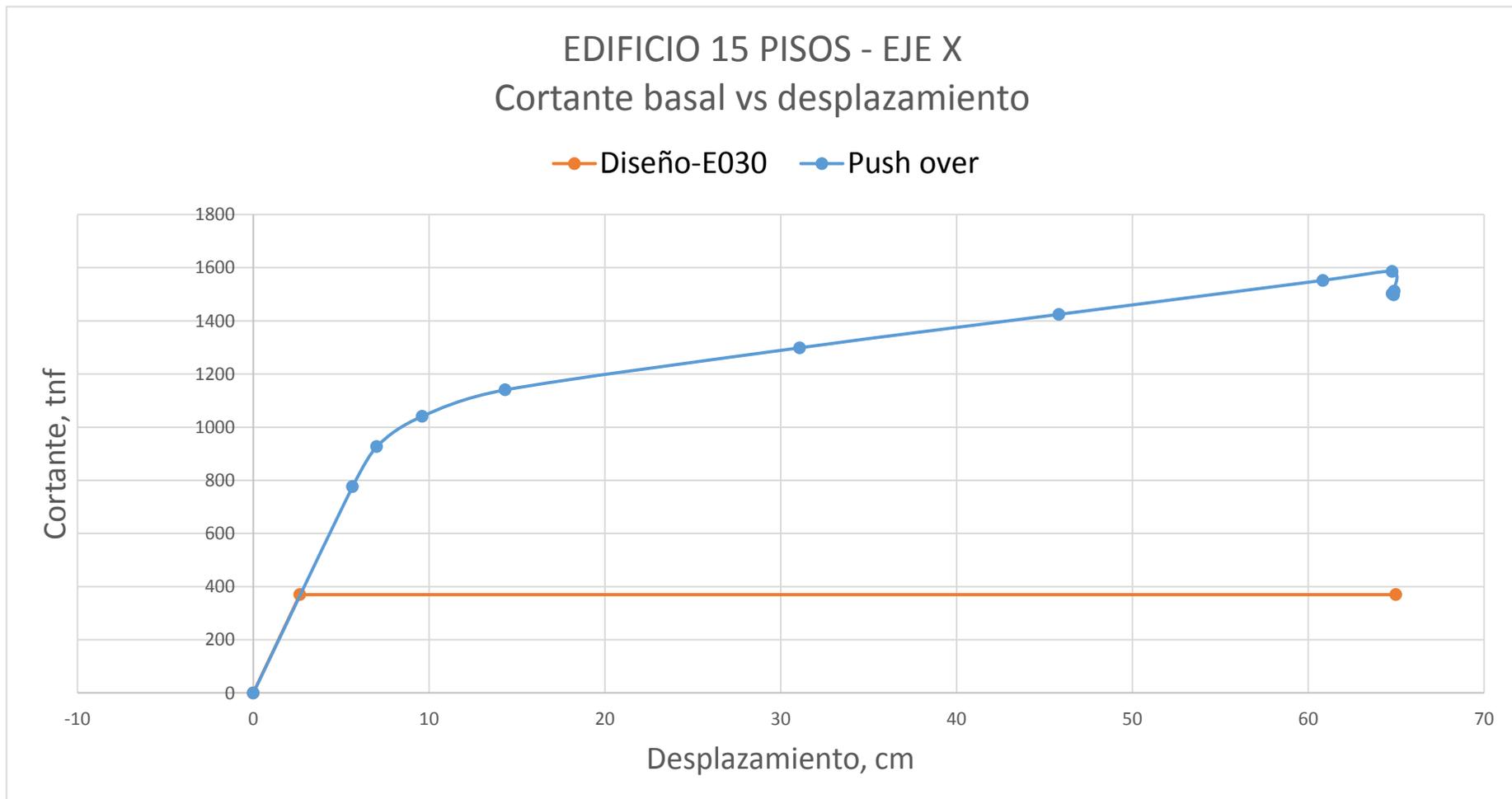


Figura 70: Edificio 15 pisos, eje X. Comparación de la curva de capacidad vs el cortante de diseño de la norma E030.
Fuente: Elaboración propia

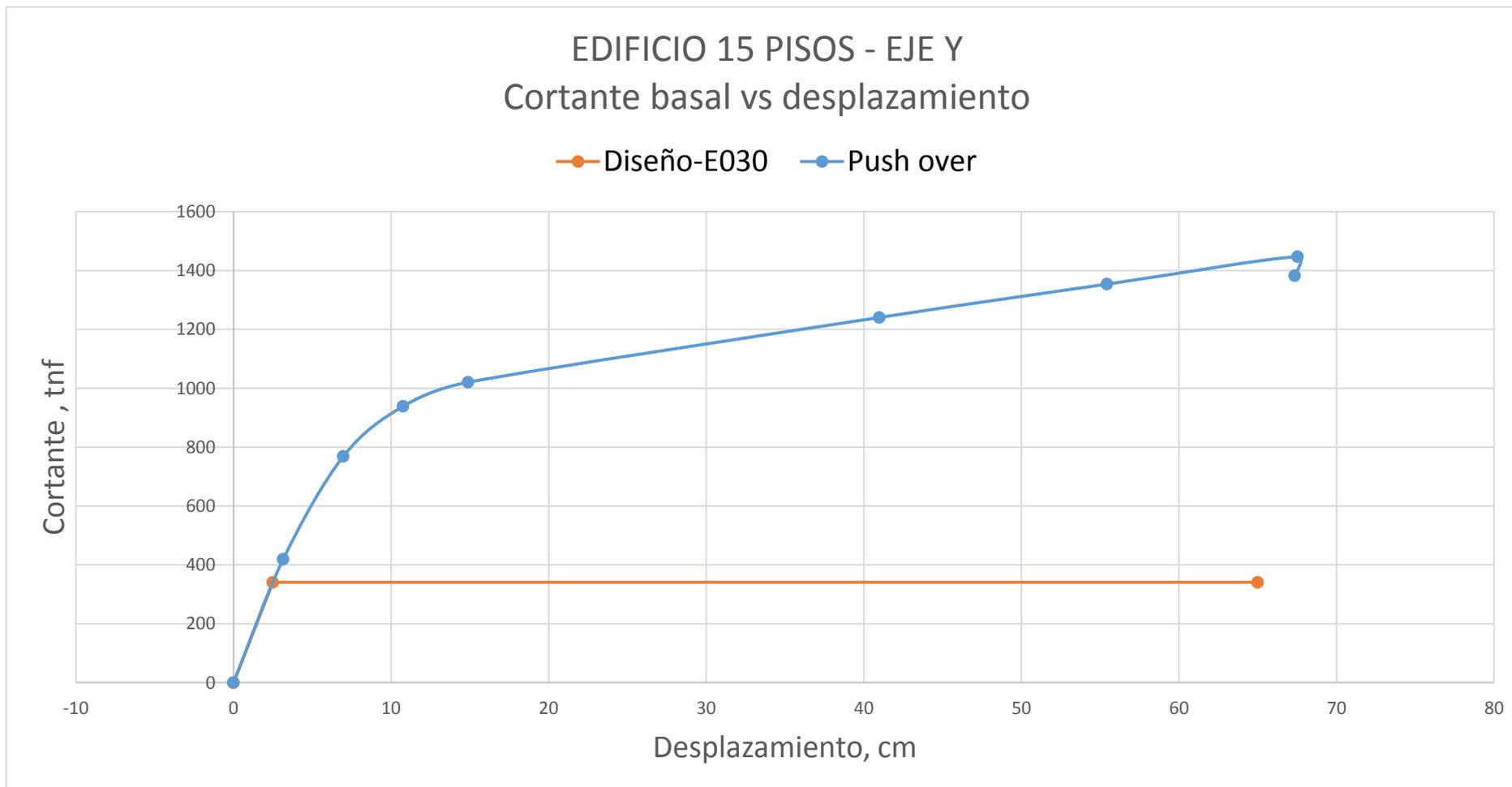


Figura 71: Edificio 15 pisos, eje Y. Comparación de la curva de capacidad vs el cortante de diseño de la norma E030.
Fuente: Elaboración propia.

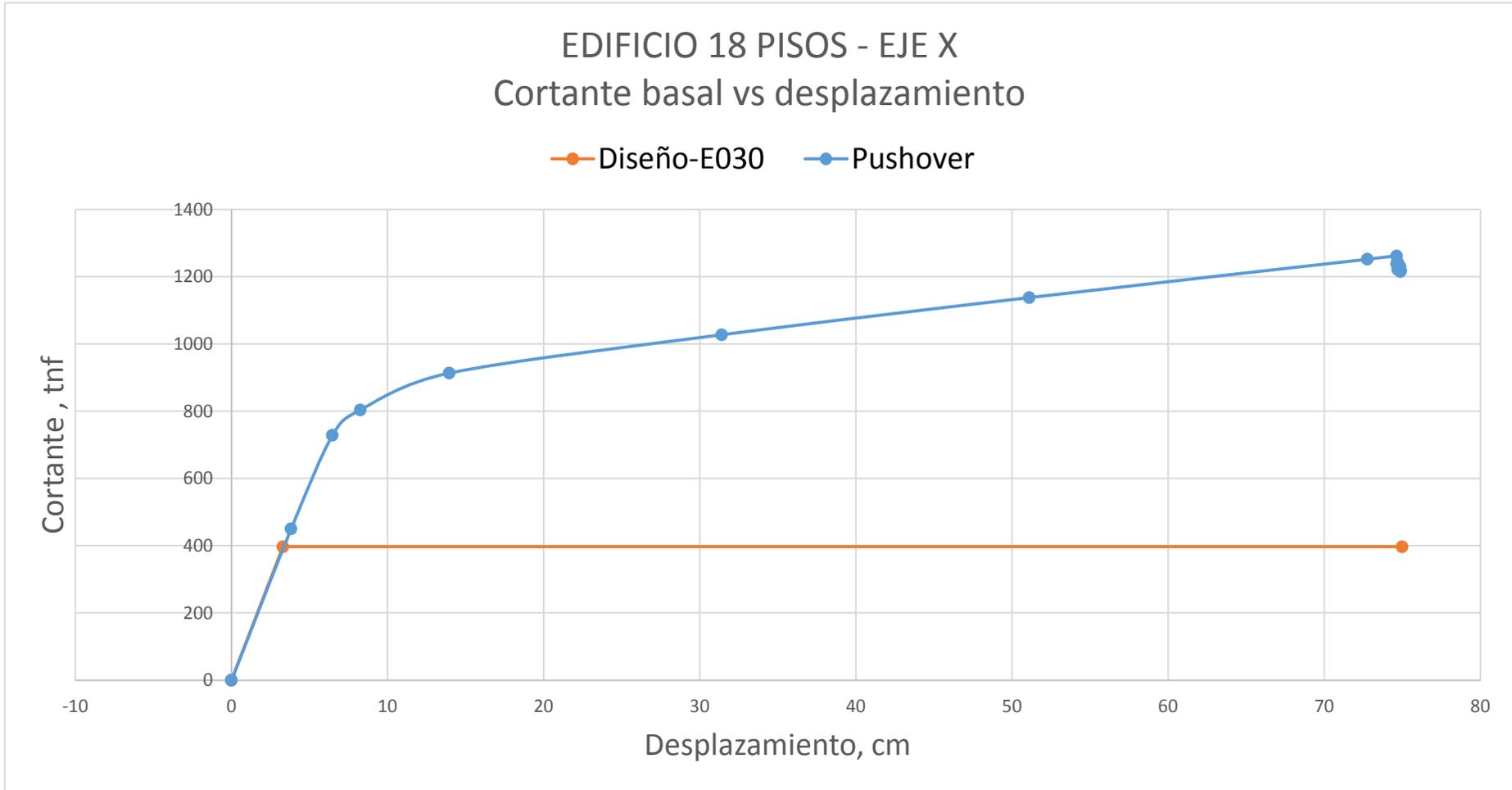


Figura 72: Edificio 18 pisos, eje X. Comparación de la curva de capacidad vs el cortante de diseño de la norma E030.
Fuente: Elaboración propia

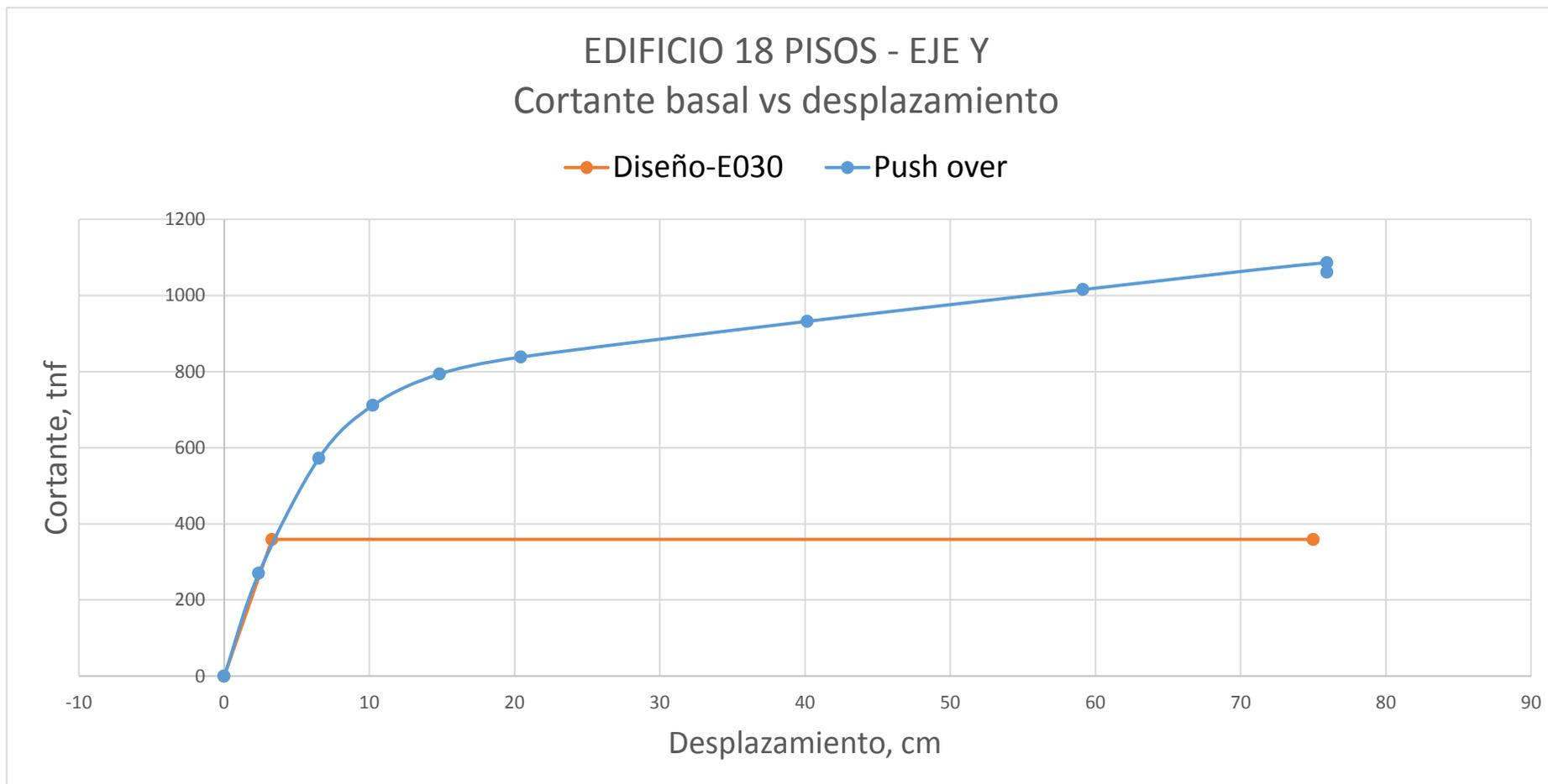


Figura 73: Edificio 18 pisos, eje Y. Comparación de la curva de capacidad vs el cortante de diseño de la norma E030.
Fuente: Elaboración propia

7.3. Análisis de la estadístico

Por otro lado, el programa permite determinar un punto donde se encuentra la demanda sísmica, para el cortante de diseño en la curva de capacidad. De ahí se han obtenido nuevos valores de cortantes de diseño y de desplazamiento máximo para la demanda sísmica de diseño, Ver tabla 17. Nótese que estos valores se pueden hallar en función al método de los coeficientes del FEMA 356, o a través del programa ETABS en su opción ASCE 41-13 NSP.

Tabla 17: Resultados de análisis no lineal. Valores de cortante de diseño y desplazamiento máximo en la curva de capacidad

Pisos	V-eje X diseño(tnf)	V-eje y diseño(tnf)	Δ eje x- diseño (cm)	Δ eje y- diseño (cm)
3	165.3	165.95	0.351	0.452
6	286.09	247.03	0.753	0.88
9	303.3	260.14	1.497	1.378
12	261.49	270.15	1.559	1.66
15	259.67	278.8	1.889	2.1
18	305.38	293.18	2.595	2.7

Fuente: Elaboración propia

Por tanto, podemos ya empezar a determinar la sobre-resistencia y la ductilidad global, a partir de las figuras 48 a la 61, para lo cual hemos realizado tablas que permiten ordenar los datos, y poder encontrar una tendencia en los resultados. Ver tablas 18 a tabla 22:

Tabla 18: Sobre resistencia global en el eje X.

SOBRERESISTENCIA GLOBAL EN X				
PISOS	Tx (sgdos)	Vd	Vu (tnf)	ω_x
3	0.26	165.3	501.55	3.034
6	0.475	286.09	776.7	2.715
9	0.686	303.3	911.28	3.005
12	0.898	261.49	1416.69	5.418
15	1.129	259.67	1585.56	6.106
18	1.363	305.38	1261.755	4.132

Fuente: Elaboración propia

Tabla 19: Sobre resistencia global en el eje Y

SOBRERESISTENCIA GLOBAL EN Y				
PISOS	Ty (sgdos)	Vd	Vu (tnf)	ω_y
3	0.278	165.95	652.22	3.930
6	0.518	247.03	827.36	3.349
9	0.754	260.14	907.77	3.490
12	0.99	270.15	1317.28	4.876
15	1.245	278.8	1446.76	5.189
18	1.505	293.18	1086.07	3.704

Fuente: Elaboración propia

Tabl

DUCTILIDAD GLOBAL EN X				
PISOS	Tx	Δ fluencia	Δu	μ_x
3	0.26	0.704	14.08	20.00
6	0.475	1.330	22.17	16.67
9	0.686	3.085	41.45	13.44
12	0.898	5.654	53.08	9.39
15	1.129	7.850	64.78	8.25
18	1.363	7.953	74.65	9.39

a
20:
Duct
ilida
d
glob
al en
el

eje X

Fuente: Elaboración propia

Tabla

DUCTILIDAD GLOBAL Y					
PISOS		Tx	Δy	Δu	μ_y
3		0.278	0.826	13.82	16.74
6		0.518	2.034	25.42	12.50
9		0.754	3.415	40.55	11.87
12		0.99	6.500	53.04	8.16
SOBRE-RESISTENCIA GLOBAL					
15	PISO	1.245	8.820	67.53	7.66
18	3	1.505	10.880	75.99	8.46

		Δy	eje	μ_y	eje Y
6		0.28	Y	3.930	22:
6		0.48	X	2.715	
		0.52	Y	3.349	
9		0.69	X	3.005	
		0.75	Y	3.490	
12		0.90	X	5.418	
		0.99	Y	4.876	
15		1.13	X	6.106	
		1.25	Y	5.189	
18		1.36	X	4.132	
		1.51	Y	3.704	

resistencia Global en Eje X y

Fuente: Elaboración propia

Y

Fuente: Elaboración propia

De las tablas 18 a la tabla 22 hemos realizado el siguiente análisis estadístico, mostrado desde la figura 74 a la 78, para conocer las tendencias en los resultados:

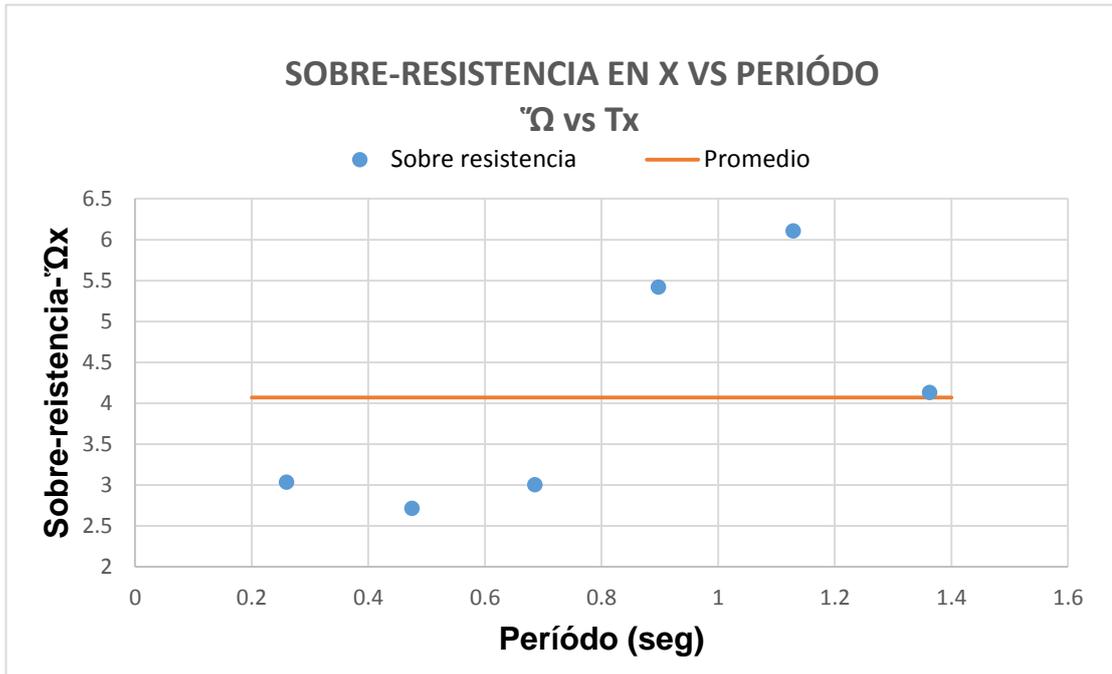


Figura 74: De la tabla 18. Sobre resistencia global en el eje X vs el periodo.
 Fuente: Elaboración propia

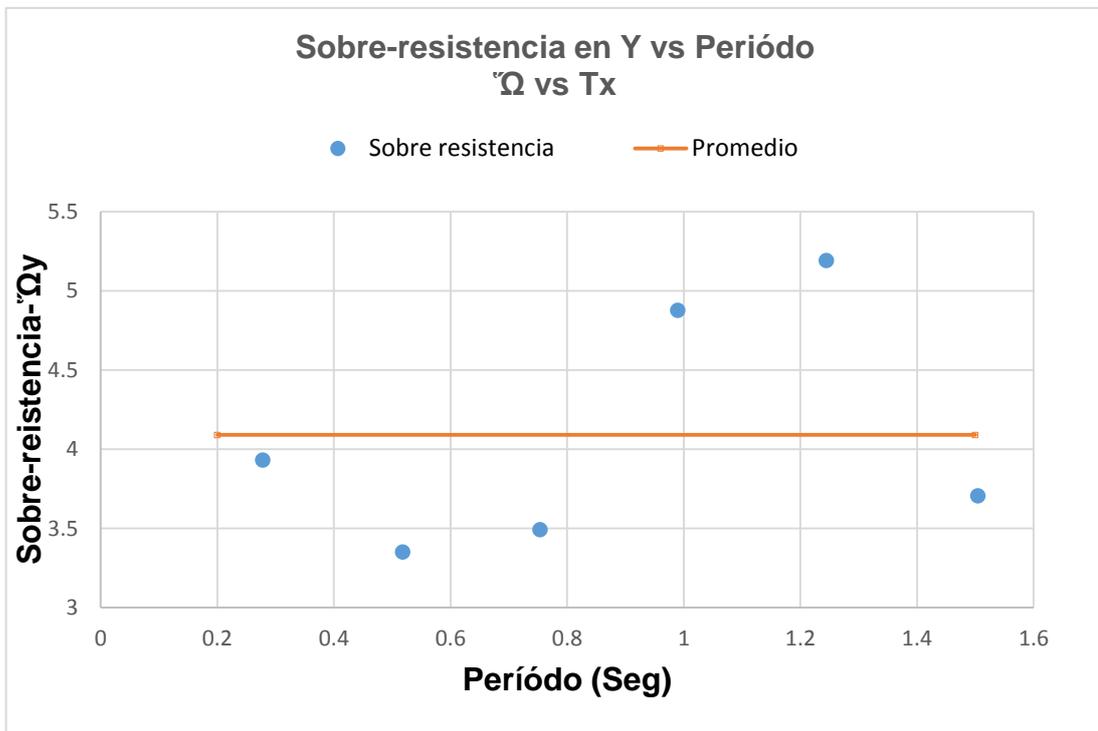


Figura 75: De la tabla 19 .Sobre resistencia global en el eje Y vs el periodo.
 Fuente: Elaboración propia

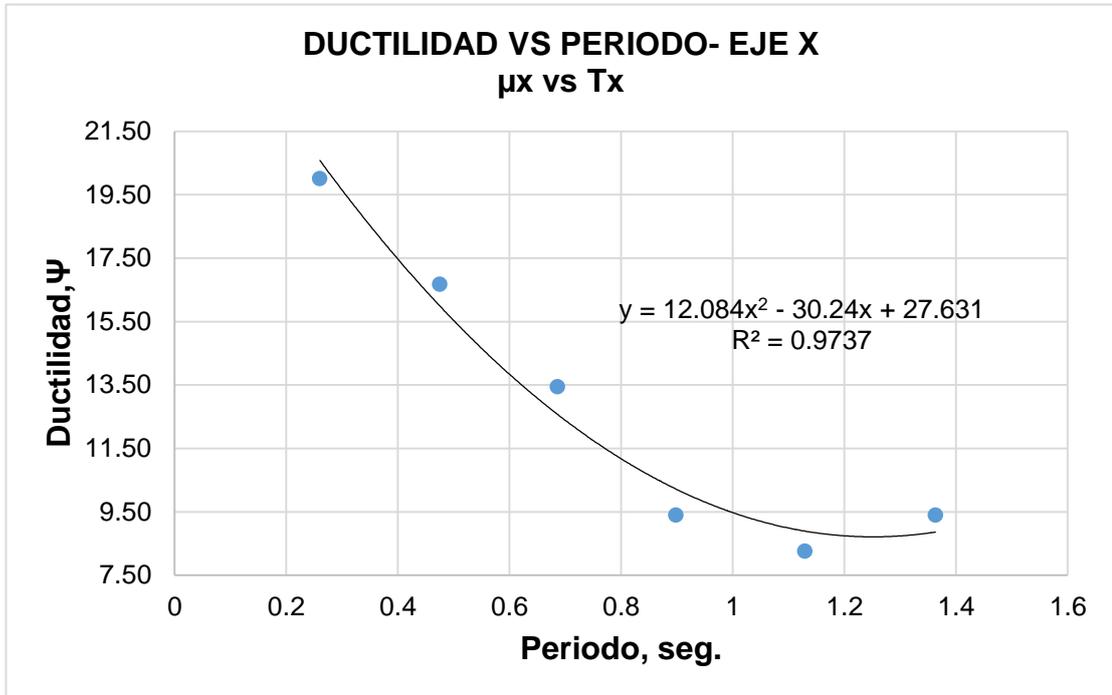


Figura 76: De la tabla 20. Ductilidad global en el eje X vs el periodo.
Fuente: Elaboración propia

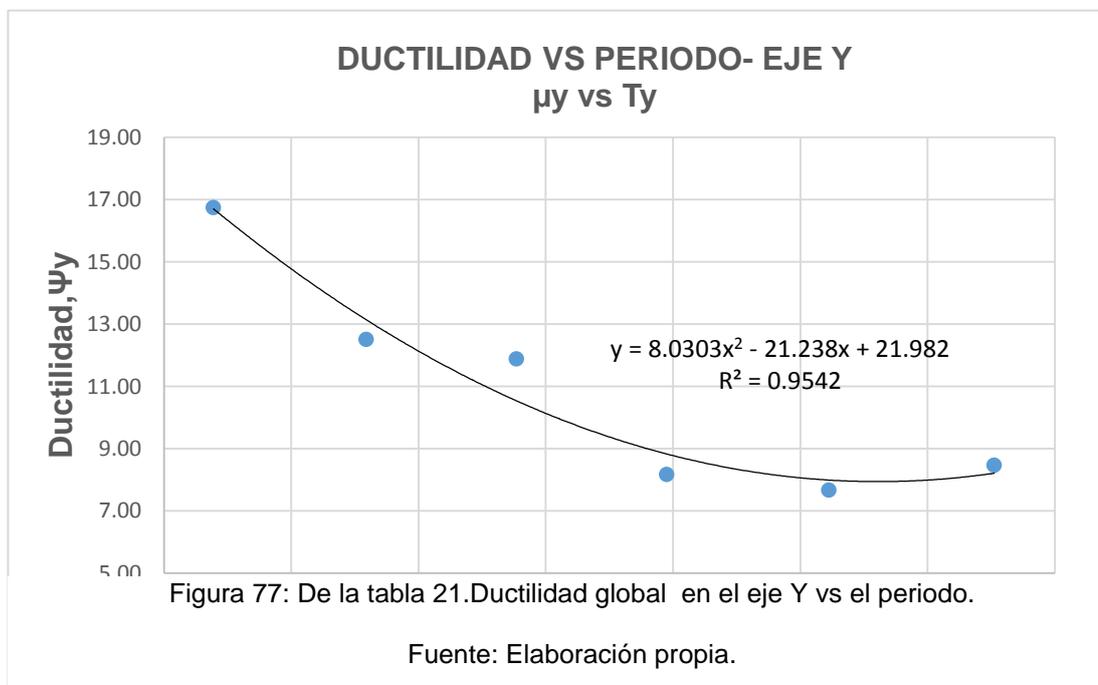


Figura 77: De la tabla 21. Ductilidad global en el eje Y vs el periodo.

Fuente: Elaboración propia.

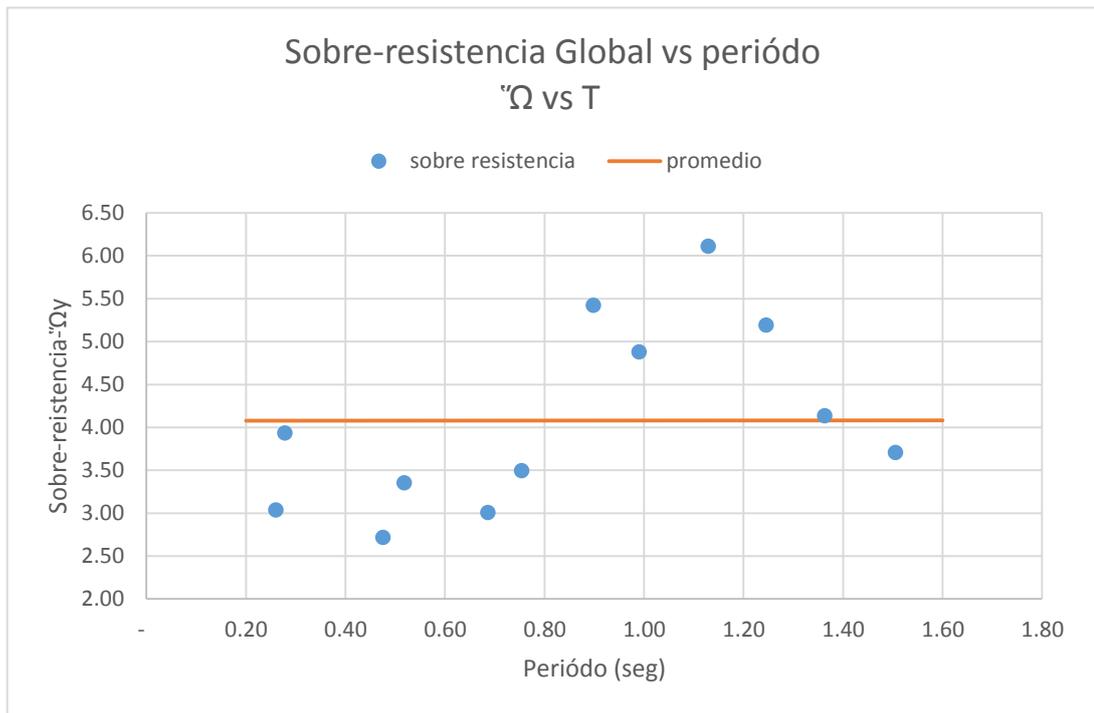


Figura 78: De la tabla 19. Sobre resistencia global en el eje X y Y vs el periodo
Fuente: Elaboración propia

En las figuras 79 y 80 se busca comparar el espectro de capacidad vs el espectro de diseño, por lo que se ha dividido el cortante de ruptura entre el peso (de la tabla 18 y 19, para el eje X y Y, respectivamente) para hallar el primero y se ha considerado los valores del cap. 6.3.2 de la norma E030 para el segundo:

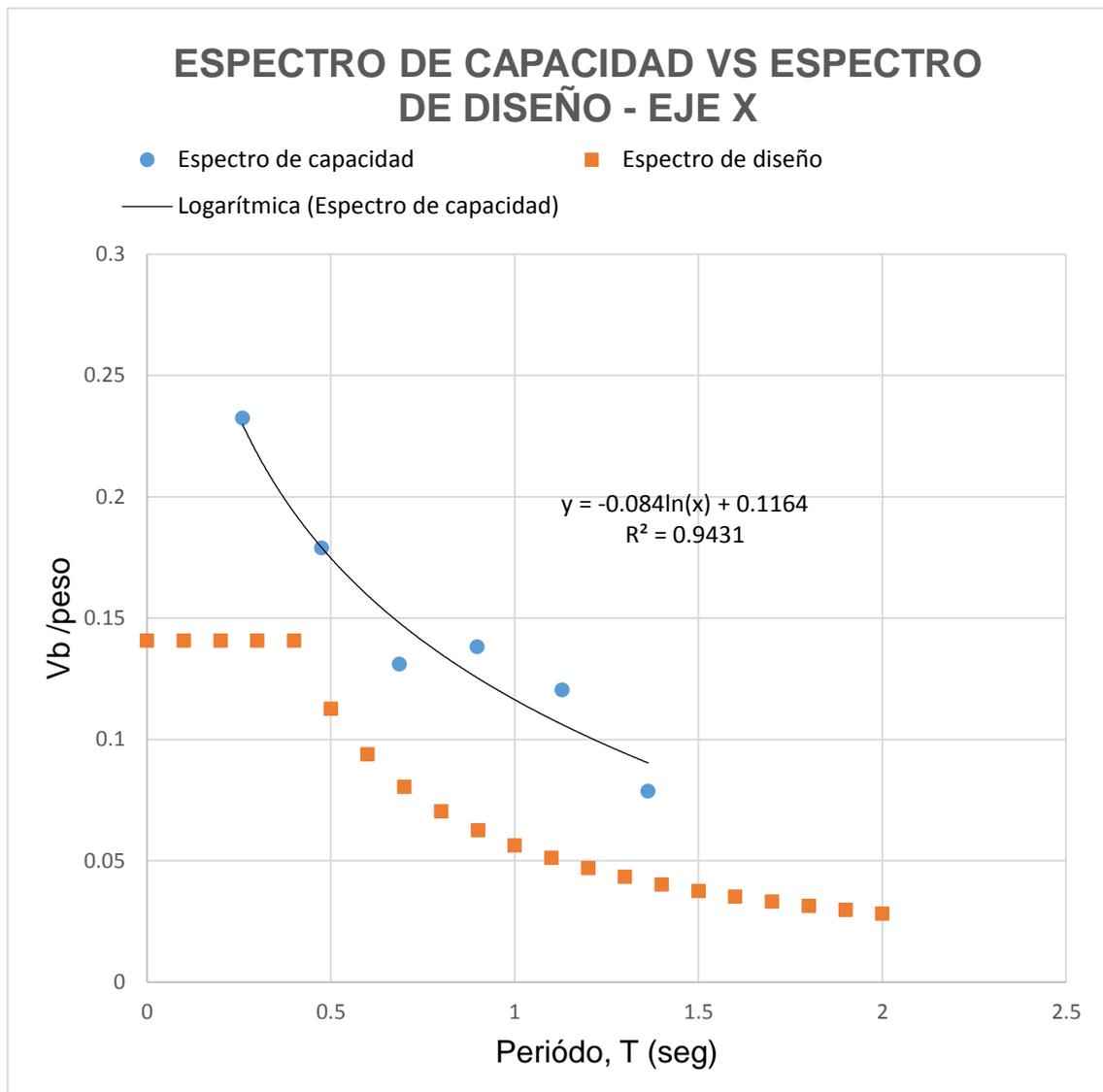


Figura 79: Comparación del espectro de capacidad y el espectro de diseño en el eje X.
Fuente: Elaboración propia

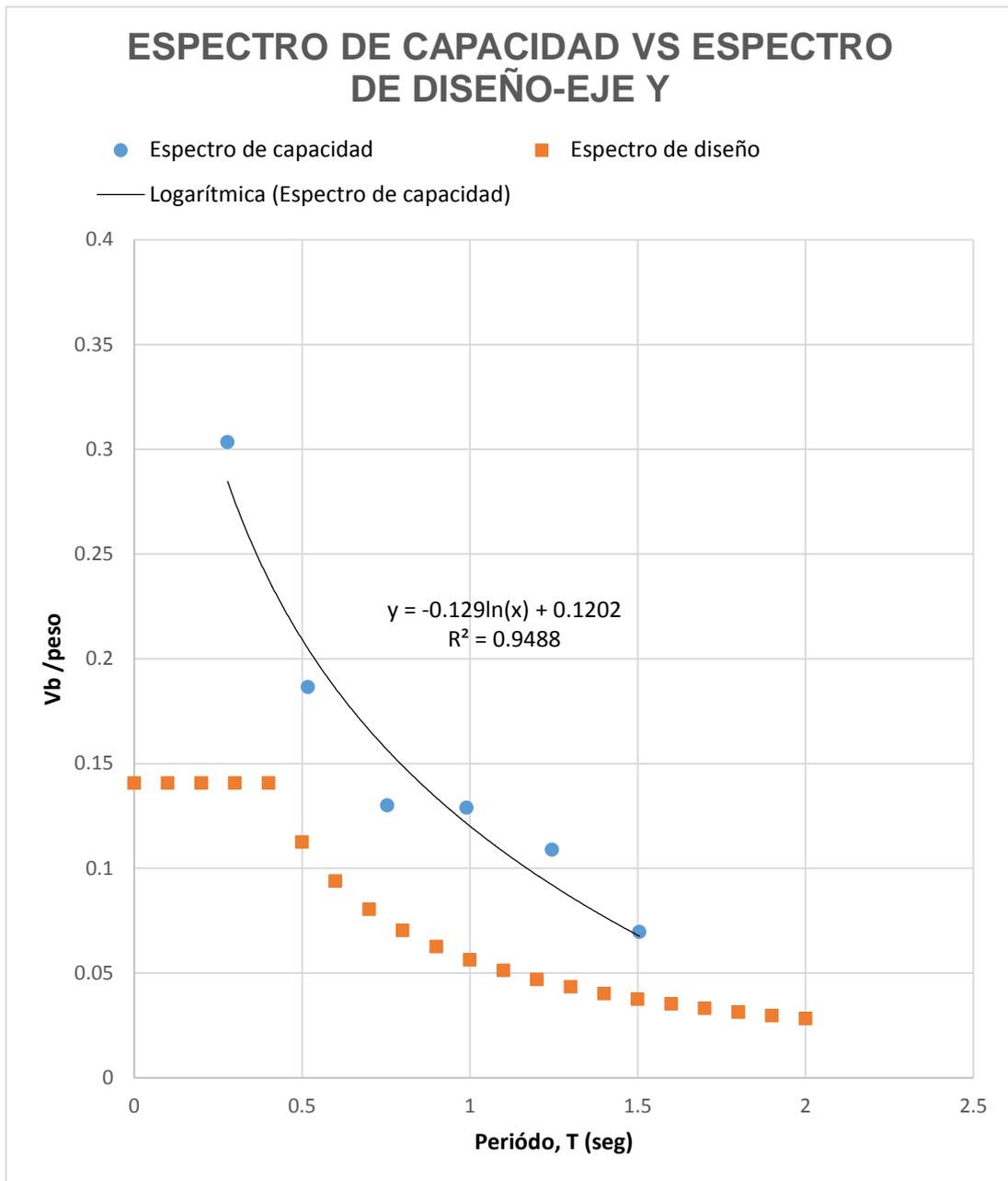


Figura 80: Comparación del espectro de capacidad y el espectro de diseño en el eje Y.
Fuente: Elaboración propia.

7.4. Interpretación de resultados

7.4.1. Sobre resistencia

No se puede encontrar una función que pueda predecir una tendencia certera para la sobre resistencia global y el periodo; sin embargo, no se presenta demasiada dispersión en los resultados. Por otro lado, como se puede apreciar en las figuras 74,75 y 78 hay una dependencia al periodo, esta es: a medida que el periodo de la estructura es mayor la sobre resistencia global tiende a crecer.

7.4.2. Ductilidad:

Se puede realizar una tendencia certera en función a la ductilidad global y el periodo. Como se puede apreciar en las figuras 76 y 77 hay una dependencia al periodo, esta es: a medida que el periodo de la estructura es mayor, la ductilidad global tiende a disminuir.

Para el eje X (de la figura 76) se presenta una ecuación que manifiesta dicha tendencia:

$$Y = 12.084x^2 - 30.24x + 27.631 \quad \text{Ecuación 49}$$

$$\text{donde : } Y = \mu \wedge x = T(\text{seg})$$

Por tanto, la ecuación 44 puede ser vista de la siguiente forma:

$$\mu = 12.084T^2 - 30.24T + 27.631 \quad \text{Ecuación 50}$$

Es importante observar que en dicho gráfico se presenta un coeficiente de determinación, lo que nos hace comprender que la relación a través de la ecuación 45 no solo es posible sino que predice en gran medida los cambios en las dos variables (periodo y ductilidad)

$$R^2 = 0.9737$$

Para el eje Y (de la figura 77) se presenta una ecuación que manifiesta la tendencia:

$$Y = 8.0303x^2 - 21.238x + 21.982 \quad \text{Ecuación 51}$$

$$\text{donde : } Y = \mu \quad x = T(\text{seg})$$

Por tanto, la ecuación 46 puede ser vista de la siguiente forma:

$$\mu = 8.0303T^2 - 21.238T + 21.982 \quad \text{Ecuación 52}$$

De la misma manera, se presenta un coeficiente de determinación. Este habla de la relación entre dichas variables (periodo y ductilidad). Al ser tan cercano a 1 se entiende que la predicción es muy cercana a través de la ecuación 47:

$$R^2 = 0.9542$$

Sin embargo, es claro que la ec. 45 y 47 no son iguales, lo que permite deducir que el análisis ha sido sensible incluso a ciertas cargas que se han colocado en cada eje. Ejemplo de esto, es la dirección del eje de las viguetas de la losa aligerada apoyadas en el eje Y.

7.4.3. Curva de capacidad y resistencia de diseño

De la figura 62 a la figura 73: la curva de capacidad para cada edificación se presenta superior al cortante de diseño. Por lo cual se entiende que es mayor la capacidad real que tiene la estructura que la presenta la norma E030.

7.4.4. Espectro de capacidad

De las figuras 79 y 80 se observa que el espectro de capacidad es superior al espectro de diseño de la norma E-030. Lo cual hace comprender que las estructuras resisten más que lo propuesto por la norma, considerando el rango inelástico.

CONCLUSIONES

1. El valor de la sobre-resistencia $\gamma\Omega$, es dependiente del periodo fundamental de la estructura. A medida que el periodo fundamental de la estructura aumenta, dicho valor de $\gamma\Omega$ aumenta consigo también.
2. El valor del factor de ductilidad μ , es dependiente del periodo fundamental de la estructura. A medida que el periodo fundamental de la estructura aumenta, dicho valor de μ disminuye a razón de una ecuación polinómica.
3. El espectro de capacidad de las estructuras es superior al espectro de demanda solicitado por la norma de diseño sismo E-030, además la resistencia al cortante última mostrada en las curvas de capacidad de las estructura es superior al cortante de diseño presentado por la norma peruana de diseño sismo- resistente E-030.

RECOMENDACIONES

1. Si bien es posible utilizar el concepto sobre resistencia de manera un poco más desarrollada al discutir la filosofía del diseño basado en dichos términos , cuando tal filosofía ha de aplicarse en las estructuras sometidas a cargas sísmicas, esta tiene que ser cuantificada utilizando parámetros inequívocos. Por lo cual es necesario realizar estudios parecidos pero con diferentes condiciones de amortiguamiento, periodos y condición de suelo.
2. Si bien durante la presente investigación se halló un punto de fluencia para cada curva de capacidad a partir de un modelo bilineal será necesario considerar otros métodos que tengan mayor precisión, esto debido a que la ductilidad está íntimamente relacionada con este punto. Por lo cual se recomienda también revisar el mecanismo de falla donde se pueda observar la fluencia de cada miembro para observar con obtener con mayor precisión el punto de fluencia.
3. Ha sido posible aproximar la capacidad real de la estructura, la cual nos ha llevado a concluir que esta es superior a la capacidad propuesta por la norma, sin embargo; es recomendable usar un análisis aún más sofisticado como es el análisis tiempo historia.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Applied technology Council. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings* . ATC -40. California: ATC.
- Aguiar Falconi , R. (2003). *Análisis sísmico por desempeño*. Ecuador: Universidad de Fuerzas Armadas ESPE.
- Aguiar Falconi, R. (2007). *Factor de reducción de las fuerzas sísmicas en edificios de hormigón armado sin muros de corte*. Barcelona: A.H. Barbat .
- Applied Technology Council. (1995). *Structural Response Modification Factors*. ATC-19. California.
- Arias, A., & Husid, R. (1962). *Influencia del amortiguamiento sobre la respuesta de estructuras sometidas a temblor* . Chile : Universidad de Chile .
- Arnold, C., & Reitherman, R. (1988). *Configuración y Diseño Sísmico de Edificios*. Mexico, DF: Limusa.
- ASCE. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. FEMA 356 . Washington : ASCE.
- Bazán , E., & Meli, R. (1999). *Diseño sísmico de edificios* . Ciudad de México: Limusa.
- Blanco Blasco, A. (1997). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado* . Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Bonett Díaz , R. L. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Cataluña: Universidad Politécnica de Cataluña .

- Borda L y Pastor A. (2011). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado peruano de seis piso* (Tesis de Pregrado). Lima. Universidad Pontificia Católica del Perú.
- Crisafulli , F. (2002). *Espectros de respuesta y de diseño*. Medonza: Universidad Nacional de Cuyo- Facultad de Ingeniería.
- Crisafulli, F. J. (2014). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. Chile: Alacero.
- Dávila Madrid, R. Z. (2011). *Notas introductorias- Sismología*. Mexico: UNAM.
- Daza Duarte , L. (2003). Nuevo enfoque para determinar el factor de modificación de respuesta. *Revista Internacional de Desastres Naturales , Accidentes e Infraestructura Civil* , 33-48.
- FEMA 369. (2000). *NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buidings and other structures* . Washington: FEMA Publications .
- Gálvez Villacorta, A. G. (2008). *Propuesta del factor de reducción de fuerza sísmica para sistemas estructurales en concreto armado con muros de reforzados por barras dúctiles y mallas electrosoldadas*. Lima.
- Guevara Morales, N. E., Osorio Rodríguez , S. A., & Vargas, E. A. (2006). *Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierías y arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (push over)*. El salvador: Universidad de el Salvador.
- Guzman Gómez de la Torre , M. F. (2015). *Diseño sismo resistente de edificios de hormigón armado* . Quito: Pontificie Universidad Católica del Ecuador.
- H. Barbat, S. Oller , & J.C. Vielma. (2005). *Cálculo y diseño sismoresistente de edificios. Aplicación de la norma NCSE-02*. España: Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería .
- H. Nilson, A. (1999). *Diseño de estructuras de concreto* . Bogotá: McGraw-Hill.
- Herráiz Sarachaga, M. (1997). *Conceptos básicos de sismología para ingenieros* . Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Kajima Corporation. (1992). *Design Guidelines for Ductility and Drift Limits*. California: California Universities for research in earthquake engineering.
- Kang- Ning , L., Otani S., & Aoyama H. (1989). *Nonlinear earthquake response concrete spaces frames with varying axial force*. Japón: Transaction of Japan Concrecete Institute.
- Kuroiwa Horiuchi, J. (2016). *Manual para reducción sísmica de viviendas en el Perú* . Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

- Kuroiwa, J. (2002). *Reducción de desastres*. Lima .
- M. Bozzo, L., & H. Barbat , A. (2000). *Diseño sismo resistente de edificios* . España : Rerverté.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento . (2016). *Norma técnica E.030 "Diseño sismoresistente"*. Lima: El Peruano .
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). *Norma técnica E-060. " Concreto Armado"*. Lima: Sencico.
- Pique del Pozo , J. (1998). *Notas del curso de ingeniería sísmica* . Lima : Universidad Nacional de Ingeniería .
- R, Riddell . (1996). *Use and knowledge of design spectra* . Santiago, Chile : Eleventh World conference on earthquake engineering .
- R. Park, & T. Paulay. (1988). *Estructuras de concreto reforzado* . Mexico: Limusa.
- Sauter F., F. (1989). *Fundamentos de ingeniería Sísmica*. Costa Rica: Tecnológica de Costa Rica.
- Teran A. (1998) . *Características mecánicas y desempeño sísmico de marcos dúctiles de concreto reforzado*. México. Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco.
- SEAO seismology Committee. (2008). *A brief guide to seismic design factors*. Massachusetts: Structure magazine .
- Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. (2015, Noviembre). *Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*. Retrieved from <http://www.smis.org.mx/sismicidad.html>
- Zamudio Díaz , Y. I. (2003). *Análisis de la sismicidad asociada al proceso de subducción en el Sur del Perú* (Tesis de Pregrado). Lima: Universidad Nacional Mayor de San Marcos .

ANÉXOS

ANEXO 1: RESULTADOS MOMENTO- CURVATURA PARA VIGAS (CONTINÚA)

Momentos curvatura de vigas- Edificio 3 pisos			
Tipo de viga	My	Mu	Mu/My
V1	11106.958	16735.696	1.507
V2	11046.916	16721.133	1.514
V3	16446.653	2.41E+04	1.465
V4	16581.751	2.40E+04	1.445
V5	16256.581	2.41E+04	1.484
Momentos curvatura de vigas- Edificio 6 pisos			
Tipo de viga	My	Mu	Mu/My
V1	16581.751	23,965.07	1.445
V2	20442.391	28,153.21	1.377
V3	14571.162	22,001.78	1.510
V4	11680.873	17,688.58	1.514
V5	11658.877	17,662.73	1.515
V6	25183.596	35,092.87	1.393
V7	11505.853	17,538.77	1.524
V8	16308.833	24113.522	1.479
V9	16256.581	24,116.83	1.484
V10	19648.588	28,352.61	1.443
V11	19380.371	28,744.87	1.483
V12	21287.272	27,905.75	1.311
V13	25137.679	35,344.52	1.406
Momentos curvatura de vigas- Edificio 9 pisos			
Tipo de viga	My	Mu	Mu/My
V1	19439.52	29,551.45	1.520
V2	22660.287	34,645.26	1.529
V3	19323.008	29,423.64	1.523
V4	14936.833	21,642.97	1.449
V5	14912.298	21,684.80	1.454
V6	31555.605	42,720.61	1.354
V7	29486.805	43,458.44	1.474
V8	22726.811	34,373.44	1.512
V9	19718.076	29,601.97	1.501
V10	20090.081	29,711.82	1.479
V11	19632.347	29,594.37	1.507
V12	28882.269	43,860.71	1.519
V13	29357.406	43,309.86	1.475
Momentos curvatura de vigas- Edificio 12 pisos			
Tipo de viga	My	Mu	Mu/My
V1	25740.949	40,824.30	1.586
V2	31821.952	48,239.61	1.516
V3	40217.925	60,160.82	1.496
V4	25504.264	40,997.11	1.607
V5	17825.489	29,953.12	1.680
V6	17272.473	29,964.70	1.735
V7	33255.261	47,807.54	1.438
V8	41255.225	60,427.15	1.465

V9	25145.675	41,095.18	1.634
V10	25033.294	41,125.05	1.643
V11	24724.447	41,310.45	1.671
V12	30432.744	48,624.47	1.598
V13	38025.55	59,543.44	1.566
V14	30246.522	47,949.19	1.585
V15	38023.388	60,013.68	1.578
Momentos curvatura de vigas- Edificio 15 pisos			
Tipo de viga	My	Mu	Mu/My
V1	25504.264	40,997.11	1.607
V2	31821.952	48,239.61	1.516
V3	40217.925	60,160.82	1.496
V4	25740.949	40,824.30	1.586
V5	25504.264	40,997.11	1.607
V6	17285.489	29,953.12	1.733
V7	17272.473	29,964.70	1.735
V8	41255.225	60,427.15	1.465
V9	33255.261	47,807.54	1.438
V10	45190.12	69,620.70	1.541
V11	25145.675	41,095.18	1.634
V12	25033.294	41,125.05	1.643
V13	24724.447	41,310.45	1.671
V14	30432.744	48,624.47	1.598
V15	29944.278	47,263.75	1.578
V16	38025.55	59,543.44	1.566
V17	38023.388	60,013.68	1.578
Momentos curvatura de vigas- Edificio 18 pisos			
Tipo de viga	My	Mu	Mu/My
V1	19439.52	29,551.45	1.520
V2	29990.745	43,276.81	1.443
V3	18193.799	27,061.91	1.487
V4	19632.347	29,594.37	1.507
V5	29486.805	43,458.04	1.474
V6	22726.811	34,373.44	1.512
V8	37408.301	50,024.33	1.337
V9	19718.076	29,601.97	1.501
V10	20090.081	29,711.82	1.479
V11	22973.092	34,901.37	1.519
V12	24161.854	35,401.59	1.465
V13	29319.038	43,380.79	1.480
V14	22704.325	34,702.96	1.528
V15	19632.347	29,594.37	1.507

Fuente: Elaboración propia

ANEXO 2: RESULTADOS DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN PARA COLUMNAS

Diagrama de interacción - edificio 3 pisos			
Punto	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	1037.827	0	0
2	713.498	57.862	0
3	612.995	72.151	0
4	560.839	76.522	0
5	460.593	81.970	0
6	313.571	88.502	0
7	242.373	87.948	0
8	184.018	82.189	0
9	18.398	54.818	0
10	-181.696	16.236	0
11	-258.003	0	0

Diagrama de interacción- Edificio 6 pisos

Punto	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	1615.675	0	0
2	1102.847	114.874	0
3	944.121	143.501	0
4	866.880	151.008	0
5	735.380	160.425	0
6	541.497	170.509	0
7	394.754	168.934	0
8	317.485	159.034	0
9	99.850	112.054	0
10	-207.983	38.614	0
11	-342.164	0	0
Diagrama de interacción- Edificio 9 pisos			
Punto	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	2312.456	0	0
2	1587.772	198.131	0
3	1360.299	249.237	0
4	1257.284	261.011	0
5	1081.785	275.668	0
6	819.743	290.517	0
7	596.127	287.691	0
8	492.920	271.248	0
9	197.686	194.317	0
10	-245.674	66.286	0
11	-430.006	0	0
Diagrama de interacción -12 pisos			
Punto	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	3287.66	0	0
2	2246.527	339.326	0
3	1922.004	425.613	0
4	1774.270	447.859	0
5	1534.460	476.206	0
6	1173.611	505.829	0
7	827.094	502.352	0
8	677.325	477.121	0
9	274.549	357.427	0
10	-362.290	141.615	0
11	-688.009	0	0
Diagrama de interacción -15 pisos			
Punto	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	4165.092	0E+00	0
2	2818.520	486.616	0
3	2410.312	607.507	0
4	2214.316	643.961	0
5	1905.391	690.198	0
6	1441.517	740.094	0
7	988.941	739.367	0
8	783.361	705.457	0
9	277.073	542.584	0
10	-520.025	247.093	0
11	-1032.014	0	0
Diagrama de interacción -18 pisos			
Punto	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	4853.538	0.00E+00	0
2	3298.460	614.339	0
3	2822.264	769.056	0
4	2600.999	812.438	0
5	2252.290	867.554	0
6	1726.833	926.569	0
7	1188.676	924.571	0
8	964.972	883.467	0
9	381.513	677.638	0
10	-543.974	305.541	0
11	-1118.015	0	0

Fuente: Elaboración propia