

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE UN MÓDULO ESCOLAR CON
MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA CON INTERACCIÓN
SUELO-ESTRUCTURA**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES:

Luis Enrique Rodríguez Parvina

Erick Alexander Luna Sánchez

ASESOR:

Mg. Daniel Roberto Quiun Wong

Lima, Agosto, 2023

Informe de Similitud

Yo, Daniel Roberto Quiun Wong, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado

“Análisis estático no lineal de módulos escolares con muros de albañilería confinada con interacción suelo-estructura”

de los(as) autores(as)


Luna Sánchez, Erick Alexander y

Rodríguez Parvina, Luis Enrique

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 22%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 16/08/2023.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 16 de Agosto de 2023

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>QUIUN WONG, Daniel Roberto</u>	
DNI: 07800490	Firma 
ORCID: https://orcid.org/0000-0001-8906-6783	

Resumen

El comportamiento sísmico de los módulos escolares 780 existentes en el Perú ya ha sido estudiado en la dirección longitudinal de pórticos de concreto armado, mas no en la dirección transversal, compuesto por muros de albañilería confinada. Asimismo, la normativa peruana presente no especifica lineamientos a seguir para incluir la interacción suelo-estructura en el modelamiento matemático de estructuras, en especial no hay antecedentes en albañilería confinada. En esta investigación se busca analizar la respuesta estructural sísmica de este tipo de módulo escolar en la dirección de los muros de albañilería confinada, así como comparar las variaciones en sus respuestas, cuando se considera interacción suelo-estructura.

En primer lugar, se recopilaron investigaciones acerca de la no linealidad de los materiales, la interacción suelo-estructura y el análisis no lineal en estructuras de albañilería confinada. En suma, se identificó un módulo escolar 780 de tres aulas por piso y dos niveles, ubicado sobre un suelo intermedio, tipo S2 de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018). A continuación, mediante un software comercial, se generaron cuatro modelos matemáticos, uno con base empotrada y tres con base flexible para considerar la interacción suelo-estructura. Seguidamente, se aplicó el método *pushover* de control de desplazamientos laterales, para obtener la curva de capacidad en todos los modelos y comparar sus respuestas.

Los resultados muestran un incremento en los periodos fundamentales y desplazamientos laterales, con una disminución en la rigidez inicial y ductilidad estructural, además una casi nula variación de la fuerza cortante basal en los modelos con base flexible respecto al de base empotrada. Estos resultados implican que es recomendable usar metodologías de interacción suelo-estructura para modelar y analizar edificaciones con muros de albañilería confinada con el tipo de suelo utilizado y suelos más blandos a fin de obtener resultados adecuados, que influyen en el diseño estructural.

Agradecimientos

Agradecemos de manera especial al Mg. Daniel Roberto Quiun Wong por su comprensión, paciencia y tiempo en esta investigación. Su guía en el proceso de investigación fue indispensable para culminar con el trabajo.

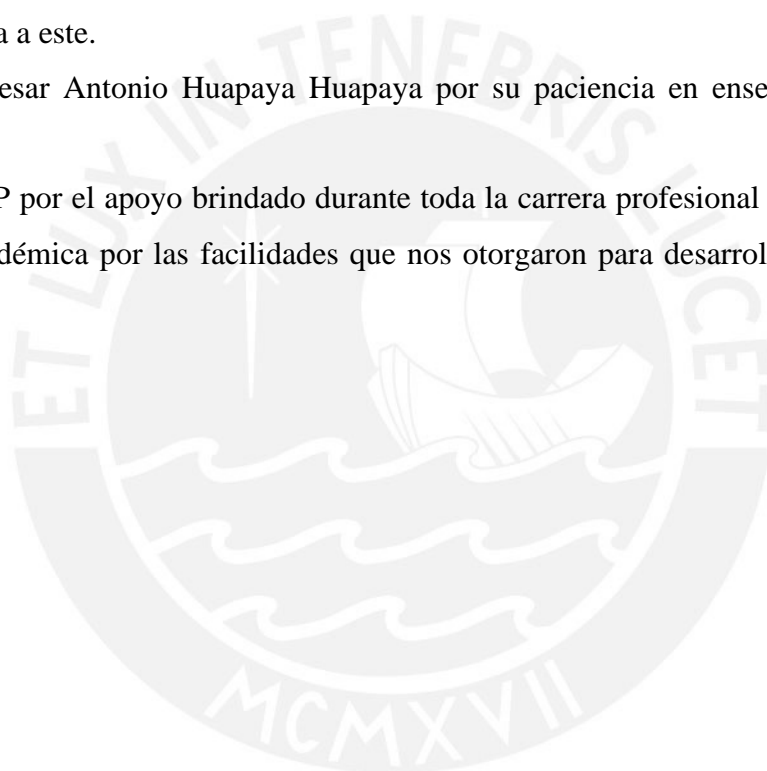
Al Dr. Cesar Javier Chácara Espinoza por sus consejos al inicio de la investigación que nos guió y permitió planificar el tema de investigación.

Al Ing. Christian Díaz por su tiempo para las asesorías y encaminarnos en los objetivos de la investigación.

Al Mg. Aníbal Tafur por inspirarnos en la rama de ingeniería estructural y mostrarnos el camino que lleva a este.

Al Mg. Cesar Antonio Huapaya Huapaya por su paciencia en enseñarnos los temas estructurales.

A la PUCP por el apoyo brindado durante toda la carrera profesional y al Complejo de Innovación Académica por las facilidades que nos otorgaron para desarrollar plenamente la investigación.



Dedicatoria

Les dedico el resultado de este trabajo a mi hijo y esposa por ser mi inspiración y motor de cada día en mi vida. Por las alegrías que compartimos y ser mi motivación para seguir creciendo.

A mis padres Rocío y Luis, por ser el principal cimiento en la construcción de mi vida profesional y ser grandes ejemplos en mi vida. Por los buenos consejos, momentos de felicidad y tristeza, y haber depositado toda su confianza en mí.

A mi mamita Blanca y mi tía Tati, por siempre confiar en mí y darme ánimos para lograr este objetivo.

A mi tío Robert y Edward, por sus buenos consejos y enseñanzas.

A mi hermana por el cariño, alegrías, comprensión y principalmente por su apoyo incondicional en cada momento.

A mis amigos por darme su apoyo a lo largo de mi etapa universitaria.

Luis Enrique Rodríguez Parvina

A mis padres, Saturnino e Irene, mi hermano, Kevin, por el apoyo constante y la confianza puesta en mí en el desarrollo de mi persona y mi vida profesional. Gracias por ser mi soporte en todo momento. A mi prima Karla, por el apoyo emocional e incondicional.

A mi abuela Manzuela, que se encuentra en el cielo, por apoyarme tantos años y enseñarme a apreciar la vida. A Monchi, mi mascota que estuvo acompañándome en cada amanecida.

A mis compañeros, Luis, John, Danyela, César por el apoyo mutuo durante tantas amanecidas y esfuerzo al cursar y rendir pruebas en toda la carrera profesional.

Erick Alexander Luna Sánchez

Índice

Resumen.....	iii
Agradecimientos.....	iv
Dedicatoria.....	v
Lista de figuras.....	viii
Lista de tablas.....	xi
Nomenclatura	xiii
Capítulo 1. Aspectos generales.....	1
1. 1. Introducción	1
1. 2. Justificación	1
1. 3. Pregunta de investigación	2
1. 4. Objetivos y alcances	2
1. 4. 1. Objetivo general	2
1. 4. 2. Objetivos específicos.....	2
1. 4. 3. Alcances	3
1. 5. Hipótesis	3
1. 6. Metodología	3
Capítulo 2. Marco teórico.....	4
2. 1. Albañilería confinada.....	4
2. 1. 1. Propiedades de la albañilería confinada	5
2. 1. 2. Modelo no lineal para la albañilería	10
2. 1. 3. Modelo no lineal para el concreto armado	12
2. 2. Interacción suelo-estructura	15
2. 2. 1. Definición	15
2. 2. 2. Metodologías de aplicación	16
2. 2. 3. Método lineal de Winkler	18
2. 2. 4. Investigaciones previas.....	20
2. 3. Análisis no lineal.....	24
2. 4. Módulos escolares de aulas en el Perú.....	28
Capítulo 3. Análisis sísmico con base empotrada del centro educativo 780 POST.....	31
3. 1. Descripción de la zona	31
3. 2. Características geométricas y propiedades mecánicas.....	31
3. 3. Modelo computacional.....	32

3. 4. Análisis lineal sísmico	37
3. 5. Análisis no lineal estático con base empotrada.....	39
3. 6. Resultados del análisis no lineal estático con base empotrada	45
Capítulo 4. Análisis sísmico con base flexible del centro educativo 780 POST.....	48
4. 1. Descripción del suelo	48
4. 2. Modelo computacional de Interacción suelo-estructura (ISE).....	48
4. 3. Análisis lineal sísmico con base flexible	52
4. 4. Análisis no lineal con base flexible	54
4. 5. Resultados del análisis no lineal estático con base flexible	55
Capítulo 5. Análisis comparativo de resultados en Base Empotrada y Base Flexible.....	60
5. 1. Periodos fundamentales	60
5. 2. Verificación de desplazamientos y regularidad estructural	61
5. 3. Curva de capacidad	62
5. 4. Derivas máximas calculadas	64
5. 5. Formación de rótulas.....	64
5. 6. Fuerza Cortante de los muros	66
Capítulo 6. Conclusiones y recomendaciones.....	67
6. 1. Conclusiones	67
6. 2. Futuras líneas de investigaciones	69
Referencias bibliográficas	70

Lista de figuras

Figura 2.1: a) Muro a ras a un solo lado de la columna, b) Muro a ras en ambos lados de la columna y c) Muro dentado	4
Figura 2.2: a) Ensayo de compresión uniaxial de una pila de albañilería y b) Ensayo de compresión diagonal de un murete de albañilería.....	5
Figura 2.3: Dimensiones de los muros de albañilería (Angles, 2008)	6
Figura 2.4: Curva de capacidad del muro confinado (Angles, 2008)	6
Figura 2.5: Dimensiones geométricas del muro confinado (Pari & Manchego, 2017)	7
Figura 2.6: a) Curva de capacidad de muros sin carga axial (M) y b) Curva de capacidad de muros con carga axial (MQ) c) Curva Trilineal simplificada para ambos muros (Pari & Manchego, 2017)	8
Figura 2.7: Geometría del muro confinado (Coral, 2017)	9
Figura 2.8: Curva capacidad obtenida (Coral, 2017).....	9
Figura 2.9: a) Modelo rótula plástica, b) Modelo de resorte inelástico, c) Modelo rótula de longitud finita, d) Modelo de formulación de fibra y e) Modelo de elementos finitos (NIST, 2010).	11
Figura 2.10: Modelo de columna ancha (Zúñiga & Terán, 2008).	11
Figura 2.11: Modelo no lineal propuesto para el muro de albañilería confinada	12
Figura 2.12: Modelo propuesto para cargas monotónicas en concreto confinado y no confinado (Mander et al., 1988).....	14
Figura 2.13: Factor de esfuerzo confinado (λ) para elementos cuadrados y rectangulares (Mander et al., 1988).....	14
Figura 2.14: Curva de esfuerzo deformación del acero (Park & Paulay 1975).	15
Figura 2.15: Pasos y requisitos de la metodología subestructura (NEHRP, 2012).....	17
Figura 2.16: Ilustración del método directo en la interacción suelo-estructura mediante modelamientos de elementos finitos (NEHRP, 2012).	18
Figura 2.17: Modelo de Winkler E.	18
Figura 2.18: Máximo desplazamiento en el eje X (Gamarra, 2014).....	21
Figura 2.19: Máximo desplazamiento en el eje Y (Gamarra, 2014).....	21
Figura 2.20: Relación de periodos vs Velocidad del suelo de los diferentes tipos de estructura estudiadas (Adaptado de Pecce et al., 2012).....	22
Figura 2.21: Curvas <i>pushover</i> del modelo I (4 pisos) (Joy et al., 2017).....	23
Figura 2.22: Curvas <i>pushover</i> del modelo III (10 pisos) (Joy et al., 2017)	23

Figura 2.23: Esquema del análisis <i>pushover</i> en una estructura (Krawinkler H., 1996).....	25
Figura 2.24: Idealización del empuje y curva de capacidad resultante.....	25
Figura 2.25: Esquema de secuencia de rótulas en un edificio por el método <i>pushover</i> (Torre, 2019)	26
Figura 2.26: Punto de desempeño para el nivel sísmico de Servicio de la E-030 en formato (V vs Dtecho) (Santana, 2012).....	27
Figura 2.27: Esquema de la dirección longitudinal del módulo escolar tipo 780 PRE (Loa, 2017)	28
Figura 2.28: Módulo escolar típico 780 POST	29
Figura 2.29: Módulo 780 POST horizontal ubicado en la costa peruana (Astorga & Aguilar, 2006)	29
Figura 2.30: Módulo 780 POST a dos aguas ubicado en zonas lluviosas (Astorga & Aguilar, 2006)	30
Figura 3.1: Configuración geométrica del centro educativo del techo de piso 2.....	31
Figura 3.2: Secciones de columnas.....	32
Figura 3.3: Centro educativo – Modelo lineal de muros <i>Shell</i>	33
Figura 3.4: Centro educativo – Ubicación de los <i>release</i> en las columnas.....	34
Figura 3.5: Ilustración del elemento tipo <i>frame</i>	34
Figura 3.6: Centro educativo – Ubicación de los <i>release</i> en las columnas.....	35
Figura 3.7: Aplicación de factores de modificación al elemento <i>frame</i> (Marco Equivalente) 35	
Figura 3.8: Centro educativo – Corte A-A– Modelo de marco equivalente	36
Figura 3.9: Curva Fuerza – Deriva calibrada para la ley constitutiva del muro de albañilería confinada.....	40
Figura 3.10: Propiedades del elemento <i>Hinge</i> – Rótula de corte.....	40
Figura 3.11: Modelo no lineal con elementos <i>Hinge</i>	41
Figura 3.12: Propiedad no lineal del acero	41
Figura 3.13: a) Propiedades no lineales del concreto de las columnas; b) Propiedades no lineales del concreto de las vigas	42
Figura 3.14: Modelo no lineal con elementos <i>Fiber</i>	43
Figura 3.15: Punto de control (X en rojo) para el análisis <i>pushover</i>	43
Figura 3.16: Caso de carga de gravedad no lineal estático	44
Figura 3.17: Caso de carga <i>Pushover</i>	44
Figura 3.18: Curva <i>pushover</i> con base empotrada.....	45
Figura 3.19: Derivas – Base empotrada	46

Figura 3.20: Deriva permisible según la normativa peruana	46
Figura 3.21: Fuerza cortante de los muros de albañilería confinada – Base empotrada (Agrietamiento V_{CR} , Máximo $V_{MÁX}$, Último V_U).....	47
Figura 4.1: ISE 1er método.....	49
Figura 4.2: Discretización de la platea de cimentación	49
Figura 4.3: Propiedad de los elementos <i>Area spring</i>	49
Figura 4.4: Propiedad del elemento <i>Point Spring</i> para Zapata aislada.....	50
Figura 4.5: ISE 2do método	50
Figura 4.6: Propiedades del elemento <i>Point Spring</i> incluyendo 6 GDL para el cimiento corrido	51
Figura 4.7: ISE 3er método.....	52
Figura 4.8: Control de desplazamiento del análisis <i>pushover</i>	55
Figura 4.9: Curvas pushover con base flexible (M1 y M2 se superponen)	55
Figura 4.10: Derivas en la resistencia máxima – Base flexible	56
Figura 4.11: Fuerza cortante de los muros de albañilería confinada – Base flexible M1 (Agrietamiento V_{CR} , Máximo $V_{MÁX}$, Último V_U).....	57
Figura 4.12: Fuerza cortante de los muros de albañilería confinada – Base flexible M2 (Agrietamiento V_{CR} , Máximo $V_{MÁX}$, Último V_U).....	58
Figura 4.13: Fuerza cortante de los muros de albañilería confinada – Base flexible M3 (Agrietamiento V_{CR} , Máximo $V_{MÁX}$, Último V_U).....	59
Figura 5.1: Espectro de aceleraciones – Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018).....	60
Figura 5.2: Comparación de los modelos con base flexible – T_{BF}/T_{BE} vs V_S	61
Figura 5.3: Comparación de las curvas de capacidad	62
Figura 5.4: Fuerza cortante de los muros Y1 e Y2	66
Figura 6.1: Comparación de la formación de rótulas en los modelos y fotografía extraída del curso Albañilería estructural (Quiun, 2021)	69

Lista de tablas

Tabla 2.1: Resumen de las propiedades mecánicas modificadas de la albañilería	10
Tabla 2.2: Ductilidad (μ) y sobrerresistencia (Ω)	10
Tabla 3.1: Propiedades mecánicas de los materiales del colegio.....	32
Tabla 3.2: Cargas vivas del módulo escolar	33
Tabla 3.3: Periodos de los modelos en la dirección longitudinal (X) y transversal (Y)	36
Tabla 3.4: Cargas en el segundo nivel	37
Tabla 3.5: Cargas en el primer nivel.....	37
Tabla 3.6: Carga por gravedad acumuladas (ton): Pg.....	37
Tabla 3.7: Parámetros sísmicos para el análisis de albañilería confinada	37
Tabla 3.8: Fuerzas de inercia ante sismo moderado en la dirección Y-Y.....	38
Tabla 3.9: Fuerzas Internas V_e (ton) y M_e (ton-m) ante Sismo Moderado Y-Y.....	38
Tabla 3.10: Piso 1 – Sismo en Y-Y ($V_E = 268.83$ ton)	38
Tabla 3.11: Piso 2 – Sismo en Y-Y ($V_E = 147.90$ ton)	38
Tabla 3.12: Irregularidad torsional	39
Tabla 3.13: Datos de entrada para los muros de albañilería confinada	40
Tabla 3.14: Forma de la curva de capacidad del muro de albañilería confinada.....	40
Tabla 3.15: Valores de la curva capacidad – Base empotrada.....	45
Tabla 3.16: Rigidez (K), ductilidad (μ) y sobrerresistencia (Ω) – Base empotrada	45
Tabla 3.17: Derivas – Base empotrada	46
Tabla 4.1: Coeficiente de Balasto vertical concentrado.....	50
Tabla 4.2: Rigidez de resortes según Lysmer y Richart (Chowdhury & Dasgupta, 2009).....	51
Tabla 4.3: Periodos de los modelos en la dirección longitudinal (X) y transversal (Y)	52
Tabla 4.4: Fuerzas Internas V_e y M_e ante Sismo Moderado Y-Y con base flexible.....	52
Tabla 4.5: Piso 1 – Sismo en Y-Y con base flexible ($V_E = 254.90$ ton)	53
Tabla 4.6: Piso 2 – Sismo en Y-Y con base flexible ($V_E = 254.90$ ton)	53
Tabla 4.7: Irregularidad torsional – Base flexible	54
Tabla 4.8: Valores de la curva capacidad – Base flexible	55
Tabla 4.9: Rigidez (K), ductilidad (μ) y sobrerresistencia (Ω) – Base flexible	56
Tabla 4.10: Derivas – Base flexible	56
Tabla 5.1: Comparación de periodo fundamental.....	60
Tabla 5.2: Comparación de distorsión torsional	62
Tabla 5.3: Desplazamiento y Fuerza cortante Basal.....	62

Tabla 5.4: Comparación de Ductilidad	63
Tabla 5.5: Comparación de Rigidez.....	63
Tabla 5.6: Comparación de Sobrerresistencia	63
Tabla 5.7: Comparación de reducción de resistencia máxima.....	64
Tabla 5.8: Comparación de derivas en el punto de resistencia máxima	64
Tabla 5.9: Mecanismo de rótulas plásticas	64



Nomenclatura

$f'm$	=	Resistencia a la compresión de la albañilería
$v'm$	=	Resistencia al corte de la albañilería
E_m	=	Módulo de elasticidad de la albañilería
G_m	=	Módulo de corte de albañilería
K_s	=	Módulo de coeficiente de balasto
p	=	Presión aplicada
δ	=	Asentamiento
E_s	=	Módulo de elasticidad del estrato
h	=	Espesor del estrato
ν	=	Módulo de Poisson
ht	=	Espesor de todos los estratos
σ	=	Capacidad portante del suelo
G_s	=	Módulo de corte del suelo
L_s	=	Longitud de cimentación
B_s	=	Ancho de cimentación
K_z	=	Rigidez de resorte en la dirección vertical
K_x	=	Rigidez de resorte en la dirección horizontal 1
K_y	=	Rigidez de resorte en la dirección horizontal 2
$K_{\phi x}$	=	Rigidez de resorte al giro en la dirección X
$K_{\phi y}$	=	Rigidez de resorte al giro en la dirección Y
$K_{\phi z}$	=	Rigidez de resorte en la dirección vertical
q_{adm}	=	Presión admisible
t	=	Espesor del ladrillo
$f'c$	=	Resistencia a la compresión del concreto
Df	=	Profundidad de desplante
L	=	Longitud del muro de albañilería confinada
H	=	Altura del muro de albañilería confinada
V_m	=	Resistencia al agrietamiento diagonal
P_g	=	Carga gravitacional de servicio, con sobrecarga reducida
V_e	=	Fuerza cortante del muro obtenida del análisis elástico
M_e	=	Momento flector del muro obtenida del análisis elástico

w_i	=	distancia libre entre varillas longitudinales adyacentes
f'_{cc}	=	resistencia a la compresión confinada
f'_{co}	=	resistencia a la compresión no confinada;
ε_c	=	deformación unitaria del concreto
ε_{cu}	=	deformación unitaria última
ε_{co}	=	deformación unitaria en f'_{co}
ε_{cc}	=	deformación unitaria del concreto simple en f'_{cc}
E_c	=	módulo de elasticidad del concreto no confinado
E_{sec}	=	módulo secante del concreto confinado
λ	=	factor de esfuerzo confinado
A_{sx}	=	área del refuerzo transversal paralelo al eje "x"
A_{sy}	=	área del refuerzo transversal paralelo al eje "y"
s'	=	separación entre los estribos en paños interiores
s	=	separación entre los estribos en paños exteriores
f'_{lx}	=	la presión de confinamiento efectivo en x
f'_{ly}	=	la presión de confinamiento en y
ρ_{cc}	=	la cuantía de acero transversal de confinamiento
ε_{sh}	=	deformación unitaria en la que se inicia el endurecimiento del material
ε_{su}	=	deformación unitaria última
f_s	=	esfuerzo del acero en la zona de endurecimiento
f_{su}	=	esfuerzo último de acero

Capítulo 1. Aspectos generales

1. 1. Introducción

Los módulos escolares 780 POST son estructuras construidas después del año 1997 por la actualización de la Norma de Diseño Sismo Resistente (por sus siglas NDSR). El sistema estructural de los módulos actuales en la dirección transversal es de muros de albañilería confinada, que separan las aulas, más pórticos de concreto armado, en el centro de cada aula, y en la dirección longitudinal se tienen pórticos de concreto armado (Blanco, 2005).

Chacón & Paz (2016) y Yamin et al. (2017) ya han estimado el buen desempeño y la baja vulnerabilidad sísmica de los módulos escolares 780 POST frente a los módulos construidos antes de 1997 con la normativa anterior. Sin embargo, estas investigaciones se enfocaron únicamente en la dirección longitudinal y asumieron una base empotrada para el análisis sísmico de estos módulos de aulas escolares.

Existen diversos métodos de análisis sísmico para la obtención de la respuesta estructural como es el caso del análisis no lineal estático o *pushover*. Este método considera la no linealidad de los materiales definidos por sus propiedades mecánicas y leyes constitutivas. A través de este análisis se obtiene una curva de fuerza-deformación a partir de una secuencia de rótulas generados por un patrón de cargas laterales aplicadas al modelo de la estructura.

La presente tesis aborda la importancia de evaluar los efectos de interacción suelo-estructura en los módulos escolares 780 POST, enfatizando la dirección transversal. Para ello, se identificó un modelo típico con el sistema estructural empleado en este tipo de módulos. De esta manera, se realiza el análisis estático no lineal o *pushover* en cuatro modelos: uno con base empotrada y tres con base flexible de la edificación seleccionada. El objetivo es compararlos y observar diferencias en sus respuestas estructurales. En los modelos con base flexible, se sigue la metodología del método lineal de Winkler que implica representar el suelo como resortes elásticos debajo de la cimentación.

El interés de esta tesis viene dado por la falta información sobre el comportamiento de muros de albañilería confinada considerando la aplicación de la interacción suelo-estructura, conocido como ISE. Por ende, este trabajo busca obtener la respuesta estructural de la edificación escolar en la dirección transversal por medio del análisis no lineal estático y comparar las respuestas de los modelos de base flexible frente al modelo de base empotrada.

1. 2. Justificación

En el Perú, falta una normativa que integre las investigaciones sobre la interacción suelo-estructura en la aplicación del análisis y diseño de edificaciones (Anyaipoma, 2019). Aquello

podría generar resultados erróneos en los desplazamientos que se vinculan al daño estructural de la edificación analizada. Además, según Pecce et al. (2012), se presenta una variación de las fuerzas internas debido a que la ordenada espectral en suelos blandos o cercanas a fallas se encuentra en periodos largos. Por otro lado, se han realizado investigaciones sobre la alta vulnerabilidad sísmica de los módulos escolares 780 PRE, anteriores a NDSR 1997, y el apropiado desempeño sísmico de los módulos 780 POST. No obstante, estas investigaciones de los módulos actuales se enfocaron en la dirección longitudinal mas no estudiaron el efecto sísmico de la dirección transversal (Loa, 2017).

El uso del análisis *pushover* ha sido altamente demandado en los últimos años. Este instrumento permite la evaluación sísmica y se considera más preciso que los procedimientos lineales utilizados en las diversas normativas de diseño sísmico a nivel mundial (Duarte et al., 2017). Esta precisión se debe a que este análisis involucra el comportamiento no lineal de los elementos estructurales. Por ello, la presente investigación requiere incursiones fuera del rango lineal e incluir el aporte ISE en muros de albañilería confinada. Esto con el fin de realizar una comparación de las respuestas estructurales, tanto para base empotrada como base flexible.

1. 3. Pregunta de investigación

¿Qué tan importante es considerar la interacción suelo-estructura en el modelamiento computacional para el análisis sísmico de módulos escolares con estructura basada en muros de albañilería confinada en el Perú?

1. 4. Objetivos y alcances

Se presentan el objetivo principal, específicos y los alcances relacionados a esta investigación.

1. 4. 1. Objetivo general

Comparar la respuesta estructural por el método *pushover* de módulos escolares 780 POST bajo un modelo 3D para base empotrada y flexible con el método lineal de Winkler

1. 4. 2. Objetivos específicos

- Estudiar la no linealidad de estructuras de albañilería confinada incluyendo los efectos de la interacción suelo-estructura ante fuerzas sísmicas
- Verificar que las estructuras cumplan los requerimientos de la normativa peruana y validar el modelo de marco equivalente para el análisis no lineal de estructuras de albañilería confinada
- Determinar la respuesta estructural por medio del análisis *pushover* e interpretar los resultados al considerar la base flexible

1. 4. 3. Alcances

En esta investigación se analizará el comportamiento estructural de los módulos escolares 780 POST. La geometría en planta de los colegios es típica, pero sus condiciones del tipo de suelo en cada zona no lo son. Es por ello que se realizó un análisis *pushover* considerando la interacción suelo-estructura para luego interpretar la variación en la respuesta estructural a modo de comparar un modelo en base empotrada y en base flexible.

1. 5. Hipótesis

Se espera obtener un incremento del periodo fundamental, desplazamientos horizontales y una disminución de las fuerzas internas mediante el análisis *pushover* con base flexible respecto al de base empotrada asumiendo que el suelo no falle.

1. 6. Metodología

Para el desarrollo de la presente se elaboró el siguiente tren de trabajo. En primer lugar, se revisaron investigaciones que evalúen la no linealidad, el análisis estático no lineal y la variación en las respuestas por la interacción suelo-estructura con el método lineal de Winkler en estructuras de albañilería confinada. Asimismo, se identificó la falta investigaciones en la dirección transversal de los módulos escolares actuales. A partir de ello se seleccionó una edificación educativa típica que cumpla con los requerimientos del edificio 780 POST. De este módulo, se recopilaron los planos estructurales, memorias de cálculo, estudios de mecánica de suelos y memorias descriptivas para su posterior modelamiento.

En segundo lugar, se obtuvieron las propiedades mecánicas de los materiales por medio de reportes de ensayos previos: concreto, acero y albañilería. En suma, se definieron las leyes constitutivas de un muro de albañilería confinada y los materiales del pórtico de concreto armado de estudios previos. Posteriormente, se modeló la edificación escolar con base empotrada y base flexible (ISE) en el software de análisis estructural. Seguidamente, se verificó que la estructura modelada cumpla con las normativas peruanas vigentes. Para el modelo con base flexible se usó el método lineal de Winkler para representar la interacción suelo-estructura. Con lo anterior definido, se analizaron los modelos por el método *pushover*. Se compararon las respuestas estructurales de la dirección transversal de los modelos para observar la variación de los resultados. Finalmente, se interpretaron los resultados como conclusiones y se elaboraron recomendaciones para futuras investigaciones afines a la problemática planteada.

Capítulo 2. Marco teórico

En el presente capítulo, se exponen las definiciones de la albañilería confinada, sus propiedades e investigaciones de su comportamiento no lineal, la aplicación del análisis *pushover* en edificaciones, conceptos de interacción suelo-estructura, el método lineal de Winkler y la evolución de los módulos escolares peruanos.

2. 1. Albañilería confinada

El diseño de las estructuras de la albañilería confinada implica que los muros de la edificación transmitan las solicitaciones actuantes hacia el suelo de la cimentación. La estructura de este tipo de edificaciones está compuesta mayormente, en secuencia de construcción, por lo siguiente: la cimentación corrida; el sobrecimiento; los muros de albañilería; las columnas de amarre; las vigas soleras y las losas de techo, así como los dinteles ubicados encima de los vanos. Cabe mencionar que el vaciado de las columnas se realiza luego de levantar los muros. El vaciado de concreto de la losa y vigas debe ser al mismo tiempo para obtener un adecuado confinamiento y monolitismo (San Bartolomé et al., 2018).

El trabajo en conjunto del muro de albañilería y los elementos de confinamiento, mostrados en la Figura 2.1, es necesario para su adecuado comportamiento ante un sismo. Cabe resaltar que la columna de amarre requiere de una configuración que le permita interactuar con el muro. Estos pueden ser muro a ras con chicote a un solo lado de la columna (Figura 2.1a), muro a ras con chicote en ambos lados de la columna (Figura 2.1b) y muro dentado (Figura 2.1c) (Pari & Manchego, 2017).

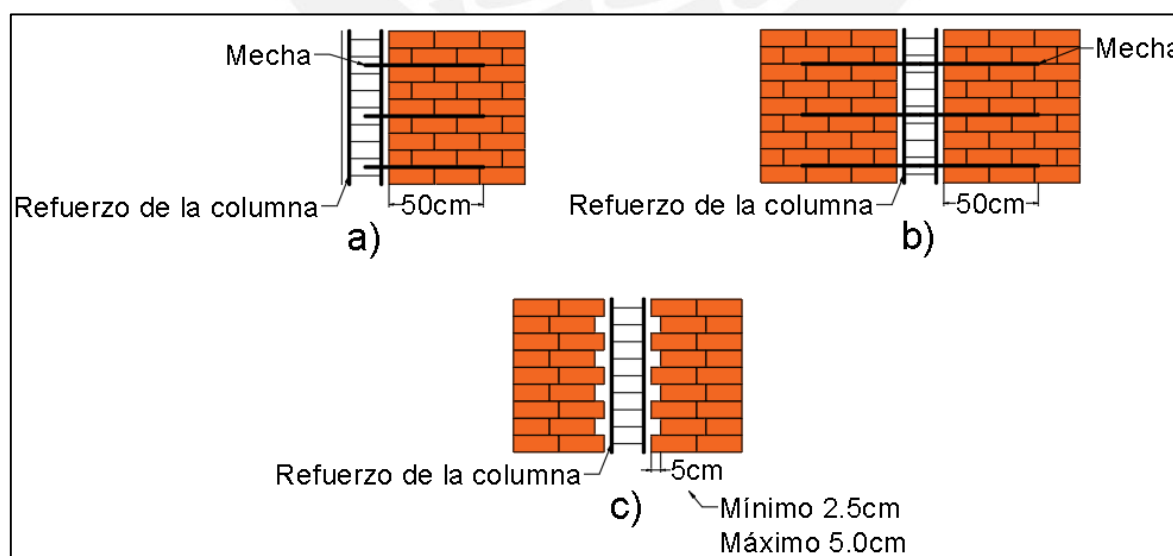


Figura 2.1: a) Muro a ras a un solo lado de la columna, b) Muro a ras en ambos lados de la columna y c) Muro dentado

2. 1. 1. Propiedades de la albañilería confinada

Resistencia a la compresión axial y al corte de la albañilería

La resistencia a la compresión es la principal propiedad de la unidad de albañilería. Las magnitudes altas de esta propiedad muestran la buena condición del material ante fines estructurales y de exposición. No obstante, debido a la excesiva cantidad de unidades utilizadas en la construcción de un muro, evaluar la esbeltez y forma de las unidades complica la medición de dicha propiedad (Gallegos et al., 2005).

Los prismas y muretes de albañilería son probetas que, al ensayarlos mediante una compresión axial o carga diagonal, permite obtener tanto la resistencia a la compresión ($f'm$) como al corte ($v'm$), ver Figura 2.2. Cabe resaltar que el resultado de $f'm$ se multiplicaría por un factor de corrección por esbeltez según lo especifica el quinto capítulo de la Norma E.070 Albañilería (2006). Además, para determinar la resistencia característica se resta el resultado promedio menos su desviación estándar.

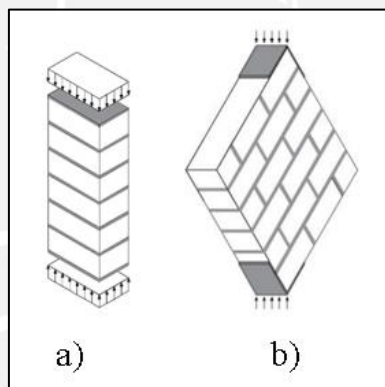


Figura 2.2: a) Ensayo de compresión uniaxial de una pila de albañilería y b) Ensayo de compresión diagonal de un murete de albañilería

Módulo de corte y elasticidad de la albañilería

El módulo de elasticidad de la albañilería (E_m) se obtiene mediante una gráfica de fuerza-desplazamiento de un ensayo de compresión. Para obtenerlo, se identifican cargas equivalentes al 20% y al 50% de la carga máxima del ensayo y, por medio de la Ley de Hooke, se determina el módulo de elasticidad (Ruiz, 2017). Análogamente, se puede obtener experimentalmente el módulo de corte (G_m) empleando cargas equivalentes al 20% y 50% de la carga máxima aplicada en el ensayo de compresión diagonal. Opcionalmente, se puede obtener el módulo de elasticidad y el módulo de corte con la expresión 2.1 y 2.2 respectivamente, según la Norma E.070 Albañilería (2006).

$$E_m = 500 f'm \quad (2.1)$$

$$G_m = 0.4 E_m \quad (2.2)$$

Ensayos realizados en muros de albañilería confinada:

La investigación realizada por Angles (2008) muestra una comparación de muros construidos con ladrillo de arcilla y de concreto (MA y MC respectivamente) ante carga lateral cíclica. Inicialmente se realizaron ensayos experimentales para la obtención de las propiedades mecánicas de los materiales considerando lo mencionado por la norma E.070 Albañilería (2006). Del ensayo, la autora obtiene que la rigidez lateral elástica del muro MC (19.87 ton/m) fue de 32% más del muro MA (15.04 ton/m). Sin embargo, en el rango plástico, la degradación de la rigidez fue similar. En lo referente a la resistencia de agrietamiento diagonal, el muro MA (17.27 ton) resultó tener 8% más que el muro MC (16.07 ton). Esto se debió a que los ladrillos de arcilla mantienen mayor adherencia unidad-mortero que los de concreto. La norma propone una fórmula para su cálculo obteniendo una predicción con un 4% de error. Finalmente, ambos muros tuvieron una falla a corte y el comportamiento fue similar hasta la deriva de 0.005 permitida por la norma.

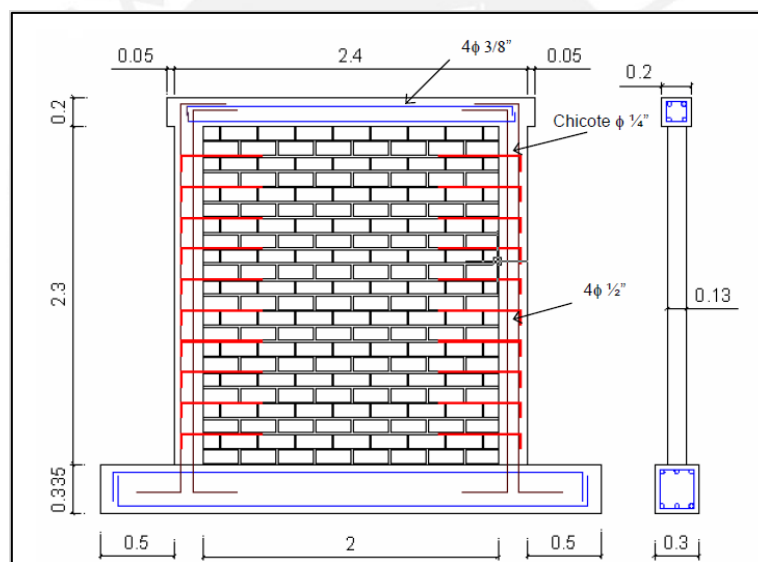


Figura 2.3: Dimensiones de los muros de albañilería (Angles, 2008)

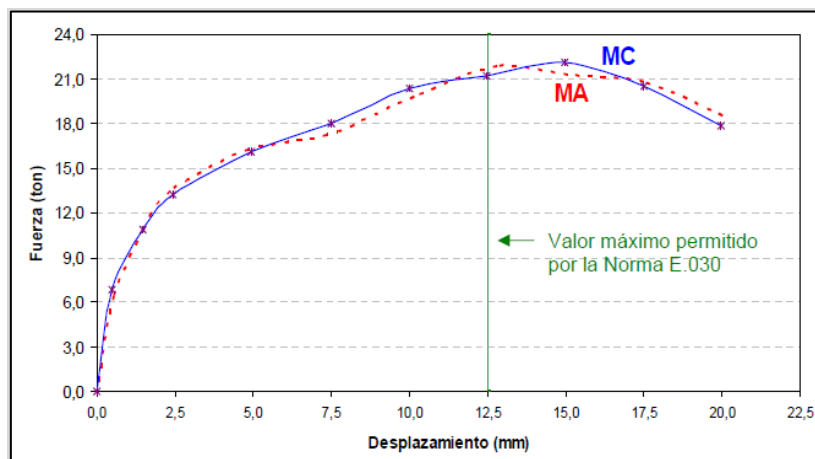


Figura 2.4: Curva de capacidad del muro confinado (Angles, 2008)

Pari y Manchego (2017) realizan un análisis experimental de muros de albañilería confinada en viviendas de baja altura en Lima. Inicialmente realizaron ensayos experimentales clasificatorios y no clasificatorios para obtener las propiedades mecánicas de los materiales a utilizar. En la Figura 2.5, se observan las dimensiones, conexión y diseño del muro típico. Se ensayaron seis muros con carga lateral cíclica (M) de los cuales tres se consideró una carga axial aplicada (MQ) superior en todo el momento del ensayo.

Del ensayo, se obtiene que todos los muros mantienen un comportamiento similar en el rango elástico mas no en el plástico para una misma demanda de deformación lateral. Por lo tanto, concluyen que la carga axial aplicada uniformiza las respuestas en el rango no lineal, además de reducir la capacidad de deformarse, pero aumenta su resistencia ante carga lateral como se muestra en la Figura 2.6 a) y b). La figura c) muestra la curva promedio de capacidad trilineal donde se puede observar las diferencias entre ambos comportamientos en la etapa plástica.

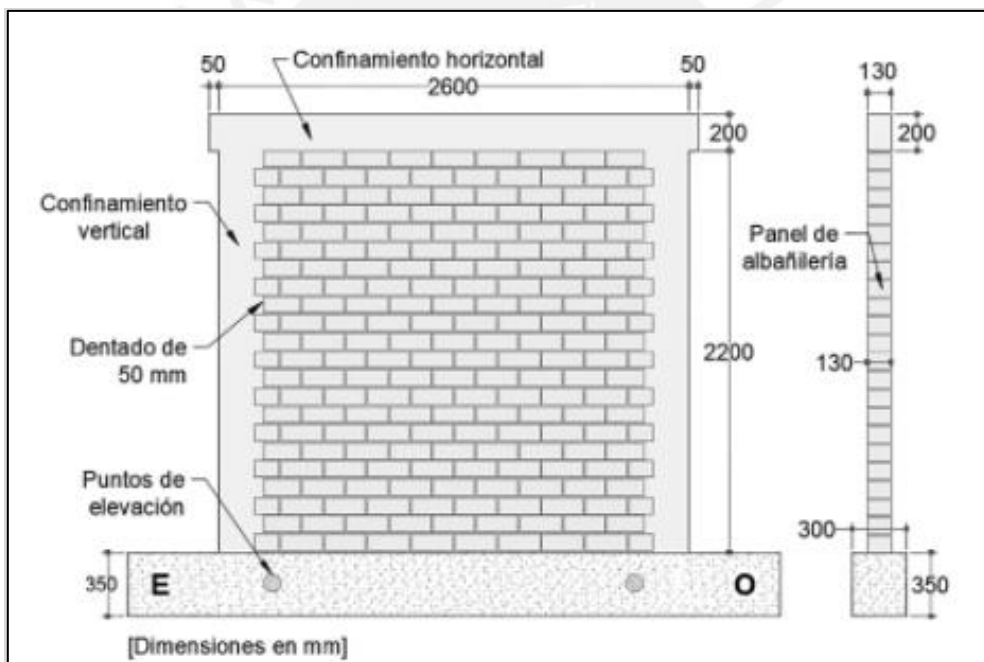


Figura 2.5: Dimensiones geométricas del muro confinado (Pari & Manchego, 2017)

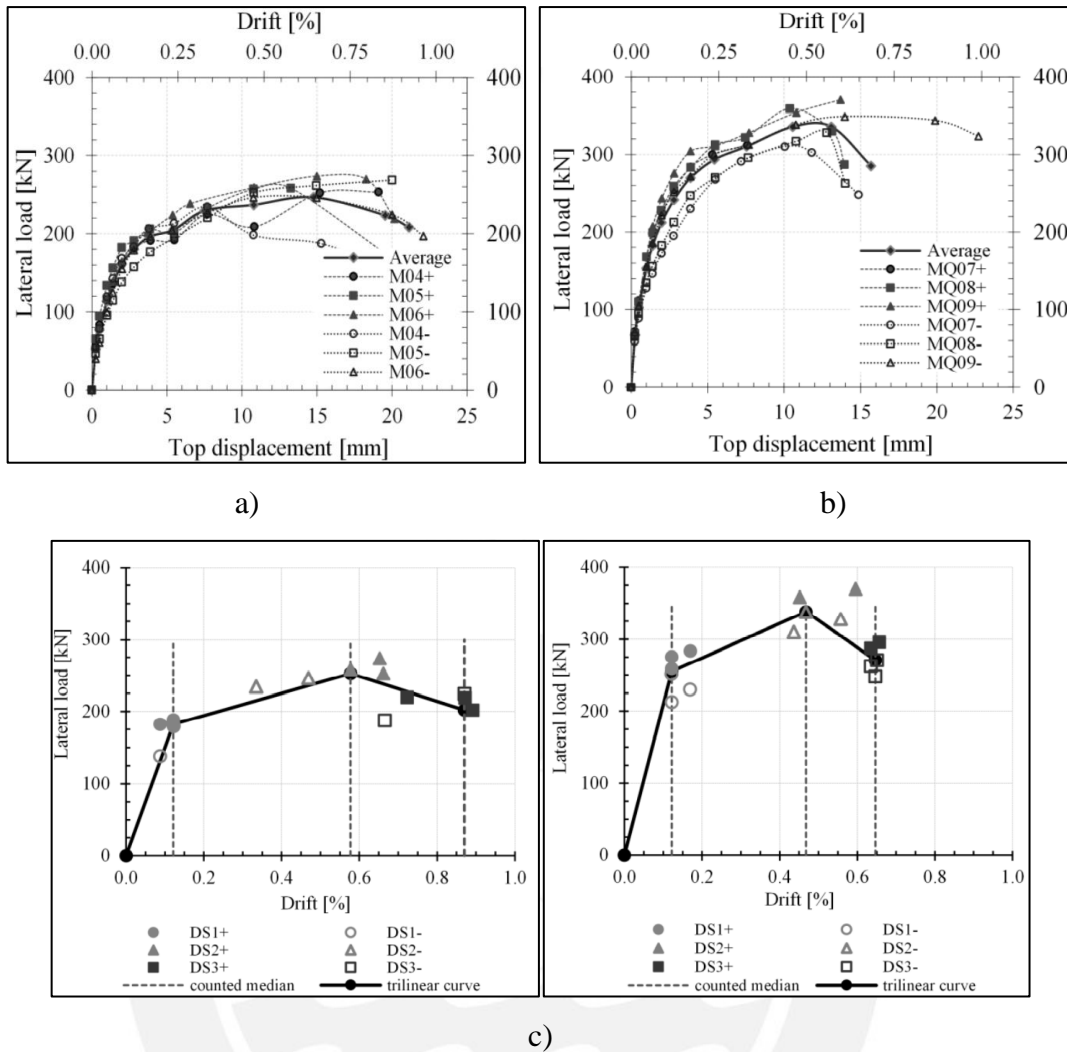


Figura 2.6: a) Curva de capacidad de muros sin carga axial (M) y b) Curva de capacidad de muros con carga axial (MQ) c) Curva Trilineal simplificada para ambos muros (Pari & Manchego, 2017)

Coral (2017) realizó ensayos cíclicos en muros de albañilería confinada construidos con ladrillos King Kong de fabricación industrial. Inicialmente empleó ensayos experimentales clasificatorios y no clasificatorios a los elementos de la albañilería para obtener sus propiedades mecánicas y que cumplan con lo estipulado en la norma E.070 Albañilería (2006). En la Figura 2.7, se observa las dimensiones, conexión y diseño del muro típico. Se construyeron tres muros con características similares entre sí para el ensayo.

Posterior al ensayo, la autora obtiene la rigidez que fue de 14895 ton/m con una predicción del 28% inferior en cálculos teóricos. Respecto a la resistencia por agrietamiento diagonal, la autora obtuvo el valor de 23.4 ton con una predicción de cálculo de 9% superior. Finalmente, concluye que existe una ductilidad alta bajo cargas cíclicas en los muros evaluados y esto se debe a la gran diferencia de desplazamiento horizontal entre el punto de fluencia y el punto último ($\mu=9.82$), además obtiene una sobrerresistencia (Ω) de 1.52. Finalmente, la autora

presenta una curva trilineal simplificada del promedio de sus ensayos como se muestra en la Figura 2.8.

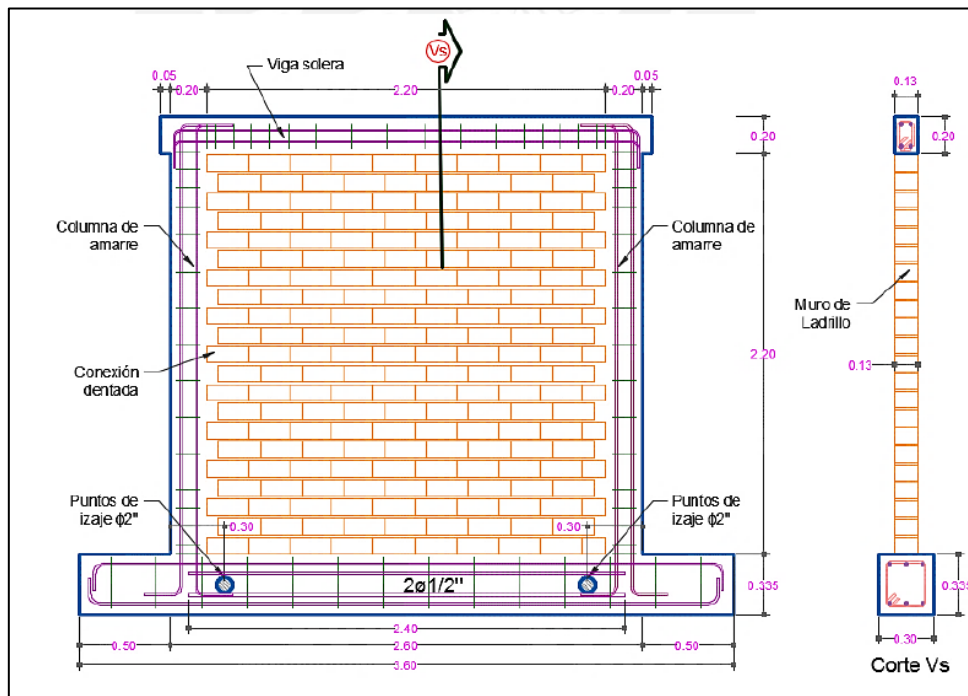


Figura 2.7: Geometría del muro confinado (Coral, 2017)

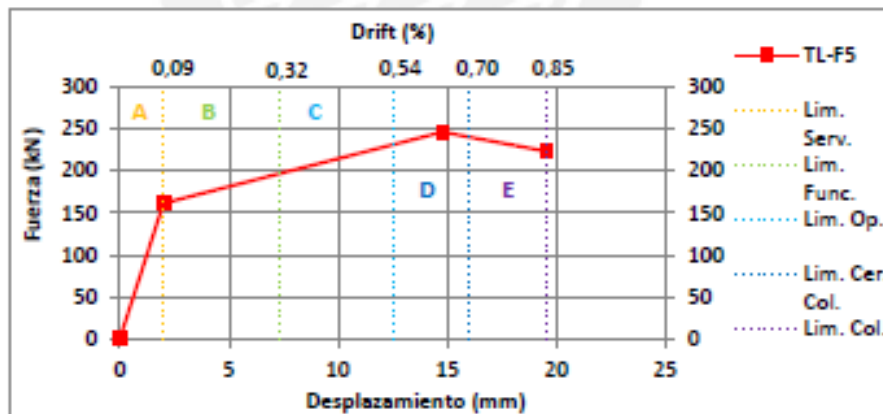


Figura 2.8: Curva capacidad obtenida (Coral, 2017)

Con las propiedades mecánicas descritas, se ha elaborado una tabla resumen (Tabla 2.1) en donde se indican el módulo de elasticidad, el módulo de corte, la resistencia axial y al corte. Estas propiedades determinan el comportamiento elástico del muro de albañilería bajo cargas monotónicas. Además, de las Figura 2.4 (MA – Angles 2008)Figura 2.6 (MQ - Pari & Manchego 2017)Figura 2.8, se obtiene la ductilidad (μ) y sobrerresistencia (Ω) de la curva capacidad de los muros de albañilería confinada. Estos últimos se muestran en la Tabla 2.2.

Tabla 2.1: Resumen de las propiedades mecánicas modificadas de la albañilería

Autores	E_m (MPa)	G_m (MPa)	f'_m (MPa)	v'_m (MPa)
Angles (2008)	6 228	2 492	12.80	1.70
Pari y Manchego (2017)	5 021	1 923	9.46	1.25
Coral (2017)	5 715	2 265	9.45	1.25

Tabla 2.2: Ductilidad (μ) y sobrerresistencia (Ω)

Autores	μ	Ω
Angles (MA) (2008)	8.56	1.61
Pari y Manchego (MQ) (2017)	5.42	1.33
Coral (2017)	7.14	1.51

2. 1. 2. Modelo no lineal para la albañilería

Los componentes estructurales inelásticos difieren por la forma en la que la plasticidad está distribuida a través de la sección transversal del elemento, así como su distribución por su longitud. Los modelos más sencillos concentran las deformaciones inelásticas al final del elemento, como una rótula plástica rígida (Figura 2.9a) o un resorte inelástico (Figura 2.9b) con propiedades histeréticas (NIST, 2010). Es decir, la plasticidad concentrada se define en que el daño se concentra en un solo punto sin considerar la longitud del elemento (Paulina, 2004).

Por otro lado, los modelos de plasticidad distribuida son los siguientes: 1) el modelo de rótula de longitud finita es una formulación eficiente de plasticidad distribuida con las zonas de plasticidad designadas en los extremos del elemento (Figura 2.9c); 2) la modelación por fibra distribuye la plasticidad por integraciones numéricas a través de las secciones transversales del elemento y a lo largo de la longitud del mismo (Figura 2.9d); 3) los modelos más complejos discretizan la continuidad a lo largo de la longitud del elemento y a través de las secciones transversales en pequeños elementos finitos (Figura 2.9e) con propiedades constitutivas histeréticas no lineales que requieren numerosos parámetros de entrada. Cabe mencionar que este último modelo ofrece más versatilidad frente a los otros, pero presenta un mayor reto debido a la calibración de los parámetros y requerimientos computacionales (NIST, 2010).

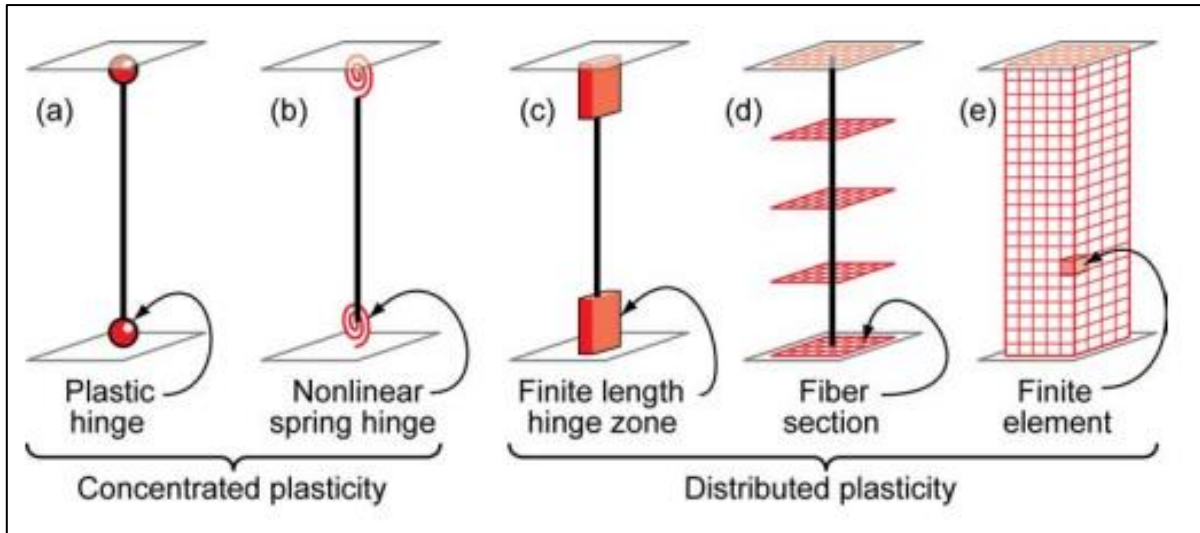


Figura 2.9: a) Modelo rótula plástica, b) Modelo de resorte inelástico, c) Modelo rótula de longitud finita, d) Modelo de formulación de fibra y e) Modelo de elementos finitos (NIST, 2010).

Modelo de columna ancha

La incorporación de las propiedades mecánicas y geométricas en la representación matemática de un sistema estructural se denomina modelo analítico. Ello debe ser capaz de asemejarse a la respuesta de un ensayo físico bajo solicitaciones externas. Uno de estos modelos es la columna ancha que es una alternativa para representar el muro de albañilería confinada. Este modelo se basa en representar al muro mediante elementos línea o *frame*, en suma, las vigas de cada piso se le debe fijar rigidez infinita a flexión y corte para representar en conjunto el comportamiento de un muro en voladizo (Zúñiga & Terán, 2008).

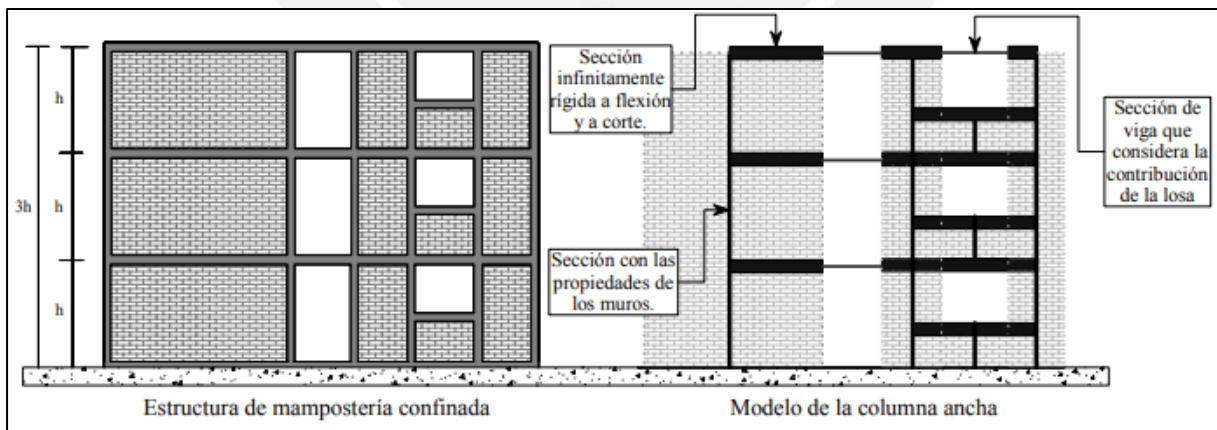


Figura 2.10: Modelo de columna ancha (Zúñiga & Terán, 2008).

Zúñiga y Terán (2008) indican que se debe considerar la aplicación de sección transformada para evaluar la contribución de los elementos de confinamiento y el muro en conjunto. Asimismo, los autores mencionan que la geometría del muro y sus propiedades mecánicas influyen directamente las características del corte y flexión al usar el modelo de

columna ancha. Por lo tanto, se debe tener cuidado al colocar las modificaciones en las propiedades geométricas transformadas al aplicar el modelo de columna ancha.

Modelo de marco equivalente

El método de marco equivalente es una extensión de la columna ancha, conocido en México como método de columna ancha equivalente, fue propuesto originalmente por Schwaighofer y Microys (1969) para muros con aberturas conectados por vigas (Tena et al., 2011). Este método se basa en usar un elemento *frame* junto a elementos de plasticidad agrupada representada por rótulas, es decir un modelo de plasticidad concentrada mostrada en los puntos a) y b) de la Figura 2.9. Estas últimas representan la no linealidad del muro tanto a efectos de corte como a flexión (Pasticier et al., 2007).

Gonzales et al. (2020) proponen un modelo matemático simplificado del marco equivalente para la representación no lineal del muro de albañilería confinada. Para esto se realizó la representación del muro mediante un elemento *frame* de concreto que tiene tanto la geometría como las propiedades lineales de la albañilería. Además, el comportamiento no lineal se logra al asignar un elemento *Hinge* en el medio del elemento línea. Para evitar los momentos flectores en la viga solera se idealizó la rigidez infinita, ver Figura 2.11.

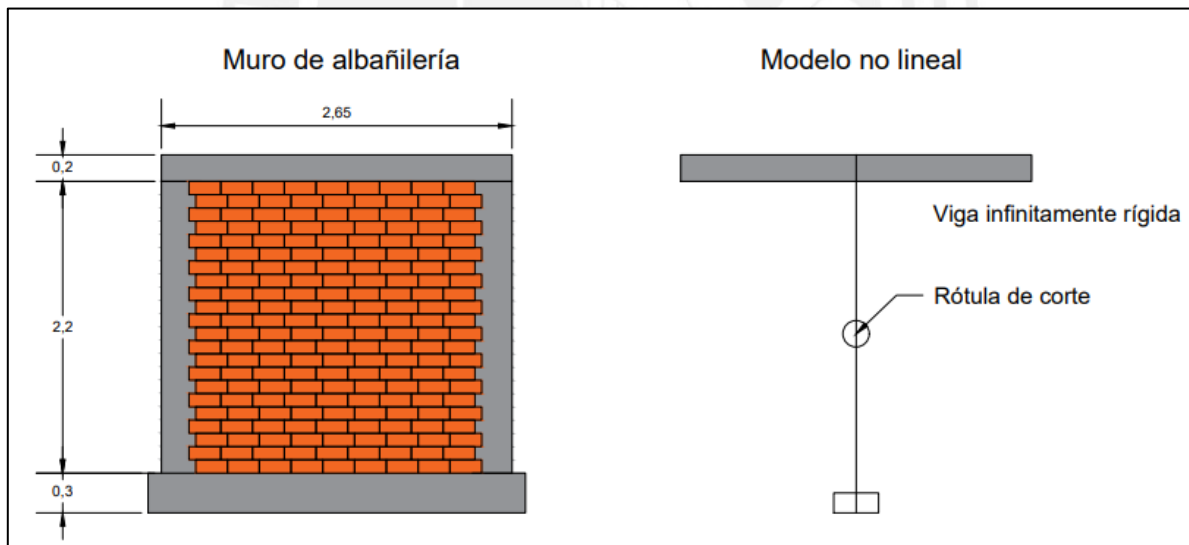


Figura 2.11: Modelo no lineal propuesto para el muro de albañilería confinada

2. 1. 3. Modelo no lineal para el concreto armado

Para la no linealidad de este tipo de estructuras se requiere de leyes constitutivas. Un método es emplear curvas de esfuerzo-deformación simplificado del concreto y acero. Estos resultados se obtuvieron de ensayos experimentales.

Propiedades del concreto

El modelo propuesto por Mander (1988) es una curva esfuerzo-deformación, ver Figura 2.12. Esta ilustra el incremento de la capacidad de deformación al aplicar confinamiento al concreto, así como la resistencia a compresión de este material. Para secciones rectangulares, el modelo propone usar las ecuaciones 2.3-2.14 para determinar los puntos de la curva esfuerzo deformación, ver Figura 2.13 (Mander et al., 1988). Cabe mencionar que el software ETABS tiene como parámetro no lineal esta curva esfuerzo-deformación presentada en la definición del material de concreto (CSI, 2010).

$$f'_{cc} = \lambda f'_{co} \quad (2.3)$$

$$f'_{tx} = \frac{A_{sx}}{sb_{cy}} k_e f_y \quad (2.4)$$

$$f'_{ty} = \frac{A_{sy}}{sb_{cx}} k_e f_y \quad (2.5)$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{wi^2}{b_{cx}b_{cy}}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_{cx}}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_{cy}}\right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (2.6)$$

$$A_e = \left(b_{cx}b_{cy} - \sum_{i=1}^n \frac{wi^2}{6}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_{cx}}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_{cy}}\right) \quad (2.7)$$

$$f_c = \frac{xf'_{cc}}{r - 1 + x^r} \quad (2.8)$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (2.9)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.10)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1\right)\right] \quad (2.11)$$

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} \quad (2.12)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (2.13)$$

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_s f_{yh} \epsilon_{cu}}{f'_{cc}} \quad (2.14)$$

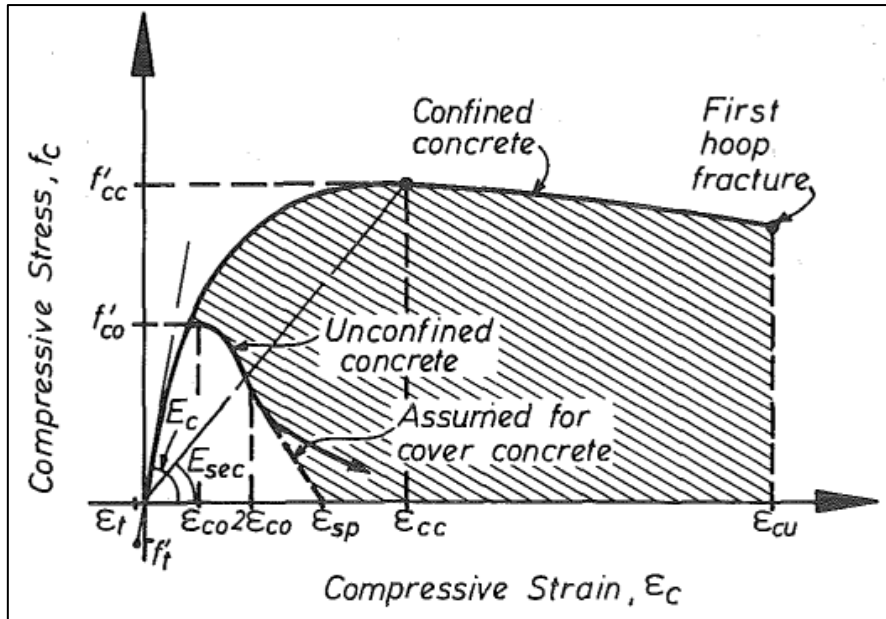


Figura 2.12: Modelo propuesto para cargas monotónicas en concreto confinado y no confinado (Mander et al., 1988).

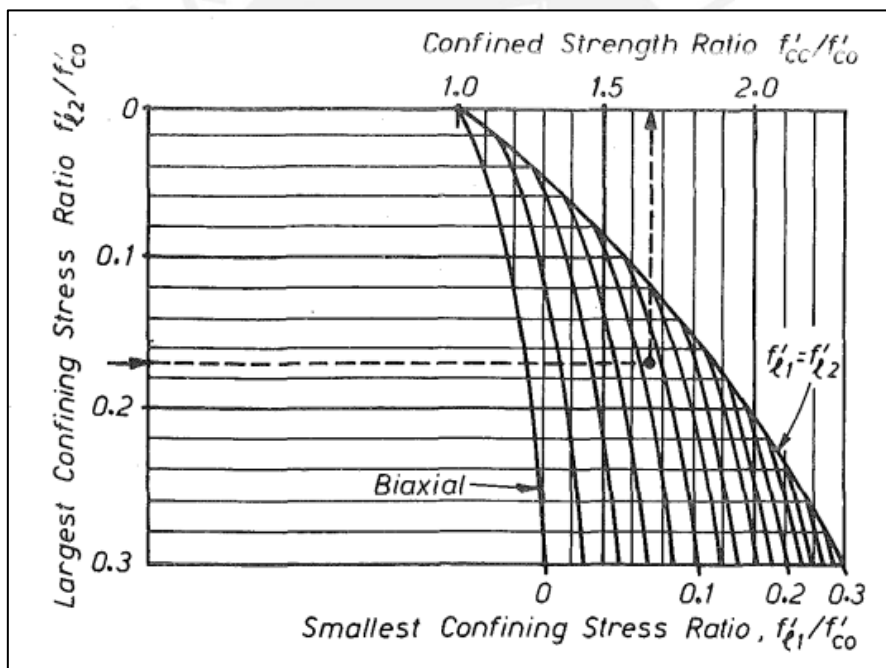


Figura 2.13: Factor de esfuerzo confinado (λ) para elementos cuadrados y rectangulares (Mander et al., 1988).

Propiedades de acero

El modelo propuesto por Park & Paulay (1975) es empleado para determinar la curva esfuerzo deformación del acero, ver Figura 2.14. Este modelo considera la zona de endurecimiento por deformación definido en el intervalo $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$. Para el cálculo de la curva, se emplean las expresiones 2.15-2.18. Similarmente, en el software ETABS se tiene asociado esta curva con el material del acero (CSI, 2010).

$$f_s = \left[\left(\frac{mu + 2}{60u + 2} \right) + \left(\frac{(60 - m)u}{2(30r + 1)^2} \right) \right] f_y \quad (2.15)$$

$$m = \frac{\frac{f_{su}}{f_y} (30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad (2.16)$$

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (2.17)$$

$$u = \varepsilon_s - \varepsilon_{sh} \quad (2.18)$$

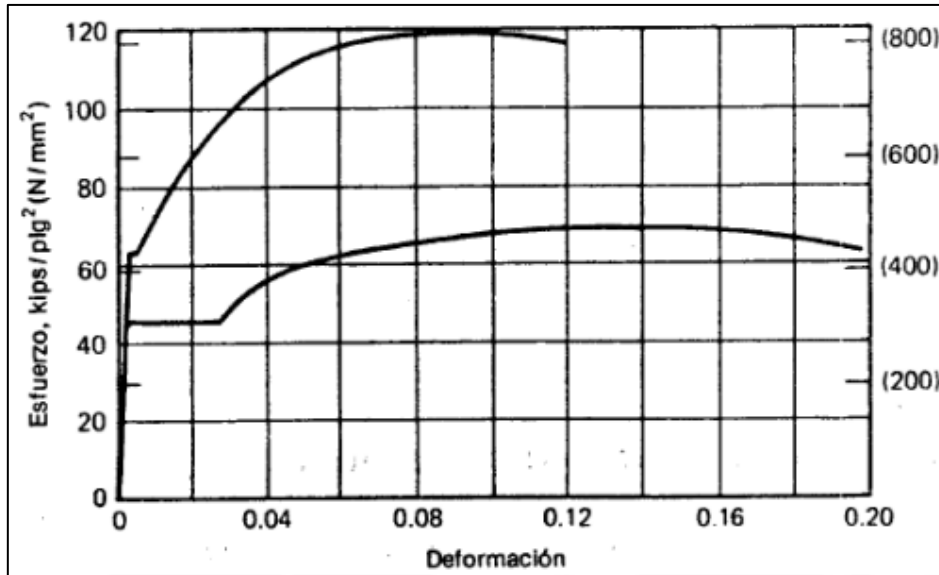


Figura 2.14: Curva de esfuerzo deformación del acero (Park & Paulay 1975).

2. 2. Interacción suelo-estructura

2. 2. 1. Definición

La Interacción Suelo-Estructura (ISE) se puede definir como la respuesta conjunta de la interacción entre la estructura, la cimentación y el suelo frente a eventos sísmicos (NEHRP, 2012). A diferencia del diseño convencional de estructuras de la normativa peruana, este concepto evalúa el efecto del comportamiento flexible del suelo, además toma en cuenta los efectos de sitio causados por la dispersión de ondas y las deformaciones entre la cimentación y el suelo. A continuación, se presentan algunas terminologías de la ISE usadas en el Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles, ASCE por sus siglas en inglés, que ayudan a entender los mecanismos de dicho concepto.

Interacción cinemática: Asocia la modificación del registro de movimiento del suelo en campo libre frente al registro medido en superficies cercanas a la cimentación de la estructura. Los efectos del ISE cinemáticos son: 1) la atenuación de onda en los alrededores de la cimentación, conocido en el ASCE como *base slab averaging*, debido a la incapacidad del suelo de oscilar libremente ya que se presenta una alta rigidez de la cimentación que impone una condición de borde que promedia el movimiento sísmico

superficial; 2) los efectos de empotramiento que implica una reducción de movimientos a nivel de la cimentación como resultado de la reducción del movimiento del suelo por debajo de la superficie libre en estructuras con cimentación empotrada (FEMA P-2091, 2020).

Interacción inercial: es la interacción dinámica entre la estructura, su cimentación y el suelo adyacente causada por el movimiento de los cimientos que comprende: 1) incremento del periodo, debido a la flexibilidad de los cimientos; 2) amortiguamiento por radiación, causado por la generación y propagación de ondas lejanas de la cimentación; 3) amortiguamiento del suelo, similar al amortiguamiento viscoso inherente en la superestructura, pero es independiente del período de la base flexible de la estructura (FEMA P-2091, 2020).

2. 2. 2. Metodologías de aplicación

El análisis dinámico apropiado de sistemas suelo-estructura es una de las tareas analíticas de mayor demanda en ingeniería sísmica. Esto se debe a dos problemas fundamentales: el gran esfuerzo computacional y la existencia de muchas dudas al definir un movimiento de diseño del suelo. Los métodos para representar un modelo adecuado requieren diversos factores como la rigidez del suelo, el amortiguamiento del material y el amortiguamiento por radiación del suelo. Estos se pueden dividir en cuatro categorías: resortes estáticos equivalentes, analogía de la viga de cortante, semi-espacio elástico o elementos finitos (Dowrick, 1984). Sin embargo, el reporte *Soil-Structure Interaction for Building Structures* realizado por el Instituto Nacional de Estándares y Tecnología menciona que hay dos puntos de vista para abordar las metodologías aplicativas del ISE, las cuales se presentan a continuación (NERHP, 2012).

Subestructura: Para lograr un análisis adecuado de los efectos SSI por medio de la metodología subestructura se requiere: (i) evaluar las vibraciones del suelo en condiciones sin restricción y las características físicas del suelo; (ii) evaluar funciones de transferencia a modo de transformar los desplazamientos del suelo en desplazamientos de entrada en la cimentación; (iii) incorporar resortes y amortiguadores que representen la rigidez y el amortiguamiento en la interfaz suelo-cimentación; (iv) analizar la respuesta del sistema conjunto de resorte/amortiguador de estructura ante la aplicación del desplazamiento de entrada en los cimientos. La superposición enfocada al método subestructura supone un comportamiento lineal del suelo y la estructura. En la Figura 2.15 se ilustran los requisitos y los pasos de esta metodología (NEHRP, 2012).

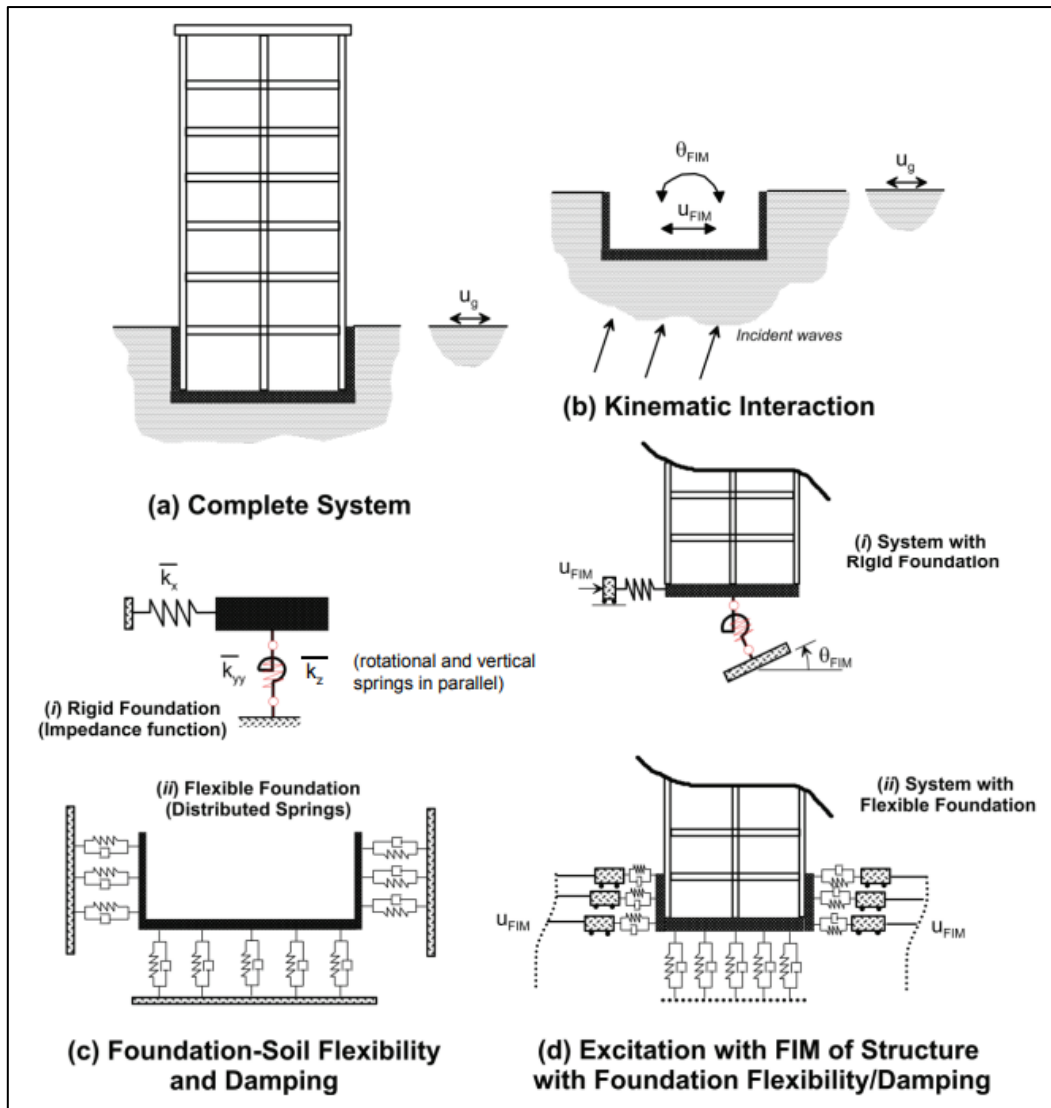


Figura 2.15: Pasos y requisitos de la metodología subestructura (NEHRP, 2012).

Análisis Directo: El análisis directo aborda todos los efectos SSI descritos previamente en el acápite 2. 2. 1. Sin embargo, la incorporación de la interacción cinemática resulta dificultosa debido al requerimiento de los movimientos de entrada espacialmente variables. Además, la solución directa del enfoque SSI resulta laboriosa desde la perspectiva computacional, precisamente con sistemas de geometría compleja o con propiedades no lineales significativas en el suelo. Por esta última razón, este enfoque se utiliza con poca frecuencia en la práctica. La Figura 2.16 ilustra al suelo como elementos finitos a lo largo de la cimentación y elementos estructurales; por lo tanto, se generan condiciones de borde en las fronteras de la malla del suelo y elementos de interacción en los bordes (NEHRP, 2012).

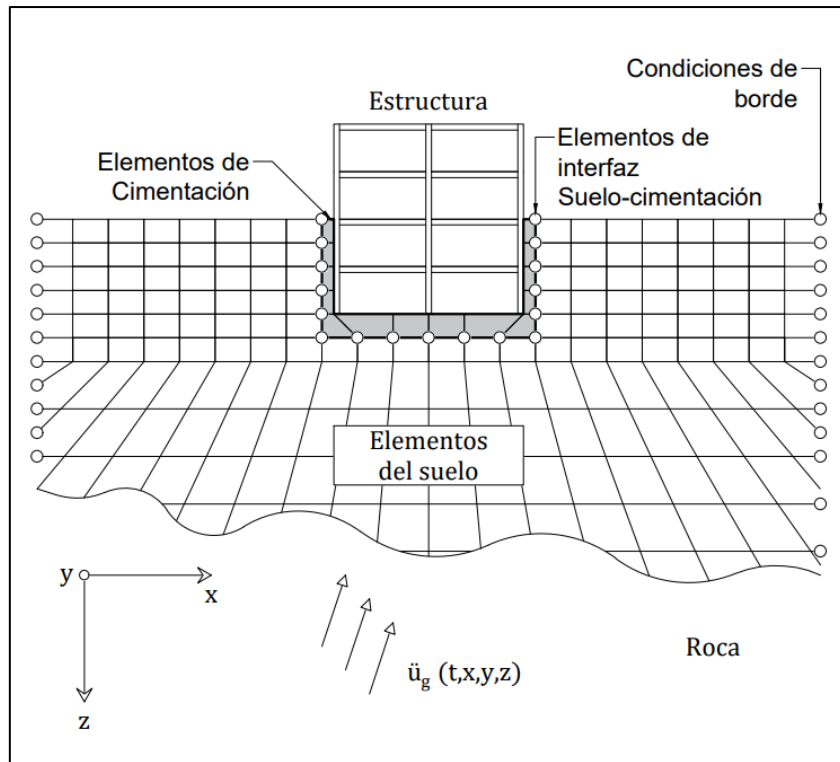


Figura 2.16: Ilustración del método directo en la interacción suelo-estructura mediante modelamientos de elementos finitos (NEHRP, 2012).

2. 2. 3. Método lineal de Winkler

El método lineal de Winkler representa el suelo como un sistema finito y discreto de resortes elásticos gravitacionales. La rigidez de los resortes verticales se denomina módulo de subrasante o coeficiente de balasto, siendo el cociente entre la carga distribuida y el asentamiento (Figura 2.17). Según Silva & Ipanaque (2009), este modelo es muy utilizado debido a su practicidad en el ámbito ingenieril.

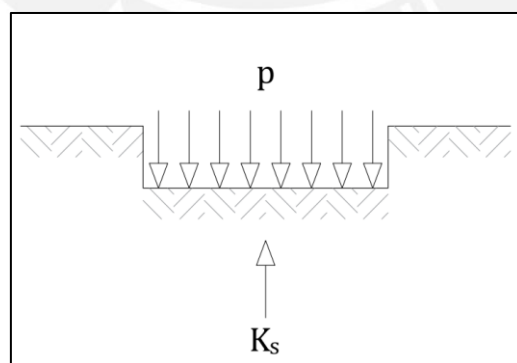


Figura 2.17: Modelo de Winkler E.

El método de Winkler se basa en la relación (2.19) entre la presión aplicada (p), el asentamiento (δ) y el coeficiente de balasto elástico (K_s):

$$K_s = \frac{p}{\delta} \quad (2.19)$$

Este coeficiente representa una carga que produce un asentamiento igual a una unidad y es el único parámetro necesario para obtener el asentamiento del suelo. El método se basa en las siguientes tres asunciones:

1. La carga aplicada a la superficie del suelo produce asentamientos del suelo solo bajo la carga aplicada y no produce asentamientos y tensiones fuera del área cargada.
2. El suelo puede resistir tanto la compresión como las tensiones.
3. La forma y el tamaño de la cimentación no afectan el asentamiento del suelo.

Estos supuestos no siempre son ciertos ya que es de conocimiento que la carga aplicada al suelo produce asentamientos no solamente bajo el área de la carga aplicada, sino también fuera de esta. Además, el suelo no resiste esfuerzos de tensión. Finalmente, el asentamiento no depende solo del tipo de suelo, sino también de su forma y tamaño de la cimentación. Sin embargo, numerosos estudios e investigaciones teóricas han demostrado que los resultados obtenidos del análisis en base al método de Winkler son cercanos a los efectos observados en estructuras reales (Tsudik, 2013)

El manual del software ESPRI 2020 (*Engineering Assistance Package*) sugiere que el coeficiente de balasto (K_s) para una platea o losa de cimentación sobre un estrato se obtenga con la ecuación 2.20:

$$K_s = \frac{E_s}{h(1 - 2\nu^2)} \quad (2.20)$$

Para el caso de cimientos corridos sobre un estrato, Mendoza & Rodas (2017) recomiendan usar la ecuación 2.21 o, en caso el suelo se componga de dos estratos, sugieren utilizar la ecuación 2.22. Por último, en caso se opte por un modelo de rigidez linealmente variable, el software LIRA-SAPR, soportado por la asistencia de ESPRI, proponen usar las ecuaciones 2.23, 2.24 y 2.25 para determinar el módulo de coeficiente de balasto (K_s).

$$K_s = \frac{E_s}{h(1 - \nu^2)} \quad (2.21)$$

$$K_s = \frac{1}{\frac{h_1}{E_{s1}}(1 - \nu_1^2) + \frac{h_2}{E_{s2}}(1 - \nu_2^2)} \quad (2.22)$$

$$K_s = \frac{E_{st}}{h(1 - \nu_{st}^2)} \quad (2.23)$$

$$E_{st} = \frac{\sum_{i=1}^n (\sigma_i * h_i)}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\sigma_i * h_i}{E_i} \right)} \quad (2.24)$$

$$v_{st} = \frac{\sum_{i=1}^n (v_i * h_i)}{ht} \quad (2.25)$$

Lysmer y Richart en 1966 desarrollaron una alternativa del método de Winkler que modifica su hipótesis de usar un espacio discreto a reducir su aplicación en un solo punto. Es necesario resaltar que esta idealización considera los resortes independientes de la frecuencia que lo describe en términos del módulo de corte del suelo (G_s). En este se añaden seis resortes elásticos, dos horizontales (K_x, K_y), uno vertical (K_z) y tres rotacionales ($K_{\phi x}, K_{\phi y}, K_{\phi z}$). El cálculo de estos se muestra en las fórmulas 2.26-2.30 (Chowdhury & Dasgupta, 2009).

$$K_z = \frac{4G_s r_z}{(1 - \nu)} \quad r_z = \sqrt{\frac{LB}{\pi}} \quad (2.26)$$

$$K_x = K_y = \frac{32(1 - \nu)G_s r_x}{(7 - 8\nu)} \quad r_x = \sqrt{\frac{LB}{\pi}} \quad (2.27)$$

$$K_{\phi x} = \frac{8G_s r_{\phi x}^3}{3(1 - \nu)} \quad r_{\phi x} = \sqrt[4]{\frac{LB^3}{3\pi}} \quad (2.28)$$

$$K_{\phi y} = \frac{8G_s r_{\phi y}^3}{3(1 - \nu)} \quad r_{\phi y} = \sqrt[4]{\frac{LB^3}{3\pi}} \quad (2.29)$$

$$K_{\phi z} = \frac{16G_s r_{\phi z}^3}{3} \quad r_{\phi z} = \sqrt[4]{\frac{LB^3 + BL^3}{6\pi}} \quad (2.30)$$

2. 2. 4. Investigaciones previas

Existen pocas investigaciones que involucren un análisis con ISE en edificaciones de albañilería confinada. Tal es el caso de estudio expuesto por Gamarra (2014) que evaluó una edificación residencial de cuatro pisos compuesta por este sistema estructural sobre un suelo intermedio, S2 según la normativa de diseño sismorresistente peruana. En esta investigación, Gamarra subraya que la consecuencia de la flexibilidad del suelo amplifica los periodos fundamentales. Asimismo, el autor muestra la variación de la respuesta estructural en base a modelos con distintas normas para representar la flexibilidad del suelo, ver Figura 2.18 y Figura 2.19. En síntesis, sus resultados son incrementos de las fuerzas internas y desplazamientos

laterales. Estos desplazamientos cumplen con ser menor a la deriva límite máxima que especifica la normativa peruana.

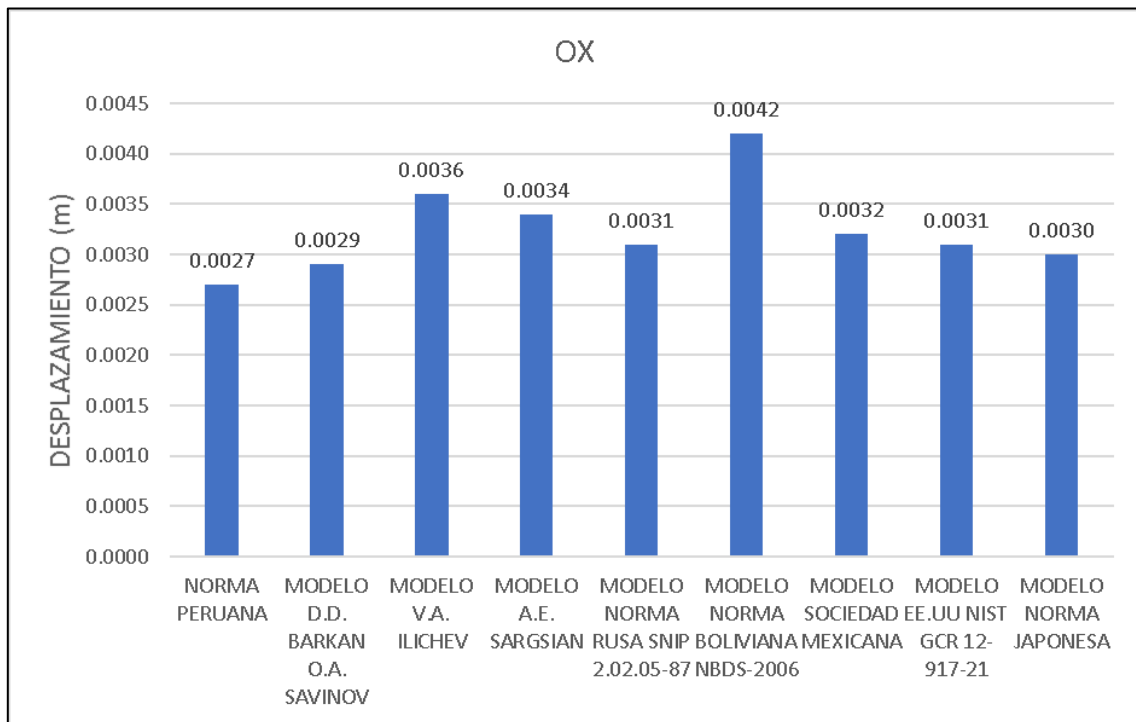


Figura 2.18: Máximo desplazamiento en el eje X (Gamarra, 2014).

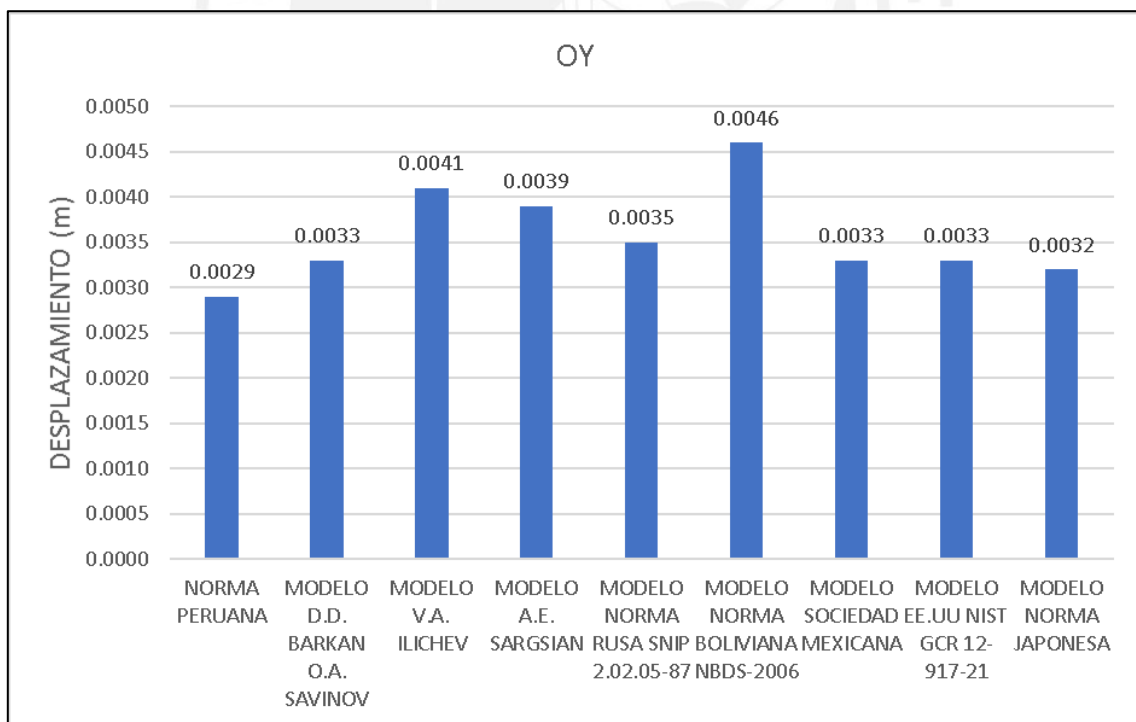


Figura 2.19: Máximo desplazamiento en el eje Y (Gamarra, 2014).

En el estudio elaborado por Pecce et al. (2012), se concluyó que una consecuencia de considerar ISE es incrementar el periodo fundamental y el amortiguamiento del sistema respecto al modelo de base fija. Ambos efectos son beneficiosos para el diseño sísmico, debido

a que se reducen las demandas de resistencia y energía histerética, pero no son considerados en el cálculo estructural sísmico. Los autores realizaron una comparación entre tres tipos de estructura teniendo en cuenta los modelos de resortes concentrados en la base y el método de Winkler tradicional. Se generaron resultados variando la velocidad del suelo (300-1500 m/s) como los parámetros geométricos de la cimentación y se obtuvieron incrementos de los periodos fundamentales mostrados en la Figura 2.20. En esta se detalla la diferencia entre una estructura rígida de muros de corte frente al de pórticos de concreto armado. Por lo tanto, los autores concluyen que la influencia del ISE estructura es relevante cuando se aumenta la rigidez de la estructura.

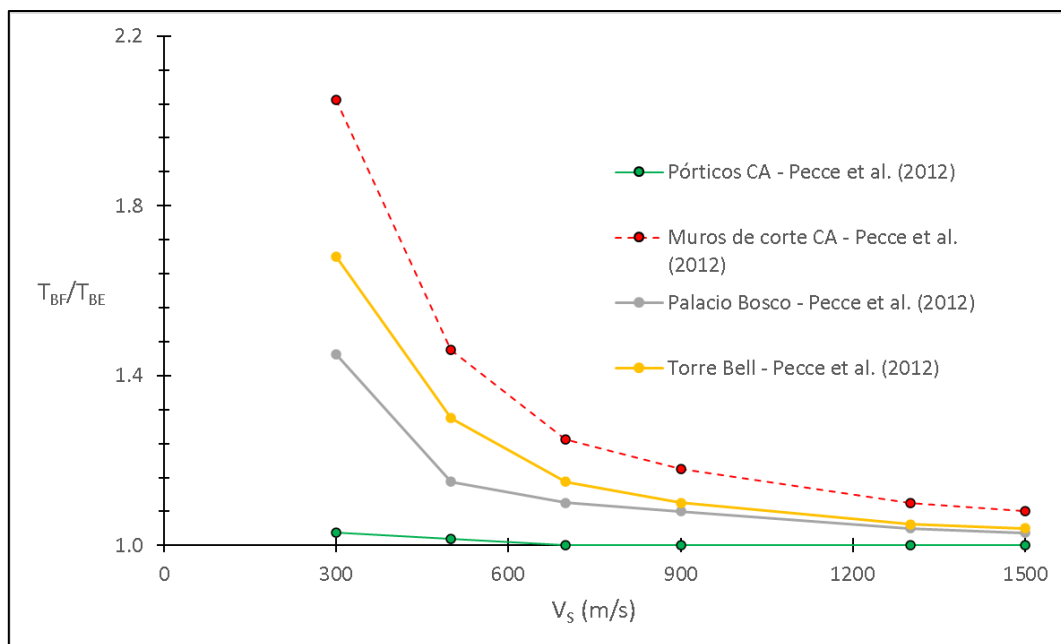


Figura 2.20: Relación de periodos vs Velocidad del suelo de los diferentes tipos de estructura estudiadas (Adaptado de Pecce et al., 2012)

En la investigación realizada por Arancibia (2020), se estudiaron dos métodos de aplicación para la representar los efectos ISE: Subestructura y análisis directo. Con el fin de lograr esto, Se construyeron espectros de respuesta de aceleración, velocidad y desplazamiento con diferentes niveles de rigidez para analizar la respuesta estructural en diferentes periodos. Se encontró que la interacción suelo-estructura resulta en un incremento en el periodo de vibración y un aumento del amortiguamiento global, lo cual reduce la demanda sísmica. Estos hallazgos sugieren que considerar la interacción suelo-estructura en el análisis dinámico de las estructuras se acerca más al comportamiento real frente a eventos sísmicos. Además, se concluye que, en estructuras de albañilería con periodos bajos, el diseño se mantiene dentro de un rango seguro, ya que el efecto del aumento de la demanda sísmica debido al alargamiento del periodo es menor que el efecto del amortiguamiento.

Un reto es aplicar métodos para representar el suelo y posterior analizar en conjunto la estructura con el suelo, y otro es utilizar análisis no lineal a la par de la interacción suelo-estructura. Esto es lo que justamente los autores Joy et al. (2017) realizaron en su investigación “*Pushover Analysis of Buildings Considering Soil-Structure Interaction*”. La superestructura es de pórticos de concreto armado y la subestructura fue modelada por el método de Lysmer y Richart. Los autores compararon la variabilidad de 3 modelos, variando el número de pisos, para 4 casos: Base Fija (A), Suelo Blando (B), Suelo Intermedio (C) y Suelo Duro (D). Sus resultados muestran que para edificaciones de pocos niveles no se presenta una gran variedad de fuerza basal y desplazamiento, lo cual se observa en la Figura 2.21. Sin embargo, en edificaciones altas se presentan variaciones significativas, ver Figura 2.22. En definitiva, los autores concluyeron que es importante incluir modelos de interacción suelo-estructura en el comportamiento base del diseño de estructuras.

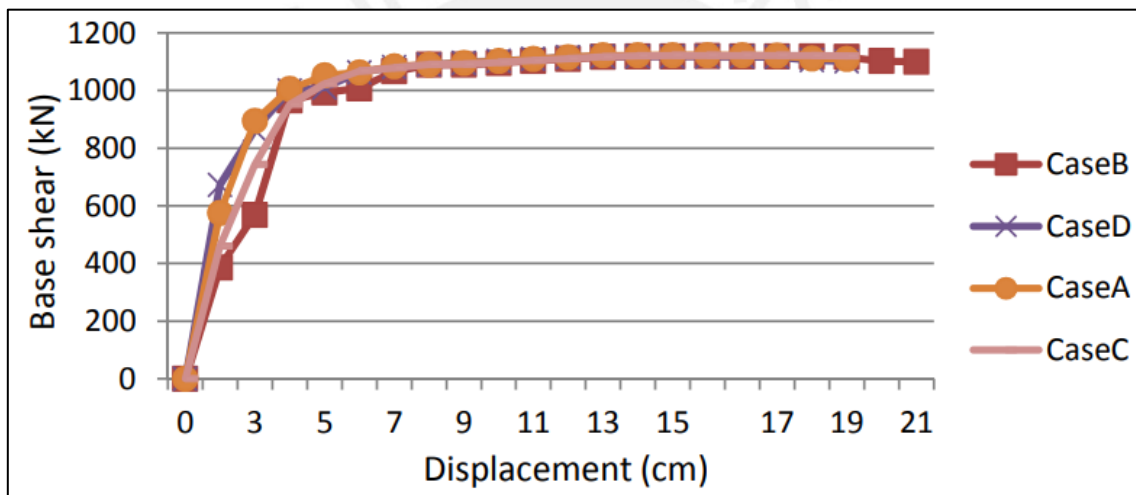


Figura 2.21: Curvas *pushover* del modelo I (4 pisos) (Joy et al., 2017)

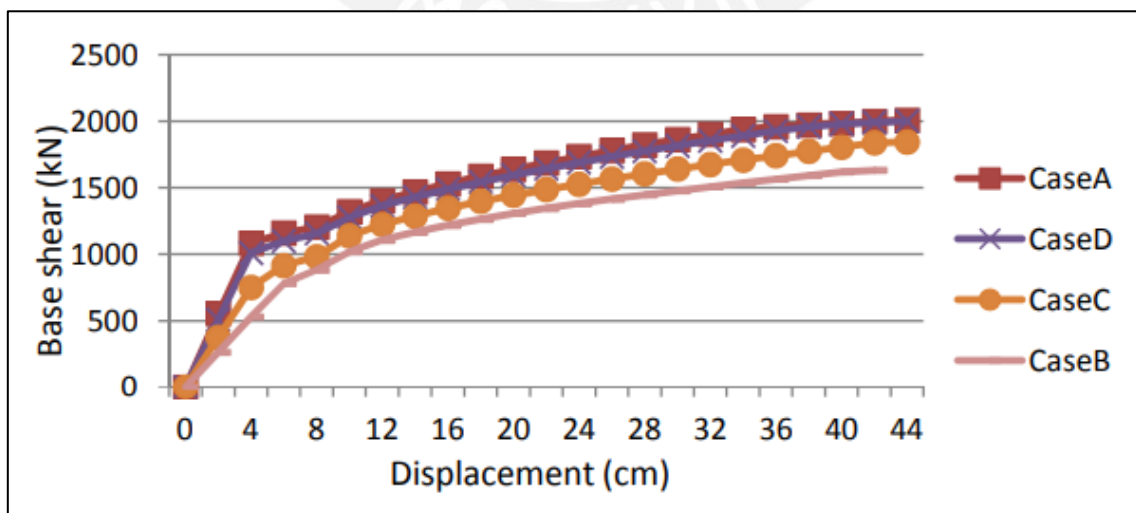


Figura 2.22: Curvas *pushover* del modelo III (10 pisos) (Joy et al., 2017)

2. 3. Análisis no lineal

Al realizar un diseño estructural, se revisan los requisitos mínimos establecidos por la normativa peruana que implica realizar un análisis lineal sísmico, pero ¿Aquello garantiza un buen desempeño sísmico? Para contrarrestar esta incógnita, se deberá realizar un análisis riguroso en donde se considere el comportamiento no lineal de los materiales con la finalidad de generar un diseño económico y seguro.

Actualmente, el análisis sísmico se puede realizar tanto lineal como no lineal. Por un lado, el primero se divide en el análisis de fuerzas equivalentes, dinámico espectral y dinámico tiempo-historia. Aunque estos últimos son simplificaciones, debido a que considera solo el rango lineal y estructuras con simetría y elevación, son de gran demanda en el medio debido al poco grado de dificultad y mínimo esfuerzo computacional (Duarte et al. 2017). Por otro lado, el análisis no lineal se divide en el análisis incremental dinámico y el análisis no lineal estático o *pushover*. Estos involucran el rango plástico, es decir, a medida que se pierde rigidez los elementos se endurecen gradualmente hasta obtener una resistencia máxima que posteriormente se produce el colapso.

Análisis estático no lineal

Para un análisis sísmico más detallado que un análisis lineal, pero no tan demandado computacionalmente como un dinámico incremental, se presenta el análisis estático no lineal como opción. Este análisis consiste en la aplicación gradual de cargas laterales crecientes y cargas gravitacionales constantes a la estructura en una dirección determinada, como se detalla en la Figura 2.23. Este patrón varía en aumento con el avance del desplazamiento en el último techo hasta obtener el valor de colapso u objetivo de la estructura, generando la curva de capacidad (Torre, 2019). Sin embargo, una limitación en su procedimiento es tomar solo el primer modo fundamental de la estructura. Cabe resaltar que la estructura se modifica para tener en cuenta la disminución de resistencia en los elementos que han alcanzado su capacidad máxima, lo que resulta en la formación de rótulas plásticas, ver Figura 2.23.

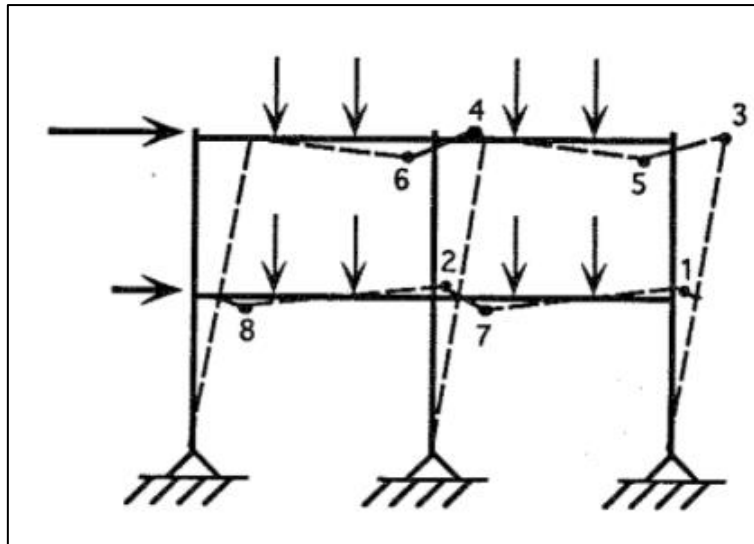


Figura 2.23: Esquema del análisis *pushover* en una estructura (Krawinkler H., 1996)

Debido a la aplicación del patrón de cargas laterales, la estructura irá incurriendo en el rango inelástico, de manera que se podrá observar daño en la estructura y por ende una reducción en la rigidez. Inicialmente la estructura presenta una respuesta estructural elástica correspondiente a su rigidez inicial, como se aprecia en la Figura 2.24, que posteriormente los elementos alcanzan su resistencia lo cual produce un decaimiento de la rigidez y se genera que la estructura incurra al rango inelástico (Torre 2019).

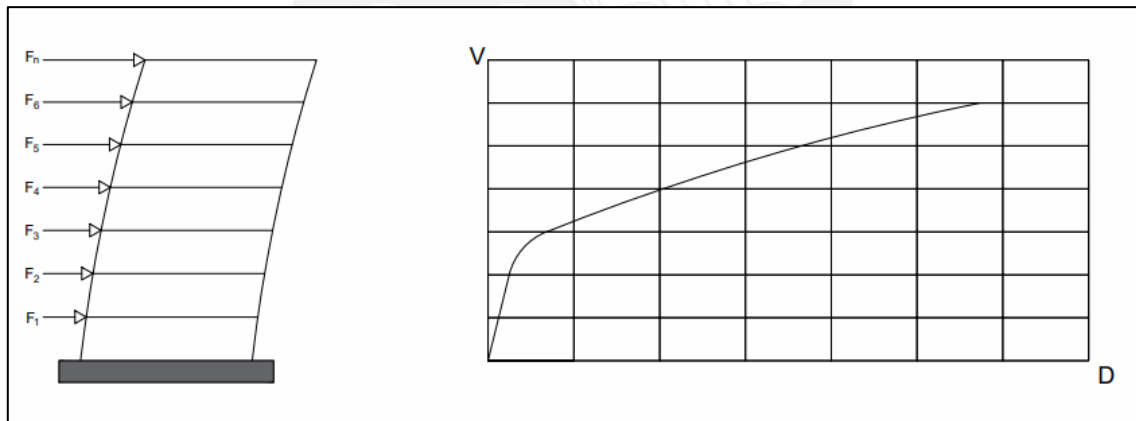


Figura 2.24: Idealización del empuje y curva de capacidad resultante

El cambio de rigidez de la estructura depende de la ley constitutiva asignada a los elementos de la estructura. Esta variación se analiza para cada patrón de carga usado en el ensayo (Torre, 2019). Como lo mencionado anteriormente, la aplicación de estas rótulas se colocará dependiendo del tipo de elemento estructural, además al tipo de falla que ocurriría. Se puede observar en la Figura 2.25 la secuencia de rótulas por el método *pushover*.

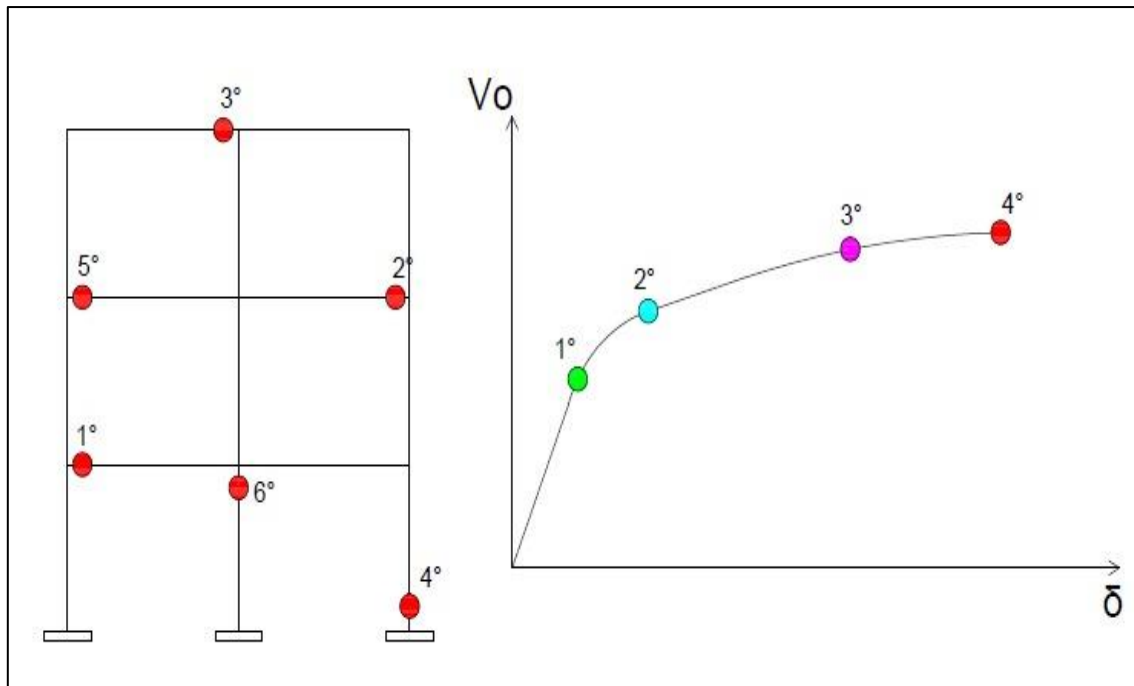


Figura 2.25: Esquema de secuencia de rótulas en un edificio por el método *pushover* (Torre, 2019)

Investigaciones previas

El análisis *pushover* evalúa el desempeño estructural de edificaciones. Esto lo realizó Loclle (2021) en un bloque de tres aulas y tres niveles de un colegio emblemático, se compone de muros de albañilería confinada más pórticos de concreto armado (dirección corta) y pórticos de concreto armado (dirección larga). Sus resultados muestran una ductilidad de 9.94 en X y 3.51 en Y. Por lo tanto, el autor concluye que el empleo del análisis *pushover* es beneficioso al realizar proyectos ya que permite conocer un comportamiento más cercano a lo real de la edificación. Además, él recomienda que este tipo de análisis estructural debe aplicarse en estructuras donde el periodo fundamental sea traslacional, caso contrario recomienda emplear el método de análisis dinámico incremental.

Torre (2019) analizó una edificación de albañilería confinada utilizando la metodología del análisis *pushover*. El autor aplicó el método del Puntal Diagonal Equivalente para representar el muro de albañilería confinada. Los resultados del análisis indican un buen desempeño sísmico según la Norma E.030 Diseño Sismorresistente vigente. Por lo tanto, concluye que el análisis *pushover* fue determinante para la obtención de la curva de capacidad. Además, concluye que las estructuras de albañilería confinada poseen poca ductilidad a comparación de pórticos de concreto armado, según sus resultados obtenidos.

Santana (2012) focaliza su investigación de “Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada” en si el desempeño sísmico de una edificación de albañilería confinada de 4 niveles diseñada por la norma peruana cumpla con los objetivos de

desempeño. Para ello siguió la siguiente secuencia de trabajo: seleccionar los objetivos de desempeño, calcular la demanda sísmica de la zona, obtener los estados límites de aceptabilidad y determinar los criterios que determinan el desempeño sísmico en estructuras de albañilería confinada. Es preciso aludir que el autor realiza los dos métodos de análisis no lineal: *pushover* e IDA.

Los resultados obtenidos por el autor Santana (2012) muestran que el análisis *pushover* en estructuras de albañilería confinada diseñadas por la normativa peruana cumple con un buen comportamiento estructural. Esto se observa en el caso de un sismo de Servicio donde los muros de albañilería se comportan elásticamente, mientras que en un sismo Máximo se encuentran en buen desempeño. Asimismo, el autor concluye que el mecanismo de colapso obtenido es aceptable ya que solamente se presentan rótulas plásticas en el primer nivel.

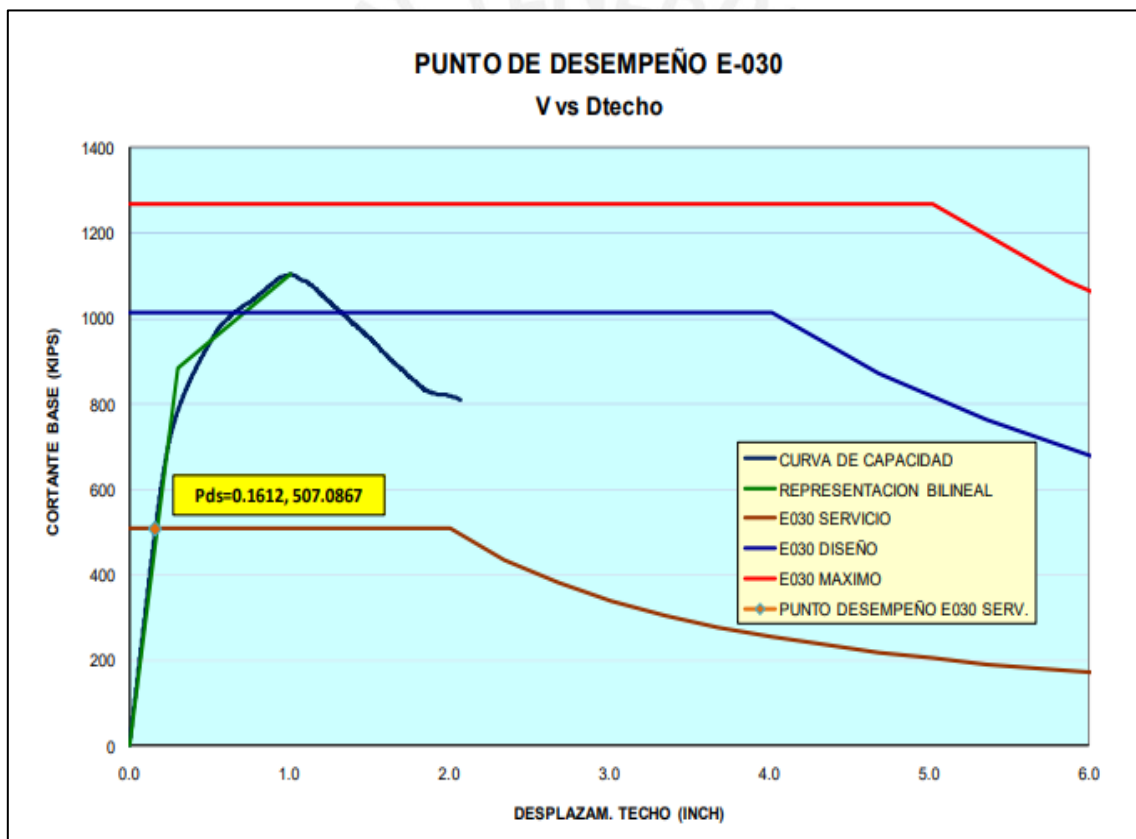


Figura 2.26: Punto de desempeño para el nivel sísmico de Servicio de la E-030 en formato (V vs Dtecho) (Santana, 2012)

2. 4. Módulos escolares de aulas en el Perú

En el Perú, se contaba con 69 764 locales educativos donde el 78% es del sector público y estos están construidos en su mayoría en zonas rurales (MINEDU, 2020). Los centros educativos se pueden edificar con diferentes materiales, concreto armado, ladrillo, madera, adobe, tapial y hasta construcciones mixtas. Los tipos de módulos escolares más conocidos en el Perú se nombran a continuación: Edificio Gran Unidad Escolar, Módulo Escolar 780 PRE NDSR 1997, Módulo Escolar 780 POST NDSR 1997, Edificio Adobe, Educación Superior PRE NDSR 1997 (Chacón & Paz, 2016).

Uno de los módulos frecuentemente utilizados en las escuelas construidas a lo largo de la costa peruana es el módulo tipo 780, donde la denominación “780” deriva del hecho de tener aulas de 7.80m de lado (Blanco, 2005). Las edificaciones educativas construidas entre la década de 1980 y 1990 son denominados 780 PRE las cuales fueron diseñadas según los requerimientos de la NDSR 1977. Su diseño abarca elementos esbeltos y juntas inadecuadas con la tabiquería lo cual generó fallas por desplazamientos mayores a los permisibles y un deterioro focalizado en la zona libre de las columnas, denominado columna corta mostrada en la Figura 2.27. Esto sucedió en el sismo de Nazca de 1996 (Loa, 2017).

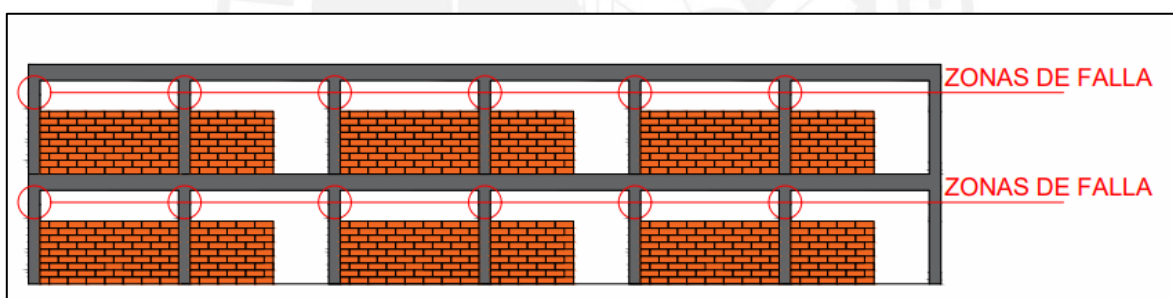


Figura 2.27: Esquema de la dirección longitudinal del módulo escolar tipo 780 PRE (Loa, 2017)

El edificio 780 actual, también conocido como 780 POST, se diseña y se ejecuta siguiendo los lineamientos de la NDSR 1997 y posteriores. Esta actualizó los requerimientos de rigidez y, por lo tanto, se incrementaron las medidas de secciones de columnas y vigas. La característica principal de este sistema estructural en la dirección corta es de muros de albañilería confinada que dividen las aulas y pórticos de concreto en el centro de estas. En la dirección larga, se tienen pórticos de concreto armado, ver Figura 2.28.

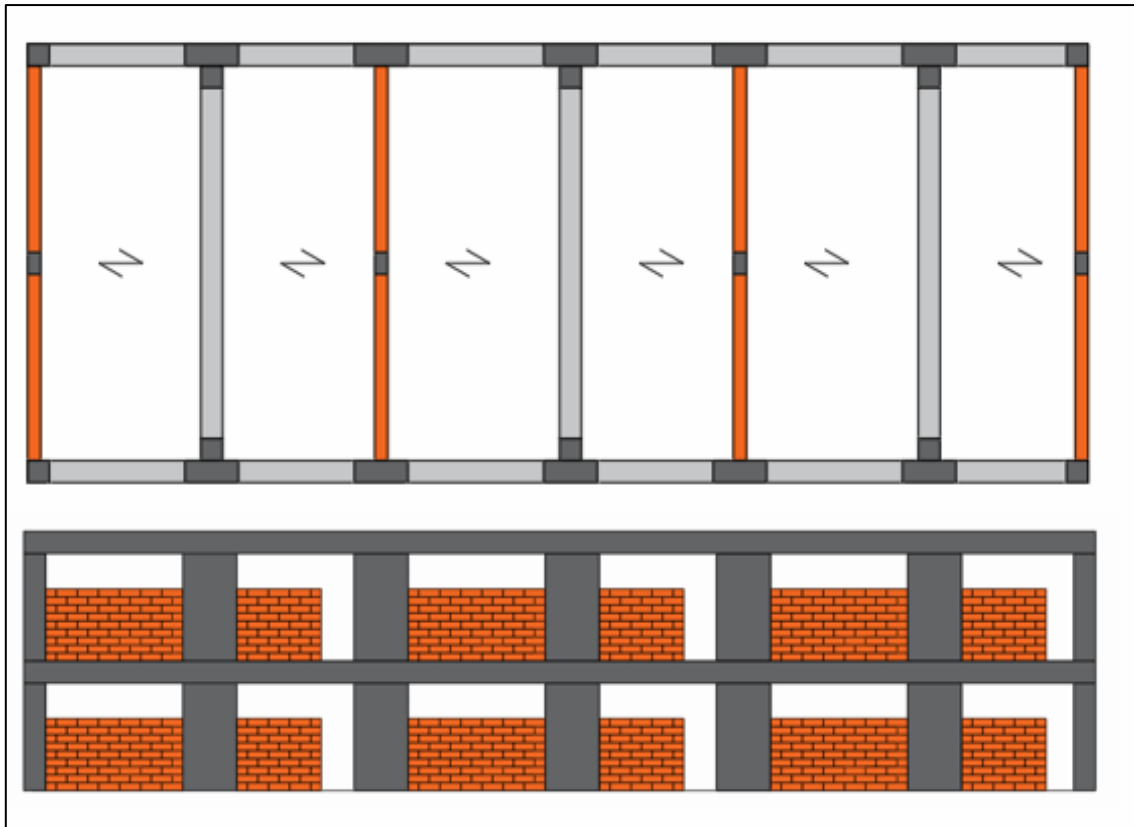


Figura 2.28: Módulo escolar típico 780 POST

La configuración típica de estos módulos es de 1 a 3 pisos y 2 a 5 aulas por nivel. El uso de estos ambientes es para aulas, laboratorios u otros. Cabe resaltar que el techo del módulo escolar 780 POST, ubicada en la costa, es horizontal, ver Figura 2.29, e inclinado a dos aguas en zonas lluviosas, ver Figura 2.30. Asimismo, estos edificios escolares no registraron daños significativos tras el terremoto de Arequipa de 2001 (Astorga & Aguilar, 2006).



Figura 2.29: Módulo 780 POST horizontal ubicado en la costa peruana (Astorga & Aguilar, 2006)



Figura 2.30: Módulo 780 POST a dos aguas ubicado en zonas lluviosas (Astorga & Aguilar, 2006)

Investigaciones previas

En la evaluación de desempeño sísmico de edificaciones 780 PRE, Loa (2017) comparo el módulo escolar con y sin juntas adecuadas en los tabiques en la dirección longitudinal. El autor observó que esta dirección es flexible lo cual provoca desplazamientos considerables bajo sollicitaciones sísmicas de intensidad baja. Asimismo, en su análisis de la dirección corta, concluye que los muros de albañilería confinada no alcanzan su resistencia máxima a los que fueron diseñados. Esto se debe a que la cimentación no logra resistir los efectos de la fuerza lateral de sismo y, para su solución, el autor propone ensanchar las zapatas a modo de aumentar el área de influencia de la capacidad portante del suelo.

En la evaluación sísmica realizada por Chacón y Paz (2016) concluyeron que los módulos escolares 780 POST, analizados en ambas direcciones, tienen un buen desempeño sísmico frente a sismos raros y que cumplen con la filosofía de la NDSR. Esto se debe a que los edificios de dos y tres pisos analizados presentaron pérdidas bajas en aceleraciones de 1.5g de intensidad y en 2.5g de intensidad entran en el rango de irreparabilidad. Además, los resultados muestran que la edificación de dos niveles reportó menores daños debido a que es más rígida en comparación al de tres niveles.

Capítulo 3. Análisis sísmico con base empotrada del centro educativo 780 POST

En este capítulo se detallan las características del colegio típico 780 POST, se realiza el modelo a usar para el análisis lineal y no lineal, se verifica que cumpla la normativa peruana y se muestran los resultados del análisis no lineal.

3. 1. Descripción de la zona

El centro educativo se encuentra ubicado en la costa peruana, especificada como Zona 4 según el mapa sísmico de la Norma E.030 diseño sismorresistente (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018). Asimismo, se observa en el estudio de mecánica de suelos una estratificación de arena densa de presión admisible (q_{adm}) de 2.50 kg/cm^2 . Por lo tanto, su clasificación del tipo de suelo según la normativa mencionada es de S2.

3. 2. Características geométricas y propiedades mecánicas

Se presentan la configuración en planta del módulo escolar con sus dimensiones en metros, ver Figura 3.1. El sistema estructural es de pórticos de concreto armado en la dirección longitudinal y muros de albañilería confinada más pórticos de concreto armado intermedios en la dirección transversal. Las secciones de las vigas se muestran en la Figura 3.1 y las columnas en la Figura 3.2. Además, se detalla que el edificio es de dos pisos en el cual se ubican 3 aulas por piso. Usualmente hay un corredor longitudinal para acceder a las aulas del piso 2, que aumente el área del techo 1, y a veces también del techo 2.

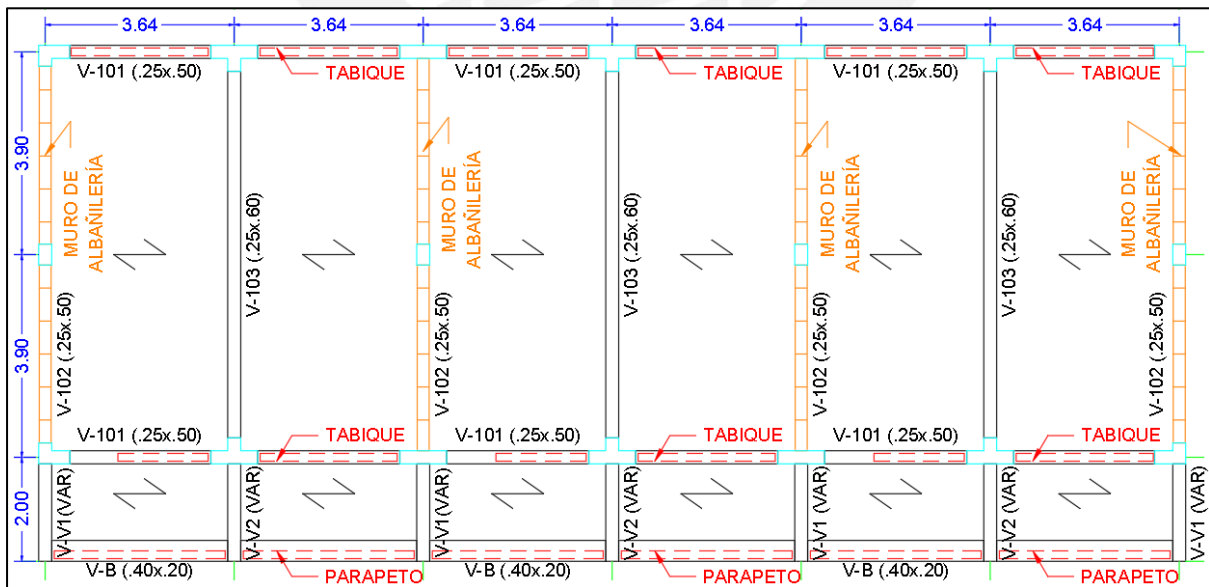


Figura 3.1: Configuración geométrica del centro educativo del techo de piso 2

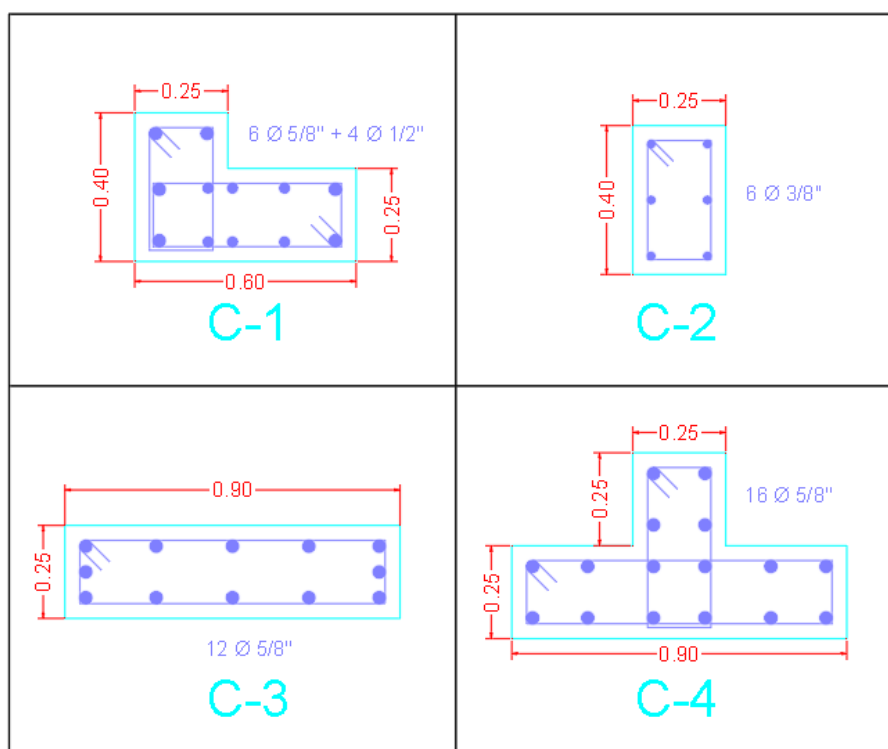


Figura 3.2: Secciones de columnas

Las propiedades mecánicas de los materiales de la albañilería confinada y del concreto se muestran en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1: Propiedades mecánicas de los materiales del colegio

Albañilería confinada		Concreto armado	
<i>Tipo de unidad</i>	Ladrillo Industrial	$f'c$ (kg/cm^2)	210
t (cm)	23	v	0.15
$f'm$ (kg/cm^2)	65	Ec (kg/cm^2)	217 371
$v'm$ (kg/cm^2)	8.06	fy (kg/cm^2)	4 200
Em (kg/cm^2)	32 500		
v	0.25		
Gm (kg/cm^2)	13 000		

3. 3. Modelo computacional

Para este trabajo se empleó el software Etabs v20.0, tomando en cuenta las indicaciones de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente indicadas en los siguientes puntos:

- Los materiales se definieron acorde a las propiedades mostradas en la Tabla 3.1.
- El módulo escolar fue modelado considerando dos niveles, el primero de 3.8m (considerando profundidad de desplante Df) de altura y el segundo de 3.3m, formando un modelo tridimensional en el que se restringe el movimiento de la base a modo de empotramiento para representar típicamente la cimentación de la edificación.

- Las losas son aligerados convencionales en una dirección (20cm de peralte) apoyándose en los muros de albañilería confinada. Estos se modelaron como elementos tipo membrana con un espesor cercano a cero ya que su peso propio se añade como carga gravitacional.
- Las vigas y columnas se modelaron como elementos *frame*, en donde a las vigas se le reduce su aporte a la torsión a despreciable. Asimismo, los muros de albañilería confinada se modelaron como elementos tipo *Shell*.
- Se definió el peso sísmico de la estructura en función de las cargas asignadas (carga muerta más 50% de la carga viva) como lo indica la Norma E.030 para edificaciones de categoría A.
- Se consideraron las siguientes sobrecargas de acuerdo a la memoria de cálculo recopilada. En la Tabla 3.2 se muestran los valores.

Tabla 3.2: Cargas vivas del módulo escolar

Aula	250 kg/m ²
Azotea	100 kg/m ²
Corredores y escaleras	400 kg/m ²

- Se considero un peso volumétrico de 1800 kg/m³ en la tabiquería y los parapetos, estos se ubican como se muestra en la Figura 3.1.

Con lo anterior mencionado, se modela la estructura según la configuración geométrica presentada anteriormente, ver Figura 3.3, y se realiza un análisis lineal con el fin de obtener el periodo de la estructura en ambas direcciones.

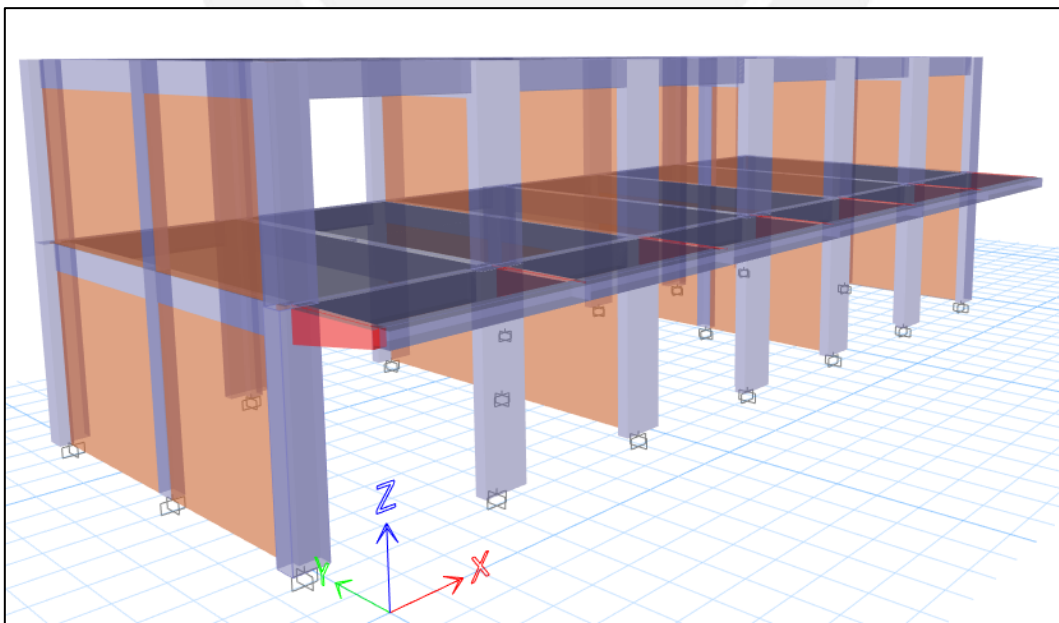


Figura 3.3: Centro educativo – Modelo lineal de muros *Shell*

Cabe resaltar que se consideró un brazo rígido en los nudos con un factor “1” para simular la conexión entre las vigas y columnas, ver Figura 3.4. Asimismo, se configuraron los *releases* en las columnas de confinamiento. Se tuvo en cuenta que en las columnas extremas de los muros son de pórticos, por lo que solamente se aplicó el *release* en la dirección del muro de albañilería confinada.

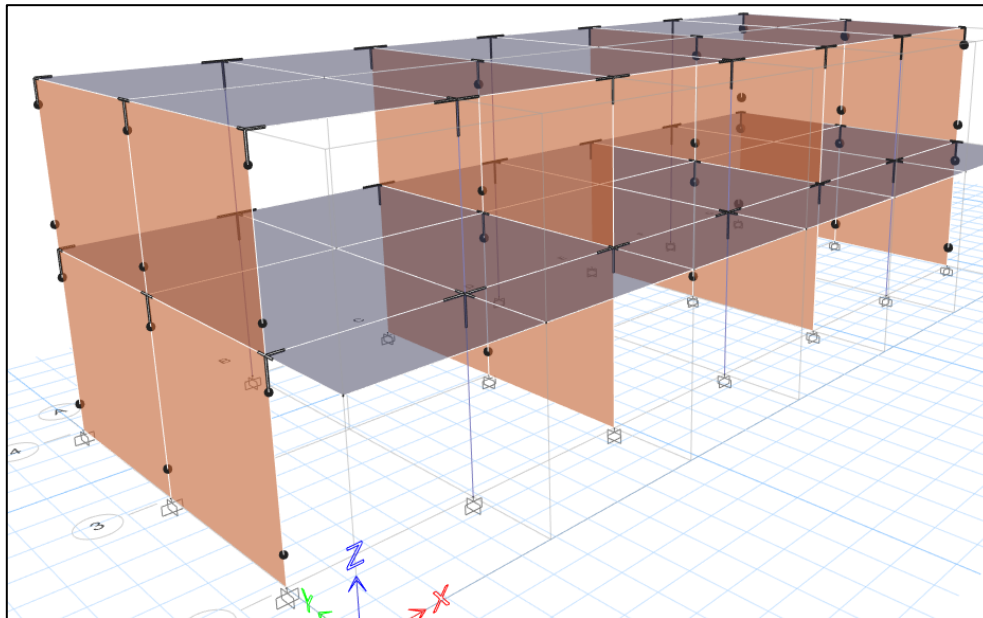


Figura 3.4: Centro educativo – Ubicación de los *release* en las columnas

Con el fin de usar el modelo marco equivalente para el análisis no lineal, se reemplazan los muros por elementos tipo *frame* con sus respectivas propiedades de albañilería definidas. Para que este elemento *frame* se asemeje al muro de albañilería confinada, se deben modificar las propiedades internas. Estas modificaciones se realizan mediante el uso del software AutoCAD de la siguiente manera: Se dibuja la sección del muro de albañilería, se extiende la sección del muro multiplicado por “*n*” (3.1), se ubica su centroide en las coordenadas (0,0) y se usa el comando *massprop* como se muestra en la Figura 3.6. Es necesario mencionar que se toma el muro de albañilería confinada de manera independiente por simplicidad, ver Figura 3.5.

$$n = \frac{E_c}{E_m} \quad (3.1)$$

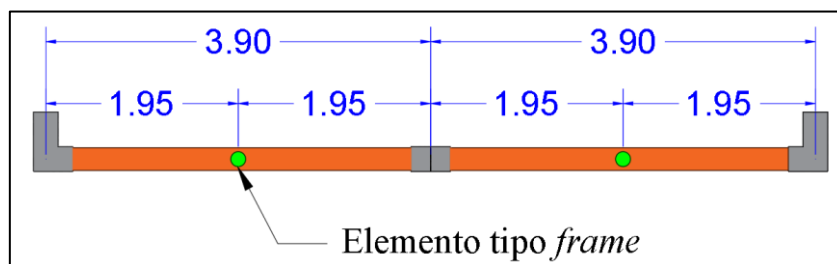


Figura 3.5: Ilustración del elemento tipo *frame*

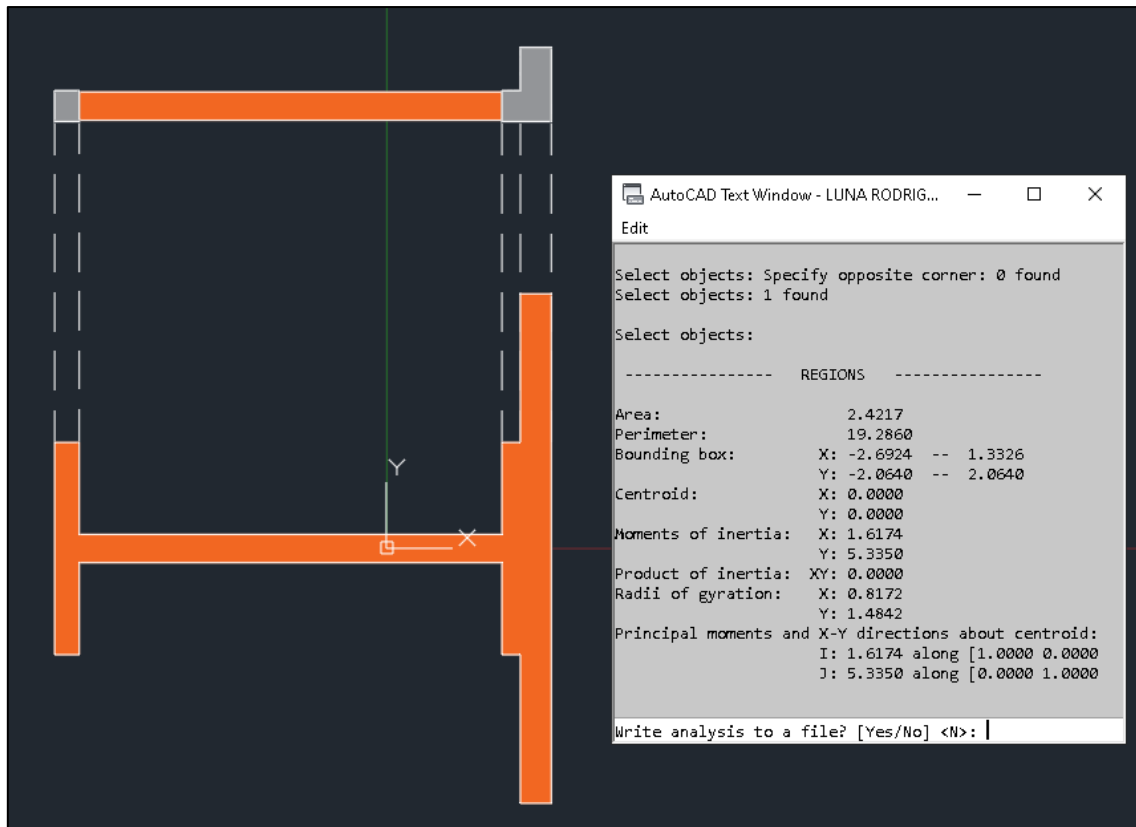


Figura 3.6: Centro educativo – Ubicación de los *release* en las columnas

Una vez determinados los factores de las propiedades geométricas, se asignan las modificaciones como se muestra en la Figura 3.7. Cabe mencionar que se reducen a casi nulos los efectos de la dirección perpendicular del muro ya que no soportan grandes desplazamientos transversales (Quiun, 2019). Además, se rigidizan las vigas sobre los muros para representar el comportamiento de un muro en voladizo, siendo este el artificio para que los momentos flectores de la viga solera sean despreciables en el modelo. Esto se puede observar en la Figura 3.8.

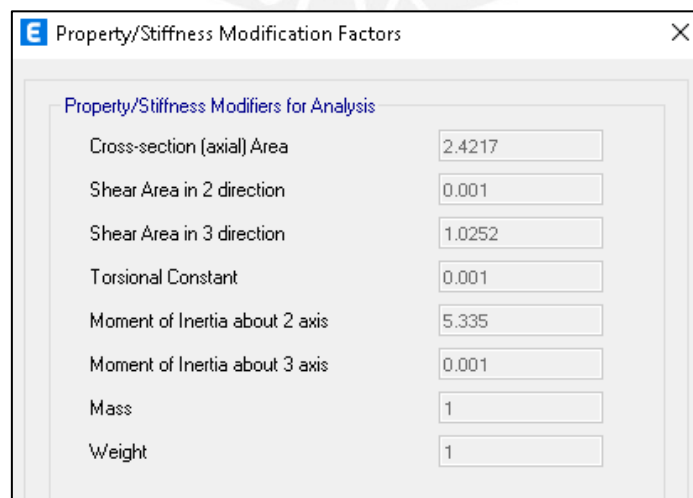


Figura 3.7: Aplicación de factores de modificación al elemento *frame* (Marco Equivalente)

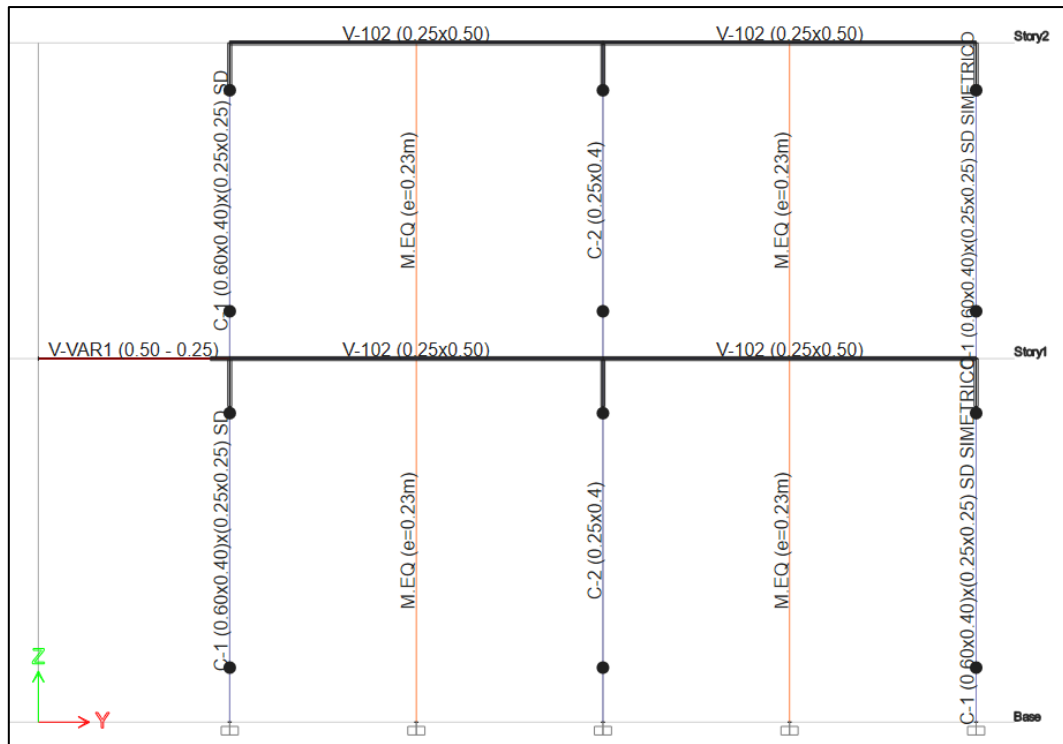


Figura 3.8: Centro educativo – Corte A-A– Modelo de marco equivalente

Finalmente, para confirmar la veracidad del modelo, se realiza un análisis traslacional, en donde se obtiene la matriz de rigidez lateral independiente en su dirección, y la matriz de masa de la edificación. Con lo obtenido anteriormente, se adquiere el periodo de la estructura por medio de la ecuación de valores propios.

$$[K_{LAT X}] = \begin{bmatrix} 150162 & -90737 \\ -90737 & 90737 \end{bmatrix} \frac{ton}{m}$$

$$[K_{LAT Y}] = \begin{bmatrix} 532822 & -259713 \\ -259713 & 229473 \end{bmatrix} \frac{ton}{m}$$

$$[M] = \begin{bmatrix} 28.0 & 0 \\ -0 & 18.4 \end{bmatrix} \frac{ton \cdot s^2}{m}$$

Se genera una tabla resumen de los valores del periodo para el cálculo manual y los modelos realizados en el software. Adicionalmente, se halla el promedio, la desviación estándar y el coeficiente de varianza de estos resultados, ver Tabla 3.3.

Tabla 3.3: Periodos de los modelos en la dirección longitudinal (X) y transversal (Y)

Modelos	T_X (seg)	T_Y (seg)
Análisis traslacional	0.19	0.10
Modelo Lineal de muros <i>Shell</i>	0.20	0.09
Modelo Lineal Marco Equivalente	0.20	0.09
Promedio	0.20	0.09
Desviación Estándar	0.01	0.01
Coefficiente de varianza	4.81%	8.70%

3. 4. Análisis lineal sísmico

Para verificar si el modelo a analizar cumple con la Norma E.070 Albañilería (2006), se detallan las cargas directas e indirectas de los muros en las Tabla 3.4 y Tabla 3.5. Luego, se calcula las cargas de gravedad acumuladas por nivel, ver Tabla 3.6. Cabe mencionar que Y1 son los muros extremos e Y2 son los muros centrales.

Tabla 3.4: Cargas en el segundo nivel

Muro	Cargas Directas		Cargas Indirectas	Pi (CD + CI) (ton)
	L (m)	P (ton)	PD + 0.5PL (ton)	
Y1	3.90	5.93	2.90	8.83
Y2	3.90	5.93	5.80	11.73

Tabla 3.5: Cargas en el primer nivel

Muro	Cargas Directas		Cargas Indirectas	Pi (CD + CI) (ton)
	L (m)	P (ton)	PD + 0.5PL (ton)	
Y1	3.90	6.74	3.38	10.12
Y2	3.90	6.74	6.77	13.51

Tabla 3.6: Carga por gravedad acumuladas (ton): Pg

Muro	L (m)	Piso 2	Piso 1
Y1	3.90	8.83	18.96
Y2	3.90	11.73	25.24

Mediante el uso de los parámetros definidos en el apartado 3.1 y debido a que la edificación es un centro educativo, se presentan los siguientes parámetros sísmicos a usar para el análisis sísmico, ver Tabla 3.7. Cabe resaltar que la propuesta de la Norma E.070 del año 2020 indica que, ante un sismo moderado, el valor del factor Z es igual a la mitad de un sismo severo y el coeficiente R igual a 3.

Tabla 3.7: Parámetros sísmicos para el análisis de albañilería confinada

Z	U	S	C	R
0.225	1.5	1.05	2.5	3

Con lo anterior definido, se realiza un análisis estático, ver Tabla 3.8, y se determinan las fuerzas internas ante un sismo moderado y un sismo severo para los muros de albañilería confinada, ver Tabla 3.9.

$$V_{sismo\ moderado} = \frac{ZUSC}{R} P = \frac{0.225 * 1.5 * 1.05 * 2.5}{3} * 455.2 = 134.41\ ton$$

Tabla 3.8: Fuerzas de inercia ante sismo moderado en la dirección Y-Y

Nivel	hi (m)	Wi (ton)	Wi hi (ton-m)	Sismo Moderado		Sismo Severo
				Fi (ton)	Hi (ton)	VEi (ton) = 2 Hi
2	7.1	180.07	1278.50	73.95	73.95	147.90
1	3.8	275.09	1045.34	60.46	134.41	268.83
Σ		455.16	2323.83			

Tabla 3.9: Fuerzas Internas Ve (ton) y Me (ton-m) ante Sismo Moderado Y-Y

Muro	Piso 1		Piso 2	
	Ve (ton)	Me (ton-m)	Ve (ton)	Me (ton-m)
Y1	12.90	32.42	6.01	11.63
Y2	12.95	31.95	6.12	11.68

Con los resultados de las Tabla 3.10 y Tabla 3.11, se verifica si existe agrietamiento ante sismo moderado ($Ve \leq 0.55 Vm$), si la resistencia global a fuerza cortante (ΣVm) es mayor o igual a la fuerza cortante producida por el sismo severo (VE), ver Tabla 3.8, o si los muros del segundo nivel se agrietan por corte ($Vu < Vm$). Cabe mencionar que se cuenta con 4 muros extremos (Y1) y 4 muros centrales (Y2), además para la obtención de las fuerzas producidas por el sismo severo se toma en cuenta que el factor $Vm1/VE1$ no debe exceder a 3.0.

Tabla 3.10: Piso 1 – Sismo en Y-Y (VE = 268.83 ton)

Muro	L (m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me (ton-m)	α	Vm (ton)	0.55Vm (ton)	$Vm1/VE1$	Vu (ton)	Mu (ton-m)
Y1	3.90	18.96	13.15	33.05	1.00	40.52	22.29	3.00	39.45	99.15
Y2	3.90	25.24	13.23	32.35	1.00	41.97	23.08	3.00	39.69	97.05

- Los muros del piso 1 no se agrietan por corte ante el sismo moderado ($Ve \leq 0.55 Vm$)
- $\Sigma Vm = 329.96 > VE = 268.83 \text{ ton} \rightarrow$ La resistencia global aceptable

Tabla 3.11: Piso 2 – Sismo en Y-Y (VE = 147.90 ton)

Muro	L (m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me (ton-m)	α	Vm (ton)	0.55Vm (ton)	$Vm1/VE1$	Vu (ton)	Mu (ton-m)
Y1	3.90	8.83	6.11	11.84	1.00	38.19	21.01	3.00	18.33	35.52
Y2	3.90	11.73	6.29	11.91	1.00	38.86	21.37	3.00	18.87	35.73

- Los muros del piso 2 no se agrietan por corte ante el sismo moderado ($Ve \leq 0.55 Vm$)
- Los muros del piso 2 no se agrietan por corte ante el sismo severo ($Vu \leq Vm$)
- $\Sigma Vm = 308.20 > VE = 147.90 \text{ ton} \rightarrow$ La resistencia global aceptable

Considerando que no se presenta irregularidad, se determina el desplazamiento al amplificar las fuerzas sísmicas por 0.75R, según la NDSR (2018). Con estos valores determinados, se obtienen los desplazamientos relativo entrepiso o derivas. Además, según el

Artículo 32 de la norma mencionada, se indica que la deriva máxima permisible es 7‰ para pórticos de concreto armado y 5‰ para muros de albañilería confinada.

Finalmente, se evalúa la irregularidad torsional que se obtiene del análisis espectral del modelo computacional. Para ello se añaden casos de desplazamiento con +/- 5% de excentricidad. Según el Artículo 20 de la NDSR, la irregularidad torsional solo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y si la deriva de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento relativo máximo permisible. Por lo tanto, se determinan ambos factores y se verifican que cumplan con la normativa peruana, los valores se muestran en las Tabla 3.12.

Tabla 3.12: Irregularidad torsional

Piso	Caso	Ratio	Deriva (‰)	¿Cumple <7 (pórticos) <5 (Alb. Conf.)?	Ratio<1.3 y es menor al 50% de la deriva permisible?
Piso 2	DERIVA X+	1.017	2.437	Sí cumple	No hay irregularidad
Piso 2	DERIVA X-	1.009	2.411	Sí cumple	No hay irregularidad
Piso 1	DERIVA X+	1.008	2.614	Sí cumple	No hay irregularidad
Piso 1	DERIVA X-	1.006	2.608	Sí cumple	No hay irregularidad
Piso 2	DERIVA Y+	1.321	0.213	Sí cumple	No hay irregularidad
Piso 2	DERIVA Y-	1.321	0.213	Sí cumple	No hay irregularidad
Piso 1	DERIVA Y+	1.316	0.441	Sí cumple	No hay irregularidad
Piso 1	DERIVA Y-	1.316	0.441	Sí cumple	No hay irregularidad

Se observa que, en todos los casos de desplazamientos con excentricidad accidental, no se presentan irregularidad torsional. Cabe mencionar que en la dirección Y la ratio sí es mayor que 1.3, más la deriva obtenida no supera al 50% de la máxima permisible.

3. 5. Análisis no lineal estático con base empotrada

Para el análisis no lineal, según el modelo planteado en el capítulo 2 (Figura 2.11), se requiere añadir una rótula de corte en el centro del elemento *frame*. Solo se considera esta rótula ya que se espera una falla a corte en muros de albañilería confinada con dos niveles. Para ello, por medio de la ley constitutiva mostrada por Pari y Manchego (2017) (MQ en la Figura 2.6), se calibra el comportamiento no lineal del muro confinado cuando se tiene una carga axial.

En esta calibración se estima la forma de la curva capacidad dividiendo las fuerzas cortantes entre su máximo valor (V_m) y manteniendo las derivas usadas por el autor, ver Figura 3.9. Para aproximar la capacidad del muro, se determinan los factores *Force SF* y *Disp SF* que requiere el software. Estos factores dependerán de las propiedades geométricas y mecánicas de cada muro de albañilería confinada planteado para cada nivel, ver Tabla 3.13. Luego, se definen elementos tipo *Hinge*, ubicados al centro del marco equivalente que evidencia una falla por corte, que introducen los valores de la forma de la curva y los factores hallados, ver Tabla 3.14 y Figura 3.10.

Tabla 3.13: Datos de entrada para los muros de albañilería confinada

	Y1 Piso 1	Y2 Piso 1	Y1 Piso 2	Y2 Piso 2
L (m)	3.90	3.90	3.90	3.90
H (m)	3.80	3.80	3.80	3.80
$f'm(kg/cm^2)$	65	65	65	65
$v'm(kg/cm^2)$	8.06	8.06	8.06	8.06
Pg (ton)	18.96	25.24	8.83	11.73
Vm (ton)	40.52	41.97	38.19	38.86

Tabla 3.14: Forma de la curva de capacidad del muro de albañilería confinada

Factor	Puntos		
	Agrietamiento (CR)	Máximo (Máx)	Último (U)
Fuerza/SF	0.75	1.00	0.80
Desplazamiento/SF	-	4.70	6.50

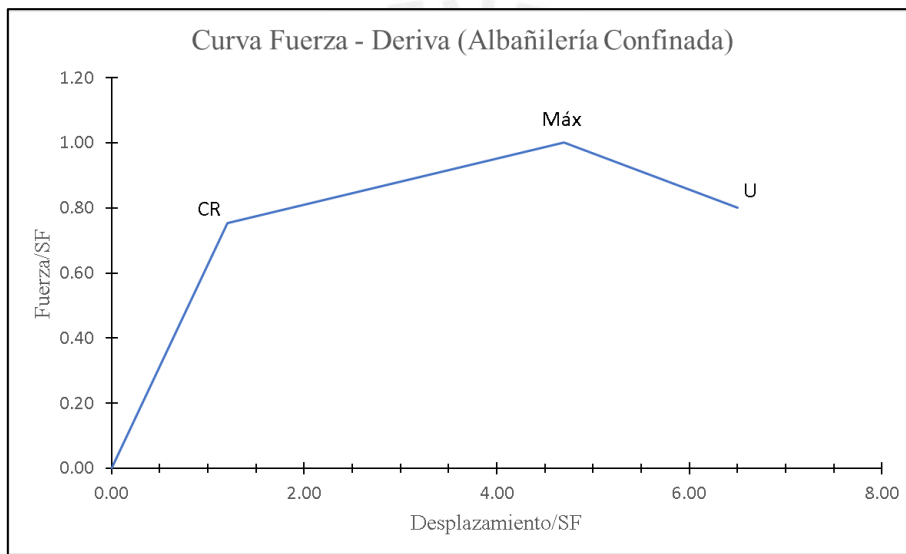


Figura 3.9: Curva Fuerza – Deriva calibrada para la ley constitutiva del muro de albañilería confinada

E Hinge Property Data for N1_Y1 - Shear V3

Displacement Control Parameters

Point	Force/SF	Disp/SF
E-	-0.8	-6.5
D-	-0.8	-6.5
C-	-1	-4.7
B-	-0.75	0
A	0	0
B	0.75	0
C	1	4.7
D	0.8	6.5
E	0.8	6.5

Symmetric

Additional Backbone Curve Points

BC - Between Points B and C

CD - Between Points C and D

Scaling for Force and Disp

Use Yield Force Force SF Positive: 40.52 Negative: tonf

Use Yield Disp Disp SF Positive: 0.0038 Negative: m

Type

Force - Displacement

Stress - Strain

Hinge Length:

Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis Pivot

α_1 : 10

α_2 : 10

β_1 : 0.7

β_2 : 0.7

η : 0

Figura 3.10: Propiedades del elemento Hinge – Rótula de corte

A continuación, se muestra el modelo no lineal matemático incluyendo los elementos tipo *Hinge* para cada muro de albañilería confinada, ver Figura 3.11.

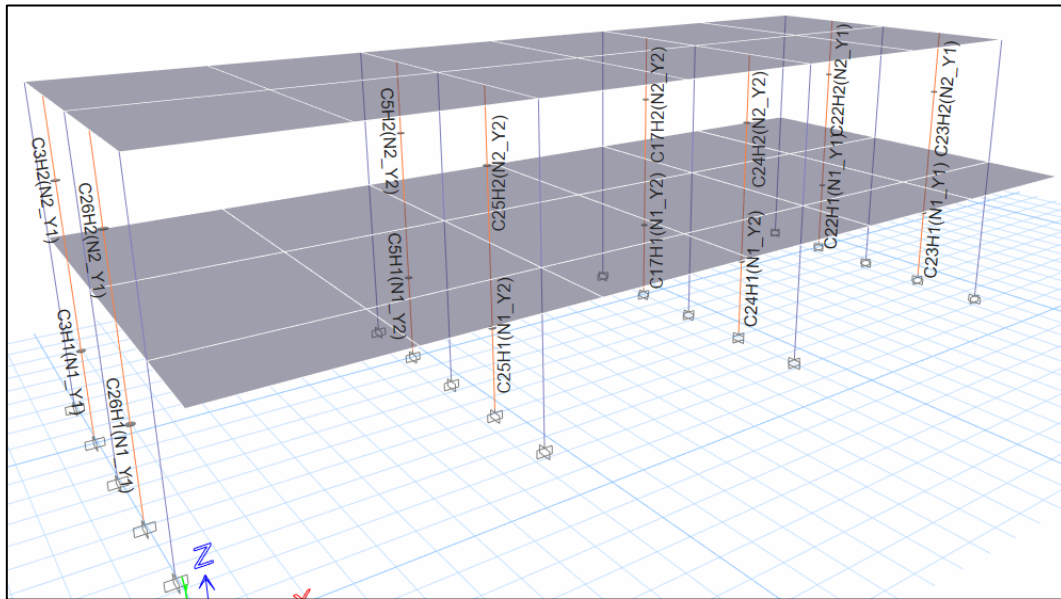


Figura 3.11: Modelo no lineal con elementos *Hinge*

El sistema estructural de la dirección Y (Figura 3.1) es una combinación entre muros de albañilería confinada más pórticos de concreto armado en el centro de las aulas. El pórtico de columnas y vigas de concreto armado en la parte intermedia de las aulas se modela usando elementos tipo *Fiber* por medio de las leyes constitutivas mencionadas en el Capítulo 2. Estas propiedades no lineales se definen en el software, como se observa en la Figura 3.12 para el acero, la Figura 3.13a para el concreto de columnas y Figura 3.13b para el concreto de vigas. Luego, estos se añaden en las columnas y vigas indicadas con un factor de longitud relativa de 0 y 1.

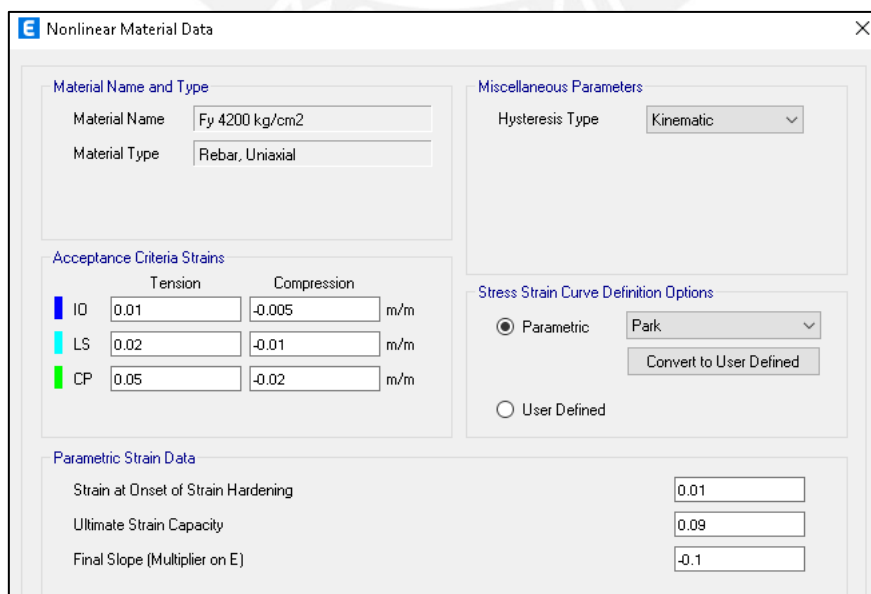


Figura 3.12: Propiedad no lineal del acero

a)

Nonlinear Material Data

Material Name and Type
 Material Name: C210_col
 Material Type: Concrete, Isotropic

Miscellaneous Parameters
 Hysteresis Type: Takeda
 Drucker-Prager Parameters
 Friction Angle: 0 deg
 Dilatational Angle: 0 deg

Acceptance Criteria Strains

	Tension	Compression	
ID	0.01	-0.003	m/m
LS	0.02	-0.006	m/m
CP	0.05	-0.015	m/m

Ignore Tension Acceptance Criteria

Stress Strain Curve Definition Options
 Parametric: Mander
 User Defined
 Convert to User Defined

Parametric Strain Data
 Strain at Unconfined Compressive Strength, f_c : 0.002
 Ultimate Unconfined Strain Capacity: 0.005
 Final Compression Slope (Multiplier on E): -0.1

Show Stress-Strain Plot...

b)

Nonlinear Material Data

Material Name and Type
 Material Name: C210_viga
 Material Type: Concrete, Isotropic

Miscellaneous Parameters
 Hysteresis Type: Concrete
 Modify/Show Hysteresis Parameters...
 Drucker-Prager Parameters
 Friction Angle: 0 deg
 Dilatational Angle: 0 deg

Acceptance Criteria Strains

	Tension	Compression	
ID	0.01	-0.003	m/m
LS	0.02	-0.006	m/m
CP	0.05	-0.015	m/m

Ignore Tension Acceptance Criteria

Stress Strain Curve Definition Options
 Parametric
 User Defined
 Convert to User Defined

User Stress-Strain Curve Data
 Number of Points in Stress-Strain Curve: 10

Point Number	Strain	Stress (tonf/m ²)	Point ID
3	-0.0035	-1834.73	
4	-0.002	-2109.21	-B
5	-0.001398	-1987.1	
6	-0.000796	-1469.8	
7	-0.000194	-421.84	
8	0	0	A
9	0.000133	288.82	
10	0.001462	0	

Add Row
 Delete Rows
 Order Rows
 Show Plot...

Figura 3.13: a) Propiedades no lineales del concreto de las columnas; b) Propiedades no lineales del concreto de las vigas

Añadiendo los elementos tipo *Fiber*, el modelo no lineal matemático con base empotrada se presenta en la Figura 3.14.

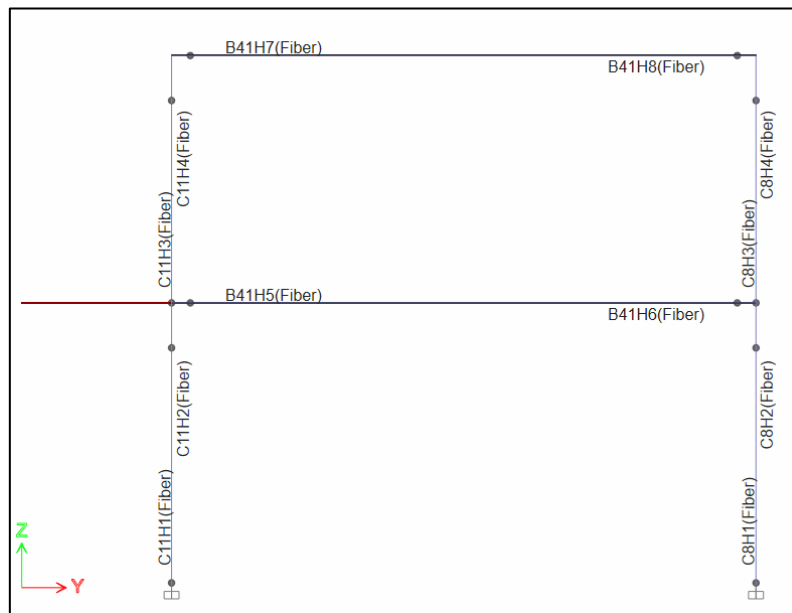


Figura 3.14: Modelo no lineal con elementos *Fiber*

Por último, para realizar el análisis *pushover* es necesario crear el caso de carga de gravedad de tipo *Nonlinear Static* con el fin de tener condiciones iniciales para el peso sísmico. Este tendrá una configuración del 100% de carga muerta más 50% de la carga viva en los patrones de carga como se observa en la Figura 3.16. Luego, continuando esta condición inicial, se genera el caso de carga *pushover* en base al control desplazamiento en la dirección transversal, ver Figura 3.17. Cabe mencionar que este punto debe ubicarse sobre una columna de la edificación, en este caso se tomará la columna más cercana al centro de masa como se observa en la Figura 3.15.

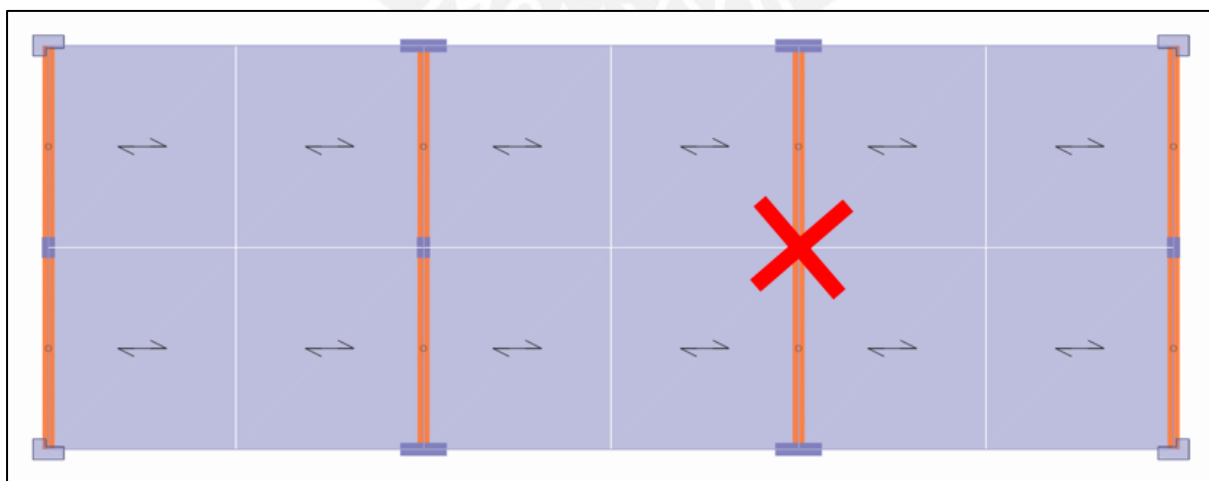


Figura 3.15: Punto de control (X en rojo) para el análisis *pushover*

E Load Case Data

General

Load Case Name: Gravedad (Nonlinear) [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Live	0.5

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: SMOD

Figura 3.16: Caso de carga de gravedad no lineal estático

E Load Case Data

General

Load Case Name: ANLE YY+ [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: Gravedad (Nonlinear)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	2	-1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: SMOD

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

Figura 3.17: Caso de carga Pushover

3. 6. Resultados del análisis no lineal estático con base empotrada

Una vez el modelo no lineal está definido, se procede a determinar la curva de capacidad de la dirección transversal mediante control de desplazamiento. Para ello, se analiza desde el punto de control mencionado en el segundo techo con un desplazamiento (D) de 30mm esperado. Luego, se obtiene la curva pushover del centro educativo con base empotrada donde V es la fuerza cortante basal, ver Figura 3.18. En esta se pueden observar los puntos notables de cambio de pendiente, ver Tabla 3.15.

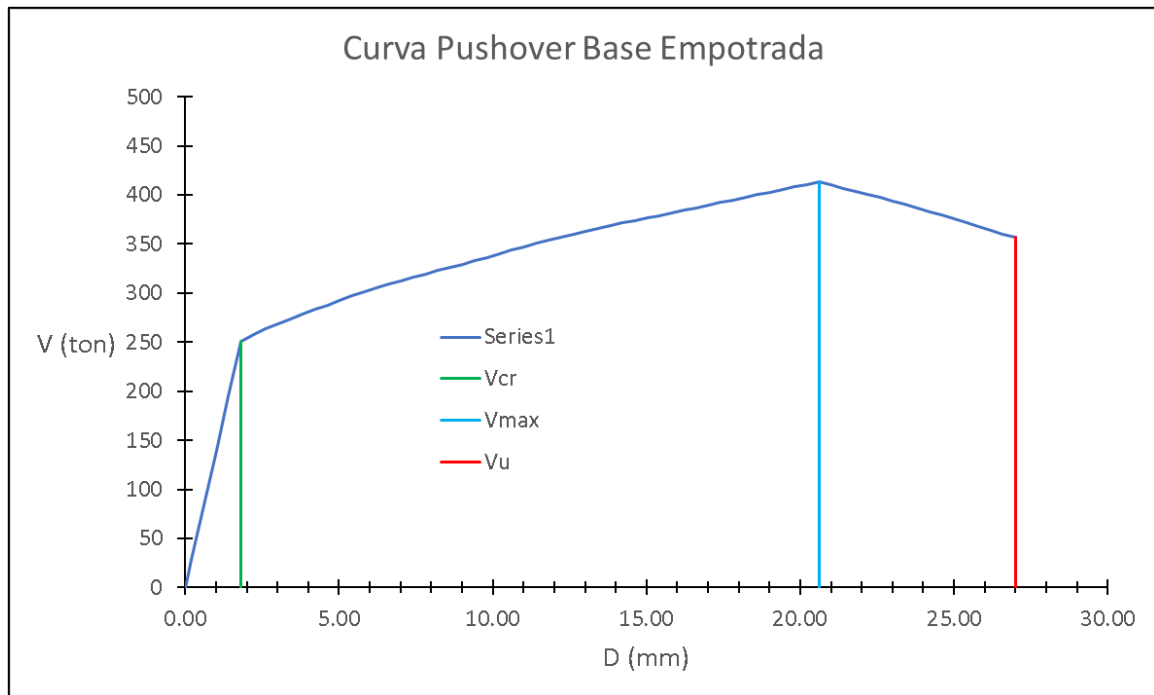


Figura 3.18: Curva pushover con base empotrada

Tabla 3.15: Valores de la curva capacidad – Base empotrada

V _{cr} (ton)	V _{máx} (ton)	V _u (ton)	D _{cr} (mm)	D _{máx} (mm)	D _u (mm)
251	413	357	1.8	20.6	27.0

Con estos valores, se obtienen la rigidez, la ductilidad y la sobrerresistencia del modelo con base empotrada. Sus valores se muestran en la Tabla 3.16.

Tabla 3.16: Rigidez (K), ductilidad (μ) y sobrerresistencia (Ω) – Base empotrada

K (ton/m)	μ	Ω
138711	14.94	1.65

Además, se muestran las fuerzas internas de los muros y las derivas obtenidas de los puntos notables. Los valores de las derivas se muestran en la Tabla 3.17 y en la Figura 3.19, mientras que las fuerzas internas en la Figura 3.21.

Tabla 3.17: Derivas – Base empotrada

Nivel	Δ_{cr} (‰)	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (‰)	Δ_u (‰)
Techo 2	0.2	0.3	0.3
Techo 1	0.4	5.2	6.9

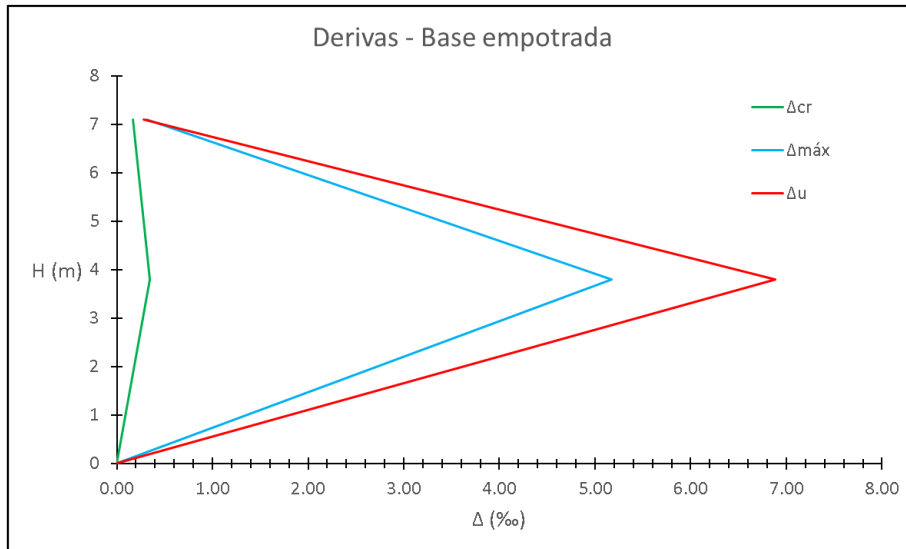


Figura 3.19: Derivas – Base empotrada

Asimismo, la Norma E.030 Diseño Sismorresistente enfatiza que una estructura de albañilería confinada no debe exceder de una deriva máxima 5‰ y, en este análisis no lineal, se muestra el punto permisible, ver Figura 3.20. Del gráfico, se observa que la fuerza en el punto de deriva permisible es igual a 412 ton. Hay que destacar que para obtener la F vs deriva se ha realizado el método *pushover* controlando un punto del primer techo, ya que los muros del primer nivel desarrollan mayor desplazamiento relativo.

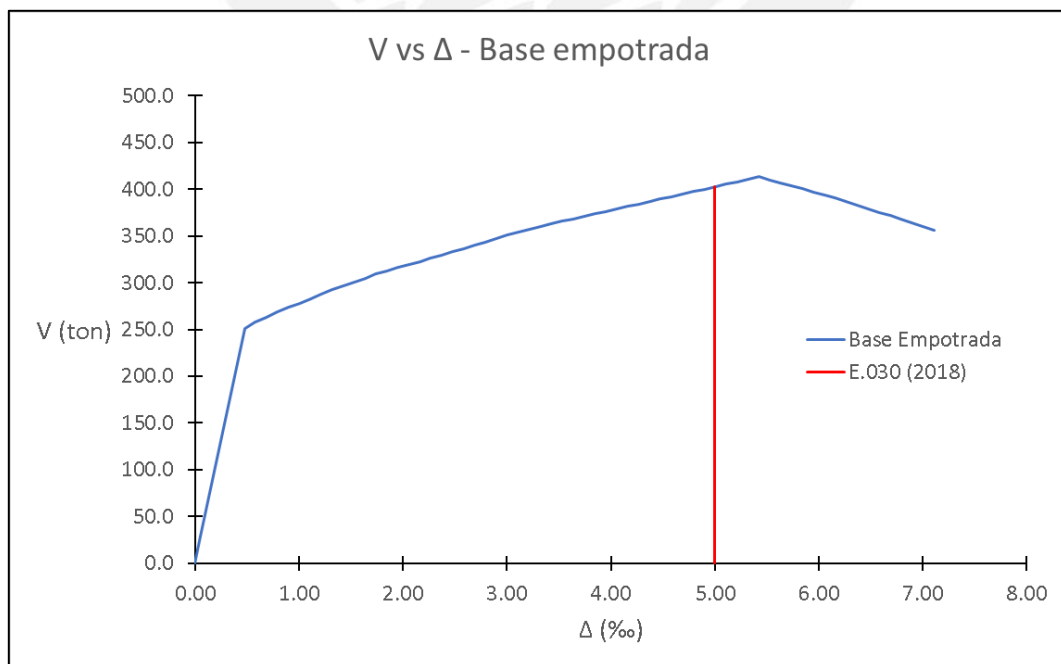


Figura 3.20: Deriva permisible según la normativa peruana

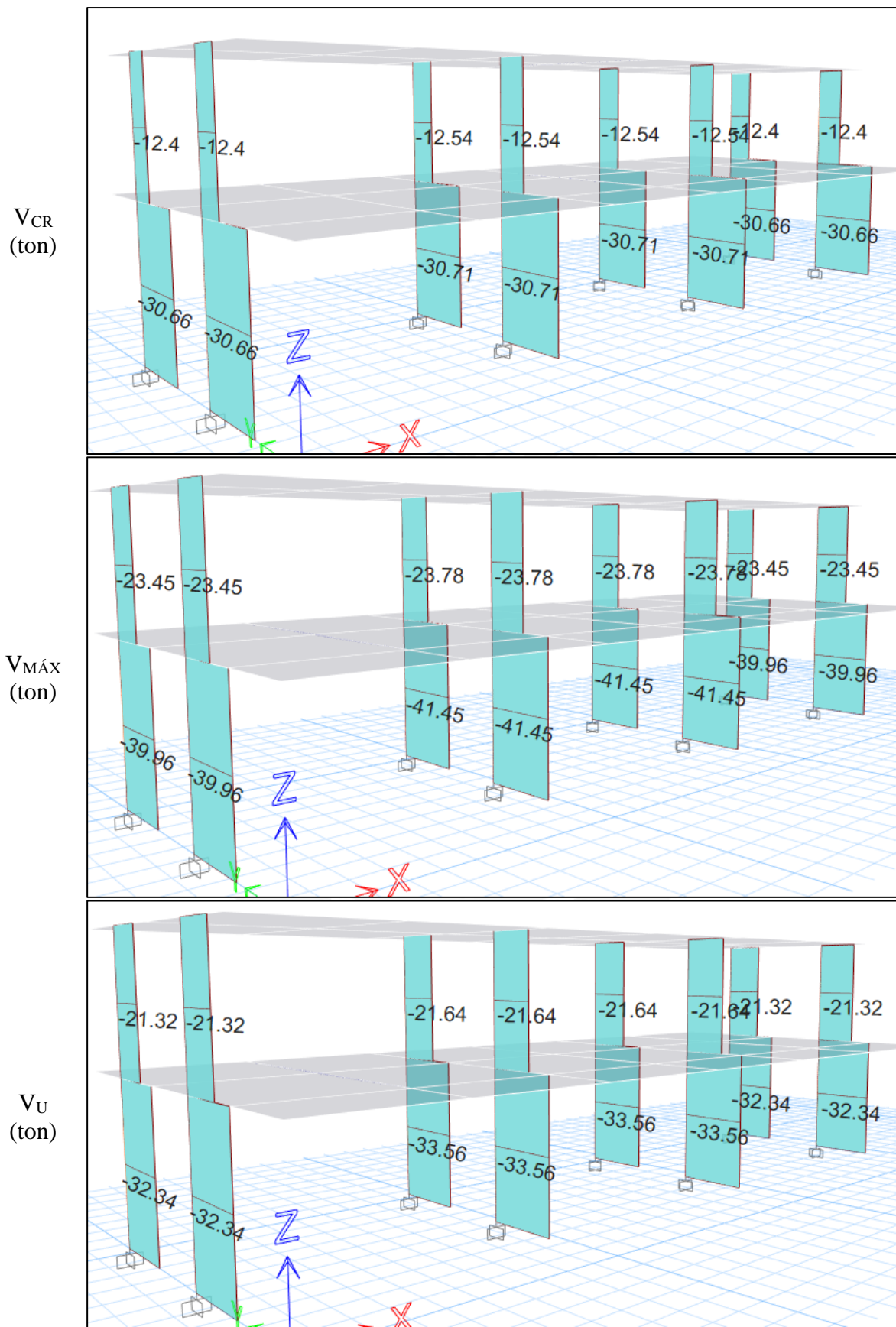


Figura 3.21: Fuerza cortante de los muros de albañilería confinada – Base empotrada (Agrietamiento V_{CR} , Máximo $V_{MÁX}$, Último V_U)

Capítulo 4. Análisis sísmico con base flexible del centro educativo 780 POST

En este capítulo se describe los parámetros del suelo a usar. Se realizaron tres modelos con base flexible para el análisis lineal y no lineal, se observará si cumplen los requisitos de la normativa peruana de albañilería y se mostrarán los resultados del análisis no lineal.

4. 1. Descripción del suelo

Del estudio de mecánica de suelos, se obtuvieron los parámetros referenciales mencionados en el acápite 3.2. El tipo de suelo se define como S2 según la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018). Este tiene como capacidad portante 2.50 kg/cm^2 , un módulo de elasticidad de 12500 ton/m^2 , un coeficiente de Poisson 0.3 y un espesor 3.0m del estrato.

4. 2. Modelo computacional de Interacción suelo-estructura (ISE)

A diferencia del modelo matemático con base empotrada, el proceso de modelación con base flexible requiere reemplazar los puntos de empotramiento por resortes. A modo de comparar los resultados, se realizan 3 distintas maneras de modelar el suelo siguiendo la base del método lineal de Winkler.

Para empezar, el primer método, conocido como análisis directo, consiste en generar áreas en las bases de las cimentaciones: zapatas rectangulares en el caso de columnas de pórticos y cimentaciones corridas para el caso de muros de albañilería confinada, ver Figura 4.1. Estas áreas se discretizan en un número finito de elementos adecuado tal que coincidan los nudos de la cimentación con los elementos *frame*, ver Figura 4.2. Luego, se les asignan elementos *Area spring* para cada área discretizada que incorpora el coeficiente de balasto del suelo, ver Figura 4.3. Este valor se obtiene con las fórmulas (2.20) y (2.21) que determina el coeficiente para zapatas aisladas y cimientos corridos respectivamente. Es necesario incidir que se restringieron los desplazamientos laterales y las 3 rotaciones como condiciones de borde de las zapatas ya que de no hacerlo la estructura sería inestable.

$$\text{Zapata Aislada: } K_s = \frac{E}{h(1-2\nu^2)} = \frac{12500}{3.0 * (1 - 2 * 0.3^2)} = 5081 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} / \text{m}$$

$$\text{Cimentación corrida: } K_s = \frac{E}{h(1-\nu^2)} = \frac{12500}{3.0 * (1 - 0.3^2)} = 4579 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} / \text{m}$$

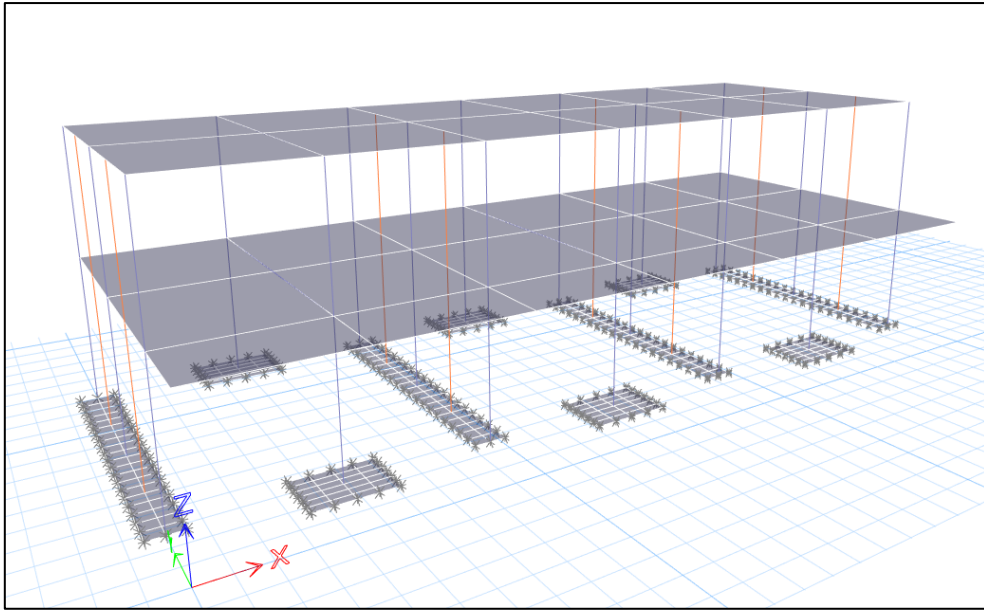


Figura 4.1: ISE 1er método

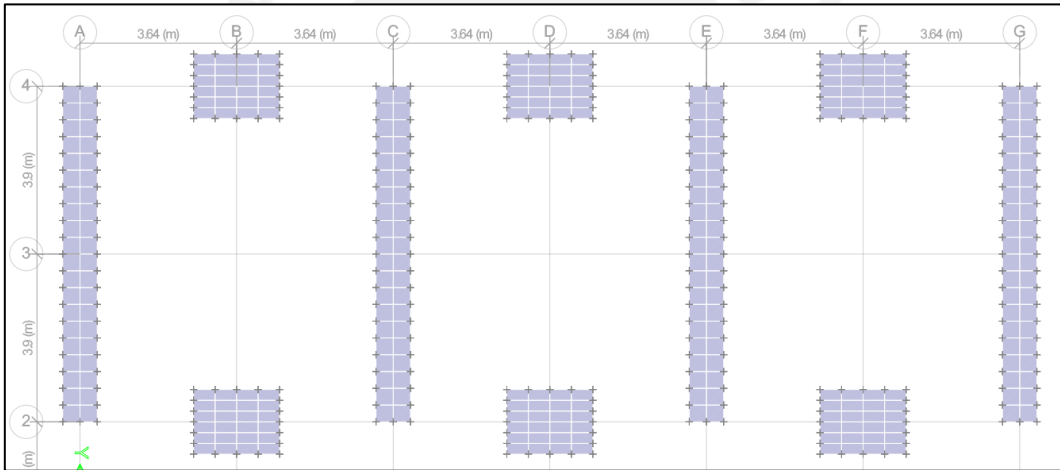


Figura 4.2: Discretización de la platea de cimentación

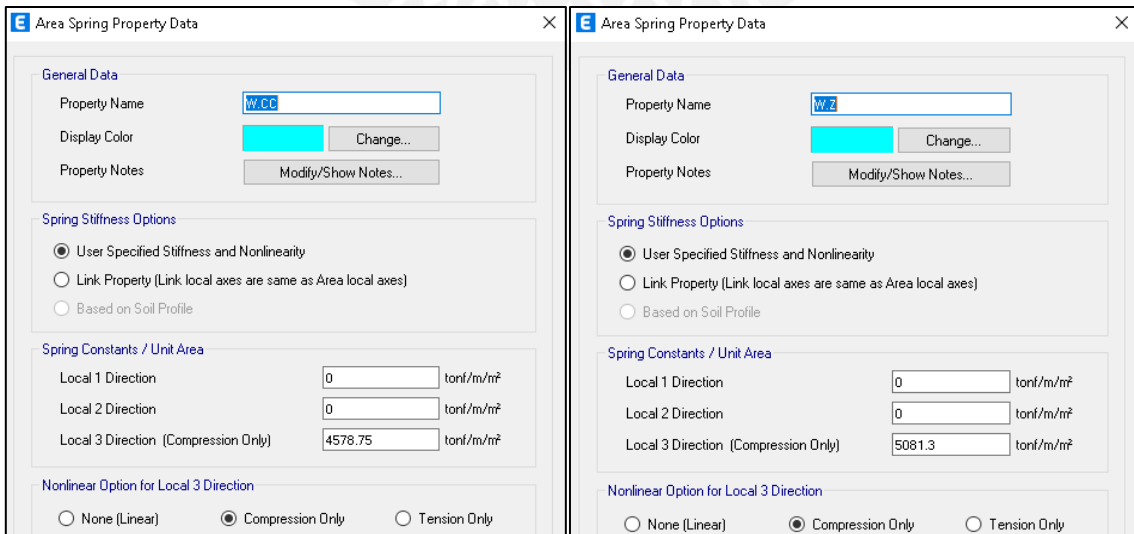


Figura 4.3: Propiedad de los elementos Area spring

El segundo método reduce la ubicación de resortes en un solo punto bajo las columnas como lo mencionan los autores Picón & Ruíz (2019). Esta metodología se asemejaría a realizar una subestructura simplificada, es decir, obvia evaluar las variables mencionadas en el acápite 2. 2. 2. En este caso el elemento es *Point Spring* como se muestra en la Figura 4.4. El valor de la rigidez de estos resortes es aquel utilizado del primer método, pero por la reducción a un punto se determina según el área de cimentación (ver Tabla 4.1). Además, las condiciones de borde consideradas son las mismas, por lo que se restringen los otros 5 grados de libertad. La Figura 4.5 muestra a la estructura con esta metodología de interacción suelo-estructura.

Tabla 4.1: Coeficiente de Balasto vertical concentrado

Elemento	B_s (m)	L_s (m)	K_s (ton/m/m ²)	K_s (ton/m)
Zapata aislada	1.50	2.00	5081	15244
Cimiento corrido	0.80	7.80	4579	28571

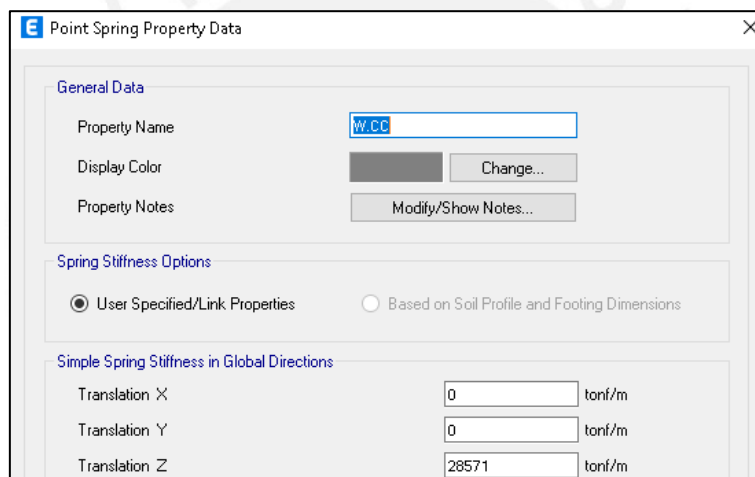


Figura 4.4: Propiedad del elemento *Point Spring* para Zapata aislada

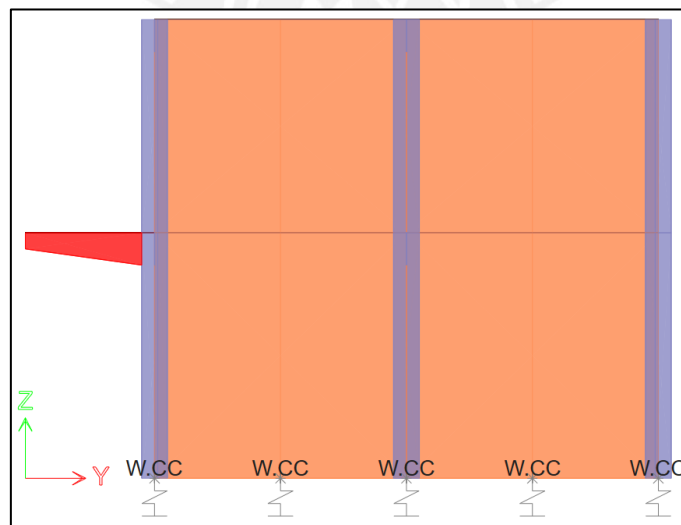


Figura 4.5: ISE 2do método

Por último, el tercer método presentado realiza un análisis de subestructura en el cual se añaden todos los resortes correspondientes a los 6 grados de libertad de la base de la estructura. Análogamente al segundo método, estos resortes se ubican en un punto bajo las columnas y se asignan por medio de elementos *Point Spring*, ver Figura 4.6. La rigidez de los resortes se obtiene con las fórmulas (2.26), (2.27), (2.28), (2.29) y (2.30). Estos valores se muestran en la Tabla 4.2 y este tercer modelo se muestra en la Figura 4.7.

Tabla 4.2: Rigidez de resortes según Lysmer y Richart (Chowdhury & Dasgupta, 2009)

Elemento	L_s (m)	B_s (m)	K_z (ton/m)	$K_x = K_y$ (ton/m)	$K_{\phi_x} = K_{\phi_y}$ (ton/m)	K_{ϕ_z} (ton/m)
Muro de albañilería confinada	7.80	0.80	38718	32995	9619	245696
Zapata Aislada	2.00	1.50	26846	22878	14259	25539

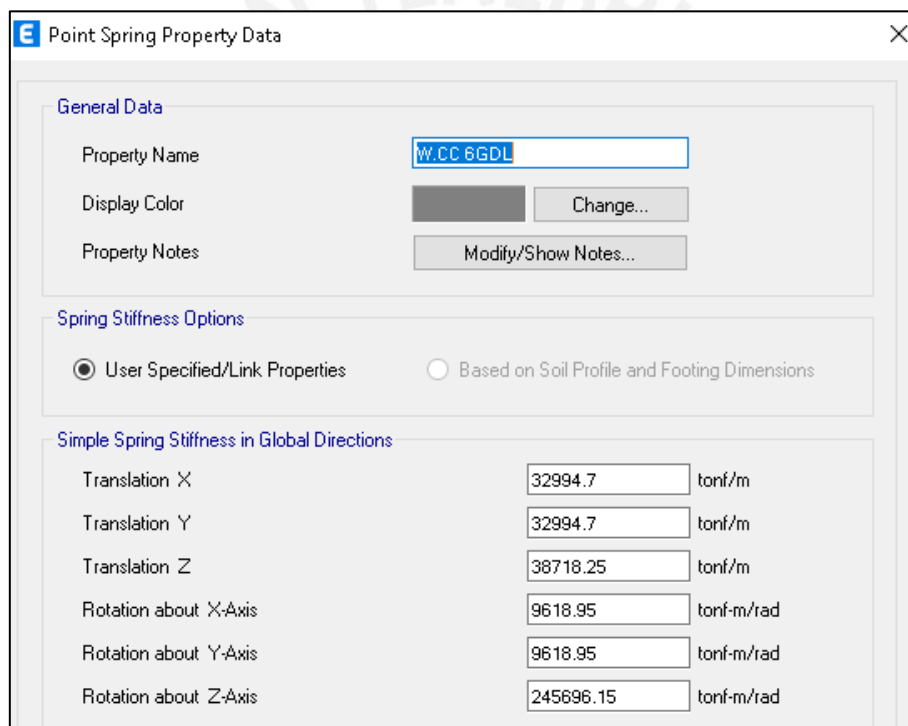


Figura 4.6: Propiedades del elemento *Point Spring* incluyendo 6 GDL para el cimiento corrido

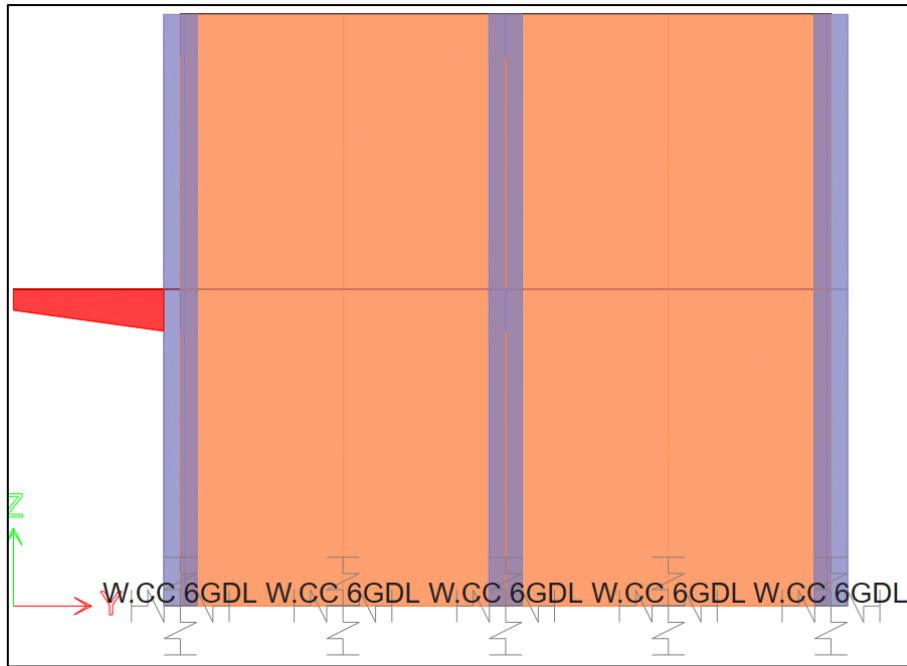


Figura 4.7: ISE 3er método

Con el fin de comparar el comportamiento estructural de los 3 modelos presentados, se determinan los periodos fundamentales de sus dos direcciones, ver Tabla 4.3.

Tabla 4.3: Periodos de los modelos en la dirección longitudinal (X) y transversal (Y)

Modelos	T_X (seg)	T_Y (seg)
M1	0.21	0.10
M2	0.20	0.10
M3	0.27	0.14

4. 3. Análisis lineal sísmico con base flexible

Similarmente al análisis con base rígida, se obtienen del software *Etabs* las fuerzas internas ante sismo moderado y sismo severo en la dirección transversal. La denominación M1 corresponde al método 1: análisis directo, M2 al método 2: subestructura y M3 al método 3: subestructura 6GDL.

Tabla 4.4: Fuerzas Internas V_e y M_e ante Sismo Moderado Y-Y con base flexible

Método	Muro	Piso 1		Piso 2	
		V_e (ton)	M_e (ton-m)	V_e (ton)	M_e (ton-m)
M1	Y1	12.61	33.48	5.19	10.01
	Y2	12.70	32.96	5.36	10.08
M2	Y1	12.56	45.57	5.25	10.11
	Y2	12.63	44.98	5.40	10.12
M3	Y1	12.51	46.09	4.90	9.20
	Y2	12.80	47.28	5.51	9.88

Luego, se realizan las mismas verificaciones de agrietamiento ante sismo moderado y sismo severo, ver 3. 4, para los muros del primer y segundo nivel según lo establecido por la Norma E.070 Albañilería (2006). Estas se muestran en las Tabla 4.5 y Tabla 4.6. Asimismo, mencionar que el factor V_{m1}/V_{e1} debe ser menor o igual a 3.0.

Tabla 4.5: Piso 1 – Sismo en Y-Y con base flexible (VE = 254.90 ton)

	Muro	L (m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me (ton-m)	α	Vm (ton)	0.55Vm (ton)	V_{m1}/V_{e1}	Vu (ton)	Mu (ton-m)
M1	Y1	3.90	18.96	12.61	33.48	1.00	40.52	22.29	3.00	37.83	100.44
	Y2	3.90	25.24	12.70	32.96	1.00	41.97	23.08	3.00	38.10	98.88
M2	Y1	3.90	18.96	12.56	45.57	1.00	40.52	22.29	3.00	37.68	136.71
	Y2	3.90	25.24	12.63	44.98	1.00	41.97	23.08	3.00	37.89	134.94
M3	Y1	3.90	18.96	12.51	46.09	1.00	40.52	22.29	3.00	37.53	138.27
	Y2	3.90	25.24	12.80	47.28	1.00	41.97	23.08	3.00	38.40	141.84

- Los muros del piso 1 no se agrietan por corte ante el sismo moderado ($V_e \leq 0.55 V_m$)
- $\sum V_m = 329.96 > V_E = 268.83 \text{ ton} \rightarrow$ La resistencia global aceptable

Tabla 4.6: Piso 2 – Sismo en Y-Y con base flexible (VE = 254.90 ton)

	Muro	L (m)	Pg (ton)	Ve (ton)	Me (ton-m)	α	Vm (ton)	0.55Vm (ton)	V_{m1}/V_{e1}	Vu (ton)	Mu (ton-m)
M1	Y1	3.90	8.83	5.19	10.01	1.00	38.19	21.01	3.00	15.57	30.03
	Y2	3.90	11.73	5.36	10.08	1.00	38.86	21.37	3.00	16.08	30.24
M2	Y1	3.90	8.83	5.25	10.11	1.00	38.19	21.01	3.00	15.75	30.33
	Y2	3.90	11.73	5.40	10.12	1.00	38.86	21.37	3.00	16.20	30.36
M3	Y1	3.90	8.83	4.90	9.20	1.00	38.19	21.01	3.00	14.70	27.60
	Y2	3.90	11.73	5.51	9.88	1.00	38.86	21.37	3.00	16.53	29.64

- Los muros del piso 2 no se agrietan por corte ante el sismo moderado ($V_e \leq 0.55 V_m$)
- Los muros del piso 2 no se agrietan por corte ante el sismo severo ($V_u \leq V_m$)
- $\sum V_m = 308.20 > V_E = 147.90 \text{ ton} \rightarrow$ La resistencia global aceptable

De la misma forma que el modelo con base empotrada, se determinan los desplazamientos relativos amplificando los resultados elásticos por 0.75R. Con lo anterior hallado, se evalúa la irregularidad torsional que se obtiene del análisis espectral del modelo computacional al añadir casos de desplazamiento con +/- 5% de excentricidad. Análogamente, la irregularidad torsional solo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y si la deriva de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento relativo máximo permisible. Finalmente, se verifica que, para cada caso, se cumpla lo estipulado por la normativa peruana, aquello se muestra en la Tabla 4.7.

Tabla 4.7: Irregularidad torsional – Base flexible

Método	Piso	Caso	Ratio	Deriva (%)	¿Cumple <7 (pórticos) <5 (Alb. Conf.)?	Ratio<1.3 y es menor al 50% de la deriva permisible?
M1	Piso 2	DX+	1.02	2.6	Sí cumple	No hay irregularidad
	Piso 2	DX-	1.01	2.6	Sí cumple	No hay irregularidad
	Piso 1	DX+	1.01	2.8	Sí cumple	No hay irregularidad
	Piso 1	DX-	1.01	2.8	Sí cumple	No hay irregularidad
	Piso 2	DY+	1.32	0.3	Sí cumple	No hay irregularidad
	Piso 2	DY-	1.32	0.3	Sí cumple	No hay irregularidad
	Piso 1	DY+	1.32	0.5	Sí cumple	No hay irregularidad
	Piso 1	DY-	1.32	0.5	Sí cumple	No hay irregularidad
M2	Piso 2	DX+	1.02	2.5	Sí cumple	No hay irregularidad
	Piso 2	DX-	1.01	2.5	Sí cumple	No hay irregularidad
	Piso 1	DX+	1.01	2.6	Sí cumple	No hay irregularidad
	Piso 1	DX-	1.00	2.6	Sí cumple	No hay irregularidad
	Piso 2	DY+	1.32	0.3	Sí cumple	No hay irregularidad
	Piso 2	DY-	1.32	0.3	Sí cumple	No hay irregularidad
	Piso 1	DY+	1.32	0.5	Sí cumple	No hay irregularidad
	Piso 1	DY-	1.32	0.5	Sí cumple	No hay irregularidad
M3	Piso 2	DX+	1.03	3.1	Sí cumple	No hay irregularidad
	Piso 2	DX-	1.02	3.0	Sí cumple	No hay irregularidad
	Piso 1	DX+	1.06	5.5	Sí cumple	No hay irregularidad
	Piso 1	DX-	1.05	5.5	Sí cumple	No hay irregularidad
	Piso 2	DY+	1.31	0.5	Sí cumple	No hay irregularidad
	Piso 2	DY-	1.31	0.5	Sí cumple	No hay irregularidad
	Piso 1	DY+	1.46	1.1	Sí cumple	No hay irregularidad
	Piso 1	DY-	1.46	1.1	Sí cumple	No hay irregularidad

Se observa que, en todos los casos de desplazamientos con excentricidad accidental, no se presentan irregularidad torsional. Cabe mencionar que en la dirección Y la ratio sí es mayor que 1.3, no obstante, la deriva obtenida supera al 50% de la máxima permisible.

4. 4. Análisis no lineal con base flexible

Para el análisis no lineal estático se han considerado las mismas leyes constitutivas y propiedades de los elementos mencionados en el punto 3. 5. Debido a que se espera un mayor desplazamiento, se considera un desplazamiento monitoreado de 40mm para obtener la curva de capacidad de la estructura. Cabe mencionar que el punto de control es en el segundo techo.

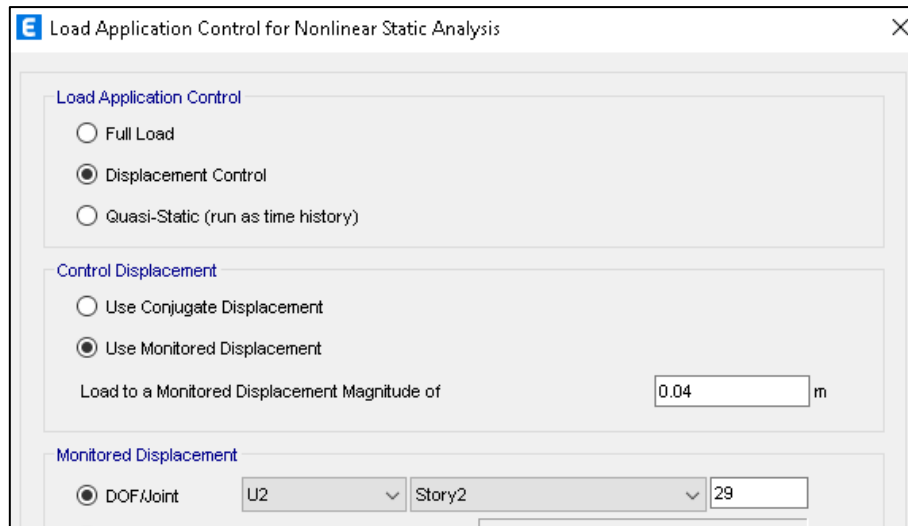


Figura 4.8: Control de desplazamiento del análisis *pushover*

4. 5. Resultados del análisis no lineal estático con base flexible

Similarmente, se muestra la curva *pushover* (Figura 4.9) obtenida de los 3 modelos matemáticos considerados en este capítulo. En la curva se marcan los puntos notables de cambios de rigidez: CR – Límite elástico, MÁX – máxima resistencia y U – punto de rotura.

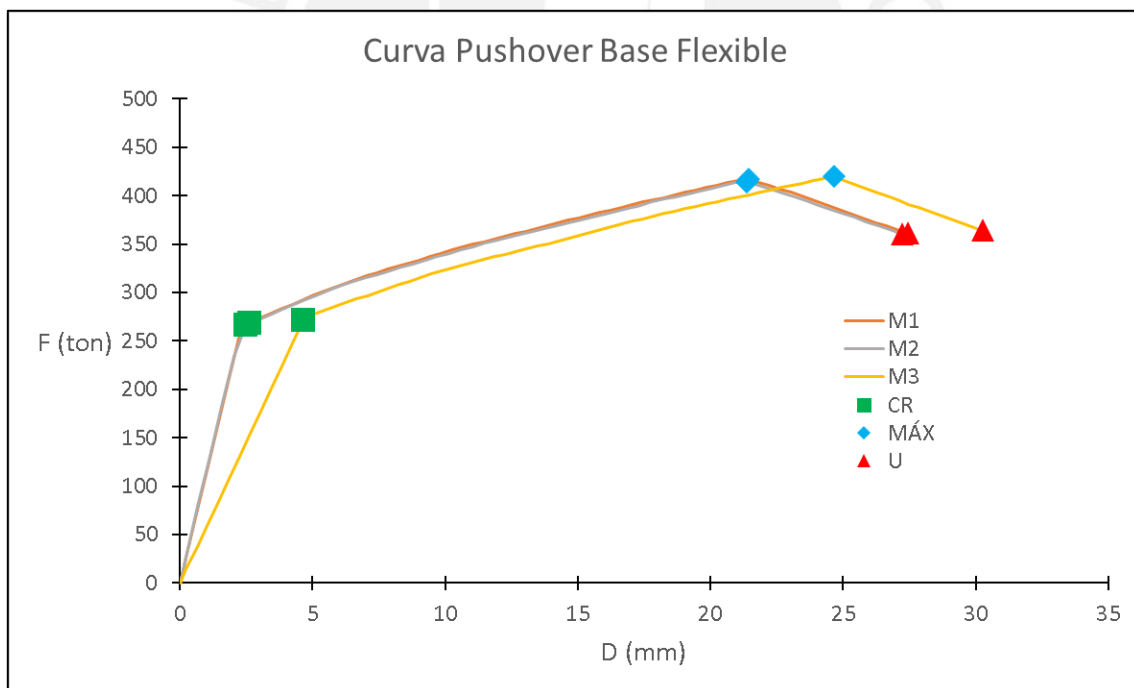


Figura 4.9: Curvas *pushover* con base flexible (M1 y M2 se superponen)

Tabla 4.8: Valores de la curva capacidad – Base flexible

Método	V _{cr} (ton)	V _{máx} (ton)	V _u (ton)	D _{cr} (mm)	D _{máx} (mm)	D _u (mm)
M1	269	417	361	2.6	21.4	27.4
M2	266	414	361	2.5	21.4	27.2
M3	271	420	364	4.7	24.7	30.3

Del gráfico, se obtiene la rigidez (K), ductilidad (μ) y sobrerresistencia (Ω) de cada modelo. Sus valores se muestran en la Tabla 4.9.

Tabla 4.9: Rigidez (K), ductilidad (μ) y sobrerresistencia (Ω) – Base flexible

Método	K (ton/m)	μ	Ω
M1	101935	10.41	1.55
M2	107041	10.96	1.56
M3	58300	6.50	1.55

Asimismo, se obtienen las derivas mostradas en la Tabla 4.10. De estas se toman las $\Delta_{\text{máx}}$ como punto de evaluación del desplazamiento relativo en la resistencia máxima para compararlos en la Figura 4.10 como la Tabla 4.10. Además, se muestran las fuerzas cortantes de los muros de albañilería confinada en las Figura 4.11-4.13 para los 3 modelos.

Tabla 4.10: Derivas – Base flexible

Método	Nivel	Δ_{cr} (‰)	$\Delta_{\text{máx}}$ (‰)	Δ_{u} (‰)
M1	Techo 2	0.3	0.6	0.6
	Techo 1	0.6	5.5	6.9
M2	Techo 2	0.7	1.1	1.0
	Techo 1	0.8	5.7	7.3
M3	Techo 2	0.8	1.2	1.0
	Techo 1	1.5	6.7	8.2

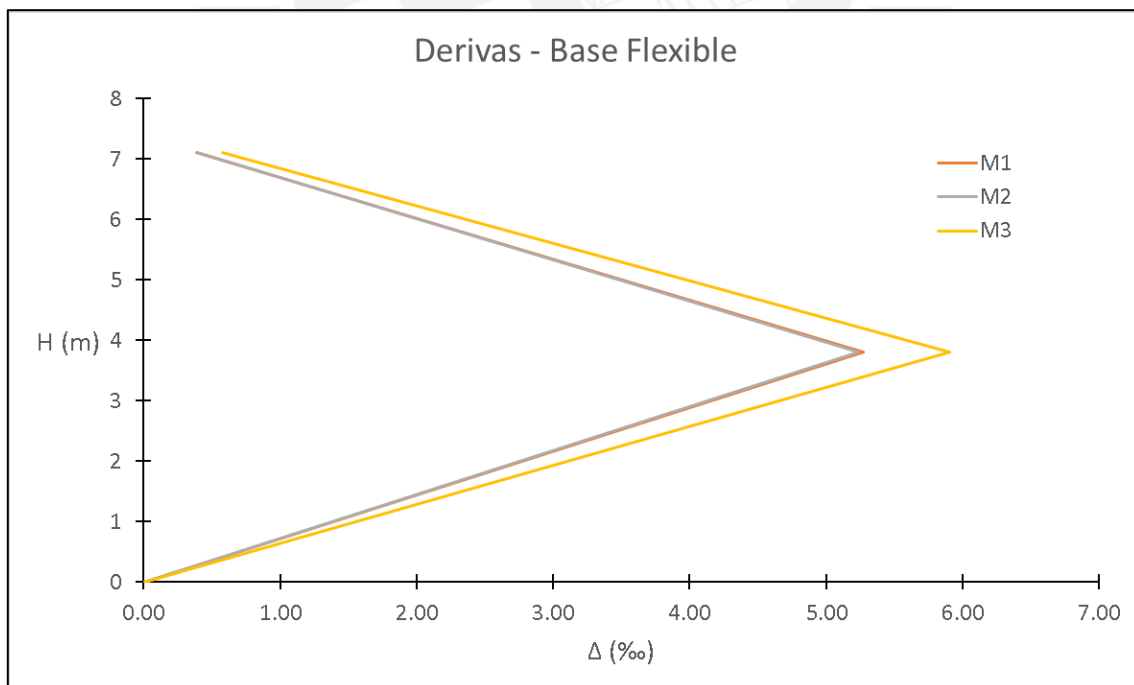


Figura 4.10: Derivas en la resistencia máxima – Base flexible

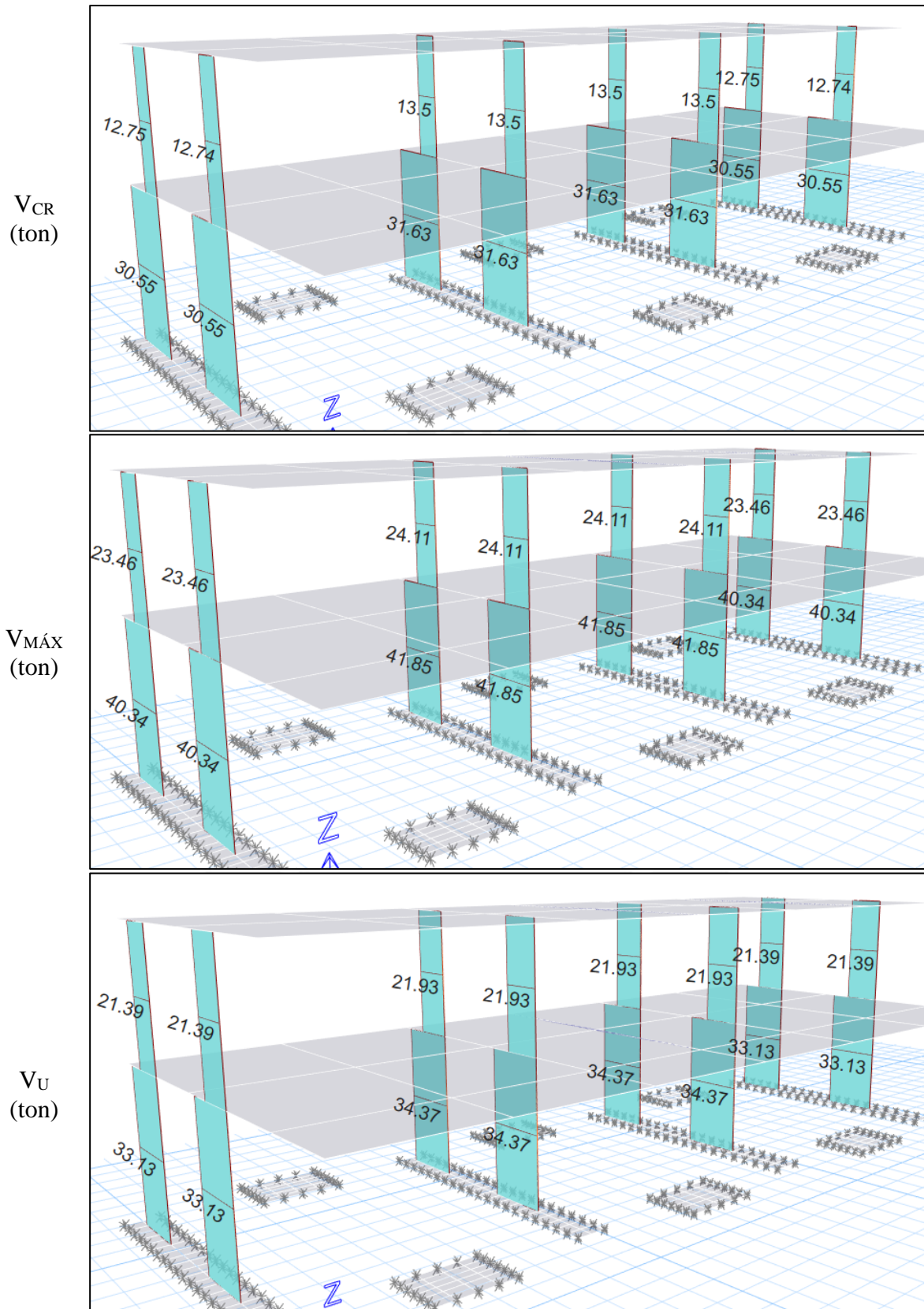


Figura 4.11: Fuerza cortante de los muros de albañilería confinada – Base flexible M1 (Agrietamiento V_{CR} , Máximo $V_{MÁX}$, Último V_U)

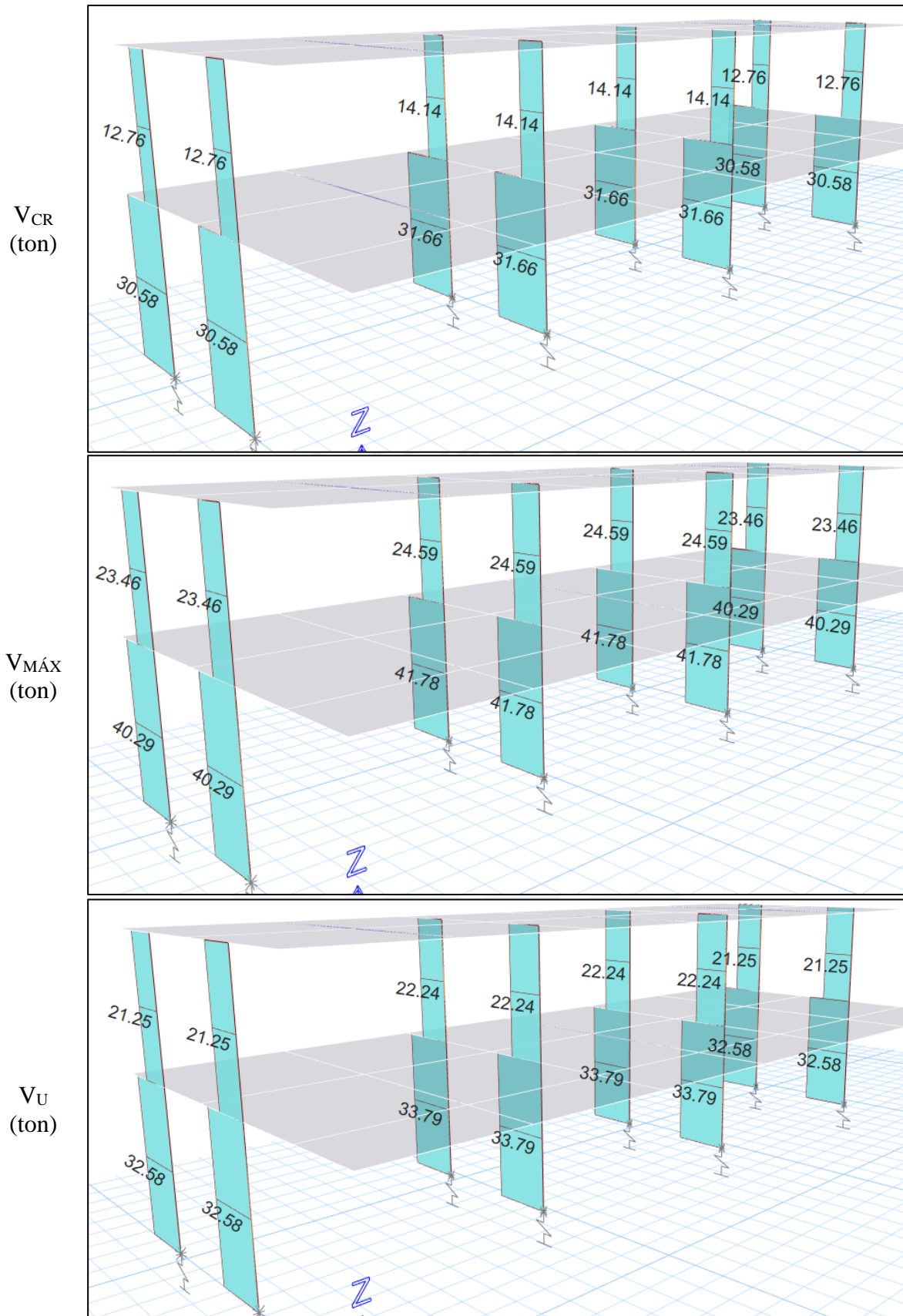


Figura 4.12: Fuerza cortante de los muros de albañilería confinada – Base flexible M2 (Agrietamiento V_{CR} , Máximo $V_{MÁX}$, Último V_U)

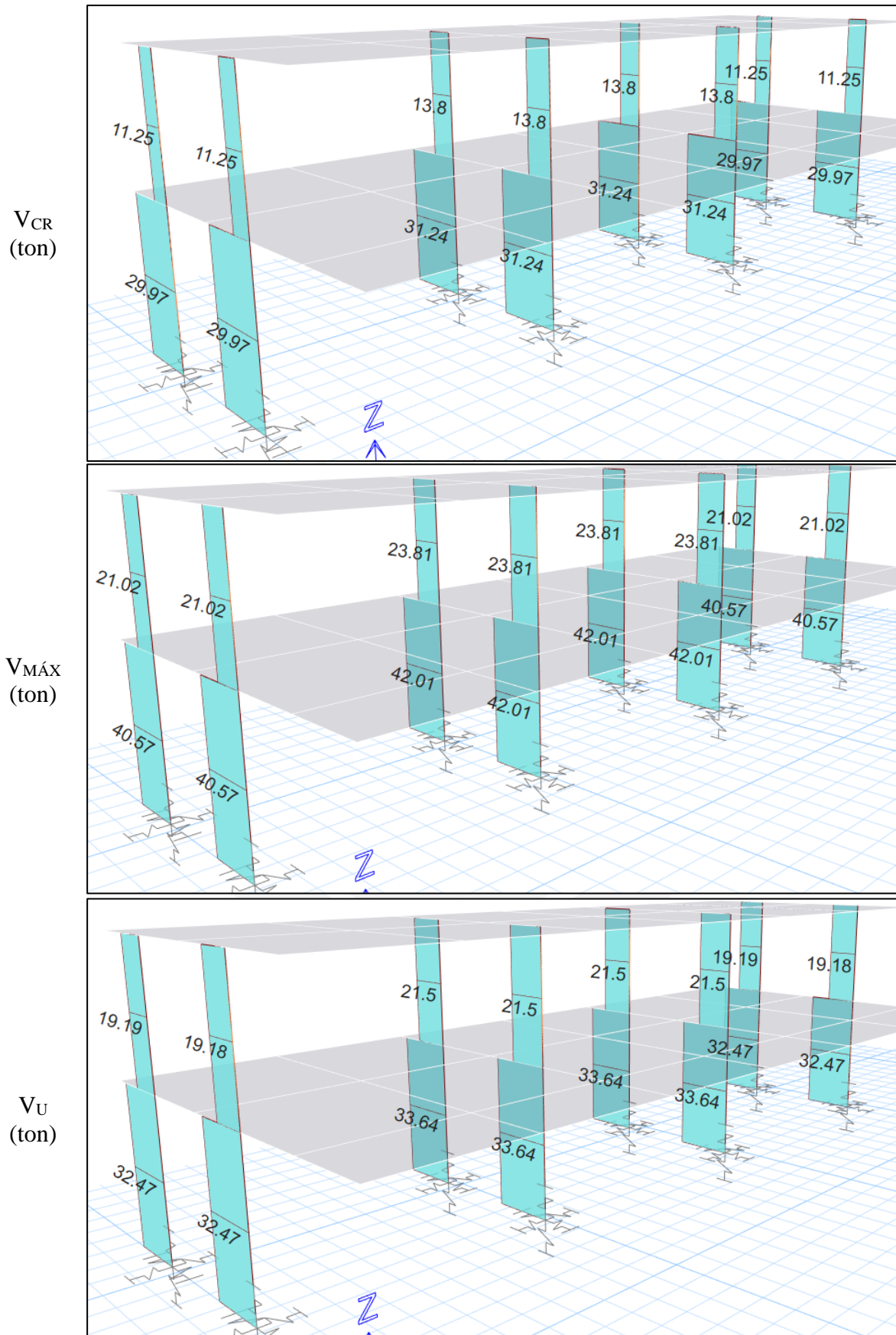


Figura 4.13: Fuerza cortante de los muros de albañilería confinada – Base flexible M3 (Agrietamiento V_{CR} , Máximo $V_{MÁX}$, Último V_U)

Capítulo 5. Análisis comparativo de resultados en Base Empotrada y Base Flexible

A partir de los resultados obtenidos en el análisis de los modelos matemáticos de los Capítulos 3 y Capítulo 4, se realiza un análisis comparativo y se muestran las diferencias de los siguientes aspectos: Periodos fundamentales, Irregularidad torsional, Curva de capacidad, Formación de rótulas y Fuerzas internas.

5. 1. Periodos fundamentales

Los periodos fundamentales para ambas direcciones con modelos de base flexible (M1, M2 y M3 del Cap.4), se incrementan respecto al modelo con base empotrada (BE). Este incremento es de 3%, 0.5% y 36% de la dirección X y 8%, 6% y 55% de la dirección Y en los tres modelos respectivamente, ver Tabla 5.1. El aporte de la deformación del suelo flexibiliza la estructura generando mayores periodos.

Tabla 5.1: Comparación de periodo fundamental

Modelos	T_X (seg)	T_{xi}/T_{BE}	T_Y (seg)	T_{yi}/T_{BE}
BE	0.20	1.00	0.09	1.00
M1	0.21	1.03	0.10	1.08
M2	0.20	1.00	0.10	1.06
M3	0.27	1.36	0.14	1.55

Se ubican los periodos de la dirección Y en el espectro de aceleraciones de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018), ver Figura 5.1. Se observa que todos los modelos se mantienen en la plataforma (periodo menor al $T_p = 0.6s$ para las condiciones del análisis).

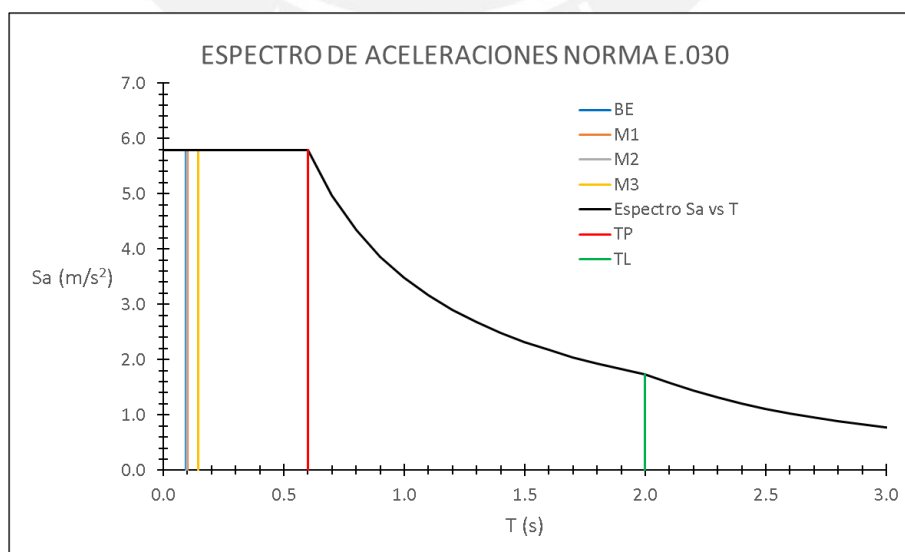


Figura 5.1: Espectro de aceleraciones – Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018)

En la Figura 2.20 realizada por Pecce et al. (2012), se comparan el cociente de periodos de diferentes estructuras con base flexible y base empotrada respecto a la velocidad de propagación del suelo (V_s). Según el Artículo 12 de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, un suelo intermedio (S2) tiene una velocidad de propagación de onda de corte entre 180 y 500 m/s. Comparando la relación de periodos de los modelos en base flexible usados y considerando un V_s de 469 m/s, en la Figura 5.2 se observa que el modelo M3 se acerca más al comportamiento de muros de corte. Los modelos M1 y M2 se alejan del comportamiento deseado.

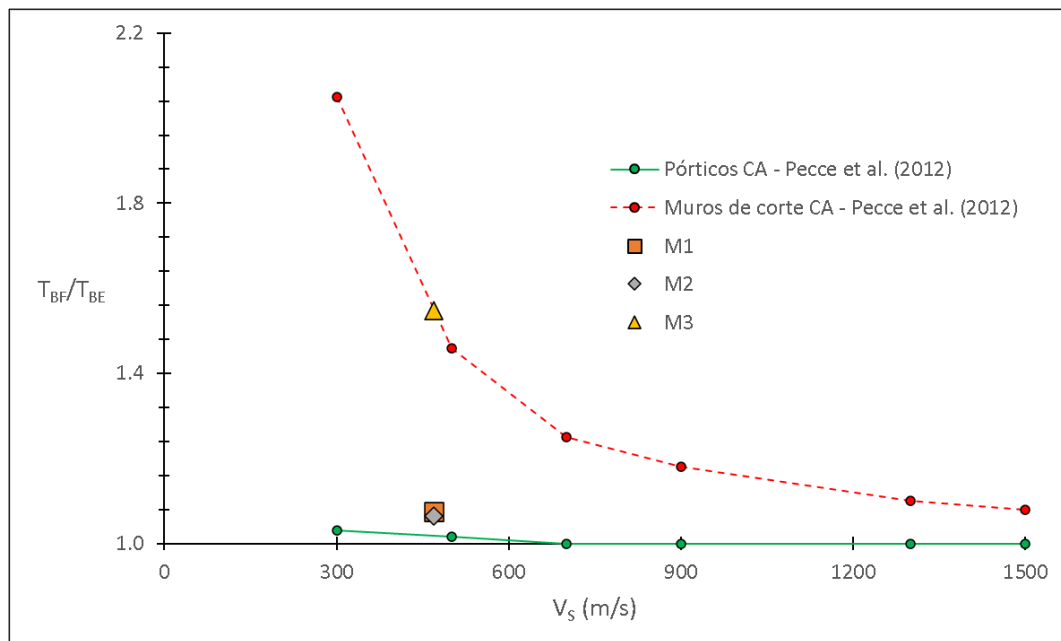


Figura 5.2: Comparación de los modelos con base flexible – T_{BF}/T_{BE} vs V_s

5. 2. Verificación de desplazamientos y regularidad estructural

La Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018) establece que una edificación tipo A debe cumplir con ser regular. Además, la ratio de distorsión debe ser menor a 1.3 siempre y cuando su deriva sea menor al 50% de la deriva límite permisible de 5‰ para muros de albañilería confinada y 7‰ para pórticos de concreto armado.

En el análisis espectral, se obtuvo que las ratios de distorsión incrementan en los modelos con base flexible respecto al de base empotrada. Además, las derivas de estos casos con excentricidad accidental aumentaron, pero en el caso del modelo M3 este cambio fue significativo en ambas direcciones para el primer piso. Pese a los altos valores de las distorsiones, todos los modelos cumplen con ser regulares según la normativa peruana, ver Tabla 5.2.

Tabla 5.2: Comparación de distorsión torsional

Piso	Caso	Ratio de distorsión				Deriva (‰)			
		BE	M1	M2	M3	BE	M1	M2	M3
Piso 2	DX+	1.02	1.02	1.02	1.03	2.4	2.6	2.5	3.1
Piso 2	DX-	1.01	1.01	1.01	1.02	2.4	2.6	2.5	3.0
Piso 1	DX+	1.01	1.01	1.01	1.06	2.6	2.8	2.6	5.6
Piso 1	DX-	1.01	1.01	1.00	1.05	2.6	2.8	2.6	5.5
Piso 2	DY+	1.32	1.32	1.32	1.31	0.2	0.3	0.3	0.5
Piso 2	DY-	1.32	1.32	1.32	1.31	0.2	0.3	0.3	0.5
Piso 1	DY+	1.32	1.32	1.32	1.46	0.4	0.5	0.5	1.1
Piso 1	DY-	1.32	1.32	1.32	1.46	0.4	0.5	0.5	1.1

5.3. Curva de capacidad

Del análisis no lineal estático, se obtuvo la curva de capacidad de los 4 modelos que se ilustran en la Figura 5.3. Los puntos de cortante máximo y desplazamiento asociado de las curvas se indican en la Tabla 5.3.

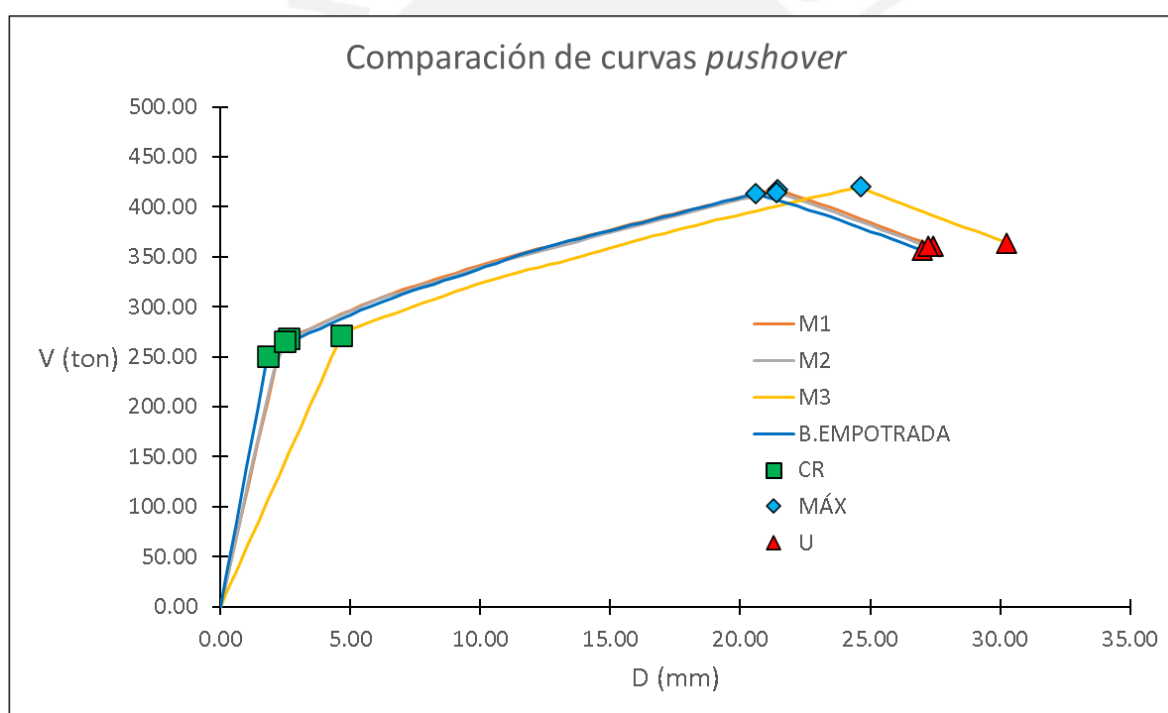


Figura 5.3: Comparación de las curvas de capacidad

Tabla 5.3: Desplazamiento y Fuerza cortante Basal

Modelo	D (para $V_{m\acute{a}x}$, mm)	D_i/D_{BE}	$V_{m\acute{a}x}$ (ton)	V_i/V_{BE}
BE	20.6	100.0%	413	100.0%
M1	21.4	104.0%	417	100.8%
M2	21.4	103.8%	414	100.2%
M3	24.7	119.6%	420	101.6%

De los modelos M1, M2 y M3 se obtiene un incremento del desplazamiento de 4%, 3.8% y 19.6% más respecto al modelo de base empotrada. El escaso incremento de los modelos M1 y M2 se atribuye a que éstos se realizaron considerando que los giros y desplazamientos laterales de los nudos en la base están restringidos. En cambio, el modelo M3 considera un posible desplazamiento en todos los grados de libertad y controlado por un elemento “resorte” o *spring*, lo que genera un mayor desplazamiento lateral (D en Figura 5.3) que los otros modelos.

Respecto a la fuerza cortante basal, los modelos con base flexible tienen una variación de fuerza de 1.6% respecto al de base empotrada. Es decir, los modelos usados presentan una resistencia máxima prácticamente constante.

A continuación, se comparan ductilidad (μ), rigidez (K) y sobrerresistencia (Ω) que se obtuvieron en el Capítulo 3 para base empotrada y Capítulo 4 para base flexible. Los valores se indican en las Tabla 5.4, Tabla 5.5 y Tabla 5.6.

Se observa una reducción del 30%, 27% y 56% de la ductilidad en los modelos M1, M2 y M3 frente al modelo BE. De igual modo, la rigidez inicial se reduce 26%, 23% y 58% en los modelos M1, M2 y M3 respecto al modelo BE. Por el contrario, la sobrerresistencia presenta variaciones de 6%, es decir la resistencia ante fuerza cortante resultó similar entre todos los modelos analizados.

Tabla 5.4: Comparación de Ductilidad

Modelo	μ	μ_i / μ_{BE}
BE	14.94	100.0%
M1	10.41	69.7%
M2	10.96	73.4%
M3	6.50	43.5%

Tabla 5.5: Comparación de Rigidez

Modelo	K (ton/m)	K_i / K_{BE}
BE	13871	100.0%
M1	10194	73.5%
M2	10704	77.2%
M3	5830	42.0%

Tabla 5.6: Comparación de Sobrerresistencia

Modelo	Ω	Ω_i / Ω_{BE}
BE	1.65	100.0%
M1	1.55	94.1%
M2	1.56	94.5%
M3	1.55	94.0%

El límite de reducción de la resistencia máxima a la resistencia última es de 20% según Díaz et al. (2019) y 25% según San Bartolomé (2018, pp. 181). Esta reducción se calcula a partir de las curvas de capacidad para todos los modelos, ver Tabla 5.7. Estos valores indican estar debajo del límite de estas referencias.

Tabla 5.7: Comparación de reducción de resistencia máxima

Modelo	$V_u / V_{m\acute{a}x}$
BE	16.0%
M1	15.5%
M2	15.0%
M3	15.4%

5. 4. Derivas máximas calculadas

Se comparan en la Tabla 5.8 las derivas obtenidas en el punto de resistencia máxima de los modelos con base flexible (M1, M2 y M3), en el techo del primer nivel. Estos son mayores en 7%, 10% y 29% respecto al modelo BE. Asimismo, las Normas E.070 Albañilería (2006) y E.030 Diseño Sismorresistente, indican que la deriva máxima permisible en estructuras de muros de albañilería es 5 ‰, lo cual resultó similar con los resultados para BE, M1 y M2; en cambio, el M3 excede notoriamente este límite.

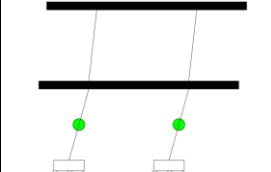
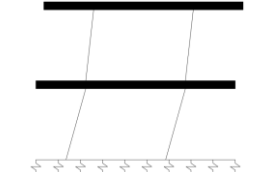
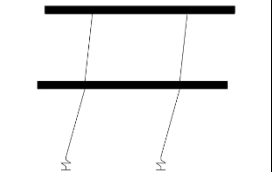
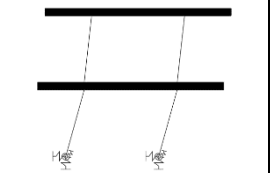
Tabla 5.8: Comparación de derivas en el punto de resistencia máxima

Modelo	Δ (para $V_{m\acute{a}x}$, ‰)	Δ_i / Δ_{BE}
BE	5.2	100%
M1	5.5	107%
M2	5.7	110%
M3	6.7	129%

5. 5. Formación de rótulas

Del análisis *pushover*, se determinó la formación de rótulas plásticas con el objetivo de comparar el mecanismo de colapso. En la Tabla 5.9 se indica esta formación en los muros de albañilería confinada, donde D es el desplazamiento lateral en el segundo nivel.

Tabla 5.9: Mecanismo de rótulas plásticas

D (mm)	BE	M1	M2	M3
2.0				

2.8				
4.8				
20.8				
21.6				
24.8				
27.2				
27.6				
30.4				

Se observa en la Tabla 5.6 que el daño está concentrado en el primer nivel para los 4 modelos empleados del análisis no lineal estático. No obstante, el nivel de daño varía con distintos desplazamientos que se diferencia por los colores correspondientes: sobrepasa el límite elástico (Verde), supera la resistencia máxima (Celeste) y llega a su resistencia última (Morado).

5.6. Fuerza Cortante de los muros

Del análisis *pushover*, se obtienen las fuerzas cortantes mostradas en los Capítulos 3 y 4 de los muros Y1 y Y2 (muros extremos y centrales respectivamente). Se comparan las fuerzas cortantes obtenidas en el punto de capacidad máxima para ambos niveles (Figura 5.4). Respecto al primer nivel, se observa que las fuerzas internas de los muros centrales (Y2) son ligeramente mayores en 4% a los extremos (Y1) para todos los modelos analizados. Por otro lado, para los muros Y1 del segundo nivel, los modelos M1 y M2 muestran valores similares respecto al modelo con base empotrada, pero en el modelo M3 ocurre una reducción. Finalmente, para los muros Y2 del segundo nivel, los modelos M1 y M2 muestran un incremento respecto al modelo con base empotrada, en cambio en el modelo M3 ocurre lo contrario.

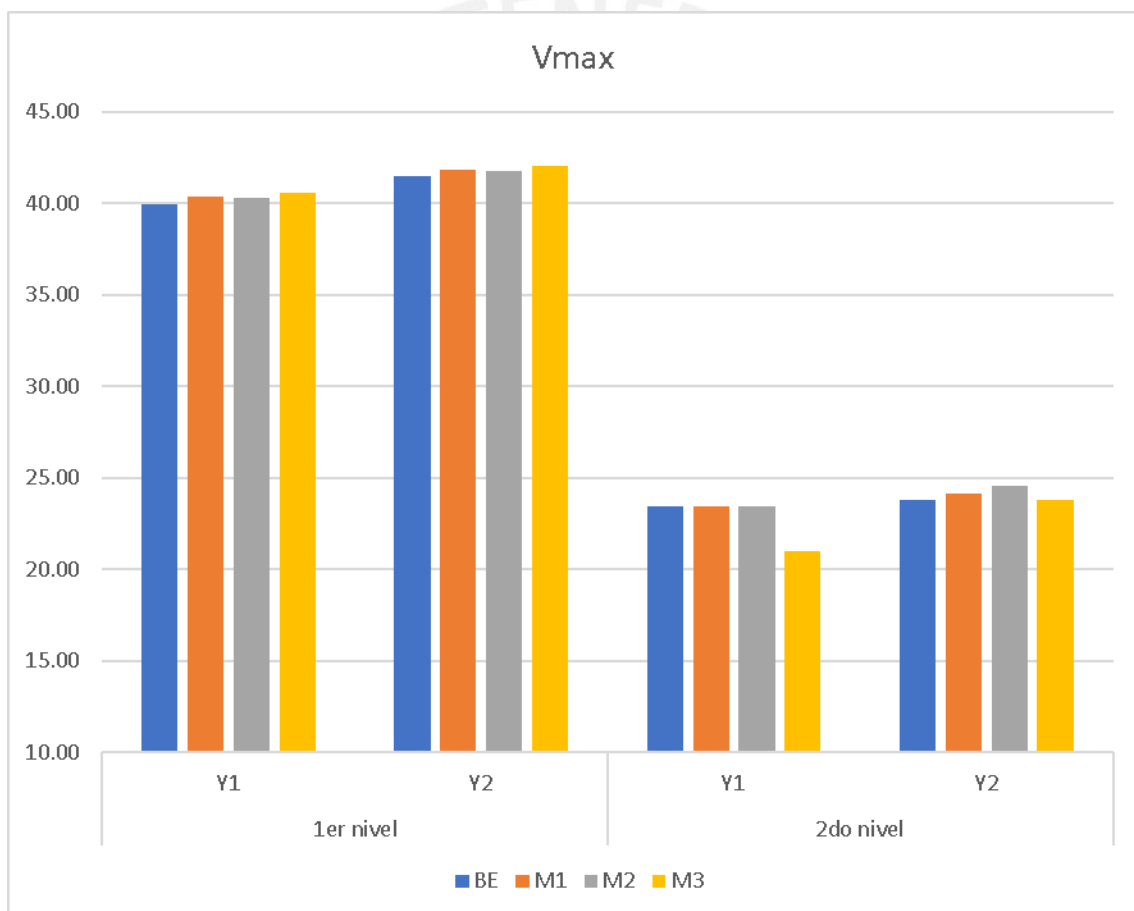


Figura 5.4: Fuerza cortante de los muros Y1 e Y2

Capítulo 6. Conclusiones y recomendaciones

En este capítulo se redactaron las conclusiones en base al análisis comparativo del Capítulo 5, así como se brindan comentarios hacia futuras líneas de investigación afines a la temática planteada.

6.1. Conclusiones

- ✓ El módulo escolar fue modelado con el método de marco equivalente para base empotrada y flexible. Al aplicar la rótula de corte en estos modelos, el método *pushover* permitió determinar la curva de capacidad de estructuras con muros de albañilería confinada.
- ✓ Se cumple la hipótesis planteada sobre el incremento de los desplazamientos laterales en los modelos con base flexible frente a los de base empotrada.
- ✓ Se verificó la hipótesis mencionada del aumento de periodo fundamental en todos los modelos de base flexible respecto al de base empotrada. Además, el aumento porcentual del periodo en la dirección con muros de albañilería confinada es mayor que en la dirección de los pórticos de concreto armado al usar modelos con base flexible, según lo visto en la Tabla 5.1. Es decir, para estructuras rígidas se obtendrá una mayor amplificación de periodo al considerar modelos de interacción suelo-estructura.
- ✓ La relación de periodos fundamentales de base flexible respecto al de base empotrada del modelo M3 es afín al modelo con muros de corte de concreto armado, analizado por Pecce et al. (2012).
- ✓ El módulo escolar seleccionado (Figura 3.1) muestra una simetría en planta para la dirección de los muros de albañilería confinada. Debido a esta configuración, los muros desarrollan su capacidad máxima aproximadamente al mismo momento. Por lo tanto, las fuerzas cortantes en esta dirección fueron muy similares, al usar modelos con base flexible para módulos 780 POST simétricos.
- ✓ La interacción suelo-estructura para los modelos presentados reduce la rigidez inicial y la ductilidad estructural, según lo visto en la Tabla 5.4, pero la sobrerresistencia se mantiene casi constante. El efecto de la interacción es más notorio en el modelo M3, ya que su curva de capacidad ilustra una mayor caída de rigidez inicial, lo que supone mayores desplazamientos y una menor ductilidad respecto a un modelo con base empotrada.
- ✓ La caída de la resistencia máxima de todas las curvas de capacidad obtenidas fue entre 15-16%. Esto concuerda con lo establecido por Díaz et al. (2019) y San Bartolomé

(2018). Sin embargo, se había considerado una reducción del 25% de esta resistencia en la ley constitutiva usada para el muro de albañilería confinada. Esto muestra que el aporte de los pórticos de concreto armado y la formación de rótulas en los elementos afectan el porcentaje de reducción de resistencia.

- ✓ Las edificaciones tipo A, como las edificaciones educativas, no deben tener ninguna irregularidad estructural, según la Norma E.030. Los resultados del análisis sísmico de todos los modelos muestran que se cumple este requisito. Cabe mencionar que la ratio, para considerarse irregular por torsión, de todos los modelos fue mayor a la aceptable, pero su deriva fue menor que la mitad de la deriva permisible, siendo el caso del modelo M3 notoriamente mayor. Por ende, el modelo M3 podría tener una irregularidad torsional en edificaciones de muros de albañilería confinada con más niveles o plantas de mayores dimensiones o plantas con asimetría.
- ✓ Todos los modelos presentan periodos cortos (menores al $T_p = 0.6s$), por lo que la aceleración espectral se mantiene en la plataforma del espectro, mostrado en la Figura 5.1. Incluso, la resistencia máxima de todos los modelos fue muy similar. Sin embargo, Muñoz (2020) comenta que la omisión de la interacción suelo-estructura genera desplazamientos menores a los realizados por sismos importantes. Por lo tanto, por los resultados obtenidos, se debería aplicar metodologías de interacción al realizar un análisis sísmico lineal en estructuras de periodos cortos y suelos blandos.
- ✓ Los modelos M2 y M3 son efectivos para análisis sísmicos sofisticados que incluyan efectos ISE. En cambio, el modelo M1 requiere de mayor esfuerzo computacional, seis veces más en tiempo de ejecución. Esto se atribuye a la simplificación de colocar los resortes en puntos bajo los elementos *frame*. Por lo tanto, se afirma que los modelos de subestructura (M2 o M3) son más adecuados para realizar análisis sísmicos con base flexible y que permitan analizar edificaciones con muros de albañilería confinada.
- ✓ Respecto al mecanismo de rótulas obtenido del análisis no lineal en los modelos, se observa que todas las rótulas plásticas se presentan en los muros del primer piso. Asimismo, este efecto se evidencia en la Figura 6.1 que muestra el daño real de un muro de módulo escolar debido al sismo de Pisco en el año 2007.

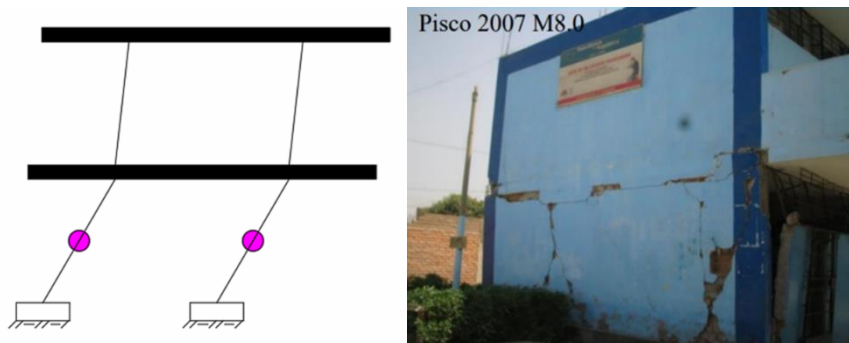


Figura 6.1: Comparación de la formación de rótulas en los modelos y fotografía extraída del curso Albañilería estructural (Quiun, 2021)

- ✓ Por todo lo anterior mencionado, se concluye que el modelo M3 con 6 GDL representa mejor el comportamiento sísmico esperado de una estructura con muros de albañilería confinada con base flexible.

6. 2. Futuras líneas de investigaciones

- Se recomienda aplicar el modelo de marco equivalente para edificaciones de más de dos niveles de muros de albañilería confinada, considerando una rótula de flexión de plasticidad concentrada. Asimismo, analizar estas edificaciones con modelos de interacción suelo-estructura para comparar las fuerzas internas respecto a modelos de base empotrada.
- Para obtener una visión más amplia y a su vez más data de la interacción suelo-estructura en edificaciones de muros de albañilería confinada, se recomienda estudiar y aplicar otros modelos que representen dicha interacción, en especial modelos de subestructura.
- Se recomienda realizar los análisis no lineales considerando modelos ISE con otros tipos de suelo y comparar los resultados.
- Se sugiere utilizar el modelo M3 de esta tesis para analizar estructuras con irregularidad torsional para un análisis sísmico lineal y no lineal.
- En caso de realizar el análisis no lineal estático de una edificación con poca capacidad portante del suelo, se recomienda verificar constantemente la presión del suelo con el esfuerzo admisible durante la generación de la curva *pushover*. En caso falle el suelo, investigar soluciones para que el muro trabaje hasta su máxima resistencia lateral.
- El módulo escolar escogido permitió enfocarnos en el comportamiento sísmico de los modelos propuestos en una estructura de albañilería confinada, ya que los muros predominaron en una dirección. Por ello, se podría aplicar los modelos matemáticos de esta investigación en edificaciones con geometrías complejas, mayores alturas y una distribución de muros asimétricas, variando dimensiones, cargas y materiales. (viviendas, hospitales, entre otros).

Referencias bibliográficas

Angles, P. (2008). *Comparación del comportamiento a carga lateral cíclica de un muro confinado con ladrillos de concreto y otro con ladrillos de arcilla*. [Tesis para optar el título de ingeniera civil, Pontificia Universidad Católica del Perú]. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/144>

Anyaipoma, H. (2019). *Análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar de concreto armado considerando la interacción suelo-estructura*. [Tesis para optar el título profesional de ingeniero civil, Universidad Peruana los Andes]. <https://hdl.handle.net/20.500.12848/924>

Arancibia, D. (2020). *Estudio del efecto de la interacción suelo-estructura en edificios bajos de albañilería*. [Memoria para optar al título de ingeniera civil, Universidad de Chile]. <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/177340>

Astorga, M., Aguilar, R. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico de edificaciones educativas peruanas*. [Tesis para optar grado de Magister en Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú]. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/1332>

Blanco, J. (2005). *Las Estructuras de los Centros Educativos (Colegios) en el Siglo XX en el Perú Diversos Proyectos de Reforzamiento y Ejemplos de Estructuración de Edificaciones de la Universidad Católica del Perú*. [Tesis para optar grado de Magister en Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú]. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/7628>

Chacón, R., Paz, I. (2016). *Análisis de desempeño sísmico de los edificios escolares típicos 780 post 97 de la costa peruana*. [Tesis para optar grado de Magister en Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú]. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/6891>

Chowdhury, I., Dasgupta, S. (2008). *Dynamics of structure and foundation – A unified approach*. (1^a ed.) CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9780203885277>

COMPUTERS AND STRUCTURES, Inc. (2010). *ETABS Nonlinear Version 9.7.2*. University. Berkeley, California, USA.

Coral, M. (2018). *Ensayos cíclicos en muros de albañilería confinada construidos con ladrillos King Kong de fabricación industrial*. [Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú]. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/13133>

Díaz, M., Zavala, C., Flores, E., Cárdenas, L. (2019). Development of analytical models for confined Masonry Walls base don experimental results in Lima city. *Revista TECNIA*, 29(2). <https://dx.doi.org/10.21754/tecnia.v29i2.711>

Dowrick, D. (1984). *Diseño de estructuras resistentes a sismos para ingenieros y arquitectos*. Editorial LIMUSA.

Duarte, C., Martínez, M., Santamaria, J. (2017). *Análisis estático no lineal (pushover) del cuerpo central del edificio de la facultad de medicina de la universidad de El Salvador*. [Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Universidad de El Salvador]. <https://ri.ues.edu.sv/id/eprint/13405>

FEMA (2020). *A Practical Guide to Soil-Structure Interaction (FEMA P-2091)*. <https://www.fema.gov/sites/default/files/documents/fema-p-2091-soil-structure-interaction.pdf>

Gallegos, H. (2005). *Albañilería estructural*. (3^a ed.) Fondo editorial PUCP. <https://repositorio.pucp.edu.pe/index/handle/123456789/181453>

Gamarra, N., (2014). *Análisis de la interacción sísmica suelo – estructura en edificación de albañilería estructural*. [Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional del Centro del Perú]. <http://hdl.handle.net/20.500.12894/410>

Gonzales, G., Aguilar, A., Huaco G. (2020). Análisis Dinámico Incremental de un Hospital de 60 Años de Antigüedad con Muros de Albañilería Artesanal. *Latin American and Caribbean of Engineering Institutions*. <http://dx.doi.org/10.18687/LACCEI2020.1.1.375>

Joy, P. Kuriakose, B. Mathew, M. (2016). Pushover analysis of buildings considering soil-Structure Interaction. *Applied mechanics and materials*, 857, 189-194. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.857.189>

Krawinkler, H. (1996). Pushover analysis: why, how, when, and when not to use it. *Structural Engineers Association of California*. 17-36.

Loa, G. (2017). *Evaluación del desempeño sísmico de tres opciones de reforzamiento incremental en edificaciones educativas típicas construidas antes de 1997*. [Tesis para optar grado de Magister en Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú]. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/8618>

Loclle, A. (2021). *Evaluación de desempeño estructural utilizando Análisis Estático no lineal (Pushover) del bloque del nivel secundario del colegio Emblemático Ladislao Espinar ubicado en la ciudad de Espinar-Cusco*. [Tesis para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil, Universidad Peruana Unión]. <http://hdl.handle.net/20.500.12840/4515>

Mander, J., Priestley, M., Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*. Vol.114 (8) 1804-1826.

Mendoza, J., Rodas, H. (2015). *Análisis de interacción suelo estructura de centros educativos con zapatas corridas en la Urb. Nicolas Garatea – Nuevo Chimbote*. [Tesis para obtener el Título profesional de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Santa]. <http://repositorio.uns.edu.pe/handle/UNS/1918>

Ministerio de Educación. (2020) *Magnitudes de la educación en el Perú: Número de locales educativos por tipo de gestión y área geográfica, según etapa, modalidad y nivel educativo ofrecido, 2020*. http://escale.minedu.gob.pe/magnitudes-porlet/reporte/cuadro?anio=29&cuadro=517&forma=U&dpto=&dre=&tipo_ambito=ambito-ubigeo

Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (2018). *Norma Técnica de Edificación E.030*. SENCICO, Lima.

NEHRP. (2012) Soil-Structure Interaction for Building Structures. *National Institute of Standards and Technology*. <https://www.nehrp.gov/pdf/nistgcr12-917-21.pdf>

NIST. (2010) NEHRP Seismic Design Technical Brief No.4: Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design: A Guide for Practicing Engineers. *National Institute of Standards and Technology*. <https://www.nehrp.gov/pdf/nistgcr10-917-5.pdf>

Pari, S., Manchego, J. (2017). *Análisis experimental de muros de albañilería confinada en viviendas de baja altura en Lima, Perú*. [Tesis para optar grado de Magister en Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú]. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/8662>

Park, R., Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. A WILEY-INTERSCIENCE PUBLICATION.

Pasticier, L., Amadio, C., Fragiaco, M. (2007). Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 V.10 code. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 467-485. <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.770>

Paulina L. (2004). *Diseño sísmico basado en desempeño de edificios de hormigón armado*. [Tesis para optar por el Título de Master en Ingeniería Estructural Sismo-Resistente, Universidad Técnica de Ambato, Ecuador]

Pecce M., Ceroni M., Sica S., Garofano A. (2012). Effect of soil-structure Interaction on the dynamic behavior of masonry and RC buildings. *15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa.

Picón, A., Ruiz, L. (2019). *Análisis del problema de interacción suelo-estructura para un pórtico 2D en suelos granulares*. [Tesis para optar por el título profesional de ingeniero civil, Pontificia Universidad Católica del Perú]. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/14314>

San Bartolomé, A., Quiun, D., Silva, W. (2018). *Diseño y construcción de estructuras sismorresistentes de albañilería*. (2^a ed.) Fondo editorial PUCP. <http://repositorio.pucp.edu.pe/index/handle/123456789/170319>

Santana, R. (2012). *Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada*. [Tesis para Optar el Grado de Maestro en Ciencias en Mención en Ingeniería Estructural, Universidad Nacional de Ingeniería].

Silva, D., Ipanaque, G. (2009). *Interacción Sísmica Suelo – Estructura en Edificaciones Aperticadas*. [Tesis para optar por el Título Profesional de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Piura]

Tena, A., Rivera, G., Vergara, J. (2011). Estimación de la rigidez lateral elástica de muros con aberturas. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*. Vol.11(2).

Torre, J. (2019). *Análisis no lineal estático de una edificación de albañilería confinada en la ciudad de Huancavelica - 2018*. [Tesis para optar por el Título Profesional de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Huancavelica]. <http://repositorio.unh.edu.pe/handle/UNH/2591>

Tsudik, E. (2013). *Analysis of Structures on Elastic Foundations*. J. Ross Publishing.

Yamin, L., Rincón, J., Reyes, J., Hurtado, A., Tristáncho, J., Becerra, A., López, L., Estrada, J. (2017). *Estrategia de Reducción del Riesgo Sísmico de Edificaciones Escolares Públicas del Perú*. Universidad de los Andes. <https://www.gfdr.org/en/publication/estrategia-de-reduccion-del-riesgo-sismico-de-edificaciones-escolares-publicas-del-peru>

Zúñiga, O., Terán, A. (2008). Evaluación basada en desplazamiento de edificaciones de mampostería confinada. *Revista de Ingeniería Sísmica*. 25-48, México.