

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
ESCUELA DE POSGRADO



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

**"Vulnerabilidad sísmica de una edificación escolar típica
módulo 780 Pre NDSR-1997 mediante modelos no lineales"**

Tesis para optar el grado de Magíster en Ingeniería Civil

Presentado por

Edward Alberto Quiroz Rojas

Asesora

Dra. Sandra Santa Cruz Hidalgo

Lima, marzo del 2017

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer de manera especial a la Doctora Sandra Santa Cruz Hidalgo por el apoyo brindado, el tiempo dedicado, los consejos y asesoría impartidos para la realización de la tesis.

A los Ingenieros Alejandro Muñoz Peláez y José Velásquez Vargas por los aportes y sugerencias dadas y que contribuyeron a concluir el documento.

A los profesores de la escuela de posgrado de la PUCP por sus enseñanzas impartidas, enseñanzas que sirvieron para profundizar los conocimientos en ingeniería estructural adquiridos en el pregrado.

A todas las personas que de alguna u otra forma colaboraron en la realización de este trabajo, en especial a mi amigo y socio, Ingeniero Edwin Arauco Rojas por su paciencia y ayuda ante tantas ausencias mías durante la realización de la tesis.



DEDICATORIA

Dedico este trabajo a toda mi familia, mi hijo, mi esposa, mis padres y hermanos.

Gracias a Dios por guiarme y por la grandiosa familia que me ha dado.

Alberto

RESUMEN

La presente tesis denominada “Vulnerabilidad sísmica de una edificación escolar típica módulo 780 Pre NDSR-1997 mediante modelos no lineales” comprende el estudio de dos módulos escolares de dos y tres pisos denominados 780 Pre NDSR-1997 en el departamento de Lima, específicamente en Lima Metropolitana, esta denominación se debe a que fueron construidos bajo los lineamientos normativos antes de la norma de diseño sismorresistente del año 1997.

La vulnerabilidad sísmica de los módulos se obtuvo partir de las “funciones de vulnerabilidad” en el que se relacionó la distorsión máxima de la estructura y el daño esperado obtenido a partir de la curva de capacidad bilinealizada relacionando los desplazamientos máximos en el techo con cada nivel de daño dado.

Para la determinación de la respuesta de la estructura en términos de distorsión máxima se empleó la metodología propuesta por Miranda con parámetros en el rango elástico y parámetros en el rango inelástico.

En el capítulo I se muestra una descripción estadística de la problemática de los colegios existentes, y los lineamientos seguidos por el Gobierno a través del PRONIED a fin de mitigar los daños ocasionados por eventos sísmicos a estas construcciones. Se describen además los objetivos del estudio.

En el capítulo II se describen los antecedentes de estudios que preceden a la presente investigación específicamente estudios de desempeño y vulnerabilidad sísmica a colegios pre y post Norma de diseño sismorresistente del año 2007.

En el capítulo III se presenta el marco teórico y conceptual de los procedimientos tomados para realizar el presente estudio. Se ven temas como modelos no lineales de los materiales, respuesta no lineal de los elementos y de la estructura, procedimientos y métodos para evaluar el daño de estructura y los niveles de desempeño sísmico de las mismas.

En los capítulos IV y V se describen los procedimientos para la evaluación de la vulnerabilidad y los resultados de los análisis realizados.

Índice

CAPITULO I	7
INTRODUCCION	7
1.1 Introducción	7
1.2 Módulos evaluados	11
1.3 Objetivos	12
CAPITULO II	13
ANTECEDENTES	13
2.1 Análisis de vulnerabilidad, riesgo y desempeño sísmico realizados	13
CAPITULO III	20
MARCO TEORICO	20
3.1 Vulnerabilidad sísmica.....	20
3.1.1 Métodos para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica.....	20
3.1.2 Funciones de vulnerabilidad	21
3.2 Desempeño sísmico	23
3.2.1 Comité 2000 (SEAOC 1995).....	23
3.2.2 ATC-40 (1996).....	25
3.2.3 FEMA 273 y 274.....	32
3.3 Modelos no lineales	33
3.3.1 Modelos no lineales de comportamiento de los materiales para el concreto armado	33
3.3.2 Modelos no lineales de comportamiento de los elementos de concreto armado	37
3.3.3 Modelos de análisis no lineal de la estructura.....	44
3.4 Respuesta de la estructura.....	50
3.4.1 Parámetros en el rango elástico:.....	51
3.4.2 Parámetros en el rango inelástico:.....	52
3.4.3 Desplazamientos máximos o puntos de desempeño para diferentes demandas	54
CAPÍTULO IV	60
METODOLOGIA Y PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.....	60
4.1 Metodología	60
4.1.1 Procedimiento para el cálculo de la respuesta de la estructura.....	60
4.1.2 Procedimientos para el cálculo del daño	60
4.1.3 Procedimientos para el cálculo de la vulnerabilidad	63

CAPITULO V	65
ANÁLISIS DE LOS MÓDULOS DE DOS Y TRES PISOS.....	65
5.1 Modelos analizados.....	65
5.2 Respuesta de la estructura.....	68
5.2.1 Parámetros en el rango elástico.....	68
5.2.2 Parámetros en el rango inelástico.....	71
CAPÍTULO VI	100
DAÑOS Y FUNCIONES DE VULNERABILIDAD	100
6.1 Sectorización de la curva de capacidad.....	100
6.2 Porcentaje de daño para elementos estructurales y no estructurales.....	102
6.3 Porcentaje de daño para la estructura en su conjunto.....	105
6.4 Porcentaje de daño asociado a un desplazamiento y distorsión máxima	107
6.5 Funciones de Vulnerabilidad	107
6.6 Comparación de las funciones de vulnerabilidad obtenida para módulos 780 Pre NDSR 1997 con módulos 780 Actual.....	112
CAPITULO VII	114
CONCLUSIONES	114
CAPITULO VIII	116
REFERENCIAS BLBLOGRAFICAS.....	116

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1 Introducción

Aunque no se dispone de un método de predicción sísmica científicamente aceptado se reconoce que hay territorios con gran proclividad sísmica, aquellos ubicados en el círculo de fuego del Pacífico soportan el 80% de la actividad sísmica y volcánica del planeta [1].

La historia de nuestro país muestra que el litoral es una zona de alta actividad sísmica, la ciudad de Lima ha sufrido terremotos destructores seguidos de grandes maremotos. Estos antecedentes recomiendan la aplicación de componentes de gestión del riesgo en proyectos públicos y privados [1].

Durante el último terremoto en el Perú ocurrido en Pisco en el año 2007, los colegios construidos siguiendo las indicaciones de la norma peruana de diseño sismorresistente no sufrieron daños estructurales, sin embargo los edificios escolares construidos antes del año 1997 sufrieron severos daños estructurales.

Según el documento “Estrategia para la atención inmediata de la infraestructura educativa en Lima Metropolitana en el 2015” [2] se da cuenta de la magnitud del problema de la infraestructura de los locales escolares existentes ante eventos sísmicos.

Lima metropolitana concentra 1’093,951 alumnos matriculados según la tasa de matrícula 2014 del Censo escolar y tiene la mayor cantidad de aulas a nivel nacional (25,366 aulas) [2].

En este contexto, se plantea una estrategia de acción en el corto plazo. Esta estrategia esta orientada a locales escolares que albergan instituciones educativas públicas que requieren intervención inmediata para mitigar y prevenir factores de riesgo que podrían afectar la disponibilidad y continuidad del servicio educativo y proteger la vida.

En la figura 1.1, del total de aulas existentes en Lima Metropolitana, la principal intervención sugerida es la de reforzamiento representando el 52% de las edificaciones, la adecuación

estructural representa el 25%, actividades de mantenimiento representan el 7% y la rehabilitación de aulas representa el 3%, sólo el 2% no requiere intervención y el 11% representan las edificaciones sin daños [2]

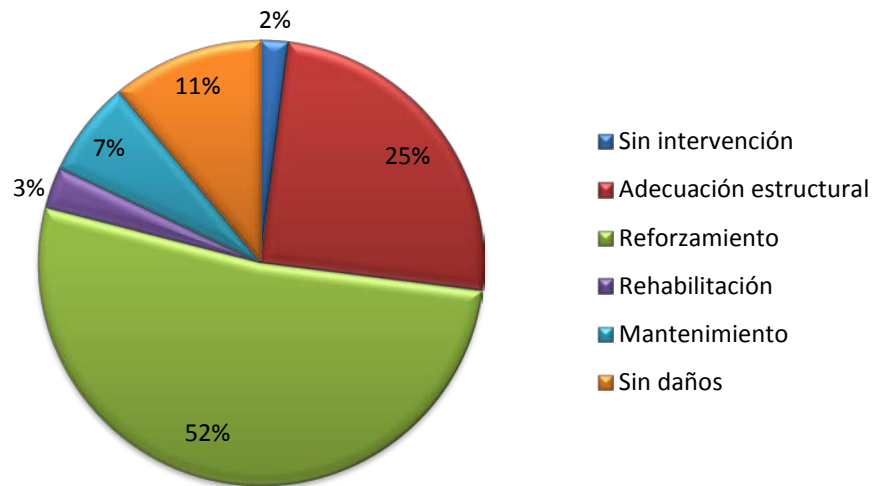


Figura 1.1 Lima Metropolitana, Índice de intervenciones a nivel edificacional

Fuente: Asesoría técnica BM-MINEDU/Elaboración: OPEP –PRONIED [2]

En los sismos de 1966 y 1970, 2001, 2007, muchos colegios resultaron dañados debido principalmente a la interacción de las columnas y los tabiques de ladrillo que forman las ventanas altas conocidos como columna corta.

El efecto, columna corta es una característica típica de las edificaciones educativas y se da en los muros paralelos a las fachadas de las aulas, esto es debido al insuficiente espesor de la junta entre los muros tabique y las columnas que conforman el pórtico estructural.

Al ocurrir el sismo, la losa del techo arrastra lateralmente a la columna haciéndola chocar contra la zona superior del alféizar (elemento más rígido que la columna), lo que genera una gran distorsión angular en la columna corta causando su falla por corte. Al degradar su rigidez, la columna corta termina aplastándose por el hecho de soportar cargas verticales que se tornan excéntricas por el excesivo desplazamiento lateral (problema P-δ); adicionalmente [3].

En las figuras 1.2 se y 1.3 se muestra la falla por columna corta de elementos estructurales en locales escolares ante sollicitaciones sísmicas, en el que se evidencia un mal procedimiento constructivo en la separación del muro tabique interactuando con la columna y mala o casi nula distribución del refuerzo por corte (estribos).



Figura 1.2 Falla típica por columna corta, pérdida del recubrimiento y rotura de estribos [4]

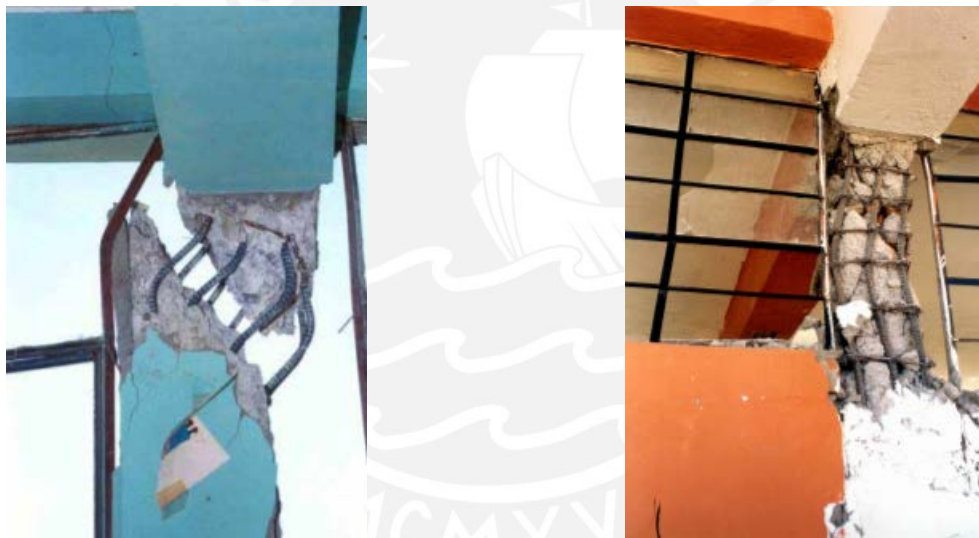


Figura 1.3 Falla por columna corta, colegio en Arequipa (izq.) y colegio en Moquegua (der.) [5]

En la tabla 1.1 se detalla el número de edificaciones escolares por distrito en Lima Metropolitana que presentaron falla por columna corta ante eventos sísmicos.

El distrito de Los Olivos presenta menor porcentaje de falla por columna corta (0.4%) contrastado con el distrito de Punta negra con el 50% de fallas.

Tabla 1.1 Edificaciones escolares con problemas de columna corta en Lima Metropolitana [2]

Distrito	Presentan columna corta	Total edificaciones	Porporción
Ancon	2.00	138.00	1.4%
Ate	26.00	866.00	3.0%
Barranco	3.00	108.00	2.8%
Breña		139.00	
Carabaylo	15.00	487.00	3.1%
Chaclacayo		222.00	
Chorrillos	12.00	591.00	2.0%
Cieneguilla		92.00	
Comas	69.00	1082.00	6.4%
El Agustino		343.00	
Independencia	5.00	385.00	1.3%
Jesús María		48.00	
La Molina		184.00	
La Victoria	4.00	366.00	1.1%
Lima	20.00	629.00	3.2%
Lince	1.00	56.00	1.8%
Los Olivos	2.00	498.00	0.4%
Lurigancho	33.00	496.00	6.7%
Lurin	1.00	190.00	0.5%
Magdalena del Mar		157.00	
Magdalena Vieja - Pueblo Libre	1.00	93.00	1.1%
Miraflores	2.00	106.00	1.9%
Pachacamac	1.00	261.00	0.4%
Pucusana		48.00	
Puente Piedra	13.00	628.00	2.1%
Punta Hermosa	3.00	20.00	15.0%
Punta Negra	7.00	14.00	50.0%
Rimac	24.00	388.00	6.2%
San Bartolo		34.00	
San Borja		111.00	
San Isidro		43.00	
San Juan de Lurigancho	51.00	1352.00	3.8%
San Juan de Miraflores	26.00	774.00	3.4%
San Luis	2.00	124.00	1.6%
San Martín de Porres	20.00	834.00	2.4%
San Miguel	1.00	204.00	0.5%
Santa Anita	7.00	234.00	3.0%
Santa Rosa		38.00	
Santiago de Surco	1.00	156.00	0.6%
Surquillo	5.00	122.00	4.1%
Villa El Salvador	4.00	723.00	0.6%
Villa María del Triunfo	33.00	741.00	4.5%
Total Lima Metropolitana	394.00	14125.00	2.8%

Fuente: Censo de Infraestructura educativa / Elaboración: OPEP –PRONIED [2]

En el presente trabajo se desarrolla la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de una edificación escolar típica con dos variantes: de dos y tres niveles ubicados en el departamento de Lima. Los módulos analizados son denominados módulo 780 Pre NDSR-1997 ya que fueron diseñados siguiendo los lineamientos normativos anteriores a la norma de diseño sismorresistente del año 1997.

La vulnerabilidad sísmica se modelará mediante la función de vulnerabilidad. Para su evaluación se calculan los porcentajes de daño asociados a las distorsiones máximas de entrepiso siguiendo la metodología propuesta por Miranda [6].

El daño esperado para elementos estructurales y no estructurales se determina a partir de la bilinealización de la curva de capacidad propuesto por el FEMA 356 [7] relacionando los desplazamientos máximos en el techo con cada nivel de daño según el ATC-40 [8] y el SEAOC (1995) [9].

1.2 Módulos evaluados

En el Perú existen 5 tipos de edificios identificados como más representativos: Edificio 780 actual, Edificio 780 pre NDSR-1997, Edificio Gran Unidad Escolar, Edificio Adobe, Edificio Educación Superior pre NDSR-1997. (Aguilar & Astorga 2006) [10].

En Lima, de un total de 5715 edificaciones escolares existentes, 2838 edificaciones (49.65%) corresponden al módulo 780 - PRE, 2801 edificaciones (49.01%) corresponden al módulo 780 – POST, el resto corresponde a otra tipología de colegios [2].

Tabla 1.2 Antigüedad y ejecutor de la edificación a nivel nacional [2]

Concepto		Nacional		Lima Metropolitana	
		Cantidad de locales escolares	proporción	Cantidad de locales escolares	proporción
Total de edificaciones		187631	100%	5715	100%
Ejecutor de la edificación	Gobierno nacional / proyecto especial	41046	22%	1833	32%
	Gobierno regional / local	57885	31%	916	16%
	APAFA / auto construcción	77267	41%	2038	36%
	Entidades cooperantes / ONG's	7328	4%	298	5%
	Empresa privada	3820	2%	255	4%
	No específica	285	0%	375	7%
Antigüedad de la edificación	Antes y durante 1977	15370	8%	757	13%
	Entre 1978 y 1998	64078	34%	2081	36%
	Después de 1998	107336	57%	2801	49%
	No específica	847	0%	76	1%

Fuente: Censo de Infraestructura Educativa / Elaboración: OPEP - PRONIED

En el presente trabajo se va a evaluar el tipo de edificio denominado 780 pre NDSR-1997 que corresponde a colegios del INFES conformados por uno o varios módulos 780-97, construidos sin los lineamientos de la norma peruana de diseño sismorresistente E.030 del año 1997.

Estos módulos suelen ser típicos a nivel nacional con algunas variantes según la zona en donde se encuentren: costa, sierra y selva.



Figura 1.4 I.E. Módulo 3 aulas 2 pisos [11]



Figura 1.5 I.E. Módulo 3 aulas 3 pisos [12]

1.3 Objetivos

El objetivo general del proyecto es contribuir a mejorar la seguridad de las edificaciones educativas existentes mediante el estudio de la vulnerabilidad sísmica.

Los objetivos específicos son los siguientes:

- Determinar la respuesta no lineal de un tipo de edificación escolar de dos y tres niveles ubicados en el distrito de Lima Metropolitana y sometidos a distintos niveles de intensidad sísmica a partir de emplear la Metodología propuesta por Miranda.
- Estimar el nivel de daño asociado a la respuesta sísmica de dichas edificaciones
- Obtener la Función de Vulnerabilidad sísmica de dichas edificaciones denominados módulo 780 Pre NDSR 1997 mediante el uso de modelos no lineales.

CAPITULO II

ANTECEDENTES

2.1 Análisis de vulnerabilidad, riesgo y desempeño sísmico realizados

Chacón R., Paz I. (2016) [13] obtuvieron las funciones de vulnerabilidad para estructuras escolares típicas denominados 780 post 97 en términos de pérdidas económicas empleando el PBEE (Performance Based Earthquake Engineering) o análisis por desempeño.

Mediante un enfoque probabilístico en el análisis sísmico y la aplicación del Análisis dinámico incremental (IDA) se sometió las estructuras a 14 registros sísmicos escalados, Se construyeron además las matrices de daño y se obtuvieron las funciones de vulnerabilidad expresando la pérdida directamente en términos de costos - reparación.

Los autores concluyen que los edificios escolares 780 post 97 de dos y tres niveles tienen un buen desempeño sísmico frente a sismos raros ya que presentan pérdidas bajas hasta una intensidad de 1.5g de pseudoaceleración.

Del mismo modo, estos edificios entran en el rango de irreparabilidad aproximadamente en valores cercanos a 2.5g.

En la figura 2.1 el módulo de tres pisos presenta un mayor costo de reparación por metro cuadrado que el módulo de dos pisos a partir de $S_a = 1.20g$.

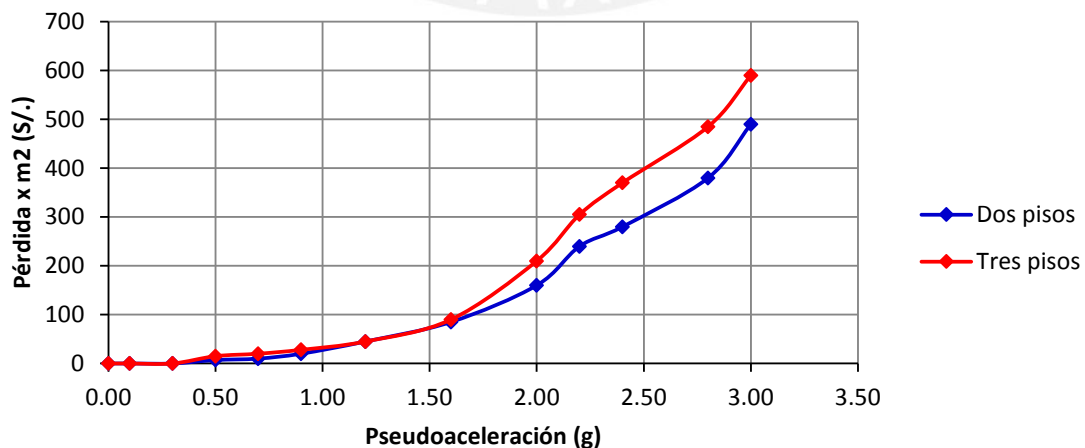


Figura 2.1 Funciones de vulnerabilidad para módulo de dos y tres niveles [adaptado de 13]

Martínez C., Bocanegra N. (2011) [14] realizaron el peligro sísmico para los departamentos de Arequipa e Ica mediante un estudio probabilista, tomando como referencia todos los sismos que se dan en el lugar de estudio y asignándoseles una probabilidad de excedencia.

En la segunda parte del estudio, se determinó la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares denominadas 780 post 97 a partir de los porcentajes de daño asociado a distorsiones de entrepisos para los cinco tipos de módulos.

Este método se basa en estimar la máxima distorsión lateral en un edificio de varios niveles usando el desplazamiento de un sistema de un grado de libertad equivalente en el rango elástico e inelástico siguiendo la metodología propuesta por Miranda (1999) [6].

La función de daño se evaluó tomando en cuenta los niveles de desempeño del ATC-40, finalmente, se evaluó la PAE siguiendo los lineamientos de la Comisión Nacional de Seguros y Fianzas (2000) para los grupos de colegios de los distritos de Ica y Arequipa.

Los autores concluyen que la pérdida anual esperada para colegios con módulos 780-97 del distrito de Ica con suelo flexible varía de 0.23% a 0.30% mientras que para el distrito de Arequipa con suelo rocoso varía de 0.02% a 0.05%.

En la figura 2.2 el módulo de tres pisos presenta un porcentaje de daño esperado ligeramente mayor que el módulo de dos pisos para valores de distorsión entre 0.40% y 2.4%

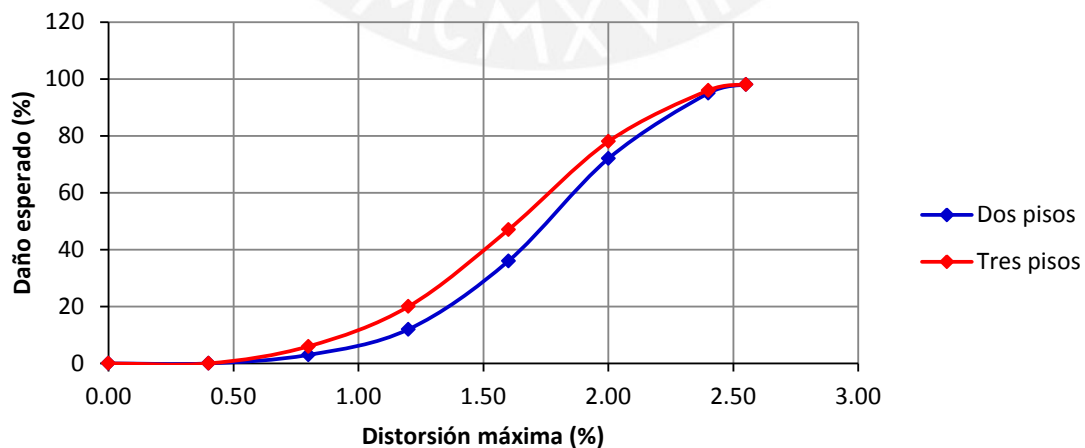


Figura 2.2 Daño esperado para módulo de dos y tres pisos [adaptado de 14]

Gálvez V. (2011) [15] evaluó el desempeño sísmico de una edificación escolar de 2 niveles denominado 780 post 1997 utilizando los criterios del FEMA 368.

La evaluación se realizó mediante un análisis dinámico no lineal tiempo historia donde se consideraron 10 registros sísmicos peruanos debidamente escalados en cada dirección de análisis.

El autor concluye que ante demandas frecuentes y ocasionales las derivas son menores al 0.40% estando dentro del nivel operacional. Ante un sismo raro las derivas de 0.85% están dentro del nivel de resguardo de vida con daños moderados. Finalmente ante un sismo muy raro la deriva obtenida es 1.10% lo que conlleva a daños irreparables.

En la figura 2.3 se muestra la curva distorsión – S_a y los niveles de desempeño asociado a dicho gráfico, para una distorsión de 0.018 y un valor de S_a igual 2.05g, el modulo se encuentra aún en resguardo de vida, es decir para sismos severos la estructura se encuentra lejos de un posible colapso.

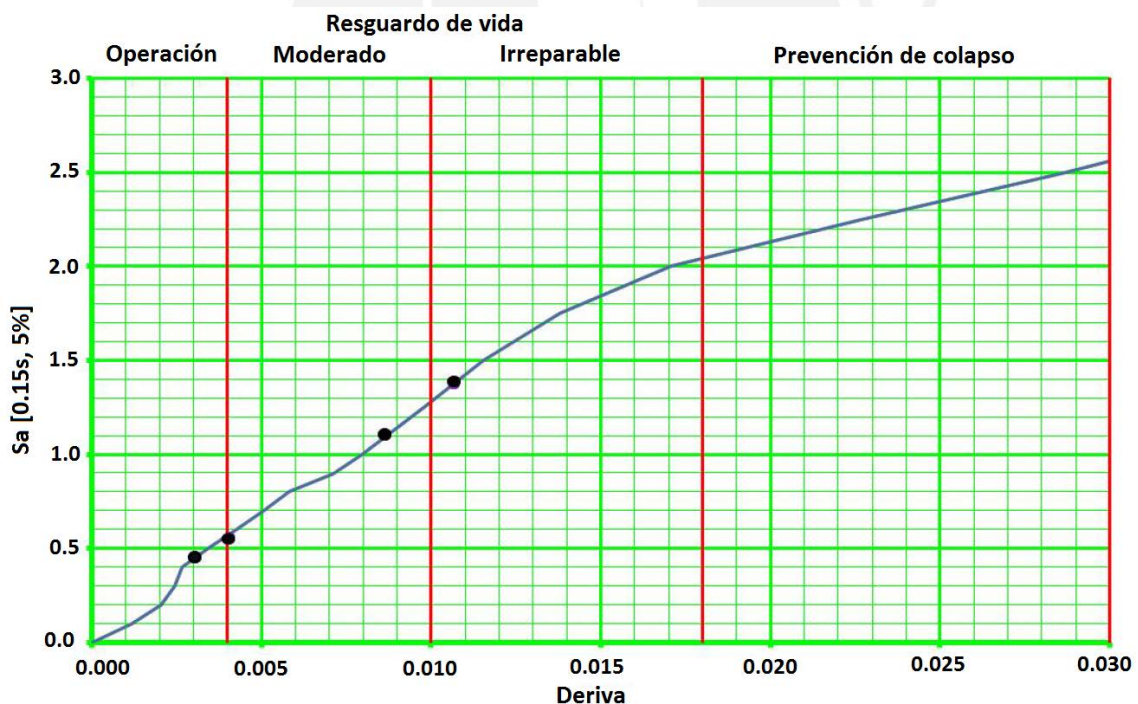


Figura 2.3 Desempeño Estructural del Colegio Analizado [adaptado de 15]

Astorga M., Aguilar R. (2006) [10] evaluaron el riesgo sísmico de edificaciones educativas peruanas y aplicaron el método Delphi consistente en un análisis estadístico mediante encuestas a profesionales expertos.

Para ello caracterizaron las edificaciones educativas en 5 tipos: 780 Pre NDSR, adobe, educación superior, gran unidad y 780 actual. Mediante el método Delphi hallaron las curvas de fragilidad y matrices de daño para cada tipo de estructura sometida a diferentes intensidades o demandas sísmicas.

Los autores concluyeron que los colegios construidos sin los lineamientos normativos del año 1997 tendrían daños irreparables para sismos con periodo de retorno de 500 años, mientras que los colegios 780 actual tendrían daños moderados para el mismo periodo de retorno.

Del mismo modo, para un sismo frecuente de 50 años de periodo de retorno, el FDM en los colegios de adobe es 45%, mientras que en los colegios con sistema estructural predominante en base a pórticos de concreto y albañilería denominados 780 Pre NDSR 97 el FDM es 20% y en los colegios 780 actual el FDM es 5%.

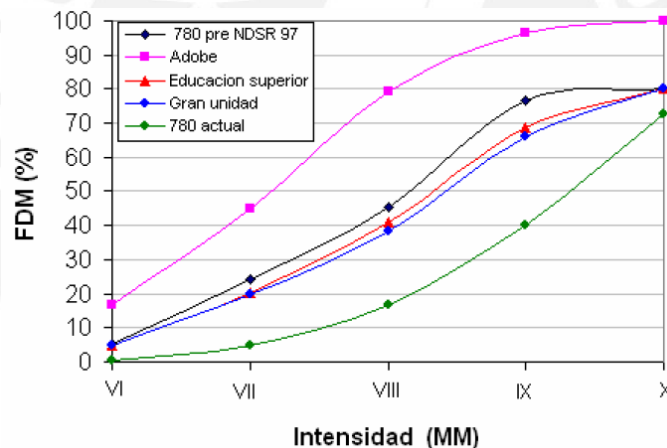


Figura 2.4 FDM de los edificios educativos en diferentes intensidades sísmicas [tomado de 10]

Velásquez J. (2006) [16] estimó las pérdidas por sismo para colegios 780 pre y post NDSR 97 a través de curvas de fragilidad analíticas mediante un análisis dinámico no lineal.

Para la evaluación del daño se tomó como parámetro de medición la deriva máxima de entrepiso. En el análisis se tomaron tres escenarios de peligro sísmico con PGA de 0.20g, 0.40g y 0.50g.

La demanda sísmica se representó a través de señales sintéticas tomando como parámetro sísmico el valor de la aceleración máxima del terreno (PGA). Las curvas de fragilidad para los

colegios 780 actual se generaron a partir de valores de PGA entre 0.05g a 0.60g y para colegios 780 pre para valores de PGA entre 0.05 y 0.60g.

EL autor concluye que el colegio moderno tiene mejor desempeño sísmico que el colegio 780 Pre y baja probabilidad de daños severos ante sismos moderados.

La tabla 2.1 muestra las matrices de probabilidad de daño para ambos colegios en el que para el colegio 780 actual la probabilidad de colapso es nula hasta para valores de PGA=0.50g, en contraste con el colegio 780 Pre con una probabilidad de colapso del 90% para el mismo valor de PGA.

Tabla 2.1 Matriz de probabilidad de daño colegio 780 Pre NDSR 97 [tomado de 16]

Estado de daño (ED)	Factor de daño, % (FD)	Probabilidad de daño (%)		
		PGA=0,20g	PGA=0,40g	PGA=0,50g
Sin daño	0	10	0	0
Leve	5	40	0	0
Moderado	20	50	4	0
Severo	65	0	40	10
Colapso	100	0	56	90
Factor de daño medio, % (FDM)		12	82,8	96,5

Tabla 2.2 Matriz de probabilidad de daño colegio 780 actual [tomado de 16]

Estado de daño (ED)	Factor de daño, % (FD)	Probabilidad de daño (%)		
		PGA=0,20g	PGA=0,40g	PGA=0,50g
Sin daño	0	95	23	5
Leve	5	5	76	85
Moderado	20	0	1	9
Severo	65	0	0	1
Colapso	100	0	0	0
Factor de daño medio, % (FDM)		0,25	4	6,7

Huerta Y., Uribe C. (2006) [12] evaluaron el desempeño sísmico de un edificio educativo peruano de tres niveles diseñado antes de 1997. La respuesta de la estructura se calculó a partir del espectro de demanda – capacidad. El espectro de capacidad se obtuvo a partir a curva de capacidad calculada mediante un análisis pushover.

El desempeño sísmico se evaluó para tres niveles de amenaza sísmica correspondientes a eventos de periodos de retorno de 50, 100 y 500 años y para los tres perfiles de suelo siguiendo la propuesta del Comité Visión 2000 del SEAOC.

Los autores concluyen que el tipo de suelo influye en el desempeño sísmico, en suelo rígido el edificio tiene un buen desempeño para los diferentes niveles de amenaza sísmica. Para un suelo flexible o S3, el desempeño sísmico del edificio está al borde del colapso para sismos ocasionales.

En la figura 2.5 el módulo de tres niveles presenta un mejor comportamiento para suelo S1 que para suelo S3, los valores de desplazamiento para sismo frecuente son de 3.5cms comparados con 8.5cms para suelo S1. Para suelo S1 y sismo ocasional la estructura se encuentra en estado funcional, sin embargo, para suelo S2, el comportamiento estructural está dentro de la zona de colapso.

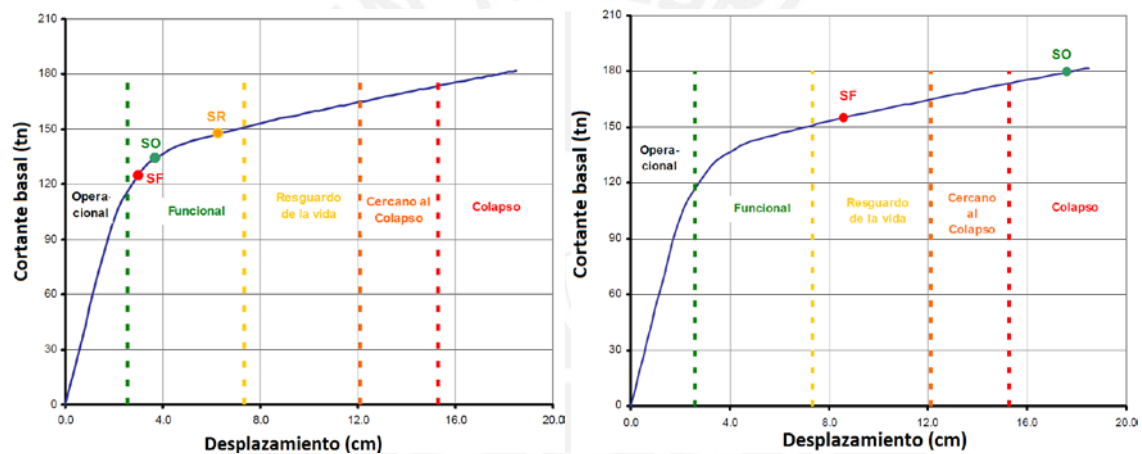


Figura 2.5 Curva de capacidad y Puntos de Demanda para 1 % de la deformación máxima del concreto en suelo S1 (izquierda) y suelo S3 (derecha) [tomado de 12]

Meneses J., Aguilar Z (2004) [17] evaluaron la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares en los distritos de Barranco (28 colegios) y Chorrillos (80 colegios) del departamento de Lima.

La metodología de evaluación de la vulnerabilidad sísmica incluye la evaluación visual de la estructura, estimación del comportamiento estructural, el sismo esperado y la población escolar.

La evaluación visual ha sido capaz de evaluar las características básicas de las edificaciones para una evaluación rápida y fiable de la vulnerabilidad sísmica. Los autores concluyen que el efecto columna corta es una constante en la mayoría de colegios evaluados.

Muñoz A., Blondet M., Quintana U., Leon H. (2004) [18] evaluaron el desempeño sísmico de dos tipos de edificaciones escolares 780 Pre y Post NDSR 97 sometidos a tres niveles de amenaza sísmica. Los niveles de amenaza sísmica son de 0.20g, 0.40g y 0.50g con periodos de retorno de 50, 500 y 1000 años para sismos frecuente, raro y muy raro.

Los autores concluyen que los colegios 780 actual muestran un excelente desempeño sísmico para un terremoto de 8.4MW, sin embargo, los colegios 780 Pre NDSR 97 muestran un pobre desempeño sísmico existiendo la posibilidad de colapso ante eventos sísmicos importantes.

En la figura 2.6 se muestra el desempeño de los módulos analizados, en el módulo 780 actual para un sismo frecuente el desempeño sísmico se encuentra en la zona de funcionalidad mientras que para el módulo 780 pre se encuentra cerca al colapso.

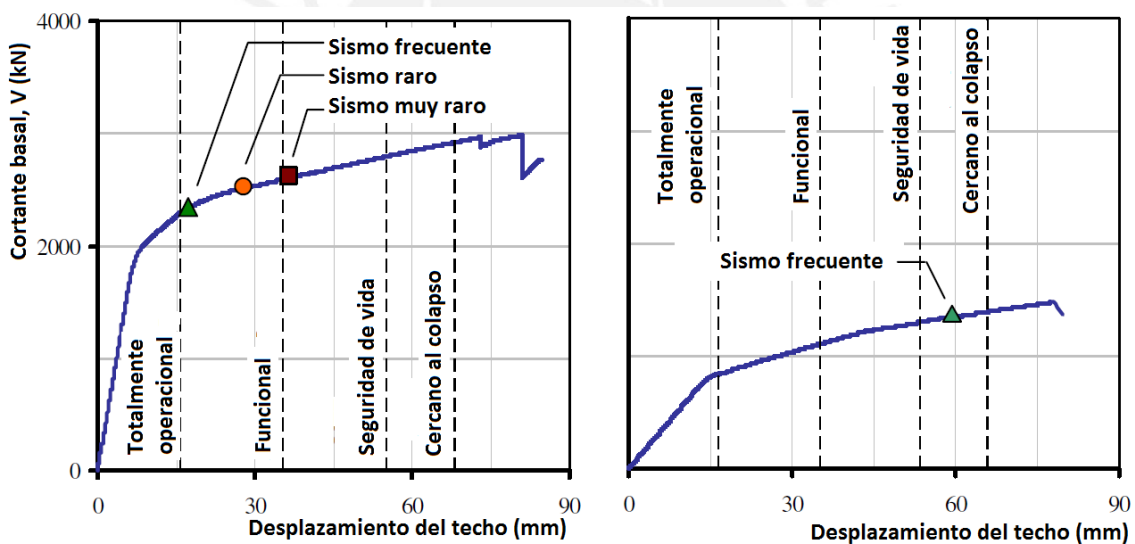


Figura 2.6 Puntos de desempeño para colegios 780 actual (izquierda) y 780 Pre NDSR 97 (derecha)

[tomado de 18]

CAPITULO III

MARCO TEORICO

3.1 Vulnerabilidad sísmica

Se entiende por vulnerabilidad a la relación entre la respuesta de la estructura sometida a una determinada intensidad sísmica y el nivel de daño, es decir, es el grado de pérdida de un elemento o varios elementos estructurales ante una demanda sísmica.

La vulnerabilidad estructural es una propiedad intrínseca de la estructura, una característica de su propio comportamiento ante una demanda sísmica.

3.1.1 Métodos para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica

Los diversos métodos para la evaluación de la vulnerabilidad de los edificios se diferencian de los gastos y precisión. El tipo de método elegido depende del objetivo de la evaluación pero también de la disponibilidad de los datos y la tecnología [19].

Tabla 3.1 Métodos de evaluación de vulnerabilidad de edificios (adaptado de [19]).

Gasto	Incremento del Esfuerzo Computacional →				
Aplicación	Grupo de Edificios		Edificio Individual		
Métodos	Observación de Vulnerabilidad	Opinión de Expertos	Modelos Analíticos Simples	Asignación de Puntajes	Análisis Detallado

Descripción de los métodos según Kerstin [19]

Observación de vulnerabilidad

Este método se refiere a las evaluaciones de vulnerabilidad basadas en estadísticas del pasado de los daños que ha causado el terremoto. Su aplicación principal es para estructuras denominadas “no ingenieriles o de baja calidad ingenieril” cuya resistencia ante los terremotos es difícil de calcular y predecir.

Opinión de expertos

Uno de los primeros intentos sistemáticos para codificar la vulnerabilidad sísmica de edificios se dio en el año 1971 en un informe del ATC-13 y que consiste en preguntas a expertos (ingenieros estructurales, constructores, etc.).

Modelos analíticos simples

Este método suple la ausencia de funciones de vulnerabilidad que no son calculados tanto en los métodos de datos observados como en el de opinión de expertos, sin embargo estos deben tener la capacidad de evaluar un gran número de edificaciones en tiempos cortos.

El enfoque se basa en la identificación de los posibles mecanismos de colapso de algunas zonas de la estructura en base a observaciones visuales.

Asignación de puntaje

En este método o procedimiento se propone identificar edificios sísmicamente peligrosos mediante la exposición de deficiencias estructurales. Con frecuencia forman la primera fase de un procedimiento de múltiples fases para la identificación de los edificios peligrosos que luego deben ser analizados con más detalle mediante métodos más sofisticados de análisis.

Análisis detallado

Este método implica un análisis más detallado y modelos más refinados, toman aún más tiempo y, por tanto, sirven para la evaluación de los edificios individuales solamente.

Los procedimientos de análisis se pueden dividir en procedimientos lineales (estático lineal y dinámico lineal) y los procedimientos no lineales (estático no lineal y dinámico no lineal).

3.1.2 Funciones de vulnerabilidad

Una función de vulnerabilidad es una relación matemática que expresa de forma continua el daño que puede sufrir un tipo específico de estructura, cuando se somete a una sollicitación sísmica de determinado nivel [20].

En una función de vulnerabilidad el valor esperado del daño en una estructura dada la distorsión máxima de entrepiso, $E(\beta|\gamma)$, es función principalmente de la intensidad sísmica

(medida con la aceleración espectral, S_a), del sistema estructural, de la fecha de construcción y de otros parámetros estructurales [6, 21].

La forma de la función escogida para las funciones de vulnerabilidad proviene de la probabilidad acumulada de una distribución de extremos [22].

La pérdida relativa bruta β se puede estimar con la siguiente expresión:

$$E(\beta|\gamma_i) = 1 - \exp \left[\ln 0.5 \left(\frac{\gamma_i}{\gamma_0} \right)^\rho \right] \quad (3.1)$$

En esta ecuación γ_i y ρ son parámetros de vulnerabilidad estructural que dependen del sistema estructural y de la fecha de construcción.

Dónde:

$E(\beta |)$: es el valor esperado de una variable con una distribución de probabilidades tipo beta (Los estudios como la norma peruana y mexicana considera una distribución de probabilidades beta por ser una distribución que va de 0 a 1 de forma acampanada, controlada por su valor esperado ($E(\beta | \gamma)$) y su varianza ($\sigma^2(\beta | \gamma)$)[14].

γ_i : es la distorsión máxima calculada para una "Sa" dada.

γ_0 : es la distorsión referencial asociada al 50% de la pérdida máxima bruta.

ρ : parámetro de forma, que es una relación para el cálculo del daño.

En la figura 3.1 se muestra la forma típica de una función de vulnerabilidad, la forma es acampanada, los valores de $E(\beta | \gamma)$ varían de 0 a 1, (0% a 100%).

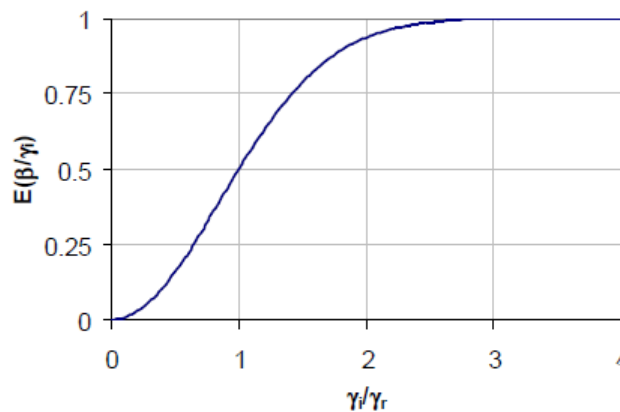


Figura 3.1 Forma típica de una función de vulnerabilidad [22]

3.2 Desempeño sísmico

Actualmente, existen numerosos métodos de evaluación y diseño de estructuras existentes y estructuras nuevas. Estos métodos incorporan explícitamente el desplazamiento o punto de desempeño en términos de resistencia y rigidez lateral, ductilidad estructural y disipación de energía [23].

El nivel de daño se puede estimar tomando la deriva de entrepiso como parámetro de referencia [24]. Existen estudios que emplean la deriva del entrepiso para representar mejor la correlación con daños estructurales registrados (Moehle, 1992 [25]; Moehle, 1996 [26]; Miranda, 1998 [6]; Priestley, 1997 [27]).

Dentro de este concepto surge el criterio del diseño basado en desempeño sísmico destacando las recomendaciones del Comité 2000 (SEAOC 1995) y del ATC-40 (1996) y FEMA 273, 274 y 356.

3.2.1 Comité 2000 (SEAOC 1995)

La propuesta del Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) [9] establece cuatro niveles de amenaza sísmica en función de su probabilidad de ocurrencia en un período de 50 años de exposición, o en función del período medio de retorno [28].

En la tabla 3.2 se muestran los niveles de amenaza sísmica propuesta por el SEAOC para distintos valores de periodo de retorno y probabilidad de excedencia.

Tabla 3.2 Niveles de amenaza sísmica según propuesta del SEAOC [adaptado de 28]

Sismo de diseño	Probabilidad de excedencia en 50 años de exposición	Periodo de retorno
Sismos frecuentes	69%	43 años
Sismos ocasionales	50%	72 años
Sismos raros	10%	475 años
Sismos muy raros	5%	970 años

3.2.1.1 Niveles de desempeño según el SEAOC 1995.

La propuesta del SEAOC define cinco valores de desempeño (SP1 a SP5) en base al límite de desplazamiento de la estructura [29] que corresponden a sectores definidos de la curva de capacidad de la estructura y de los diagramas fuerza-deformación de sus elementos.

Para sectorizar la curva de capacidad y los diagramas fuerza - deformación de los elementos se debe definir primero el desplazamiento de fluencia efectiva (Δ_{FE}) y la capacidad de desplazamiento inelástico (Δ_p).

El desplazamiento de fluencia efectiva (Δ_{FE}) corresponde al instante en el cual se han producido como máximo el 50% de las incursiones inelásticas que forman el mecanismo de falla, sin que la deformación en cualquier sección exceda el 150% de su deformación de fluencia.

La capacidad del desplazamiento inelástico (Δ_p) corresponde al desplazamiento lateral de la estructura, desde el punto de fluencia efectiva hasta el colapso.

El tramo inelástico de la curva de capacidad se divide en cuatro sectores definidos por fracciones del (Δ_p) a las cuales se asocia un nivel de desempeño, tal como se muestra en la figura 3.3

Tabla 3.3 Niveles de desempeño según propuesta del SEAOC [28]

Nivel de desempeño	Descripción de los daños	Estado de daño	Límite de desplazamiento del sistema
Totalmente operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Todas las instalaciones y servicios operan normalmente luego del sismo	Despreciable	Δ_y
Operacional	Daños ligeros en elementos estructurales y en componentes no estructurales. Las instalaciones y servicios están operativos o podrían estar parcialmente interrumpidos, pero de fácil recuperación.	Leve	$\Delta_y + 0.30 \Delta_p$
Resguardo de vida	Daño estructural y no estructural moderado. La estructura aún conserva un margen de seguridad contra el colapso. El edificio podría repararse aunque no siempre sea económicamente aconsejable.	Moderado	$\Delta_y + 0.60 \Delta_p$
Cerca al colapso	Daño estructural severo. Falla de elementos no estructurales. La seguridad de los ocupantes se encuentra comprometida, las réplicas podrían ocasionar colapso.	Extenso	$\Delta_y + 0.80 \Delta_p$
Colapso	Colapso estructural. No es posible reparar la edificación.	Completo	$\Delta_y + 1.00 \Delta_p$

3.2.1.2 Sectorización de la curva de capacidad propuesta por el SEAOC 1995

De acuerdo a los niveles de desempeño en el siguiente gráfico se muestra la sectorización de la curva de capacidad propuesta por el SEAOC [28].

La figura 3.2 muestra la sectorización de la curva de capacidad de la estructura y los niveles de desempeño propuesto por el SEAOC 1995, se muestra además los puntos A, B, C que definen la representación bilineal de la curva.

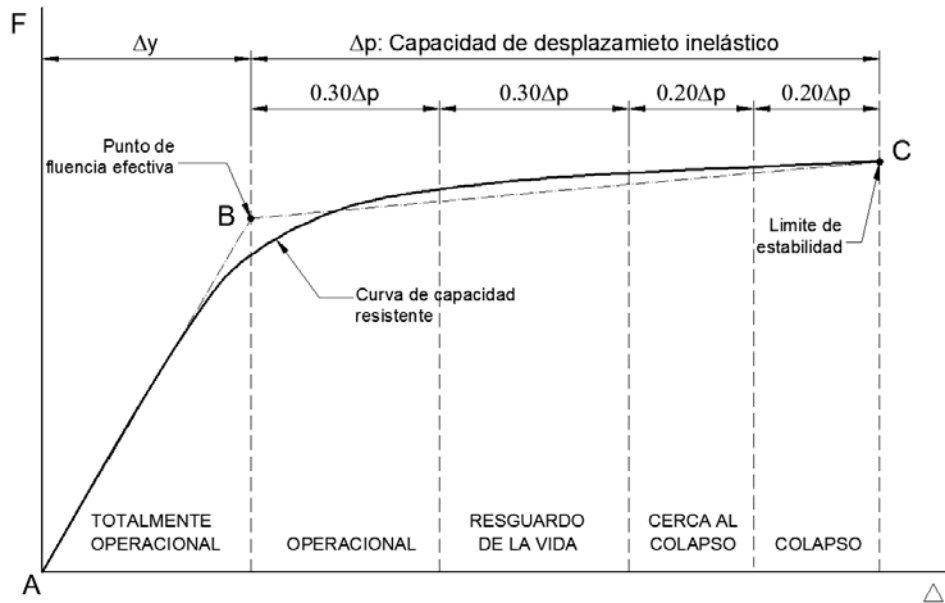


Figura 3.2 Sectorización de la curva de capacidad propuesta por el SEAOC [tomado de 28]

3.2.2 ATC-40 (1996)

En el documento del Consejo de Tecnología Aplicada ATC 40 [8], el diseño basado en el desempeño se refiere a la metodología en la que los criterios estructurales se expresan en términos de lograr un objetivo de desempeño.

El documento se limita a los edificios de concreto armado y hace hincapié en el uso del método del espectro de capacidad.

La capacidad sísmica se supone igual a la demanda, lo que proporciona una estimación de la aceleración (fuerza) y desplazamiento (demanda).

La probabilidad de ocurrencia de la demanda sísmica está relacionado con el riesgo de aparición el estado de los daños asociados. [23].

3.2.2.1 Niveles de desempeño según el ATC-40 [8].

Los niveles de desempeño definidos por el ATC-40 para las edificaciones, corresponden a una combinación de los niveles utilizados para los elementos estructurales y los niveles correspondientes a los elementos no estructurales, ambos definidos de forma independiente [30].

a) Niveles de desempeño para los elementos estructurales

SP-1, Ocupación inmediata: los daños son muy limitados y de tal magnitud, que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece prácticamente en las mismas condiciones de capacidad y resistencia que antes de ocurrido el sismo.

SP-2, Daño controlado: corresponde a un estado de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que éstos puedan verse afectados.

SP-3, Seguridad: los daños después del sismo no agotan por completo los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso parcial o total de la estructura. El riesgo de la vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo.

SP-4, Seguridad limitada: corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.

SP-5, Estabilidad estructural: este nivel corresponde al estado de daño límite después de ocurrido un sismo en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total.

SP-6: éste no es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento.

b) Niveles de desempeño para los elementos no estructurales

NP-A, Operacional: los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúan en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo.

NP-B, Ocupación inmediata: a pesar de que los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos.

NP-C, Seguridad: pueden presentarse daños severos en algunos elementos no estructurales tanto dentro como fuera del edificio, sin que se llegue al colapso, ni se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes.

NP-D, Peligro reducido: se presentan daños severos en elementos no estructurales, contenidos y sistemas, pero sin llegar al colapso o al fallo de grandes elementos, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería, entre otros, que puedan ocasionar heridas a grupos de personas.

NP-E, No considerado: no es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales, a menos que tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural, como por ejemplo los muros de mampostería de relleno o las particiones.

c) Niveles de daño para la estructura en su conjunto.

En la tabla 3.4 se muestran las combinaciones propuestas por el ATC-40 [8] para el comportamiento global de la estructura que involucra todos los elementos estructurales y no estructurales.

Tabla 3.4 (3.1 del ATC-40 [8]) Combinaciones del nivel de desempeño de elementos estructurales y no estructurales a partir de los niveles de desempeño de la estructura.

Nivel de desempeño de la edificación						
Niveles de desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	SP1 Ocupación inmediata	SP2 Control de daño	SP3 Seguridad a la vida	SP4 Límite de seguridad	SP5 Estabilidad estructural	SP6 No considerado
NP-A	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1-B Ocupación inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad estructural	No aplicable

Leyenda:

	Referencia común para los niveles de desempeño en edificaciones (SP-NP)
	Otras posibles combinaciones de SP-NP
	Combinación no recomendada de SP-NP

3.2.2.2 Sectorización de la curva de capacidad según el ATC-40

El ATC-40 no indica los desplazamientos asociados a cada nivel de daño en función a la curva de capacidad de cada elemento para evaluar estructuras existentes. Sin embargo el SEAOC (1995) sí nos indica los desplazamientos asociados a cada nivel de daño y además considera niveles de daños similares a los del ATC-40, esto debido a que fue uno de los estudios que se tomó como base para su elaboración [14].

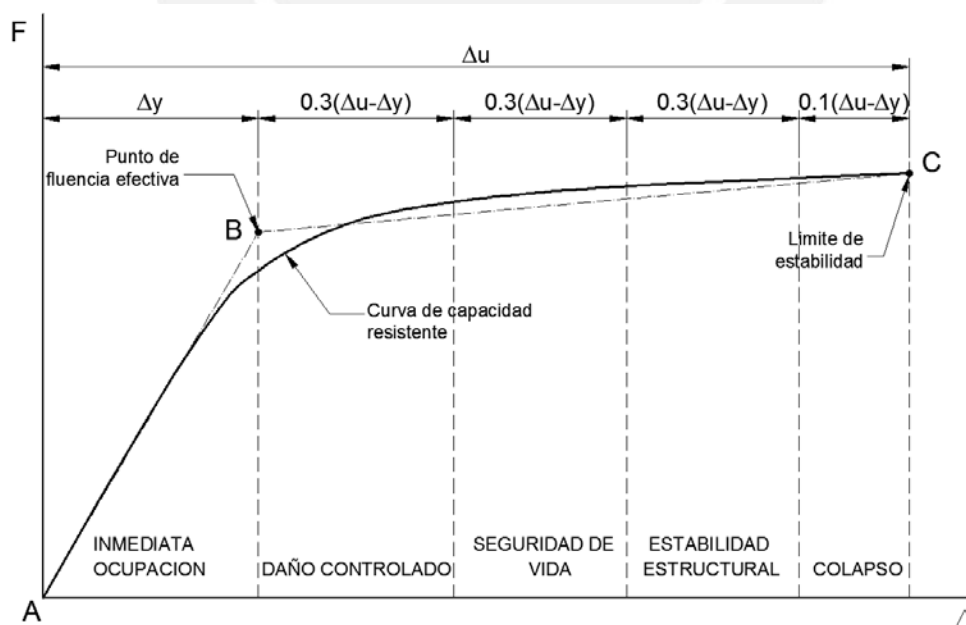


Figura 3.3 Sectorización de la curva de capacidad según los niveles de daño propuestos por el ATC-40
(adaptado de la sectorización de la curva de capacidad propuesta según el SEOAC).



Tabla 3.5: tabla 1.1.1 del ATC-40 Descripción del daño representativo para elementos y componentes en edificios en base a pórticos no dúctiles de concreto armado y combinación de pórticos y muros de concreto armado. [14].

ELEMENTOS	INMEDIATA OCUPACIÓN	CONTROL DE DAÑO	SEGURIDAD DE VIDA	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
COLUMNAS	Muy limitadas grietas a flexión y por cortante. Sin desprendimiento. Sin desplazamiento horizontal permanente. Con capacidad de soportar cargas por gravedad.	Limitada resistencia a flexión y grietas por corte con poco o ningún desprendimiento. Sin desplazamiento horizontal permanente. Con capacidad de soportar cargas de gravedad.	Se han formado rotulas plásticas en las partes más bajas de la edificio, causando desprendimientos por encima y por debajo de la intersección viga-columna. Desplazamiento horizontal permanente acercándose a 2% de la deriva de entrepiso con áreas pequeñas por encima del margen. Con capacidad de soportar cargas de gravedad.	Se han formado rotulas plásticas en las partes bajas del edificio con graves desprendimientos de material por encima y por debajo de la intersección viga-columna y pulverización dentro del núcleo. Desplazamiento horizontal permanente acercándose a 3.5% de la deriva de entrepiso, con áreas pequeñas por encima del margen. La capacidad de soportar cargas de gravedad se mantiene en casi toda la estructura.
VIGAS	Muy limitado desprendimiento de material alrededor de la intersección viga-columna. Muy limitadas grietas por flexión alrededor de la rótula. Sin desplazamiento horizontal permanente. Con capacidad de soportar cargas por gravedad.	Limitado desprendimiento de material alrededor de la intersección viga-columna. Limitadas grietas por flexión alrededor de la rótula. Sin desplazamiento horizontal permanente. Se mantiene la capacidad de soportar cargas por gravedad.	Desprendimiento de material alrededor de la intersección viga-columna. Las grietas por flexión y cortante en la rótula alargándose hacia la intersección viga-columna. Alargamiento de los estribos por corte en el área del nudo. Deformación vertical permanente acercándose a L/175. Se mantiene la capacidad de soportar cargas por gravedad.	Gran desprendimiento de material alrededor de la rótula y la intersección viga-columna. Gran cantidad de grietas por flexión y cortante la rótula, extendiéndose hasta la intersección viga-columna. Rotura de cizalla de los estribos, deformación vertical permanente acercándose a L/75. Se mantiene la capacidad de soportar cargas por gravedad.
LOSAS	Muy limitadas grietas junto a la intersección viga-columna u otro elemento de apoyo. Se mantiene la capacidad de soportar cargas por gravedad.	Limitadas grietas junto a la intersección viga-columna u otro elemento de apoyo. Se mantiene la capacidad de soportar cargas por gravedad.	Grietas junto a la intersección viga-columna u otro elemento de apoyo. Se mantiene la capacidad de soportar cargas por gravedad.	Se amplían las grietas junto a la intersección viga-columna u otro elemento de apoyo. Trozos de hormigón pulverizado y pérdida de hormigón entre el acero de las losas. Desplazamiento vertical de la losa llega a 1/4 de espesor de la losa adyacente, pero no colapsa.
PAREDES Y PILASTRAS	Muy pocas grietas por corte en el plano de la pared. Muy pocas o ninguna grieta en el extremo de la pared o pilastra. No hay desplazamiento horizontal permanente. Se mantiene la capacidad de soportar cargas por gravedad.	Pocas grietas por corte en el plano de la pared. Pocas o ninguna grieta en el extremo de la pared o pilastra. No hay desplazamiento horizontal permanente. Se mantiene la capacidad de soportar cargas por gravedad.	Amplio desprendimiento de material y grietas por corte y flexión; sobre todo en los extremos y en los talones de los muros de corte. Evidencia de fallas de deslizamiento por corte. Desplazamiento horizontal permanente acercándose al 2% de la deriva de entrepiso con áreas ligeramente por encima del margen. Se mantiene la capacidad de soportar cargas por gravedad.	Amplio desprendimiento de material y grietas por corte y flexión a lo largo de la pared; especialmente en las zonas de mayor desplazamiento permanente. Evidencia de pandeo de las barras de refuerzo longitudinal. Evidencia de deslizamientos en fallas de corte a lo largo de los nudos y en la base de la pared. Desplazamiento horizontal permanente acercándose al 3.5% de la deriva de entrepiso con áreas por encima del margen. Se mantiene la capacidad de soportar cargas por gravedad en casi toda la estructura.

ELEMENTOS	INMEDIATA OCUPACIÓN	CONTROL DE DAÑO	SEGURIDAD DE VIDA	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
FUNDACIONES	No hay evidencia de desplazamiento diferencial entre dos columnas adyacentes	No hay evidencia de desplazamiento diferencial entre dos columnas adyacentes	Asentamiento diferencial cerca a L/150 entre dos columnas adyacentes.	Asentamiento diferencial cerca a L/60 entre dos columnas adyacentes.
ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	No hay vidrio triturado en el exterior. Todas las puertas exteriores e interiores operativas. Muy pocos daños en techos suspendidos y artefactos de iluminación sin colapso. Muy pocos muebles volcados. Muy limitadas grietas en los tabiques interiores y acabados de escaleras. Ascensores y servicios operativos. Muy limitado daños en áticos.	Muy limitado vidrio triturado en el exterior. Todas las puertas exteriores e interiores operativas. Daños limitados en techos suspendidos y artefactos de iluminación sin colapso. Pocos muebles volcados. Limitadas grietas en los tabiques interiores y acabados de escaleras. Ascensores y servicios operativos. Daños limitados en los áticos.	Algunos vidrios triturados, y porciones totalmente derrumbadas en las plantas con mayor deformación permanente. La mayoría de puertas exteriores aun en funcionamiento. Algunas puertas interiores rotas e inoperantes. Algunos falsos techos derrumbados. Luminarias dañadas. Divisiones interiores ampliamente rotas al limite del colapso. Escaleras interiores ampliamente agrietadas. Muebles volcados. Ascensores y servicios inoperantes. Áticos ampliamente dañados.	La mayoría de los vidrios exteriores triturados, y porciones totalmente derrumbadas en las plantas con mayor deformación permanente, y pequeñas cantidades de vidrio molido en otros pisos. Puertas interiores y exteriores rotas e inoperantes. Se derrumbó la mayoría de techos en suspensión y luminarias. Divisiones interiores ampliamente rotas y parcialmente colapsadas. Escaleras interiores ampliamente agrietadas. Muebles volcados. Ascensores y servicios inoperantes. Áticos parcialmente colapsados.

3.2.3 FEMA 273 y 274

Define tres niveles de desempeño estructural y cuatro niveles de desempeño no estructural para formar los cuatro niveles de desempeño sismorresistente básicos: operativo, operativo inmediato, protección de vida y prevención del colapso. Adicionalmente se definen dos rangos de desempeño estructural [31].

Nivel de desempeño estructural [31]:

Nivel de ocupación inmediata S-1: Nivel en el que sólo ocurre daño estructural limitado. El sistema estructural para fuerzas laterales y carga vertical conserva casi toda su resistencia y rigidez.

Nivel De Protección De Vida S-3: Nivel en el que ocurre daño significativo en la estructura, pero que está al margen del colapso total o parcial.

Nivel De Prevención Del Colapso S-5: Significa que la estructura está a punto del colapso parcial o total. La edificación sufre daño sustancial, incluyendo degradación de la resistencia y la rigidez del sistema resistente de fuerza lateral, deformación lateral permanente.

Nivel de desempeño no estructural [31]:

Nivel De Funcionamiento N-A: Se define a la situación o estado de daño post sismo de la edificación, en el cual los componentes no estructurales son capaces de soportar el funcionamiento de la edificación.

Nivel De Funcionamiento Inmediato N-B: Se define a la situación o estado de daño post sismo de la edificación, en el cual ocurre daño no estructural limitado. Los accesos, el sistema de seguridad de vida, incluyendo puertas, ascensores, luces de emergencia, alarmas de incendio, permanecen funcionando. El riesgo o amenaza de vida es muy bajo.

Nivel De Protección De Vida N-C: Nivel en el que ocurre daño costoso y potencialmente significativo en los componentes no estructurales. La restauración de estos componentes puede tomar mucho trabajo.

Nivel De Riesgo Reducido N-D: Nivel en el que ocurre daño extenso en los componentes no estructurales.

3.3 Modelos no lineales

3.3.1 Modelos no lineales de comportamiento de los materiales para el concreto armado

Para el análisis y evaluación de estructuras de concreto armado se emplean relaciones esfuerzo-deformación idealizado o simplificado, tanto para el concreto como para el acero, las cuales fueron desarrolladas a partir de los resultados experimentales.

3.3.1.1 Propiedades del concreto

Curva de esfuerzo deformación

El modelo empleado para el cálculo de la curva esfuerzo deformación del concreto es el modelo de Mander [32] el cual considera que el efecto del confinamiento no solo incrementa la capacidad de deformación del concreto, sino también la resistencia a compresión del mismo.

La deformación última ocurre cuando se fractura el acero transversal de confinamiento y puede ser estimado igualando la capacidad de energía de deformación del acero transversal en la fractura con el incremento de energía absorbido por el concreto, una estimación conservadora está dada por la siguiente ecuación (Paulay y Priestley, 1992) [33].

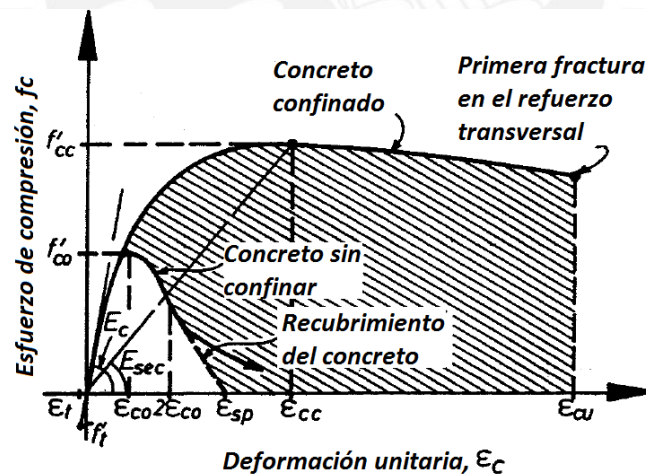


Figura 3.4 Curva esfuerzo deformación propuesta para carga monotónica para concreto confinado y no confinado propuesto por Mander [32]

Para secciones rectangulares debidamente confinadas, Mander propone las siguientes expresiones para calcular los puntos de la curva esfuerzo deformación.

$$f'_{cc} = \lambda f'_{co} \quad (3.2)$$

$$f_{lx} = \frac{A_{sx}}{sb_{cy}} k_e f_y \quad (3.3)$$

$$f_{ly} = \frac{A_{sy}}{sb_{cx}} k_e f_y \quad (3.4)$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{b_{cx} b_{cy}}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_{cx}}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_{cy}}\right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (3.5)$$

$$A_e = \left(b_{cx} b_{cy} - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_{cx}}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_{cy}}\right) \quad (3.6)$$

$$f_c = \frac{xr f'_{cc}}{r-1+xr} \quad (3.7)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.8)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - \varepsilon_{sec}} \quad (3.9)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f'_{co}} - 1\right)\right] \quad (3.10)$$

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} \quad (3.11)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.12)$$

$$\varepsilon_{CU} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_s f_y h \varepsilon_{cu}}{f'_{cc}} \quad (3.13)$$

Donde:

- 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 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} = Modulo secante del concreto confinado
- L = Factor de esfuerzo confinado
- A_{sx} = Area del refuerzo transversal paralelo al eje "x"
- A_{sy} = Area 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} = Presión de confinamiento efectivo en X
- f'_{ly} = Presión de confinamiento efectivo en y
- ρ_{cc} = Cuantía de acero transversal de confinamiento

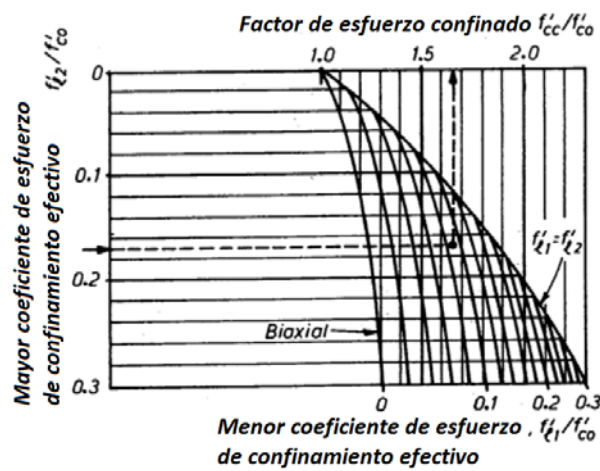


Figura 3.5 Factor de esfuerzo confinado λ para elementos cuadrados y rectangulares [32]

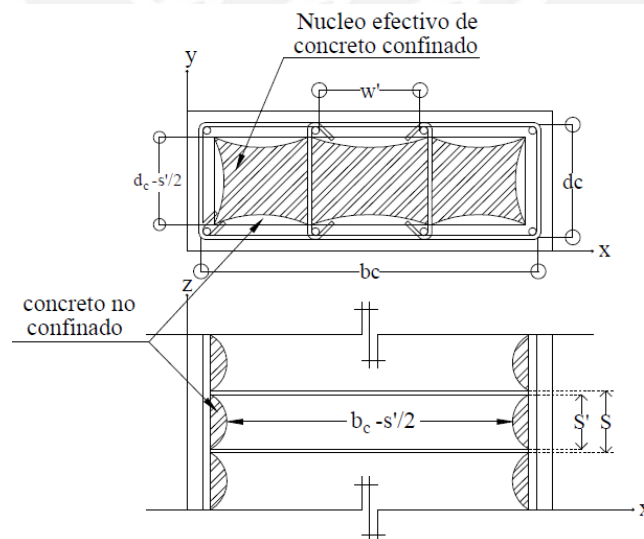


Figura 3.6 Núcleo efectivo de concreto confinado para una sección rectangular [32].

3.3.1.2 Propiedades del acero

Curva de esfuerzo deformación

El modelo empleado para el cálculo de la curva esfuerzo deformación del acero es el modelo de Park & Paulay (1975) [34] el cual considera la zona de endurecimiento por deformación definido en el intervalo $\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$ donde ϵ_{su} es la deformación unitaria en la cual se inicia el endurecimiento del material y ϵ_{su} es la deformación unitaria ultima.

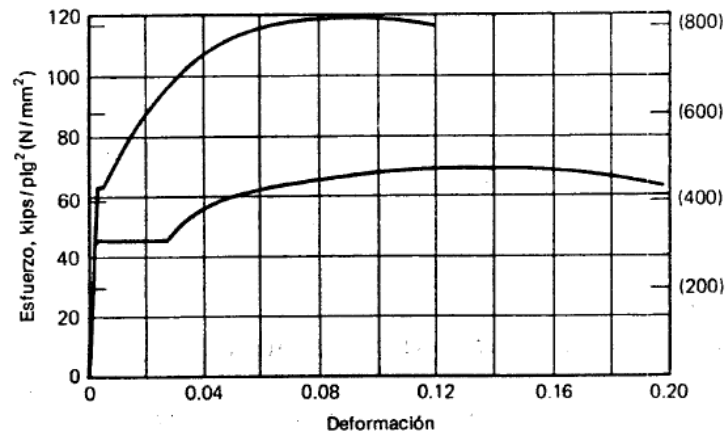


Figura 3.7 Curva de esfuerzo deformación del acero [34].

Para el cálculo de la curva esfuerzo deformación del acero, Park & Paulay proponen las siguientes expresiones [34]:

$$f_s = \left[\frac{mu+2}{60u+2} + \frac{(60-m)u}{2(30r+1)^2} \right] f_y \quad (3.14)$$

$$m = \frac{\frac{f_{su}}{f_y}(30r+1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad (3.15)$$

$$r = \epsilon_{su} - \epsilon_{sh} \quad (3.16)$$

$$u = \epsilon_s - \epsilon_{sh} \quad (3.17)$$

Donde:

f_s = Esfuerzo del acero en la zona de endurecimiento

f_{su} = Esfuerzo último

ϵ_s = Deformación unitaria del acero

ϵ_{su} = Deformación unitaria última

ϵ_{sh} = Deformación unitaria en la cual se inicia la zona de endurecimiento por deformación

3.3.2 Modelos no lineales de comportamiento de los elementos de concreto armado

3.3.2.1 Diagrama momento curvatura

La capacidad de momento plástico de todos los miembros dúctiles de concreto se calculará mediante un análisis $M - \phi$ (momento curvatura) basado en las propiedades esperadas del material.

El análisis Momento curvatura deriva las curvaturas asociados con una serie de momentos de una sección transversal sobre la base de los principios de la compatibilidad de esfuerzos y el equilibrio de fuerzas. [35]

Para la elaboración del diagrama momento curvatura es muy importante conocer los siguientes principios [34]:

- Las secciones planas seguirán planas después de la flexión.
- Establecer la curva esfuerzo – deformación unitaria a tensión y compresión del acero.
- Establecer la curva esfuerzo – deformación unitaria del concreto.
- Es posible despreciar la resistencia a tensión del concreto sin que los resultados se afecten en forma considerable.
- No hay corrimiento del acero respecto al concreto que lo rodea.
- Equilibrio de fuerzas y momentos flectores

Al aplicar momentos en los extremos y fuerzas axiales iguales a un elemento de concreto armado que se encuentra inicialmente recto, se puede observar que los planos laterales de la sección seguirán planos después de aplicar el momento flector.

La distancia al eje neutro será el radio de curvatura R . Usando las relaciones planteadas por Park & Paulay (1978) [34] podemos encontrar la curvatura.

$$\varphi = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d} \quad (3.18)$$

Donde:

ε_c es la deformación unitaria de concreto

ε_s es la deformación unitaria del acero

d es el peralte de la sección.

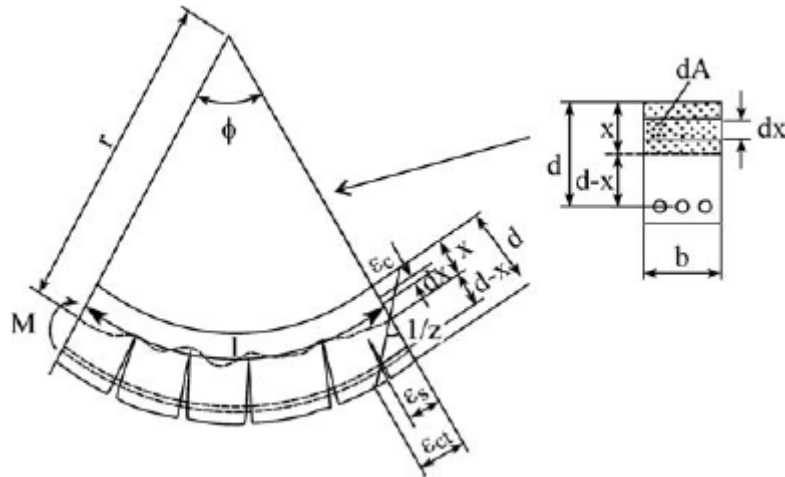


Figura 3.8 Deformación de un miembro a flexión [36]

Procedimiento para Calcular el Diagrama Momento – Curvatura [37]

- 1) Al fijar la carga la carga axial real que actúa sobre el elemento estructural, se propone un valor de deformación unitaria en la fibra extrema a compresión.
- 2) Se asume un valor de profundidad de eje neutro k_d
- 3) Se calculan las deformaciones unitarias, donde se encuentran las varillas longitudinales a compresión y tensión
- 4) Se calculan las fuerzas a compresión y tensión, multiplicando los valores de fs (esfuerzo del acero en cualquier punto) obtenidos de las curvas esfuerzo-deformación del acero por el área del acero longitudinal en dicha fibra.
- 5) Se calcula la fuerza de compresión del concreto.
- 6) Al sumar las fuerzas de compresión y tensión producidas por el acero y la fuerza producida por el concreto, el resultado debe ser igual a la carga axial inicial fijada cumpliendo con el equilibrio de fuerzas.
- 7) Si esto no se cumple, mediante un proceso iterativo, se propone un valor diferente de k_d hasta lograr que la sumatoria de fuerzas del acero y el concreto sean igual a la carga axial real aplicada.
- 8) Se calculan los momentos producidos por las fuerzas del acero y del concreto.
- 9) Se calcula la curvatura al dividir la deformación unitaria del concreto ϵ_c para la distancia al eje neutro k_d .
- 10) Se relaciona el momento con la curvatura obtenida, siendo el eje Y el momento y el eje X la curvatura.
- 11) Se calculan los demás puntos de la gráfica, repitiendo el procedimiento mostrado.

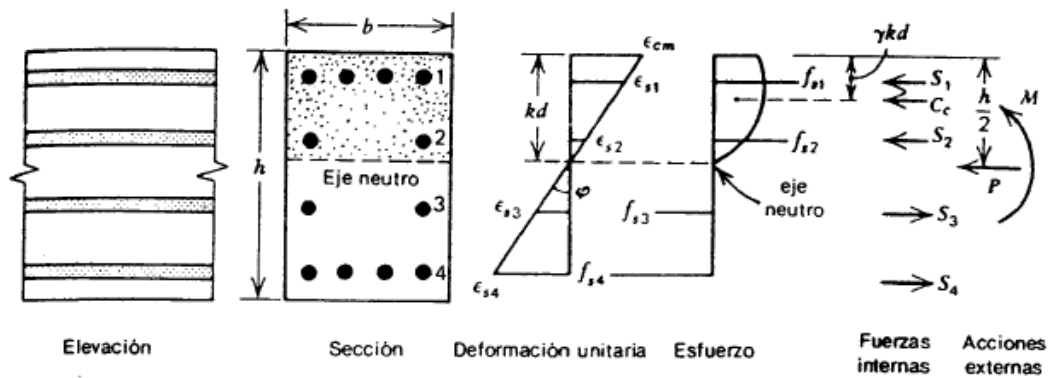


Figura 3.9 Sección con deformación, esfuerzo y distribución de fuerzas [34]

Formulación para obtener el diagrama momento curvatura (Park – Paulay 1971) [34]

La formulación propuesta por Park – Paulay es la siguiente:

Las fuerzas de tensión (F_s) se ubican en el refuerzo que se encuentra a tensión y se obtiene multiplicando el esfuerzo del acero (f_s) por el área del mismo (A_s)

$$f_s = \epsilon_s E_s \quad (3.19)$$

$$F_s = f_s A_s \quad (3.20)$$

Donde:

f_s : Esfuerzo del acero en cualquier punto

F_s : Fuerza en las barras de acero

ϵ_s : Deformación unitaria del acero

E_s : Modulo de elasticidad del acero

A_s : Área del acero en tensión

La distribución de esfuerzos se define mediante la siguiente expresión:

$$C_c = \alpha f_{cc} b k_d \quad (3.21)$$

Donde:

f_{cc} : es la resistencia máxima del concreto confinado

b : es el ancho de la sección

k_d : es la profundidad del eje neutro medida a partir de la fibra superior

El valor α determina la curvatura del bloque de concreto y se determina mediante la siguiente expresión:

El área bajo la curva:

$$\int_0^{\epsilon_{cm}} f_c d\epsilon_c = \alpha \epsilon_{cm} f_{cc} \quad (3.22)$$

$$\alpha = \frac{\int_0^{\epsilon_{cm}} f_c d\epsilon_c}{\epsilon_{cm} f_{cc}} \quad (3.23)$$

El centro de gravedad de la curva está definido por:

$$\int_0^{\epsilon_{cm}} f_c \epsilon_c d\epsilon_c = (1 - \gamma) \epsilon_{cm} \int_0^{\epsilon_{cm}} f_c d\epsilon_c \quad (3.24)$$

$$\gamma = 1 - \frac{\int_0^{\epsilon_{cm}} f_c \epsilon_c d\epsilon_c}{\epsilon_{cm} \int_0^{\epsilon_{cm}} f_c d\epsilon_c} \quad (3.25)$$

Las ecuaciones de compatibilidad y equilibrio se obtienen mediante las siguientes expresiones:

$$\sum_{i=1}^n F_{itensión} - \sum_{i=1}^n f_{icompresión} - \alpha b f_{cc} k_d - P = 0 \quad (3.26)$$

$$M = \alpha b f_{cc} k_d \left(\frac{h}{2} - \gamma k_d \right) + \sum_{i=1}^n f_{si} A_{si} \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \quad (3.27)$$

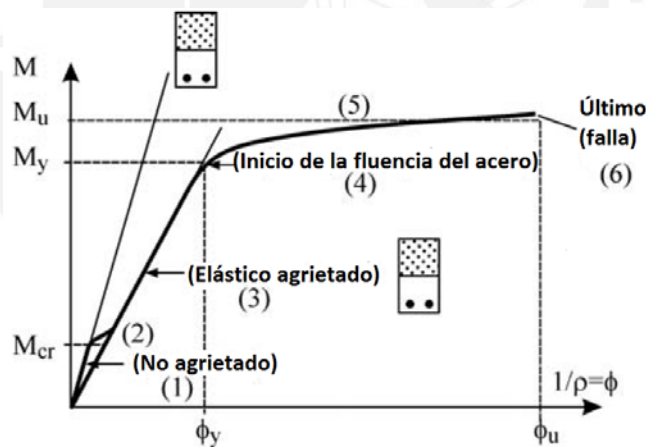


Figura 3.10 Diagrama momento curvatura para secciones en flexión pura [36]

Donde:

M_u es el momento último de la sección

M_y es el momento de fluencia

M_{cr} es el momento de agrietamiento del concreto

ϕ_y es la curvatura de fluencia

ϕ_u es la curvatura última

Representación bilineal del diagrama momento curvatura

Los diagramas momento-curvatura pueden ser simplificados convirtiéndolos en diagramas bilineales. En dichos diagramas simplificados se considera que el concreto en tracción inicia el proceso de carga en un estado agrietado, y se define un único punto de fluencia equivalente que marca el cambio de rigidez de la sección. [38]

a) Modelo de bilinealización propuesto por Priestley [27]

Priestley propone un modelo de bilinealización de la relación momento-curvatura dado por un segmento elástico inicial que atraviesa la primera fluencia, y extrapolado para la resistencia nominal de flexión, M_n , y un segmento de post fluencia conectado a la resistencia y curvatura última.

La primera fluencia de la sección es definida como el momento M_y y curvatura ϕ_y cuando la sección alcanza primero la deformación de tensión de fluencia del refuerzo $\epsilon_y = f_y E_s$, o la fibra extrema de compresión del concreto alcanza una deformación de 0.002, la que ocurra primero.

La resistencia nominal de flexión, M_n se desarrolla cuando la deformación de la fibra extrema de compresión alcanza un valor de 0.004, o la deformación de tensión del refuerzo alcanza un valor de 0.015, la que ocurra primero.

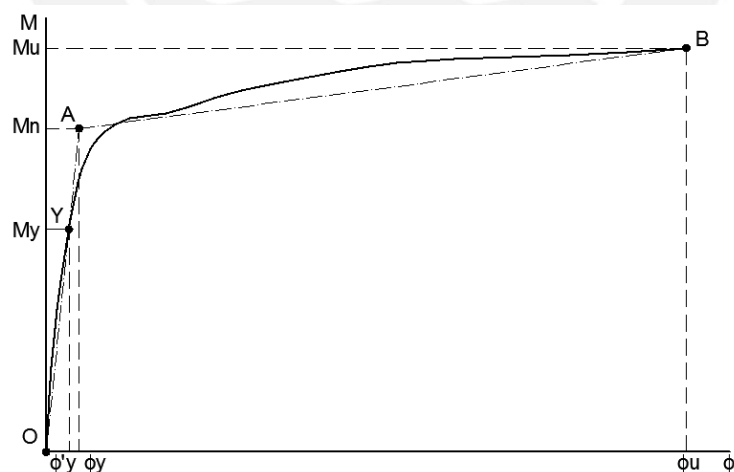


Figura 3.11 Idealización bilineal del diagrama momento-curvatura propuesto por Priestley [27]

b) Modelo de bilinealización adaptado por Caltrans [35] y AASHTO [39]

El diagrama de momento curvatura puede ser idealizada con un diagrama perfectamente elasto plástico, para estimar la capacidad de momento plástico de una sección transversal del miembro.

La porción elástica de la curva ideal debe pasar por el punto que marca la primera fluencia de la barra de refuerzo más alejada.

La capacidad de momento plástico idealizada se obtiene mediante el equilibrio de las áreas entre el diagrama real y el diagrama idealizado $M-\phi$ y los puntos más allá del primer punto de fluencia de la primera barra de refuerzo [35].

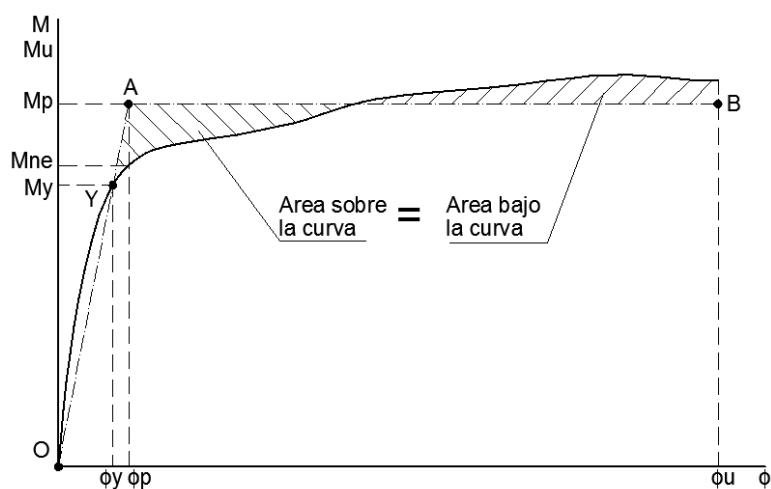


Figura 3.12 Idealización bilineal del diagrama momento-curvatura dado por Caltrans [35] y AASHTO [39]

Rotulas plásticas en los elementos barra (vigas-columnas)

Los valores teóricos para el cálculo de la longitud equivalente de la rótula plástica “ l_p ” a partir de la integración de la distribución de la curvatura para miembros típicos harían que “ l_p ” sea directamente proporcional a la longitud “ l ”, no obstante dichos valores no son, sin embargo, concuerdan bien con longitudes medidos experimentalmente [33].

Una buena estimación de la longitud efectiva puede ser obtenida mediante la siguiente expresión:

$$L_p = 0.08 l + 0.022 d b f_y \text{ (MPa)} \quad (3.28)$$

$$L_p = 0.08 l + 0.15 d b f_y \text{ (ksi)} \quad (3.29)$$

Para elementos típicos como vigas y columnas los valores de la ecuación (3.28) están en el orden de $L_p=0.5h$, donde h es la profundidad de la sección.

Este valor puede ser usado con frecuencia con una precisión adecuada, y se ve reflejado en los daños que sufren las vigas y columnas debido a solicitaciones sísmicas.

Estos daños se concentran con mayor magnitud hacia los nudos y no de manera uniforme, por lo que, se establece una zona de daño en el cual se concentra toda la deformación inelástica donde el daño y la curvatura se asumen constantes denominándose rotula plástica en el cual la medida de " L_p " es menor a la del daño total " L ".

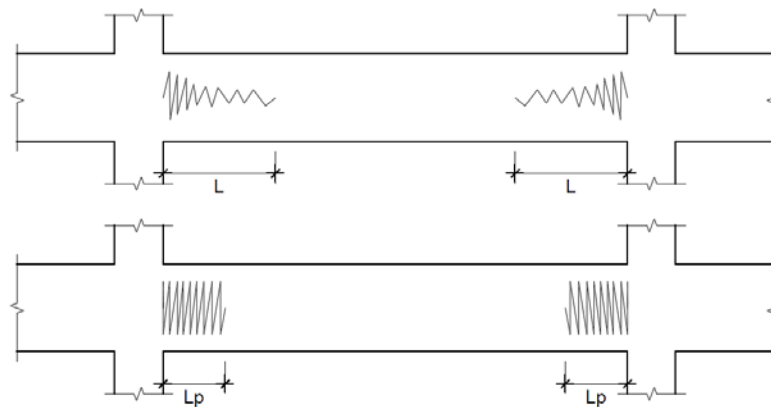


Figura 3.13 Idealización del daño equivalente

3.3.2.2 Diagrama momento giro

Para obtener el diagrama de momento giro, se multiplican los valores de curvatura del diagrama de momento curvatura de la sección por la longitud de la rótula plástica " L_p "

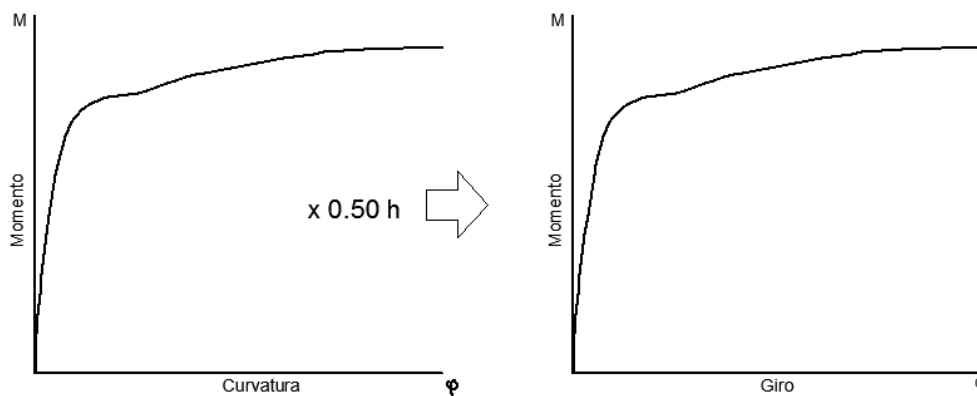


Figura 3.14 Relación momento curvatura y momento giro según [33]

Idealización del diagrama momento giro [7], [12]

La idealización del diagrama momento giro se obtiene mediante trazos rectos donde se definen los siguientes puntos:

El punto **B** está definido por el momento de fluencia y el giro de fluencia.

El punto **C** se define por una sobre resistencia con respecto de la coordenada B y corresponde a la capacidad máxima resistente de la rótula, el giro se define por una ductilidad con respecto de la coordenada B.

El punto **D** está definido por el 40% del momento en C y el giro es igual que C.

El punto **E** está definida por el momento de la coordenada D, pero el giro aumenta en 10% respecto del giro de la coordenada D.

La figura 3.15 muestra la idealización del diagrama momento giro con la ubicación de los puntos notables A, B, C, D, E a partir de la metodología propuesta por [7] y [12].

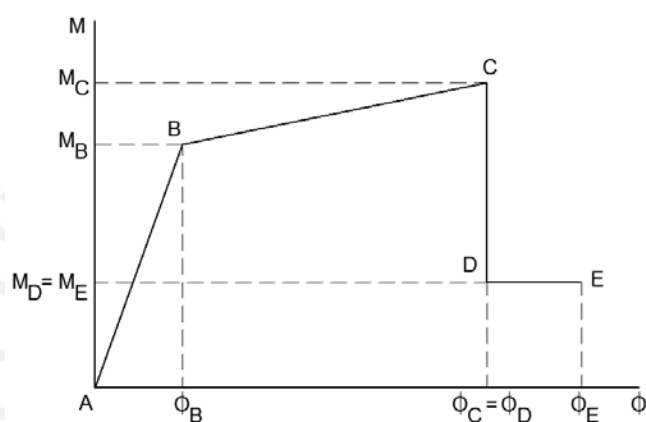


Figura 3.15 Idealización del diagrama momento giro [7]

3.3.3 Modelos de análisis no lineal de la estructura

Dentro de los métodos para representar los modelos no lineales de las estructuras y las respuestas de estas ante sollicitaciones sísmicas, los más usados son:

3.3.3.1 Análisis dinámico incremental "IDA"

El análisis dinámico incremental (IDA) es un potente método computacional que ha surgido recientemente para la evaluación del desempeño sísmico de estructuras con un enfoque basado en el desempeño.

El uso del análisis dinámico no lineal permite la evaluación detallada del comportamiento sísmico de estructuras para una amplia gama de estados límites, que van desde la elasticidad a la inestabilidad dinámica y eventual colapso estructural [40].

Por lo tanto, cada análisis dinámico se puede visualizar como un único punto en el plano EDP (parámetros de demanda) – IM (medida de intensidad), dichos puntos pueden ser interpolados para cada registro para generar curvas de la IDA de la respuesta estructural.

La figura 3.16 muestra el resultado de un análisis dinámico incremental, primero el ploteo de puntos distorsión – Sa(g) (izquierda) y las respectivas curvas generadas a partir de los puntos (derecha).

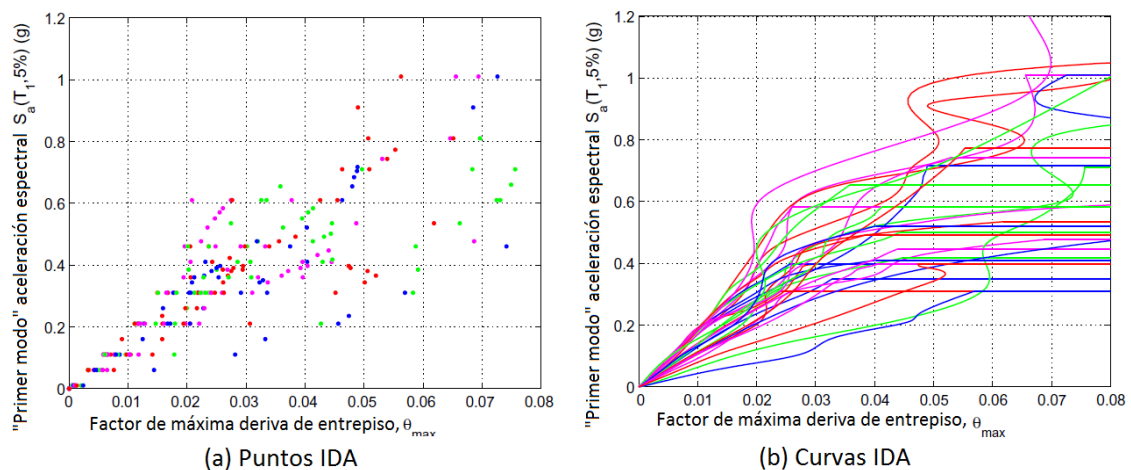


Figura 3.16 Puntos en el análisis (a) y curvas IDA (b) [40]

3.3.3.2 Análisis estático no lineal “Pushover”

El análisis pushover es uno de los métodos disponibles para la evaluación de estructuras inducidas por cargas sísmicas. La inducción se da de forma incremental con un patrón de carga lateral hasta que se alcanza un desplazamiento máximo o hasta que la estructura alcanza un estado límite.

El resultado de este análisis es la curva de capacidad de desplazamiento versus el cortante basal y un modelo de articulación plástica como producto final del análisis que da una idea general del comportamiento del edificio. [41].

La figura 3.17 muestra la representación conceptual del análisis estático incremental (izquierda) y la respuesta estructural representada en la curva de capacidad en función de Δ_{rof} - V

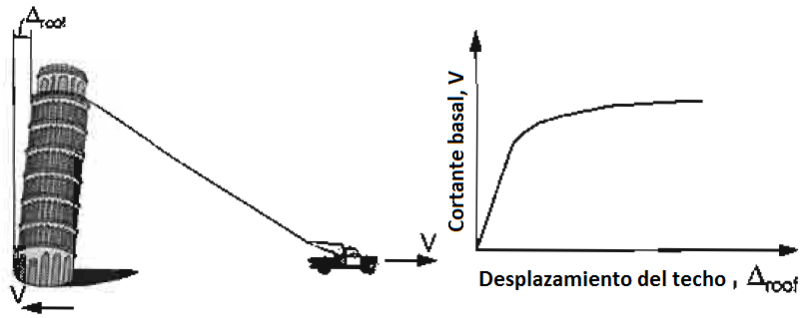


Figura 3.17 Análisis pushover [8]

El patrón de cargas impuesto puede ser de aumento lineal (triangular), uniforme (rectangular) y de la forma del primer modo de vibración de la estructura, las fuerzas laterales impuestas son monótonas y crecientes en proporción constante.

La comparación entre los resultados de la distribución multimodal triangular y muestran diferencias de menos de 4%. Por otro lado, el patrón de carga uniforme proporciona una predicción conservadora de las demandas sísmicas en el rango antes del colapso [42].

La figura 3.18 muestra las respuestas de la estructura sometida a distintos patrones de carga lateral, la curva de capacidad para el modelo en el que se considera un patrón de carga con la forma modal de la estructura se encuentra dentro de las curvas de capacidad considerando patrones de carga rectangular y triangular.

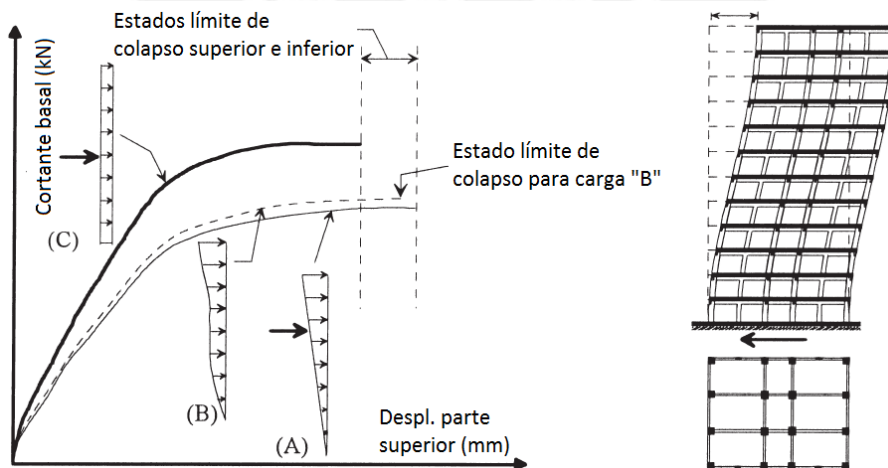


Figura 3.18 Análisis pushover considerando diferentes patrones de carga: (A) Carga triangular, (B) carga modal, (C) carga uniforme [42]

Curva de capacidad

La curva de capacidad es generalmente construida para representar la respuesta del primer modo de la estructura basado bajo la asunción de que la estructura responde a una demanda sísmica predominante en su modo fundamental de vibración.

La distribución de la fuerza horizontal sobre la altura del edificio debe cumplir con la primera forma del modo [43].

La curva de capacidad muestra la resistencia de la estructura con propiedades inelásticas en el que la estructura incursiona en el rango inelástico mediante rotulas plásticas ubicadas en los nudos a través del diagrama momento curvatura y del diagrama momento giro.

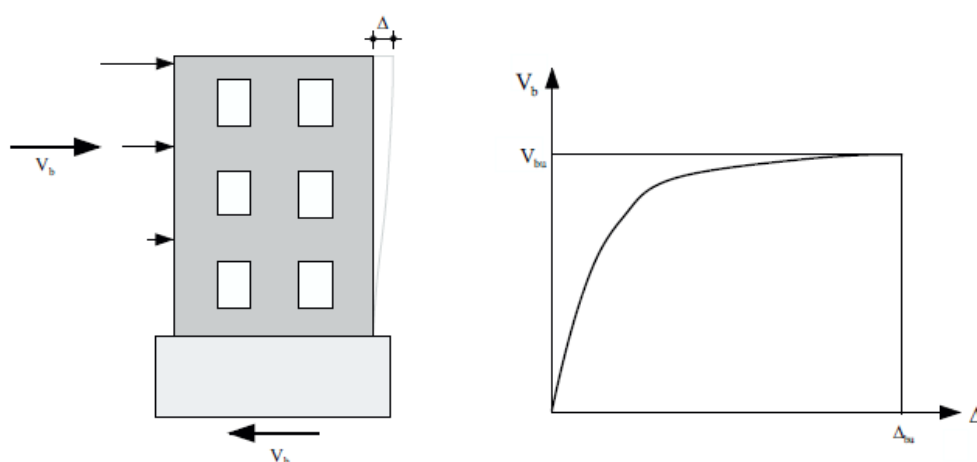


Figura 3.19 Curva de capacidad de una estructura [43]

Para el cálculo de la curva de capacidad se emplean modelos teóricos no lineales. Para este propósito es necesario modelar el comportamiento no lineal primero de los materiales, luego de las secciones y elementos y finalmente de la estructura en su conjunto.

Representación bilineal de la curva de capacidad

La representación bilineal de la curva de capacidad se obtiene tomando como referencia el procedimiento propuesto por el FEMA 356 [7].

Para propósito de este estudio, se ha adoptado dicho procedimiento con algunas pequeñas variaciones en la determinación del desplazamiento último y en el cálculo de la rigidez efectiva de la estructura [44].

- Se define el desplazamiento último D_u y su correspondiente cortante basal V_u , en el momento que un elemento de la edificación haya alcanzado su momento o resistencia

última. El FEMA 356 estima este desplazamiento con el método del coeficiente de desplazamiento.

- Se calcula el área bajo la curva de capacidad A_{curva} , utilizando un método de integración como la regla de los trapecios.
- Se calcula la rigidez lateral efectiva de la estructura o pendiente inicial K_e de la curva bilineal. Se obtiene uniendo, con una línea recta, el origen O y el punto sobre la curva de capacidad, en donde se ha producido la primera fluencia (D_y', V_y').

$$k_e = \frac{V_y'}{D_y} \quad (3.30)$$

- Se estima la cortante basal de fluencia V_y . Este valor se elige arbitrariamente, y se redefine mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real de capacidad A_{curva} y la curva bilineal idealizada $A_{bilineal}$.
- Se calcula el desplazamiento de fluencia D_y el cual se define como:

$$k_e = \frac{V_y}{D_y} \quad (3.31)$$

- Se define la curva bilineal mediante las rectas OA y AB y se calcula el área de la curva bilineal $A_{bilineal}$.
- Se determina el error ε en la representación bilineal como:

$$V_y^{i+1} = \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}} * V_y^i \quad (3.32)$$

- Y se repiten los pasos anteriores con los nuevos V_y

La figura 3.20 muestra la representación bilineal de la curva de capacidad definida por los puntos O A B a partir de la curva de capacidad obtenida del análisis estático incremental.

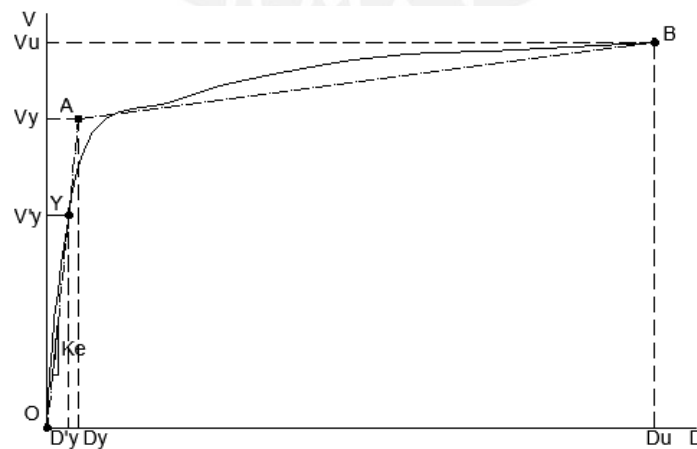


Figura 3.20 Representación bilineal de la curva de capacidad [7] adaptado por [44]

3.3.3.3 Espectro de capacidad

Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad

El espectro de capacidad es una representación de la curva de capacidad en términos de aceleración espectral versus desplazamiento espectral [8].

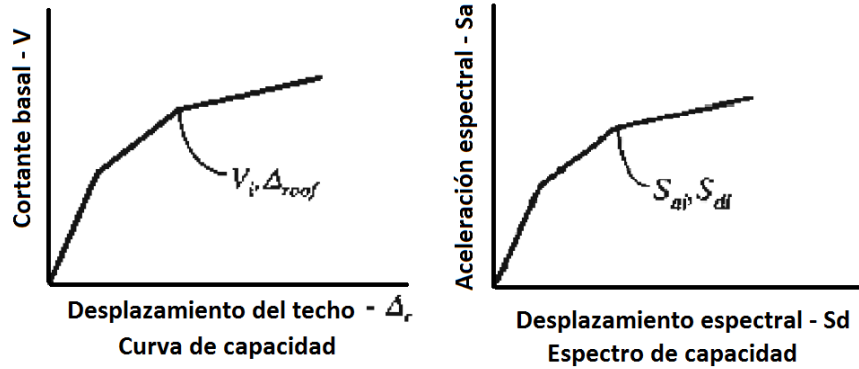


Figura 3.21 Espectro de capacidad a partir de la curva de capacidad de una estructura [8]

Para convertir la curva de capacidad en términos del cortante basal (V) y desplazamiento del techo (Δ), a un espectro de capacidad en términos de pseudoaceleración espectral (S_a) y desplazamiento (S_d) se sigue el siguiente procedimiento: [8]

Calcular el factor de participación modal PF_1 asociado al modo fundamental, así mismo calcular el coeficiente de masa efectiva α_1 mediante las siguientes expresiones:

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (\omega_i \phi_{i,1}) / g]}{[\sum_{i=1}^N (\omega_i \phi_{i,1}^2) / g]} \quad (3.33)$$

$$PF_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (\omega_i \phi_{i,1}) / g]^2}{[\sum_{i=1}^N (\omega_i \phi_{i,1}) / g] \cdot [\sum_{i=1}^N (\omega_i \phi_{i,1}^2) / g]} \quad (3.34)$$

Calcular el punto asociado (S_a , S_d) para cada punto sobre la curva de capacidad (V , Δ_{techo}) mediante las siguientes expresiones:

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \cdot \phi_{techo,1}} \quad (3.35)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (3.36)$$

Donde:

PF_1 = Factor de participación modal para el primer modo natural

- α_1 = Coeficiente modal de masa para el primer modo natural
- g = Aceleración de la gravedad
- ω_i = Peso correspondiente al nivel "i"
- $\phi_{i,1}$ = Coeficiente de forma modal del nivel "i" en el modo 1
- V = Fuerza cortante en la base
- W = Carga permanente más un porcentaje de la carga viva total del edificio
- Δ_{techo} = Desplazamiento en el tope de la estructura
- S_a = Aceleración espectral
- S_d = Desplazamiento espectral

3.4 Respuesta de la estructura

El parámetro empleado para estimar el nivel de daño en la estructura es la máxima distorsión que es definida como el radio entre el desplazamiento relativo de dos pisos continuos dividido entre la altura.

Al contrario de la mayoría de los sistemas que basan la estimación del nivel de daño en la Intensidad de Mercalli Modificada, el método que aquí se presenta se basa en un parámetro con una excelente correlación con el daño estructural producido durante el movimiento sísmico [6].

La metodología propuesta por Miranda [6] considera que la respuesta sísmica de una estructura (γ) se estima en base al producto de los índices β_i por el desplazamiento espectral (S_d) considerando un sistema de un grado de libertad para el periodo predominante de la estructura dividida entre la altura del edificio (h).

$$\gamma = \frac{\beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4}{h} S_{d1gdI} \quad (3.37)$$

γ expresado en términos de desplazamiento espectral

Del mismo modo, se puede considerar la respuesta sísmica de una estructura (γ) en base al producto de los índices β_i por el periodo fundamental al cuadrado y la pseudoaceleración espectral dividido entre el producto de la altura del edificio por 4 veces π^2 .

$$\gamma = \frac{\beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4 T^2}{4\pi^2 h} S_a \quad (3.38)$$

γ expresado en términos de pseudoaceleración espectral

Donde:

β_1 y β_2 : Son parámetros calculados en el rango elástico

β_3 y β_4 : Son parámetros calculados en el rango inelástico

h : Es la altura del edificio

S_a : Es a pseudoaceleración espectral

S_d : Es el desplazamiento espectral

En la figura 3.22 se muestra las relaciones existentes entre los parámetros en el rango elástico β_1, β_2 y parámetros en el rango inelástico β_3, β_4 .

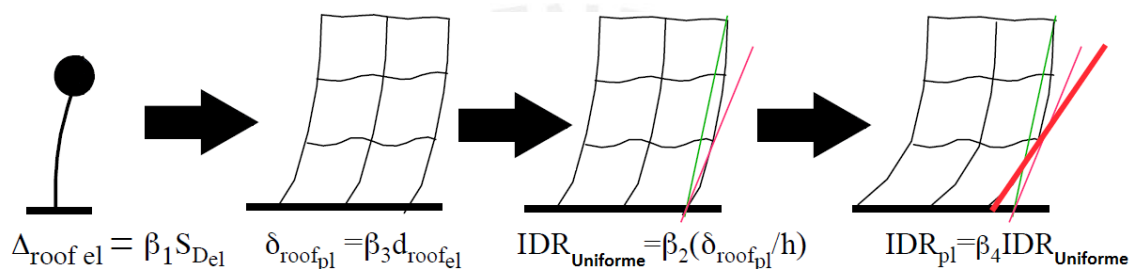


Figura 3.22 Parámetros en el rango elástico y parámetros en el rango inelástico [6]

3.4.1 Parámetros en el rango elástico:

Los parámetros en el rango elástico relacionan el desplazamiento máximo del techo y la distorsión máxima del entrepiso en el rango lineal con los desplazamientos y distorsiones lineales para un sistema de un grado de libertad.

El cálculo de los parámetros en el rango elástico se realiza mediante un análisis lineal de la estructura considerando que los materiales se comportan elásticamente.

De dicho análisis se obtienen los siguientes valores:

- Periodo fundamental de la estructura
- Desplazamiento máximo del techo de cada módulo para el sismo Δ_{roof}
- Distorsión máxima de entrepiso γ .

El parámetro β_1 es la relación entre el máximo desplazamiento lateral en el nivel superior de la estructura y el desplazamiento espectral, considerando un modelo de comportamiento elástico lineal.

Este factor depende del tipo estructural y del número de pisos de la estructura y permite pasar el desplazamiento lateral máximo de un sistema de un grado de libertad a un sistema de múltiples grados de libertad.

$$\beta_1 = \frac{\Delta(\text{roof})}{s_d} \quad (3.39)$$

Donde:

$\Delta(\text{roof})$: Desplazamiento de la azotea

β_1 también puede ser expresado en función del número de pisos N mediante la siguiente expresión:

$$\beta_1 = \frac{3N}{2N+1} \quad (3.40)$$

Donde:

N : Número de pisos

El parámetro β_2 describe la relación entre la máxima distorsión de entrepiso y la distorsión global de la estructura, que se define como el máximo desplazamiento lateral en la azotea dividido por la altura total, es decir relaciona la deriva máxima de piso γ con la deriva global o de la azotea γ_g

$$\beta_2 = \frac{\gamma}{\gamma_g} \quad (3.41)$$

Donde:

γ : Distorsión máxima del entrepiso

γ_g : Distorsión máxima de la azotea

β_2 también puede ser expresado en función del número de pisos N mediante la siguiente expresión:

$$\beta_2 = -0.023N^2 + 0.3018N + 0.6759 \quad (3.42)$$

3.4.2 Parámetros en el rango inelástico:

Los parámetros en el rango inelástico relacionan el desplazamiento máximo del techo y las distorsiones máximas del entrepiso calculados mediante un análisis estático no lineal con los desplazamientos y distorsiones lineales.

Los desplazamientos y distorsiones máximas no lineales se pueden obtener a partir de la formulación de Miranda [6] y la curva de capacidad de la estructura calculada mediante el análisis estático no lineal o pushover con un patrón de carga lateral y considerando las propiedades inelásticas de cada sección.

El parámetro β_3 es la relación entre el máximo desplazamiento lateral del modelo con comportamiento inelástico y el máximo desplazamiento lateral del modelo con comportamiento elástico lineal.

Este factor depende de la demanda de ductilidad al desplazamiento, el periodo fundamental de vibración de la estructura y el tipo de suelo que la soporta.

La demanda de ductilidad global de la estructura se estima con la aceleración espectral asociada al periodo de vibración de la estructura, la resistencia ante cargas laterales de la misma, y el factor de reducción de las cargas aplicadas.

$$\beta_3 = \frac{\Delta_{inelastico}}{\Delta_{elastico}} \quad (3.43)$$

$$\Delta_{roof} = \beta_1 \beta_3 S_d \quad (3.44)$$

Después de un análisis experimental con varios tipos de edificios Miranda (1999) dedujo el valor de β_3 para estructuras en suelo de roca en función de la ductilidad demandada (μ_d), y el periodo del primer modo de vibración (T):

$$\beta_3 = \left[1 + \left(\frac{1}{\mu_d} - 1 \right) \varepsilon^{-12T\mu_d^{-0.8}} \right]^{-1} \quad (3.45)$$

$$\mu_d = \frac{\text{Desplazamiento maximo para cada demanda sismica}}{\text{Desplazamiento en el punto de cedencia}} \quad (3.46)$$

μ_d Puede expresarse también en términos de:

$$\mu_d = \frac{S_{a_{demandada}}}{S_{a_{cedencia}}} \quad (3.47)$$

Dónde:

μ_d Es la ductilidad demandada asociada a una demanda sísmica.

$S_{a_{demandada}}$ Se obtiene del espectro de respuesta elástico para una demanda sísmica

$S_{a_{cedencia}}$ Se obtiene ubicando el punto de cadencia en la curva de capacidad de la estructura que es el punto en el que se abandona la relación lineal cuya pendiente es la rigidez inicial de la estructura.

El parámetro β_4 es la relación entre los factores β_2 elástico e inelástico y se emplea para pasar el desplazamiento máximo del rango elástico al rango inelástico del último nivel. Este factor toma en cuenta que la distribución de la carga lateral con la altura de la estructura es diferente para el comportamiento elástico o inelástico.

Para el comportamiento inelástico se produce una gran concentración de fuerza. Este factor depende del número de pisos y el nivel de deformación inelástica de la estructura, la misma que se mide en términos de la demanda de ductilidad de desplazamiento.

$$\beta_4 = \frac{\text{Distorsión}_{\text{inelastica}}}{\text{Distorsión}_{\text{elastica}}} \quad (3.48)$$

Después de un análisis experimental con varios tipos de edificios Miranda (1999) dedujo el valor de β_4 :

$$B_4 = 1 + \frac{\mu_d}{30} + \frac{N}{200} \quad (3.49)$$

3.4.3 Desplazamientos máximos o puntos de desempeño para diferentes demandas

Existen varios métodos para calcular los desplazamientos máximos o puntos de desempeño para distintos valores de demanda sísmica, entre los métodos simplificados para evaluar los puntos de desempeño en modelos estructurales no lineales se tienen:

- Método del coeficiente de desplazamiento, que consiste en un procedimiento numérico para evaluar el máximo desplazamiento asociado a una demanda sísmica por medio de la representación bilineal de la curva de capacidad y coeficientes de corrección [45].
- Método de la Secante, que consiste en un procedimiento numérico que sustituye la estructura por otra con rigidez secante o efectiva [8].
- Método del Espectro Capacidad – Demanda, procedimiento que permite estimar gráficamente el desempeño sísmico de una edificación a través de la intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda [8].

3.4.3.1 Método del espectro de capacidad

Este método fue introducido por primera vez en la década de 1970 como un procedimiento de evaluación rápida para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de los edificios en el proyecto del astillero naval de Puget Sound.

El procedimiento consiste en comparar la capacidad de la estructura (espectro de capacidad) con las exigencias de la estructura (espectro de demanda). La intersección gráfica de estas dos curvas que se denomina como el punto de desempeño, que se aproxima a la respuesta de las estructuras [46].

La figura 3.23 muestra la obtención del punto de desempeño de una estructura sometido a una demanda sísmica a partir de la curva de capacidad y el espectro de demanda reducido.

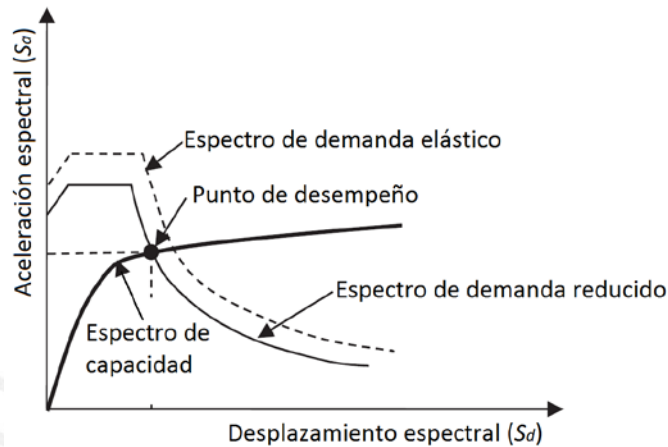


Figura 3.23 Ubicación del punto de desempeño por medio del método del espectro de capacidad [46]

Los pasos a seguir para obtener el punto de desempeño son [47]:

- Desarrollar el espectro de demanda elástico al 5% de amortiguamiento típico
- Con los procedimientos indicados según [8], transformar la curva de capacidad a espectro de capacidad
- Elegir un punto tentativo inicial de desempeño "P" (a_{pi} , d_{pi})
- Con los procedimientos descritos en [7] y con las modificaciones propuestas por [44], se obtiene la representación bilineal del espectro de capacidad, donde se ubica un punto "N" de a fin de que el área encerrada por el segmento de la curva del espectro de capacidad entre los puntos M y P por encima del eje horizontal de desplazamiento espectral sea igual al área encerrada por la representación bilineal MNP.

Cuando la condición anteriormente descrita se cumpla, se podrá calcular el área " E_{so} " del paralelogramo PQRS que representa la energía disipada por un lazo histórico idealizado, del mismo modo, se puede calcular el área E_D del triángulo Mpd_{pi} que representa la energía de deformación.

De esta forma se obtiene el amortiguamiento equivalente β_{eq} del sistema asociado al desplazamiento máximo. Este amortiguamiento equivalente es la suma del amortiguamiento inherente a la estructura, (5%) más un amortiguamiento histórico β_0 calculado mediante la siguiente expresión:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (3.50)$$

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (3.51)$$

$$\beta_0 = \frac{0.637 (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (3.52)$$

Donde:

β_0 : amortiguamiento histórico representado como amortiguamiento viscoso

β_{eq} : amortiguamiento equivalente asociado al desplazamiento máximo

0.05 : amortiguamiento viscoso inherente en la estructura (constante)

E_D : energía disipada por amortiguamiento a partir de un lazo histerético idealizado

E_{S0} : máxima energía de deformación

La figura 5.24 muestra la derivación del amortiguamiento del espectro reducido calculado a partir del espectro de demanda elástico con un amortiguamiento del 5%, se muestra además la energía disipada por amortiguamiento E_D y la máxima energía de deformación E_{S0} .

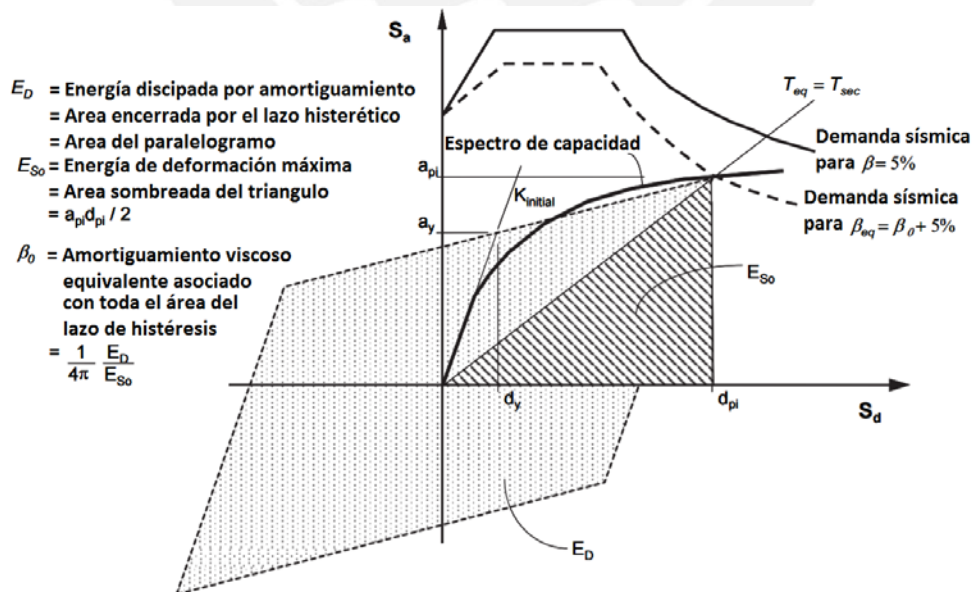


Figura 3.24 Derivación del amortiguamiento del espectro reducido [8]

- A partir del amortiguamiento equivalente encontrado se pueden encontrar valores de los factores de reducción espectral usando las relaciones desarrolladas por Newmark & Hall (1982)[48], desarrolladas en [49]. Estos factores de reducción espectral permiten encontrar el espectro de demanda reducido.

Si el espectro de demanda reducido intercepta a la curva del espectro de capacidad en un punto muy cercano al punto “P” (a_{pi} , d_{pi}), entonces se habrá encontrado el punto de desempeño, se acepta un error del 5%, caso contrario, se escoge otro punto “P” y se continúa con el proceso.

La tabla 3.6 muestra los factores de reducción espectral para valores de amortiguamiento mayores a 5% que dependen además del tipo de construcción a analizar, y de la duración del movimiento sísmico.

Tabla 3.6 Valores mínimos permisibles para SR_A y SR_V [8]

Clasificación estructural	Factor R_a	Factor R_v
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

La tabla 3.7 muestra la selección del tipo de comportamiento estructural que depende de la calidad de los elementos estructurales sismorresistente primarios y de la duración del evento sísmico. La primera columna corresponde a aquellas estructuras construidas con códigos sísmicos actuales, en contraste con la última columna que corresponde a aquellas estructuras vulnerables ante demandas sísmicas.

Tabla 3.7 Tipos de comportamiento estructural [8]

Duración del evento sísmico	Estructuras nuevas sin daños	Estructuras con daños intermedios	Estructuras muy dañadas
Corto	Tipo A	Tipo B	Tipo C
Largo	Tipo B	Tipo C	Tipo C

En el ATC-40 [8] se propone el amortiguamiento viscoso efectivo β_{eff} a fin de considerar la degradación del amortiguamiento, este valor está determinado por la siguiente expresión:

$$\beta_{eff} = \frac{0.637 \cdot k \cdot (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 0.05 \quad (3.53)$$

En la formula 3.53 para hallar β_{eff} se ha incorporado el coeficiente k que reduce el valor del amortiguamiento a fin de evitar que se sobredimensione el valor de β_{eq} .

La tabla 3.8 muestra el valor para k que depende de la clasificacion estructural y del amortiguamiento euivalente del sistema estructural.

Tabla 3.8 Valores para el factor de amortiguamiento "k"

Clasificación estructural	β_0 (%)	k
Tipo A	≤ 16.25	1.00
Tipo A	> 16.25	$1.13 - 0.51 \frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	≤ 25	0.67
Tipo B	> 25	$0.845 - 446 \frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	cuaquier valor	0.33

Finalmente los factores de reducción del espectro de respuesta elastico con 5% de amortiguamiento para tener un espectro de respuesta elastico reducido se calculan mediante las siguientes expresiones:

$$SR_A = \frac{1}{B_S} = \frac{3.21 - 0.668 \ln(\beta_{eff})}{2.12} = \frac{3.21 - 0.68 \ln \left[\frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{2.12} \quad (3.54)$$

$$SR_V = \frac{1}{B_L} = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} = \frac{2.31 - 0.41 \ln \left[\frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{1.65} \quad (3.55)$$

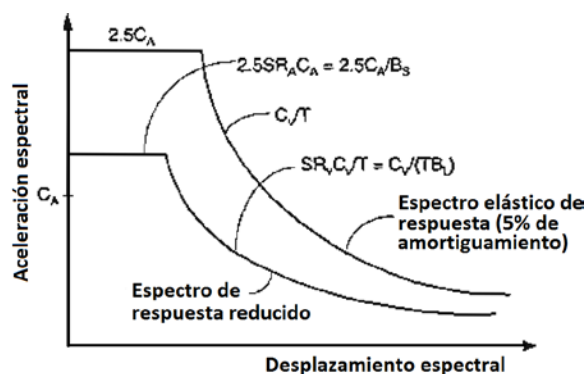


Figura 3.25 Espectro de respuesta elástico reducido a partir del espectro de respuesta elástico con 5% de amortiguamiento [8]

El factor SRA corresponde a la zona de aceleraciones y el factor SRV a la zona de velocidades. Estos factores se multiplican a las aceleraciones espectrales del espectro elástico original a fin de obtener las aceleraciones espectrales del espectro inelástico [12].

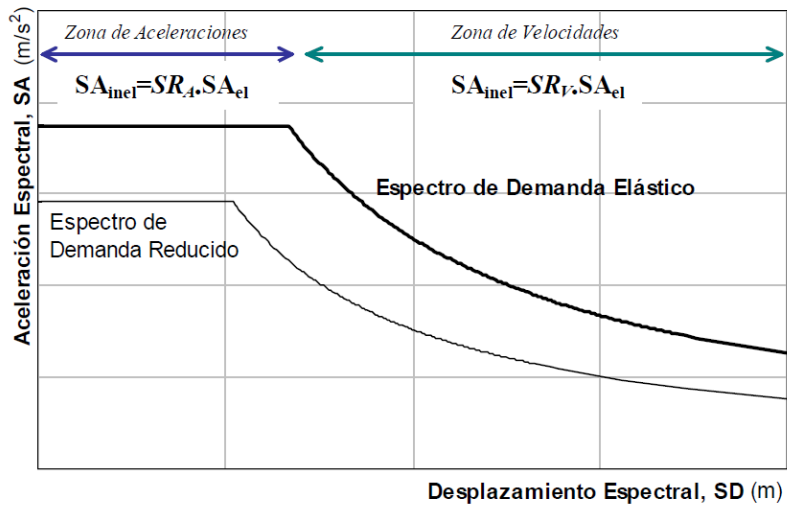
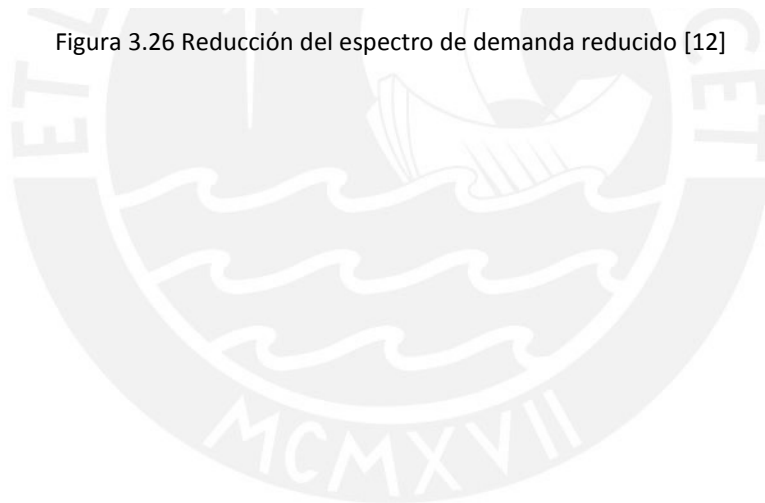


Figura 3.26 Reducción del espectro de demanda reducido [12]



METODOLOGIA Y PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

4.1 Metodología

La metodología para el cálculo de la vulnerabilidad sísmica se resume en el cálculo de la respuesta de la estructura, cálculo del daño y finalmente cálculo de la vulnerabilidad sísmica.

4.1.1 Procedimiento para el cálculo de la respuesta de la estructura

La respuesta de la estructura se obtiene empleando la metodología propuesta por Miranda en términos de la distorsión máxima asociada a distintas demandas sísmicas. Las distorsiones máximas se basan en parámetros en el rango elástico y parámetros en el rango inelástico.

Los parámetros en el rango elástico se obtienen al relacionar el desplazamiento máximo del techo y la distorsión máxima del entrepiso en el rango lineal con los desplazamientos y distorsiones lineales para un sistema de un grado de libertad.

Los parámetros en el rango inelástico se obtienen al relacionar el desplazamiento máximo del techo y las distorsiones máximas del entrepiso en el rango no lineal calculados con el método del espectro de capacidad propuesto en el ATC40 [8], a partir de la curva de capacidad de la estructura obtenida mediante el análisis estático no lineal o pushover.

Para el análisis pushover se usa el programa SAP2000 V16 [50] en el cual se consideran las propiedades no lineales de los elementos mediante la asignación de rotulas plásticas por flexión en los nudos encuentro viga – columna y por corte en el que se considera el efecto de columna corta debido a la interacción muro - columna.

El patrón de cargas empleado para el análisis pushover es el modal en el que se considera el primer modo o modo traslacional. La demanda sísmica empleada en el análisis se obtiene con el espectro considerando los parámetros sísmicos dados en la Norma E.030 [51].

4.1.2 Procedimientos para el cálculo del daño

El porcentaje de daño asociado a una distorsión máxima se expresa mediante la función de vulnerabilidad empleando el método propuesto por Miranda [6] y utilizado por la secretaría de haciendas y crédito público de México [21].

El porcentaje de daño de toda la estructura se estima asociado el daño ponderado de cada componente estructural y no estructural a partir del presupuesto del colegio.

Existen numerosos estudios y procedimientos para el cálculo del daño de componentes en estructuras, uno de los más empleados es el propuesto por el ATC-40 (tabla 11.1) en el que se evalúan los daños asociados a cada elemento estructural y no estructural en función de la sectorización de la curva de capacidad bilinealizada de la estructura.

Existen además procedimientos más rigurosos para evaluar el daño en elementos estructurales y no estructurales los mismos que se detallan a continuación:

4.1.2.1 Daño en columnas y vigas estructurales.

Para elementos estructurales tales como columnas y vigas se definen los estados de daño a partir de los índices de daño el cual es calculado siguiendo los criterios de la máxima curvatura o máximo desplazamiento del elemento [52].

Los índices de daño se expresan mediante la siguiente expresión:

$$D = \frac{\phi_m - \phi_y}{\phi_u - \phi_y} + \beta_e \frac{\int dE}{M_y} \quad (4.1)$$

Donde:

D es el índice de daño

ϕ_m es la curvatura máxima del elemento

ϕ_y es la curvatura de fluencia

ϕ_u es la curvatura última del elemento

β_e es el parámetro de degradación de resistencia

dE es la energía histerético acumulada

Según [52] el parámetro β_e es un valor muy pequeño quedando la ecuación 4.1 reducida a:

$$D = \frac{\phi_m - \phi_y}{\phi_u - \phi_y} \quad (4.2)$$

Los estados de daño se pueden proponer en función de los índices de daño [52]:

$D < 0.1$ Sin daño o daño localizado

$0.1 < D < 0.25$ Daño menor (se evidencian agrietamientos pequeños en los elementos)

$0.25 < D < 0.4$ Daño moderado (se evidencia agrietamiento severo, en consecuencia se genera el desprendimiento de recubrimiento localizado)

0.4<D<1 Daño severo (se evidencia el desprendimiento del recubrimiento, en consecuencia el refuerzo queda expuesto)

D>1.00 Colapso

4.1.2.2 Daño en muros portantes de albañilería con acción de la carga sísmica perpendicular a su plano.

Para el caso de muros portantes de albañilería el cálculo del daño se evaluara tomando como parámetro de referencia la deriva de entrepiso según el procedimiento propuesto por Yi - Hsuan Tu et al (2010) [53].

En la tabla 4.1 se muestran los estados de daño para muros de albañilería con acción de la carga sísmica perpendicular a su plano asociado a la deriva de entrepiso, las consecuencias del daño han sido tomados y adaptados del estudio realizado por Chacón y Paz [13].

Tabla 4.1 Estados de daño en muros de mampostería [53] y adaptado de [13]

Estado de daño	Deriva del entrepiso	Consecuencia del daño
Daño menor	0.48%	Reparaciones menores y grietas horizontales en la base y parte superior
Daño moderado	1.25%	Existencia de grietas extendidas en el ancho de la pared
Daño severo	1.83%	Abertura de grietas y desprendimiento del ladrillo en las esquinas
Daño irreparable	3.06%	Existe trituración del muro en las esquinas

4.1.2.3 Daño en muros no portantes de albañilería con acción de la carga sísmica paralela a su plano.

Para el caso de muros no portantes de albañilería el cálculo del daño se evaluara tomando como parámetro de referencia la deriva de entrepiso según el procedimiento propuesto por Petrone et al (2010) [54].

En la tabla 4.2 se muestran los estados de daño para muros de albañilería con acción de la carga sísmica paralela a su plano asociado a la deriva de entrepiso.

Tabla 4.2 Estados de daño en muros de mampostería [54]

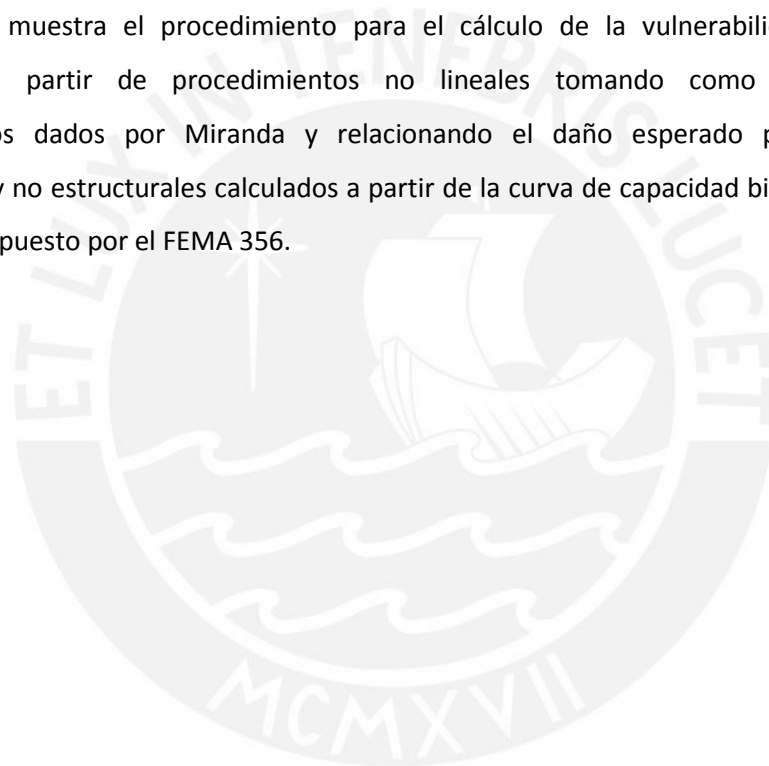
Estado de daño	Deriva del entrepiso	Consecuencia del daño
Daño menor	0.12%	No hay efecto en el comportamiento de otros componentes estructurales
Daño moderado	0.21%	El muro queda parcialmente dañado y debe ser demolido o reparado
Daño severo	0.34%	El muro debe ser reparado y reemplazado en su totalidad en las zonas en que ha sido afectado
Daño irreparable	0.97%	Reemplazo total del muro debido a la trituración de los componentes del mismo

4.1.3 Procedimientos para el cálculo de la vulnerabilidad

La vulnerabilidad sísmica de los módulos se obtiene a partir de las “funciones de vulnerabilidad” en el que se relaciona la distorsión máxima de la estructura y el daño esperado.

También es posible calcular la relación entre la pseudoaceleración - daño esperado, o la relación PGA – daño ya que la distorsión γ en términos de S_a y PGA se obtienen a partir de los procedimientos dados por Miranda con parámetros en el rango elástico y parámetros en el rango no elástico.

La figura 4.1 muestra el procedimiento para el cálculo de la vulnerabilidad sísmica de estructuras a partir de procedimientos no lineales tomando como referencia los procedimientos dados por Miranda y relacionando el daño esperado para elementos estructurales y no estructurales calculados a partir de la curva de capacidad bilinealizada de la estructura propuesto por el FEMA 356.



Procedimiento para el cálculo de la vulnerabilidad estructural

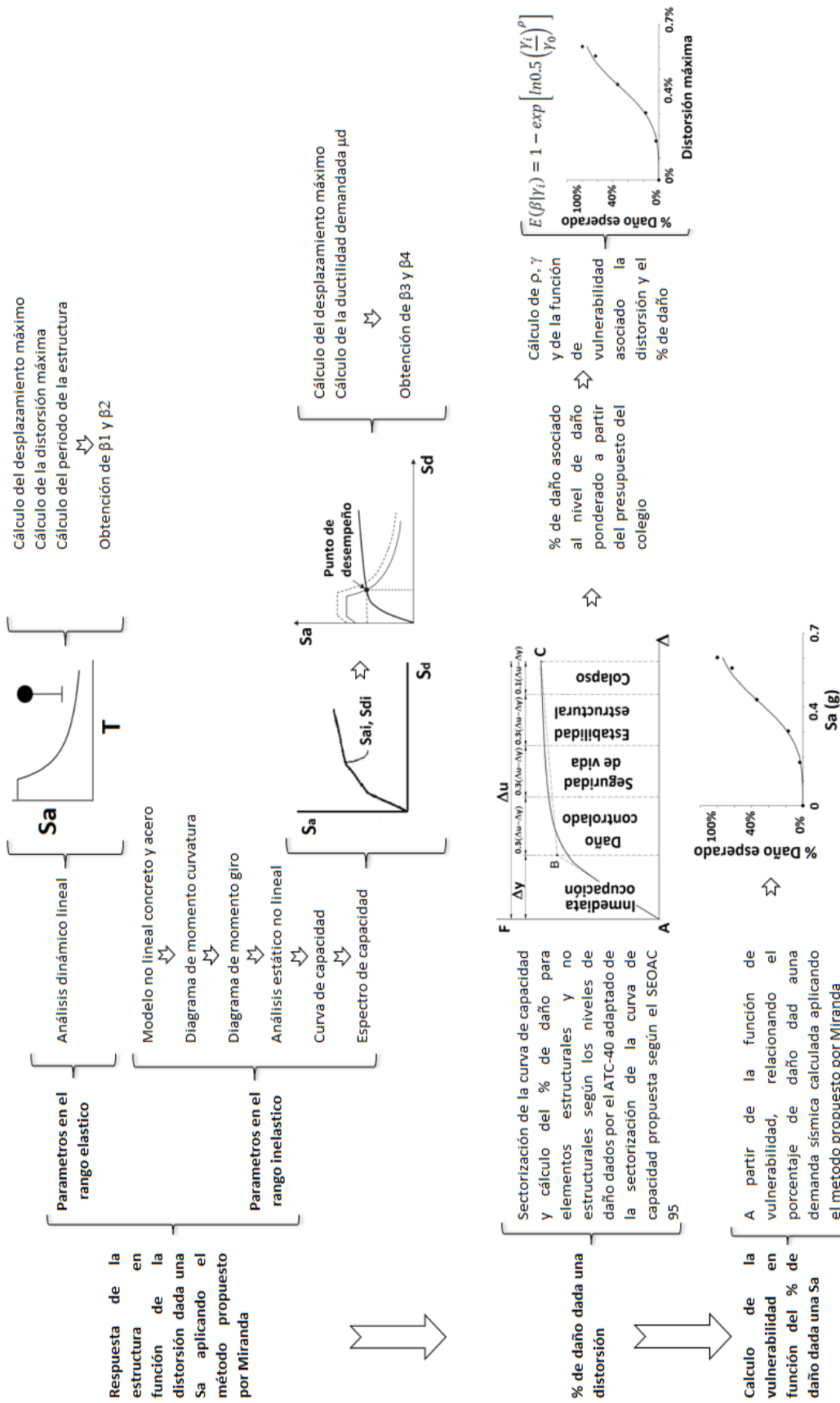


Figura 4.1 Procedimiento para el cálculo de la vulnerabilidad estructural (adaptado de [14])

ANÁLISIS DE LOS MÓDULOS DE DOS Y TRES PISOS

5.1 Modelos analizados.

Módulo de 3 aulas, 2 pisos.- Es un módulo con sistema estructural predominante en base a pórticos de concreto armado en el eje X y muros de albañilería confinada en el eje Y., la altura de piso a techo es de 3.20m para el primer nivel y 3.00m para el segundo nivel.

Las columnas conformantes de los pórticos son de 25x45cms y 30x45cms de sección, los muros de albañilería son de 25cms de espesor, las vigas son de 25x45cms orientadas en el sentido "X", las vigas orientadas en el sentido "Y" son de 25x45cms de sección. Las losas de los entrepisos son aligeradas unidireccionales de 20cms de espesor.

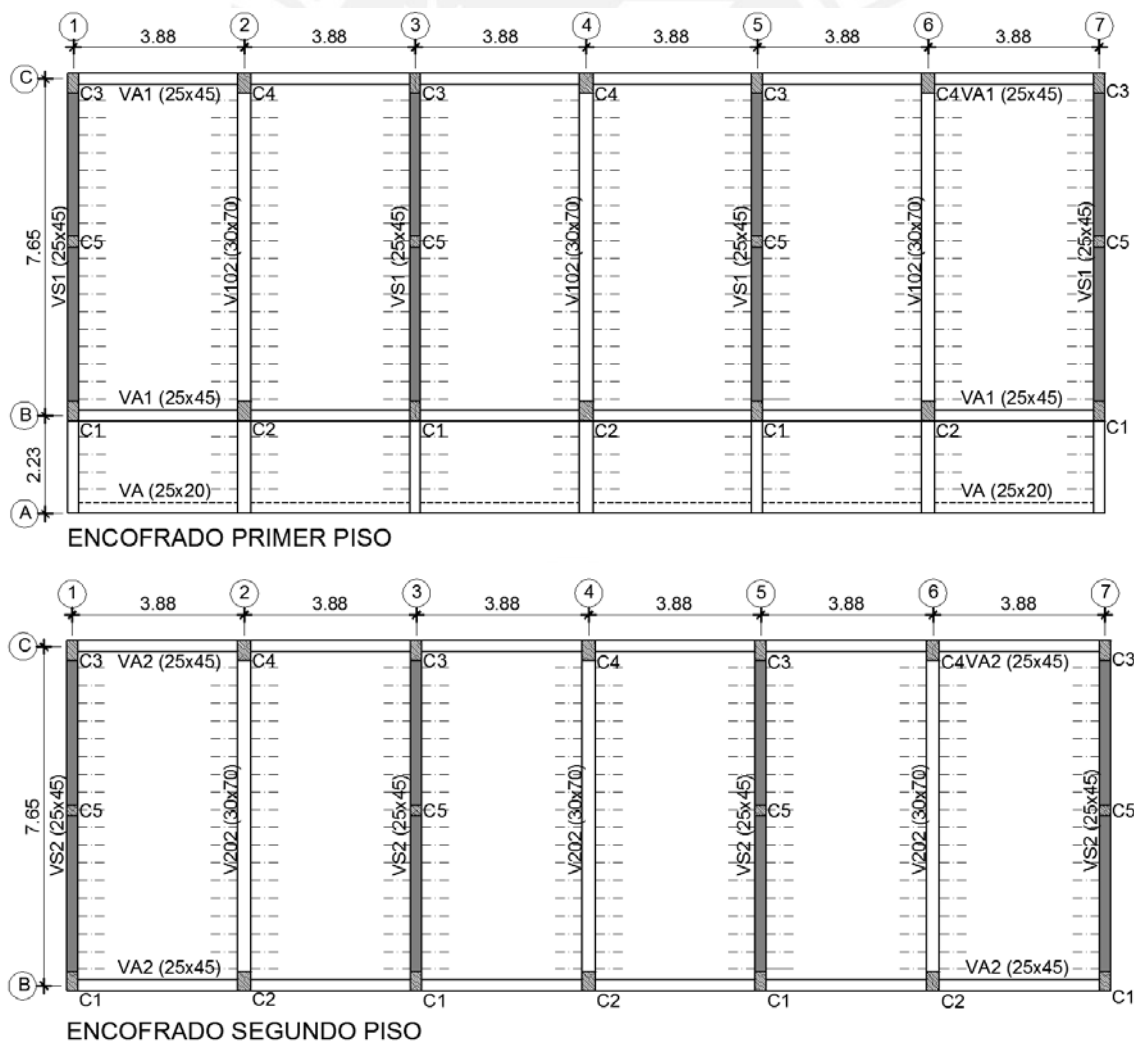


Figura 5.1 Encofrados para módulo de 2 pisos

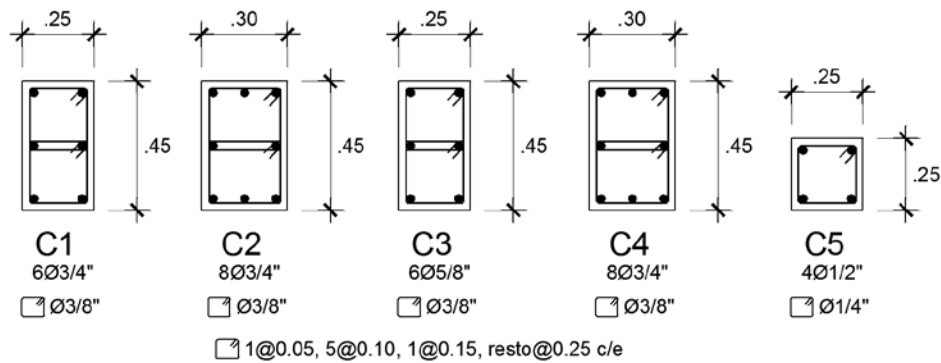


Figura 5.2 Columnas para el módulo de 2 pisos

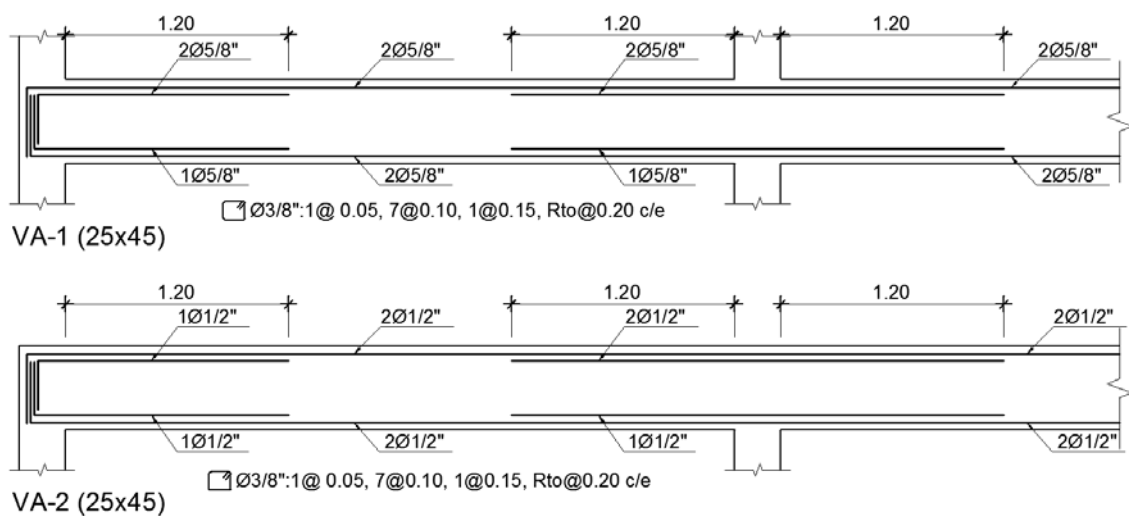
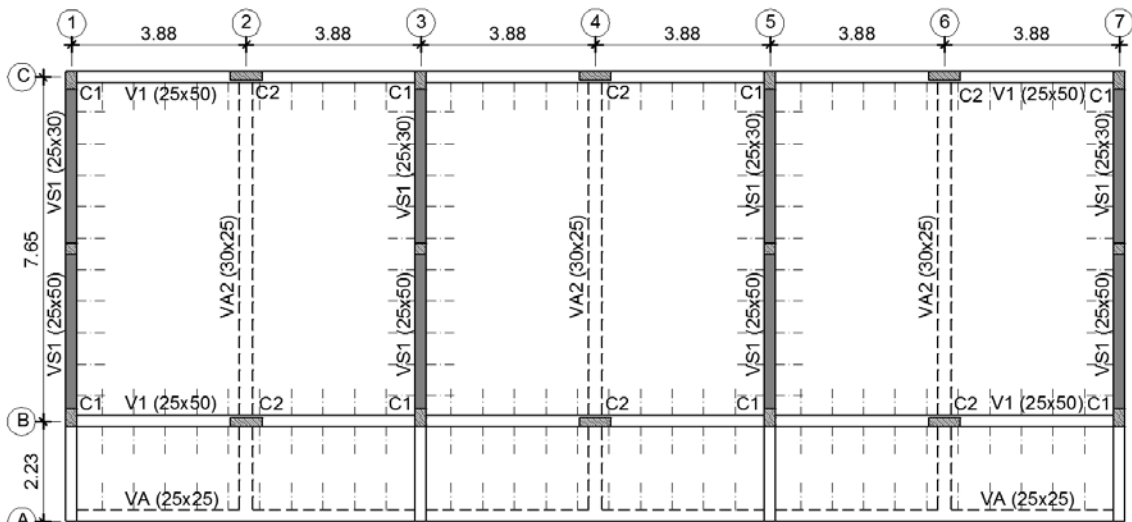


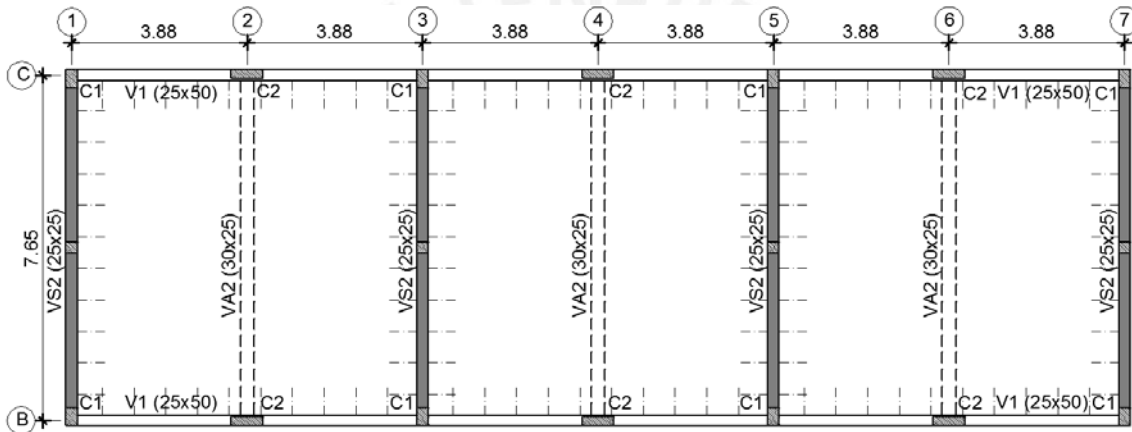
Figura 5.3 Vigas para el módulo de 2 pisos

Módulo de 3 aulas, 3 pisos.- Es un módulo con sistema estructural predominante en base a pórticos de concreto armado en el eje X y muros de albañilería confinada en el eje Y., la altura de piso a techo es de 3.20m para el primer nivel y 3.00m para el segundo y tercer nivel.

Las columnas conformantes de los pórticos son de 25x40cms y 20x70cms de sección, los muros de albañilería son de 25cms de espesor, las vigas son de 25x50cms orientadas en el sentido "X", las vigas orientadas en el sentido "Y" son de 25x30cms y 25X50cms de sección. Las losas de los entrepisos son aligeradas bidireccionales de 25cms de espesor.



ENCOFRADO PRIMER Y SEGUNDO PISO



ENCOFRADO TERCER PISO

Figura 5.4 Encofrados para módulo de 3 pisos

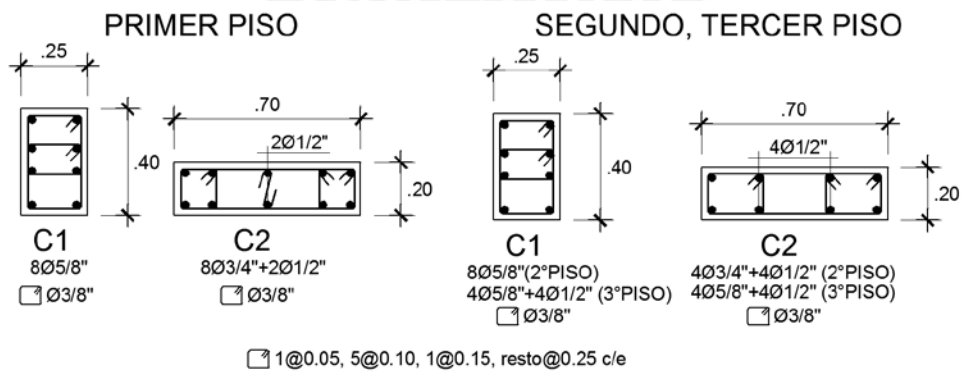


Figura 5.5 Columnas para el módulo de 3 pisos

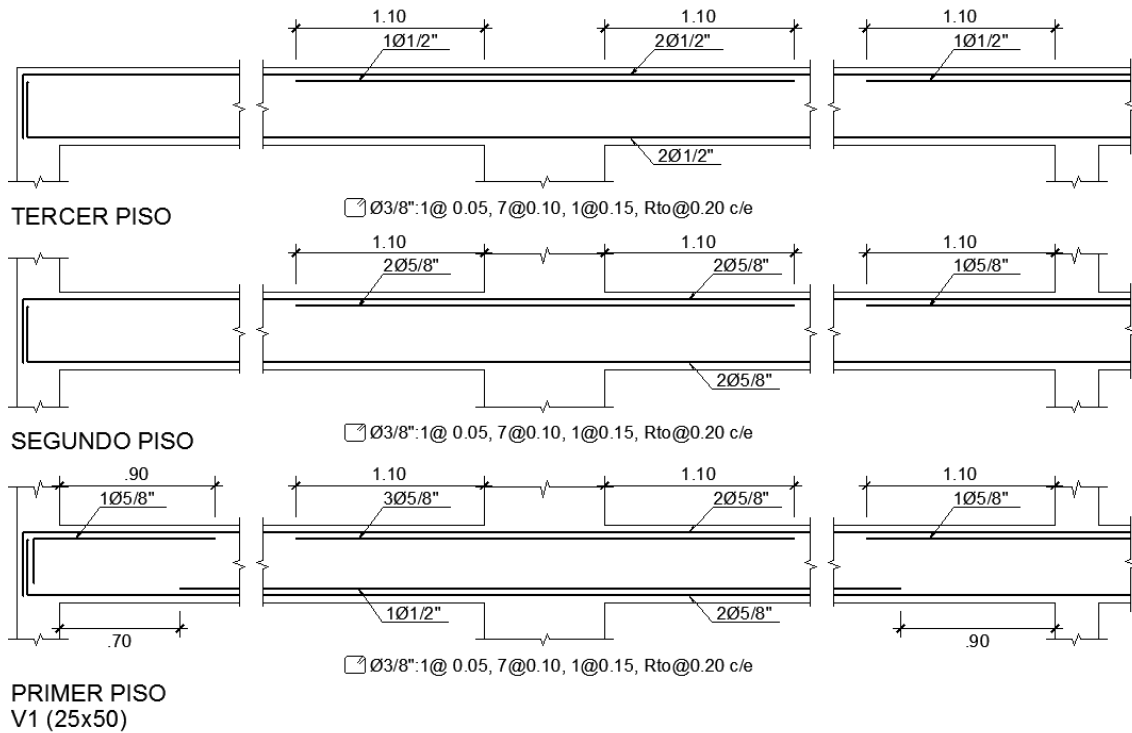


Figura 5.6 Vigas para el módulo de 3 pisos

5.2 Respuesta de la estructura

5.2.1 Parámetros en el rango elástico

Los parámetros en el rango elástico han sido calculados mediante un análisis dinámico lineal con las propiedades elásticas de los materiales y con una demanda sísmica que considera los tres tipos de suelo (S1, S2 y S3).

5.2.1.1 Propiedades elásticas de los materiales

Las propiedades elásticas de los materiales consideradas para el análisis lineal son:

Acero de Refuerzo

El acero de refuerzo existente es el acero corrugado grado 60. Las principales propiedades de estas barras son las siguientes:

Límite de Fluencia	:	f_y	=	4,200 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad	:	E_s	=	2'000,000 kg/cm ²

Concreto

Las propiedades del concreto existente son:

Resistencia especificada a la compresión	:	f'_c	=	175 kg/cm ²
Módulo de Poisson	:	ν	=	0.15

Módulo de Elasticidad $E_c = 15,000 \sqrt{f'_c}$: $E_c = 198431 \text{ kg/cm}^2$

5.2.1.2 Cargas consideradas

Las cargas de servicio consideradas se muestran en la tabla 3.1

Las cargas muertas y vivas se aplican directamente sobre las vigas considerando el ancho tributario de cada una de ellas.

Tabla 5.1 Cargas de servicio consideradas para el análisis

Carga muerta	
Losa h=0.20m unidireccional	0.30 tn/m ²
Losa h=0.25m bidireccional	0.35 tn/m ²
Acabados	0.12 tn/m ²
Albañilería	0.18 tn/m ³
Concreto	2.40 tn/m ³
Carga viva	
Sobrecarga	0.30 tn/m ² (aulas)
	0.40 tn/m ² (corredores)
	0.10 tn/m ² (azotea)

5.2.1.3 Parámetros sísmicos y cálculo de la demanda

La demanda sísmica para el análisis dinámico lineal se calcula con los coeficientes sísmicos dados en la Norma E.030 [51].

$$Z = 0.45g, \quad C = 2.50$$

$$S = 1.00 \text{ (suelo S1)}, 1.05 \text{ (suelo S2)}, 1.10 \text{ (suelo S3)}$$

$$T_p = 0.40 \text{ (suelo S1)}, 0.60 \text{ (suelo S2)}, 1.00 \text{ (suelo S3)}$$

$$T_L = 2.50 \text{ (suelo S1)}, 2.00 \text{ (suelo S2)}, 1.60 \text{ (suelo S3)}$$

La figura 5.7 muestra los espectros de demanda en función de $T(\text{seg}) - S_a(g)$ para distintos tipos de suelo

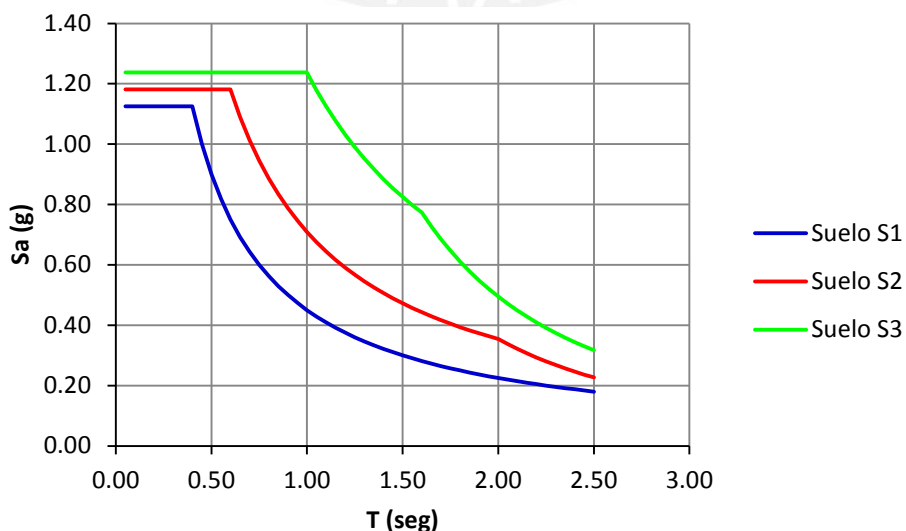


Figura 5.7 Espectros de demanda para distintos tipos de suelo

5.2.1.4 Módulos analizados

Los módulos analizados son de dos y tres pisos, los planos han sido proporcionados por el OINFE [55].

Las propiedades mecánicas de los materiales empleados para el análisis están descritas en 5.2.1.1, las propiedades geométricas de los elementos estructurales están descritas en 5.1.

En el análisis dinámico se consideró la interacción muro pórtico debido a la presencia de muros de albañilería confinada en el sentido paralelo a la fachada principal. La representación de la interacción muro pórtico el muro de albañilería se modelo como una diagonal equivalente mediante el modelo propuesto por Paulay & Priestley (1992) [33].

En la figura 5.8 se muestran los modelos de dos y tres pisos analizados, en el que se ha considerado la representación de la albañilería en los ejes paralelos a las fachadas mediante diagonales equivalentes.

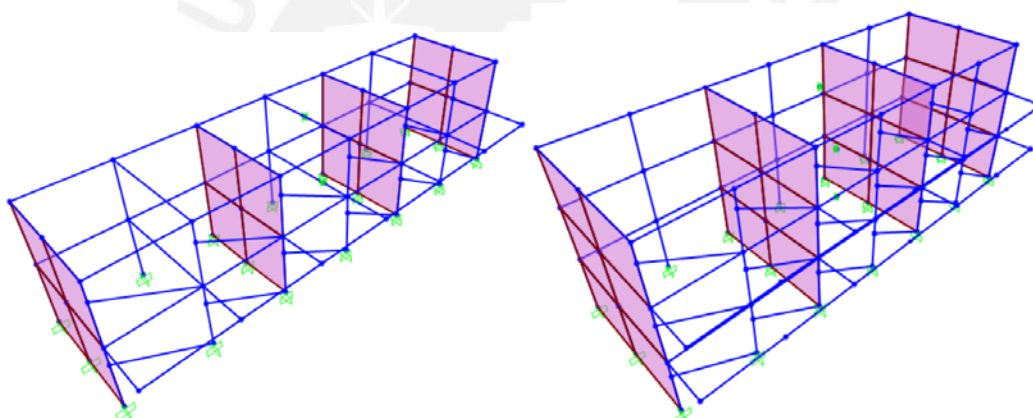


Figura 5.8 Modelo estructural de los módulos analizados: 2 pisos (izq.), 3 pisos (der.)

5.2.1.5 Resultados del análisis

Los desplazamientos y distorsiones calculados mediante el análisis lineal para una demanda sísmica de $Z=0.45g$ se muestran en las tablas 5.2 y 5.3.

De las tablas 5.2 y 5.3 se tienen los periodos obtenidos del análisis con valores de $T=0.28\text{seg}$ para el módulo de 2 pisos y $T=0.55\text{seg}$ para el módulo de 3 pisos.

Tabla 5.2 Desplazamientos en el techo y distorsiones para módulo de 2 pisos

	Suelo S1	Suelo S2	Suelo S3
$\Delta(\text{roof})$	28.36mm	29.77mm	31.19mm
γ	0.56%	0.59%	0.62%

Tabla 5.3 Desplazamientos en el techo y distorsiones para módulo de 3 pisos

	Suelo S1	Suelo S2	Suelo S3
$\Delta(\text{roof})$	59.33mm	62.30mm	65.27mm
γ	0.76%	0.80%	0.83%

5.2.1.6 Coeficientes β_1 y β_2

Con la formula (3.39) para el cálculo de β_1 , para distintos parámetros de suelo los valores hallados varían en forma ascendente para el módulo de dos pisos y tres pisos debido a que β_1 depende de S_d calculado del espectro de demanda con el periodo estructural correspondiente.

Del mismo modo, con la formula (3.41) para el cálculo de β_2 , este valor es independiente del tipo de suelo debido a que β_2 dependen únicamente de las distorsiones del techo y de entrepiso.

$$\beta_1 = \frac{\Delta(\text{roof})}{S_d}$$

$$\beta_2 = \frac{\gamma}{\gamma_g}$$

En las tablas 5.4 y 5.5 se muestran los resultados del cálculo de β_1 y β_2 , el parámetro β_1 varia de forma ascendente dependiendo del tipo de suelo mientras que β_2 no depende del tipo de suelo, manteniéndose constante.

Tabla 5.4 Parámetros β_1 y β_2 para módulo de 2 pisos

Suelo	β_1	β_2
Suelo S1	1.09	1.23
Suelo S2	1.14	1.23
Suelo S3	1.20	1.23

Tabla 5.5 Parámetros β_1 y β_2 para módulo de 3 pisos

Suelo	β_1	β_2
Suelo S1	1.09	1.17
Suelo S2	1.14	1.17
Suelo S3	1.19	1.17

5.2.2 Parámetros en el rango inelástico

Para el cálculo de los parámetros en el rango inelástico se ha modelado la estructura mediante un análisis estático incremental (Pushover) considerando las propiedades no lineales de los materiales y elementos.

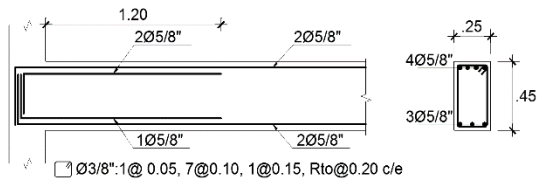
5.2.2.1 Modelos no lineales de los materiales

Para el concreto se ha empleado el modelo propuesto por Mander [32] que considera el aporte del confinamiento del elemento. Para el acero se ha empleado el modelo propuesto por Park & Paulay [34] que considera un modelo elastoplástico con endurecimiento por deformación.

Se muestra el cálculo de la curva de esfuerzo deformación del concreto para una sección de viga de 25x45cms de sección y la curva de esfuerzo deformación para el acero.



Seccion			
b	=	25.00	cm Base de la columna en el sentido de análisis
d	=	45.00	cm Altura de la columna en el sentido de análisis
rec	=	3.50	cm Recubrimiento del acero
bcx	=	18.00	cm
bcy	=	38.00	cm
A	=	1125.00	cm ² Area bruta de la sección
Ac	=	684.00	cm ² Area neta de la sección
As	=	13.86	cm ² Area de acero longitudinal
Refuerzo transversal (Estribos)			
φ	=	0.95	cm Diametro del estribo VA-1 (25x45)
S	=	10.00	cm Espaciamiento longitudinal
s'	=	9.05	cm Espaciamiento libre longitudinal
Nrx	=	2.00	Numero de ramas en X
Nry	=	2.00	Numero de ramas en Y
Asx	=	1.42	cm ² Area de refuerzo transversal en X
Asy	=	1.42	cm ² Area de refuerzo transversal en Y
ρx	=	0.37%	Cuantia de acero transversal confinado en X
ρy	=	0.79%	Cuantia de acero transversal confinado en Y
ρs	=	1.16%	Cuantia de acero transversal confinado
w1	=	13.00	cm Distancia 1 entre estribos visto en planta (w')
w2	=	33.00	cm Distancia 2 entre estribos visto en planta (w')
w3	=	0.00	cm Distancia 3 entre estribos visto en planta (w')
w4	=	0.00	cm Distancia 4 entre estribos visto en planta (w')
w5	=	0.00	cm Distancia 5 entre estribos visto en planta (w')
w6	=	0.00	cm Distancia 6 entre estribos visto en planta (w')
Acero			
f _y	=	4200	kg/cm ² Esfuerzo de fluencia del acero
ε _{su}	=	0.11	Deformación última del acero
As	=	13.86	kg/cm ² Area de acero longitudinal
ρ _{cc}	=	2.03%	Cuantia de acero longitudinal
Concreto			
f' _c	=	175.00	kg/cm ² Resistencia a la compresión del concreto sin confinar
E	=	198431.35	kg/cm ² Módulo de elasticidad del concreto
ε _{co}	=	0.002	Deformacion asociada a la resistencia maxima del con
A _e	=	312.807	cm ² Area confinada efectiva, se utiliza Asx ó Asy
K _e	=	0.467	Factor de coeficiente efectivo
f' _{lx}	=	7.31	kg/cm ² Presión de confinamiento efectivo en X
f' _{ly}	=	15.44	kg/cm ² Presión de confinamiento efectivo en Y
f' _{lx} /f' _c	=	0.04179	Relación de confinamiento en X
f' _{ly} /f' _c	=	0.08823	Relación de confinamiento en Y
λ	=	1.30	Factor de esfuerzo confinado
f' _{cc}	=	227.5	kg/cm ² Resistencia a la compresión confinada
ε _{cc}	=	0.00500	Deformación unitaria en f' _{cc}
E _{sec}	=	45500.00	kg/cm ² Módulo secante del hormigón confinado
r	=	1.30	
ε _{cu}	=	0.036998	Deformación última del concreto confinado



En la figura 5.10 se muestra la curva esfuerzo deformación del concreto confinado para la viga VA-1 a partir del modelo propuesto por Mander.

Del cálculo realizado la resistencia a la compresión del concreto considerando el aporte del confinamiento de los estribos se incrementa de $f'_c=175\text{kg/cm}^2$ a $f'_c=227.50\text{kg/cm}^2$, del mismo modo la deformación ultima del concreto es de 3.69%, valor limitado a 1.5% como máximo.

Figura 5.9 Viga analizada para el cálculo de la curva esfuerzo deformación del concreto

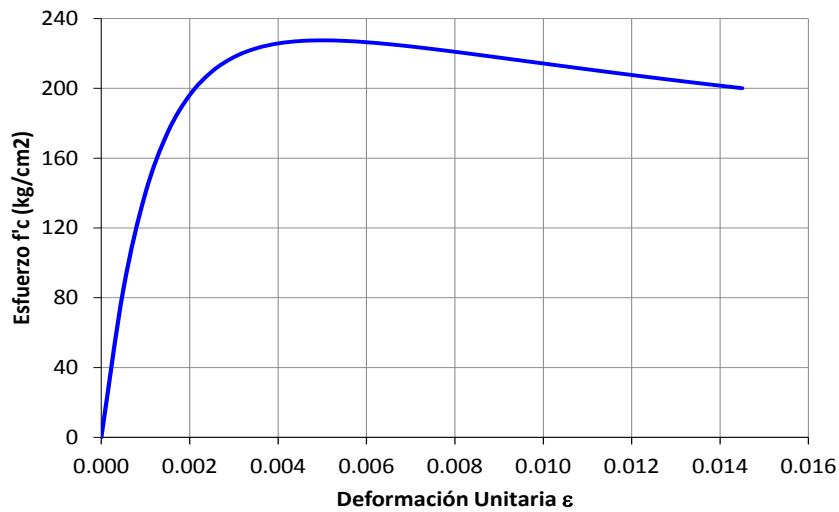


Figura 5.10 Curva de esfuerzo deformación del concreto para la viga VA-1

En la figura 5.11 se muestra la curva esfuerzo deformación del acero grado 60 a partir de la metodología propuesta por Park & Paulay en el que se considera el endurecimiento por deformación.

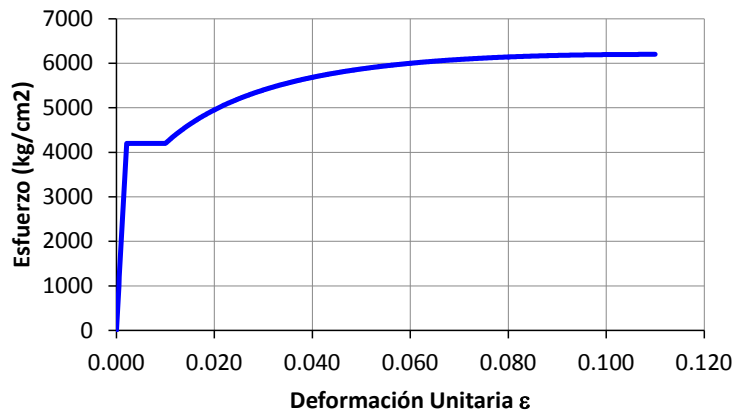


Figura 5.11 Curva de esfuerzo deformación del acero

5.2.2.2 Modelos no lineales de los elementos

El diagrama momento curvatura de los elementos se obtuvo a partir de las propiedades no lineales de los materiales mediante las curvas de esfuerzo deformación.

La metodología empleada para el cálculo del diagrama momento curvatura es la propuesta por Park – Paulay [8]. El modelo utilizado para la representación bilineal de la curva de capacidad es el propuesto por Priestley [27].

En la figura 5.12 se muestra el diagrama momento curvatura calculado a partir de la metodología propuesta por Park – Paulay y la representación bilineal calculada a partir de la metodología propuesta por Priestley.

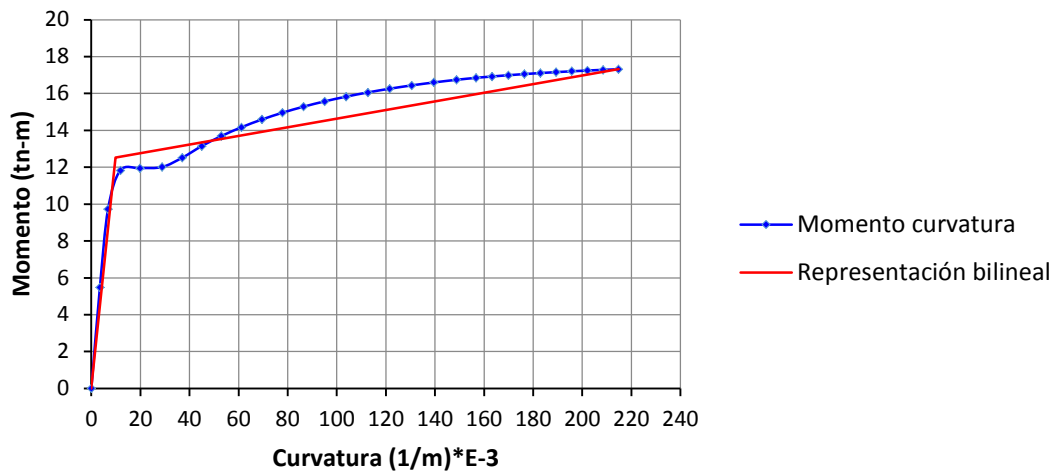


Figura 5.12 Diagrama momento curvatura y representación bilineal de la viga analizada

En la figura 5.13 se tiene el diagrama momento giro obtenido a partir de la metodología propuesta por Paulay & Priestley [33] al multiplicar los valores de curvatura del diagrama de momento curvatura por 0.50 h (h = profundidad del elemento).

La idealización del diagrama momento giro a partir del diagrama momento curvatura se obtuvo a partir de la formulación descrita en el FEMA 356 [7].

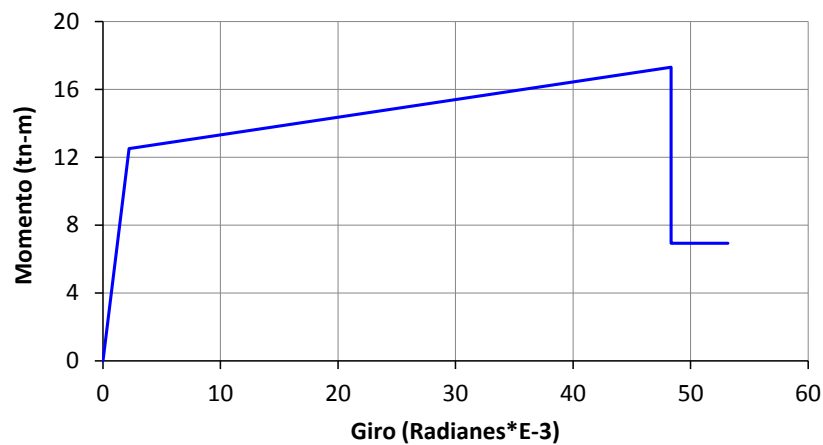


Figura 5.13 Diagrama momento giro de la viga analizada

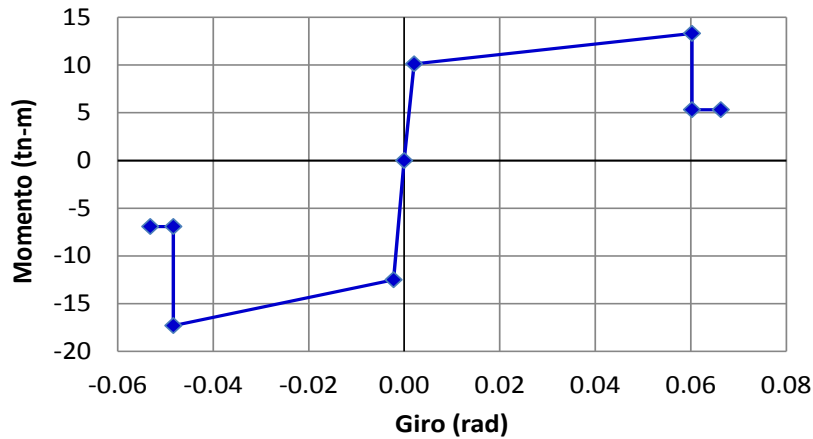


Figura 5.14 Diagrama momento giro y representación de la rótula plástica para la viga analizada para refuerzo superior y refuerzo inferior

Con los procedimientos seguidos anteriormente se calcularon los diagramas momento curvatura de todos los elementos estructurales y se definieron las rotulas plásticas.

La representación de las columnas cortas debido a la interacción muro – pórtico en el sentido longitudinal se obtuvo a partir del diagrama corte - desplazamiento que resulto de dividir del diagrama momento curvatura el momento entre la longitud de la columna.

En la figura 5.15 se muestra la representación de la rótula plástica mediante el diagrama de cortante - desplazamiento de una columna principal de 20x70cms para la representación del efecto columna corta debido a la interacción tabique – pórtico.

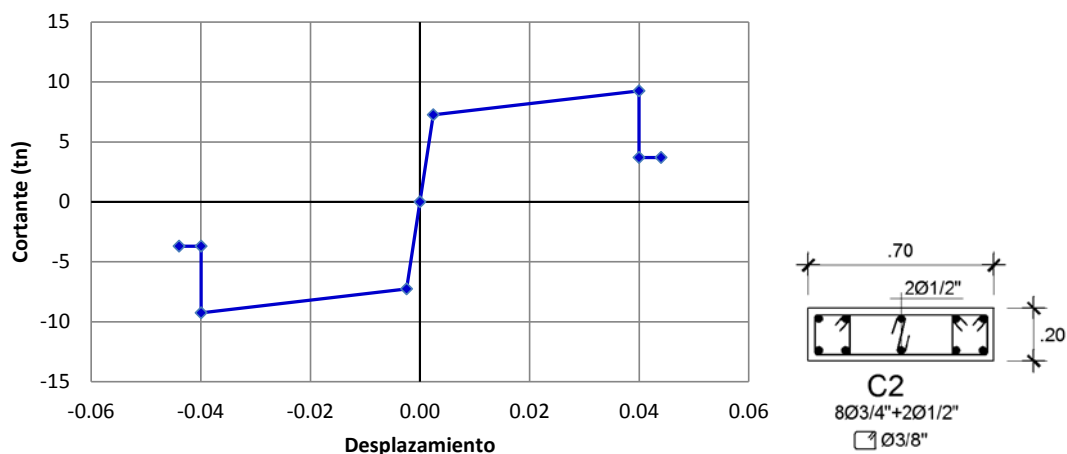


Figura 5.15 Diagrama cortante - desplazamiento y representación de la rótula plástica para la columna C2 del módulo de 3 pisos

5.2.2.3 Curva de capacidad para módulo de dos pisos

La curva de capacidad del módulo de dos pisos ha sido calculada mediante el análisis Pushover con un patrón de carga lateral en el que se consideró la primera forma modal.

La asignación de rotulas plásticas a los elementos se obtuvo a partir de los diagramas momento giro de cada elemento estructural y se asignó en los encuentros columna – viga y columna – diagonal equivalente.

En la figura 5.16 se muestra la curva de capacidad calculada para el módulo de 2 pisos sin considerar la diagonal equivalente debido a la interacción muro – pórtico.



Figura 5.16 Curva de capacidad para el módulo de 2 pisos sin considerar la diagonal equivalente

La tabla 5.6 obtenida a partir de la figura 5.16 muestra tres puntos de análisis con valores de cortante - desplazamiento, la ductilidad de desplazamiento es aproximadamente $\mu_d=3.86$ y la rigidez lateral efectiva es 4.47tn/mm.

Tabla 5.6 Fuerzas cortantes y desplazamientos obtenidos a partir de la curva de capacidad

Puntos de análisis	V (tn)	Δ (mm)
1° rótula	48.23	10.79
Fluencia efectiva	114.78	25.67
Rotura	164.98	99.28

Del mismo modo, se calculó la curva de capacidad de la estructura considerando la interacción muro – pórtico.

En la figura 5.17 se muestra la curva de capacidad calculada para el módulo de 2 pisos considerando la diagonal equivalente debido a la interacción muro – pórtico.

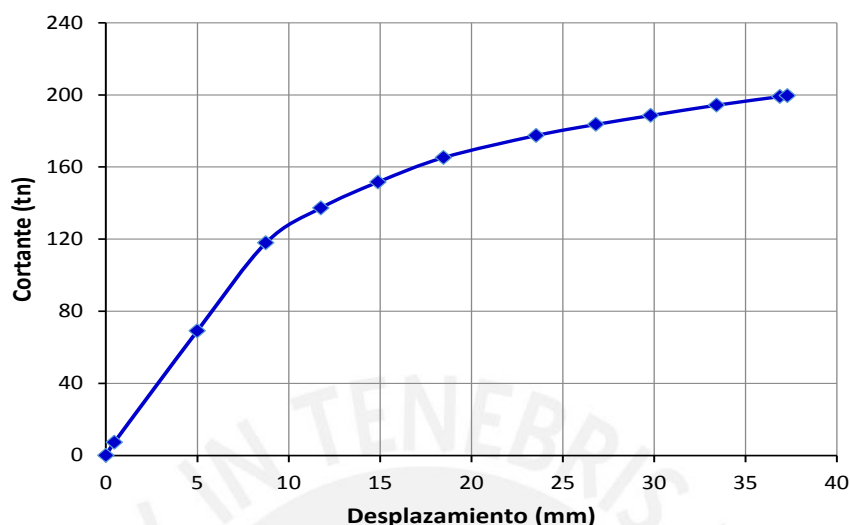


Figura 5.17 Curva de capacidad para módulo de 2 pisos con interacción de tabique - columna.

La tabla 5.7 obtenida a partir de la figura 5.17 muestra tres puntos de análisis con valores de cortante - desplazamiento, la ductilidad de desplazamiento es aproximadamente $\mu_d=3.41$, la rigidez lateral efectiva es 13.83tn/mm.

Tabla 5.7 Fuerzas cortantes y desplazamientos obtenidos a partir de la curva de capacidad

Puntos de análisis	V (tn)	Δ (mm)
1° rótula	69.15	5.00
Fluencia efectiva	148.51	10.92
Rotura	199.54	37.29

Al comparar las tablas 5.6 y 5.7 para módulo de dos pisos con y sin interacción muro – pórtico se tiene que la rigidez lateral efectiva del módulo con interacción muro – pórtico es aproximadamente 3 veces mayor que el módulo sin dicha consideración. El desplazamiento último es 0.38 veces y el desplazamiento de fluencia es 0.43 veces.

Comparación de la curva de capacidad con estudios previos

Muñoz et. Al. [18] en el año 2004 analizaron el desempeño de módulos de colegio pre y post Norma de diseño sismorresistente del año 1997.

En la figura 5.18 se muestra la comparación de la curva de capacidad obtenida con los procedimientos indicados anteriormente sin considerar la interacción tabique - pórtico y la curva de capacidad calculada por Muñoz et. Al. La tendencia y forma de la curva de capacidad es la misma en ambos casos.

El desplazamiento último es menor (78mm) para la curva obtenida por Muñoz (2004) comparado con 99.28mm del presente estudio. El cortante ultimo para el presente estudio es de 1618kN y el cortante último obtenido por Muñoz es de 1480kN.

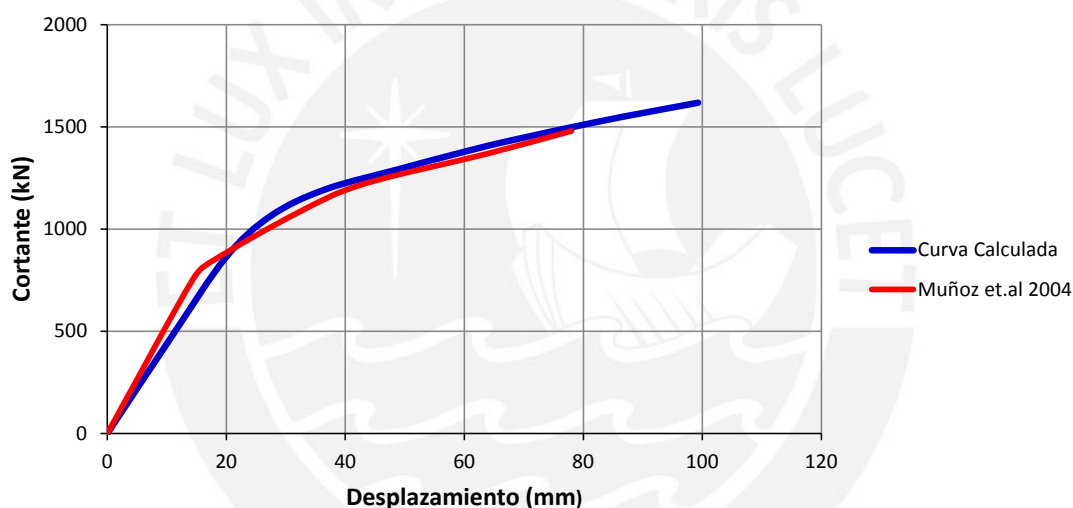


Figura 5.18 Comparación de curvas de capacidad calculada según Muñoz et. Al.

Martínez C., Bocanegra N. (2011) [14] determinaron la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares denominadas 780 post 97 a partir de los porcentajes de daño asociados a distorsiones de entrepiso para los cinco tipos de módulos.

La figura 5.19 muestra la comparación de la curva de capacidad obtenida con los procedimientos indicados anteriormente en el que se consideró la interacción tabique - pórtico y la curva de capacidad calculada por Martínez y Bocanegra para módulo de dos pisos.

La rigidez inicial es similar en ambos casos, la rigidez post fluencia del módulo 780 Pre NDSR 97 es mayor a la de la 780 Actual debido a la interacción muro - columna, sin embargo, el desplazamiento último es menor (37.29mm) comparado con 138mm del módulo 780 Actual.

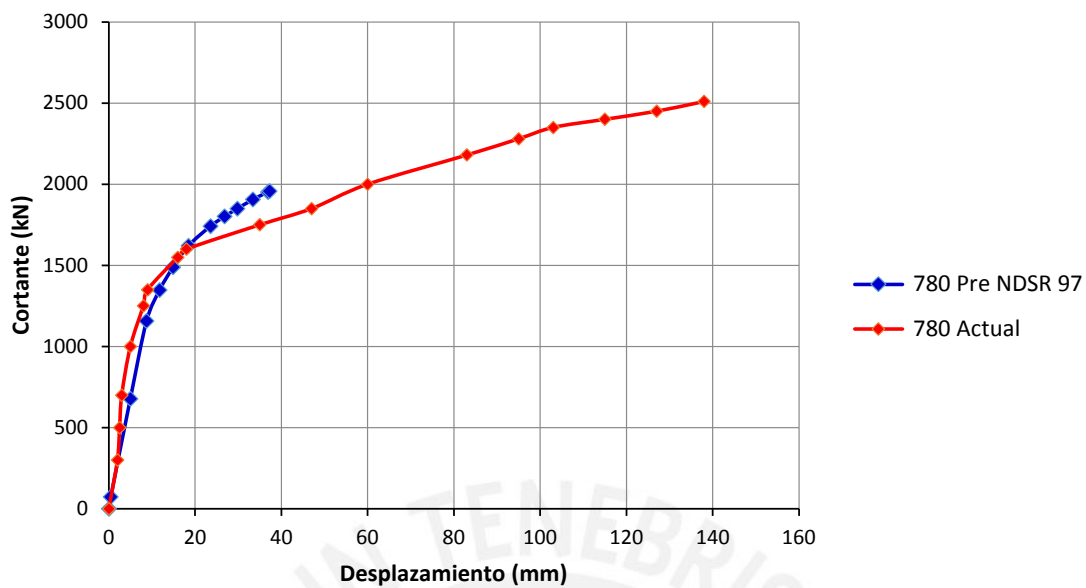


Figura 5.19 Comparación de curvas de capacidad 780 Pre NDSR 97 con 780 Actual [14].

5.2.2.4 Curva de capacidad para módulo de tres pisos

La curva de capacidad del módulo de tres pisos al igual que para el módulo de dos pisos ha sido calculada mediante el análisis Pushover con un patrón de carga lateral en el que se consideró la primera forma modal.

La figura 5.20 muestra la curva de capacidad calculada para el módulo de 3 pisos sin considerar la diagonal equivalente debido a la interacción muro – pórtico.

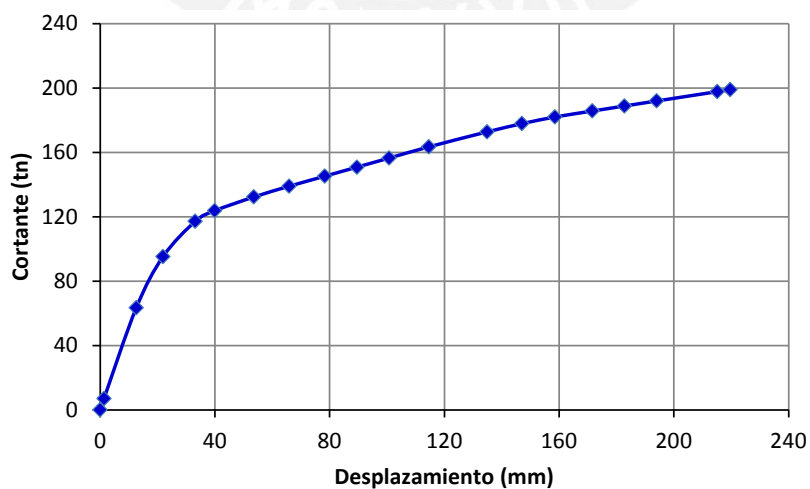


Figura 5.20 Curva de capacidad para módulo de 3 pisos sin interacción de tabique - columna.

La tabla 5.8 obtenida de la figura 5.20 muestra tres puntos de análisis, además la ductilidad de desplazamiento es aproximadamente $\mu_d=8.73$, la rigidez lateral efectiva es 5.04tn/mm.

Tabla 5.8 Fuerzas cortantes y desplazamientos obtenidos a partir de la curva de capacidad

Puntos de análisis	V (tn)	Δ (mm)
1° rótula	63.41	12.57
Fluencia efectiva	125.96	25.16
Rotura	189.91	219.62

Del mismo modo, se calculó la curva de capacidad de la estructura considerando la interacción muro – pórtico.

La figura 5.21 muestra la curva de capacidad calculada para el módulo de 3 pisos considerando la diagonal equivalente debido a la interacción muro – pórtico.

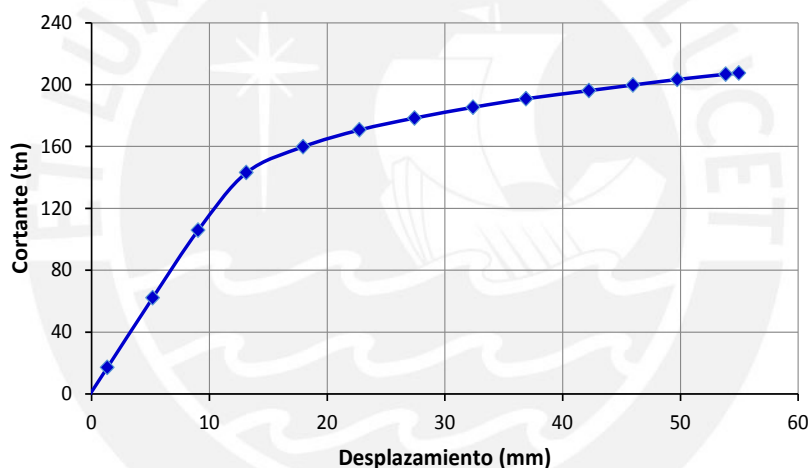


Figura 5.21 Curva de capacidad para módulo de 3 pisos con interacción de tabique - columna.

La tabla 5.9 obtenida de la figura 5.21 muestra tres puntos de análisis, además la ductilidad de desplazamiento es aproximadamente $\mu_d=4.01$, la rigidez lateral efectiva es 12.00tn/mm.

Tabla 5.9 Fuerzas cortantes y desplazamientos obtenidos a partir de la curva de capacidad

Puntos de análisis	V (tn)	Δ (mm)
1° rótula	62.18	5.18
Fluencia efectiva	160.52	13.71
Rotura	207.56	54.98

Al comparar las tablas 5.8 y 5.9 para módulo de tres pisos con y sin interacción muro – pórtico se tiene que la rigidez lateral efectiva del módulo con interacción muro – pórtico es aproximadamente 2.38 veces mayor que el módulo sin dicha consideración.

El desplazamiento último es 0.25 veces y el desplazamiento de fluencia es 0.54 veces.

Comparación de la curva de capacidad con estudios previos

Huerta [12] en el año 2006 analizó el desempeño de módulos de colegio pre Norma de diseño sismorresistente del año 1997.

La figura 5.22 muestra la comparación de la curva de capacidad obtenida con los procedimientos indicados anteriormente sin considerar la interacción muro - pórtico y la curva de capacidad calculada por Huerta considerando 1% y 1.5% de deformación unitaria máxima del concreto.

La tendencia y forma de la curva de capacidad es la misma en los tres casos.

El desplazamiento último obtenido en el presente estudio es 219.62mm y está en el promedio del desplazamiento máximo de las curvas calculadas por Huerta. El cortante ultimo para el presente estudio es de 189.91tn y el cortante último obtenido por Huerta es 182tn y 204tn para $\epsilon=1\%$ y $\epsilon=1.5\%$ respectivamente.

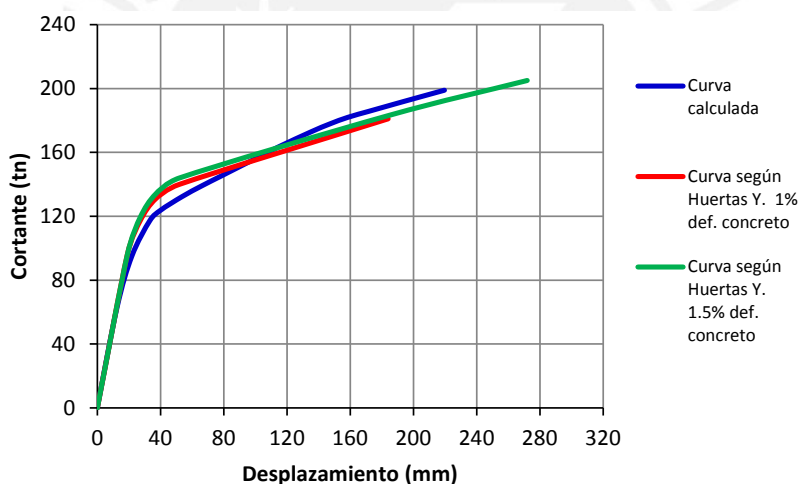


Figura 5.22 Comparación de curvas de capacidad calculada según Huerta Y.

La figura 5.23 muestra la comparación entre la curva de capacidad obtenida con los procedimientos indicados anteriormente en el que se consideró la interacción tabique - pórtico y la curva de capacidad calculada por Martínez y Bocanegra para módulo de tres pisos.

La rigidez inicial es similar en ambos casos, la rigidez post fluencia del módulo 780 Pre NDSR 97 es similar a la de la 780 Actual, sin embargo, el desplazamiento último es menor (54.98mm) comparado con 159mm del módulo 780 Actual.

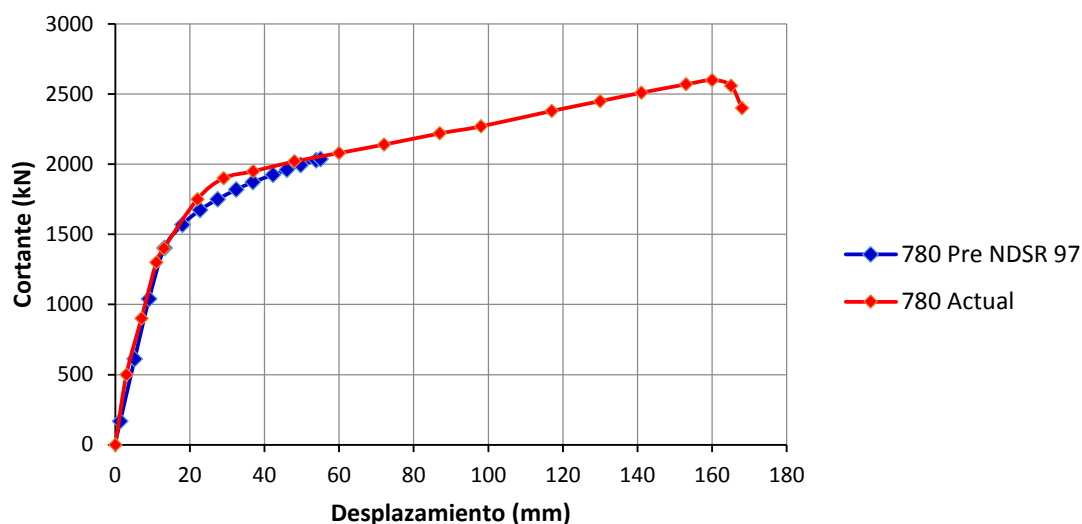


Figura 5.23 Comparación de curvas de capacidad 780 Pre NDSR 97 con 780 Actual [14].

5.2.2.5 Rótulas plásticas y mecanismo de colapso

La figura 5.24 muestra las rótulas plásticas y el mecanismo de colapso de la estructura de dos pisos sin considerar la interacción tabique - pórtico.

La primera rotula plástica ocurre en las vigas para un desplazamiento de 10.79mm, un cortante de 48.23tn y un valor de “Sa” igual a 0.19g. La primera rótula plástica en columnas se da para un desplazamiento de 27.47mm, un cortante de 108.51tn y un valor de “Sa” igual a 0.49g.

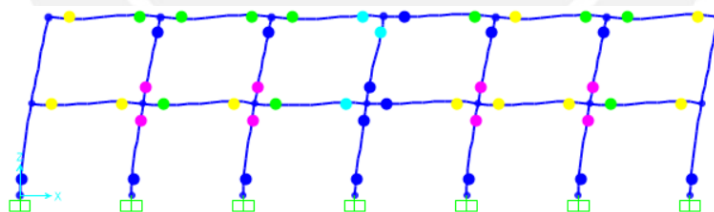


Figura 5.24 Rótulas plásticas y mecanismo de colapso para módulo de 2 pisos sin interacción tabique - pórtico.

La figura 5.25 muestra las rótulas plásticas y el mecanismo de colapso de la estructura de dos pisos en el que se ha considerado la interacción tabique - pórtico.

La primera rotula plástica ocurre en las vigas para un desplazamiento de 5.00mm, un cortante de 69.15tn y un valor de “Sa” igual a 0.26g. La primera rótula plástica en columnas se da para un desplazamiento de 8.75mm, un cortante de 117.90tn y un valor de “Sa” igual a 0.46g, el

tipo de falla asociada es por corte y se da en el encuentro tabique – pórtico formando la columna corta.

El choque entre el tabique y la columna en el primer piso se da para un desplazamiento de 5.28mm, y un valor de “Sa” igual a 0.28g, en el segundo piso se da para un desplazamiento de 8.75mm y un valor de “Sa” igual a 0.46g.

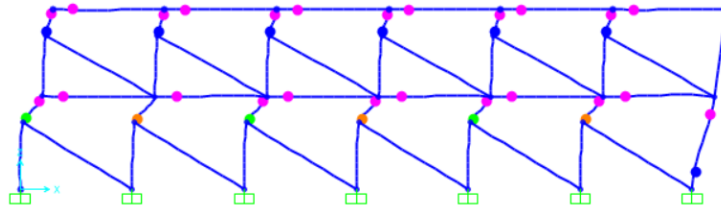


Figura 5.25 Rótulas plásticas y mecanismo de colapso para módulo de 2 pisos con interacción tabique - pórtico.

La figura 5.26 muestra las rótulas plásticas y el mecanismo de colapso de la estructura de tres pisos sin considerar la interacción tabique - pórtico.

La primera rotula plástica ocurre en las vigas para un desplazamiento de 12.57mm, un cortante de 63.41tn y un valor de “Sa” igual a 0.08g. La primera rótula plástica en columnas se da para un desplazamiento de 33.16mm, un cortante de 117.16tn y un valor de “Sa” igual a 0.21g.

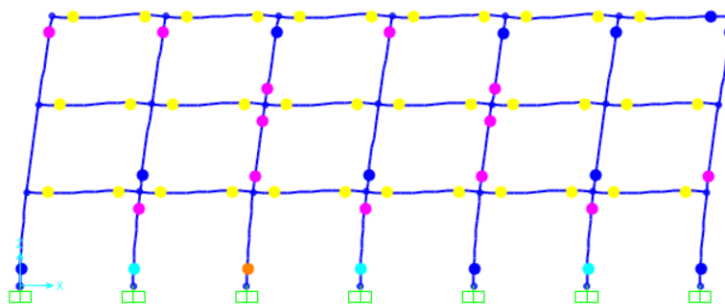


Figura 5.26 Rótulas plásticas y mecanismo de colapso para módulo de 3 pisos sin interacción tabique - pórtico.

La figura 5.27 muestra la aparición de rótulas plásticas y el mecanismo de colapso de la estructura de tres pisos en el que se ha considerado la interacción tabique - pórtico.

La primera rotula plástica ocurre en las vigas para un desplazamiento de 5.18mm, un cortante de 62.18tn y un valor de “Sa” igual a 0.068g. La primera rótula plástica en columnas se da para

un desplazamiento de 13.14mm, un cortante de 143.06n y un valor de “Sa” igual a 0.17g, el tipo de falla asociada es por corte y se da en el encuentro tabique – pórtico formando la columna corta.

El choque entre el tabique y la columna en el primer piso se da para un desplazamiento de 5.40mm, y un valor de “Sa” igual a 0.071g, en el segundo piso se da para un desplazamiento de 10.27mm y un valor de “Sa” igual a 0.13g, finalmente, en el tercer piso el choque ocurre para un desplazamiento de 13.14mm y valor de “Sa” igual a 0.17g.

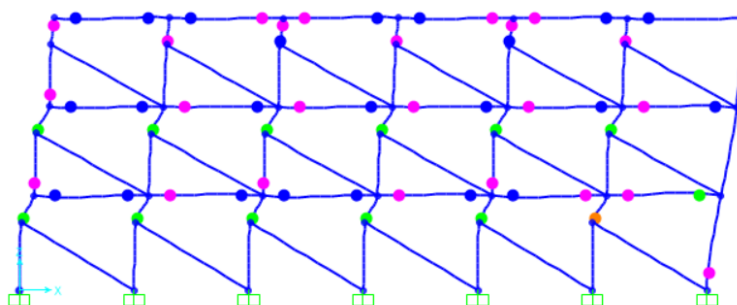


Figura 5.27 Rótulas plásticas y mecanismo de colapso para módulo de 3 pisos con interacción tabique - pórtico.

5.2.2.6 Espectro de capacidad a partir de la curva de capacidad

El espectro de capacidad ha sido calculado a partir de la curva de capacidad de la estructura siguiendo la metodología propuesta por el ATC 40 [8].

En el análisis sólo se ha considerado el cálculo de aquellos módulos con interacción muro – pórtico debido a que son estos módulos los que han presentado fallas por efecto columna corta (característica típica de este tipo de estructuras sujetas a demandas sísmicas).

En las tablas 5.10 se muestra el cálculo del factor de participación modal PF para el primer modo natural y el coeficiente modal de masa para el primer modo natural α .

Tabla 5.10 Resultados del análisis dinámico para módulo de dos pisos

Nivel	Wi	wi/g	ϕ_i	wi* ϕ_i /g	wi* ϕ_i^2 /g
Piso 1	233.18	23.77	0.64	15.14	9.65
Piso 2	132.22	13.48	1.00	13.48	13.48
$\Sigma =$	365.40	37.25		28.62	23.12
		PF =	1.24		
		$\alpha =$	0.95		

$$Sd = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \cdot \phi_{techo,1}} \quad Sa = \frac{V/W}{\alpha_1}$$

La tabla 5.11 muestra el cálculo del espectro de capacidad a partir de la curva de capacidad con el procedimiento dado por el ATC-40.

Tabla 5.11 Valores del espectro de capacidad

Δ techo (mm)	V (tn)	Sd (mm)	Sa(g)
0.00	0.00	0.00	0.00
0.46	7.40	0.37	0.02
5.00	69.15	4.04	0.20
8.75	117.90	7.07	0.34
11.77	137.35	9.51	0.40
14.90	151.68	12.03	0.44
18.48	165.25	14.93	0.48
23.55	177.45	19.02	0.51
26.81	183.58	21.66	0.53
29.81	188.55	24.09	0.54
33.41	194.26	26.99	0.56
36.88	199.05	29.80	0.57
37.29	199.54	30.13	0.57

La figura 5.28 muestra la curva de capacidad de la estructura para el módulo de dos pisos 780 Pre NDSR 97, se muestra también el espectro de capacidad para el mismo módulo a partir de la curva de capacidad.

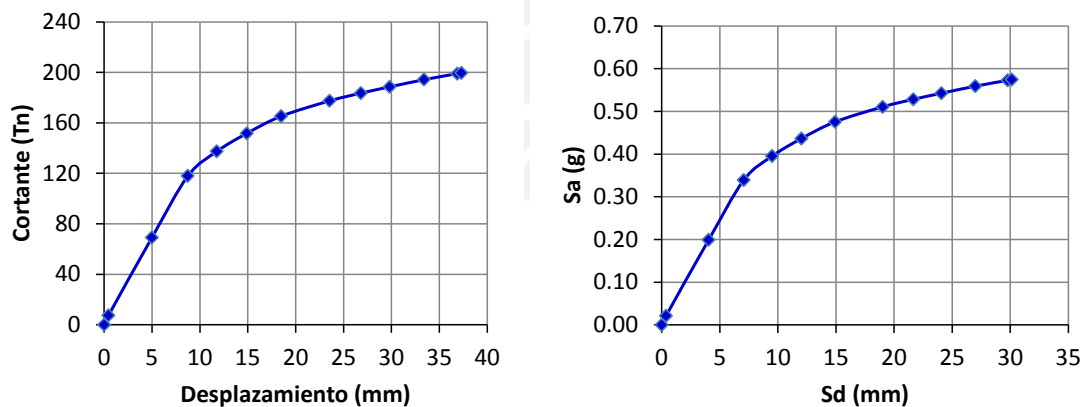


Figura 5.28 Espectro de capacidad a partir de la curva de capacidad en módulo de dos pisos.

En las tablas 5.12 se muestra el cálculo del factor de participación modal PF para el primer modo natural y el coeficiente modal de masa para el primer modo natural α .

Tabla 5.12 Resultados del análisis dinámico para módulo de tres pisos

Nivel	Wi	wi/g	ϕ_i	wi* ϕ_i/g	wi* ϕ_i^2/g
Piso 1	253.47	25.84	0.42	10.77	4.49
Piso 2	253.47	25.84	0.81	20.83	16.79
Piso 3	149.44	15.23	1.00	15.23	15.23
$\Sigma =$	656.39	66.91		46.83	36.51
		PF =	1.28		
		$\alpha =$	0.90		

La tabla 5.13 muestra el cálculo del espectro de capacidad a partir de la curva de capacidad con el procedimiento dado por el ATC-40.

Tabla 5.13 Valores del espectro de capacidad

Δ techo (mm)	V (tn)	Sd	Sa
0.00	0.00	0.00	0.00
1.33	17.05	1.04	0.03
5.18	62.18	4.04	0.11
9.05	105.92	7.06	0.18
13.14	143.06	10.25	0.24
17.95	159.80	13.99	0.27
22.75	170.71	17.74	0.29
27.43	178.41	21.38	0.30
32.39	185.36	25.25	0.31
36.90	190.91	28.76	0.32
42.23	196.12	32.92	0.33
45.98	199.78	35.85	0.34
49.73	203.34	38.77	0.35
53.86	206.74	41.99	0.35
54.98	207.56	42.86	0.35

La figura 5.29 muestra la curva de capacidad de la estructura para el módulo de dos pisos 780 Pre NDSR 97, se muestra también el espectro de capacidad para el mismo módulo a partir de la curva de capacidad.

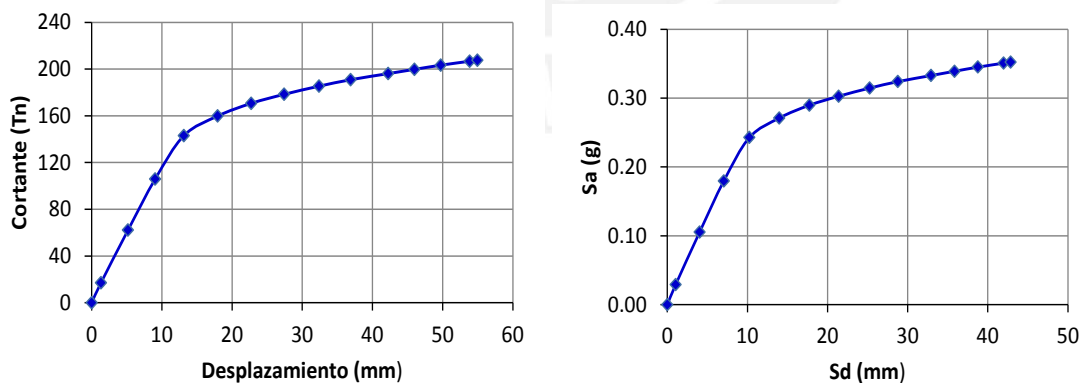


Figura 5.29 Espectro de capacidad a partir de la curva de capacidad en módulo de tres pisos.

5.2.2.7 Desplazamientos máximos o puntos de desempeño

Los desplazamientos máximos o puntos de desempeño han sido calculados con el método del espectro de capacidad propuesto por el ATC 40 [8].

A partir de la representación bilineal del espectro de capacidad, la energía disipada por amortiguamiento y la máxima energía de deformación, se calculó el amortiguamiento equivalente asociado al desplazamiento máximo. Con el amortiguamiento equivalente se calculó el espectro de demanda reducido a partir del espectro de demanda con 5% de amortiguamiento y se obtuvo el punto de desempeño para cada demanda sísmica.

La figura 5.30 muestra el cálculo del punto de desempeño del módulo de 2 pisos para un valor de $PGA=0.30g$ y un tipo de suelo S1.

El punto de desempeño calculado es 2.08cms para un valor de "Sa" igual a 0.523g, el desplazamiento de cedencia es 0.81cms para un valor de "Sa" igual a 0.39g.

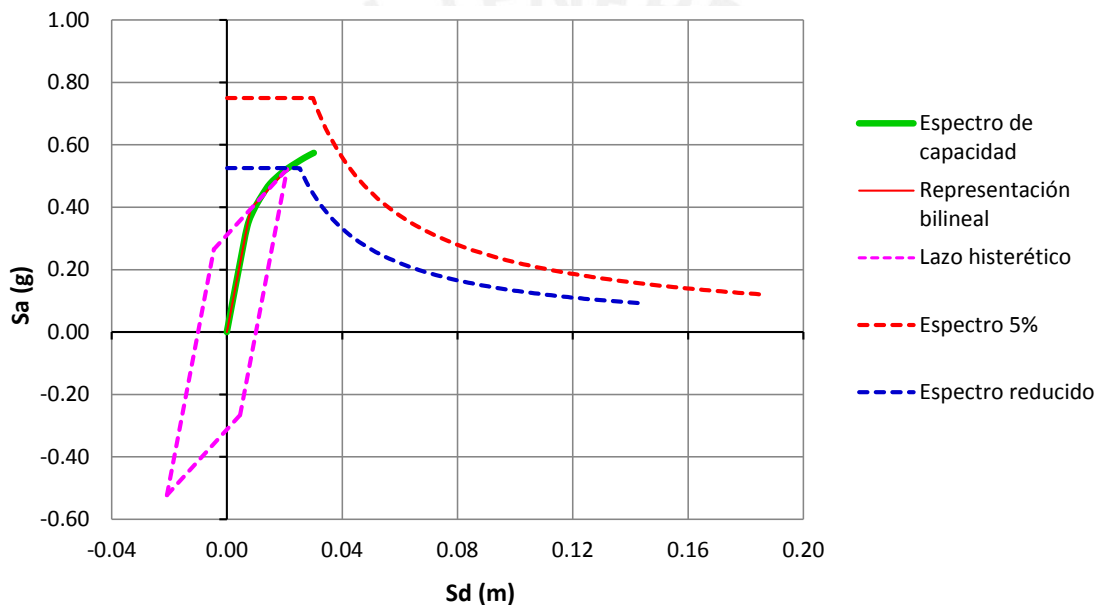


Figura 5.30 Ubicación del punto de desempeño para $PGA=0.30g$ y suelo S1.

Para diferentes valores de "PGA" y para los tres tipos de suelo se calcularon los puntos de desempeño asociados a estos valores.

En las figuras 5.31 y 5.31 se muestran los lazos histéricos que definen los puntos de desempeño asociados a diferentes valores de "PGA" para módulos de dos y tres pisos y para distintos tipos de suelo.

Por otro lado, el área del lazo histérico se va incrementando a medida que crece la demanda impuesta, es decir la energía disipada por amortiguamiento a partir de los lazos histéricos idealizados crece conforme aumenta la demanda sísmica.

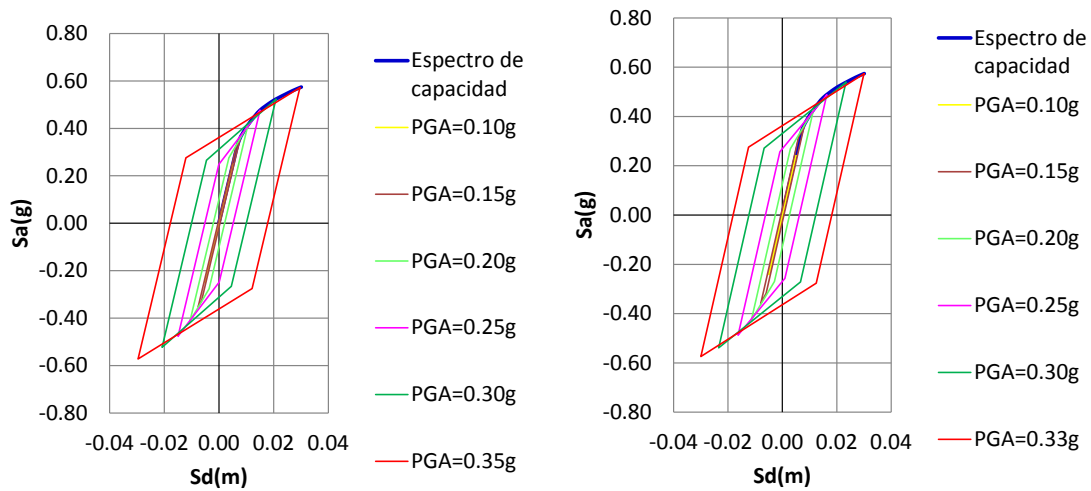


Figura 5.31 Puntos de desempeño y lazos histeréticos idealizados para distintos valores de “PGA” para suelo S1 (derecha) y suelo S2 (izquierda) en módulo de dos pisos

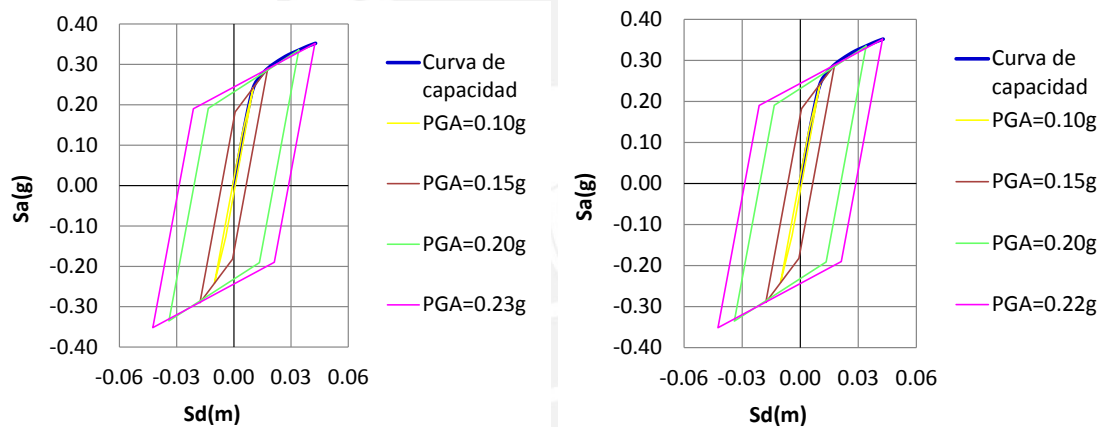


Figura 5.32 Puntos de desempeño y lazos histeréticos idealizados para distintos valores de “PGA” para suelo S1 (derecha) y suelo S2 (izquierda) en módulo de tres pisos

De las tablas 5.14 a la tabla 5.19 se tienen los valores de amortiguamiento equivalente y ductilidad de fluencia para distintos valores de “Sa” y distintos tipos de suelo para módulo de dos y tres pisos.

Los valores de amortiguamiento equivalente y ductilidad de fluencia aumentan conforme aumenta la demanda impuesta. Para el módulo de dos y tres pisos el máximo amortiguamiento equivalente es aproximadamente 14.42% y 15.96% respectivamente.

Tabla 5.14 Ductilidad de fluencia para módulo de dos pisos y suelo tipo S1

Z (g)	Sa (g)	Sa-cedencia (g)	Δ cedencia (mm)	β_o (%)	β_{eq} (%)	μd
0.10	0.26	0.25	5.07	0.33%	5.11%	1.00
0.15	0.39	0.34	7.02	2.82%	5.93%	1.08
0.20	0.53	0.34	7.11	10.41%	8.43%	1.49
0.25	0.66	0.36	7.47	16.71%	10.51%	2.01
0.30	0.79	0.39	8.13	23.13%	12.63%	2.56
0.33	0.87	0.42	8.74	28.37%	14.36%	3.39

Tabla 5.15 Ductilidad de fluencia para módulo de dos pisos y suelo tipo S2

Z (g)	Sa (g)	Sa-cedencia (g)	Δ cedencia (mm)	β_o (%)	β_{eq} (%)	μd
0.10	0.28	0.23	4.85	0.32%	5.10%	1.00
0.15	0.41	0.34	4.85	4.17%	6.38%	1.14
0.20	0.55	0.35	7.18	11.89%	8.92%	1.59
0.25	0.69	0.37	7.67	18.62%	11.14%	2.12
0.30	0.83	0.40	8.36	25.14%	13.30%	2.80
0.32	0.88	0.42	8.76	28.54%	14.42%	3.42

Tabla 5.16 Ductilidad de fluencia para módulo de dos pisos y suelo tipo S3

Z (g)	Sa (g)	Sa-cedencia (g)	Δ cedencia (mm)	β_o (%)	β_{eq} (%)	μd
0.10	0.25	0.25	0.01	0.38%	5.12%	1.00
0.15	0.38	0.34	0.01	5.31%	6.75%	1.21
0.20	0.50	0.35	0.01	13.11%	9.32%	1.69
0.25	0.63	0.38	0.01	20.54%	11.78%	2.29
0.30	0.75	0.41	0.01	26.67%	13.80%	3.05
0.35	0.88	0.42	0.01	28.54%	14.42%	3.42

Tabla 5.17 Ductilidad de fluencia para módulo de tres pisos y suelo tipo S1

Z (g)	Sa (g)	Sa-cedencia (g)	Δ cedencia (mm)	β_o (%)	β_{eq} (%)	μd
0.10	0.25	0.19	7.34	3.12%	5.70%	1.30
0.15	0.38	0.23	8.87	13.65%	9.48%	1.63
0.20	0.50	0.24	9.52	21.85%	13.37%	2.67
0.23	0.58	0.25	9.96	27.15%	15.90%	3.98

Tabla 5.18 Ductilidad de fluencia para módulo de tres pisos y suelo tipo S2

Z (g)	Sa (g)	Sa-cedencia (g)	Δ cedencia (mm)	β_o (%)	β_{eq} (%)	μd
0.10	0.26	0.18	7.24	3.39%	6.12%	1.41
0.15	0.39	0.24	9.26	18.72%	11.18%	1.92
0.20	0.53	0.26	10.32	30.65%	15.12%	3.30
0.22	0.58	0.27	10.63	33.12%	15.93%	4.00

Tabla 5.19 Ductilidad de fluencia para módulo de tres pisos y suelo tipo S3

Z (g)	Sa (g)	Sa-cedencia (g)	Δ cedencia (mm)	β_o (%)	β_{eq} (%)	μd
0.10	0.28	0.20	7.91	5.35%	6.77%	1.37
0.15	0.41	0.24	9.45	21.07%	11.95%	2.07
0.20	0.55	0.27	10.52	32.35%	15.68%	3.76
0.21	0.58	0.27	10.64	33.22%	15.96%	4.02

De las figuras 5.33 y 5.34 para los módulos de dos y tres pisos, el amortiguamiento equivalente β_{eq} y la ductilidad de fluencia μ_d crecen de manera uniforme independiente del tipo de suelo conforme crece la demanda sísmica.

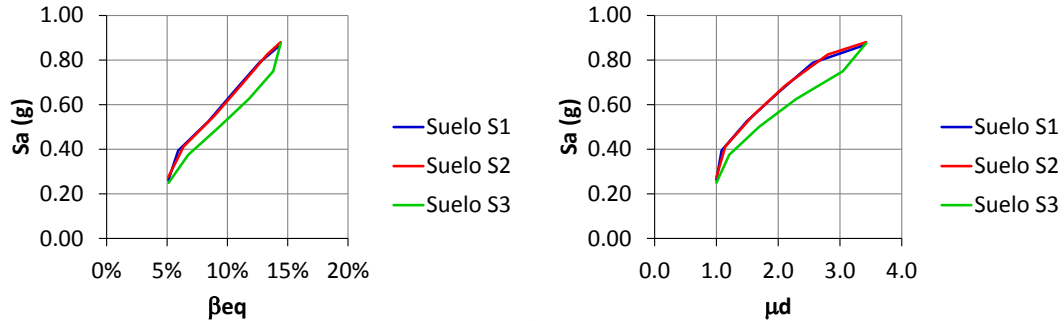


Figura 5.33 Amortiguamiento equivalente (izquierda) y ductilidad de fluencia (derecha) para diferentes valores de “Sa” para módulo de dos pisos.

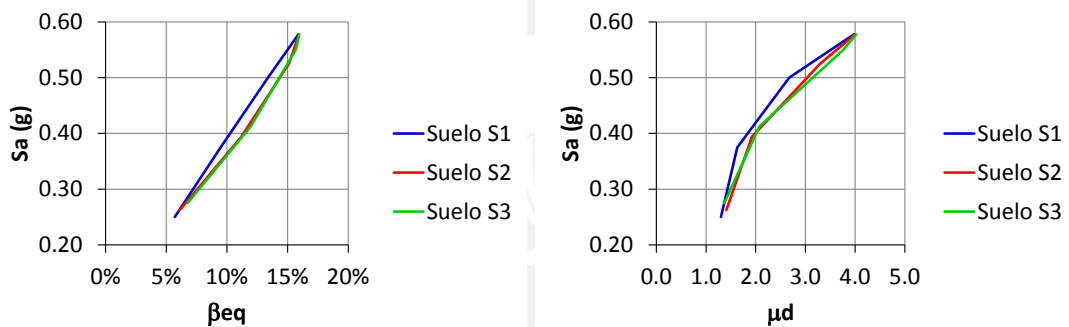


Figura 5.34 Amortiguamiento equivalente (izquierda) y ductilidad de fluencia (derecha) para diferentes valores de “Sa” para módulo de tres pisos.

Los desplazamientos máximos son los puntos de desempeño calculados a partir del espectro de capacidad de la estructura y el espectro de demanda reducido para diferentes valores de PGA y distintos tipos de suelo.

Módulo de dos pisos

De la tabla 5.20 y la figura 5.35, para cualquier tipo de suelo los valores de desplazamiento máximo son similares para cualquier valor de PGA.

Tabla 5.20 Variación del desplazamiento – Sa (g) para distintos tipo de suelo y demandas sísmicas en módulo de dos pisos

Suelo S1			Suelo S2			Suelo S3		
Z (g)	Sa (g)	Despl. (mm)	Z (g)	Sa (g)	Despl. (mm)	Z (g)	Sa (g)	Despl. (mm)
0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00
0.100	0.250	5.00	0.100	0.263	4.90	0.100	0.275	4.90
0.150	0.375	7.60	0.150	0.394	8.00	0.150	0.413	8.40
0.200	0.500	10.60	0.200	0.525	11.40	0.200	0.550	12.20
0.250	0.625	15.00	0.250	0.656	16.30	0.250	0.688	18.00
0.300	0.750	20.80	0.300	0.788	23.40	0.300	0.825	26.00
0.350	0.875	29.60	0.330	0.866	30.00	0.320	0.880	30.00

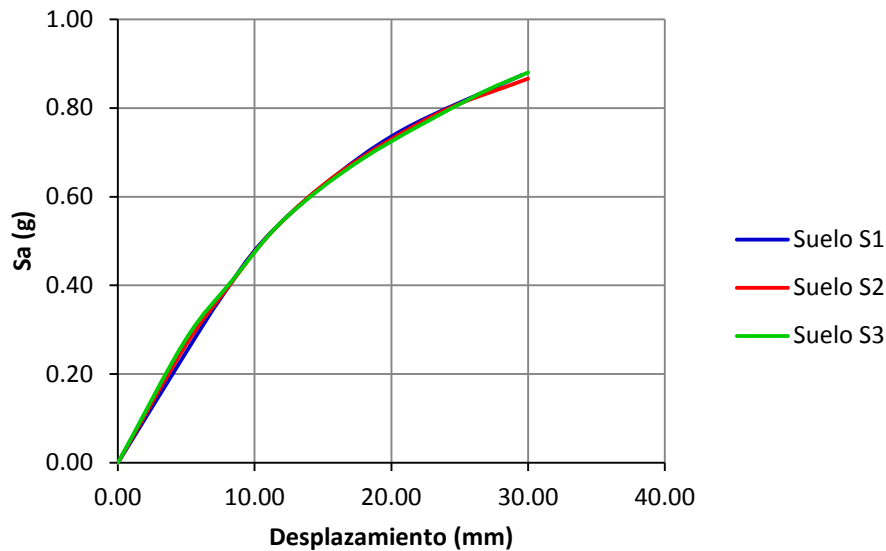


Figura 5.35 Valores Desplazamiento – Sa (g) para distintos tipo de suelo en módulo de dos pisos.

Módulo de tres pisos

De la tabla 5.21 y la figura 5.36, para cualquier tipo de suelo los valores de desplazamiento máximo son similares para cualquier valor de PGA.

Tabla 5.21 Variación del desplazamiento – Sa (g) para distintos tipo de suelo y demandas sísmicas en módulo de tres pisos

Suelo S1			Suelo S2			Suelo S3		
Z (g)	Sa (g)	Despl. (mm)	Z (g)	Sa (g)	Despl. (mm)	Z (g)	Sa (g)	Despl. (mm)
0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.00
0.100	0.250	9.60	0.100	0.263	10.20	0.100	0.275	10.80
0.150	0.375	17.95	0.150	0.394	17.80	0.150	0.413	19.60
0.200	0.500	30.02	0.200	0.525	34.00	0.200	0.550	39.60
0.231	0.578	42.30	0.220	0.578	42.50	0.210	0.578	42.80

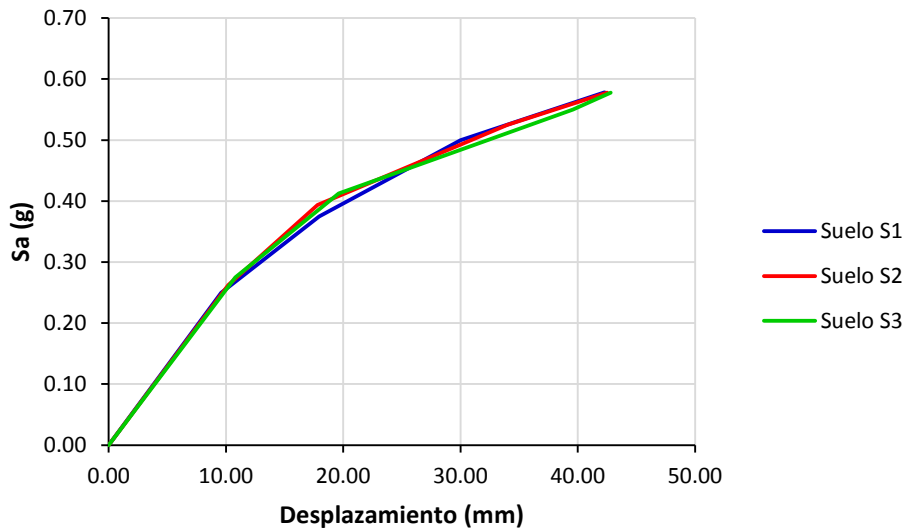


Figura 5.36 Valores Desplazamiento – Sa (g) para distintos tipo de suelo en módulo de tres pisos.

5.2.2.8 Coeficientes β_3 y β_4

Los coeficientes en el rango inelástico β_3 y β_4 han sido calculados a partir de las fórmulas 3.45 y 3.49 vistas en el capítulo 3.4.2 y dependen de la ductilidad de fluencia calculada en el capítulo 5.2.2.7.

$$\beta_3 = \left[1 + \left(\frac{1}{\mu_d} - 1 \right) \varepsilon^{-12T\mu_d^{-0.8}} \right]^{-1}$$

$$B_4 = 1 + \frac{\mu_d}{30} + \frac{N}{200}$$

De la tabla 5.22 y la figura 5.37, los valores β_3 son constantes e igual a 1.00 para valores “Sa” menores a 0.35g e independientemente del tipo de suelo, para valores superiores de “Sa” los valores de β_3 crecen exponencialmente hasta un valor máximo de 1.25.

Tabla 5.22 Variación de β_3 – Sa (g) para distintos tipo de suelo en módulo de dos pisos

Suelo S1		Suelo S2		Suelo S3	
Sa	β_3	Sa	β_3	Sa	β_3
0.000	0.999	0.000	1.001	0.000	0.998
0.250	0.999	0.263	1.001	0.275	0.998
0.375	1.003	0.394	1.006	0.413	1.010
0.500	1.030	0.525	1.039	0.550	1.048
0.625	1.081	0.656	1.093	0.688	1.113
0.750	1.145	0.788	1.175	0.825	1.207
0.875	1.252	0.866	1.256	0.880	1.256

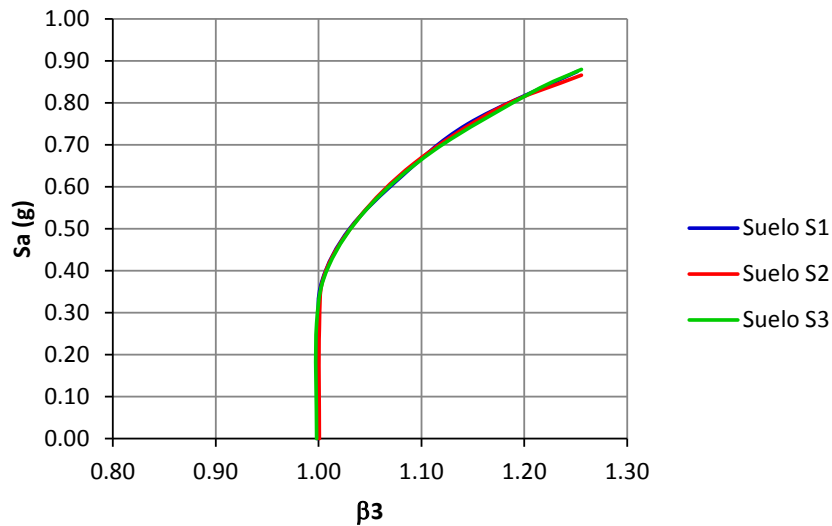


Figura 5.37 Valores β_3 – S_a (g) para distintos tipo de suelo en módulo de dos pisos.

De la tabla 5.23 y la figura 5.38, los valores β_3 son constantes e igual a 1.00 para valores de “ S_a ” menores a 0.35g e independientemente del tipo de suelo, para valores superiores de “ S_a ” los valores de β_3 crecen exponencialmente hasta un valor máximo de 1.09.

Tabla 5.23 Variación de β_3 – S_a (g) para distintos tipo de suelo en módulo de tres pisos

Suelo S1		Suelo S2		Suelo S3	
S_a	β_3	S_a	β_3	S_a	β_3
0.000	1.001	0.000	1.002	0.000	1.002
0.250	1.001	0.263	1.002	0.275	1.002
0.375	1.008	0.394	1.009	0.413	1.013
0.500	1.040	0.525	1.057	0.550	1.079
0.578	1.090	0.578	1.091	0.578	1.092

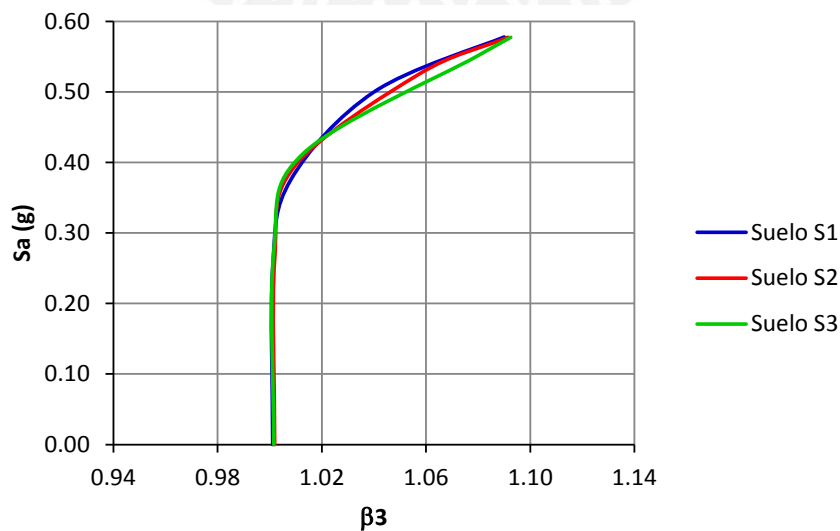


Figura 5.38 Valores β_3 – S_a (g) para distintos tipo de suelo en módulo de tres pisos.

El comportamiento de los coeficientes β_4 es similar a los coeficientes β_3 tal como se muestra en las tablas 5.24, 5.25 y figuras 5.39 y 5.40.

Tabla 5.24 Variación de $\beta_4 - S_a$ (g) para distintos tipo de suelo en módulo de dos pisos

Suelo S1		Suelo S2		Suelo S3	
Sa	β_4	Sa	β_4	Sa	β_4
0.000	1.043	0.000	1.044	0.000	1.041
0.250	1.043	0.263	1.044	0.275	1.041
0.375	1.046	0.394	1.048	0.413	1.050
0.500	1.060	0.525	1.063	0.550	1.066
0.625	1.077	0.656	1.081	0.688	1.086
0.750	1.095	0.788	1.103	0.825	1.112
0.875	1.123	0.866	1.124	0.880	1.124

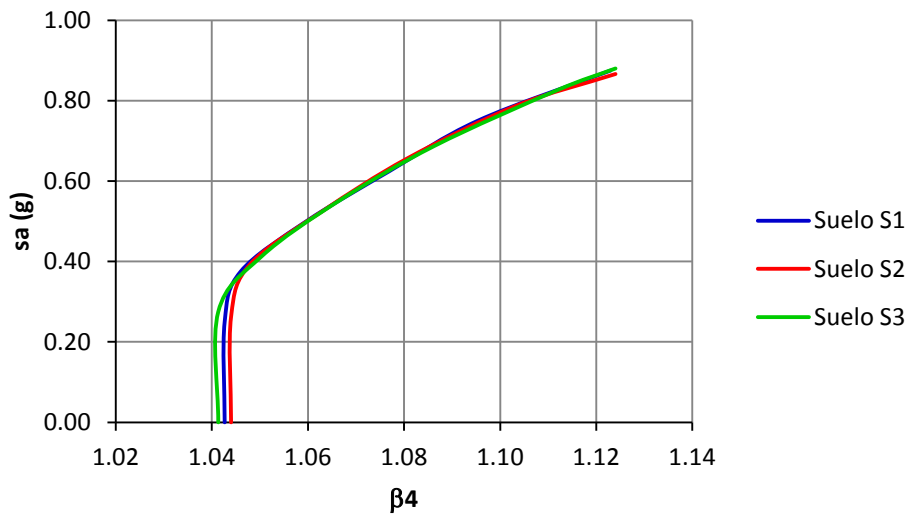


Figura 5.39 Valores $\beta_4 - S_a$ (g) para distintos tipo de suelo en módulo de dos pisos.

Tabla 5.25 Variación de $\beta_4 - S_a$ (g) para distintos tipo de suelo en módulo de tres pisos

Suelo S1		Suelo S2		Suelo S3	
Sa	β_4	Sa	β_4	Sa	β_4
0.000	1.063	0.000	1.062	0.000	1.061
0.250	1.063	0.263	1.062	0.275	1.061
0.375	1.078	0.394	1.079	0.413	1.084
0.500	1.120	0.525	1.125	0.550	1.140
0.578	1.147	0.578	1.148	0.578	1.149

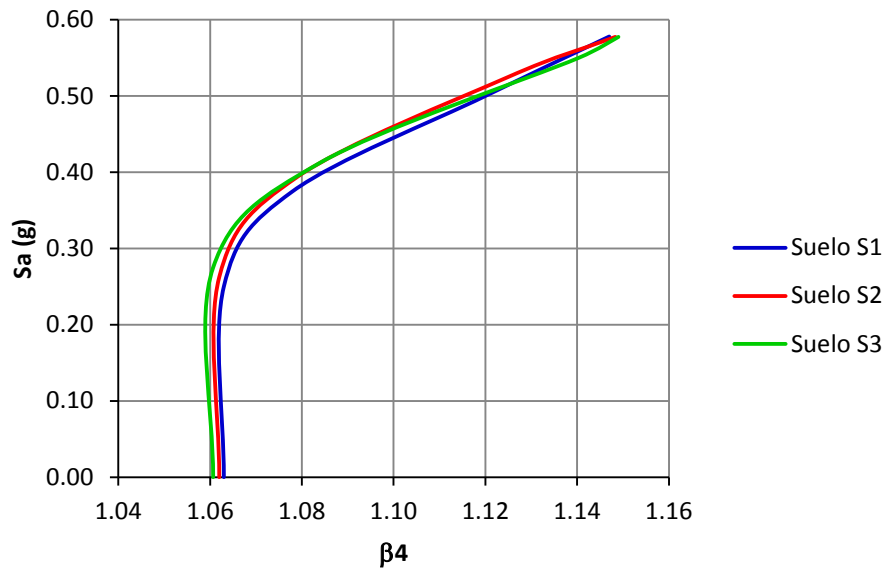


Figura 5.40 Valores $\beta_4 - S_a$ (g) para distintos tipo de suelo en módulo de tres pisos.

5.2.2.9 Distorsiones máximas

Las distorsiones máximas han sido calculadas con las formulas 3.37 y 3.38 a partir de los parámetros en el rango elástico (β_1 y β_2) y parámetros en el rango inelástico (β_3 y β_4).

La tablas 5.26 y la figura 5.41 muestra la variación de γ (%) para distintos valores de “ S_a ” y tipo de suelo, la forma de la curva es similar en los tres casos, con valores de distorsión máxima de 0.62% para valores de “ S_a ” igual a 0.88g.

Tabla 5.26 Variación de γ (%) – S_a (g) para distintos tipo de suelo en módulo de dos pisos

Suelo S1			Suelo S2			Suelo S3		
Z (g)	S_a (g)	γ (%)	Z (g)	S_a (g)	γ (%)	Z (g)	S_a (g)	γ (%)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.100	0.250	0.130	0.100	0.275	0.137	0.100	0.275	0.143
0.150	0.375	0.196	0.150	0.413	0.207	0.150	0.413	0.218
0.200	0.500	0.273	0.200	0.550	0.289	0.200	0.550	0.307
0.250	0.625	0.363	0.250	0.688	0.387	0.250	0.688	0.415
0.300	0.750	0.470	0.300	0.825	0.510	0.300	0.825	0.553
0.350	0.875	0.614	0.330	0.880	0.611	0.320	0.880	0.621

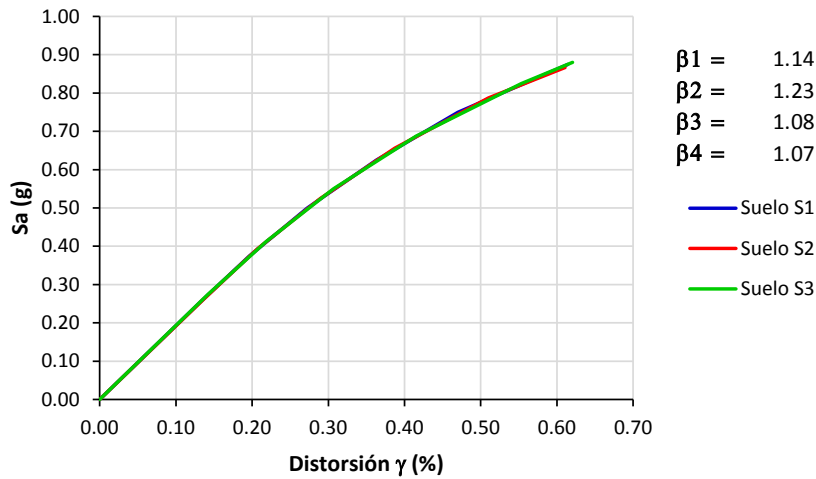


Figura 5.41 Valores γ (%) – S_a (g) para distintos tipo de suelo en módulo de dos pisos.

La tablas 5.27 y la figura 5.42 muestra la variación de γ (%) para distintos valores de “ S_a ” y tipo de suelo, la forma de la curva es similar en los tres casos, con valores de distorsión máxima de 0.48% para valores de “ S_a ” igual a 0.58g.

Tabla 5.27 Variación de γ (%) – S_a (g) para distintos tipo de suelo en módulo de tres pisos

Suelo S1			Suelo S2			Suelo S3		
Z (g)	S_a (g)	γ (%)	Z (g)	S_a (g)	γ (%)	Z (g)	S_a (g)	γ (%)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.100	0.250	0.178	0.100	0.263	0.188	0.100	0.275	0.196
0.150	0.375	0.271	0.150	0.394	0.289	0.150	0.413	0.305
0.200	0.480	0.371	0.200	0.525	0.420	0.200	0.550	0.456
0.231	0.578	0.480	0.220	0.578	0.487	0.210	0.578	0.488

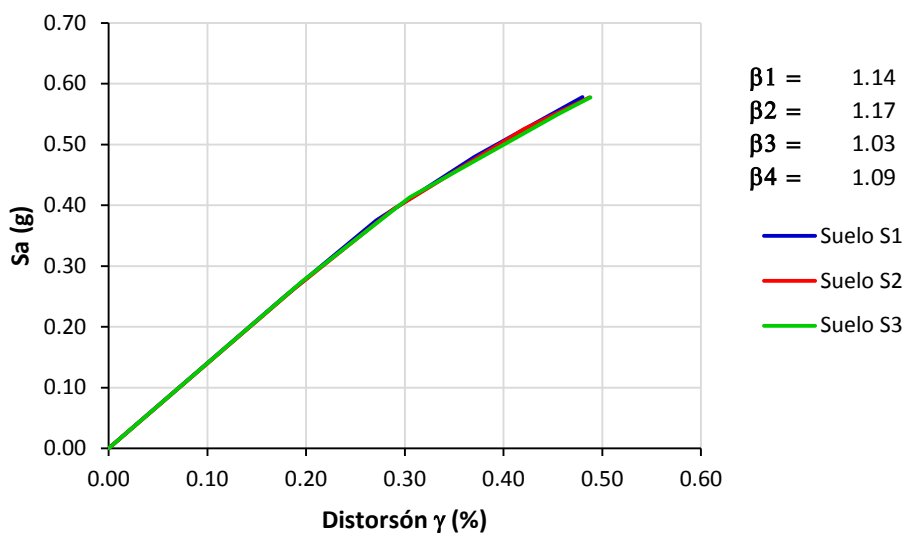


Figura 5.42 Valores γ (%) – S_a (g) para distintos tipo de suelo en módulo de tres pisos.

5.2.2.10 Comparación entre el cálculo de distorsiones aplicando la metodología propuesta por Miranda y aplicando en análisis Pushover

Las figuras 5.43 y 5.44 muestran las distorsiones calculadas siguiendo la metodología propuesta por Miranda versus las distorsiones calculadas empleando el método del espectro de capacidad, la tendencia de ambas curvas es similar y creciente conforme aumenta el valor de "Sa".

Comparando ambas curvas se tiene que las distorsiones calculadas siguiendo la metodología propuesta por Miranda son más conservadores ya que los valores de Sa son menores para iguales valores de distorsión en ambos casos.

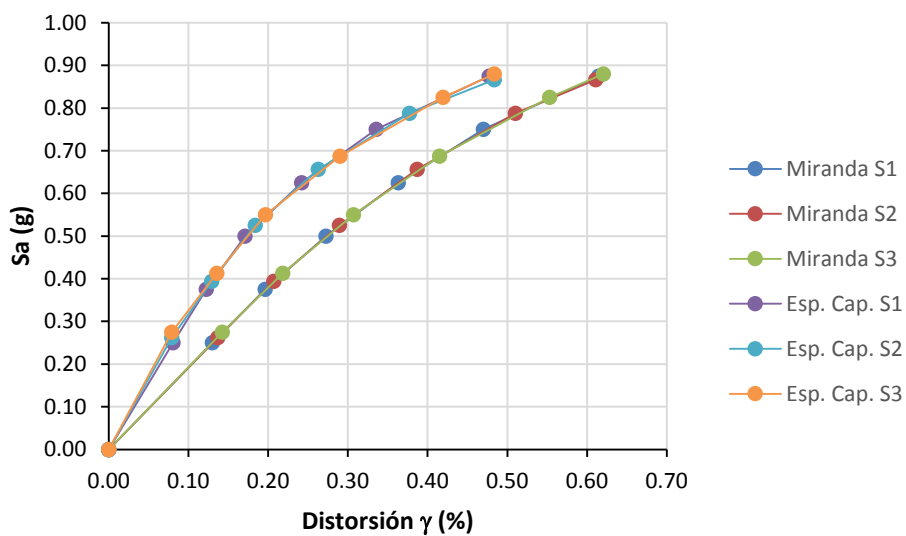


Figura 5.43 Distorsiones versus "Sa" en módulo de dos pisos.

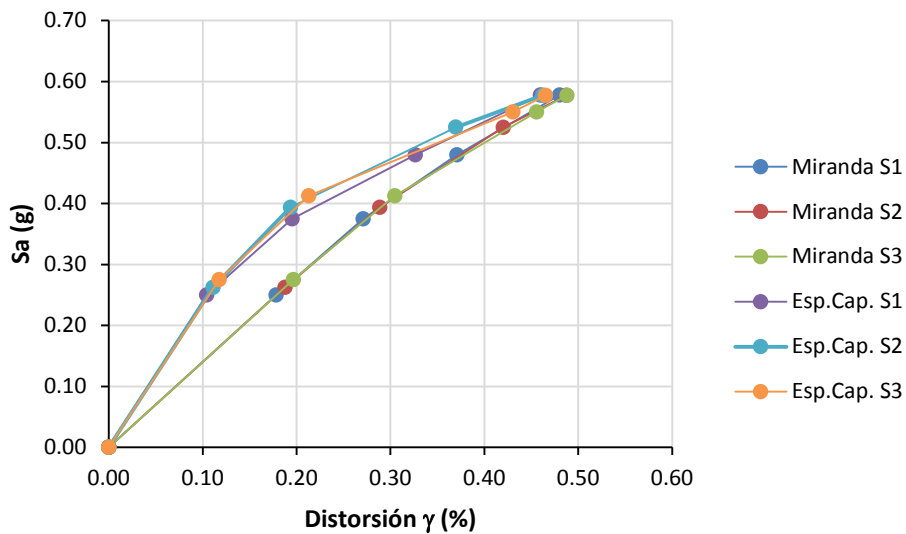


Figura 5.44 Distorsiones versus "Sa" en módulo de tres pisos.

DAÑOS Y FUNCIONES DE VULNERABILIDAD

6.1 Sectorización de la curva de capacidad

La sectorización de la curva de capacidad se obtuvo a partir de los niveles de daño propuesto por el ATC-40 y la sectorización adaptada del SEAOC (1995).

En la figura 6.1 se muestra la sectorización de la curva de capacidad según los niveles de desempeño propuesto por el ATC-40, la sectorización ha sido adaptado a partir de la curva de capacidad propuesta por el SEAOC ya que es el SEAOC quien nos indica los desplazamientos asociados a cada nivel de daño los mismos que son parecidos a los niveles de daño propuestos por el ATC-40.

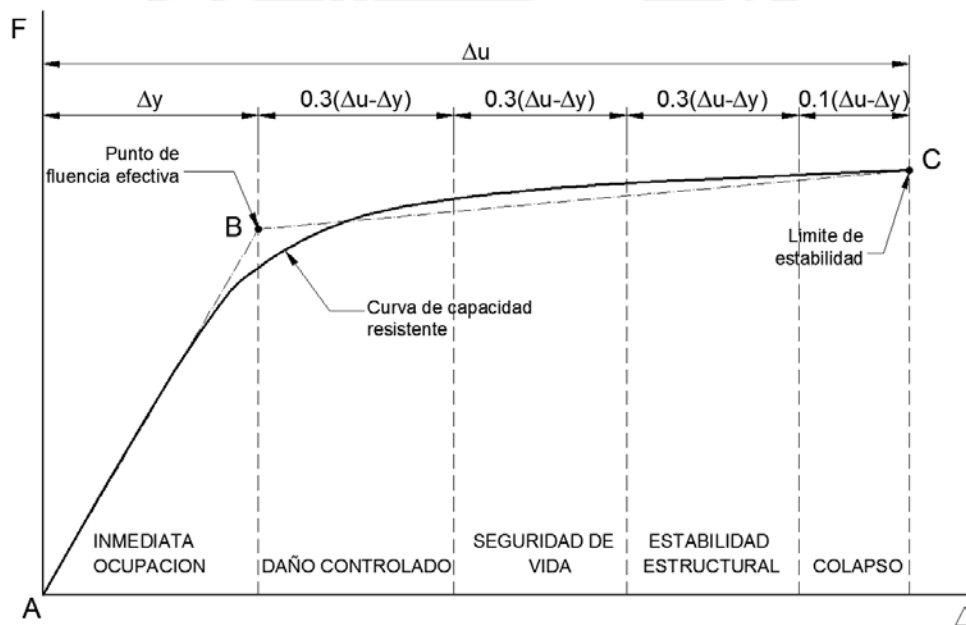


Figura 6.1 Sectorización de la curva de capacidad según los niveles de daño propuestos por el ATC-40 (adaptado de la sectorización de la curva de capacidad propuesta según el SEAOC).

En las tablas 6.1 y 6.2 y en las figuras 6.2 y 6.3 se muestran niveles de desempeño y los desplazamientos asociados a cada nivel de daño para módulos de dos y tres pisos respectivamente.

El desplazamiento de fluencia es 10.92mm para módulo de dos pisos y 13.71mm para módulo de tres pisos, el desplazamiento último es de 37.29mm y 54.98mm para dos y tres pisos respectivamente.

Tabla 6.1 Niveles de desempeño según el ATC-40 para módulo de dos pisos

Niveles de daño según el ATC - 40	Expresión	Desplazamiento del techo (mm)
Inmediata ocupación	Δy	10.92
Daño controlado	$\Delta y+0.3 (\Delta u-\Delta y)$	18.83
Seguridad de vida	$\Delta y+0.6 (\Delta u-\Delta y)$	26.74
Estabilidad estructural	$\Delta y+0.9 (\Delta u-\Delta y)$	34.65
Colapso	Δu	37.29

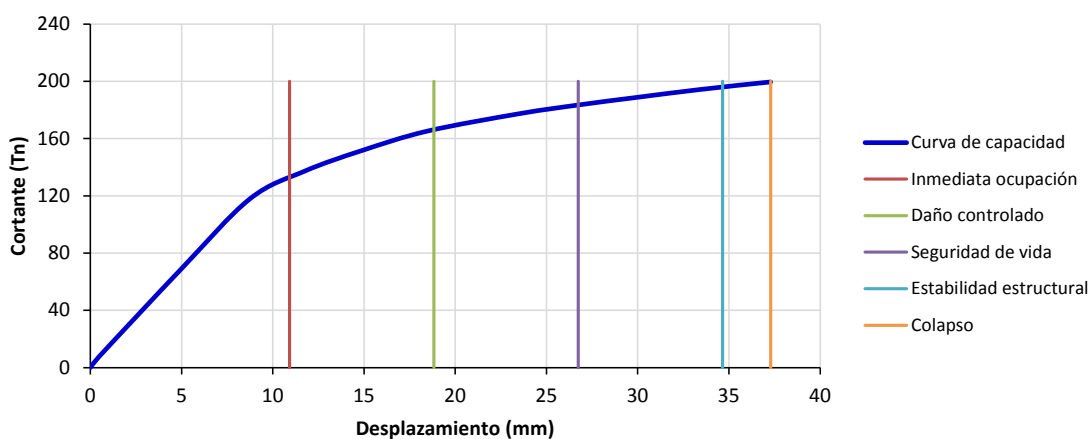


Figura 6.2 Sectorización de la curva de capacidad para módulo de dos pisos

Tabla 6.2 Niveles de desempeño según el ATC-40 para módulo de tres pisos

Niveles de daño según el ATC - 40	Expresión	Desplazamiento del techo (mm)
Inmediata ocupación	Δy	13.71
Daño controlado	$\Delta y+0.3 (\Delta u-\Delta y)$	26.09
Seguridad de vida	$\Delta y+0.6 (\Delta u-\Delta y)$	38.47
Estabilidad estructural	$\Delta y+0.9 (\Delta u-\Delta y)$	50.85
Colapso	Δu	54.98

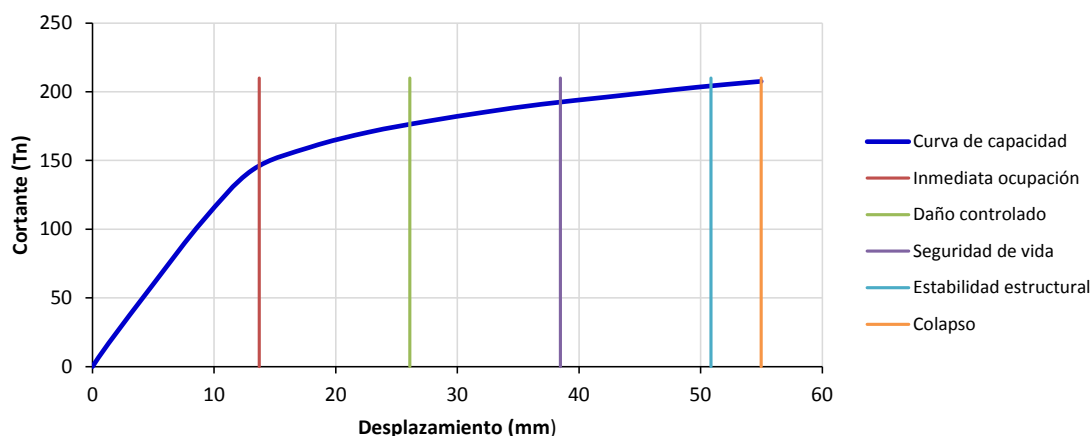


Figura 6.3 Sectorización de la curva de capacidad para módulo de tres pisos

6.2 Porcentaje de daño para elementos estructurales y no estructurales

Para el cálculo del daño en elementos estructurales y no estructurales se siguen los procedimientos indicados en el capítulo 4.1.2. La tabla N° 6.3 muestra los métodos propuestos y los parámetros de medida para cuantificar el daño en elementos estructurales y no estructurales.

Tabla 6.3 Clasificación de elementos estructurales y no estructurales

Codificación	Elemento	Método propuesto	Parámetro de medida
ELEMENTOS ESTRUCTURALES			
A	Columnas	Mihaita Mihai	Índice de daño
B	Vigas	Mihaita Mihai	Índice de daño
C	Losas	ATC-40	Sectorización de la curva de capacidad
D	Fundaciones	ATC-40	Sectorización de la curva de capacidad
E	Muros estructurales	Yi-Hsuan Tu et al	Deriva de entrepiso
F	Tarrajeo y pintura de columnas	Mihaita Mihai	Índice de daño
G	Tarrajeo y pintura de vigas	Mihaita Mihai	Índice de daño
H	Tarrajeo y pintura de cielo raso	ATC-40	Sectorización de la curva de capacidad
I	Tarrajeo y pintura de muros estructurales	Yi-Hsuan Tu et al	Deriva de entrepiso
ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES			
J	Muros no estructurales	Petrone et. Al	Deriva de entrepiso
K	Columnetas y viguetas de concreto	Petrone et. Al	Deriva de entrepiso
L	Tarrajeo y pintura de muros no estructurales	Petrone et. Al	Deriva de entrepiso
M	Pisos y pavimentos	ATC-40	Sectorización de la curva de capacidad
N	Carpintería metálica y de madera	ATC-40	Sectorización de la curva de capacidad
O	Vidrios	ATC-40	Sectorización de la curva de capacidad
P	Instalaciones eléctricas y sanitarias	ATC-40	Sectorización de la curva de capacidad
Q	Contenido	ATC-40	Sectorización de la curva de capacidad
R	otros	ATC-40	Sectorización de la curva de capacidad

Las tablas 6.4 y 6.5 y las figuras 6.4 y 6.5 muestran el porcentaje del daño para elementos estructurales columnas y vigas en el que se ha seguido la metodología propuesta por Mihaita Mihai y cuyo parámetro de medida es el índice de daño.

En ambos casos se evidencia que existe un mayor daño acumulado en columnas comparado con el daño en vigas.

Tabla 6.4 % de daño en columnas y vigas para módulo de dos pisos

Daño estructural	Desplazamiento (mm)	% daño en columnas	% daño en vigas
	0.00	0.00%	0.00%
Inmediata ocupación	10.92	5.21%	2.15%
Control de daño	18.83	28.76%	4.51%
Seguridad de vida	26.74	60.98%	16.80%
Estabilidad estructural	34.65	79.67%	31.09%
Colapso	37.29	100.00%	100.00%

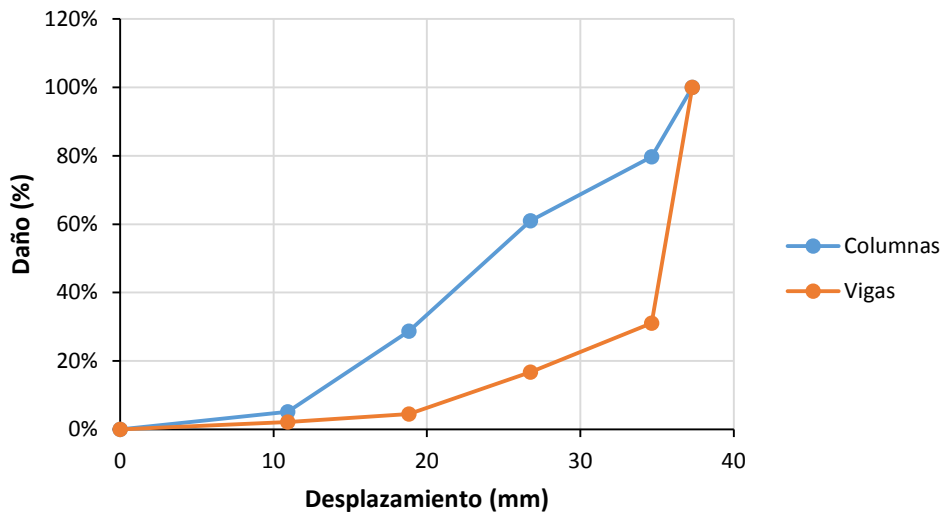


Figura 6.4 Porcentaje de daño en columnas y vigas para módulo de dos pisos

Tabla 6.5 % de daño en columnas y vigas para módulo de tres pisos

Daño estructural	Desplazamiento (mm)	% daño en columnas	% daño en vigas
	0.00	0.00%	0.00%
Inmediata ocupación	13.71	5.10%	5.79%
Control de daño	26.09	35.78%	15.08%
Seguridad de vida	38.47	62.48%	24.32%
Estabilidad estructural	50.85	90.60%	43.88%
Colapso	54.98	100.00%	100.00%

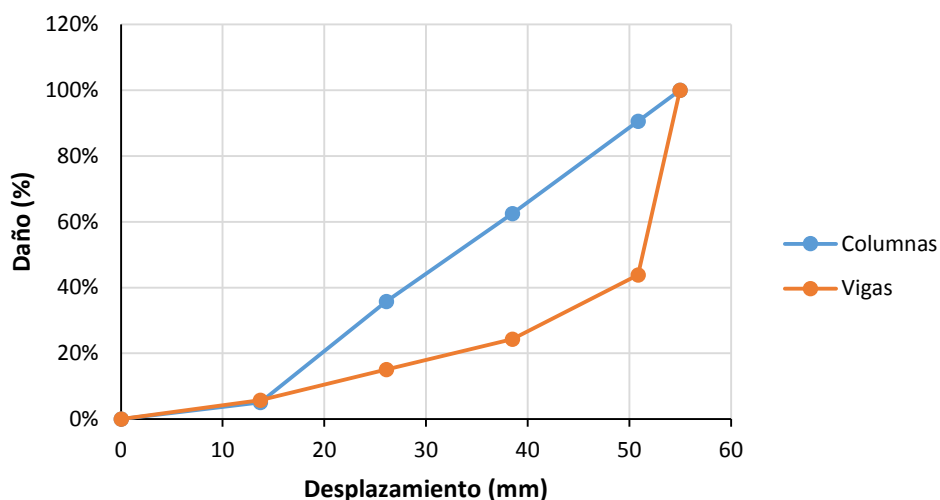


Figura 6.5 Porcentaje de daño en columnas y vigas para módulo de tres pisos

En las tablas 6.6, 6.7, 6.8 y 6.9 se muestran los porcentajes de daño para elementos estructurales y no estructurales para módulos de dos y tres pisos calculados a partir de los procedimientos indicados en la tabla N° 6.3.

Tabla 6.6 Porcentaje de daño en elementos estructurales para diferentes niveles de desempeño para módulo de dos pisos.

Niveles de desempeño	Elementos estructurales								
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Daño estructural									
Inmediata ocupación	5%	2%	1%	5%	3%	5%	2%	1%	3%
Control de daño	29%	5%	8%	25%	10%	29%	5%	8%	10%
Seguridad vital	61%	17%	25%	50%	35%	61%	17%	25%	35%
Estabilidad estructural	80%	31%	75%	75%	80%	80%	31%	75%	80%
Colapso	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%

Tabla 6.7 Porcentaje de daño en elementos no estructurales para diferentes niveles de desempeño para módulo de dos pisos

Niveles de desempeño	Elementos no estructurales								
	J	K	L	M	N	O	P	Q	R
Daño estructural									
Inmediata ocupación	3%	3%	3%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
Control de daño	15%	15%	15%	5%	15%	15%	15%	0%	0%
Seguridad vital	35%	35%	35%	30%	70%	50%	80%	40%	30%
Estabilidad estructural	90%	90%	90%	80%	90%	80%	100%	90%	80%
Colapso	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%

Tabla 6.8 Porcentaje de daño en elementos estructurales para diferentes niveles de desempeño para módulo de tres pisos.

Niveles de desempeño	Elementos estructurales								
Daño estructural	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Inmediata ocupación	5%	6%	1%	5%	3%	5%	6%	1%	3%
Control de daño	36%	15%	7%	25%	12%	36%	15%	7%	12%
Seguridad vital	62%	24%	27%	50%	30%	62%	24%	27%	30%
Estabilidad estructural	91%	44%	74%	75%	85%	91%	44%	74%	85%
Colapso	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%

Tabla 6.9 Porcentaje de daño en elementos no estructurales para diferentes niveles de desempeño para módulo de tres pisos

Niveles de desempeño	Elementos no estructurales								
Daño estructural	J	K	L	M	N	O	P	Q	R
Inmediata ocupación	3%	3%	3%	0%	0%	0%	0%	0%	0%
Control de daño	14%	14%	14%	5%	15%	15%	15%	0%	0%
Seguridad vital	33%	33%	33%	30%	70%	50%	80%	40%	30%
Estabilidad estructural	89%	89%	89%	80%	90%	80%	100%	90%	80%
Colapso	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%

6.3 Porcentaje de daño para la estructura en su conjunto

El porcentaje de daño para la estructura en su conjunto asociado a un nivel de daño se calculó sumando los porcentajes de daño de los elementos estructurales y no estructurales multiplicado por su ponderación respecto del presupuesto de obra.

El presupuesto de obra se obtuvo al realizar los metrados de los módulos de dos y tres pisos multiplicados por los costos unitarios de cada partida.

Los costos unitarios se han obtenido del expediente técnico “MEJORAMIENTO DEL SERVICIO EDUCATIVO EN LOS NIVELES INICIAL, PRIMARIA Y SECUNDARIA DE LA I.E Nº 20188 - IEI Nº 627” ubicado en el distrito de San Vicente, provincia de Cañete, departamento de Lima.

En las tablas 6.10, 6.11, 6.12, y 6.13 se muestran los costos directos en soles y los porcentajes ponderados de cada componente estructural y no estructural para los módulos de dos y tres pisos.

En general los aunque los costos en elementos estructurales y no estructurales son mayores en el módulo de tres pisos, los porcentajes ponderados son similares en ambos bloques debido a que ambos presentan las misas características arquitectónicas y estructurales a excepción del número de pisos.

Tabla 6.10 Costo y porcentaje ponderado en elementos estructurales para módulo de dos pisos

Descripción	Elementos estructurales								
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Costo S/.	24164.27	33523.42	40243.61	15009.05	13225.52	2213.10	9118.51	15696.72	11269.82
Porcentaje del costo	8.33%	11.56%	13.88%	5.18%	4.56%	0.76%	3.14%	5.41%	3.89%

Tabla 6.11 Costo y porcentaje ponderado en elementos no estructurales para módulo de dos pisos

Descripción	Elementos no estructurales								
	J	K	L	M	N	O	P	Q	R
Costo S/.	7599.47	9513.26	8907.68	19521.66	30042.73	3681.47	17500.00	23000.00	5720.95
Porcentaje del costo	2.62%	3.28%	3.07%	6.73%	10.36%	1.27%	6.04%	7.93%	1.97%

Tabla 6.12 Costo y porcentaje ponderado en elementos estructurales para módulo de tres pisos

Descripción	Elementos estructurales								
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Costo S/.	37090.80	45946.79	70820.36	30994.77	20629.27	4222.59	6150.82	25542.00	16341.24
Porcentaje del costo	8.58%	10.63%	16.39%	7.17%	4.77%	0.98%	1.42%	5.91%	3.78%

Tabla 6.13 Costo y porcentaje ponderado en elementos no estructurales para módulo de tres pisos

Descripción	Elementos estructurales								
	J	K	L	M	N	O	P	Q	R
Costo S/.	11202.01	14729.63	13364.49	20602.38	41367.76	4859.82	27500.00	35000.00	5720.95
Porcentaje del costo	2.59%	3.41%	3.09%	4.77%	9.57%	1.12%	6.36%	8.10%	1.32%

En la tabla 6.14 se muestra el porcentaje de daño para la estructura en su conjunto, el porcentaje está asociado a los niveles de daño estructural, en general los porcentajes de daño son similares en ambos módulos.

Tabla 6.14 Porcentaje de daño asociado a un nivel de daño para la estructura en su conjunto en módulos de dos y tres pisos.

Daño estructural	Dos pisos % daño	Tres pisos % daño
Inmediata ocupación	1.76%	2.30%
Control de daño	11.29%	13.69%
Seguridad vital	40.03%	41.51%
Estabilidad estructural	75.49%	79.25%
Colapso	100.00%	100.00%

6.4 Porcentaje de daño asociado a un desplazamiento y distorsión máxima

Los porcentajes de daño asociado a un desplazamiento y distorsión máxima se calcularon al relacionar los niveles de desempeño dados en las tablas 6.1 y 6.2 con los porcentajes de daño dados en la tabla 6.14.

En las tablas 6.15 y 6.16 se muestran los desplazamientos, distorsiones y porcentajes de daño asociados a niveles de daño según el ATC-40. La distorsión en el módulo de tres pisos es ligeramente menor que en el módulo de dos pisos.

Tabla 6.15 Porcentaje de daño, desplazamiento y distorsión máxima asociado a un nivel de daño para la estructura en módulos de dos pisos

Niveles de daño según el ATC - 40	Expresión	Desplazamiento del techo (mm)	Distorsión γ (%)	% Daño
Inmediata ocupación	Δy	10.92	0.18%	1.76%
Daño controlado	$\Delta y+0.3 (\Delta u-\Delta y)$	18.83	0.30%	11.29%
Seguridad de vida	$\Delta y+0.6 (\Delta u-\Delta y)$	26.74	0.43%	40.03%
Estabilidad estructural	$\Delta y+0.9 (\Delta u-\Delta y)$	34.65	0.56%	75.49%
Colapso	Δu	37.29	0.60%	100.00%

Tabla 6.16 Porcentaje de daño, desplazamiento y distorsión máxima asociado a un nivel de daño para la estructura en módulos de tres pisos

Niveles de daño según el ATC - 40	Expresión	Desplazamiento del techo (mm)	Distorsión γ (%)	% Daño
Inmediata ocupación	Δy	13.71	0.15%	2.30%
Daño controlado	$\Delta y+0.3 (\Delta u-\Delta y)$	26.09	0.28%	13.69%
Seguridad de vida	$\Delta y+0.6 (\Delta u-\Delta y)$	38.47	0.42%	41.51%
Estabilidad estructural	$\Delta y+0.9 (\Delta u-\Delta y)$	50.85	0.55%	79.25%
Colapso	Δu	54.98	0.60%	100.00%

6.5 Funciones de Vulnerabilidad

La función de vulnerabilidad se calculó con la fórmula 3.1 descrita en el capítulo 3.1.2:

$$E(\beta|\gamma_i) = 1 - \exp \left[\ln 0.5 \left(\frac{\gamma_i}{\gamma_0} \right)^\rho \right]$$

Previamente se calcularon los valores de distorsión referencial γ_0 asociada al 50% de la pérdida máxima bruta, y el parámetro de forma ρ .

La tabla 6.17 muestra el valor de distorsión referencial γ_0 asociada al 50% de la pérdida máxima bruta obtenido al interpolar los valores en las tablas 6.15 y 6.16.

Tabla 6.17 Valores de desplazamiento y distorsión asociado al 50% de pérdida en módulos de tres pisos

Módulo	Δ (mm)	γ_0
Dos pisos	28.97	0.467%
Tres pisos	41.26	0.448%

El parámetro de forma ρ se obtuvo ajustando los valores del daño y distorsión de las tablas 6.15 y 6.16 por el método de los mínimos cuadrados, el ajuste se dio hasta que la curva contenga todos los puntos de la curva distorsión - daño.

Los valores calculados de ρ para los módulos de dos y tres pisos son 4.00 y 3.60 respectivamente.

Finalmente las funciones de vulnerabilidad para los módulos de dos y tres pisos quedan definidas por las siguientes expresiones:

Para módulo de dos pisos:

En el tramo comprendido entre $0.00\% < \gamma_i < 0.559\%$

$$E(\beta|\gamma_i) = 1 - \exp \left[\ln 0.5 \left(\frac{\gamma_i}{0.467\%} \right)^{4.00} \right] \quad 6.1$$

En el tramo comprendido entre $0.559\% < \gamma_i < 0.601\%$

$$E(\beta|\gamma_i) = 583.57\gamma_i - 250.726 \quad 6.2$$

Para módulo de tres pisos:

En el tramo comprendido entre $0.00\% < \gamma_i < 0.553\%$

$$E(\beta|\gamma_i) = 1 - \exp \left[\ln 0.5 \left(\frac{\gamma_i}{0.448\%} \right)^{3.60} \right] \quad 6.3$$

En el tramo comprendido entre $0.553\% < \gamma_i < 0.598\%$

$$E(\beta|\gamma_i) = 461.11\gamma_i - 175.74$$

6.4

En las figuras 6.6 y 6.7 se muestran las funciones de vulnerabilidad en el que se relaciona la distorsión máxima con el daño esperado, ambos provenientes de la tabla 6.15 y 6.16 para módulos de dos y tres pisos.

La forma y tendencia de la curva es similar en ambos casos, debido a la similitud de las características constructivas de ambos módulos.

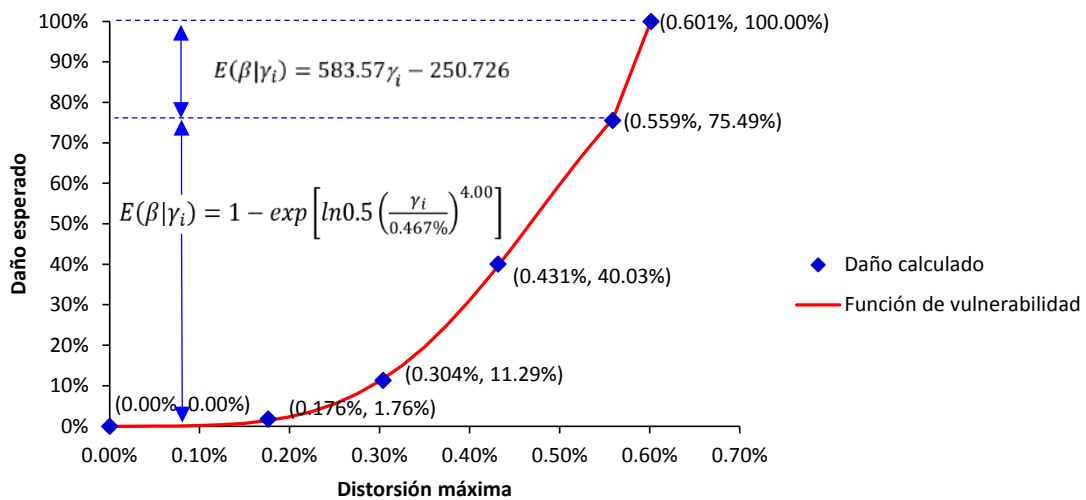


Figura 6.6 Función de vulnerabilidad con representación Distorsión máxima – Daño esperado para módulo de dos pisos

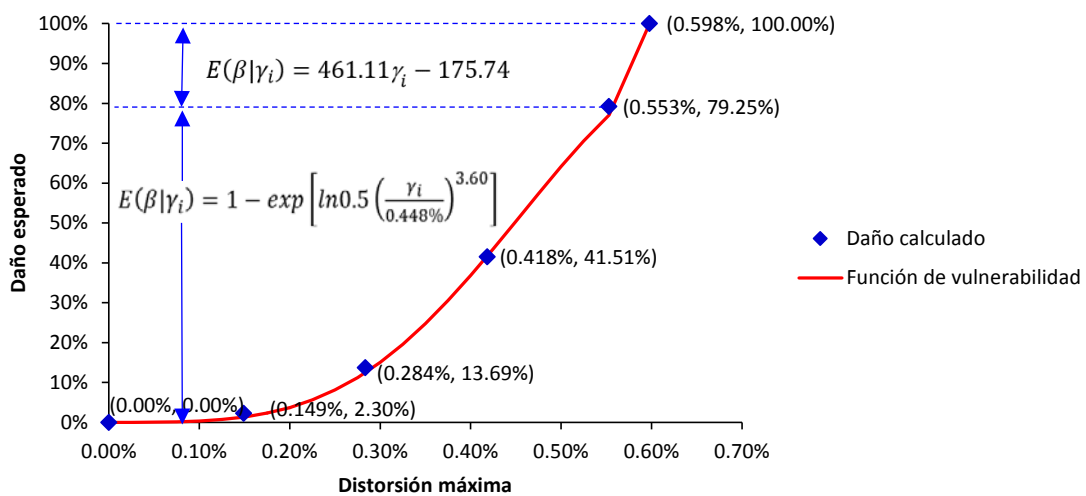


Figura 6.7 Función de vulnerabilidad con representación Distorsión máxima – Daño esperado para módulo de tres pisos

Las tablas 5.26, 5.27 y las ecuaciones 6.1 y 6.2 tienen en común valores de distorsión máxima por lo tanto, la función de vulnerabilidad expresada en términos de distorsión máxima - daño esperado, se puede representar también en términos de pseudoaceleración “Sa” – daño esperado y/o en términos de PGA (g) - daño esperado.

La tabla 6.18 y las figuras 6.8 y 6.9 muestran los valores de daño esperado para cada valor de PGA (g) o para valores de “Sa” en módulo de dos pisos para distintos tipos de suelo, en resumen, para valores de PGA (g) en el orden de 0.35g o para valores de “Sa” en el orden de 0.89g la estructura es inestable cercano al colapso y el porcentaje de daño supera el 87%.

La forma y tendencia de la curva es similar para los tres tipos de suelo.

Tabla 6.18 Porcentaje de daño, pseudoaceleración y PGA (g) para suelos S1, S2 y S3 en módulos de dos pisos

Suelo S1			Suelo S2			Suelo S3		
Z	Sa (g)	E(β/γ)	Z	Sa (g)	E(β/γ)	Z	Sa (g)	E(β/γ)
0.00	0.00	0.00%	0.00	0.00	0.00%	0.00	0.00	0.00%
0.10	0.25	0.41%	0.10	0.28	0.51%	0.10	0.28	0.60%
0.15	0.38	2.14%	0.15	0.41	2.65%	0.15	0.41	3.26%
0.20	0.50	7.71%	0.20	0.55	9.71%	0.20	0.55	12.11%
0.25	0.63	22.40%	0.25	0.69	27.88%	0.25	0.69	35.06%
0.30	0.75	50.81%	0.30	0.83	62.64%	0.30	0.83	74.36%
0.35	0.88	87.43%	0.33	0.88	86.80%	0.32	0.88	88.43%
0.35	0.89	100.00%	0.33	0.88	100.00%	0.32	0.89	100.00%

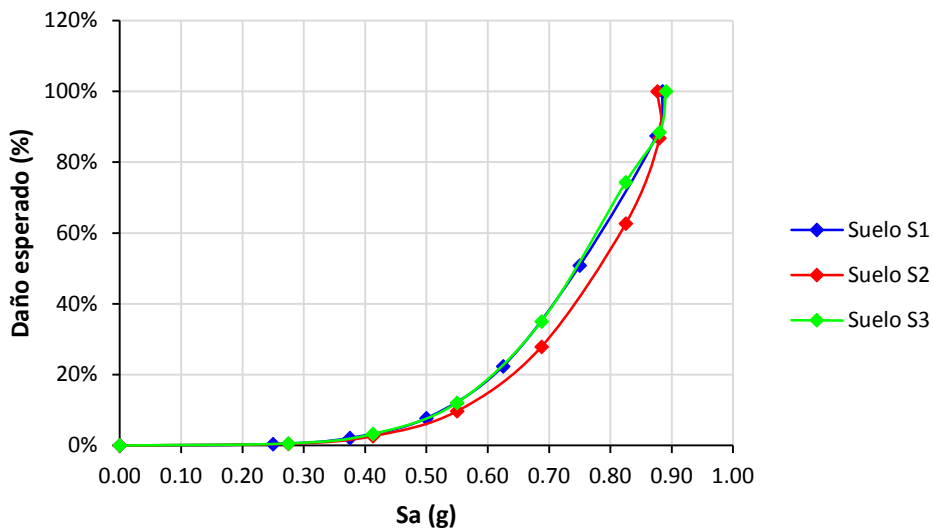


Figura 6.8 Curva “Sa (g)” – Daño esperado en módulo de dos pisos para suelos S1, S2 y S3

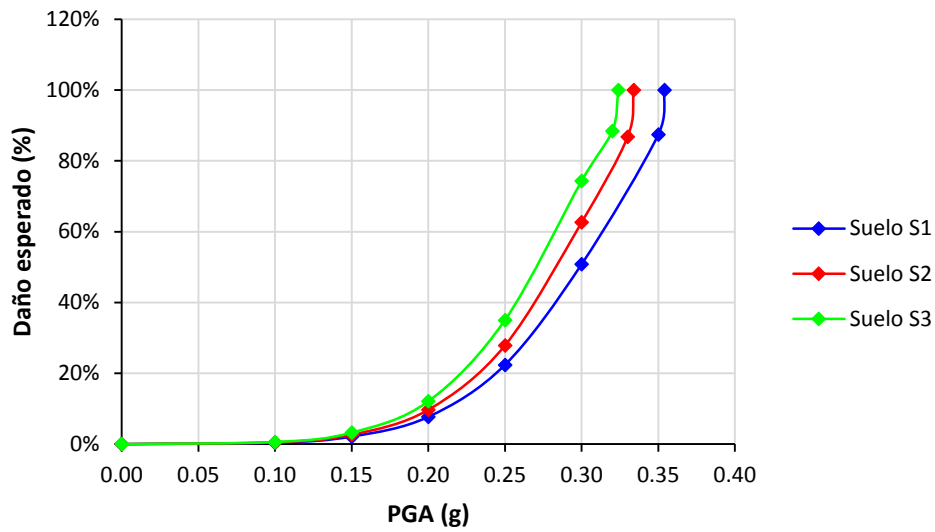


Figura 6.9 Curva “PGA (g)” – Daño esperado en módulo de dos pisos para suelos S1, S2 y S3

La tabla 6.19 y la figura 6.10 y figura 6.11 muestran los valores de daño esperado para cada valor de PGA (g) o para valores de “Sa” en módulo de tres pisos para distintos tipos de suelo, en resumen, para valores de PGA (g) en el orden de 0.22g o para valores de “Sa” en el orden de 0.59g la estructura es inestable cercano al colapso y el porcentaje de daño supera el 60%. La forma y tendencia de la curva es similar para los tres tipos de suelo.

Tabla 6.19 Porcentaje de daño, pseudoaceleración y PGA (g) para suelos S1, S2 y S3 en módulos de tres pisos

Suelo S1			Suelo S1			Suelo S1		
PGA (g)	Sa (g)	E(β/γ)	PGA (g)	Sa (g)	E(β/γ)	PGA (g)	Sa (g)	E(β/γ)
0.00	0.00	0.00%	0.00	0.00	0.00%	0.00	0.00	0.00%
0.10	0.25	2.47%	0.10	0.26	2.98%	0.10	0.28	3.49%
0.15	0.38	10.70%	0.15	0.39	13.22%	0.15	0.41	15.85%
0.20	0.50	29.47%	0.20	0.53	42.22%	0.20	0.55	51.97%
0.23	0.58	58.79%	0.22	0.58	60.72%	0.21	0.58	60.92%
0.23	0.59	100.00%	0.22	0.59	100.00%	0.21	0.59	100.00%

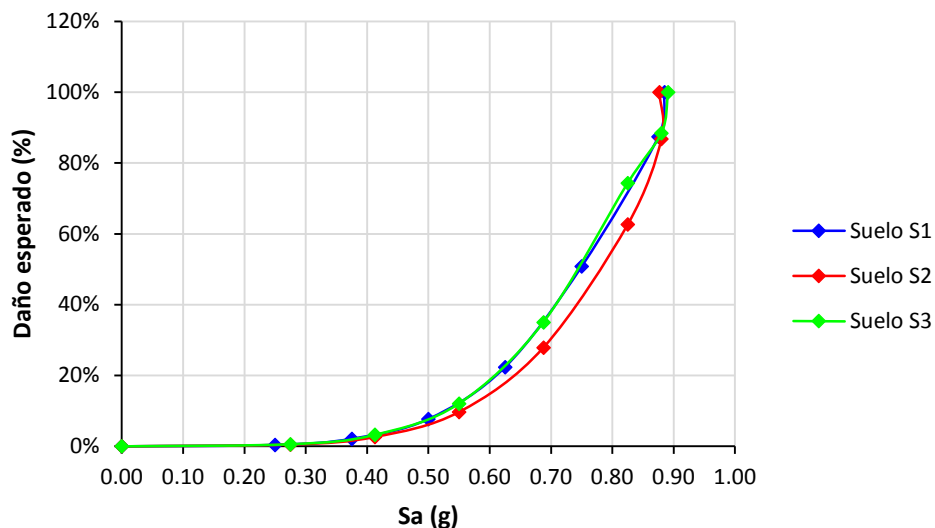


Figura 6.10 Curva “Sa (g)” – Daño esperado en módulo de tres pisos para suelos S1, S2 y S3

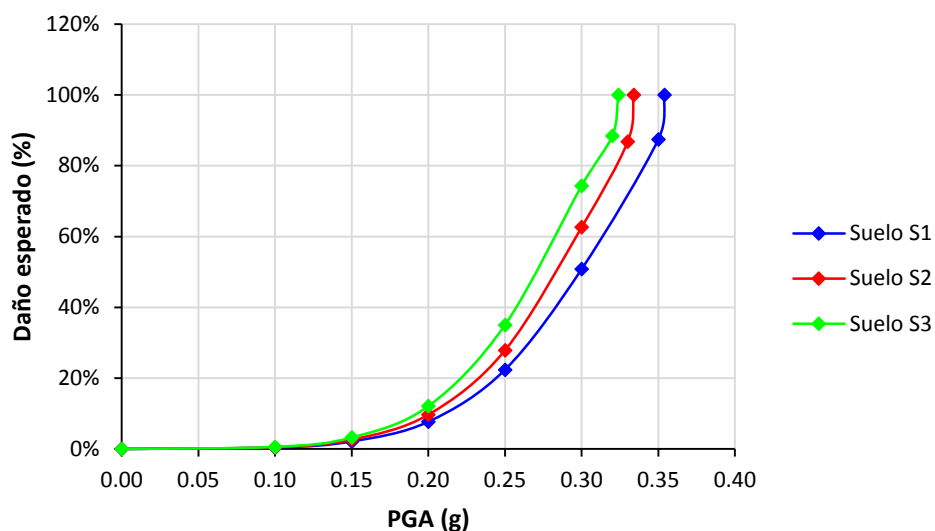


Figura 6.11 Curva “PGA (g)” – Daño esperado en módulo de tres pisos para suelos S1, S2 y S3

6.6 Comparación de las funciones de vulnerabilidad obtenida para módulos 780 Pre NDSR 1997 con módulos 780 Actual.

Martínez C., Bocanegra N. (2011) [14] determinaron la vulnerabilidad sísmica de edificaciones escolares denominadas 780 post 97 a partir de los porcentajes de daño asociado a distorsiones máximas de entrepiso usando la metodología propuesta por Miranda y con los lineamientos descritos en el ATC-40 y el SEAOC 1995.

De la figura 6.12 se tiene que las curvas definidas por las funciones de vulnerabilidad para módulos 780 Pre NDSR 1997, los valores de distorsión máxima están en el orden de 0.60%

mientas que para módulos 780 Actual estos valores van más allá del 2.5%. Para valores similares de daño esperado.

Es decir, la distorsión máxima que es capaz de desarrollar el módulo 780 Pre NDSR 1997 representa el 25% de la distorsión máxima que desarrolla el módulo 780 Actual.

Esta diferencia se debe a la poca capacidad del módulo 780 Pre de incursionar en el rango inelástico dado que el sistema estructural resistente a fuerzas laterales presenta rigideces menores al sistema 780 Actual, y debido principalmente a la interacción del tabique – pórtico que limita los desplazamientos laterales de la estructura ya que antes de seguir desplazándose las columnas fallan por el efecto columna corta.

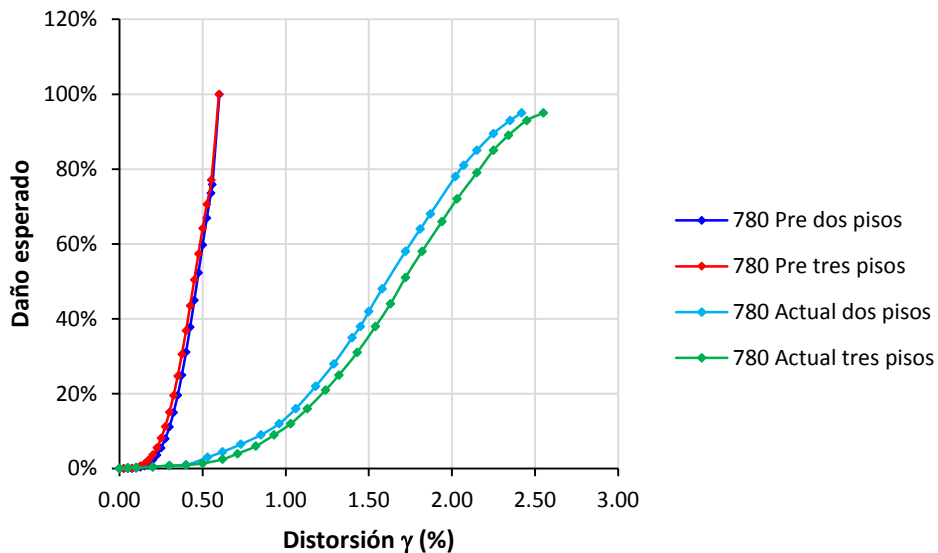


Figura 6.12 Comparación de las funciones de vulnerabilidad para módulos 780 Pre NDSR 1997 y módulos 780 Actual

CAPITULO VII

CONCLUSIONES

1. Es posible determinar la respuesta no lineal de edificaciones siguiendo la metodología propuesta por Miranda.
2. Para módulos de dos y tres pisos, los parámetros en el rango elástico β_1 varían dependiendo del tipo de suelo, mientras que los parámetros β_2 se mantienen constantes. Los parámetros en el rango inelástico β_3 y β_4 se mantienen constantes e iguales a 1.00 hasta un valor de "Sa" en el orden de 0.35g, para valores superiores de "Sa", la curva adopta una forma exponencial.
3. El módulo de tres pisos presenta una mayor ductilidad ($\mu=4.01$) comparado con el módulo de dos pisos ($\mu=3.41$).
4. Los valores de amortiguamiento equivalente y ductilidad de fluencia aumentan conforme aumenta la demanda impuesta. Para el módulo de dos y tres pisos el máximo amortiguamiento equivalente es aproximadamente 14.4% y 15.9% respectivamente.
5. De acuerdo a la metodología propuesta por Miranda con parámetros en el rango elástico y parámetros en el rango inelástico se tiene: para módulo de dos pisos la distorsión máxima calculada es 0.62% para valores de "Sa" igual a 0.875g y PGA igual a 0.32g. Para módulo de tres pisos, la distorsión máxima calculada es 0.48% para valores de "Sa" igual a 0.58g y PGA igual a 0.21g.
6. De acuerdo a la curva de capacidad sectorizada y a los criterios empleados para cálculo del daño descritos en el capítulo VI se tiene: en el módulo de dos pisos para un desplazamiento en el techo de 34.65mm y una distorsión de 0.56% la estructura es inestable cercano al colapso y el porcentaje de daño supera el 74.49%. En el módulo de tres pisos para un desplazamiento en el techo de 50.85mm y una distorsión de 0.55% la estructura es inestable cercano al colapso y el porcentaje de daño supera el 79.25%.
7. Al comparar los resultados obtenidos para módulos 780 Pre NDSR 1997 con los módulos 780 Actual, el comportamiento de este último es sustancialmente superior al primero.

Esto se refleja en la distorsión máxima que es capaz de desarrollar el módulo 780 Pre NDSR 1997 el cual representa el 25% de la distorsión máxima que desarrolla el módulo 780 Actual.

8. Las distorsiones calculadas siguiendo la metodología propuesta por Miranda versus las distorsiones calculadas empleando el método del espectro de capacidad, presentan una tendencia similar de ambas curvas y de forma creciente conforme aumenta el valor de “Sa”. Del mismo modo, las distorsiones calculadas siguiendo la metodología propuesta por Miranda son más conservadores ya que los valores de “Sa” son menores para iguales valores de distorsión.

9. Las funciones de vulnerabilidad quedan definidas por las siguientes expresiones:

Para módulo de dos pisos: con ($\gamma_o=0.467\%$ y $\rho=4.00$)

$$E(\beta|\gamma_i) = 1 - \exp \left[\ln 0.5 \left(\frac{\gamma_i}{0.467\%} \right)^{4.00} \right] \quad \text{Para } 0.00\% < \gamma_i < 0.559\%$$

$$E(\beta|\gamma_i) = 583.57\gamma_i - 250.726 \quad \text{Para } 0.559\% < \gamma_i < 0.601\%$$

Para módulo de tres pisos: con ($\gamma_o=0.448\%$ y $\rho=3.60$)

$$E(\beta|\gamma_i) = 1 - \exp \left[\ln 0.5 \left(\frac{\gamma_i}{0.448\%} \right)^{3.60} \right] \quad \text{Para } 0.000\% < \gamma_i < 0.553\%$$

$$E(\beta|\gamma_i) = 461.11\gamma_i - 175.74 \quad \text{Para } 0.553\% < \gamma_i < 0.598\%$$

CAPITULO VIII

REFERENCIAS BLBLOGRAFICAS

- [1] Morales N., Zavala C. (2008) Terremotos en el litoral central del Perú: ¿Podría ser Lima el escenario de un futuro desastre? Revista Perú Medicina Exp. Salud Pública. 2008; 25(2): 217 - 224.
- [2] Ministerio de Educación - MINEDU (2014) Estrategia de corto plazo para la atención inmediata de la infraestructura educativa en Lima Metropolitana 2015. Resolución Ministerial N° 562 – 2014 – MINEDU
- [3] San Bartolomé A., Rivera C., Duran M., Muñoz A., Quiun D. (2000) Estudio experimental de una técnica de reforzamiento para edificaciones existentes con problemas de columna corta proyecto SENCICO-PUCP.
- [4] Kwon O.-S., Kim E. (2010) Analytical investigation on the failure of a two-story RC building damaged during the 2007 Pisco - Chincha earthquake. Engineering Structures 32 (2010) 1876 – 1887.
- [5] Muñoz A., Quiun D., Tinman M. (2004) Repair and seismic retrofitting of hospital and school buildings in Peru. 13th World Conference on Earthquake Engineering (13WCEE 2004).
- [6] Miranda E., Ordaz M., Reinoso E., Pérez-Rocha E. (1998) Seismic loss estimation model for México city. 12th World Conference on Earthquake Engineering (12WCEE 2000).
- [7] FEMA 356 (2000). Federal Emergency Management Agency. Seismic Rehabilitation Guidelines.
- [8] ATC-40 (1996), Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Applied Technology Council, report ATC-40. Redwood City.
- [9] SEAOC. Vision 2000, Performance based seismic engineering of buildings, vols. II and I: Conceptual framework. Sacramento (CA): Structural Engineers Association of California, 1995.
- [10] Astorga M., Aguilar R. (2006) Evaluación del riesgo sísmico de edificaciones educativas peruanas. Repositorio Digital de Tesis PUCP, Lima.
- [11] GERDIS. (2013) Evaluación probabilística del riesgo sísmico de escuelas y hospitales de la ciudad de Lima.
- [12] Huerta Y., Uribe C. (2006) Desempeño sísmico de un tipo de edificio educativo peruano diseñado antes de 1997. Repositorio Digital de Tesis PUCP, Lima
- [13] Chacón R., Paz I. (2016) Análisis de desempeño sísmico de los edificios escolares típicos 780 post 97 de la costa peruana. Repositorio Digital de Tesis PUCP, Lima
- [14] Martínez C., Bocanegra N. (2011) Cálculo de pérdidas probables por sismo para colegios modernos del INFES. Repositorio Digital de Tesis PUCP, Lima.
- [15] Gálvez A. (2011) Evaluación del desempeño sismorresistente usando análisis no lineal en el tiempo. Repositorio Digital de Tesis PUCP, Lima
- [16] Velásquez J. (2006) Estimación de pérdidas por sismo en edificios peruanos mediante Curvas de Fragilidad analíticas. Repositorio Digital de Tesis PUCP, Lima.
- [17] Meneses J., Aguilar Z. (2004) Seismic vulnerability of school buildings in Lima, Peru. 13th World Conference on Earthquake Engineering (13WCEE 2004).
- [18] Muñoz A., Blondet M., Quintana U., Leon H. (2004) Earthquake-resistant performance of Peruvian school buildings: 13th World Conference on Earthquake Engineering (13WCEE 2000).
- [19] Kerstin L. (2002) Seismic vulnerability of existing buildings. Institute of Structural Engineering Swiss Federal Institute of Technology, Zurich.

- [20] Maldonado E., Carbajal J., Cho G. (2010) Calculated seismic vulnerability functions for building in walls of reinforced concrete. Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga. COLOMBIA.
- [21] Secretaría de Haciendas y Crédito Público - México. (2010) Bases técnicas para la determinación de la prima de riesgo de los seguros de terremoto. Anexo 7.2.1
- [22] Reinoso E. 2005. Estudio de vulnerabilidad Sísmica de Managua. Nicaragua: Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales.
- [23] Ghobarah A. (2001) Performance-based design in earthquake engineering: state of development. Department of Civil Engineering, Mc Master University. Hamilton Ontario Canada. 878-884
- [24] Olarte J. (2005) Bases técnicas para la estimación de perdidas con fines de seguros de terremoto. Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID). Universidad Nacional de Ingeniería UNI, Lima.
- [25] Mohele J. (1996) Displacement – Based Seismic of RC structures. 10th World Conference on Earthquake Engineering (10WCEE 2000).
- [26] Mohele J. (1992) Displacement – Based Seismic Design Criteria. 11th World Conference on Earthquake Engineering (11WCEE 2000).
- [27] Priestley M. (1993) Myths and fallacies in earthquake engineering – Conflicts between design and reality. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering 26-3: 329-341
- [28] Boza Z., Galán D. (2013) Diseño de un edificio aporticado con disipadores en arreglo Chevron, Repositorio Digital de Tesis PUCP, Lima.
- [29] Albarracín J., Gallo E. (2010) Desempeño sísmico de un edificio aporticado de siete pisos diseñado con el reglamento nacional de construcciones y aceptando una deriva máxima de 1%, Repositorio Digital de Tesis PUCP, Lima.
- [30] Victorio C. (2012) Desempeño sísmico de edificaciones bajo el sismo de nivel ocasional. Universidad Nacional de Ingeniería UNI, Lima
- [31] Taype F. (2003) Criterios de diseño por desempeño para la norma peruana de diseño sismorresistente. Universidad Nacional de Ingeniería UNI, Lima.
- [32] Mander J., Priestley M., Park R. (1988) Theoretical stress-strain model for confined concrete. Journal of Structural Engineering 114-8: 1804-1826
- [33] Paulay T., Priestley N. (1992) Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. John Wiley & Sons, New York 95-105
- [34] Park R., Paulay T. (1978) Reinforced concrete structures. John Wiley & Sons, New York
- [35] Caltrans (2006) Seismic design criteria. California Department of Transportation, California.
- [36] Crainic L., Munteanu M. (2013) Seismic Performance of Concrete Buildings. Structures and Infrastructures Series 10-22
- [37] Pinoargote V. (2014) Verificación del factor de reducción sísmico R, para el análisis inelástico de estructuras de hormigón armado de acuerdo al NEC-11. Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, Ecuador
- [38] Chang D. (2015) Estudio de relaciones momento-curvatura en secciones de concreto armado y concreto preesforzado sometidas a flexión. Repositorio Digital de Tesis PUCP, Lima
- [39] AASHTO (2009) Guide specifications for LRFD seismic bridge design. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC
- [40] Vamvatsikos D. (2010) Performing incremental dynamic analysis in parallel. Department of Civil and Environmental Engineering, Universidad of Cyprus.
- [41] Dya C., Oretaa C. (2015) Seismic vulnerability assessment of soft story irregular buildings using pushover analysis. The 5th International Conference of Euro Asia Civil Engineering Forum (EACEF-5)

- [42] Mwafy A., Elnashai S. (2001) Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings. Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College, Imperial College Road, London. 407-424
- [43] Lang K. (2002) Seismic vulnerability of existing buildings. Institute of Structural Engineering Swiss Federal Institute of Technology. Zúrich.
- [44] Burgos M. (2007) Estudio de la metodología “Diseño por capacidad” en edificaciones aporricadas de concreto armado para ser incorporada a la norma peruana e-060 como alternativa de diseño. Universidad Nacional de Ingeniería UNI, Lima
- [45] FEMA 273, (1997). NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings: NEHRP Commentary on the Guideline for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [46] Zameeruddin M., Sangle K. (2016) Review on Recent developments in the performance-based seismic design of reinforced concrete structures. Department of Civil and Environmental Engineering, Department of Structural Engineering, Veermata Jijabai Technological Institute. 119-123
- [47] Fajardo C. (2012) Evaluación estructural de una de las edificaciones del hospital Edgardo Rebagliati Martins usando el método el espectro de capacidad. Universidad Nacional de Ingeniería UNI, Lima
- [48] Newmark M., Hall W. (1982) Earthquake spectra and design. Earthquake Engineering Research Institute.
- [49] Chopra A., Goel K. (1999) Capacity – demand and diagram methods based on inelastic design spectrum. Department of Civil Engineering, University of California.
- [50] CSI, SAP2000, in Computers & Structures, Inc., Berkeley, CA. 2013.
- [51] El Peruano, Diario Oficial (2016) Decreto Supremo que modifica la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones.
- [52] Mihai, M. (2013) A theoretical review of the damage indices used to model the dynamic nonlinear behavior of reinforced concrete structures. Universitatea Tehnica Gheorghe Asachi din Iasi.
- [53] Tu, Y.-H., et al., Out-of-plane shaking table tests on unreinforced masonry panels in RC frames. Engineering Structures, 2010. 32(12): p. 3925-3935.
- [54] Petrone, C., G. Magliulo, and G. Manfredi, Shake table tests for the seismic assessment of hollow brick internal partitions. Engineering Structures, 2014. 72: p. 203-214
- [55] Oficina de Infraestructura Educativa OINFE