

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



**EVALUACIÓN DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN DE
RESPUESTA R PARA EDIFICIOS DE CONCRETO
REFORZADO CON PAREDES ESTRUCTURALES**

PRESENTADO POR:

**RUDDY GEOVANNY JUAREZ COLOCHO
ANDRÉS MIGUEL MERCADO LANDAVERDE
TOMMY RICARDO VANEGAS HERNÁNDEZ**

PARA OPTAR AL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, MAYO 2018

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR:

MSC. ROGER ARMANDO ARIAS ALVARADO

SECRETARIO GENERAL:

MSc. CRISTOBAL HERNAN RIOS BENITEZ

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO:

ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCÓN SANDOVAL

SECRETARIO:

ING. JULIO ALBERTO PORTILLO

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL:

DIRECTOR: ING. JORGE OSWALDO RIVERA FLORES

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:
INGENIERO CIVIL

Título:

**EVALUACIÓN DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN DE
RESPUESTA R PARA EDIFICIOS DE CONCRETO
REFORZADO CON PAREDES ESTRUCTURALES**

Presentado por:

RUDDY GEOVANNY JUAREZ COLOCHO
ANDRÉS MIGUEL MERCADO LANDAVERDE
TOMMY RICARDO VANEGAS HERNÁNDEZ

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente asesor:

PhD. MSc. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJIVAR

SAN SALVADOR, MAYO 2018

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Asesor:

PhD. MSc. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJIVAR

AGRADECIMIENTOS.

Nosotros, los autores de este trabajo de graduación agradecemos en gran medida a Dios, que nos dio las oportunidades y creo las circunstancias para coronar nuestra carrera, a nuestras familias que ante la dura situación de nuestro país se mantuvieron firmes, apoyándonos y apostando en nosotros y nuestro futuro. Especiales agradecimientos a nuestro asesor Manuel Alfredo López Menjivar que con paciencia nos dio su tiempo, consejos, guía y conocimientos. Damos gracias por los consejos, tips e información a los ingenieros Carlos Ramírez y Jaime Hernández, e igualmente damos gracias a cada uno de los profesores de la escuela de ingeniería civil, que nos formaron a lo largo de la carrera.

DEDICATORIA

A Dios, mi familia y mis amigos, que me apoyaron a cada momento en el desarrollo de esta carrera. Gracias por su ayuda y paciencia sin ustedes este camino hubiera sido mucho más difícil.

Ruddy Geovanny Juarez Colocho.

DEDICATORIA

Principalmente a Dios que ha permitido forjarme en esta etapa, por mantenerme fuerte, darme la sabiduría necesaria para culminar la carrera.

A mis padres, este triunfo es compartido con ellos, mediante su sacrificio me han llevado a hasta donde estoy ahora y he forjado carácter y responsabilidad.

A papá Andrés (Q.E.P:D), que, aunque él no logró ser un ingeniero civil que tanto le apasionaba, por los escasos recursos de aquel entonces, su hijo y su nieto han cumplido su sueño.

A mis abuelos maternos Antonia y Miguel que, aunque ya no estén conmigo sé que están orgullosos de ver en lo que me he convertido.

A mis amigos y demás familiares que su apoyo incondicional y comentarios me impulsaron a seguir adelante para lograr culminar esta etapa.

A mis tíos Celso y Nelson que sin su ayuda en aquellos momentos de crisis hubiera sido más difícil el continuar esta etapa.

A mis compañeros de tesis, que sin ellos no habría logrado este objetivo.

Andrés Miguel Mercado Landaverde.

DEDICATORIA

A Dios en primer lugar por haberme brindando el Don de la vida y la fortaleza para enfrentar los obstáculos que en diferentes momentos de la vida aparecieron.

A nuestra Madre la Virgen María por el consuelo y la fortaleza brindados en los momentos más difíciles hasta el día de hoy.

A mis abuelos: Dolores Urbina de Hernández y Ricardo Hernández, por ser los principales pilares en nuestra familia y por el apoyo brindado en toda mi vida.

A mi madre y hermano, por darme consuelo, fortaleza y apoyo en los momentos más en que más he necesitado, y saber que siempre estarán ahí

Tíos, Primos y familiares en el extranjero, por todo el apoyo brindado en mi desarrollo académico y personal hasta el día de hoy.

A todos los facilitadores/as y profesionales, desde la preparatoria hasta el día de hoy que transmitieron sus conocimientos para mi formación personal y profesional.

Amigos y vecinos que siempre han estado presente, por toda la ayuda y apoyo brindados en los momentos más difíciles a mi persona y familia.

Al Señor Luis Alberto Peña, por el apoyo brindado a la familia y a mi persona en los momentos en que más se necesitaban.

A todos los amigos y compañeros que he tenido en los diferentes niveles académicos, especialmente a los que tuve la dicha de conocer en la etapa de la Universidad, por todos los momentos pasados: Buenos y malos, por ayudarme a crecer en mi vida personal y profesional, especialmente agradecer a mis compañeros de Tesis por el apoyo y comprensión en la ejecución de la misma.

Tommy Ricardo Vanegas Hernández.

INDICE

INDICE	9
INDICE DE FIGURAS	12
INDICE DE TABLAS	15
CAPÍTULO 1: GENERALIDADES.....	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 ANTECEDENTES.....	2
1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	6
1.4 OBJETIVOS.....	8
1.4.1 GENERAL.....	8
1.4.2 ESPECÍFICOS.....	8
1.5 ALCANCES	9
1.6 LIMITACIONES	10
1.7 JUSTIFICACIÓN.....	11
1.8 METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	12
CAPÍTULO II: PARÁMETROS DEL DISEÑO SÍSMICO.....	14
2.1 INTRODUCCIÓN.....	14
2.2 ANTECEDENTES.....	15
2.3 CÓDIGOS DE DISEÑO POR SISMO EN EL SALVADOR Y EL USO DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA.....	22
2.4 MÉTODOS DE ANÁLISIS PARA LA IDENTIFICACIÓN DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA R.....	31
2.4.1 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL O STATIC PUSHOVER	31
2.4.2 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL INCREMENTAL.....	33
2.5 COMPONENTES DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA. ...	35
2.5.1 FACTOR DE RESERVA ESTRUCTURAL.....	36
2.5.2 FACTOR DE DUCTILIDAD.....	38
2.5.3 FACTOR DE REDUNDANCIA.....	45
2.5.4 FACTOR DE AMORTIGUAMIENTO VISCOSO.....	46
2.6 EVALUACIÓN SISTEMÁTICA DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA R.....	47
2.7 EVALUACION DEL FACTOR DE MODIFICACION DE RESPUESTA R CONSIDERANDO EL MOVIMIENTO DEL TERRENO.....	49
CAPÍTULO III: REGISTROS ACELEROGRÁFICOS Y SELECCIÓN DE EVENTOS.....	57

3.1 INTRODUCCIÓN.....	57
3.2 REGISTROS ACELEROGRAFICOS EN EL SALVADOR.	58
3.3 PROCESAMIENTO DE LOS REGISTROS ACELEROGRÁFICOS.....	61
3.4 SELECCION DE LOS REGISTROS ACELEROGRÁFICOS.	71
CAPÍTULO IV: MODELOS MATEMÁTICOS PARA EL ANÁLISIS.....	77
4.1 INTRODUCCIÓN.....	77
4.2 SELECCIÓN DE EDIFICIOS A EVALUAR.	78
4.3 DISEÑO SISMORESISTENTE DE ACUERDO A LA NORMA TECNICA PARA DISEÑO POR SISMO DE EL SALVADOR.	82
4.3.1 CRITERIOS DE DISEÑO	82
4.3.2 PARAMETROS DE DISEÑO.....	83
4.3.3 DETALLADO DE LAS PAREDES	87
4.4 DESCRIPCION DE LA MODELACION Y ANALISIS COMPUTACIONAL. ..	88
4.4.1 NO LINEALIDAD GEOMÉTRICA.....	88
4.4.2 INELASTICIDAD DE LOS MATERIALES.	90
4.4.3 ELEMENTO INELASTICO BASADO EN FUERZA.	92
4.5 LEYES CONSTITUTIVAS DE LOS MATERIALES.....	94
4.5.1 MODELO NO LINEAL DE MANDER PARA EL CONCRETO CONFINADO.....	94
4.5.2 MODELO NO LINEAL DE MENEGOTTO-PINTO PARA EL ACERO DE REFUERZO.	95
4.6 CRITERIOS Y PARAMETROS PARA LA MODELACION DE LOS ANALISIS NO LINEALES.	97
4.6.1 FACTOR DE CONFINAMIENTO.	97
4.6.2 RESISTENCIA AL CORTANTE.	102
4.6.3 DESPLAZAMIENTO DE CONTROL.	103
4.6.4 COMBINACIONES DE CARGA.	104
4.6.5 AMORTIGUAMIENTO.....	105
4.7. CRITERIOS DE MODELACION.	108
4.8 CRITERIOS DE DESEMPEÑO.	110
4.8.1 CRITERIOS DE FALLAS LOCALES.....	110
4.8.2 CRITERIOS DE FALLAS GLOBALES.	113
4.9 FLUJOGRAMA PARA EVALUAR EL FACTOR DE MODIFICACION DE RESPUESTA.....	115
CAPÍTULO V: DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE MODIFICACION DE RESPUESTA R.....	117

5.1 INTRODUCCIÓN.....	117
5.2 CURVAS DE CAPACIDAD: PUSHOVER ESTÁTICO Y DINÁMICO.....	118
5.3 VALORES OBTENIDOS DEL FACTOR R.....	122
CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	129
6.1 CONCLUSIONES.....	129
6.2 RECOMENDACIONES.....	133
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	135
APÉNDICE A.....	138
ANEXOS.....	140
ANEXO A.....	140
ANEXO B.....	142

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Factor de reducción para sistemas elasto-plásticos como una función de T_n para $\mu=1, 1.5, 2, 4$ y 8 ; $\zeta=5\%$: (a) movimiento del terreno de El Centro; (b) conjunto de Large-Magnitude Small-Distance (LMSR) de movimientos del terreno (se presentan los valores medianos) (Chopra, 2012). ...	20
Figura 2.2. Distribución de las placas tectónicas en el istmo centro americano 1-Placa Norteamericana 2-Trinchera del caimán 3-Placa del caribe 4-Bloque de Maracaibo 5-Placa de Sur América 6-Bloque de Panamá 7-Placa de Nazca 8-Placa de Cocos 9-Trinchera de Centro América, Weyl,1980.	22
Figura 2.3. Mapas de la zonificación sísmica para los códigos de 1966, 1989 & 1994 respectivamente, (López, et al, 2004).	24
Figura 2.4. a) Definición de ductilidad y relación de ductilidad, (Hernández y Ramírez, 2016). b) Comparación entre estructuras con la misma ductilidad, pero diferente capacidad de desplazamiento y diferente relación de ductilidad.	39
Figura 2.5. Comparación del factor de ductilidad para relaciones de ductilidad de 2,4 y 6, (ATC-19, 1995).	41
Figura 2.6. Ecuación de Krawinkler y Nassar para relaciones de ductilidad de 2,4 y 6 (ATC-19,1995).	43
Figura 2.7. Ecuación de Miranda y Bertero para relaciones de ductilidad de 2,4 y 6 (ATC-19,1995).	44
Figura 2.8. Relaciones entre el factor de ductilidad y sobre resistencia y el factor de reducción de fuerza (Mwafy & Elnashai, 2002).	51
Figura 2.9. Definiciones de R_c, dy y R_c, ay respectivamente utilizando un espectro artificial compatible para un edificio de marcos de 12 niveles adaptado de Mwafy y Elnashai, 2002.	53
Figura 2.10. Comparación entre el factor de ductilidad y el factor R_c, ay adaptado de Hernández y Ramírez, 2016.	55
Figura 3.1. Red acelerográfica de El Salvador (fuente SNET).	61
Figura 3.2. Edificios representativos destruidos por el terremoto del 10 de octubre de 1986. (Fuente: www.elsalvador.com).	63
Figura 3.3. Vista aérea de la zona afectada en Las Colinas, luego del terremoto del 13 de enero de 2001 (Fuente: www.elsalvador.com).	64

Figura 3.4. Fisura en el volcán de San Vicente, luego del terremoto del 13 de febrero de 2001 (Fuente: www.elsalvador.com).....	65
Figura 3.5. Acelerograma procesado por Seismosignal perteneciente al terremoto de 1986 y su desplazamiento. Estación CIG.	68
Figura 3.6. Acelerograma procesado por Seismosignal perteneciente al terremoto de 1986 y su desplazamiento. Estación hotel Sheraton.....	69
Figura 3.7. Acelerograma procesado por seismosignal perteneciente al terremoto de 1986 y su desplazamiento. Estación UCA.	70
Figura 3.8. Espectros de respuesta elásticos 10 de octubre de 1986 tomados de la red acelerográfica del CIG.....	71
Figura 3.9. Espectros de respuesta elásticos del terremoto del 13 de enero de 2001 tomados de la red acelerográfica UCA.....	72
Figura 3.10. Espectros de respuesta elásticos del terremoto del 13 de febrero de 2001 tomados de la red acelerográfica del CIG.	73
Figura 3.11. Acelerograma a utilizar del 10 octubre de 1986 de la red acelerográfica del CIG.....	75
Figura 3.12. Acelerograma a utilizar del 13 de enero de 2001 de la red acelerográfica de la UCA	76
Figura 3.13. Acelerograma a utilizar del 13 de febrero de 2001 de la red acelerográfica del CIG.....	76
Figura 4.1. Configuración arquitectónica de los edificios a analizar (medidas en metros).	80
Figura 4.2. Disposición estructural de las paredes que resistirán las cargas laterales y verticales (medidas en metros).	81
Figura 4.3. Elevación de paredes en ejes 1 y 4 para el edificio de 10 niveles. Las partes achuradas son vigas de acople (medidas en metros).....	82
Figura 4.4. Espectro de diseño según Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador.	86
Figura 4.5. Definición de efecto P-delta en placas, (Boris Bresler et.al, 1967)	89
Figura 4.5. Secciones típicas con 150 fibras de Discretización (SeismoSoft SRL,2016).	91

Figura 4.6. Modelo no lineal de Mander para concreto confinado $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$ (SeismoSoft SRL,2016).....	95
Figura 4.7. Modelo no lineal de Menegotto-Pinto para acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ (SeismoSoft SRL,2016).	96
Figura 4.8. Núcleo de concreto confinado para estribos rectangulares (Mander, Priestley, & Prack, 1988).....	99
Figura 4.9. Variación de las fracciones de amortiguamiento modal con la frecuencia natural: (a) amortiguamientos proporcionales a la masa y a la rigidez; (b) amortiguamiento de Rayleigh (Chopra, 2012)	107
Figura 4.10. modelo de Hognestad para el concreto confinado (Villagrán et.al, 2004).	111
Figura 4.11. Flujograma para la determinación del factor de modificación de respuesta R para los edificios en análisis. Parte I (Hernández y Ramírez, 2016).	115
Figura 4.12. Flujograma para la determinación del factor de modificación de respuesta R para los edificios en análisis. Parte II (Hernández y Ramírez, 2016).	116
Figura 5.1. Curvas de capacidad (Cortante basal-desplazamiento en el punto de control) de el pushover Estático y pushover Dinámicos para Modelo ED-04 .	118
Figura 5.2. Curvas de capacidad (Cortante basal-desplazamiento en el nudo de control) de los pushover Estático y Dinámicos para modelo ED-06.	119
Figura 5.3. Curvas de capacidad (Cortante basal-desplazamiento en el nudo de control) de los pushover Estático y Dinámicos para modelo ED-10.	119
Figura 5.4. Variación del factor de modificación de respuesta $R_{c,ay}$ dependiendo del registro acelerografico.	125
Figura 5.5. Comparativa entre los valores de R_{code} , R y $R'_{c,ay}$	127
Figura 5.6. Comparativa entre los valores de R_{code} , R y $R'_{c,ay}$ con los periodos elásticos de vibración.	128

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Comparación entre los códigos de 1966,1989 & 1994 para el cálculo del cortante en la base (López, et al, 2004).	30
Tabla 2.2. Parámetros de regresión para la ecuación de Krawinkler y Nassar, (ATC-19,1995).....	42
Tabla 2.3. Valores de factor de redundancia para un número determinado de ejes verticales fuente ATC-19,1995.	46
Tabla 4.1. Tabla 5 de la Norma Técnica para Diseño por Sismo de El salvador de 1994: irregularidades verticales.....	78
Tabla 4.2. Tabla 6 de la Norma Técnica para Diseño por Sismo de El salvador de 1994: irregularidades en planta.	79
Tabla 4.3. Cargas muertas de entrepiso.	84
Tabla 4.3. Cargas muertas de azotea.....	84
Tabla 4.4. Cargas vivas.	84
Tabla 4.6. factores para el cálculo de espectro de diseño de la NTDS.....	86
Tabla 4.7. Periodos elásticos representativos.....	107
Tabla 5.1. Valores calculados del factor de modificación de respuesta $R'c, ay.$.	123
Tabla 5.2. Comparación de los factores de modificación de respuesta calculados versus el factor de modificación de respuesta R de la norma técnica de diseño por sismo de El Salvador para el sistema estructural D.....	125

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES.

1.1 INTRODUCCIÓN.

Ante el riesgo sísmico en el que se vive en la región centroamericana especialistas de distintas partes del mundo y del país se dieron la tarea de concebir normativas de diseño y construcción para minimizar el riesgo a sufrir daños por los terremotos que afectan al país. Estas normativas han evolucionado a través de los años (y los terremotos), sin embargo, han llegado a un punto en que su desarrollo se ha estancado de tal forma que la normativa vigente en El Salvador (NORMA TECNICA PARA DISEÑO POR SISMO) lleva alrededor de 20 años sin percibir ningún cambio, actualización o revisión. Este primer capítulo toma en cuenta esta situación y la enfoca hacia el factor de modificación de respuesta R para edificios de concreto reforzado con paredes estructurales. Se inicia el capítulo hablando de forma general sobre los antecedentes sísmicos de El Salvador y como el riesgo sísmico se disminuye con normativas y códigos de diseño y construcción, para presentar seguidamente aspectos inherentes de esta investigación como lo son el planteamiento del problema, objetivos, alcances y limitaciones. El capítulo termina exponiendo la metodología de investigación a seguir para la ejecución de esta investigación.

1.2 ANTECEDENTES

Durante los últimos siglos alrededor de todo el planeta los asentamientos humanos han estado creciendo en grandes proporciones, razón por la cual las edificaciones han tenido que volverse más grandes y altas con el fin de garantizar el confort humano y aprovechar el espacio. En regiones donde no hay sismicidad no ha habido mayor problema en el desarrollo de las ciudades, mientras que en las regiones sísmicas se ha tenido prácticamente que reconstruir todo después de un evento sísmico, además de la pérdida de vidas humanas que son irreparables.

La República de El Salvador está ubicada en una zona de intensa actividad sísmica. Dicha actividad es provocada por la interacción entre la Placa de Cocos y la Placa del Caribe dando origen a una zona de subducción, la cual produce terremotos de fuertes magnitudes que golpean la región tanto nacional como centroamericana (Benito, Cepeda, & Martínez Díaz, 2004). Un movimiento relativo de 59 a 80 mm/año (Muñoz & Carbò, 2005) produce los terremotos de profundidades intermedias de 200 km bajo la Costa Pacífica de El Salvador (Benito, Cepeda, & Martínez Díaz, 2004). Como segunda fuente principal tenemos los terremotos producidos por el movimiento de las fallas intraplacas (fallas locales), causantes de las mayores pérdidas humanas en el área metropolitana de San Salvador. Adicionalmente está presente la alta actividad volcánica producto del Cinturón de Fuego del Pacífico causante de sismos menores.

La alta sismicidad del territorio ha causado daños severos durante los últimos 500 años en los asentamientos poblacionales. A lo largo de la historia y como se ha mencionado anteriormente la mayoría de sismos han provocado graves daños en la infraestructura de nuestro país. De la innumerable cantidad de sismos que se han dado en el interior del país, nueve han sido los eventos más notables en el siglo XX, actuando en forma conjunta o en forma individual. Los mencionados anteriormente son: San Salvador, junio 1917, 6.7 escala de Richter; Zona Central, abril 1919, 5.9 escala de Richter; San Vicente, diciembre 1936, 6.1 escala de Richter; Jucuapa-Chinameca, mayo 1951, 6.2 escala de Richter; San Salvador, mayo 1965, 6.0 escala de Richter; Territorio Nacional, junio 1982, 7.0 escala de Richter; San Salvador, octubre 1986, 5.4 escala de Richter; Territorio Nacional, enero 2001, 7.6 escala de Richter; Zona Paracentral, febrero 2001, 6.6 escala de Richter (MARN). Ante esta alarmante situación la comunidad de ingenieros de nuestro país se propuso crear medidas tendientes a reducir el riesgo sísmico. Una de tales medidas es la creación de códigos para el diseño y construcción de estructuras considerando los efectos de los terremotos.

Antes que El Salvador, muchos países se dieron a la tarea de investigar y establecer códigos de diseño y construcción que garanticen la seguridad estructural reduciendo las pérdidas tanto materiales como humanas; unificando los métodos de análisis estructural, criterios de diseño y otros factores, condensándolos en normativas y estándares que los diseñadores habrían de tomar en cuenta para sus proyectos.

Los países desarrollados investigaron los comportamientos de los terremotos y la respuesta en las estructuras para crear sus códigos, mientras en nuestro país no existía realmente un código de diseño. Las primeras nociones de normas de diseño sísmico se elaboraron en El Salvador el 10 de enero de 1966, la causa fue el terremoto del 3 de mayo de 1965. Estas eran provisionales mientras se elaboraban las normas de diseño sísmico definitivas; sin embargo, estas permanecieron sin ningún cambio o modificación por casi 20 años a pesar de los avances científicos en el área de la ingeniería sísmica, en las normativas de diseño, así como en la experiencia local adquirida. Fue nuevamente otro terremoto, el ocurrido el 10 de octubre de 1986, el que exigió una revisión de emergencia al Reglamento de 1966. Producto de esta revisión surgió el Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico que por decreto ejecutivo se oficializó el 12 de septiembre de 1989. Nuevamente, el carácter de estas normas era transitorio, mientras el Ministerio de Obras Públicas, en colaboración con la Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos (ASIA), elaboraran el reglamento de diseño sísmico definitivo. En el año de 1994 el Gobierno de la República inició el proyecto “Reglamento de Diseño Sísmico para la República de El Salvador”, con el propósito de incorporar dentro de él los últimos avances adquiridos en el conocimiento de la ingeniería sísmica y los parámetros sísmicos locales, así como también tomar en cuenta la práctica nacional, en lo referente al diseño y construcción de edificaciones; en él participaron instituciones como la Universidad de El Salvador (UES), Universidad Centroamericana José Simeón

Cañas (UCA), la Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos (ASIA), el Ministerio de Obras Públicas (MOP), y ayuda externa de la Universidad Autónoma de México (UNAM) y el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED).(Alvarado, Jiménez & Pineda, 2008).

1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El factor de modificación de respuesta tiene la misma función en todos los códigos de diseño por sismo. A nivel internacional existe diferencia en la terminología y nomenclatura, el factor de reducción de fuerza es expresado como el factor de comportamiento (q) en el Eurocódigo 8 [EC8, 1994], el factor de modificación de respuesta (R) en códigos de EE.UU [Uniform Building Code, UBC 1997, ASCE 07], factor de modificación de fuerza (R) en el National Building Code of Canadá [NBCC, 1995], factor de ductilidad de desplazamiento de la estructura (R) y el factor de desempeño estructural (S_p) en el New Zealand Loading Standard [NZS,1992] y el factor de ductilidad ($1/ D_s$) en el Japanese Building Standard Law [IAEE, 1992] (Mwafy & Elnashai, 2002).

Los valores numéricos del factor de modificación de respuesta varían notablemente entre los códigos sísmicos. Por ejemplo para el sistema estructural de paredes: el factor de comportamiento EC8 es de 3, el factor de modificación de respuesta de códigos de EE.UU como el ASCE 7-05 es de 5 y en el UBC 97 R es igual a 4.5. En la Norma Técnica para Diseño Por Sismo de El Salvador, NTDS de aquí en adelante, el valor del factor de modificación de respuesta tiene un valor de 7 para estructuras de paredes de concreto reforzado.

Es necesario aclarar que durante los últimos años la mayoría de los códigos internacionales se han actualizado abarcando nuevas concepciones y teorías mientras que nuestra norma no ha evolucionado desde el año 1994; lo que nos hace plantearnos la pregunta: ¿Nuestra norma aún satisface las exigencias de

las nuevas investigaciones sobre ingeniería sísmica?, o enfocándonos más en el factor de modificación de respuesta: ¿El factor de modificación de respuesta R para el sistema estructural de paredes de concreto reforzado que contempla nuestra Norma Técnica para Diseño por Sismo (NTDS) aún da los resultados tanto económicos como de seguridad estructural o necesita una nueva calibración?.

Nuestra investigación pretende hacer esta evaluación y comparar si el factor de modificación de respuesta aún es válido para ser usado por diseñadores o si necesita actualizarse a otro valor numérico que ayude a la seguridad de las estructuras y que asegure que al momento de un evento sísmico la probabilidad de la pérdida de vidas humanas sea la menor posible.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 GENERAL.

- Evaluar el factor de modificación de respuesta “R” para edificios de concreto reforzado con paredes estructurales.

1.4.2 ESPECÍFICOS.

- Comparar el valor del factor de modificación de respuesta “R” obtenido mediante análisis contra el factor de modificación de respuesta “R” que dicta la norma técnica para diseño por sismo de la República El Salvador (NTDS), verificando así su efectividad.
- Efectuar una comparación entre los valores del factor de modificación de respuesta que se obtengan a partir del análisis con dos tipos de sismos (falla local y zona de subducción) y comprobar el efecto que estos inducen en el comportamiento de los edificios.
- Indagar si el factor de modificación de respuesta R varía al cambiar la altura de una edificación con igual configuración estructural.

1.5 ALCANCES

- Nuestra investigación tratará sobre el estudio del factor de modificación de respuesta “R” en edificios con el sistema estructural de paredes de concreto reforzado (sistema D de la NTDS) que serán diseñados para satisfacer las demandas de resistencia ante terremoto que exige el código vigente para diseño por sismo de la República de El Salvador (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a).
- El cálculo del factor de Modificación de Respuesta R, estará basado en la metodología del ATC -19 (Applied Technology Council, 1995 –a), ATC – 34 (Applied Technology Council, 1995 – b) e investigaciones de autores relacionados a dicha metodología (Mwafy & Elnashai, 2002 –a) (Mwafy & Elnashai, 2002 –b), no involucrándose índice de daños.
- La investigación tomará en cuenta el uso de la edificación, considerando Ocupación Normal.
- Los valores obtenidos del Factor de Modificación de Respuesta R, serán comparados con los actuales de la Norma Técnica de Diseño por Sismo de la República de El Salvador.
- Para la etapa de análisis dinámico no lineal utilizando acelerogramas y debido a la gran demanda de procesamiento que estos tipos de análisis requieren, no se considerará los efectos de torsión en la estructura.

1.6 LIMITACIONES

- Debido a la demanda de recursos informáticos, tiempo horas-máquina que el análisis dinámico no lineal incremental exige, nos limitaremos a utilizar solamente un acelerograma perteneciente al terremoto del 10 de octubre de 1986, un acelerograma del terremoto del 13 de enero de 2001 y un acelerograma del terremoto del 13 de febrero de 2001 (entendiendo que cada acelerograma es el registro en una sola dirección de un evento sísmico que fue capturado en una estación acelerográfica).
- Para la investigación solo se estudiarán tres edificios de planta regular, cada uno con diferente altura y número de niveles (4, 6 y 10 niveles), esto debido a que la investigación está limitada en su duración y el análisis dinámico incremental no lineal (ADINL) consume una cantidad considerable de tiempo por cada edificio.

1.7 JUSTIFICACIÓN

La historia muestra que los terremotos son los causantes de muchos desastres en las principales ciudades del territorio salvadoreño, esto debido a la deficiencia en los códigos y normativas de diseño y construcción como resultado de la falta de interés e investigación por parte de las autoridades pertinentes.

Todos los nuevos edificios que se diseñan en el país, se calculan para resistir la demanda sísmica que establece la NTDS, considerando que ésta no ha sido actualizada ni revisada en los últimos 20 años, se vuelve necesario estudiar todos sus parámetros, en especial el factor de modificación de respuesta sísmica “R” que es el parámetro que más afecta la estimación de la demanda de una estructura ante eventos sísmicos, además se cree que el factor de modificación de respuesta ha sido tomado de forma empírica ya que no hay un antecedente de investigación que le dé justificación en nuestra norma técnica.

1.8 METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

La metodología de la investigación estará basada en los siguientes pasos:

- 1- Lectura y revisión de literatura relacionada a la ingeniería sísmica, dinámica de estructuras, análisis no lineal de materiales, y todo documento, publicación y artículos científicos relacionados al cálculo del factor de modificación de respuesta R.
- 2- Procesamiento de los registros acelerográficos de los terremotos del 10 de octubre de 1986, 13 de enero y 13 de febrero de 2001, obtenidos de las estaciones acelerográficas del centro de investigaciones geotécnicas (CIG) y de la universidad Centroamericana José Simeón Cañas (UCA).
- 3- Elaboración del diseño estructural de los 3 edificios que serán sometidos en los análisis, basados en la normativa ACI 318-11 y la vigente norma técnica para diseño por sismo de la república de El Salvador (NTDS).
- 4- Definición de las leyes constitutivas de los materiales en el concreto para la resistencia de 280 kg/cm² y el acero de refuerzo grado 60 con un esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm², incluyendo las generalidades de la modelación para el análisis no lineal. También se definirán los criterios de desempeño para las fallas locales y globales en las estructuras.
- 5- Elaboración de los modelos matemáticos para el análisis de pushover y el análisis dinámico incremental no lineal para los registros acelerográficos mencionados en el literal 2.
- 6- Ejecución del proceso de análisis y discusión de resultados.

7- Conclusiones y recomendaciones.

8- Apéndices.

CAPÍTULO II: PARÁMETROS DEL DISEÑO SÍSMICO.

2.1 INTRODUCCIÓN.

El presente capítulo tiene como objetivo explicar de forma general los parámetros que intervienen en el diseño sísmico de estructuras, enfocándose al final en explicar la metodología de evaluación del factor de modificación de respuesta sísmica R que se utilizara en esta investigación. En primer lugar, se comienza explicando de manera breve el origen del diseño sísmico racional y de cómo se llegó a las filosofías de diseño que se utilizan actualmente, luego se hace una reseña histórica sobre los códigos de diseño que se han utilizado en El Salvador haciendo observaciones como este ha ido evolucionando e incluyendo progresivamente los diferentes parámetros del diseño sísmico. A partir de aquí el enfoque del capítulo está en cómo obtener el factor de modificación de respuesta R y comienza explicando en qué consisten los métodos de análisis no lineal, tan importantes herramientas para esta investigación y de los cuales sobresalen el análisis estático no lineal y el análisis dinámico no lineal incremental, luego se explican los diferentes componentes del factor de modificación de respuesta R , finalizando el capítulo con la explicación de la evaluación del factor de modificación de respuesta R por las metodologías propuestas por A.M Mwafy y A.S Elnashai.

2.2 ANTECEDENTES.

El diseño sísmico de edificios normalmente consiste en dimensionar los miembros sismo-resistentes de la estructura para acciones determinadas de un análisis lineal utilizando fuerzas laterales ya prescritas (ATC-19, 1995).

Los procedimientos de análisis estático siguen siendo los más utilizados en la práctica del diseño sísmico, en especial el método de la fuerza estática lateral equivalente, el cual ha sido utilizado por más de 95 años (Whittaker, Hart & Rojahn, 1999).

El método de la fuerza estática lateral equivalente podría tener su origen en los trabajos hechos tras el terremoto de Reggio-Calabria-Messina en Sicilia (1908) por un comité de nueve ingenieros practicantes y cinco ingenieros profesores nombrados por el gobierno italiano. Este método consiste en aplicar un coeficiente sísmico a la masa de la estructura para calcular la fuerza lateral que es aproximadamente equivalente a la carga dinámica que produciría el terremoto esperado.

El ingeniero japonés Toshikata Sano desarrolló independientemente en 1915 la idea de una fuerza lateral proporcional al peso del edificio que simula los efectos de los terremotos. Esta relación puede ser expresada como $F = C'W$ donde W es el peso del edificio y C' es un coeficiente de fuerza lateral expresado como una fracción de la gravedad.

La primera implementación oficial del criterio de Sano para calcular la fuerza lateral data del año 1924 y especificaba a C' como un 10% de la gravedad en el

Japanese Urban Building Law Enforcement Regulations a causa del terremoto de Kanto en 1923. T. Paulay y N. Priestley (1992), en su libro “SEISMIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE AND MASONRY BUILDINGS” menciona que una práctica común era darle a C' un valor de 0.10, es decir que la fuerza lateral tomaba un valor del 10% del peso del edificio. En California, el terremoto de Santa Bárbara en 1925 motivo a las comunidades a incrementar el valor de C' al 20% de la gravedad.

En 1957 un comité del SEAOC (Structural Engineers Association of California) comenzó el desarrollo de un código de diseño sísmico para California, como resultado se creó el SEAOC Recommended Lateral Force Requirements, el cuál fue publicado en 1959. En este código por primera vez se considera una fórmula para el cálculo del cortante de diseño en la base que considera de forma explícita el sistema estructural utilizado (ATC-19, 1995):

$$V = KCW \quad \text{Eq. 2.1}$$

Donde K es un factor de fuerza lateral (predecesor de R), C está en función del periodo de la estructura y W es la carga muerta total. El factor K tuvo valores de 1.33 para edificios de muros de carga, 0.80 para sistema dual, 0.67 para marcos resistentes a momento y 1.0 para sistemas no clasificados (ATC-19, 1995).

Las provisiones sísmicas del UBC (Uniform Building Code) de 1961 fueron adoptadas del SEAOC de 1959 con la diferencia que se consideró un factor de zonificación Z en la fórmula para el cálculo del cortante de diseño. Esta nueva expresión que presento el UBC se muestra a continuación (ATC-19, 1995):

$$V = ZKCW \quad \text{Eq. 2.2}$$

En 1974 la edición del SEAOC, actualizó el cálculo del cortante de diseño, adicionando los parámetros de importancia I y el factor S relacionado al perfil del suelo (Hernández y Ramírez, 2016) y (ATC-19, 1995):

$$V = ZIKCSW \quad \text{Eq. 2.3}$$

Nótese que se seguía utilizando el factor de fuerza lateral K. El uso del factor de modificación de respuesta R se dio hasta el desarrollo y publicación del ATC-3-06 (1978) buscando con éste reflejar reducciones en los valores de las fuerzas de diseño, debido a la evaluación del riesgo sísmico, factores económicos y el comportamiento no lineal.

Se intentó desarrollar factores de reducción que puedan ser utilizados para reducir el movimiento del terreno esperado, representado en forma de espectro de respuesta elástico, a valores de diseño menores, proporcionando así un moderno análisis dinámico en el proceso de diseño. La fórmula para el cálculo del cortante de diseño que se presenta en el ATC-3-06 es (ATC-19, 1995):

$$V = \frac{1.2A_v S}{RT^{0.67}} W \quad \text{Eq. 2.4}$$

Aquí A_v es el coeficiente representativo de la velocidad pico relacionado con la aceleración, S es el coeficiente de perfil de suelo, R el factor de modificación de respuesta y T el periodo fundamental de vibración del edificio. Los valores de R seleccionados para su inclusión en el ATC-3-06 representaron la opinión

consensuada de los expertos involucrados en el esfuerzo de desarrollo (ATC-19, 1995).

El método de la fuerza estática lateral equivalente no produce directamente resultados de la respuesta no lineal de una estructura, pero se basa en representar la respuesta no lineal en sistemas sismo-resistentes mediante el uso de un Factor de Modificación de Respuesta (Whittaker et al, 1999).

El uso de un factor de modificación de respuesta tiene como utilidad pasar de una fuerza de respuesta elástica a una fuerza de diseño (que obviamente es menor que la respuesta elástica), con lo que se asume que la estructura se deformara en su rango inelástico. Con el uso de factores de modificación de respuesta mayores que la unidad, el diseñador estructural acepta una importante suposición de que con las herramientas de análisis lineal se puede obtener cuantificaciones razonables de la respuesta no lineal de las estructuras (ATC-19, 1995).

Como ya se mencionó el factor de modificación de respuesta sirve para reducir el espectro de diseño elástico a un espectro de diseño inelástico. Una de las primeras propuestas más sencillas para hacer esta reducción relaciona al factor de modificación de respuesta y la ductilidad global en diferentes regiones espectrales de la manera siguiente (Chopra, 2012):

$$R_y = \begin{cases} 1 & T_n < T_a \\ \sqrt{2\mu - 1} & T_a < T_n < T_c \\ \mu & T_n < T_c \end{cases} \quad Eq. 2.5$$

Donde R_y es el factor de reducción y μ es la ductilidad global.

Estas relaciones se establecieron en base a resultados experimentales que muestran que el factor de reducción en el intervalo de periodos cortos tiende a uno, lo que implica que no hay reducción, en el extremo de periodos largos el factor de reducción tiende a tomar el valor de la ductilidad y en el rango de periodos intermedios para un solo movimiento del terreno el factor de reducción varia de manera irregular con el periodo, pero su mediana para un conjunto de movimientos del terreno varia de manera relativamente suave con el periodo natural, por lo general aumentando en gran medida con éste mismo en la región espectral sensible a la aceleración y solo un poco en la región sensible a la velocidad.

En la región sensible al desplazamiento disminuye de modo que para periodos muy largos tiende a tomar el valor de la ductilidad (Chopra, 2012). En la figura 2.1 se muestra las gráficas de la variación del factor de reducción con el periodo para diferentes valores de ductilidad calculadas de forma numérica primero para el movimiento del terreno del Centro, California en la dirección norte-sur durante el sismo del valle imperial el 18 de mayo de 1940 y luego para la mediana de un conjunto de movimientos. Las gráficas están en formato logarítmico.

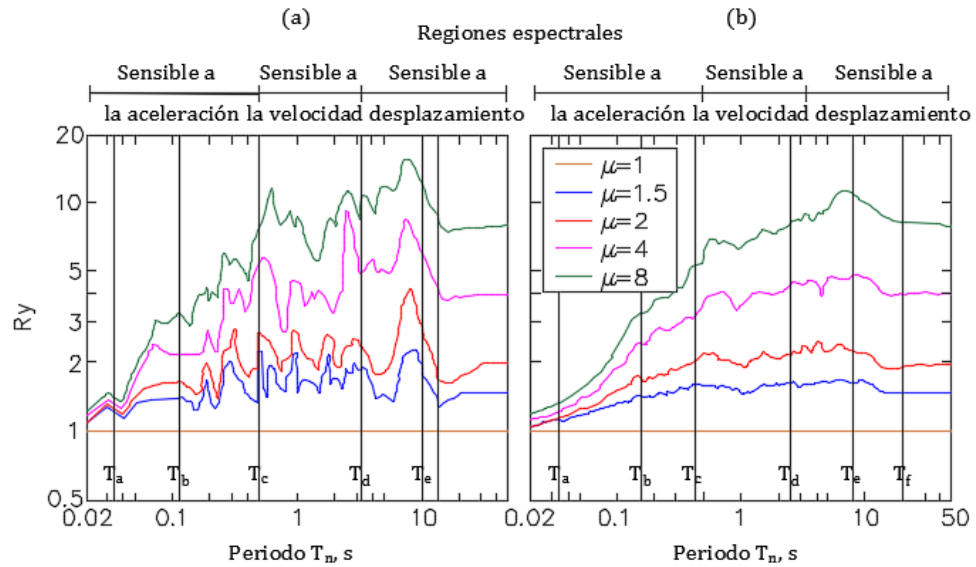


Figura 2.1. Factor de reducción para sistemas elasto-plásticos como una función de T_n para $\mu=1, 1.5, 2, 4$ y 8 ; $\zeta=5\%$: (a) movimiento del terreno de El Centro; (b) conjunto de Large-Magnitude Small-Distance (LMSR) de movimientos del terreno (se presentan los valores medianos) (Chopra, 2012).

El ASCE/SEI 7-10 (American Society of Civil Engineers, 2010), establece el cálculo del cortante de diseño V con las ecuaciones 2.2.6 y 2.2.7. Donde S_{DS} es el parámetro de la aceleración espectral en el rango de los períodos cortos, S_{D1} es el parámetro de la aceleración espectral en el período de 1.0 seg, R es el factor de modificación de respuesta, I_e es el factor de importancia, T es el período fundamental de la estructura, T_L es el período de transición para períodos largos y S_1 es el parámetro de aceleración espectral. Cabe resaltar que según este código existen 85 clasificaciones de sistemas estructurales asociados a igual número de valores de R (Hernández y Ramírez, 2016).

$$V = C_s W \quad \text{Eq. 2.6}$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{T}{T_e}\right)} \quad \text{Eq. 2.7}$$

$$C_s < \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad T \leq T_L \quad \text{Eq. 2.8}$$

$$C_s < \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad T > T_L \quad \text{Eq. 2.9}$$

$$C_s > 0.044 S_{DS} I_e \quad S_{DS} > 0.01 \quad \text{Eq. 2.10}$$

$$C_s < \frac{0.5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad S_1 > 0.6g \quad \text{Eq. 2.11}$$

Hasta el momento se ha visto de manera breve cómo el factor de modificación de respuesta ha evolucionado en normativas estadounidenses, no obstante, el uso de factores de modificación de respuesta en el diseño sísmico no es de uso exclusivo de Estados Unidos, muchos países en sus códigos usan factores de modificación de respuesta o sus equivalentes.

En Europa se utiliza el factor de comportamiento (q) actualmente en el Eurocode 8, el factor de modificación de fuerza (R) en el NBCC (National Building Code of Canadá) de Canadá, el factor de ductilidad de desplazamiento (μ) y factor de desempeño estructural (S_p) en el NSZ (New Zealand Loading Standard) de Nueva Zelanda y el factor de ductilidad ($1/D$) en BSLJ (Japanese Building Standard Law) de Japón (ATC-19, 1995) (Mwafy & Elnashai, 2002).

2.3 CÓDIGOS DE DISEÑO POR SISMO EN EL SALVADOR Y EL USO DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA.

El riesgo sísmico en El Salvador es elevado, especialmente en las zonas de mayor concentración demográfica como la ciudad capital, produciéndose terremotos destructivos con ocurrencia de al menos uno en promedio por cada década (López et al, 2004), causados por los mecanismos de las fallas locales, la cadena volcánica y la zona de subducción entre las placas de caribe y de cocos (ver figura 2.2), esta situación motivó a que especialistas e investigadores de la ingeniería sísmica se dedicaran a estudiar el comportamiento de la actividad sísmica en la zona centroamericana, con el objetivo de que sus investigaciones contribuyeran a que los países de la región desarrollaran e implementaran sus reglamentos de diseño y construcción.

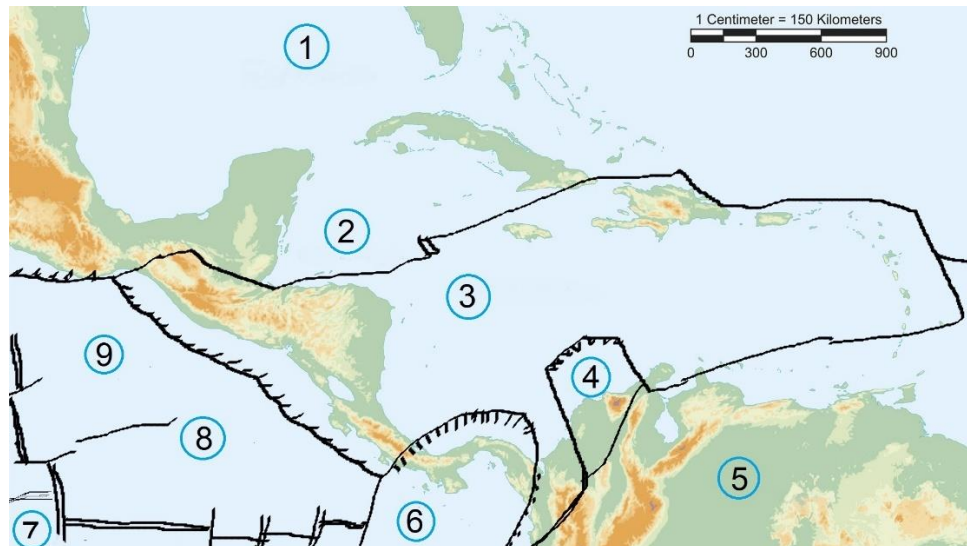


Figura 2.2. Distribución de las placas tectónicas en el istmo centro americano 1-Placa Norteamericana 2-Trinchera del caimán 3-Placa del caribe 4-Bloque de Maracaibo 5-Placa de Sur América 6-Bloque de Panamá 7-Placa de Nazca 8-Placa de Cocos 9-Trinchera de Centro América, Weyl, 1980.

Obtener los datos de un mapa de amenaza sísmica y los registros de los terremotos son fundamentales para el desarrollo de las metodologías de diseño sísmico de edificios nuevos y de evaluación en los edificios existentes (López et al, 2004). En El Salvador, durante su historia se han utilizado 3 mapas de zonificación sísmica que dividen al país en dos zonas: la de mayor y menor riesgo respectivamente. En la figura 2.3 se puede observar cómo se ha dividido el país en estas zonas desde el código de 1966 hasta el actual en vigencia.

La zonificación sísmica se ha mantenido dividida en dos: la zona I representa la zona de mayor riesgo y a ella pertenece todo el Gran Valle Interior, las llanuras, cordilleras y zonas costeras de todo el territorio (López et al, 2004), mientras que a la zona II le pertenece toda la cordillera norte y colindancia con el país vecino de Honduras.

La primera propuesta fue desarrollada por Rosenblueth y Prince en el año de 1965 basándose en el nivel de actividad de los sismos de magnitud leve, moderada e intensa capturados por las estaciones acelerográficas salvadoreñas a partir de 1964 (Rosenblueth y Prince, 1965).

La segunda propuesta fue basada en observaciones de las zonas donde se registraron las mayores intensidades debido a los terremotos locales y provenientes de la zona de subducción. A partir de la figura 2.3 se puede observar que el límite de las zonas tuvo un cambio bastante apreciable con la modificación de 1989, mientras que casi se mantuvo similar en las propuestas de 1966 y 1994.

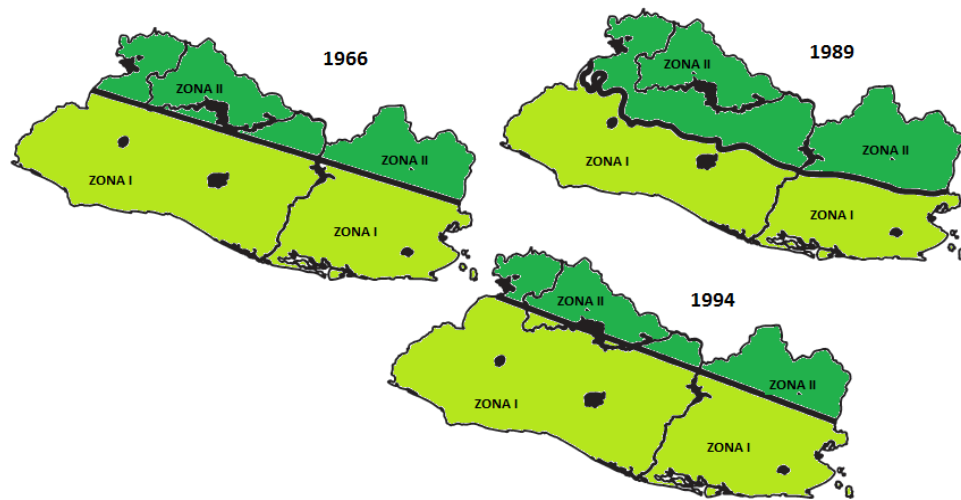


Figura 2.3. Mapas de la zonificación sísmica para los códigos de 1966, 1989 & 1994 respectivamente, (López, et al, 2004).

Si se hace un recorrido por la historia se puede mencionar que los sistemas constructivos en la época colonial se basaban en el calicanto, consistiendo éste en una mampostería de piedra adherida con un mortero basado en cal; para los terremotos de 1873 y 1917 el sistema constructivo era de marcos de madera o de acero forrados de aluminio, lo que permitió que por primera vez en el país las construcciones lograran de alguna manera sobrevivir¹.

En mayo de 1946 se introduce una propuesta de reglamento nacional para diseño por sismo, pero éste fue de alguna manera abandonado (López et al, 2004). Para el año de 1956 se da lugar a la adopción de reglamentos extranjeros como el código de San Francisco y en 1958 el UBC, la adopción de este último asoció que el cálculo del cortante en la base fuera del 3% del peso sísmico (el cual es

¹ El edificio más antiguo en el centro histórico de san salvador data de principios del siglo XX, que aún se mantiene en pie con este sistema particular. (López, et al, 2004).

considerado muy bajo) y que se distribuía de manera uniforme o lineal a lo largo de toda la altura de la edificación (López et al, 2004).

Patrocinada por la UNESCO la “Misión de Reconocimiento Sismológico”, luego de ocurrido el terremoto del 3 de mayo de 1965, dejó en su informe un apéndice con recomendaciones para el diseño sísmico en El Salvador (Rosenblueth y Prince, 1965). A partir de lo anterior el Ministerio de Obras Públicas (MOP) adopta en 1966 la primera norma de diseño por sismo, publicando el acuerdo en el diario oficial N°86 de la República de El Salvador, el cual estuvo basado en el código de Acapulco del mismo año, presentando la novedad de incluir los efectos torsionales y algunas recomendaciones sobre el uso de métodos dinámicos. Sin embargo, no se incluían las características del suelo salvadoreño, las cuales son de suma importancia.

En código de 1966 estimaba el cortante basal con la siguiente expresión:

$$V_b = W_i I C D \quad Eq. 2.12$$

Donde W_i es el peso sísmico de la estructura, I es un factor de importancia y su rango es de 1.0 a 1.3, el valor de C representa el factor de zonificación y D un factor espectral de respuesta que está en función de C y X_c , que es el desplazamiento del centro de gravedad de la edificación en centímetros:

$$D = \sqrt{\frac{C}{X_c}} \quad Eq. 2.13$$

Las propiedades del suelo no eran consideradas, el factor de modificación de respuesta estaba implícito en el factor C y el periodo fundamental de vibración de la estructura no era incluido en el cálculo del cortante en la base.

En la década de los años 70 los ingenieros se dieron a la tarea de estimar los espesores de los estratos de las cenizas volcánicas asentadas en San Salvador e hicieron los ajustes para obtener los factores de sitio; entonces los edificios que fueron diseñados con los parámetros de sitio calibrados tuvieron una leve mejora en el comportamiento ante el terremoto de 1986 (López et al, 2004).

A consecuencia del terremoto del 10 de octubre de 1986, que provocó una de las peores catástrofes en la ciudad de San Salvador, nace el 12 de septiembre de 1989 el “Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de la Republica de El Salvador” redactado por un comité técnico designado por la Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos (ASIA) y el ministerio de obras públicas (MOP).

Las modificaciones más importantes son: el aumento de la aceleración elástica, la introducción de las coordenadas espectrales que reflejan los registros acelerográficos del terremoto de 1986² y la consideración de la no linealidad llamado también como efecto P-delta ($P - \delta$), pero aún no se incluyen las propiedades del suelo (López et al, 2004).

Finalmente se hace la inclusión de cinco sistemas estructurales: sistema de marcos, sistema de paredes estructurales, sistema Dual, sistema de muros de

² No se considera la componente vertical de aceleraciones.

carga y sistema aislado. Nótese que aún no se introduce el concepto de factor de modificación de respuesta, pero se consideran los factores de zonificación sísmica y un coeficiente para diseño sísmico. Este código fue aprobado en el diario oficial N°170 de la Republica de El Salvador.

Para el código de 1989 la expresión para la estimación del cortante en la base no sufrió variaciones, más bien sus factores cambiaron: el factor de importancia I tomo valores más altos ocupando un rango de 0.20^3 a 1.5, para el factor de zonificación se mantuvieron los valores de PSA del código de 1966, con la excepción del cálculo de D que se debía calcular con la ecuación 2.14.

$$D = \frac{0.72}{T^{2/3}} \leq 1.0 \quad \text{Eq. 2.14}$$

Nótese que aún no incluían las características de los suelos y el cálculo del periodo fundamental de la estructura se determinaba mediante la fórmula empírica (Actualmente pertenece al método A de la NTDS) para todo tipo de estructuración (López et al, 2004):

$$T = C_t H_n^{3/4} \quad \text{Eq. 2.15}$$

En esta expresión C_t toma los valores de 0.085, 0.073 para marcos de acero y de concreto reforzado respectivamente, para otras edificaciones el periodo se calcula con la siguiente ecuación:

$$T = \frac{0.09 H_n}{\sqrt{L_e}} \quad \text{Eq. 2.16}$$

³ Este valor era para elementos no estructurales.

Donde L_e es:

$$L_e = L_{smax} \left[\sum \frac{L_s^2}{L_{smax}^2} \right] \quad Eq. 2.17$$

La actual norma de diseño sísmico de la República de El Salvador (NTDS) es creada como una parte del “Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de El Salvador” en el año de 1994 y el factor de modificación de Respuesta “R” en función del tipo de sistema estructural es tomado en cuenta. Además, la NTDS permite el uso de procedimientos fundamentados en el análisis elástico lineal en los métodos estático y dinámico, pero no contempla el uso de métodos de análisis estáticos no lineales (Hernández & Ramírez, 2016).

En el año 2003 se crea la “Norma para Diseño y Construcción de Hospitales y Establecimientos de Salud” propiciada por la Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos (ASIA) la cual formó parte del proyecto “Reconstrucción y Equipamiento de la red de hospitales públicos de El Salvador” (RHESSA) donde se mantienen los valores de factor de modificación de respuesta “R” pero otros factores de los cuales depende el coeficiente sísmico son incrementados tales como el factor de importancia de la estructura.

En la tabla 2.1 se detallan los parámetros y ecuaciones para la determinación de del cortante basal (demanda sísmica) por los tres códigos en discusión. La estimación del cortante basal para esta última normativa se calcula mediante la siguiente relación:

$$V_b = W_i \frac{AIC_o}{R} \left(\frac{T_o}{T} \right)^{2/3} \quad Eq. 2.18$$

Donde W_i es el peso sísmico de la estructura, A es el factor de zonificación que toma el valor de 0.4 y 0.3 para las zonas I y II respectivamente, I es el factor de importancia que depende de la categoría de ocupación de la estructura, C_o es un coeficiente de suelo que junto con T_o , que es el periodo de vibración del suelo, representan los parámetros del suelo que finalmente son tomados en cuenta por el código.

R es un factor de modificación de respuesta sísmica que depende del sistema estructural que la estructura posee, como, por ejemplo: marcos de acero y de concreto con detallado especial, intermedio y ordinario; sistema de marcos gravitacionales y paredes estructurales de concreto o mampostería, y/o arrostamiento lateral de acero, sistema Dual, Sistema de paredes estructurales de concreto y mampostería. También el cálculo del periodo fundamental de la estructura se puede hacer con la ecuación 2.15 usando valores de C_t de 0.085, 0.073 y 0.049 para marcos de acero, marcos de concreto y los otros sistemas estructurales respectivamente. Y alternativamente usando la metodología de Rayleigh para cualquier edificación descrita en la ecuación 2.19:

$$T_B \leq 1.4T_A \qquad \text{Eq. 2.19}$$

	1966	1989	1994
Cortante Basal	$V_b = ICDwi$	$V_b = ICDwi$	$= \frac{AIC_o}{R} \left(\frac{T_o}{T} \right)^{2/3} Wi$
Factor de Importancia	$I = 1.3, 1.0$	$I = 1.5, 1.3, 1.0, 0.2$	$I = 1.5, 1.2, 1.0$
Factor de zonificación	Implícito en el factor c Zona I, PGA= 1.0 Zona II, PGA= 0.5	Implícito en el factor c Zona I, PGA= 1.0 Zona II, PGA= 0.5	Considerado como A Zona I, AME= 0.4 Zona II, AME= 0.3
Factor espectral de respuesta	$D = \sqrt{\frac{C}{Xc}}$ Donde: XC es el desplazamiento del centro de gravedad de la estructura en cm.	$D = \frac{0.72}{T^{2/3}} \leq 1.0$	Incluidos en el cálculo del cortante en la base con los límites del periodo del suelo: $T_o < T < 6T_o$
Características del suelo	no incluidos	no incluidos	Co=2.5,2.73,3.0,3.0 To=0.3,0.5,0.6,0.9
Factor de estructuración	Implícito en C	Implícito en C	R incluido y depende del sistema estructural A, B, C, D, E.
Periodo fundamental	No es usado para el cálculo del cortante basal.	Método A Para marcos: $T = C_t H_n^{3/4}$ Ct=0.085 Acero Ct=0.073 C/R Para otros sistemas: $T = \frac{0.09 Hn}{\sqrt{Le}}$ Donde: $Le = Lsmax \left[\sum \frac{Ls^2}{Lsmax^2} \right]$	Para todos los edificios: $T = C_t H_n^{3/4}$ Ct=0.085 marcos de acero. Ct=0.073 para marcos de C/R. Ct=0.049 para los otros sistemas. Usando Rayleigh $T_B \leq 1.4T_A$

Tabla 2.1. Comparación entre los códigos de 1966, 1989 & 1994 para el cálculo del cortante en la base (López, et al, 2004).

2.4 MÉTODOS DE ANÁLISIS PARA LA IDENTIFICACIÓN DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA R.

Para la obtención del factor de modificación de respuesta R se hace necesario del uso de métodos de análisis inelásticos, razón por la cual métodos de análisis clásicos como el método de la fuerza lateral equivalente y el método modal espectral no son adecuados para este objetivo

Existen diversos métodos de análisis no lineal, sin embargo, dos destacan sobre los otros y estos son: el Análisis Estático No Lineal (AENL) o Static Pushover y el Análisis Dinámico No lineal, también conocido como Time History Analysis.

Los recientes avances computacionales han permitido introducir al Análisis Dinámico No Lineal una modificación que permite amplificar gradualmente las ordenadas de los acelerogramas, con el objetivo de conocer la respuesta de una estructura a diferentes intensidades del movimiento del terreno, esta modificación es conocida como Análisis Dinámico Incremental No Lineal (IDA) o Dynamic Pushover (Hernández y Ramírez, 2016).

2.4.1 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL O STATIC PUSHOVER

Este es un método estático de análisis no lineal de estructuras y se realiza bajo la acción de cargas verticales permanentes mientras que las cargas laterales se incrementan desde cero hasta provocar la falla de la estructura o hasta un desplazamiento objetivo. El perfil de cargas laterales puede elegirse de distintas maneras: proporcional al primer modo de vibración, de forma triangular, uniforme y proporcional a la distribución de masas.

Las fuerzas laterales representan de manera aproximada las fuerzas inerciales provocadas por los terremotos. Un gráfico de cortante total en la base versus el desplazamiento en un punto de control de la estructura (regularmente se toma como punto de control la azotea en caso de edificios) es el resultado de este tipo de análisis y de este se obtiene la carga que provoca el colapso y la ductilidad de la estructura, a este gráfico se le conoce como la curva de capacidad de la estructura o relación fuerza desplazamiento (D'Ayala D. et al, 2015).

El Análisis Estático no Lineal puede llevarse a cabo siguiendo los siguientes pasos (Zafar, 2009):

1. Crear un modelo 2D o 3D de la estructura.
2. Cargar el modelo de la estructura primero con las cargas gravitacionales y luego aplicar las cargas laterales en puntos donde simulen las fuerzas inerciales provocadas por un movimiento del terreno u otra excitación dinámica.
3. Incrementar las cargas laterales del paso dos empujando la estructura hasta el desplazamiento objetivo.
4. Estimar las fuerzas y deformaciones en cada elemento para cada incremento de carga, hasta el paso final en que el desplazamiento objetivo es alcanzado.
5. Crear la curva de capacidad (o relación fuerza-deformación) graficando el cortante en la base contra el desplazamiento en el punto de control.

2.4.2 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL INCREMENTAL.

El Análisis Dinámico Incremental (IDA) es el equivalente dinámico a un análisis de pushover, y ha sido recomendado en ATC-63 [FEMA P-695, 2008] y ATC-58 [FEMA P-58, 2012]. Dependiendo del nivel de complejidad y tipo de material del edificio, el tiempo requerido para realizar este tipo de análisis podría ser significativo en una investigación. Respecto al tipo de modelo estructural que se debe emplear, se debe asegurar de que es consistente con la estructura real, es decir, que se mantiene la suficiente complejidad en el modelo (D'Ayala D. et al, 2015).

El Análisis Dinámico Incremental (IDA) es un método de análisis que ofrece una predicción de la capacidad y demanda sísmica de una estructura (es decir su desempeño sísmico), que consiste en realizar análisis dinámicos no lineales al modelo estructural para una serie de registros de movimientos del terreno, cada uno escalado a varios niveles de intensidad y diseñados para forzar a la estructura desde la elasticidad hasta la inestabilidad dinámica global final (Vamvatsikos y Cornell, 2002).

Más detalladamente, se incrementa la amplitud de cada registro sísmico seleccionado para emplearlo en el análisis dinámico no lineal, hasta que se produzca inestabilidad dinámica o inestabilidad numérica global en el análisis, lo que indica del colapso de la estructura.

Los resultados principales de este tipo de análisis son puntos discretos (que se obtienen de cada análisis dinámico no lineal procesado para cada movimiento

del terreno), que representan el parámetro de interés ante el nivel de intensidad del movimiento del terreno. Este parámetro de interés puede ser el máximo desplazamiento en la azotea o en cualquier otro punto, el máximo cortante en la base o el máximo momento de volteo. Si se grafican estos puntos se genera una envolvente con la máxima respuesta del modelo estructural ante cada nivel de intensidad del movimiento del terreno (D'Ayala, D. et. al. 2015). De manera general se puede encontrar la distribución de la respuesta sísmica en toda la altura de la estructura.

2.5 COMPONENTES DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA.

Los componentes del factor de modificación de respuesta R pueden ser definidos por muchos medios, principalmente los que son dependientes del nivel de desempeño a considerar (ATC-19,1995).

Una formulación experimental propuesta por la Universidad de Berkeley California basada en las relaciones de cortante en la base y desplazamiento en el techo llegó a concebir un borrador inicial para estimar el factor de modificación de respuesta en marcos de acero estructural en el año de 1980, donde se registraron los datos a partir de dos codificadores para los modelos de prueba (ATC-19,1995). Usando estos datos los investigadores de la Universidad de Berkeley separaron el factor de modificación de respuesta en tres componentes: la contribución de la ductilidad, la reserva estructural y el amortiguamiento viscoso, dando origen a la ecuación:

$$R = R_S R_\mu R_\xi \quad Eq. 2.20$$

El ATC-19 de 1995, añadió un cuarto componente modificando la ecuación 2.20

Por:

$$R = R_S R_\mu R_R R_\xi \quad Eq. 2.21$$

Donde R_S es la contribución de la reserva estructural, R_μ la capacidad de desplazamiento llamada ductilidad, R_R es el factor de redundancia asociado a la configuración estructural y el factor de amortiguamiento viscoso R_ξ . El factor de amortiguamiento viscoso R_ξ fue considerado en la formulación original, principalmente para tener en cuenta la reducción en la respuesta proporcionada

por dispositivos de amortiguamiento. Este último factor puede ser usado para reducir los desplazamientos en un sistema no lineal, pero no debe ser usado para reducir proporcionalmente las fuerzas demandadas, especialmente para marcos amortiguados. Por esta razón el *Factor de Amortiguamiento Viscoso* fue excluido de esta formulación del *Factor de Modificación de Respuesta R* (Hernández & Ramírez, 2016). En los siguientes apartados se describen las componentes de la formulación del factor de modificación de respuesta R.

$$R = R_S R_\mu R_R \quad \text{Eq. 2.22}$$

2.5.1 FACTOR DE RESERVA ESTRUCTURAL.

Este componente es conocido como factor de sobre-resistencia y su desarrollo parte de que la resistencia ante cargas laterales, la máxima resistencia de los edificios, excede la demanda para la que fueron diseñados, expresada mediante el cortante basal (Hernández & Ramírez, 2016).

Los elementos estructurales son diseñados generalmente para lograr capacidades iguales o mayores a las acciones requeridas que producen las cargas de diseño, dicho de otro modo, estos elementos estructurales tienen un exceso de resistencia (ATC-19,1995) la sobre-resistencia está influenciada por los siguientes componentes:

- El uso de factores de amplificación en las acciones (cargas) y resistencia para la etapa de diseño.
- La selección de secciones estructurales influenciadas por el control de derivas admisibles y/o deformaciones y no por capacidad estructural.

- Los esfuerzos de fluencia reales son mayores a los esfuerzos nominales utilizados en las normativas, así como las diferentes prácticas constructivas en las regiones.
- El nivel de desempeño definido por el diseñador, utilizando en el diseño valores del factor R bajos se puede limitar el daño producido por un evento sísmico (Hernández & Ramírez, 2016).
- Los edificios situados en regiones de baja sismicidad tendrán probablemente valores diferentes de reserva estructural que los que están ubicados en las regiones de alta sismicidad porque la relación entre las cargas gravitacionales y las cargas sísmicas son diferentes.
- Los edificios de poca altura cuyo diseño está controlado por condiciones de cargas distintas a la sísmica poseen mayores sobre-resistencias, esto debido a que los elementos no estructurales y arquitectónicos juegan un papel importante en la selección de las dimensiones estructurales. Las cargas debido a las divisiones no estructurales y elementos arquitectónicos disminuyen con el aumento de la altura del edificio, ya que la escala de estos elementos no estructurales se hace pequeña o despreciable en comparación con las dimensiones que poseen los elementos estructurales ya que estos últimos son optimizados para resistir adecuadamente las cargas laterales (Osteraas & Krawinkler, 1990).

La evaluación del factor de sobre resistencia puede determinarse a través de un análisis estático no lineal AENL mediante los siguientes pasos:

1. Usando el AENL, se determina la curva de capacidad de la edificación que relaciona el cortante en la base y el desplazamiento en el techo.
2. Obtener el punto de desempeño perteneciente al estado límite de respuesta en el techo y calcular su cortante basal correspondiente V_o así el factor de sobre resistencia será igual a la relación entre el cortante basal obtenido y el cortante basal de diseño V_d , (ATC-19,1995).

$$R_s = \frac{V_o}{V_d} \qquad \text{Eq. 2. 23}$$

2.5.2 FACTOR DE DUCTILIDAD.

Usualmente se confunden dos conceptos que están relacionados intrínsecamente, la ductilidad y la relación de ductilidad. Para entender en que difieren estos dos componentes se tomara como ejemplo lo propuesto por el ATC-19 (1995): Una estructura con una gran Capacidad de Desplazamiento puede tener baja Ductilidad y una baja Relación de Ductilidad, y una estructura con una pequeña Capacidad de Desplazamiento puede tener baja Ductilidad, pero una gran Relación de Ductilidad, esto se muestra en la figura 2.4b, además es claro que entre más cerca este el desplazamiento de fluencia del desplazamiento máximo menor es la ductilidad y la relación de ductilidad. Las definiciones de *Capacidad de Desplazamiento* y *Ductilidad* se pueden apreciar en la figura 2.4a.

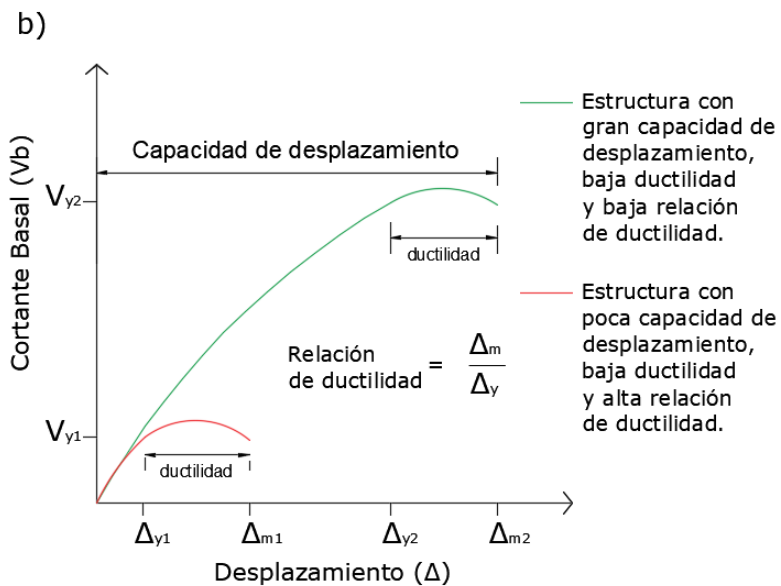
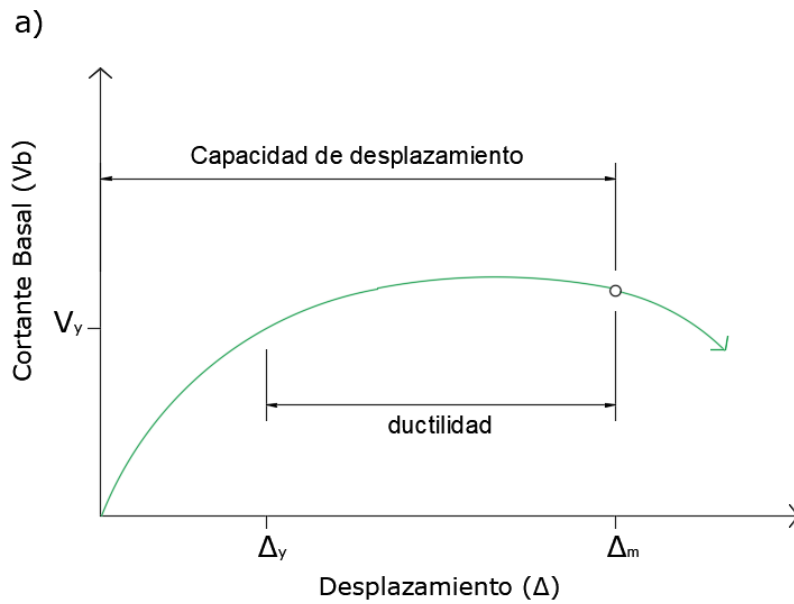


Figura 2.4. a) Definición de ductilidad y relación de ductilidad, (Hernández y Ramírez, 2016).
 b) Comparación entre estructuras con la misma ductilidad, pero diferente capacidad de desplazamiento y diferente relación de ductilidad.

La capacidad de desplazamiento de una estructura es la sumatoria de todas las deformaciones de las secciones individuales y mientras mayor es el número de

secciones que sobrepasen el intervalo elástico (alcanzan el rango no lineal) antes del colapso, mayor es la capacidad de deformación de la estructura y a esto se le conoce como Ductilidad (Hernández, et al, 2014).

La relación de ductilidad representa que tan dúctil es una estructura y se describe numéricamente como la división del desplazamiento máximo Δm entre el desplazamiento de fluencia global del sistema (Δy), o fluencia local si es referida a elementos individuales, dando como resultado la ecuación:

$$\mu = \frac{\Delta m}{\Delta y} \quad Eq. 2.24$$

Si la relación de ductilidad será determinada para un elemento estructural, estará definida en base a curvaturas, deformaciones unitarias y rotaciones; en cambio para un sistema, únicamente es expresada en desplazamientos.

En esta investigación, la relación de ductilidad en términos de desplazamiento para un sistema se utilizará para determinar el factor de ductilidad $R\mu$ (ATC-19,1995). Cabe aclarar que el factor de ductilidad es una medida de la respuesta no lineal del sistema, no de un elemento aislado, independientemente del parámetro de ductilidad usado (ATC-19,1995).

El siguiente paso es derivar las relaciones de la ductilidad de desplazamientos y el factor de ductilidad. Muchas han sido las investigaciones en relación a obtener una buena estimación de este factor (Hernández & Ramírez, 2016), las más reconocidas se muestran a continuación.

2.5.2.1 Las relaciones de Newmark y Hall.

Las provisiones de Newmark y Hall (1982) aportan unas relaciones con las que puede estimarse con facilidad el factor de ductilidad para un sistema elasto-plástico de un solo grado de libertad. Estas relaciones sencillas están divididas para las tres regiones espectrales: región sensible a la aceleración, región sensible a la velocidad y región sensible al desplazamiento. Dando origen a:

$$R\mu = \begin{cases} 1 & \text{para periodos inferiores a 0.03 segundos} \\ \sqrt{2\mu - 1} & \text{para periodos entre 0.12 a 0.5 segundos} \\ \mu & \text{para periodos que exceden 1 segundo} \end{cases} \quad \text{Eq. 2.25}$$

La figura 2.5 Muestra la ecuación 2.25 para valores de ductilidad de dos, cuatro y seis.

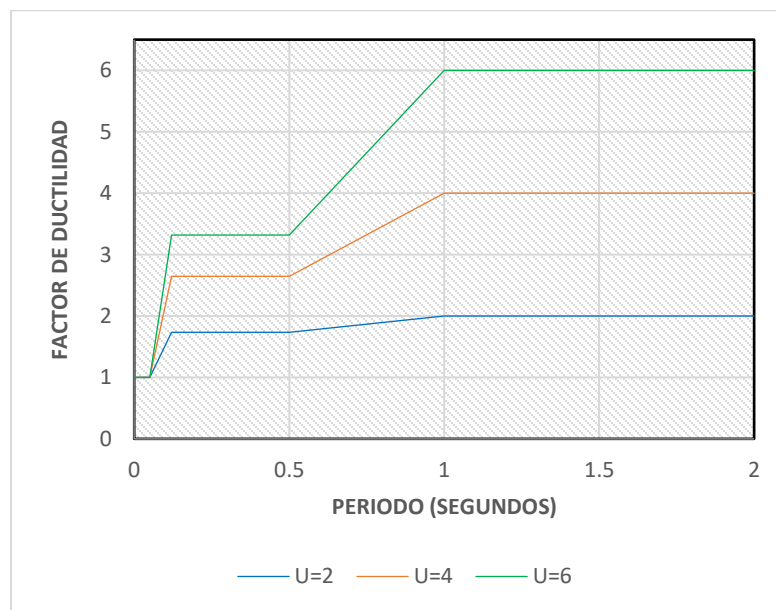


Figura 2.5. Comparación del factor de ductilidad para relaciones de ductilidad de 2, 4 y 6, (ATC-19, 1995).

2.5.2.2 Relaciones de Krawinkler y Nassar.

Krawinkler y Nassar formularon las relaciones $R\mu - T - \mu$ para un sistema de un solo grado de libertad en zonas de roca o en sitios de suelo rígido. Los autores anteriormente mencionados usaron un análisis estadístico basado en el estudio de 15 terremotos pertenecientes al oeste de Estados Unidos con magnitudes entre 5.7 a 7.7 escala de Richter con una relación de amortiguamiento del 5% del amortiguamiento crítico obteniendo la ecuación (ATC-19,1995):

$$R\mu = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c} \quad \text{Eq. 2.26}$$

Donde:

$$c_{(T,\alpha)} = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \quad \text{Eq. 2.27}$$

Los parámetros de a y b han sido obtenidos a partir de una regresión y en la tabla 2.5.1 se muestran los diferentes valores de α ⁴.

$\alpha = 0\%$	$a = 1.00$	$b = 0.42$
$\alpha = 2\%$	$a = 1.00$	$b = 0.37$
$\alpha = 10\%$	$a = 1.00$	$b = 0.29$

Tabla 2.2. *Parámetros de regresión para la ecuación de Krawinkler y Nassar, (ATC-19,1995)*

La ecuación de Krawinkler y Nassar es graficada para valores de relación de ductilidad de dos, cuatro y seis, en la figura 2.6

⁴ Cuando α es 0% corresponde a un sistema elasto-plástico.

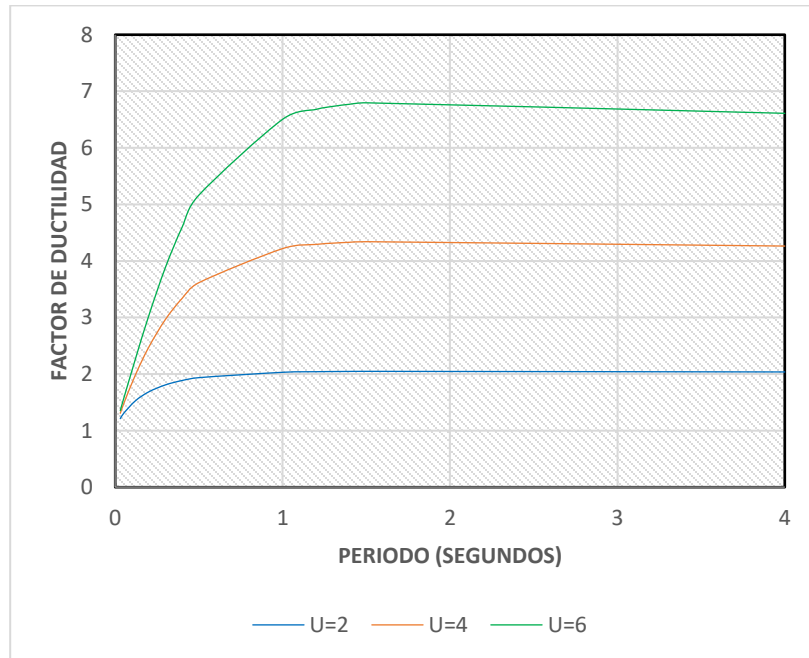


Figura 2.6. Ecuación de Krawinkler y Nassar para relaciones de ductilidad de 2,4 y 6 (ATC-19,1995).

2.5.2.3 Relaciones de Miranda y Bertero.

Los autores Miranda y Bertero recopilaron las investigaciones hechas por Newmark y Hall, Riddell y Newmark y Krawinkler y Nassar, partiendo de las relaciones directas de $R\mu - T - \mu$ en el año de 1994, Miranda y Bertero agregaron ecuaciones para estimar el factor de ductilidad en roca, aluvión y suelos blandos usando los registros de 124 terremotos pertenecientes a un vasto rango de condiciones del suelo con un amortiguamiento del 5% del amortiguamiento crítico (ATC-19,1995); la ecuación general para calcular el factor de ductilidad es:

$$R\mu = \frac{\mu - 1}{\emptyset} + 1 \quad \text{Eq. 2.28}$$

El término \emptyset es dependiente del periodo de vibración natural de la estructura T y del periodo predominante del terremoto Tg .

Para sitios con roca:

$$\phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} e^{-1.5(\ln T - 0.6)^2} \quad Eq. 2.29$$

Para sitios de aluvión:

$$\phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} e^{-2(\ln T - 0.2)^2} \quad Eq. 2.30$$

Para sitios con suelo blando:

$$\phi = 1 + \frac{Tg}{3T} - \frac{3Tg}{4T} e^{-3\left(\frac{\ln T}{Tg} - 0.25\right)^2} \quad Eq. 2.31$$

Las ecuaciones de Miranda y Bertero son graficadas para ductilidades de dos, cuatro y seis únicamente para roca y aluvión en la figura 2.7.

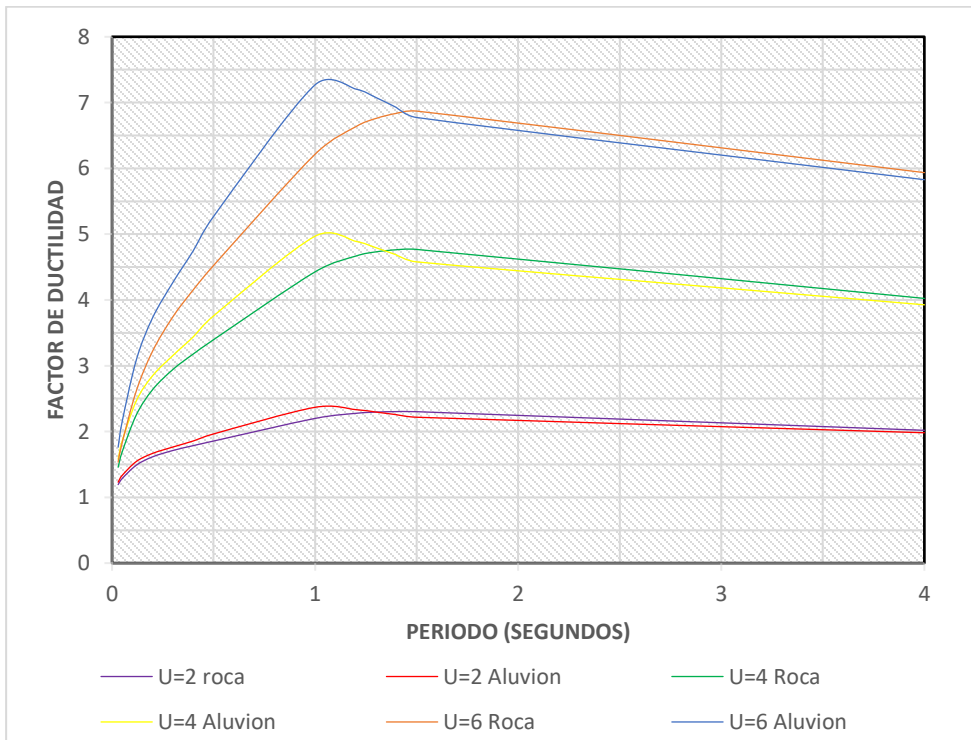


Figura 2.7. Ecuación de Miranda y Bertero para relaciones de ductilidad de 2,4 y 6 (ATC-19,1995).

De este grafico mostrado en la figura 2.7, se puede observar la variabilidad del factor de ductilidad cuando entra en juego el tipo de suelo, por lo que se le advierte al lector que deberá tener cuidado al momento de usarlas.

2.5.3 FACTOR DE REDUNDANCIA.

El término de redundancia se refiere a la existencia de un determinado número de líneas verticales continuas que influyen en la resistencia ante carga laterales de una estructura, entre más líneas verticales una estructura posea mayor será el grado de lograr una indeterminación estática alta.

La redundancia es una de las propiedades más importantes para una estructura sismo resistente, su objetivo es forjar una estabilidad estructural ante cargas sísmicas. Una estructura con un número reducido de elementos verticales se considera como una estructura poco redundante y la falla de alguno de estos elementos puede causar el colapso de la estructura.

Un buen diseño sismo resistente es aquel que distribuye de una manera adecuada las cargas laterales producidas por los movimientos del terreno, sabiendo que entre mayor es el número de elementos posibles mayor es la posibilidad de que la estructura desarrolle la máxima resistencia (Colunga y Cortés, 2014).

El mínimo de elementos verticales recomendados para una dirección resistente a cargas laterales es de cuatro elementos continuos (se refiere a las columnas y/o muros), que son necesarios para lograr una adecuada redundancia (en esta investigación solo se tomara a nivel teórico).

En la tabla 2.5.2 se muestra el valor de factor de redundancia propuesto por el ATC-19, cabe aclarar que se han realizado muy pocas investigaciones para evaluar los efectos de la redundancia en las estructuras.

Líneas verticales del marco sismo resistente.	Factor de redundancia.
2	0.71
3	0.86
4	1.00

Tabla 2.3. Valores de factor de redundancia para un número determinado de ejes verticales fuente ATC-19,1995.

2.5.4 FACTOR DE AMORTIGUAMIENTO VISCOSO.

En la sección 2.5 mencionó que este factor se retiró de la formulación original debido a que es considerado dentro del factor de ductilidad. El factor de amortiguamiento es tomado en cuenta cuando se tienen dispositivos disipadores de energía en edificios, tales como los amortiguadores de fricción, amortiguador viscoso, etc. (Mwafy & Elnashai, 2001). El propósito de su inclusión es el de reducir los desplazamientos inducidos por la excitación sísmica y no deben usarse para reducir las demandas de la fuerza histórica, a menos que la fuerza desarrollada en los elementos viscosos sea explícita para el proceso de diseño (ATC-19,1995).

2.6 EVALUACIÓN SISTEMÁTICA DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA R.

El factor de modificación de respuesta juega un papel muy esencial en la estimación de la demanda sísmica impuesta en el diseño, esto debido a que es el término que más afecta el valor del cortante basal reduciendo la fuerza sísmica elástica a una fuerza de diseño muy baja (ATC-19,1995).

En El Salvador, a pesar de la importancia que representa el factor de modificación de respuesta R, la norma técnica de diseño por sismo no cuenta con una base técnica básica que refleje alguna metodología para determinar los valores para este parámetro. De aquí que exista un motivo de desarrollar una base técnica racional, lo cuál es la meta principal esta investigación (Hernández y Ramírez, 2016).

En las secciones anteriores se han presentado distintas formulaciones para obtener el factor de modificación de respuesta R, las cuales han sido desarrolladas e implementadas por los códigos de diseño de Estados Unidos. Si estas formulaciones se quieren retomar y modificar o proponer nuevos valores para cada uno de sus parámetros, se hace necesario para ello el desarrollo de estudios sistemáticos e investigación.

Los factores de Sobre-resistencia y Ductilidad para la mayoría de sistemas sismo-resistentes, son los que más varían entre diferentes zonas sísmicas debido a las relaciones entre cargas de gravedad y cargas sísmicas; consecuentemente,

estos factores deben ser evaluados en cada zona sísmica para cada sistema sismo-resistente (ATC, 1995).

Según el artículo “CALIBRATION OF FORCE REDUCTION FACTORS OF RC BUILDINGS” (Mwafy & Elnashai, 2002) el factor de redundancia y el factor de sobre-resistencia se consideran como una sola componente. Esto se debe a que el parámetro de sobre-resistencia representa implícitamente la redundancia a través de la redistribución de acciones; lo que conduce a una mayor y excesiva resistencia, El uso del factor de amortiguamiento fue incluido únicamente para tener en cuenta el aporte de reducción de respuesta proporcionada por los dispositivos de amortiguamiento viscoso suplementarios. Por lo tanto, los investigadores del ATC (por ejemplo: Freeman,1990) proponen retirar estos dos componentes de la formulación y así finalmente obtenemos la ecuación que define el factor de modificación de respuesta R.

$$R = R_S R_\mu \qquad \text{Eq. 2. 32}$$

2.7 EVALUACION DEL FACTOR DE MODIFICACION DE RESPUESTA R CONSIDERANDO EL MOVIMIENTO DEL TERRENO.

El artículo titulado “CALIBRATION OF FORCE REDUCTION FACTORS OF RC BUILDINGS”⁵ publicado en el año de 2002 por Mwafy y Elnashai provee una metodología para estimar el factor de modificación de respuesta R dependiente del movimiento del terreno.

En la sección 2.5 se definió que el factor de modificación de respuesta está influenciado por cuatro factores, sin embargo, es aceptable (Mwafy y Elnashai, 2002) dividir el factor de modificación de respuesta en tres componentes, modificando la ecuación 2.21 por la siguiente:

$$R = R_{\mu}\Omega_d R_{\xi} \quad Eq. 2.32$$

Teniendo en cuenta que R_{μ} es el factor de ductilidad, Ω_d el factor de sobre resistencia y finalmente R_{ξ} es el factor de amortiguamiento.

Sin embargo, en la sección 2.6 se mencionó que el factor de redundancia y el factor de amortiguamiento están implícitos en los factores de sobre resistencia y ductilidad, (Mwafy & Elnashai, 2002). Partiendo de esa simplificación, el factor de modificación de respuesta R se define utilizando los factores de ductilidad y sobre resistencia dando origen a la ecuación que se utilizará en esta investigación.

$$R = R_{\mu}\Omega_d \quad Eq. 2.33$$

⁵ Se recomienda al lector consultar el artículo para ampliar sus inquietudes en relación a los conceptos tomados en esta investigación.

Los factores de ductilidad R_μ y sobre resistencia Ω_d que componen el factor R pueden ser calculados de manera experimental a través de modelos reales o a escala en representación del comportamiento de la estructura ante una excitación inducida por el movimiento del terreno.

Sin embargo, este tipo de análisis es muy costoso y requiere de instalaciones y equipos especializados, que están fuera del alcance de la capacidad económica y tecnológica de El Salvador, por lo que se opta por la utilización de medios analíticos que capturen el comportamiento inelástico, el cálculo de la curva de capacidad que relaciona el cortante en la base con el desplazamiento en el punto de control correspondiente al último nivel de una estructura, es una alternativa que está limitada a estas técnicas (Mwafy y Elnashai, 2002) ver figura 2.8. Una calibración de forma analítica puede devolver resultados convincentes que se asemejen lo más cercanamente posible a un resultado experimental (Mwafy & Elnashai, 2002).

Los códigos de diseño sísmico reducen el cortante basal elástico a un cortante en la base de diseño mediante el uso del factor de modificación de respuesta R, donde el espectro de aceleración elástico del sitio $(S_a)^{el}$ y el espectro de diseño $(S_a)^{in}$, representan las fuerzas elásticas y de diseño respectivamente. Así, estas dos magnitudes se pueden relacionar mediante la ecuación siguiente:

$$R_{codigo} = \frac{(S_a)^{el}}{(S_a)^{in}} \quad Eq. 2.34$$

Los términos $(S_a)^{el}$ y $(S_a)^{in}$ corresponden a las ordenadas de la aceleración espectral elástica y de diseño respectivamente, correspondientes al periodo de vibración predominante de la estructura (Mwafy & Elnashai, 2002).

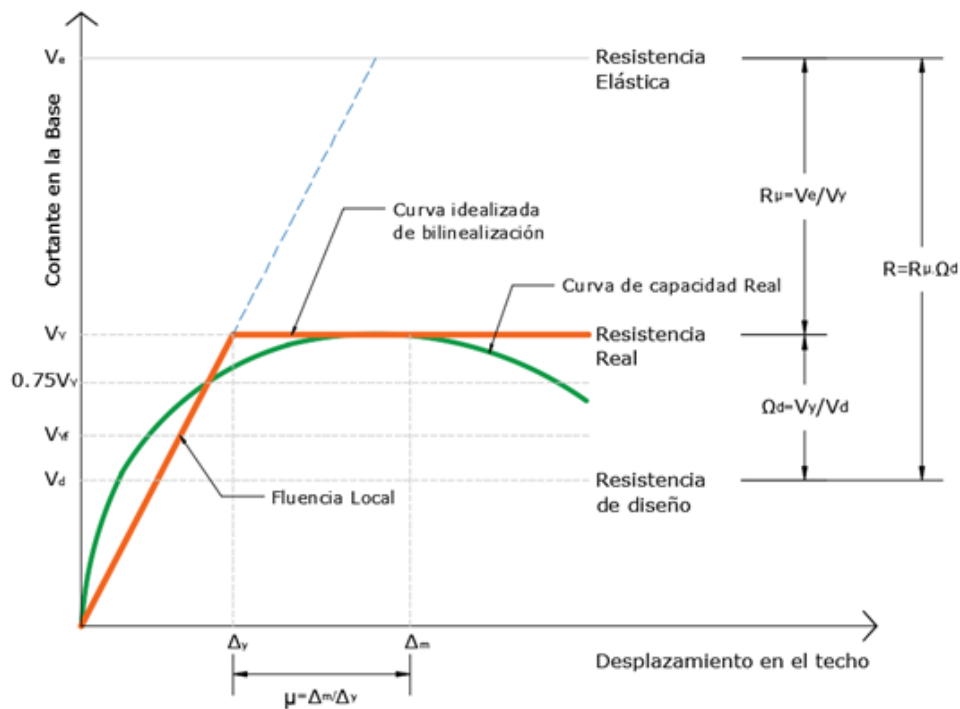


Figura 2.8. Relaciones entre el factor de ductilidad y sobre resistencia y el factor de reducción de fuerza (Mwafy & Elnashai, 2002).

El colapso se alcanza utilizando un terremoto que tiene un espectro mayor respecto al espectro elástico, para el período en consideración. Por lo tanto, la siguiente definición puede ser empleada para evaluar el valor último del Factor de Reducción de Fuerza para una estructura particular sometida a un acelerograma específico (Mwafy & Elnashai, 2002):

$$R_{c,dy} = \frac{(S_a)_c^{el}}{(S_a)_{in}^{el}} \quad Eq. 2.35$$

Los subíndices “c” y “dy” denotan las condiciones de colapso y fluencia de diseño (el nivel de fluencia que se considera en el diseño), esta expresión es aplicable a cualquier estructura sometida a cualquier tipo de acelerograma específico (Mwafy & Elnashai, 2002).

La ecuación 2.35 relaciona la aceleración espectral del terreno que produce el colapso, versus la aceleración espectral para la que la estructura fue diseñada (Hernández & Ramírez, 2016). Es importante conocer que el valor de fluencia que normalmente se utiliza en la etapa del diseño, es mucho menor que el valor de fluencia que en esta investigación se le nombrará como “fluencia efectiva” y que se define como la fluencia real del sistema. Es por este detalle que la ecuación 2.35 se debe redefinir para calcular el factor de modificación de respuesta con más precisión y la ecuación 2.36 refleja la relación entre la coordenada de aceleración espectral perteneciente al colapso y la coordenada de aceleración espectral correspondiente al término de fluencia efectiva; el sub índice “ay” denota que se estará utilizando la fluencia efectiva.

$$R_{c,ay} = \frac{(S_a)_c^{el}}{(S_a)_y^{el}} \quad Eq. 2.36$$

La definición de " $R_{c,dy}$ " tiene la desventaja de no considerar la diferencia entre el espectro de diseño y el espectro del movimiento del terreno que efectivamente produce fluencia (Mwafy & Elnashai, 2002) esto se muestra en la figura 2.9, las ecuaciones 2.35 y 2.36 se pueden reescribir en términos de las aceleraciones

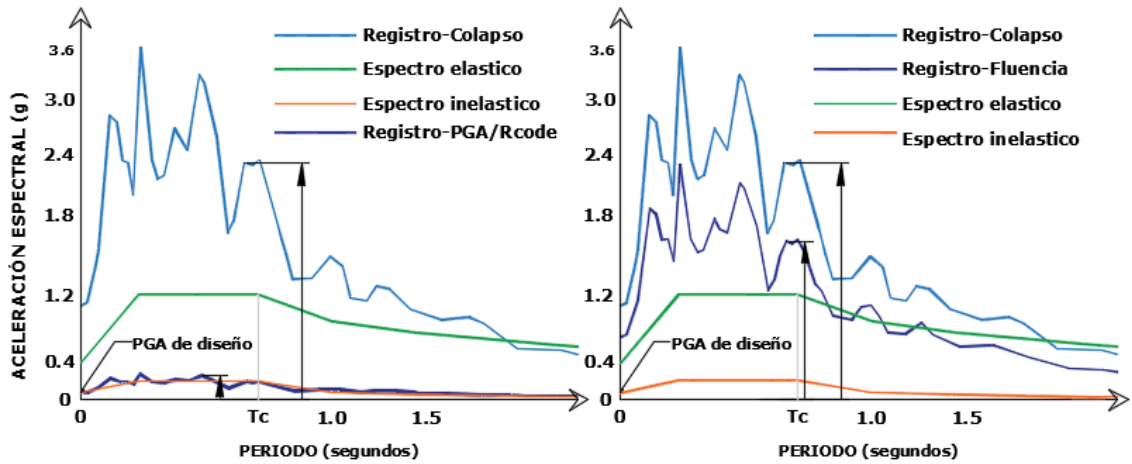


Figura 2.9. Definiciones de $R_{c,dy}$ y $R_{c,ay}$ respectivamente utilizando un espectro artificial compatible para un edificio de marcos de 12 niveles adaptado de Mwafy y Elnashai, 2002.

absolutas; considerando que los espectros de respuesta de los sismos que producen colapso, fluencia y de diseño tienen amplificaciones dinámicas constantes (es decir, la relación de la aceleración de la respuesta con la aceleración máxima del terreno), al menos para el rango de periodos considerado, entonces las ecuaciones pueden reescribirse en términos de aceleraciones del terreno de la siguiente manera (Mwafy y Elnashai, 2002).

$$R_{c,dy} = \frac{a_g(\text{colapso})}{a_g(\text{diseño})/R_{\text{codigo}}} = \frac{a_g(\text{colapso})}{a_g(\text{fluencia-diseño})} \quad \text{Eq. 2.37}$$

$$R_{c,ay} = \frac{a_g(\text{colapso})}{a_g(\text{fluencia efectiva})} \quad \text{Eq. 2.38}$$

Donde “ $a_g(\text{colapso})$ ”, “ $a_g(\text{fluencia efectiva})$ ” y “ $a_g(\text{fluencia-diseño})$ ” son las aceleraciones máximas del movimiento del terreno que producen el colapso, la fluencia real y la fluencia de diseño respectivamente.

El término “ $a_{g(fluencia-diseño)}$ ” se puede interpretar como la PGA dividido entre el valor de R propuesto por el código de diseño sísmico. Las aceleraciones máximas “ $a_{g(fluencia-diseño)}$ ” y “ $a_{g(fluencia efectiva)}$ ” representan la intensidad sísmica del PGA que inducirá un estado de fluencia teórico y un estado de fluencia efectivo dependiente de la capacidad real de la estructura respectivamente (Mwafy y Elnashai, 2002).

Al utilizar las ecuaciones 2.37/ 2.38 para el cálculo del factor R, éstas se vuelven muchas más prácticas de utilizar debido a que reflejan únicamente el uso de las PGA que producen el colapso de la estructura; lo que resulta muy apropiado para evaluar los valores del factor R proporcionados por los códigos de diseño sísmico, corroborando así el diseño, ya que por medio de la curva de capacidad se demuestra que la estructura puede resistir mucha más demanda que la utilizada para ejecutar su diseño.

A partir de este punto se debe aclarar que el cálculo del factor R utilizando la definición de las ecuaciones 2.36 y 2.38 solamente es adecuado para sistemas ideales que no tienen un diseño detallado, para estructuras existentes, las cuales han sido diseñadas y detalladas bajo el umbral de los códigos de diseño sísmico se debe incluir el componente de la sobre resistencia ya que éste mejora el comportamiento de la estructura, en el sentido de provocar que la fluencia se desarrolle con mayores niveles de intensidad del movimiento del terreno, por lo tanto, el no incluir el factor Ω_d haría que “ $R_{c,ay}$ ” subestime el valor del factor de modificación de respuesta (Mwafy y Elnashai, 2002).

En la figura 2.10 se puede observar cierta similitud que conserva el término " $R_{c,ay}$ " con el término del factor de ductilidad descrito en la ecuación 2.33, finalmente se añade una modificación a la ecuación 2.38 donde se incluye el factor Ω_d para obtener la expresión que se utilizara de aquí en adelante para el cálculo del factor de modificación de respuesta (Hernández y Ramírez, 2016) (Mwafy y Elnashai, 2002).

$$R'_{c,ay} = \frac{a_{g(colapso)}}{a_{g(fluencia\ efectiva)}} \Omega_d \quad Eq. 2.39$$

$$R'_{c,ay} = R_{c,ay} \cdot \Omega_d \quad Eq. 2.40$$

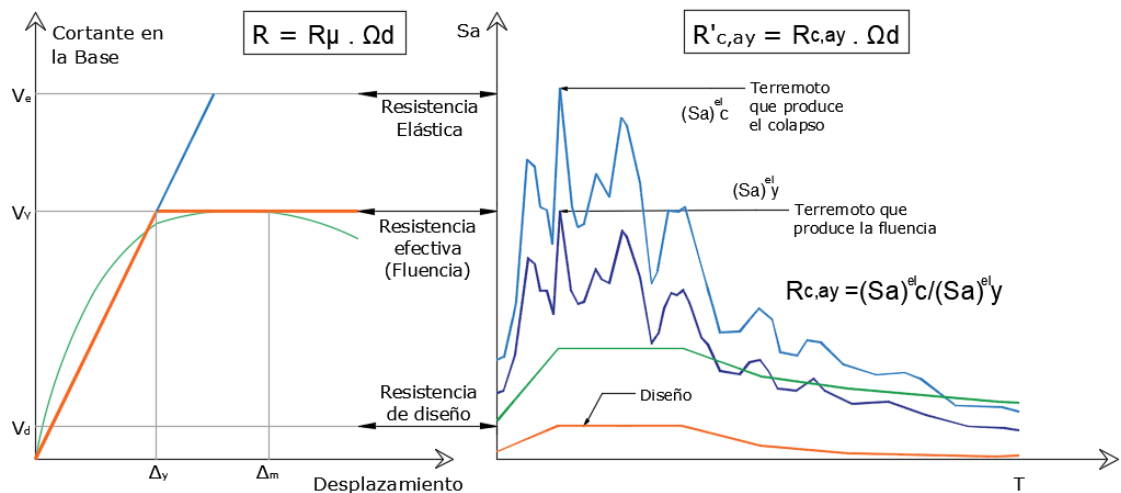


Figura 2.10. Comparación entre el factor de ductilidad y el factor $R_{c,ay}$ adaptado de Hernández y Ramírez, 2016.

La definición proporcionada por la ecuación 2.39 se considera ventajosa en el sentido que se conserva la formulación original de " $R_{c,ay}$ " dependiente del

movimiento del terreno que produce el colapso y el movimiento del terreno que causa la fluencia efectiva de la edificación, convirtiéndose en la forma más realista de evaluar el factor de modificación de respuesta para una estructura con un terremoto específico; sin embargo esta metodología posee la desventaja de exigir una gran demanda computacional (Mwafy & Elnashai, 2001).

El término $\Omega_d = V_y/V_d$ de la expresión 2.40 se puede obtener del análisis estático no lineal (Ω_{d-e}) o del análisis dinámico no lineal incremental (Ω_{d-e}). En el caso estático V_y es la fuerza que produce la fluencia global de la estructura y para el caso dinámico se considerara que V_y es la fuerza que produce un desplazamiento similar al desplazamiento de fluencia en el análisis estático. Para ambos casos V_d es el cortante basal utilizado para diseñar la estructura.

CAPÍTULO III: REGISTROS ACELEROGRÁFICOS Y SELECCIÓN DE EVENTOS.

3.1 INTRODUCCIÓN.

Para los propósitos de la ingeniería la variación en el tiempo de la aceleración del terreno es la forma más útil de definir el movimiento del terreno durante un sismo (Chopra 2012). Para nuestra investigación los registros de las aceleraciones del terreno es un insumo totalmente necesario, sin embargo, estos registros deben ser seleccionados de manera cuidadosa y justificada, lo cual se hace en este capítulo. El contenido de este capítulo se puede dividir en dos partes, la primera desarrolla de manera breve la historia de las estaciones acelerográficas en El Salvador, desde sus inicios hasta las recientes fechas y explica cómo están conformadas las cuatro redes acelerográficas que funcionan actualmente en el país. La segunda parte inicia exponiendo los tres eventos sísmicos más importantes que ha sufrido El Salvador, para luego procesar los registros que se tienen de estos eventos y seleccionar en base a ciertos criterios los registros que se usaran como insumo para esta investigación.

3.2 REGISTROS ACELEROGRAFICOS EN EL SALVADOR.

La región centroamericana, y por ende la República de El Salvador, es de las áreas tectónicamente más activas en el mundo. Durante los últimos 500 años la región ha experimentado terremotos destructivos y sufrido daños asociados con la actividad sísmica (Fernández, Escobar & Redondo, 2004). Los repetidos desastres por causas sísmicas en El Salvador han hecho necesario que el gobierno y grupos científicos instalen equipamiento con el fin de entender las fuentes sísmicas de mejor manera (Mario Fernández et al, 2004). En la región el equipamiento sísmico está en operación desde el siglo XIX con el fin de estudiar la actividad sísmica, la amenaza sísmica y la tectónica en la región. En El Salvador la primera estación sismográfica comenzó operaciones a mediados del siglo XIX cuando el Dr. Darío Gonzales inicia las primeras observaciones astronómicas y meteorológicas en el Instituto Nacional (Mario Fernández et al, 2004). En 1889 el ministro publico Dr. Hermógenes Alvarado ordena la adquisición del primer equipo sísmico desde Europa, y en octubre de 1890 el Observatorio Astronómico y Meteorológico es fundado por decreto oficial, marcando el comienzo de las primeras observaciones sísmicas en el país y el arribo del primer sismógrafo en El Salvador fue en 1896. En febrero de 1918 se funda el Observatorio Nacional de Sismología luego del terremoto de 1917 junto con la erupción del volcán de San Salvador (Mario Fernández et al, 2004). El Observatorio Astronómico y Meteorológico y el Observatorio Nacional de

Sismología son fusionados el 1 de septiembre de 1928 para dar lugar al Observatorio Nacional de El Salvador, adquiriendo más equipo a finales de 1930 arribando un sismógrafo Wiechert de tres componentes, pero a pesar de su llegada no es puesto en uso hasta el año de 1953 bajo el nombre de Estación Sismológica de San Salvador (Mario Fernández et al, 2004). En los siguientes años se dieron grandes contribuciones a la sismología en El Salvador, construyéndose nuevas estaciones en diferentes lugares como Ahuachapán (1961) y La Palma (Chalatenango, 1962), en este último se colocó el primer sismómetro de periodo largo en El Salvador (Mario Fernández et al, 2004).

El Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG) fue fundado por decreto oficial en enero de 1964 y desde entonces todo el equipo sísmico paso a ser parte de la sección de investigación sísmica en este centro. A raíz del terremoto del 3 de mayo de 1965, se adquirieron 3 acelerógrafos marca Teledyne modelo AR-240 que fueron instalados entre octubre y diciembre de 1966 en los lugares siguientes: uno en el sótano de las bodegas del Aeropuerto de Ilopango, otro en el sótano de la Biblioteca Nacional y el tercero en el Instituto de Vivienda Urbana (IVU). Además de los acelerógrafos antes mencionados se adquirieron 25 sismoscopios marca Wilmot modelo SR-100, que fueron instalados en el área metropolitana de San Salvador (AMSS) entre octubre de 1966 y enero de 1967. En enero de 1978 se instalaron cinco sismoscopios en Ahuachapán, Acajutla, Presa 5 de noviembre, Santiago de María y La Unión. Hasta diciembre de 1981

había en operación 22 sismoscopios y 7 acelerógrafos; de estos últimos, tres eran propiedad del Hotel Camino Real.

En 1984 se adquirieron veinte acelerógrafos modelo SMA-1 que fueron distribuidos en el área metropolitana de San Salvador y en el resto del país. Con esta nueva adquisición se tuvo un total de 27 acelerógrafos, de los cuales 23 eran modelo SMA-1, 3 modelo AR-240 y 1 tipo Montana.

En 1991 se adquirieron 30 acelerógrafos más del modelo SMA-1, sobrepasando así la cifra de 50 acelerógrafos. Cantidad que convertía a El Salvador en uno de los países con mayor cantidad de equipo acelerográfico por kilómetro cuadrado (MARN). Actualmente El Salvador cuenta con 4 redes acelerográficas: Universidad Centroamericana José Simeón Cañas (UCA), Comisión Ejecutiva del Río Lempa (CEL), Geotérmicas Salvadoreñas (GESAL), y Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG, ahora Dirección del Observatorio Ambiental) (Hernández y Ramírez, 2016).



Figura 3.1. Red acelerográfica de El Salvador (fuente SNET).

3.3 PROCESAMIENTO DE LOS REGISTROS ACELEROGRÁFICOS.

El evento sísmico ocurrido el viernes 10 de octubre de 1986, a las 11:49 de la mañana, ha sido el más destructivo de los que han afectado el territorio salvadoreño desde el pasado siglo, según los registros de Sismología del Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (Estadística de registros SNET). Tuvo una magnitud de 5.7 grados en la escala de Magnitud de momento (Harlow, White, Rymer y Álvarez., 1993). El epicentro se localizó en Los Planes de Renderos, al sur de la ciudad, con una profundidad de 5,4 km. El movimiento sísmico causó que varios edificios de la capital colapsaran o sufrieran daños que los dejaron prácticamente inhabilitados, entre los edificios más significativos que fueron dañados están:

- El edificio Rubén Darío.
- El edificio Dueñas, ubicado frente a la Plaza Gerardo Barrios.

- El Gran Hotel San Salvador.
- El edificio del Instituto Salvadoreño del Café.
- El Hospital Nacional de niños Benjamín Bloom.
- La Biblioteca Nacional y el Ministerio de Educación.
- Los ministerios de Hacienda, Planificación, Trabajo, Agricultura y Ganadería y la sede de la Dirección General de Correos.
- El edificio Rodríguez Ruiz.
- El edificio de la compañía Tropicás.
- El edificio Torre López, en cuyo sótano funcionaba el cine Izalco.
- El edificio CEFESA.
- La Universidad de El Salvador, en diversos edificios.
- El colegio Externado de San José.
- El monumento al Divino Salvador del Mundo.
- La Catedral Metropolitana de San Salvador.
- El hospital general del Instituto Salvadoreño del Seguro Social.



Edificio Rubén Darío



Edificio El Gran Hotel San Salvador.

Figura 3.2. Edificios representativos destruidos por el terremoto del 10 de octubre de 1986. (Fuente: www.elsalvador.com).

En el año 2001, El Salvador sufrió dos terremotos con un mes de diferencia entre ellos, el primero ocurrió el sábado 13 de enero a las 11:34 de la mañana y el segundo el martes 13 de febrero a las 8:22 de la mañana, ambos terremotos afectaron gravemente varios departamentos del país, dejando una serie de daños materiales, pérdidas humanas, entre otras, siendo la más notable, el alud de tierra que acabó con la vida de cientos de salvadoreños en la Colonia "Las Colinas", municipio de Santa Tecla, departamento de La Libertad, hecho que ocurrió en el primero de los terremotos. En el rubro económico, El Salvador estimó (para ambos terremotos) pérdidas monetarias valoradas en 1603,8 millones de dólares, y debe entenderse que estas pérdidas son el producto de pérdidas en exportaciones, daños materiales y daños ambientales (Estadística de registros SNET). El terremoto del 13 de enero de 2001 tuvo una magnitud de 7.6 en la

escala de Magnitud de Momento y una duración de 45 segundos. La causa del sismo fue el proceso de acomodación de las placas tectónicas "Cocos" y "Caribe", bajo el fenómeno de subducción, y cuyo epicentro estuvo localizado en el océano Pacífico, específicamente a 100 kilómetros de la ciudad de San Miguel. El hipocentro estaba a una profundidad aproximada de 39 kilómetros. (Estadística de registros SNET).



Figura 3.3. Vista aérea de la zona afectada en Las Colinas, luego del terremoto del 13 de enero de 2001 (Fuente: www.elsalvador.com).

El terremoto del 13 de febrero de 2001 tuvo con una magnitud de 6,6 en escala de magnitud de momento y una profundidad de 13 km con una duración de 20 segundos, con epicentro en San Pedro Nonualco La Paz. Los departamentos más afectados por este sismo fueron: Cuscatlán, San Vicente y La Paz. (Estadística de registros SNET). Las pérdidas humanas dieron un balance de 315

fallecidos, 3399 heridos, 252 622 damnificados, 37 desaparecidos, entre otros. Pérdidas materiales: 57 008 viviendas destruidas, 82 edificios públicos, 111 escuelas y 41 hospitales (Estadística de registros SNET).



Figura 3.4. Fisura en el volcán de San Vicente, luego del terremoto del 13 de febrero de 2001 (Fuente: www.elsalvador.com).

Teniendo en cuenta lo descrito en esta sección y debido a que son los terremotos más influyentes en cuanto a daños significativos en infraestructura, pérdidas humanas y económicas a gran escala, en esta investigación se decidió utilizar los terremotos del 10 de octubre de 1986, 13 de enero de 2001 y 13 de febrero de 2001 para llevar a cabo los análisis para obtener el factor de modificación de respuesta R.

Los Datos de las diferentes estaciones acelerográficas se obtienen en su forma básica en el formato “.v1”, el cual es un archivo de la señal sísmica sin ningún

tipo de corrección instrumental o de filtrado; luego estos son procesados con las correcciones de instrumento y filtrado de fábrica apropiados y se presentan finalmente en formato “. v2” con extensiones **.txt** ó **.dat**.

Los registros para el terremoto del 10 de octubre de 1986 corresponden a la red Centro de Investigaciones Geológicas (CIG) y son presentados con extensión **.dat** en el formato de múltiples datos de aceleración con paso de tiempo Δt de 0.02 segundos, los registros para el terremoto del 13 enero de 2001 pertenecen a la red Acelerografica de la Universidad Centro Americana “José Simeón Cañas” (UCA) y se presentan con extensión **.txt** en el formato de tiempo y aceleraciones en línea, con un paso Δt de 0.005 segundos y los registros para el terremoto del 13 de febrero de 2001 corresponden a la red Centro de Investigaciones Geológicas (CIG) y son presentados con extensión **.dat** en el formato de múltiples datos de aceleración con paso de tiempo Δt de 0.002 segundos, para todos los registros se analizaran los datos corregidos de las componentes norte-sur y oeste-este.

Para llevar a cabo el procesamiento analítico de los registros y obtener sus respectivos espectros de respuestas se utilizó el software “SeismoSignal” el cual provee una manera fácil y eficiente de procesar los datos de los acelerogramas en diferentes formatos tales como aceleración simple por línea, tiempo y aceleración en línea, múltiples datos de aceleración, etc. Además, es capaz de leer todo tipo de unidades como por ejemplo archivos **.txt** en gal o en m/seg², entre otros. El software SeismoSignal calcula, por ejemplo:

- Espectros de respuesta inelástica Elástico y de ductilidad constante.
- Series de Fourier y espectros de energía
- Intensidad de Arias (I_a) y las intensidades características (I_c)
- Raíz cuadrada media (RMS) de la aceleración, velocidad y desplazamiento
- Sostenida de aceleración máxima (SMA) y la velocidad (SMV)
- Aceleración diseño eficaz (EDA) Aceleración (ASI) y la velocidad de la intensidad del espectro (VSI)
- Predominante (T_p) y la media de los períodos (T_m)

Como ejemplo, en las figuras 3.5, 3.6 y 3.7 se muestran los acelerogramas procesados del terremoto de 1986 para las estaciones acelerográficas del CIG, hotel Sheraton y UCA respectivamente, así como el desplazamiento asociado al terremoto.

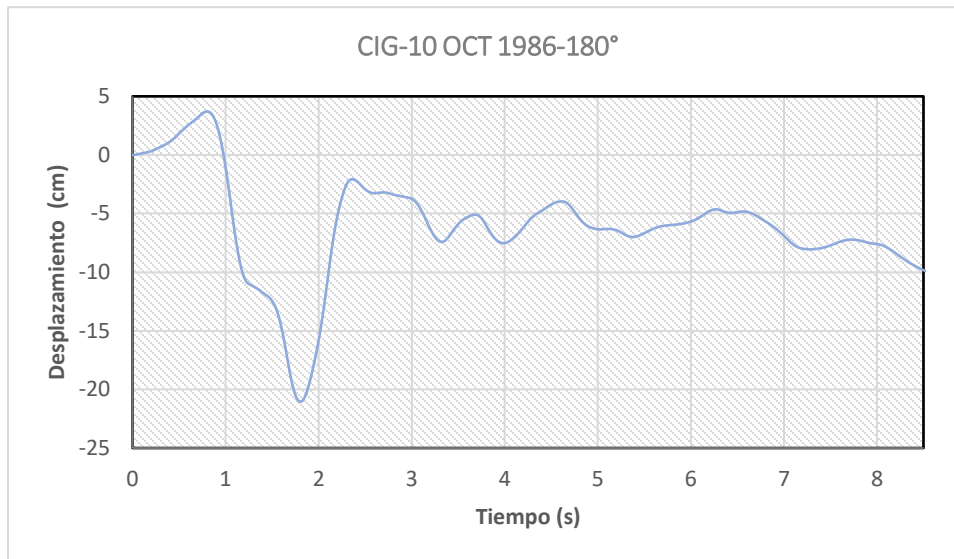
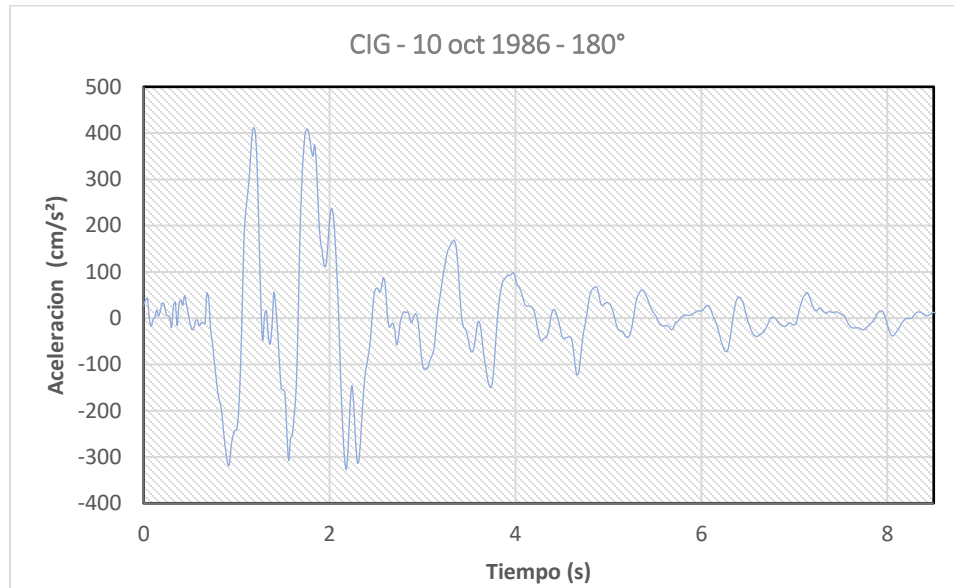


Figura 3.5. Acelerograma procesado por Seismosignal perteneciente al terremoto de 1986 y su desplazamiento. Estación CIG.

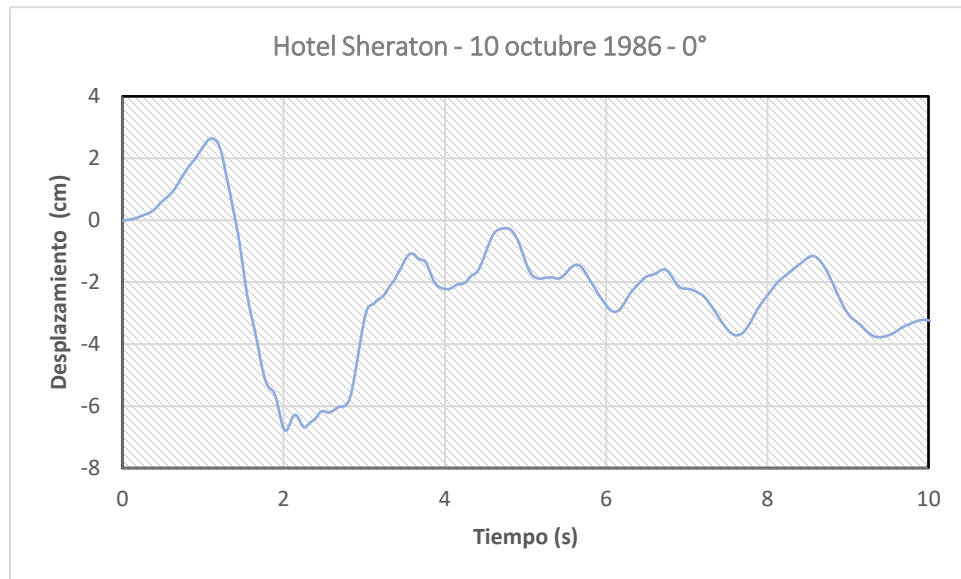
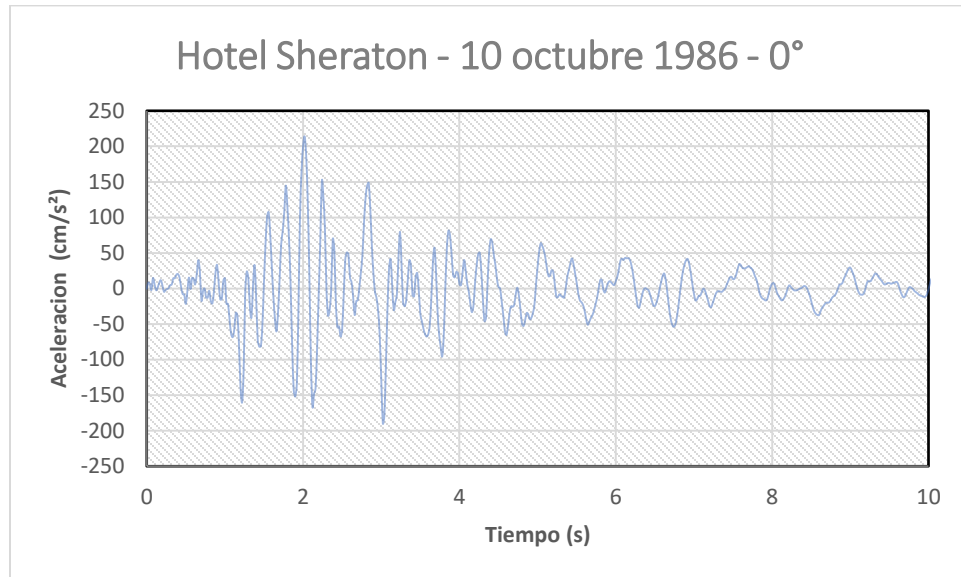


Figura 3.6. Acelerograma procesado por Seismosignal perteneciente al terremoto de 1986 y su desplazamiento. Estación hotel Sheraton.

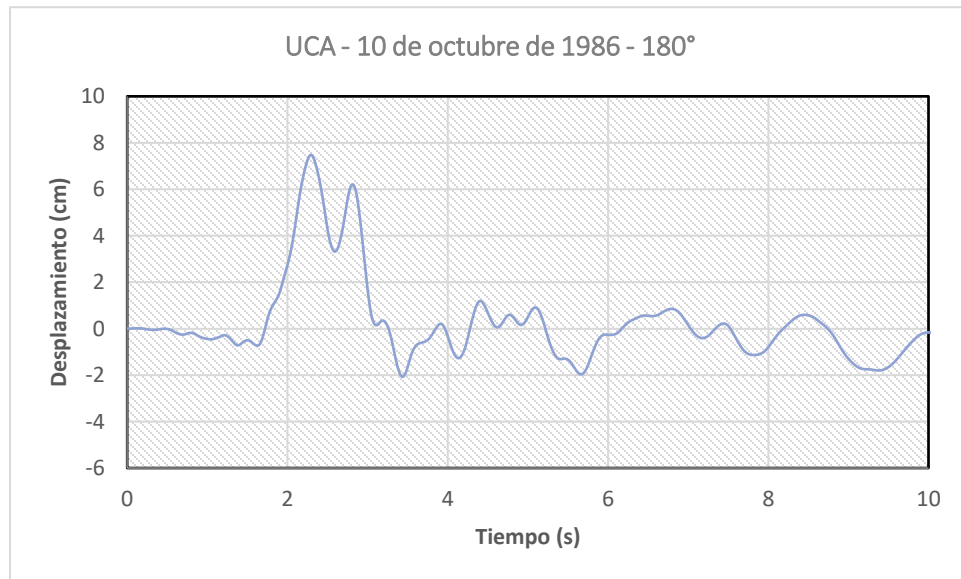
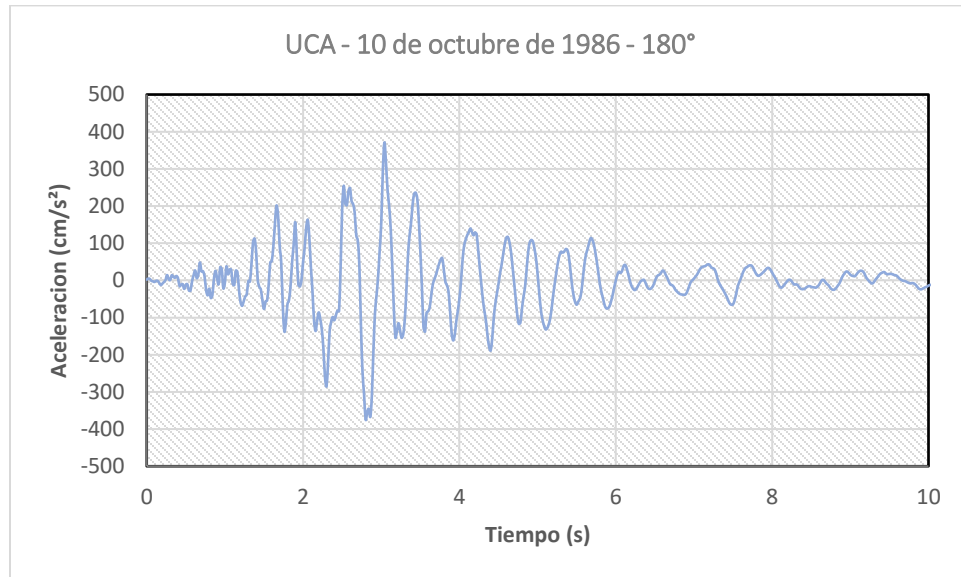


Figura 3.7. Acelerograma procesado por seismosignal perteneciente al terremoto de 1986 y su desplazamiento. Estación UCA.

3.4 SELECCION DE LOS REGISTROS ACELEROGRÁFICOS.

Los espectros de respuesta elástica que se presentan en las figuras 3.8, 3.9 y 3.10, están en función de la aceleración espectral y el periodo de vibración. Se obtuvieron a partir del procesamiento de los registros acelerográficos corregidos proporcionados por las redes acelerográficas del Centro de investigaciones Geológicas (CIG) y de la Universidad Centro Americana José Simeón Cañas (UCA) para los terremotos del 10 de octubre de 1986, 13 de enero de 2001 y 13 de febrero de 2001 respectivamente.

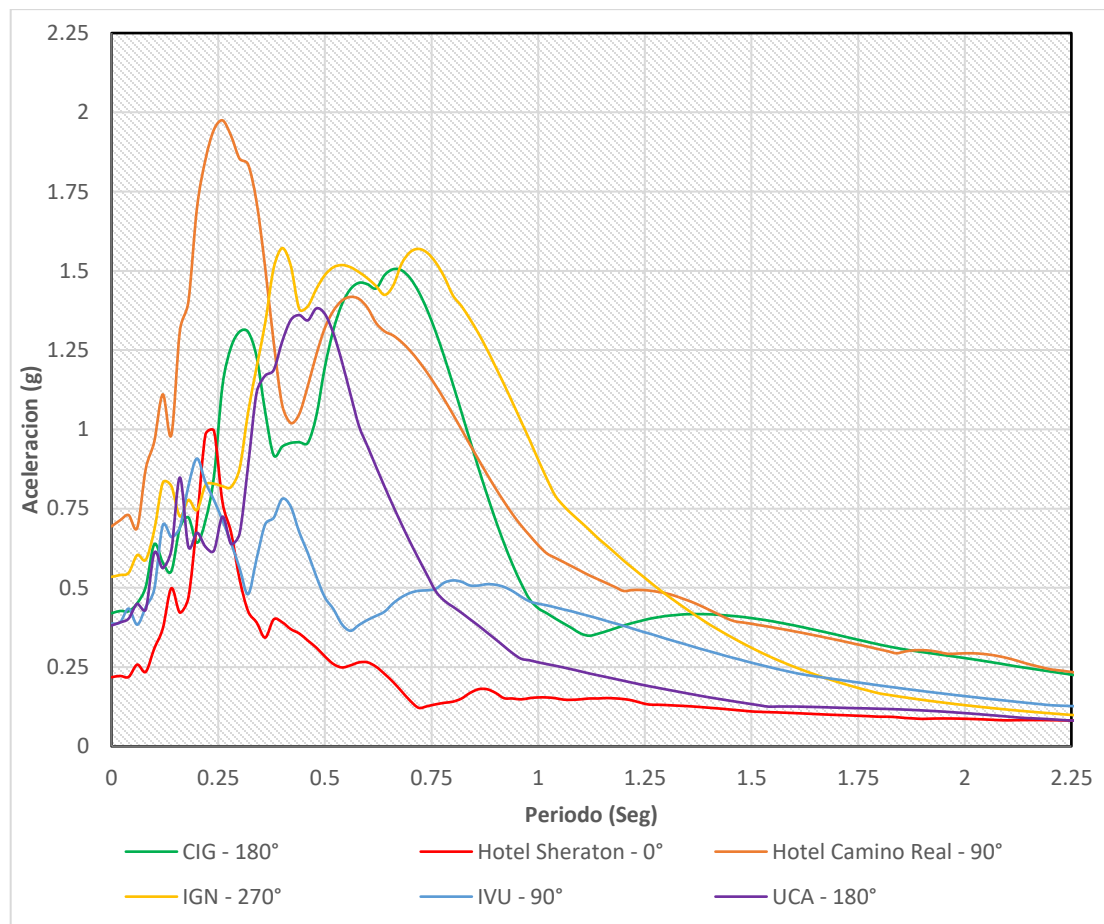


Figura 3.8. Espectros de respuesta elástica 10 de octubre de 1986 tomados de la red acelerográfica del CIG.

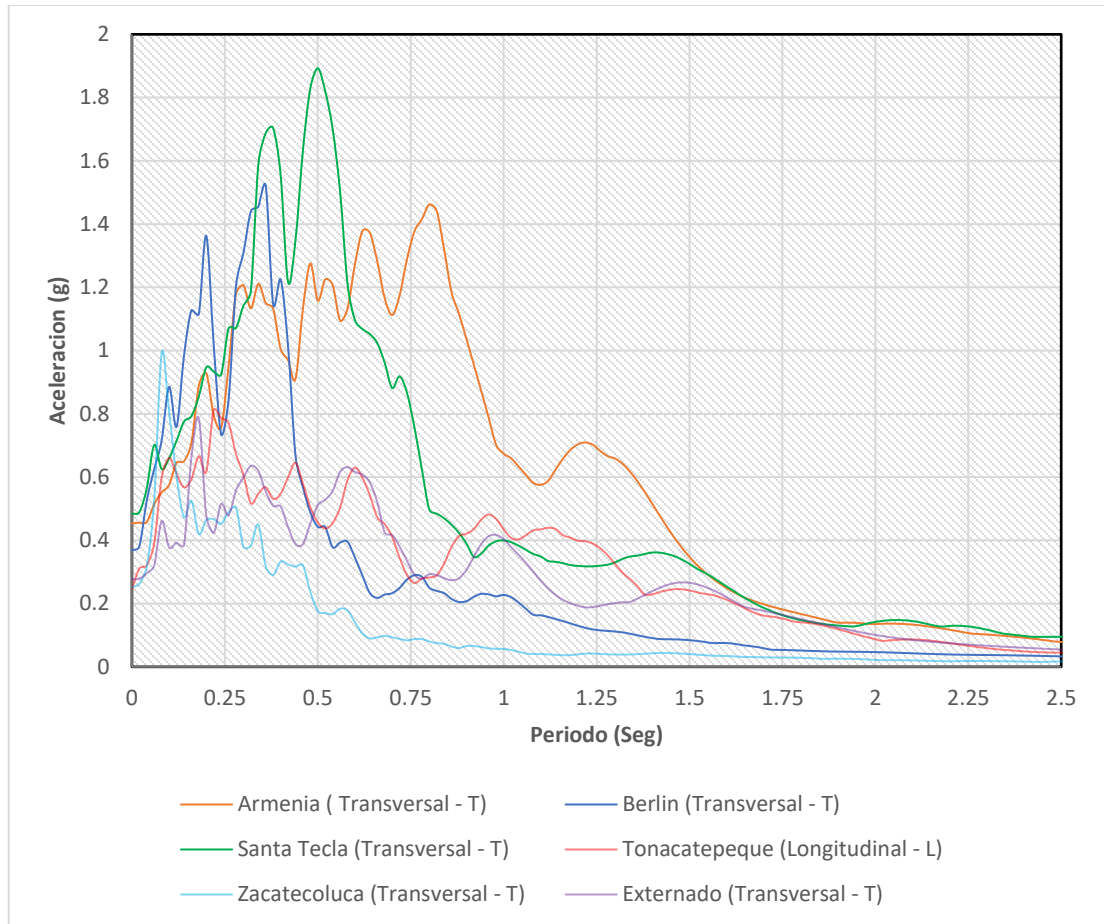


Figura 3.9. Espectros de respuesta elástica del terremoto del 13 de enero de 2001 tomados de la red acelerográfica UCA.

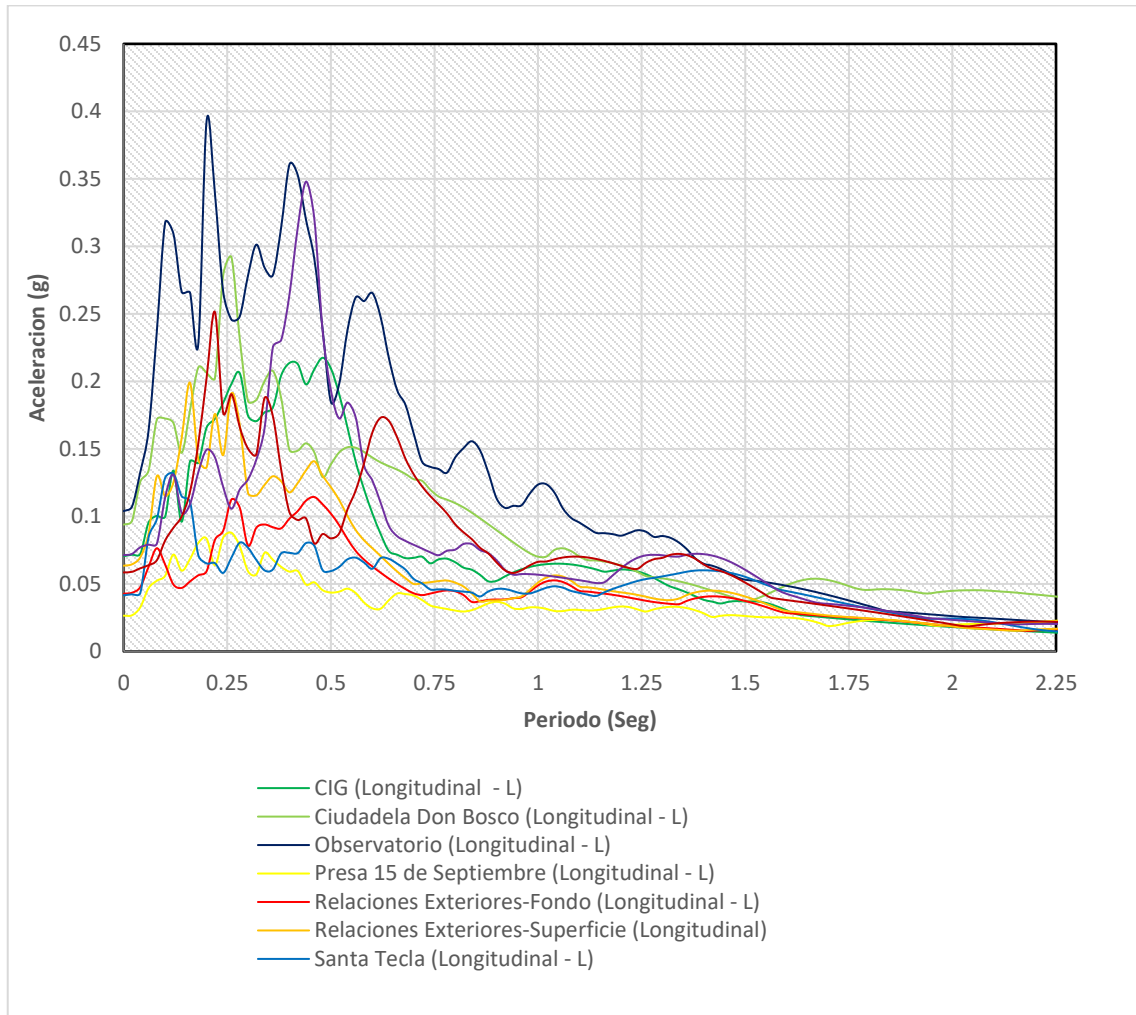


Figura 3.10. Espectros de respuesta elástica del terremoto del 13 de febrero de 2001 tomados de la red acelerográfica del CIG.

Los registros seleccionados para llevar a cabo el análisis del factor de modificación de respuesta R son los correspondientes al de la red y estación CIG para el terremoto del 10 octubre de 1986 en la dirección 180°, del 13 de enero de 2001 pertenece a la estación de Santa Tecla de la red de la UCA sentido transversal y para el del 13 de febrero de 2001 el registro de la estación del

Observatorio de la red del CIG sentido longitudinal; los cuales se muestran más adelante en las figuras 3.11, 3.12 y 3.13.

A continuación, se describen los criterios tomados en esta investigación para seleccionar los registros acelerográficos mencionados al principio de este párrafo:

1. El primer criterio que se definió fue: el periodo fundamental de vibración de las estructuras utilizadas para efectuar el análisis del factor de modificación de respuesta R, que se describirán en el capítulo siguiente. Este criterio consiste en tomar la máxima demanda sísmica de los espectros de respuesta en el punto donde su respectivo periodo coincida con el del periodo fundamental de vibración de las estructuras, con el objetivo de obtener los registros adecuados para excitar la estructura.
2. Ubicación geográfica de las estaciones acelerográficas y cercanía: este criterio fue tomado en base a que se consideró que la ubicación de las estructuras será en la ciudad capital San Salvador, la principal ciudad demográfica y financiera de El Salvador y que es donde actualmente se está llevando a cabo la construcción de edificios de baja, mediana y gran altura con el fin de ser utilizados para vivienda y oficinas.
3. Tipología Estructural: este último criterio fue tomado en base al sistema estructural escogido para la determinación del factor de modificación de respuesta, se sabe por teoría que el sistema estructural D de la NTDS está caracterizado por que las paredes son capaces absorber el cien por ciento

de las fuerza sísmicas y gravitacionales, esto conlleva a ser estructuras sumamente rígidas, por lo tanto una demanda grande se espera que afecte las estructuras seleccionadas de tal manera que produzca resultados útiles a la investigación.

Finalmente, en las figuras 3.11,3.12 y 3.13 se muestran los acelerogramas pertenecientes a los terremotos seleccionados que se utilizaran en esta investigación para la determinación del factor R en edificios del sistema D de la NDTs.

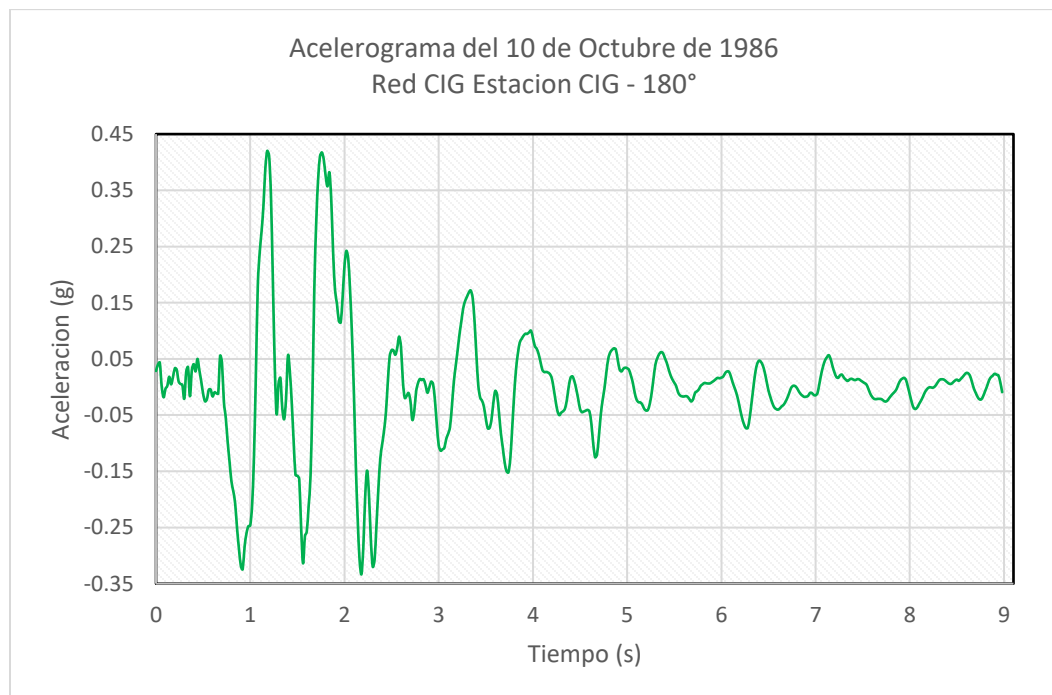


Figura 3.11. Acelerograma a utilizar del 10 octubre de 1986 de la red acelerográfica del CIG.

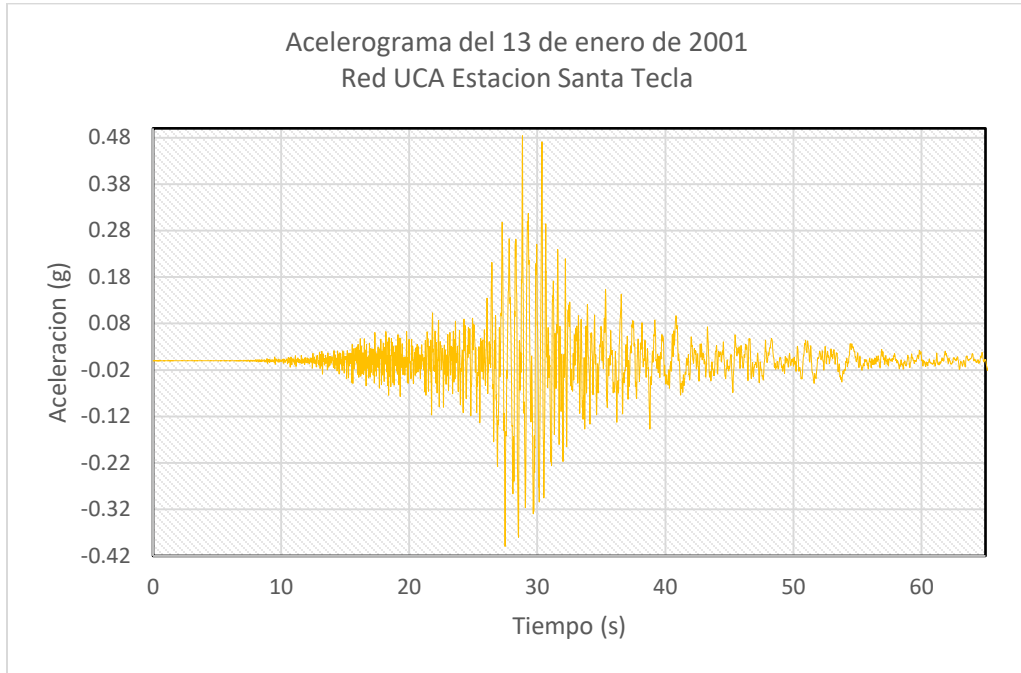


Figura 3.12. Acelerograma a utilizar del 13 de enero de 2001 de la red acelerográfica de la UCA

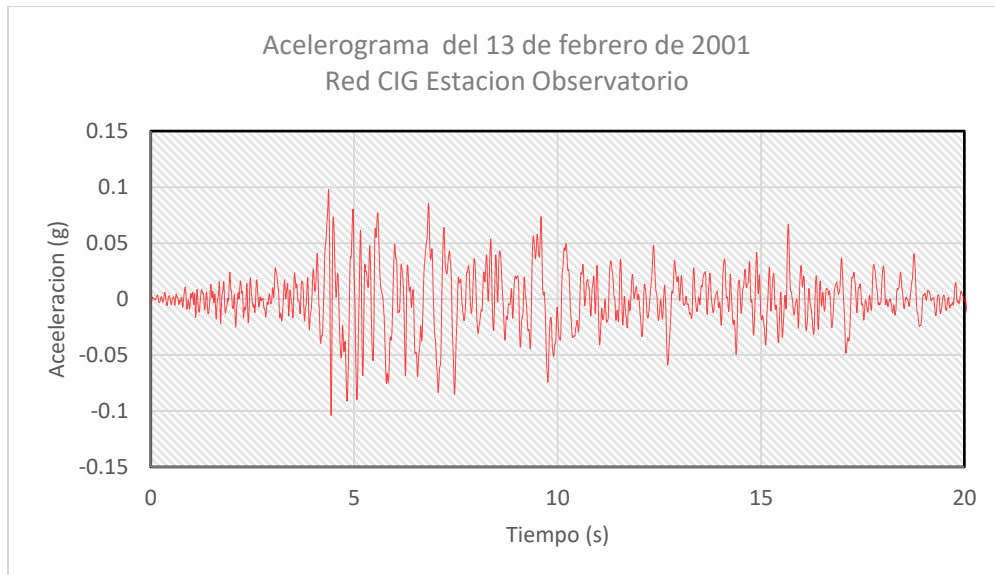


Figura 3.13. Acelerograma a utilizar del 13 de febrero de 2001 de la red acelerográfica del CIG

CAPÍTULO IV: MODELOS MATEMÁTICOS PARA EL ANÁLISIS.

4.1 INTRODUCCIÓN.

Anteriormente, en el capítulo dos se explicó en qué consisten los métodos de análisis no lineal en estructuras, sin embargo, para llevar a cabo estos análisis es necesario tomar otros insumos (en su mayoría modelos matemáticos) que son los que se detallan en este capítulo. El presente capítulo comienza con la selección y diseño sismo-resistente de los tres edificios que se utilizaran para la investigación, luego, se describe la modelación de las tres estructuras en estudio para su análisis computacional, tomando en cuenta aspectos como no linealidad geométrica, la inelasticidad de los materiales y cómo esta última ha de ser resuelta. Al hablar de inelasticidad de los materiales, se hace obligatorio también hablar de las leyes constitutivas de los materiales por lo que en este capítulo se trata de explicar los modelos propuestos Mander et al. [1988] para concreto y por Menegotto y Pinto [1973] para el acero de refuerzo; y además también se explica los efectos del confinamiento del concreto, como se considerara la resistencia al cortante de los elementos, el amortiguamiento entre otras cosas. El capítulo finaliza estableciendo los criterios de desempeño (o de falla) que se impondrán a cada una de las estructuras a analizar.

4.2 SELECCIÓN DE EDIFICIOS A EVALUAR.

Para la selección de los edificios a evaluar se debe de recordar las limitaciones expresadas en el capítulo uno de este documento, donde se indica que se evaluarán edificios de 4, 6 y 10 niveles con la característica de poseer una planta regular, entendiéndose que se refiere principalmente a que su estructuración posee simetría en sus dos ejes principales. De igual forma para la selección de los edificios se tomará como requisito que estos posean regularidad vertical. Para una mayor comprensión de estos conceptos a continuación se muestra lo que la Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador considera como irregularidades.

Definición y Tipo de Irregularidad.

- A. Irregularidad en la Rigidez-Entrepiso Flexible.**
Entrepiso flexible es aquel cuya rigidez lateral es menor que el 70 por ciento de la del entrapiso superior o menor al 80 por ciento del promedio de las rigideces de los tres entrapisos superiores.
- B. Irregularidad en la Masa.**
Se considera que existe irregularidad cuando la masa efectiva de cualquier piso es mayor que el 150 por ciento de la masa efectiva de un piso consecutivo. No se considera irregularidad en masa cuando el techo sea más liviano que el piso inferior.
- C. Irregularidad Geométrica Vertical.**
Se considera que existe irregularidad geométrica vertical cuando la dimensión horizontal del sistema resistente a cargas laterales en cualquier entrapiso es mayor al 130 por ciento del piso consecutivo. Se exigen de esta consideración las obras pequeñas de un piso que se apoyen sobre el techo (Pent-house).
- D. Discontinuidad en el plano de los elementos verticales resistentes a cargas laterales.**
Se considera que existe discontinuidad cuando los elementos resistentes a cargas laterales están desplazados dentro de su plano, una cantidad mayor que la longitud de tales elementos.
- E. Discontinuidad en la capacidad-Entrapiso Débil.**
Se considera que un entrapiso es débil cuando su resistencia es menor que el 80 por ciento de la del entrapiso superior. Resistencia de entrapiso es la resistencia total de todos los elementos resistentes a sismo que comparten el cortante de entrapiso en la dirección en consideración.

Tabla 4.1. Tabla 5 de la Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador de 1994: irregularidades verticales.

Definición y Tipo de Irregularidad.

A. Irregularidad Torsional.

Si los diafragmas no son flexibles se considerará que existe una irregularidad torsional cuando la máxima deriva de entrepiso, incluyendo la torsión accidental, calculada en un extremo de la estructura transversal a un eje, es mayor a 1.2 veces la deriva de entrepiso promedio de los dos extremos de la estructura.

B. Esquinas Entrantes.

La configuración en planta de una estructura y su sistema resistente a fuerzas laterales contiene una irregularidad de tipo "esquina entrante" cuando ambas proyecciones de la estructura más allá de una esquina entrante sean mayores que el 15 por ciento de la dimensión en planta de la estructura en la dirección considerada.

C. Discontinuidad del Diafragma.

se consideran discontinuidades en diafragmas los cambios abruptos o variaciones en la rigidez, como recortes o aberturas mayores que el 50 por ciento del área bruta de la planta del edificio.

D. Desalineamiento fuera del plano.

Discontinuidades en la trayectoria de una fuerza lateral, tal como elementos verticales fuera del plano.

E. Sistemas no Paralelos

Los elementos verticales resistentes a cargas laterales no son paralelos o no son simétricos con respecto a los ejes principales ortogonales del sistema resistente a fuerzas laterales.

Tabla 4.2. Tabla 6 de la Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador de 1994: irregularidades en planta.

La importancia de la regularidad de la estructura radica en eliminar los efectos de torsión debido a que los procedimientos de análisis no lineal presentan un mejor funcionamiento en estructuras regulares además que estas presentan mejor comportamiento ante cargas sísmicas, no obstante, en la vida real y en el país se suele usar de forma común estructuras que tienen algún tipo de irregularidad. Debido a lo expresado anteriormente se decide realizar el diseño estructural de los tres edificios que se analizan en esta investigación. Para la elección del uso de la edificación se dispondrá el uso habitacional tomando en cuenta la necesidad de proveer vivienda en altura que nuestro país experimenta durante los últimos años a causa del poco espacio sobrante en el tejido urbano (CASALCO, 2014). Estos edificios tendrán las siguientes características en común:

- La demanda será en base a la Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador.
- Los tres edificios tendrán la misma configuración en planta, misma longitud de paredes solo variando el espesor de las paredes y su armado.
- La altura de entrepiso será la misma para los tres edificios en todos sus niveles. Esta altura será de 3.50 m.
- Las losas serán densas, con espesor de 15 cm.
- La configuración arquitectónica que define los espacios y cargas de los tres edificios, es la que se muestra en la figura 4.1.

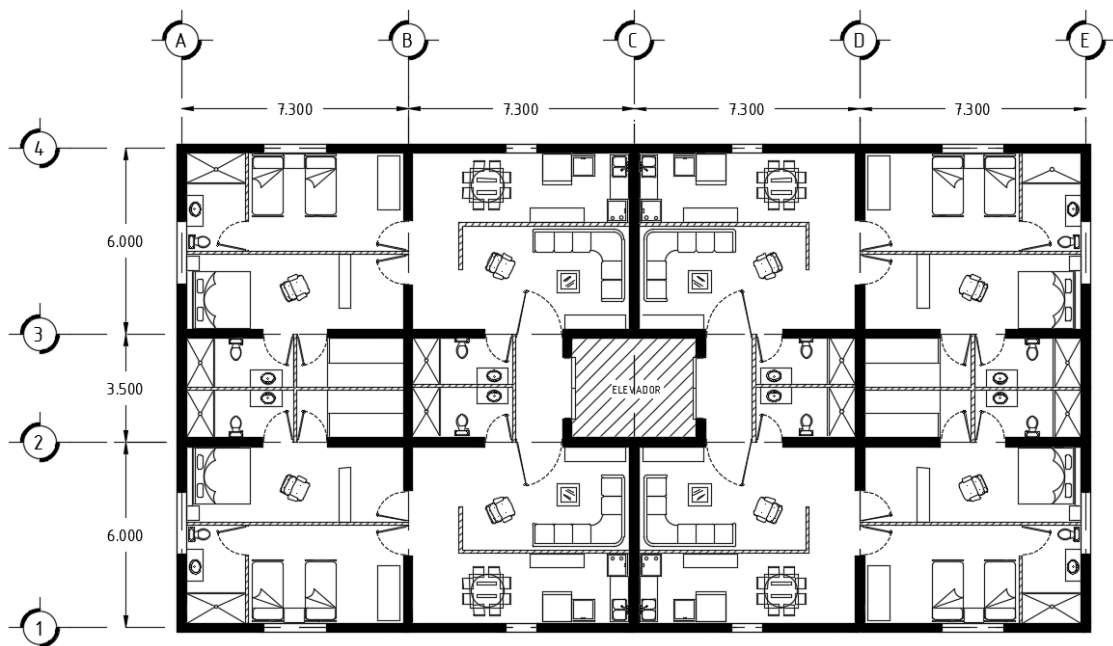


Figura 4.1. Configuración arquitectónica de los edificios a analizar (medidas en metros).

De tal forma la disposición estructural de las paredes (teniendo un área de paredes en planta de 43.08 metros cuadrados donde esto solo representa un 9.23% del área total del entrepiso) se muestra en la figura 4.2 donde las discontinuidades representan ventanas y puertas según sea el caso y la figura 4.3 representa la elevación típica de la estructura en análisis.

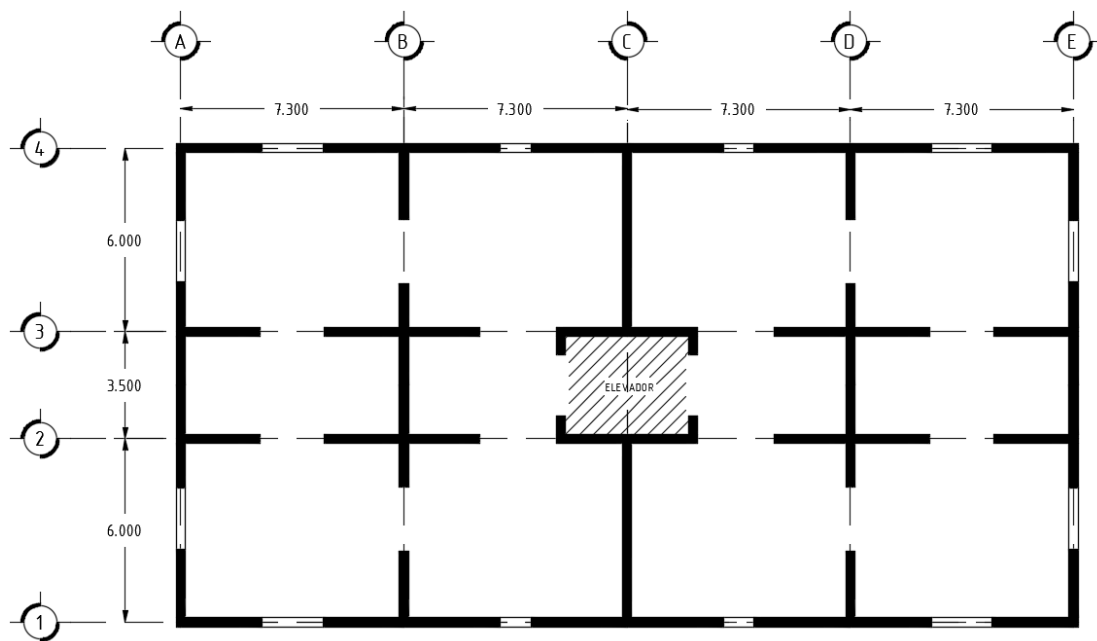


Figura 4.2. Disposición estructural de las paredes que resistirán las cargas laterales y verticales (medidas en metros).

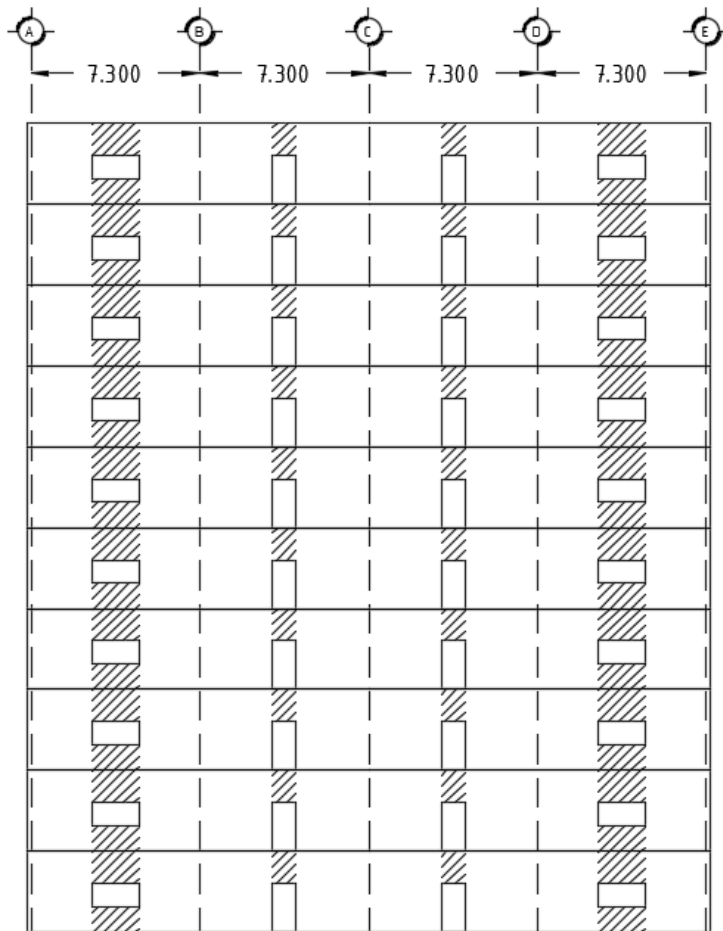


Figura 4.3. Elevación de paredes en ejes 1 y 4 para el edificio de 10 niveles. Las partes achuradas son vigas de acople (medidas en metros).

4.3 DISEÑO SISMORESISTENTE DE ACUERDO A LA NORMA TECNICA PARA DISEÑO POR SISMO DE EL SALVADOR.

4.3.1 CRITERIOS DE DISEÑO

En el medio, el diseño y el detallado estructural son influenciados en la mayoría de casos por la experiencia y los criterios del diseñador, teniendo en cuenta que estos diseños sean prácticos (o posibles) de realizar en el trabajo de campo (facilidades constructivas) y a la vez cumplir con los reglamentos y códigos de

diseño y construcción. Ahora bien, para los edificios a analizar se decidió aplicar los mismos criterios en el diseño y detallado de cada uno de ellos, estos criterios se muestran a continuación.

- Los materiales serán los mismos para las tres estructuras: concreto con resistencia ultima a la compresión de 280 kg/cm^2 y acero de refuerzo grado 60, con un esfuerzo mínimo de fluencia de 4200 kg/cm^2 .
- El detallado de las paredes y las vigas de acople será en base a código ACI 318-11 (American Concrete Institute, 2011), capítulo 21 sección 21.9 “Muros especiales y vigas de acople”.
- El recubrimiento en paredes se tomará de 3 cm.
- Las cargas verticales son las mismas en todos los niveles a excepción de la azotea.

4.3.2 PARAMETROS DE DISEÑO

Para elaborar el diseño se respetó lo establecido por el Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de la Republica de el Salvador (Ministerio de Obras Públicas, 1996-b) y la Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador en lo que concierne a fuerzas de diseño, métodos de análisis y límites de servicio y falla (deflexiones, derivas de entrepiso, etc.) y para el detallado y diseño de cada uno de los elementos se aplicó el código ACI 318-11 (American Concrete Institute, 2011).

Las cargas utilizadas se muestran a continuación:

Cargas muertas:

El peso propio de los elementos se consideró con un peso volumétrico del concreto igual a 2400 kg/m^3 , adicionalmente a esta carga por peso propio están las cargas de los elementos que se listan en la siguiente tabla.

CARGAS MUERTAS DE ENTREPISO	
Losa de accidental Construcción (espesor= 1cm)	20 kg/m^2
Piso Cerámico	80 kg/m^2
Cielo Falso	20 kg/m^2
Divisiones Interiores	70 kg/m^2
Aire acondicionado	20 kg/m^2
Tuberías	35 kg/m^2
Total	245 kg/m^2

Tabla 4.3. Cargas muertas de entrepiso.

CARGAS MUERTAS DE AZOTEA	
Losa de Construcción	20 kg/m^2
Cielo Falso	20 kg/m^2
Aire acondicionado	20 kg/m^2
Tuberías	35 kg/m^2
Total	95 kg/m^2

Tabla 4.3. Cargas muertas de azotea.

CARGAS VIVAS	
Carga viva de entrepiso (máxima)	170 kg/m^2
Carga viva de azotea (máxima)	100 kg/m^2
Carga viva de entrepiso (instantánea)	120 kg/m^2
Carga viva de azotea (Instantánea)	50 kg/m^2

Tabla 4.4. Cargas vivas.

Acciones sísmicas:

Las acciones sísmicas son obtenidas del espectro de diseño establecido en el Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de la Republica de el Salvador (Ministerio de Obras Públicas, 1996-b) y la Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador, el cual se construye con las siguientes expresiones:

$$\text{Si } T_m < \frac{T_o}{3} \quad C_{sm} = \frac{IA}{R} \left[1 + \frac{3*(C_o-1)}{T_o} \right] \quad \text{Eq.4.1}$$

$$\text{Si } \frac{T_o}{3} \leq T_m \leq T_o \quad C_{sm} = \frac{IAC_o}{R} \quad \text{Eq.4.2}$$

$$\text{Si } T_o < T_m \leq 4.0 \text{ seg} \quad C_{sm} = \frac{IAC_o}{R} \left(\frac{T_o}{T_m} \right)^{2/3} \quad \text{Eq.4.3}$$

$$\text{Si } T_m > 4.0 \text{ seg} \quad C_{sm} = \frac{2.5IAC_o(T_o)^{2/3}}{R(T_m)^{4/3}} \quad \text{Eq.4.4}$$

Donde:

A = Factor de zona

I= Factor de importancia

C_o= Coeficiente de sitio

T_o= Coeficiente de sitio

R= Factor de modificación de respuesta

T_m= Periodo fundamental de vibración de la estructura

Para la construcción del espectro de respuesta de los edificios a analizar se consideran los siguientes valores.

<i>Factores usados para el cálculo del espectro de Diseño según NTDS</i>		<i>Notas</i>
A	0.40	Zona 1
Co	3.00	Suelo S3
To	0.60	Suelo S3
I	1.00	Uso habitacional
R	7.00	Sistema D

Tabla 4.6. factores para el cálculo de espectro de diseño de la NTDS.

Dando como resultado el siguiente espectro de diseño:

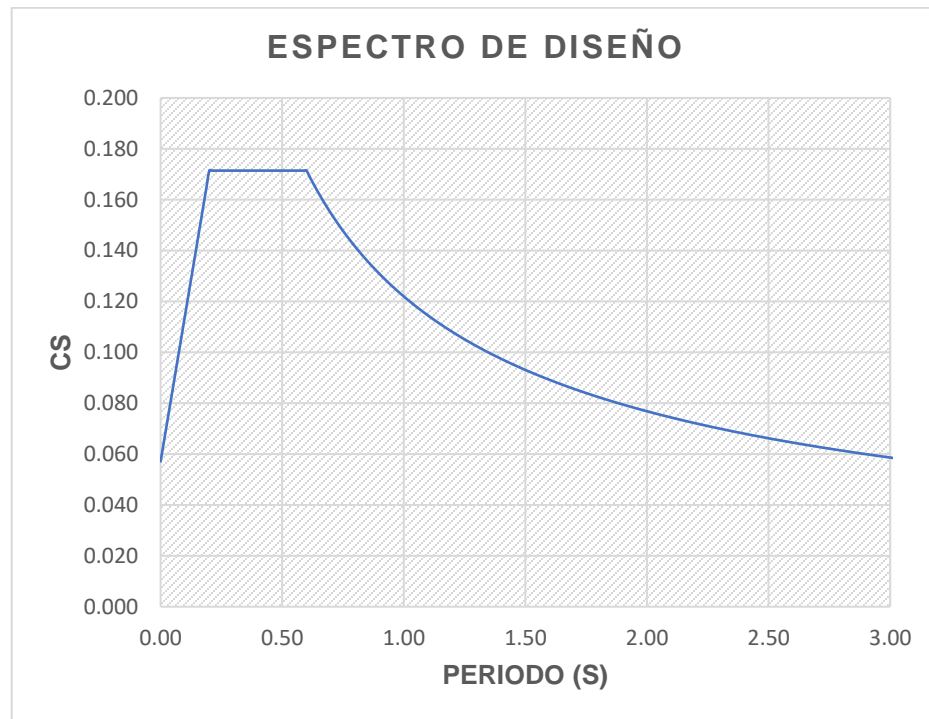


Figura 4.4. Espectro de diseño según Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador.

A partir del espectro de diseño se pueden obtener las acciones sísmicas, es decir el cortante de diseño en la base y por ende su distribución en elevación.

4.3.3 DETALLADO DE LAS PAREDES

En el edificio de cuatro niveles el espesor de las paredes es de 20 cm, en el de seis y de diez niveles es de 30 cm. Para los tres edificios las paredes están provistas de dos cortinas de refuerzo. En el edificio de cuatro niveles el refuerzo de las paredes consiste en barras #4 (diámetro nominal de 4 octavos de pulgada) a cada 25 centímetros en la dirección horizontal y vertical, según el análisis estructural no se necesitan elementos de borde, no obstante, se dispuso de elementos de borde con dimensiones de 20 x 20 cm. En el edificio de seis niveles el refuerzo de las paredes es similar al que se dispuso en el edificio de cuatro niveles, con elementos de borde de 30 x 30 cm. Para el edificio de 10 niveles el refuerzo vertical es de barras #6 espaciadas a cada 25 centímetros, mientras que el refuerzo horizontal consiste en barras #4 espaciadas a cada 20 cm, para este edificio los elementos de borde varían dependiendo de cada pared. Se debe mencionar que no se varió el refuerzo en elevación. Para las vigas de acople no se utilizó el refuerzo en diagonal que comúnmente se emplea, debido a la complicación que el software SeismoStruct presenta para modelar este refuerzo, no obstante, se incluyó un detallado opcional que resuelve este problema el cual se basa en el detallado de vigas de gran peralte comúnmente llamada vigas altas, en los anexos se podrá visualizar los planos estructurales de los edificios a evaluar.

4.4 DESCRIPCION DE LA MODELACION Y ANALISIS COMPUTACIONAL.

En el capítulo dos se describieron los métodos analíticos para determinar el factor de modificación de respuesta R: el análisis Estático (Pushover) y el análisis Dinámico incremental (IDA), estos análisis conllevan un profundo planteamiento y proceso iterativo y para llevarlo a cabo en esta investigación se decidió tomar la ayuda de la herramienta de análisis computacional SEISMOSTRUCT 2016, de la empresa de nacionalidad italiana SEISMOSOFT. Este es un software de modelación por elementos finitos que predice o trata de predecir el comportamiento inelástico de marcos espaciales, paredes estructurales y otros tipos de sistemas sometidos a cargas gravitacionales y laterales estáticas o dinámicas, incluyendo características como la no linealidad geométrica, inelasticidad de los materiales, etc. En este apartado se pretende explicar de manera general estas características que incluye el software y que se describen a continuación:

4.4.1 NO LINEALIDAD GEOMÉTRICA.

Conocida comúnmente como el efecto P-delta, la no linealidad geométrica es una condición asociada a los efectos de segundo orden, producidos específicamente por la interacción de la carga gravitacional y una carga lateral, esta se traduce como una desviación o un desplazamiento lateral asociado a el efecto de pandeo (flexión en la columna/Pared), generalmente las estructuras de acero son más sensibles a esta condición, sin embargo ningún elemento vertical de concreto reforzado está exento de tomar en cuenta esta condición, usualmente la no

linealidad geométrica causa dificultades en la determinación de los desplazamientos últimos, produciendo inclusive valores de ductilidad que penalizan de manera severa a dichas estructuras y que no reflejan objetivamente su capacidad sismo-resistente (Vielma & Cando, 2014), en la figura 4.5 se muestra el concepto generalizado del efecto P-delta para una columna en cantiléver sometida a una carga axial P y una carga lateral F .

SEISMOSTRUCT toma en consideración los efectos de la no linealidad geométrica dando resultados más completos y cercanos al comportamiento real, y permite adicionar las deformaciones independientes y capturar el comportamiento de un análisis no lineal de la manera más completa posible (Hernández & Ramirez,2016).

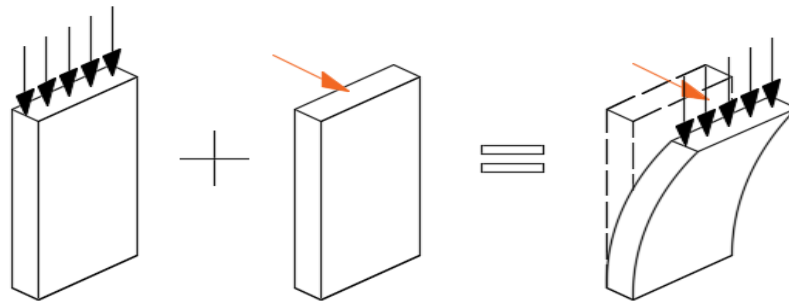


Figura 4.5. Definición de efecto P-delta en placas, (Boris Bresler et.al, 1967)

4.4.2 INELASTICIDAD DE LOS MATERIALES.

La plasticidad es el término que mejor describe el comportamiento inelástico de un material que presenta deformaciones permanentes cuando este se descarga.

El comportamiento inelástico de cualquier material puede ocurrir bajo un estado de esfuerzos multiaxial de un sólido sujeto a acciones de carga, aun cuando ninguno de los esfuerzos actuantes excede el esfuerzo límite uniaxial del material. La implicación es que, bajo un estado multiaxial de esfuerzos, el inicio de la fluencia o daño está gobernada por otra cantidad, diferente a las componentes de esfuerzo individuales. Por lo que es necesario combinar las componentes de esfuerzo en esfuerzos efectivos uniaxiales. Este esfuerzo efectivo se compara con alguna propiedad del material, generalmente el esfuerzo uniaxial de fluencia, mediante un criterio de fluencia (a través de la deformación unitaria que produce fluencia) para predecir el inicio del comportamiento no lineal del material (Juárez Gelacio,2012).

De los muchos métodos para capturar la inelasticidad de los materiales se encuentra el método de los elementos con plasticidad distribuida comúnmente conocido como método basado en fibras, cuyo enfoque principal es de predecir puntos arbitrarios donde se desarrollen plastificaciones durante la fase de carga. El uso de esta metodología ha ido ganando auge y popularidad en la rama de la ingeniería sísmica (Hernández & Ramírez, 2016); SEISMOSTRUCT por su parte basa su análisis bajo este enfoque donde representa el comportamiento de las

secciones transversales, en el cual cada fibra es asociada a una relación uniaxial esfuerzo-deformación; el estado seccional de esfuerzo-deformación de los elementos viga-columna es obtenido mediante la integración de la respuesta esfuerzo-deformación uniaxial no lineal de las fibras individuales (típicamente 100-150) en las cuales ha sido subdividida la sección (en la figura 4.5 se esquematiza la discretización de varias secciones transversales típicas de concreto reforzado) (SeismoSoft SRL,2016).

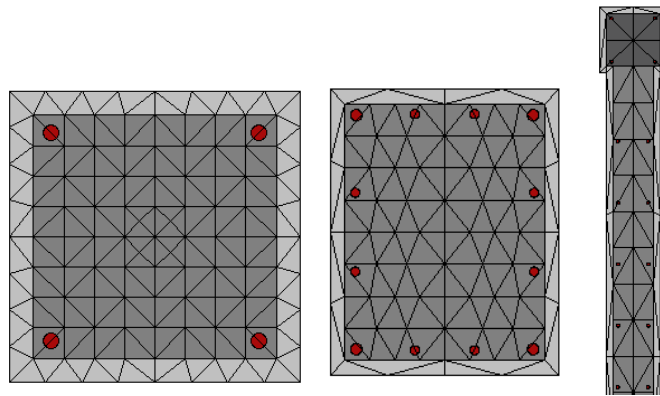


Figura 4.5. Secciones típicas con 150 fibras de Discretización (SeismoSoft SRL,2016).

Se debe recalcar que existen ciertas ventajas en relación al uso de los elementos con plasticidad distribuida que se describen a continuación (Seismosoft SRL, 2016):

- No es necesario realizar el análisis Momento-Curvatura previamente para la definición de los elementos.
- No es necesario definir ningún tipo de respuesta Histerética, dado que este ya se encuentra implícito en las leyes constitutivas de los materiales

definidos en el programa, y que se describirán en la siguiente sección de esta investigación.

- Ofrece un modelado directo de la interacción entre el esfuerzo debido a carga axial y el esfuerzo debido al momento flector (esto aplica tanto en la resistencia como en la rigidez).
- representación directa de la carga biaxial y de la interacción de la resistencia flexional en direcciones ortogonales.

4.4.3 ELEMENTO INELASTICO BASADO EN FUERZA.

En SeismoStruct se encuentran implementadas dos formulaciones, elemento inelástico basado en desplazamientos y basado en fuerzas (DB y FB respectivamente). Sin embargo, la formulación basada en fuerzas es típicamente recomendada dado que, no requiere (en general) de la discretización de los elementos, dando lugar así a modelos considerablemente más pequeños (en comparación a aquellos en los que se utiliza la formulación DB) y, por lo tanto, análisis mucho más rápidos, a pesar de que los elementos FB requieran cálculos de equilibrio computacionalmente más demandantes. Una excepción a lo dicho respecto de la no discretización surge cuando se prevén efectos de localización, en cuyo caso es necesario tomar precauciones/medidas especiales; la formulación basada en fuerzas es siempre exacta, dado que no depende del comportamiento constitutivo que se asuma para la sección. De hecho, no restringe de ninguna manera el campo de desplazamientos del elemento. En este sentido, esta formulación puede ser considerada "exacta", siendo el número

discreto de secciones de control utilizadas para la integración numérica a lo largo del elemento la única aproximación introducida (SeismoSoft SRL, 2016).

Debido a las ventajas que conlleva la utilización de los elementos inelásticos basados en fuerza, para esta investigación se decidió modelar los tres edificios descritos en las secciones anteriores con este tipo de análisis, que permitirá evaluar de una manera más rápida y permitirá un output mucho más ordenado y ligero para efectuar las revisiones de rotaciones, deformaciones y distorsiones para cada uno de los criterios de desempeño descritos en la sección 4.7.

4.5 LEYES CONSTITUTIVAS DE LOS MATERIALES.

Los modelos constitutivos de los materiales para cargas monotónicas y para cargas cíclicas, juegan un papel fundamental en los análisis no lineales de las estructuras, tanto así que intervienen en los cálculos de resistencia y rigideces para los elementos con plasticidad distribuida, cálculos de resistencia y rigideces para los elementos con plasticidad concentrada (Rotulación plástica), entre otros, en esta sección se describirán las leyes constitutivas que serán aplicables en la modelación de los tres edificios en esta investigación (López, 2016).

4.5.1 MODELO NO LINEAL DE MANDER PARA EL CONCRETO CONFINADO.

Es un modelo uniaxial no lineal de confinamiento constante, desarrollado inicialmente por Madas [1993], que sigue la relación constitutiva propuesta por Mander et al. [1988] y las leyes cíclicas propuesta por Martínez-Rueda y Elnashai [1997]. Los efectos del confinamiento provisto por el refuerzo transversal son incorporados mediante las leyes propuestas por Mander et al. [1988], en las cuales se asume una presión de confinamiento constante a lo largo de todo el rango de esfuerzos-deformaciones (Seismosoft SRL, 2016) la figura 4.6 muestra el modelo de Mander para un concreto $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$ que será utilizado durante la modelación de los tres edificios de esta investigación.

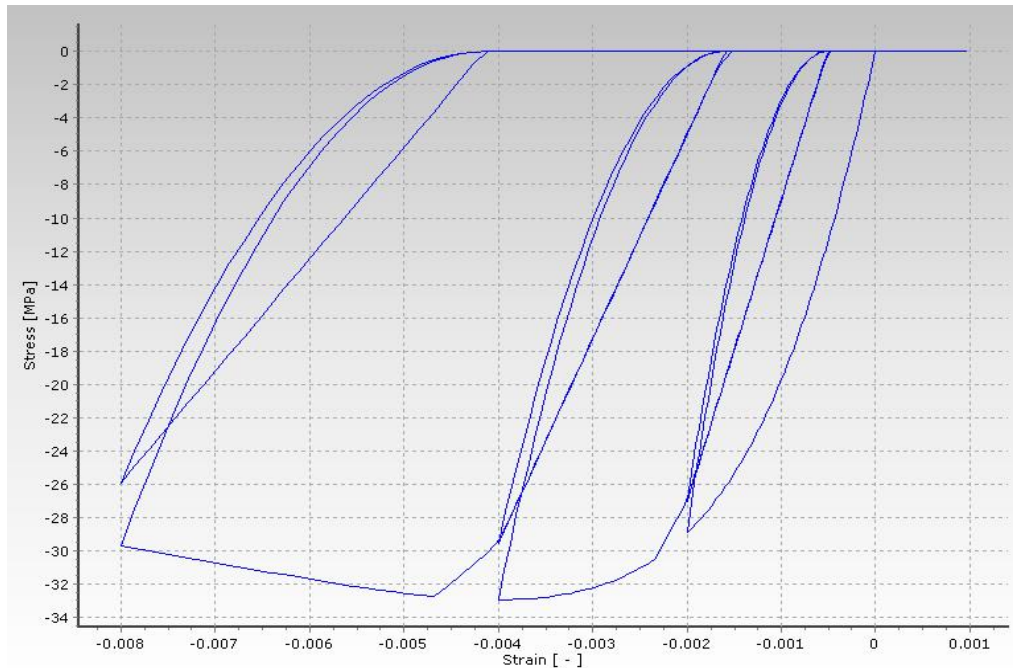


Figura 4.6. Modelo no lineal de Mander para concreto confinado $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$ (SeismoSoft SRL,2016).

4.5.2 MODELO NO LINEAL DE MENEGOTTO-PINTO PARA EL ACERO DE REFUERZO.

Es un modelo uniaxial para acero de refuerzo, desarrollado inicialmente por Yassin [1994] sobre la base de una relación esfuerzo-deformación simple pero eficiente propuesta por Menegotto y Pinto [1973], enriquecida con las leyes de endurecimiento isotrópico propuestas por Filippou et al. [1983]. La actual implementación sigue aquella realizada por Monti et al. [1996]. Se ha introducido una regla “*de memoria*” propuesta por Fragiadakis et al. [2008], para una mayor estabilidad y precisión numérica bajo cargas sísmicas transitorias, este modelo de comportamiento cíclico aplica para barras de acero corrugados, pero con la perfecta calibración se puede adaptar para el uso de barras lisas, (Seismosoft

SRL, 2014) en la Figura 4.7 se muestra un modelo de Menegotto-Pinto para acero de refuerzo grado 60 con $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ con barras corrugadas que se utilizara en la modelación de esta investigación.

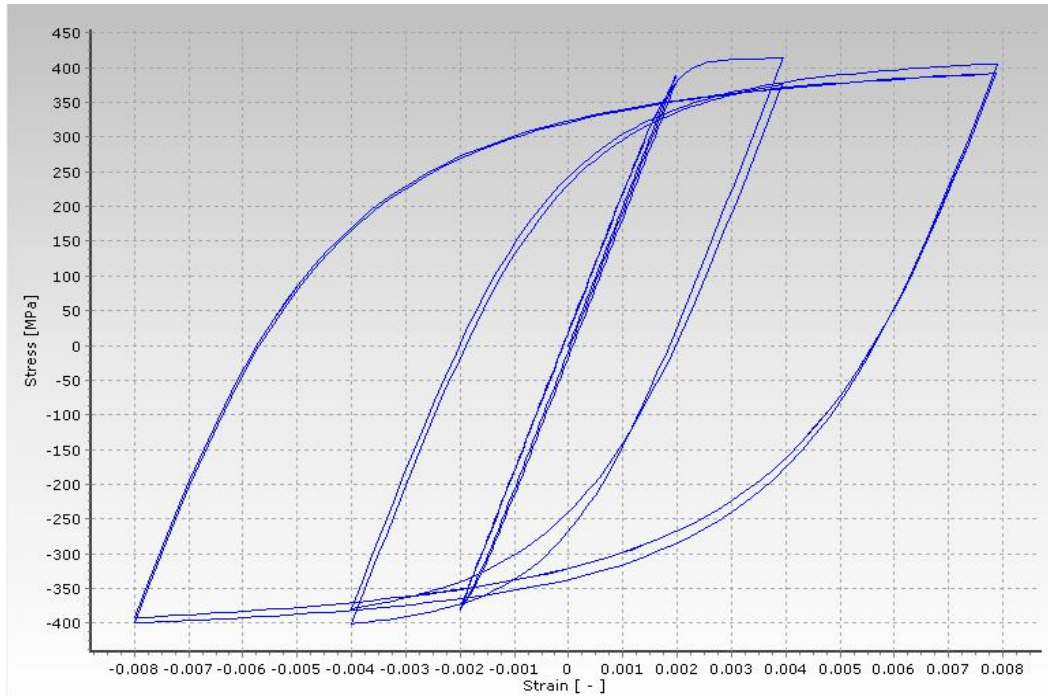


Figura 4.7. Modelo no lineal de Menegotto-Pinto para acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ (SeismoSoft SRL,2016).

4.6 CRITERIOS Y PARAMETROS PARA LA MODELACION DE LOS ANALISIS NO LINEALES.

En el capítulo dos se mencionó en que consiste la metodología del análisis estático no lineal (Pushover) y el análisis Dinámico incremental no lineal (IDA), los criterios y parámetros que se muestran a continuación, son aquellos que permitirán ejecutar los análisis no lineales y capturar los resultados esperados, sin embargo, se le hace la advertencia al lector que no todos los criterios aplicaran para ambos tipos de análisis (Desplazamiento de control).

4.6.1 FACTOR DE CONFINAMIENTO.

Un requisito previo en el diseño de muros estructurales dúctiles es que el rendimiento a flexión en las zonas cercanas a la plastificación (las cuales están claramente definidas) deben ser controladas por la resistencia, la deformación inelástica y la disipación de energía en todo el sistema estructural. No debe permitirse que ocurran mecanismos de falla frágiles o incluso aquellos con ductilidad limitada. Esto se logra mediante procedimientos de diseño que están establecidos en los códigos actualmente utilizados (Paulay y Priestley, 1992), tales como el ACI 318-14 que es el vigente hasta la fecha.

La fuente principal de disipación de energía en una pared cargada lateralmente debe ser la deformación del refuerzo a flexión en las regiones potencialmente plásticas, normalmente en la base de la pared. Los modos de falla que se deben de evitar son: los debidos a la tensión diagonal o compresión diagonal causada

por cortante e inestabilidad de secciones de pared delgada (Paulay y Priestley, 1992).

Para garantizar que la fuerza de corte no inhiba el comportamiento dúctil deseado de los sistemas de muros y que estos efectos no reduzcan significativamente la disipación de energía durante la respuesta histerética, se debe de proveer de un confinamiento suficiente para garantizar la ductilidad utilizando un refuerzo transversal apropiado. Las pruebas han demostrado que el proporcionar un adecuado refuerzo transversal a los elementos estructurales, resulta en un significativo incremento en la resistencia y la ductilidad del concreto confinado (Mander, Priestley & Park, 1988). En esta investigación se han considerado las paredes estructurales como un sistema equivalente de marco, donde las columnas representan las paredes y estas se han detallado con el suficiente refuerzo transversal tal como lo establece el ACI 318-11, con el objetivo de controlar las deformaciones laterales del núcleo de concreto debido a las enormes cargas de compresión que soportan, además de prevenir fallas por corte y así considerar el incremento en la capacidad dada por el confinamiento; y se utilizaron vigas de gran peralte a manera representar las vigas de acople que forman parte en huecos de puertas y ventanas, así como su refuerzo transversal, tanto en las zonas confinadas como intermedias. Las siguientes ecuaciones establecen el cálculo del factor de confinamiento f'_{cc}/f'_{co} (Mander, Priestley &

Park, 1988), donde f'_{cc} es la resistencia del concreto considerando el confinamiento y f'_{co} es la resistencia del concreto no confinado. (Ver figura 4.8)

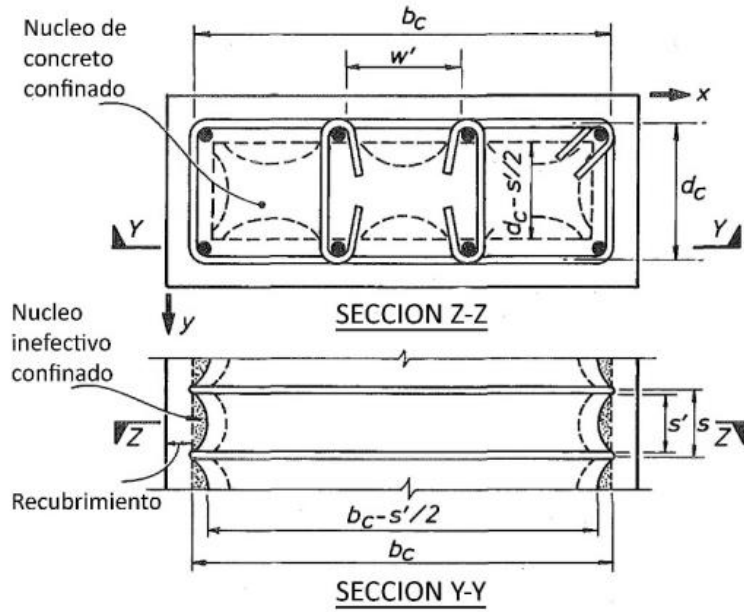


Figura 4.8. Núcleo de concreto confinado para estribos rectangulares (Mander, Priestley, & Prack, 1988)

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}}} \quad \text{Eq. 4.5}$$

$$A_e = \left[b_c * d_c - \sum_{i=1}^n \left(\frac{w_i^2}{6} \right) \right] \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right) \quad \text{Eq. 4.6}$$

$$\rho_{cc} = \frac{A_s}{A_e} \quad \text{Eq. 4.7}$$

$$k_e = \frac{\left[1 - \sum_{i=1}^n \left(\frac{w_i^2}{6b_c * d_c} \right) \right] \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad \text{Eq. 4.8}$$

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s * d_c} \quad Eq. 4.9$$

$$f'_{lx} = k_e * \rho_x * f_{yh} \quad Eq. 4.10$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{s * b_c} \quad Eq. 4.11$$

$$f'_{ly} = k_e * \rho_y * f_{yh} \quad Eq. 4.12$$

$$\rho_s = \rho_x + \rho_y \quad Eq. 4.13$$

$$f'_l = \frac{1}{2} k_e * \rho_s * f_{yh} \quad Eq. 4.14$$

Donde:

A_e = Área del núcleo de concreto efectivamente confinado.

A_s = Área total del refuerzo longitudinal.

A_{sx} = Área total del refuerzo transversal paralelo al eje x.

A_{sy} = Área total de refuerzo transversal paralelo al eje y.

b_c = Dimensión del núcleo de concreto al borde externo del estribo perimetral en la dirección x.

d_c = Dimensión del núcleo de concreto al borde externo del estribo perimetral en la dirección y.

f'_{cc} = Resistencia a la compresión del concreto confinado.

f'_{co} = Resistencia a la compresión del concreto no confinado.

f'_l = Esfuerzo de confinamiento lateral efectivo.

f'_{lx} = Esfuerzo de confinamiento lateral efectivo en dirección x.

f'_{ly} = Esfuerzo de confinamiento lateral efectivo en dirección y.

f_{yh} = Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal.

k_e = Coeficiente de efectividad del confinamiento.

s = Espaciamiento entre estribos.

s' = Espaciamiento libre entre estribos.

w'_i = i -ésimo espaciado transversal libre entre barras de refuerzo longitudinal.

ρ_{cc} = Razón del área de acero longitudinal respecto al área del núcleo confinado de la sección transversal.

ρ_s = Razón del acero transversal de confinamiento respecto al núcleo de concreto confinado.

ρ_x = Razón del acero transversal de confinamiento respecto al núcleo de concreto confinado en dirección x.

ρ_y = Razón del acero transversal de confinamiento respecto al núcleo de concreto confinado en dirección y.

4.6.2 RESISTENCIA AL CORTANTE.

El control de la fuerza cortante en muros y vigas de acople de concreto reforzado, se hará en base a la resistencia nominal al corte basado en el ACI 318-11 sección 11.1 siguiendo las disposiciones para la ecuación 4.17 de la sección 21.5.4.2, mediante las siguientes ecuaciones:

$$\phi V_n \geq V_u \quad Eq. 4.15$$

$$V_n = V_c + V_s \quad Eq. 4.16$$

$$V_c \leq 2.15\sqrt{f'_c} hd \quad Eq. 4.17$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{S} \quad Eq. 4.18$$

Donde:

V_n = Resistencia nominal a cortante en Kg.

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección en Kg.

V_c = Contribución del concreto al corte en Kg.

V_s = contribución del acero de refuerzo a cortante en Kg.

f'_c = Resistencia a compresión del concreto a los 28 días en Kg/cm².

h = Espesor del muro en cm.

d = para el caso de las paredes debe considerarse igual a $0.8l_w$ teniendo en cuenta que se puede utilizar un valor mayor para el peralte efectivo, igual a la

distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de la resultante de las fuerzas de todo el refuerzo en tracción, cuando la localización de la resultante se determine por medio de un análisis de compatibilidad de deformaciones. Para el caso de las vigas de acople se estimará como el valor de $d = h - 6 \text{ cm}$

A_v = Área del refuerzo de cortante que interviene en el análisis en cm^2 .

f_{yt} = Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal en Kg/cm^2

S = Espaciamiento del refuerzo transversal en cm .

4.6.3 DESPLAZAMIENTO DE CONTROL.

El desplazamiento de control tiene como objetivo estimar el máximo desplazamiento que desarrollará la estructura hasta que ocurra la falla, y a partir de este (para el análisis pushover únicamente) se puede manejar de manera eficiente la cantidad de pasos incrementales que se le pedirá al programa para la determinación de la curva de capacidad. El desplazamiento de control se definió como el máximo desplazamiento ubicado en la azotea y se estima como $0.09h_{sx}$ (donde h_{sx} es la altura del entrepiso debajo del nivel x), este valor corresponde a un desplazamiento seis veces mayor al valor límite de deriva de entrepiso establecido en la Norma Técnica para Diseño por Sismo (NTDS).

Los desplazamientos máximos para los análisis pushover se establecieron con valores más grandes que la deriva admisible con el objetivo de alcanzar el punto de colapso de las estructuras analizadas, además de tener una estimación de la

respuesta de los edificios en todo el rango post-fluencia hasta el colapso (Hernández y Ramírez, 2016).

4.6.4 COMBINACIONES DE CARGA.

En la modelación no Lineal las cargas juegan un papel primordial para el desarrollo los análisis IDA y pushover, es decir, los resultados obtenidos son dependientes de las combinaciones de cargas gravitacionales y laterales utilizadas en los modelos de análisis. Para llevar a cabo la evaluación de la respuesta usando los Análisis No Lineales, la carga gravitacional aplicada debe ser igual a la carga gravitacional esperada, esta carga no es igual a la carga factorizada utilizada en el diseño de la estructura (Hernández y Ramírez, 2016).

En términos simples, la carga gravitacional esperada es igual a la carga muerta (D) no factorizada más una fracción de la carga viva de diseño (L). Se debe entender que la carga muerta es la sumatoria de las cargas permanentes en una estructura, entre las cuales tenemos: el peso propio de los elementos que forman parte de la estructura, así como los elementos arquitectónicos, equipamientos mecánicos e instalaciones hidráulicas y eléctricas. La carga viva reducida debe reflejar dos puntos importantes, el primero surge a partir de la baja probabilidad de que la carga viva nominal en un edificio sea igual a la utilizada en el diseño de la estructura y el segundo punto, es que existe una pequeña probabilidad de que la estructura al momento de ocurrir un terremoto, éste ocupada a totalidad con su carga viva nominal. Para obtener un valor de reducción de la carga viva nominal que involucre las dos situaciones simultáneamente, se desarrolla un

procedimiento que consiste, en que el primero de estos dos efectos puede ser considerado aplicando una reducción de la carga viva del 40%, y el segundo mediante la aplicación de un factor de reducción del 50% (como se aplica a la evaluación de otros fenómenos extremos). El resultado del factor de carga es $0.40 \times 0.50 = 0.20$, el cual debe ser aplicado a la carga viva nominal. La combinación de carga para los IDA y pushover debe ser (Hernández y Ramírez, 2016):

$$1.0D + 0.2L \qquad \text{Eq. 4.19}$$

4.6.5 AMORTIGUAMIENTO.

En el contexto de los procedimientos para llevar a cabo los análisis no lineales, el amortiguamiento siempre está asociado a la reducción de las vibraciones mediante la disipación de energía de los elementos estructurales, no estructurales y fundaciones, así como su interacción. A pesar de tratarse de un concepto simple, la cuantificación y representación del amortiguamiento se complica, por la relación entre su representación matemática y las fuentes físicas subyacentes (Hernández y Ramírez, 2016). Entre los tipos de amortiguamiento podemos tener: el amortiguamiento por fricción, el amortiguamiento histerético, y el amortiguamiento viscoso (Chopra, 2012). Es importante mencionar que, en el ámbito del análisis estructural no lineal, se ha sugerido que el término más apropiado para el amortiguamiento es “la disipación de energía no modelada”, basado en una interpretación común de “amortiguamiento” como la porción de

disipación de energía que no es capturada en la respuesta histerética de los componentes que han sido incluidos en el modelo (Applied Technology Council, 2010). En esta investigación se utilizó el Amortiguamiento de Rayleigh, donde la matriz de amortiguamiento y la fracción de amortiguamiento se definen como (Chopra, 2012):

$$\mathbf{c} = a_0 \mathbf{m} + a_1 \mathbf{k} \quad Eq. 4.20$$

$$\zeta_n = \frac{a_0}{2w_n} + \frac{a_1 w_n}{2} \quad Eq. 4.21$$

Donde:

a_0 = Coeficiente de amortiguamiento proporcional a la masa.

a_1 = Coeficiente de amortiguamiento proporcional a la rigidez.

\mathbf{c} = Matriz de amortiguamiento.

\mathbf{k} = Matriz de rigidez.

\mathbf{m} = Matriz de masa.

ζ_n = Fracción de amortiguamiento para el n-ésimo modo del sistema.

w_n = n-ésima frecuencia natural de vibración del sistema lineal correspondiente.

La variación del amortiguamiento en función de las constantes a_0 y a_1 se muestra en la Figura siguiente:

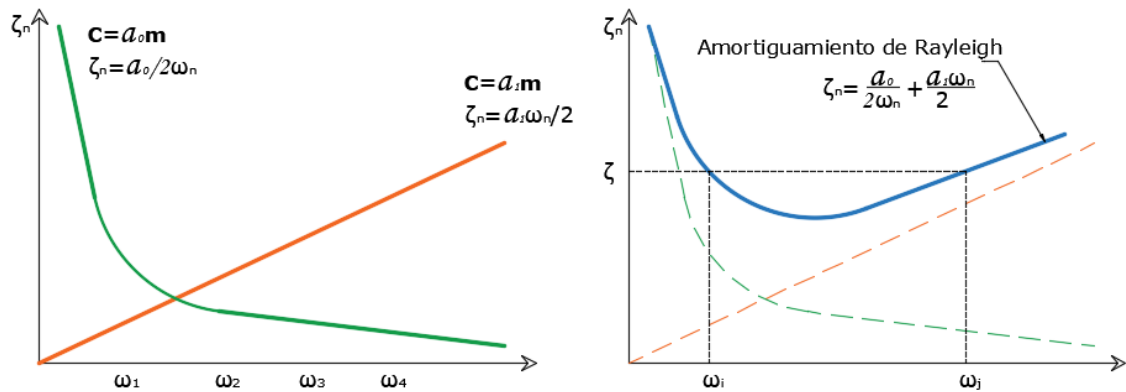


Figura 4.9. Variación de las fracciones de amortiguamiento modal con la frecuencia natural: (a) amortiguamientos proporcionales a la masa y a la rigidez; (b) amortiguamiento de Rayleigh (Chopra, 2012)

Debido a que se escogió el uso de esta metodología, se utilizaron el primero modo fundamental de vibración y los modos de vibración donde existe una participación de la masa considerable y que es influyente en los análisis de cada modelo tridimensional, asociada a una fracción de amortiguamiento de 5%, considerado como un valor aceptable y además que está implícito en los códigos de diseño y construcción (Chopra, 2012). Los modos de vibración son mostrados en la Tabla 4.7.

MODELO	N° NIVELES	ALTURA (m)	T1 (segundos)	T2 (segundos)
ED10	10	32.00	0.140	0.090
ED06	6	19.20	0.063	0.046
ED04	4	12.80	0.030	0.021

Tabla 4.7. Periodos elásticos representativos

4.7. CRITERIOS DE MODELACION.

En esta sección se enunciarán los criterios de modelación utilizados en el software SeismoStruct:

- La opción de escritura se dejó por defecto del programa.
- El criterio de convergencia utilizado fue basado en Desplazamientos/Rotaciones y se modificó el valor de convergencia a 0.001 m/rad.
- La dirección de análisis para los 3 edificios será en el sistema global de X, perteneciente a la dirección larga de las estructuras (ver figura 4.1), se debe aclarar al lector que a partir de este punto se entenderá que todos los análisis y procedimientos serán aplicados a esta dirección X.
- Para las masas se dejaron los valores por defecto.
- Se utilizó el Amortiguamiento de Rayleigh utilizando la rigidez inicial, con los periodos de la Tabla 4.7.
- Para los IDA, el terremoto de 1986 y el terremoto del 13 de febrero de 2001 se utilizaron todos los pasos de tiempo de los registros de acelerogramas, para el terremoto del 13 de enero de 2001 se recortó el acelerograma y se descartó las aceleraciones menores a 0.03g con el fin de reducir el tiempo de análisis que era de 100 segundos a 60 segundos.
- Para el análisis de plasticidad distribuida en las secciones se aumentó el número de fibras de 150 a 300, con el fin dar un análisis más refinado en las secciones de paredes con mayor longitud.

- La estrategia iterativa se aumentó a 350 iteraciones con el fin de aumentar las posibilidades de convergencia en los análisis.
- Las unidades de trabajo dentro del software serán en: fuerza-Kilo Newton (KN) y distancias-metros (m).

4.8 CRITERIOS DE DESEMPEÑO.

Con el fin de identificar el comportamiento local y global de los modelos a analizar para ambos tipos de análisis (pushover e IDA) se definieron 4 criterios de fallas locales (FL), donde estas se relacionan directamente con el comportamiento individual de los elementos estructurales que forman parte de la estructura y se definieron 4 criterios de fallas globales (FG), que tienen como objetivo a entender el comportamiento global como sistema estructural, las cuales se describen a continuación en las siguientes secciones.

4.8.1 CRITERIOS DE FALLAS LOCALES.

4.8.1.1 FLUENCIA EN EL ACERO DE REFUERZO.

Se determinó justo en el instante en que el acero de refuerzo longitudinal alcanza su punto de fluencia medido a partir de una deformación unitaria con un f_y de 4200 kg/cm^2 y un módulo de elasticidad de $2.03 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ entonces tenemos que:

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = 0.0020 \quad \text{Eq. 4.22}$$

4.8.1.2 RUPTURA EN EL ACERO DE REFUERZO.

Se determinó justo en el instante en que el acero de refuerzo longitudinal alcanza su ruptura dando su deformación última de $\varepsilon_u = 0.06$ (Paulay y Priestley, 1992).

4.8.1.3 APLASTAMIENTO DEL NÚCLEO DE CONCRETO.

Se determinaron las deformaciones a compresión en el núcleo confinado en los elementos de pared y vigas de acople pertenecientes a las estructuras en

análisis, el aplastamiento se define a partir de que ocurran las deformaciones unitarias ultimas en el núcleo confinado. Esta deformación se tomó del modelo de Hognestad que es bastante aceptado y el valor de la deformación unitaria ultima es de $\varepsilon_{cu}=0.003$ (Villagrán et.al, 2004).

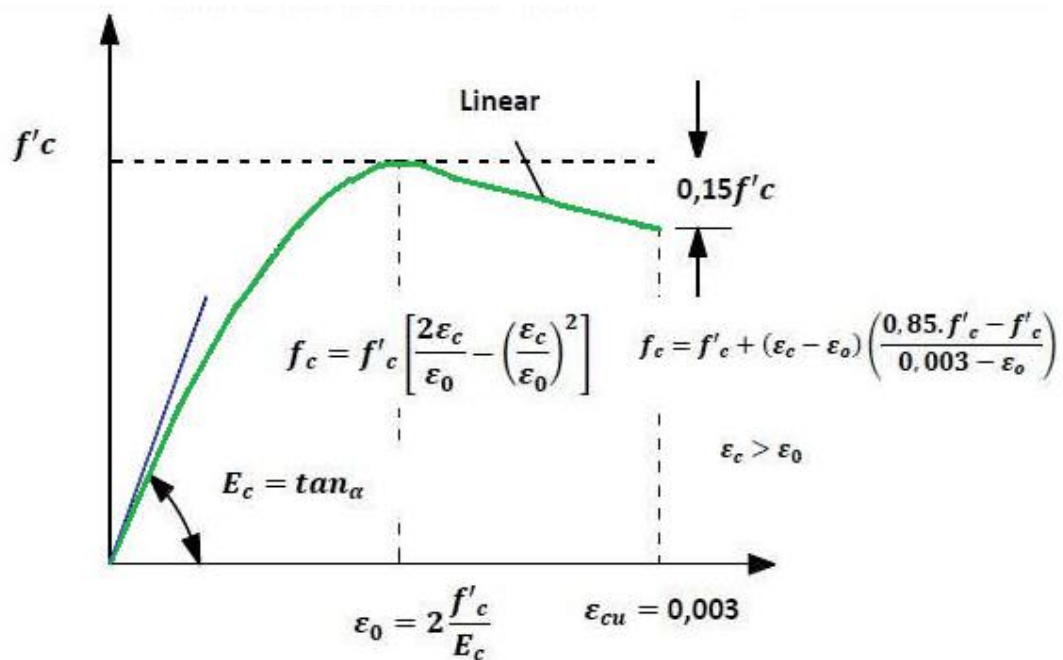


Figura 4.10. modelo de Hognestad para el concreto confinado (Villagrán et.al, 2004).

Donde:

f'_c = Resistencia máxima a la compresión del concreto.

f_c = Resistencia del concreto efectiva.

ε_0 = Deformación unitaria del concreto en su resistencia máxima.

ε_c = Deformación unitaria del concreto efectiva.

ε_{cu} = Deformación unitaria máxima del concreto confinado.

E_c = Módulo de elasticidad del concreto.

4.8.1.4 FALLA POR CORTANTE.

El modo de falla por cortante se controló a partir de las ecuaciones 4.15, 4.16, 4.17 y 4.18 vistas en la sección anterior, tanto en paredes como en vigas de acople, cumpliendo con las disposiciones del capítulo 21, ACI 318-2011.

$$\phi V_n \geq V_u \quad Eq. 4.15$$

$$V_n = V_c + V_s \quad Eq. 4.16$$

$$V_c \leq 2.15\sqrt{f'_c} hd \quad Eq. 4.17$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{S} \quad Eq. 4.18$$

Donde:

V_n = Resistencia nominal a cortante en Kg.

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección en Kg.

V_c = Contribución del concreto al corte en Kg.

V_s = contribución del acero de refuerzo a cortante en Kg.

f'_c = Resistencia a compresión del concreto a los 28 días en Kg/cm².

h = Espesor del muro en cm.

d = para el caso de las paredes debe considerarse igual a $0.8l_w$ teniendo en cuenta que se puede utilizar un valor mayor para el peralte efectivo, igual a la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de la resultante de las

fuerzas de todo el refuerzo en tracción, cuando la localización de la resultante se determine por medio de un análisis de compatibilidad de deformaciones. Para el caso de las vigas de acople se estimará como el valor de $d = h - 6 \text{ cm}$

A_v = Área del refuerzo de cortante que interviene en el análisis en cm^2 .

f_{yt} = Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal en Kg/cm^2 .

S = Espaciamiento del refuerzo transversal en cm .

4.8.2 CRITERIOS DE FALLAS GLOBALES.

4.8.2.1 DERIVA DE ENTREPISO.

Se le conocerá con el término ID, este criterio define el colapso a partir de las deformaciones producidas por acciones laterales que la estructura experimenta ante la excitación por un movimiento del terreno, el límite establecido es el 3% de la altura total de la estructura (Mwafy y Elnashai, 2002) que es equivalente para edificios de alta ductilidad a dos veces la deriva admisible que la NTDS establece como límite de los desplazamientos (Hernández y Ramírez, 2016).

4.8.2.2 INDICE DE ESTABILIDAD.

Este límite será identificado por la abreviatura IE, el cual consiste en evaluar los efectos de segundo orden superiores a los límites que se consideran aceptables, y se determina mediante la siguiente relación (Mwafy y Elnashai, 2002):

$$IE = \frac{\Delta x_{CT\text{ piso}}}{V_{\text{piso}}} < 0.3 \quad \text{Eq. 4.23}$$

Donde:

Δ = Deriva de entrepiso i.

CT_{piso} = Totalidad de las cargas gravitacionales del entrepiso i.

V_{piso} = Cortante del Entrepiso i.

4.8.2.3 PÉRDIDA DE LA RESISTENCIA.

Se considera como un criterio de colapso global al decaimiento del 10% o mayor de la resistencia en la envolvente de capacidad del análisis IDA (Mwafy y Elnashai, 2002).

4.8.2.4 PISO DEBIL.

Este criterio está definido por el mecanismo de piso débil que consiste en la presencia de mecanismos de plasticidad que ocurren simultáneamente en las paredes portantes de un mismo entrepiso, permitiendo la inestabilidad producidas por la rotación de estas.

4.9 FLUJOGRAMA PARA EVALUAR EL FACTOR DE MODIFICACION DE RESPUESTA.

En la figura 4.11 y 4. 12 se aprecia el flujograma que define el procedimiento para el cálculo del factor de modificación de respuesta R, el lector deberá entender que esta metodología aplica para todos los cálculos elaborados en el capítulo siguiente.

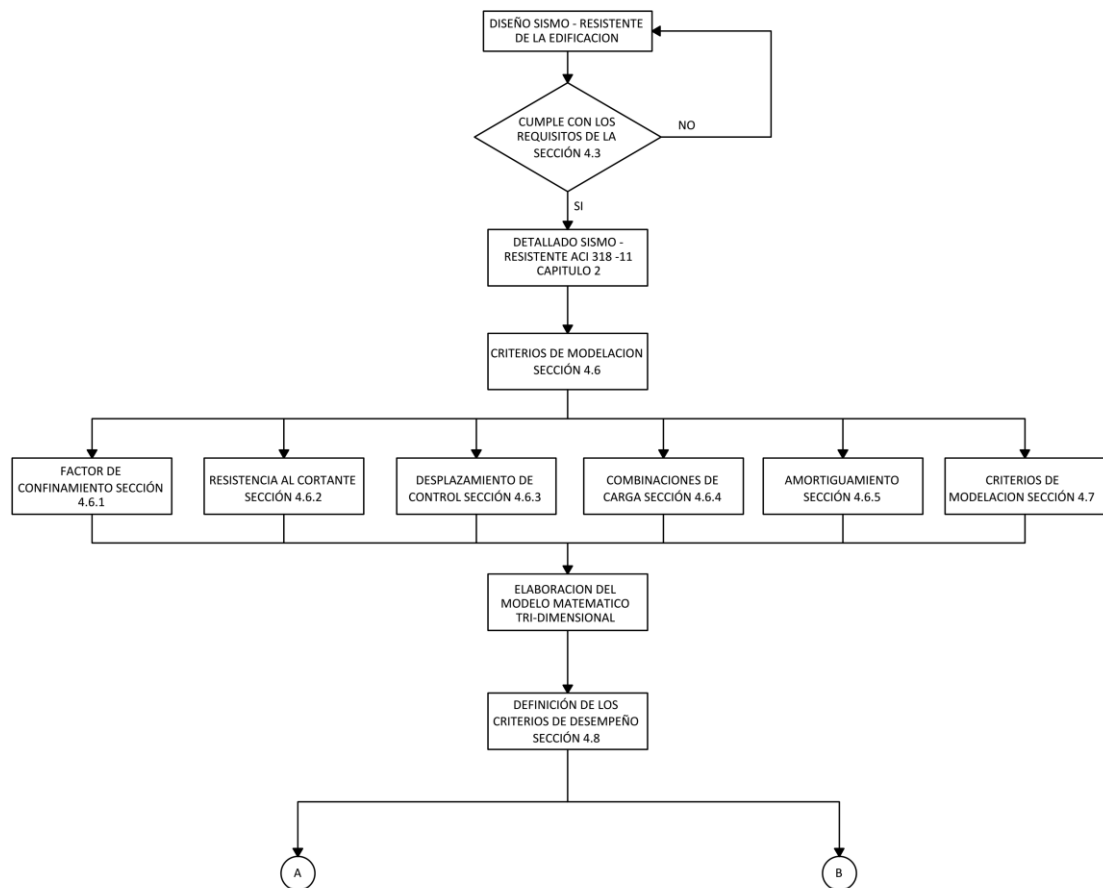


Figura 4.11. Flujograma para la determinación del factor de modificación de respuesta R para los edificios en análisis. Parte I (Hernández y Ramírez, 2016).

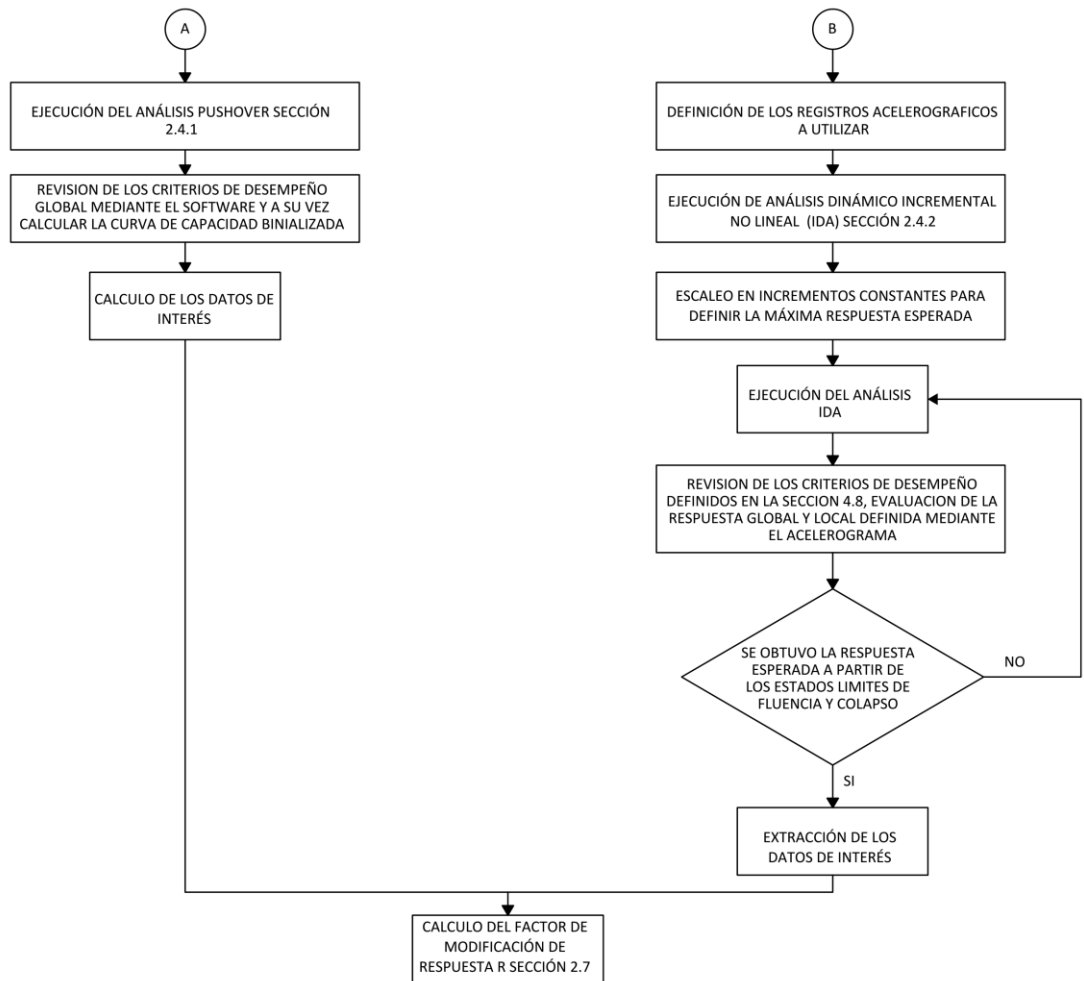


Figura 4.12. Flujograma para la determinación del factor de modificación de respuesta R para los edificios en análisis. Parte II (Hernández y Ramírez, 2016).

CAPÍTULO V: DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE MODIFICACION DE RESPUESTA R.

5.1 INTRODUCCIÓN.

En este capítulo se presentan los resultados de los análisis que se describieron en secciones anteriores para los tres edificios en estudio, y posteriormente los resultados del cálculo del factor de modificación de respuesta con la metodología vista en el capítulo II. El contenido de este capítulo tendrá únicamente dos secciones, la primera es la representación de los análisis a través de las curvas de capacidad (cortante en la base versus desplazamiento en el nudo de control) para el pushover estático y dinámico, la segunda parte es la obtención del factor de modificación de respuesta R donde estos valores son comparados con el valor utilizado por la norma técnica de diseño por sismo de El Salvador para el sistema estructural en estudio, a continuación se presenta el desarrollo.

5.2 CURVAS DE CAPACIDAD: PUSHOVER ESTÁTICO Y DINÁMICO.

Una vez analizados en SeismoStruct los modelos realizados para los tres edificios en estudio, se procesaron los resultados. El primer paso fue determinar las curvas de capacidad para cada una de las estructuras. Estas curvas se pueden ver en las figuras 5.1, 5.2 y 5.3 y muestran, además de las curvas de capacidad (Cortante en la base versus desplazamiento en el punto de control) para los análisis AENL e IDA, el cortante de diseño respectivo para cada edificio.

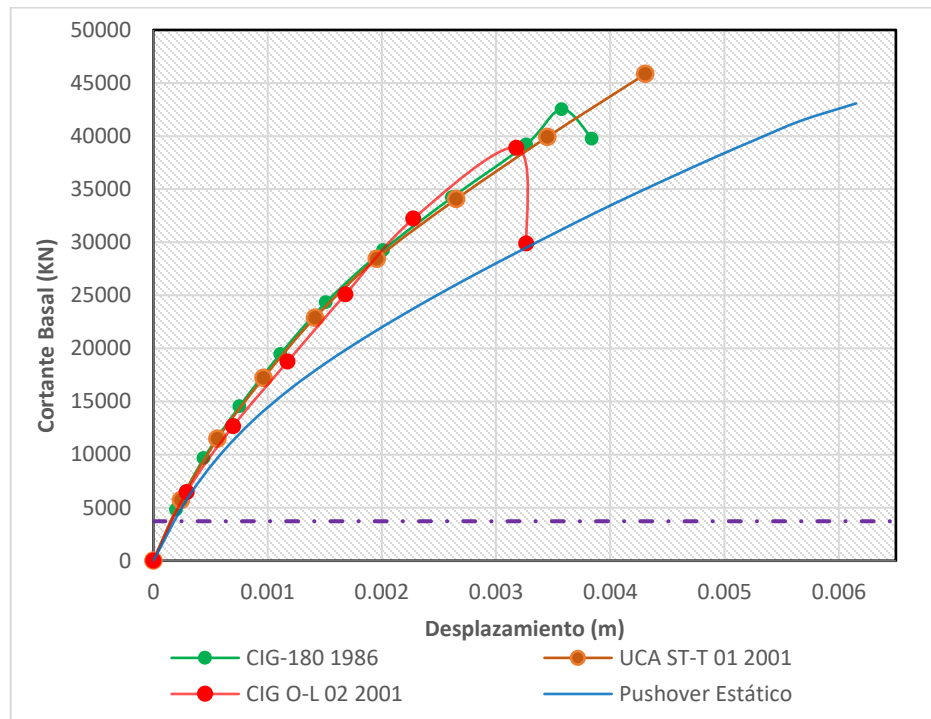


Figura 5.1. Curvas de capacidad (Cortante basal-desplazamiento en el punto de control) de el pushover Estático y pushover Dinámicos para Modelo ED-04

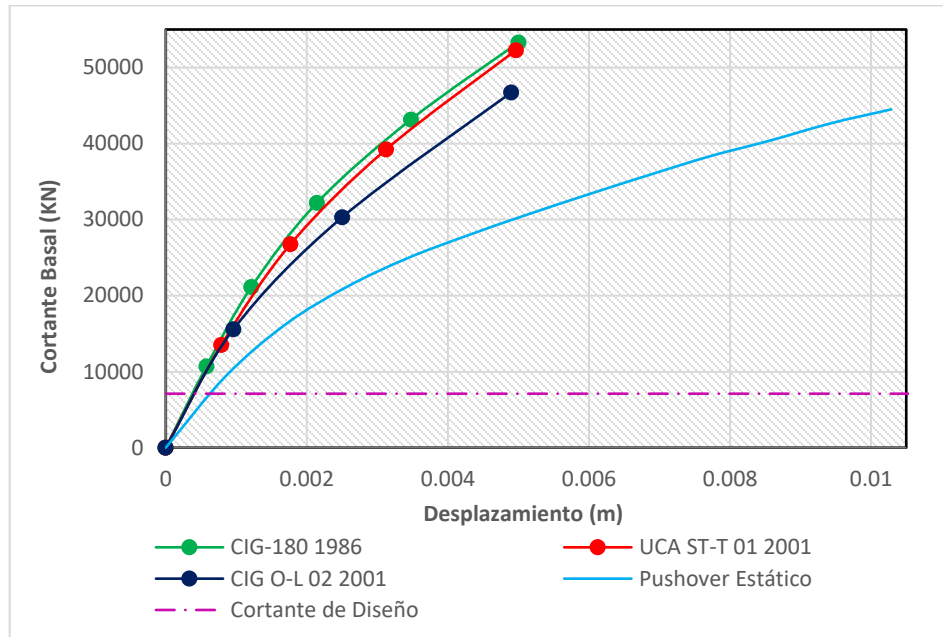


Figura 5.2. Curvas de capacidad (Cortante basal-desplazamiento en el nudo de control) de los pushover Estático y Dinámicos para modelo ED-06.

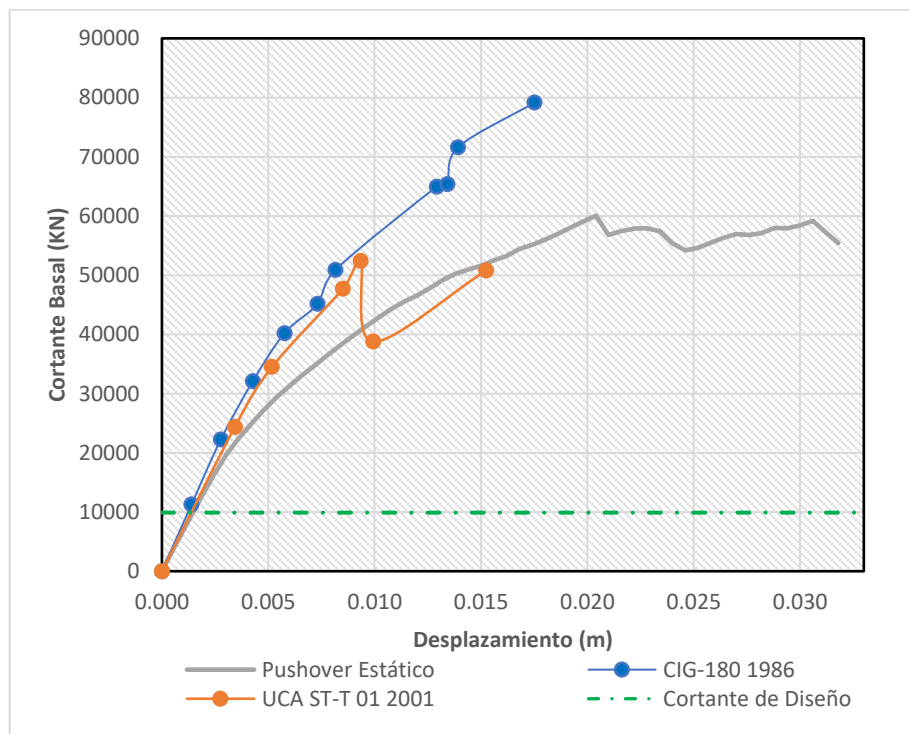


Figura 5.3. Curvas de capacidad (Cortante basal-desplazamiento en el nudo de control) de los pushover Estático y Dinámicos para modelo ED-10.

Si se comparan las curvas generadas por el análisis estático y el análisis dinámico se puede observar que para los dos tipos de análisis el comportamiento es similar en el rango lineal, al inicio de las curvas, al menos hasta los valores de cortante de diseño. Se puede apreciar también que los cortantes máximos obtenidos por los análisis dinámicos incrementales son de manera general mayores al valor obtenido por el análisis estático, se piensa que esto se puede deber a que este sistema por lo general falla de forma frágil (falla por corte en paredes y vigas de acople). En la mayoría de casos las curvas de capacidad muestran un comportamiento con tendencia ascendente sin presentar caídas abruptas a excepción de la curva generada con el registro del terremoto del 13 de febrero de 2001 de la estación del CIG para el modelo ED-04, la cual presenta una reducción de resistencia mayor al 10% después de su resistencia máxima y la curva generada con el registro del terremoto el 13 de enero de 2001 para la estación Santa Tecla de la red UCA para el modelo ED-10, que de igual forma presenta una caída de resistencia mayor al 10%. En general al observar las curvas de capacidad presentadas anteriormente, se puede decir que todos los modelos siguen absorbiendo carga durante todo el análisis ya sea estático o dinámico sin presentar un punto de fluencia global bien definido, lo que concuerda con el comportamiento de sistemas rígidos.

Se puede ver también que la pendiente de la parte elástica de las curvas de capacidad obtenidas a través del análisis dinámico, es mayor que el de la obtenida a través del análisis estático, lo cual manifiesta una mayor rigidez de la

estructura en los análisis dinámicos, igualmente, por el método del análisis dinámico se aprecia que las curvas tienen menor capacidad de desplazamiento que por el método del análisis estático, esto puede deberse que para el sistema estructural usado los modos de vibración más altos comienzan a contribuir en la respuesta global de la estructura y estas inciden a que exista inestabilidad numérica en la ejecución del análisis provocando así la finalización de este (generalmente en las estructuras más altas).

A manera general para los tres edificios analizados se puede apreciar la variabilidad de la respuesta dinámica ante cada terremoto. A pesar de ser un sistema estructural rígido, la capacidad de desplazamiento va aumentando con la altura, de tal manera que la curva de capacidad para el análisis estático del modelo ED-10 tiende a ser horizontal al final del análisis lo cual se piensa que es un indicador de incursión en el rango plástico dúctil.

5.3 VALORES OBTENIDOS DEL FACTOR R.

En la tabla 5.1 se muestran los valores de los factores de modificación de respuesta obtenidos mediante el procedimiento descrito en la sección 2.7 para los tres edificios analizados (el procedimiento de cálculo de estos valores está documentado en el Apéndice A). Los resultados provienen de los criterios de fallas locales (FL) y globales (FG) que se definieron en la sección 4.8. Los valores de $R'_{c,ay}$ ⁶ se obtuvieron para la parte estática y dinámica y serán diferenciadas con el sub índice “e” y “d” respectivamente. El símbolo “-” indicará que no se presentó el criterio de falla especificado y finalmente en estas tablas también se presentan los valores promedios de $R'_{c,ay}$.

Lo primero que llama la atención al visualizar los resultados que presentan estas tablas es que la mayoría de criterios de falla no se presentaron. Únicamente el criterio de piso débil aplicó para los tres modelos y para los modelos ED-04 y ED10 se obtuvo una caída de resistencia mayor o igual al 10% en los resultados para el terremoto del 13 de febrero de 2001 estación CIG y para el terremoto del 13 de enero de 2001 estación UCA Santa Tecla, respectivamente. Los criterios de deriva de entrepiso e índice de estabilidad no se alcanzaron en ninguno de los modelos y para ninguno de los registros, esto se podría atribuir a la naturaleza rígida de las paredes y a su poca capacidad de desplazamiento.

⁶ Factor de modificación de respuesta sísmica considerando el movimiento del terreno. Se recomienda al lector ver la sección 2.7 Eq. 2.39 y 2.40.

Registro	ID >3%		Resistencia - 10%				IE >0.3		Piso débil				R'c, ay						
	FL		FL		FG		FL		FL		FG		Prom. #	Prom. reg.					
	e	d	e	d	e	d	e	d	e	d	e	d							
ED - 04	Oct 1986 - (180°)	-	-	-	-	-	-	-	-	12.45	13.60	12.13	13.25	12.86					
	Ene 2001 - (T)	-	-	-	-	-	-	-	-	12.50	13.59	12.61	13.72	13.10	12.91				
	Feb 2001 - (L)	-	-	-	-	15.24	16.57	10.71	11.65	-	-	-	-	13.46	14.64	9.46	10.29	12.75	
ED - 06	Oct 1986 - (180°)	-	-	-	-	-	-	-	-	10.16	9.55	8.08	7.59	8.84					
	Ene 2001 - (T)	-	-	-	-	-	-	-	-	7.46	8.54	8.06	9.23	8.32	7.77				
	Feb 2001 - (L)	-	-	-	-	-	-	-	-	6.92	6.12	6.14	5.43	6.15					
ED - 10	Oct 1986 - (180°)	-	-	-	-	-	-	-	-	11.12	11.68	7.34	7.71	9.46					
	Ene 2001 - (T)	-	-	-	-	7.66	8.50	5.43	6.03	-	-	-	-	6.38	7.08	4.53	5.02	6.33	7.90
	Feb 2001 - (L)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-					

Tabla 5.1. Valores calculados del factor de modificación de respuesta $R'_{c,ay}$.

La tabla 5.1 muestra los promedios de $R'_{c,ay}$ y se puede observar que el valor que toma este factor decrece conforme se incrementa la altura de la estructura, entre el edificio de cuatro niveles y el de seis niveles el porcentaje de variación es del 39.78%, y nótese que el valor de $R'_{c,ay}$ para el edificio diez niveles aumenta un poco con respecto al de seis niveles, la variación llega a ser apenas de 2%. Esto se puede deber a que en estructuras pequeñas las fuerzas sísmicas no gobiernan el diseño (como se mencionó en sección 2.5.1) y los requisitos de detallado mínimo de los códigos inducen altas sobre resistencias, mientras que, en estructuras más grandes por economía el diseño queda más justo, es decir, se busca que las resistencias de los elementos sean iguales o un poco mayores a las fuerzas de diseño (y en este caso las fuerzas sísmicas si gobiernan el diseño). Si graficamos la información de la tabla 5.1 agrupando solo por modelo analizado, se obtiene la gráfica de la figura 5.4 que muestra la variabilidad que tiene el factor de modificación de respuesta R en función de no solo el movimiento del terreno.

Una vez determinados los valores de $R'_{c,ay}$ se hace necesario compararlos con los valores que la Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador provee para este sistema estructural (sistema D), esta comparación se hace en la tabla 5.4, adicionalmente se incluye el valor de R calculado por el método estático (Eq. 2.33 y figura 2.8).

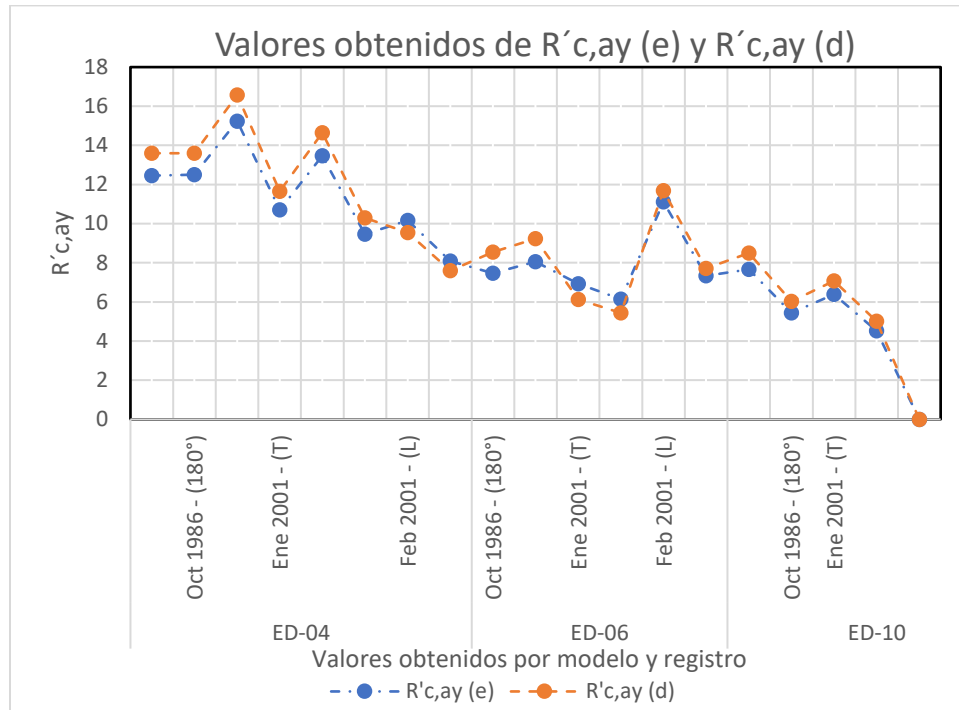


Figura 5.4. Variación del factor de modificación de respuesta $R'_{c,ay}$ dependiendo del registro acelerográfico.

Modelo	Código	Estático		Dinámico	
	Rcode	R	R/Rcode	$R'_{c,ay}$	$R'_{c,ay}/Rcode$
ED - 04	7	11.59	1.66	12.91	1.84
ED - 06	7	6.27	0.90	7.77	1.11
ED - 10	7	6.03	0.86	7.90	1.13

Tabla 5.2. Comparación de los factores de modificación de respuesta calculados versus el factor de modificación de respuesta R de la norma técnica de diseño por sismo de El Salvador para el sistema estructural D .

Para el edificio de cuatro niveles los valores obtenidos utilizando el análisis estático (R) y el análisis dinámico ($R'_{c,ay}$) son levemente diferentes, más discrepan del valor que provee la NTDS (R_{code}) al ser casi el doble de este, esto es razonable, pues como ya se mencionó estas estructuras cuentan con altos niveles de reserva estructural lo que se traduce altos valores para el factor de sobre resistencia (Ω_d). Esa diferencia entre el valor que la NTDS provee y los valores calculados disminuye conforme se incrementan la altura del edificio. Para el edificio de seis niveles los valores calculados por el análisis estático y por el análisis dinámico ya no son tan similares situándose el primero por debajo del valor de la NTDS y el segundo sobre este y de igual forma para el edificio de diez niveles, dejando así en evidencia, al menos dentro de los límites de este trabajo, la variabilidad del factor de modificación de respuesta sísmica R respecto de la altura de cada estructura. La información de la tabla 5.2 también se puede visualizar de forma gráfica en la figura 5.5.

De los valores de R calculados (independiente del método) el que más se ajusta al establecido por la NTDS, es el obtenido por el análisis estático para el modelo ED-06. En si los valores obtenidos por el método estático son los más cercanos al valor que provee la NTDS, sin embargo, estos valores presentan la deficiencia de no tomar en cuenta el movimiento del terreno, y por ende las propiedades dinámicas de la estructura.

De la misma manera se puede visualizar en la figura 5.6 donde se muestra que R disminuye cuando el periodo de vibración crece, esto se basa en el supuesto

de que R es dependiente del periodo de vibración elástico, y ya otros autores han argumentado esta declaración (Hernández y Ramírez, 2016) y (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007), que consiste en que puede ser un error que el cálculo de las fuerzas sísmicas de diseño se base en un único valor de factor de modificación de respuesta para un mismo sistema estructural y materiales involucrados, con esto se debe interpretar que se pueden tener diferentes valores del factor de modificación de respuesta en un mismo sistema estructural.

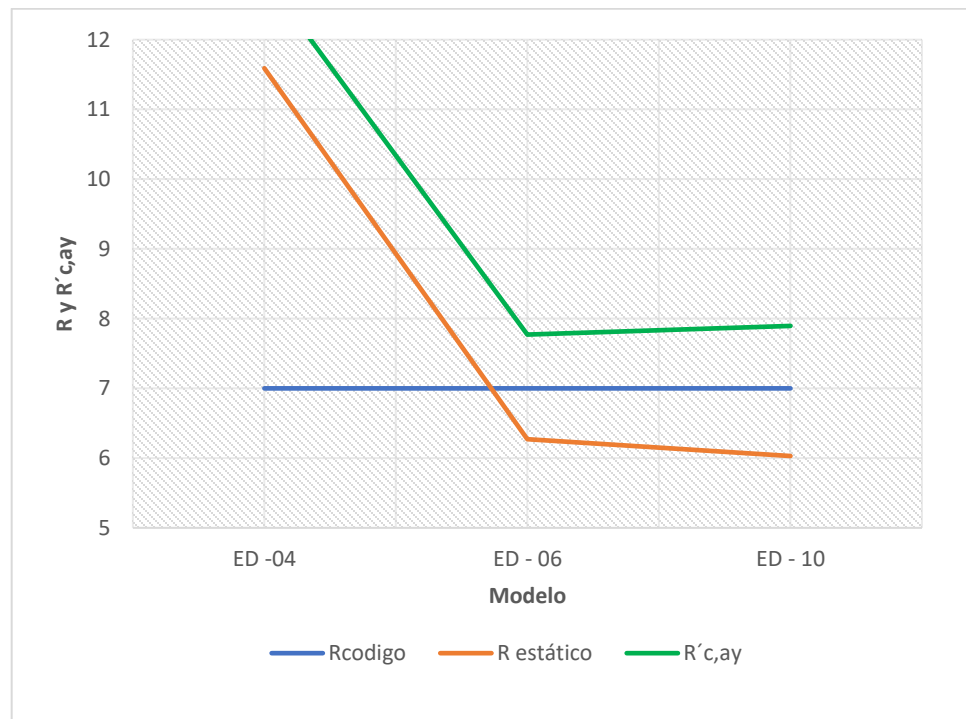


Figura 5.5. Comparativa entre los valores de R_{code} , R y $R'c,ay$.

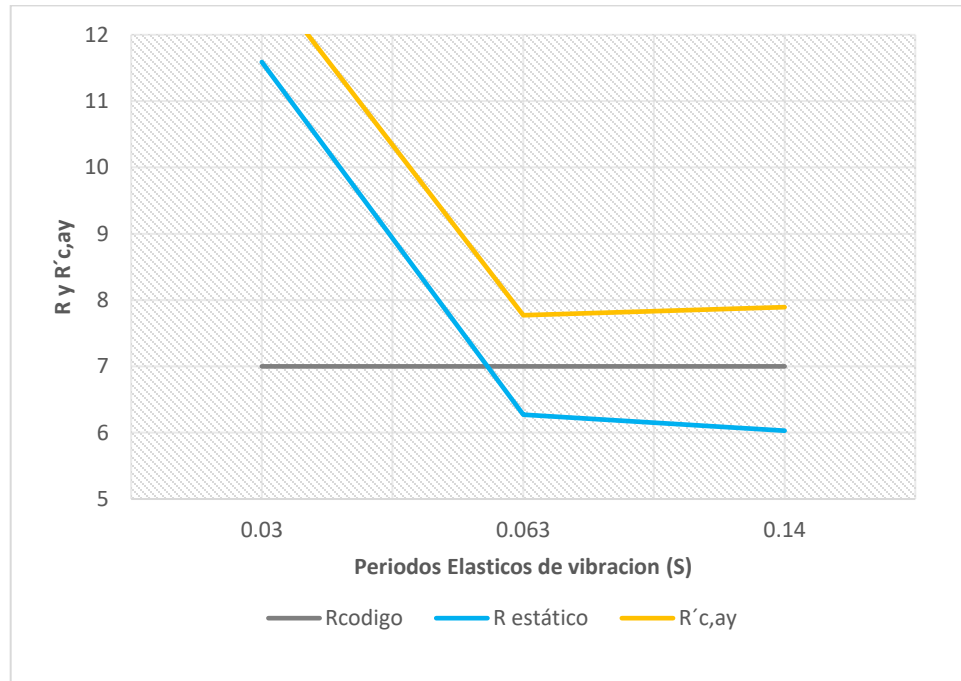


Figura 5.6. Comparativa entre los valores de R_{code} , R y $R'c,ay$ con los periodos elásticos de vibración.

Aunque los valores promedio obtenidos para el factor de modificación de respuesta sísmica R aparentan disminuir con la altura del edificio, hay que tener en cuenta su variación depende sobre todo del movimiento del terreno, por lo que habría que incluir más registros, un rango mayor de niveles y más configuraciones estructurales para esclarecer esta tendencia, todo esto por supuesto se sale de los alcances de la presente investigación.

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

En este capítulo se presentan las conclusiones y recomendaciones a las que se llegó luego de haber evaluado el factor de modificación de respuesta R utilizando tres tipos de edificios de paredes de concreto reforzado que resisten las cargas laterales y las cargas gravitacionales, Para este fin se sometieron los edificios a análisis estáticos no lineales y a análisis dinámicos no lineales usando los acelerogramas de terremotos ocurridos en El Salvador, tomando en así no solo las propiedades estructurales de los edificios sino también las características del movimiento del terreno.

6.1 CONCLUSIONES.

Se advierte al lector que las conclusiones presentadas aquí parten del hecho que se analizaron solo tres modelos correspondientes a edificios de cuatro seis y diez niveles diseñados en el capítulo cuatro y que cada uno de estos modelos fue sometido a los registros de los terremotos del 10 de octubre de 1986, 13 de enero de 2001 y 13 de febrero de 2001 (el origen de los registros se detalla en el capítulo tres). Estos edificios fueron diseñados para cumplir con el actual reglamento para la seguridad estructural de las construcciones (RESESCO) de El Salvador. A continuación, se muestran las conclusiones:

- Los valores obtenidos del factor de modificación de respuesta R para el modelo de cuatro niveles son de 12.86, 13.10 y 10.29 para los registros de los terremotos del 10 octubre de 1986 estación CIG dirección 180, del 13 de enero de 2001 estación Santa Tecla dirección transversal y 13 de

febrero de 2001 estación Observatorio dirección longitudinal, respectivamente. Estos valores son mayores con los que proporciona la NTDS. Tal resultado podría deberse a las sobre resistencia que presentan, lo cual concuerda con su diseño sísmico, ya que la relación demanda/capacidad (para las acciones de diseño) en las paredes de este modelo fueron bajas (del orden de 0.10), aun para los requisitos mínimos que exige el código ACI 318-11.

- Los valores obtenidos del factor de modificación de respuesta R para el modelo de seis niveles son de 8.84, 8.32 y 6.15 para los registros de los terremotos del 10 octubre de 1986 estación CIG dirección 180, del 13 de enero de 2001 estación Santa Tecla dirección transversal y 13 de febrero de 2001 estación Observatorio dirección longitudinal, respectivamente. En este caso los valores del factor de modificación de respuesta R disminuyen respecto del modelo de cuatro niveles, acercándose al valor proporcionado por la NTDS ($R=7$), y situándose en promedio por sobre éste. Este edificio al igual que el anterior fue diseñado con los requisitos mínimos, sin embargo, en este caso la relación demanda capacidad fueron más cercanas a uno, reduciéndose así los valores para el factor de sobre resistencia, resultando así en un diseño más económico.
- Los valores obtenidos del factor de modificación de respuesta R para el modelo de diez niveles son de 9.46 y 6.43 para los registros de los terremotos del 10 octubre de 1986 estación CIG dirección 180 y del 13 de

enero de 2001 estación Santa Tecla dirección transversal, haciendo el comentario que el terremoto del 13 de febrero de 2001 no fue compatible con el modelo y no presento resultados, esto debido a que el análisis producía inestabilidad numérica y el programa no convergía por ningún incremento de carga.

- Los valores promedio para los modelos de cuatro, seis y diez niveles fueron 12.91, 7.77 y 7.90 respectivamente. Si se comparan estos valores con el que proporciona la NTDS ($R=7$), los modelos de seis y diez niveles tendrían un diseño eficiente económicamente. Por otro lado, para el modelo de cuatro niveles; el valor de norma resulta en fuerzas sísmicas bastante elevadas y en base a nuestros resultados se podría sugerir incrementar el valor de R ; sin embargo, esto es innecesario debido a la gran resistencia que poseen las paredes ante cargas laterales en su plano, por lo que su diseño siempre sería regido por los límites mínimos que exigen los códigos, resultando siempre en grandes sobre resistencias.
- Al ser los tres edificios idénticos en su estructuración en planta y solo diferir en altura (haciendo así variar su periodo fundamental de vibración), queda en evidencia la variación del factor de modificación de respuesta R con respecto al periodo fundamental de vibración de la estructura, sin embargo, la NTDS solo considera un único valor de R , ignorando esta dependencia, esta observación ha sido encontrada ya por otros autores

como Hernández y Ramírez en su trabajo “Evaluación del efecto de sismos sucesivos sobre la respuesta sísmica de edificios de concreto reforzado”.

- La evaluación del factor de modificación de respuesta R es muy sensible a decisiones que tome el investigador al momento de definir criterios o elegir insumos para el análisis, algunos de estos se listan a continuación:
 - 1- El registro del movimiento del terreno que se utilice.
 - 2- Los niveles y criterios de desempeño estructural considerados.
 - 3- El método de bilinealización aplicado a la curva de capacidad obtenido por el AENL.
 - 4- La calidad de los materiales, así como sus propiedades mecánicas y leyes constitutivas.

6.2 RECOMENDACIONES.

Consideramos que nuestra investigación es una introducción a un estudio más detallado sobre el factor de modificación de respuesta R en edificios de concreto reforzado con el sistema de paredes estructurales, por lo que brindamos las siguientes recomendaciones para abordar este tema en un futuro.

- La tendencia que muestran los resultados obtenidos en el capítulo 5 están sujetos al número de registros tomados en cuenta, así como también a los tres modelos analizados, no obstante, aunque son prometedores, si la intención es proponer nuevos valores del factor de modificación de respuesta R en la NTDS para el sistema estructural estudiado (sistema D) se recomienda ampliar el estudio incluyendo más configuraciones estructurales y un número mayor de registros acelerográficos.
- Se recomienda en futuras investigaciones incluir el fenómeno de torsión en estructuras irregulares, con el fin de ampliar las limitantes que se definieron en esta investigación.
- Los modelos matemáticos que representan el comportamiento de los materiales, deben ser calibrados con pruebas de laboratorio para representar las propiedades de los materiales usados en el país.
- Se recomienda evaluar el factor de modificación de respuesta en las dos direcciones principales de los edificios.
- Debido a que este sistema estructural muestra una buena eficiencia ante movimientos del terreno, debería utilizarse en el medio como sistema

constructivo. A nivel mundial este sistema estructural ha tomado relevancia en estos últimos años ya que ha mostrado buen desempeño estructural ante terremotos de grandes magnitudes.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.

American Society of Civil Engineers (ASCE 07-10), 2010.

American Concrete Institute (ACI 318-11), 2011.

Anil K. Chopra (2012). "*Dinámica de estructuras*" Universidad de Berkley, California; pearson educations México, 4° edición.

Alvarado Salguero, Jiménez Velazco y Pineda Renderos. (2008). "*Influencia de la estructuración sísmica en el proceso del diseño estructural en edificios*" (tesis de pre grado) Universidad de El Salvador, El Salvador.

Applied Technology Council. (1995-a). *ATC-19 "Structural response modification factors"*.

Benito, B., Cepeda, J., & Martínez Díaz, J. *Analysis of the spatial and temporal distribution of the 2001 earthquakes in El Salvador. Geological Society of America, Special Paper 375, 339-356. (2004).*

Colunga, Arturo y Cortés, José. (2014). "*Impacto de la redundancia estructural en el comportamiento sísmico de marcos dúctiles de concreto reforzado*". Universidad Politécnica de Francisco I. Madero.

D'Ayala, D., & Vamvatsikos, D. (2015). *Guidelines for analytical vulnerability assessment of low/mid-rise buildings (Vols. 2015-08 V1.0.0)*. GEM Technical report.

Dewey, J., White, R., & Hernández, D. (2004) *Seismicity and tectonics of El Salvador. Geological Society of America, Special Paper 375, 363-378.*

Fernández, Mario., Escobar, Demetrio. Y Redondo, Carlos. (2004) "*Seismograph networks and seismic observation in El Salvador and Central America*", Geological Society of America, Special Paper 375, 257-267, Colorado, USA.

Juárez, Gelacio, (2012). "*Apuntes teóricos de clase: Comportamiento Inelástico de los materiales*". Universidad Autónoma Metropolitana, México.

Genaro Contreras Delgado, (2011). *Dinámica de estructuras*, Lima, Perú, EDICIVIL S.R.Ltda, 1° edición.

- Hernández de Paz y Ramírez Morales. (2016). *“Evaluación del efecto de sismos sucesivos sobre la respuesta sísmica de edificios de concreto reforzado”* (tesis de post grado) Universidad de El Salvador, El Salvador.
- Hernández, Mena, García, Sandoval, *“Metodología propuesta para la determinación de factores reductores por sobre resistencia y ductilidad de estructuras industriales”* Puerto Vallarta 2014.
- López, M., Bommer, J., & Pinho, R. (2004). *“Seismic hazard assessments, seismic design codes, and earthquake engineering in El Salvador”* Geological Society of America, Special Paper 375, Colorado, USA.
- Ministerio de Obras Públicas. (14 de septiembre de 1989). *“Reglamento de emergencia de diseño sísmico de la República de El Salvador”*. Diario Oficial No 170, Tomo 304 (Decreto No 14).
- Ministerio de Obras Públicas. (21 de enero de 1966). *“Reglamento de diseño sísmico de El Salvador”*. Diario Oficial No 15, Tomo 210(Decreto No 6).
- Ministerio de Obras Públicas. (30 de octubre de 1996-a). *“Norma técnica para diseño por sismo de la República de El Salvador”* Diario Oficial No 204, Tomo 333(Decreto No 105).
- Ministerio de Obras Públicas. (30 de octubre de 1996-b). *“Reglamento para la seguridad estructural de las construcciones de la República de El Salvador”* Diario Oficial No 204, Tomo 333(Decreto No 105).
- Mwafy, A., & Elnashai, A. (2002-a). *“Calibration of force reduction factors of RC buildings”* Journal of Earthquake Engineering. 6(2), 239-273.
- Muños, Carbó & Granja. (2005). *Geodinámica del borde noreste de la placa Caribe, pág. 6.*
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *“Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings”* John Wiley & Sons, Inc. Rosenblueth & Prince, El temblor de San Salvador de 1965, 1965.
- Mander, J., Priestley, M., & Park, R. (1988). *Theoretical stress-strain model for confined concrete. Journal of Structural Engineering*, 114(8).
- Oosteras, Jhon David & Krawinkler, Helmut (1990) *“Strength and Ductility considerations in Seismic Design”*. Departament of civil and environmental engineering Standford University.

Rosenblueth, E., & Prince, J. (1965). *“El temblor de San Salvador, 3 de mayo 1965”*. (A. C. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Ed.) Primer Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.

Structural Engineers Association of California (SEAC).

Vamvatsikos y Cornell. (2002). *“The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering, Stanford University, USA”*.

Vielma, Juan C. y Cando, Manuel A. (2014). *“El efecto P-delta y su influencia sobre la ductilidad de las estructuras metálicas del Ecuador”*. universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, Sangolquí, Ecuador.

Villagrán A., Vera M.y Posada S. (2004). *“Modelo esfuerzo-deformación para elementos de concreto reforzado que cumple con las hipótesis de las NTC RCDF 2004” facultad de ingeniería, Universidad Autónoma de Puebla, México*.

Whittaker, A., Hart, G., & Rojahn, C. (1999). *“Seismic response modifications factors”* Journal of structural engineerin. April, 438-444.

Zafar, A. (2009). *Thesis: “Response modification factor of reinforced concrete moment resisting frames in developing countries”* University of Illinois at Urbana-Champaign.

<http://www.marn.gob.sv/red-de-monitoreo-sismico-de-el-salvador/>

<https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/usp0002yu9#executive>

<http://www.snet.gob.sv/ver/sismologia/registro/estadisticas/>

mailto:http://www.casalco.org.sv/archivos/Revista%20Construcci%C3%B3n_edici%C3%B3n%20nov-dic%202014

APENDICE A

En este apéndice se desarrollará el cálculo del factor de modificación de respuesta a partir de la metodología expuesta en el capítulo 2 en la sección 2.7.

Recordando la ecuación que define la evaluación del factor de modificación de respuesta que incluye el movimiento del terreno tenemos:

$$R'_{c,ay} = R_{c,ay} \cdot \Omega_d \quad \text{Eq. 2.40}$$

Donde el primer término se remite a la ecuación Eq.2.38 y el segundo término es la sobre Resistencia expresada como: $\Omega_d = V_y/V_d$

$$R_{c,ay} = \frac{a_{g(\text{colapso})}}{a_{g(\text{fluencia efectiva})}} \quad \text{Eq. 2.38}$$

En la siguiente tabla se muestran los valores de a_g de colapso y fluencia efectiva para los criterios de fallas locales y globales del modelo ED-06 para el registro del 10 de octubre de 1986.

		Colapso	$a_{g(\text{colapso})}$	a_g (fluencia efectiva)
LOCAL	Deriva (ID > 3%)		0.0000	0.9776 g
	Caída de resistencia del 10%		0.0000	0.9776 g
	Índice de estabilidad > 0.3		0.0000	0.9776 g
	Piso débil		2.0561 g	0.9776 g

		Colapso	$a_{g(\text{colapso})}$	a_g (fluencia-efectiva)
GLOBAL	Deriva (ID > 3%)		0.0000	1.2298 g
	Caída de resistencia del 10%		0.0000	1.2298 g
	Índice de estabilidad > 0.3		0.0000	1.2298 g
	Piso débil		2.0561 g	1.2298 g

También se necesitan los valores de sobre resistencia obtenidos de la parte estática, como de la parte dinámica comentado al final de la sección 2.7.

Vy	Vd	Ω_{d-d}	Vy	Vd	Ω_{d-E}
32219.83	7098.56	4.5389248	34290	7098.56	4.830557
Parte dinámica (KN)			Parte estática (KN)		

Se procede a calcular el factor de modificación de respuesta y dichos resultados se muestran a continuación:

Contribución estática:

	Colapso	Rc,ay	Ω_{d} estático	R'c,ay
LOCAL	Deriva (ID > 3%)	0.000	4.831	0.000
	Caída de resistencia del 10%	0.000	4.831	0.000
	Índice de estabilidad > 0.3	0.000	4.831	0.000
	Piso débil	2.103	4.831	10.160
GLOBAL	Colapso	Rc,ay	Ω_{d} estático	R'c,ay
	Deriva (ID > 3%)	0.000	4.831	0.000
	Caída de resistencia del 10%	0.000	4.831	0.000
	Índice de estabilidad > 0.3	0.000	4.831	0.000
	Piso débil	1.672	4.831	8.076

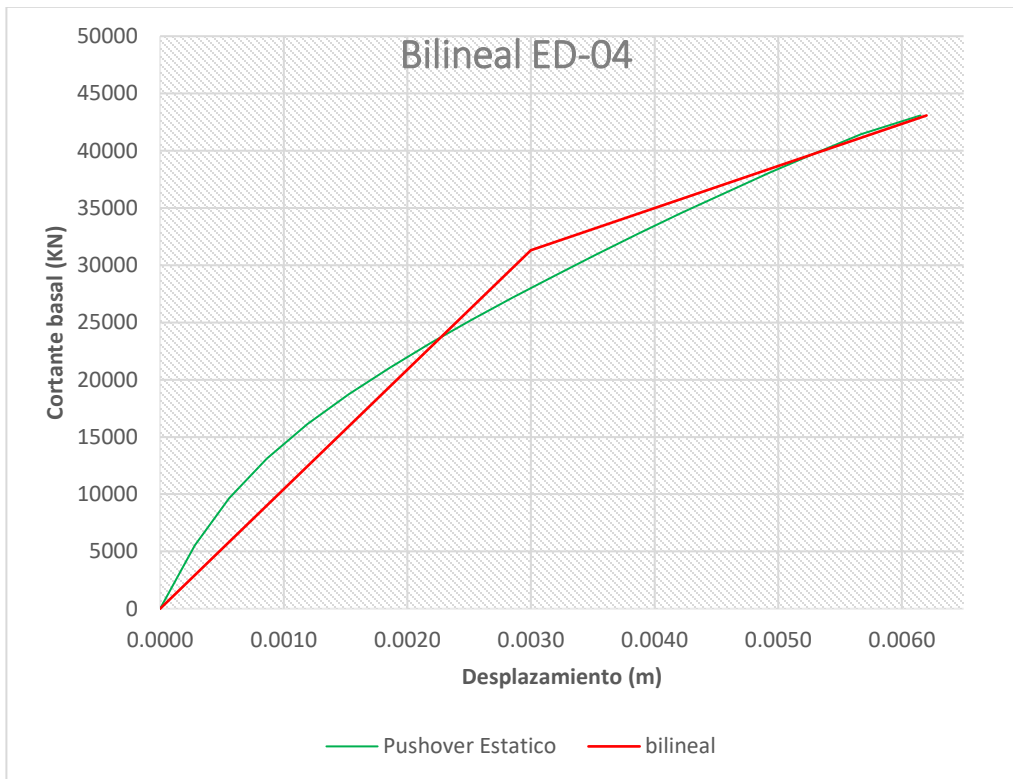
Contribución Dinámica:

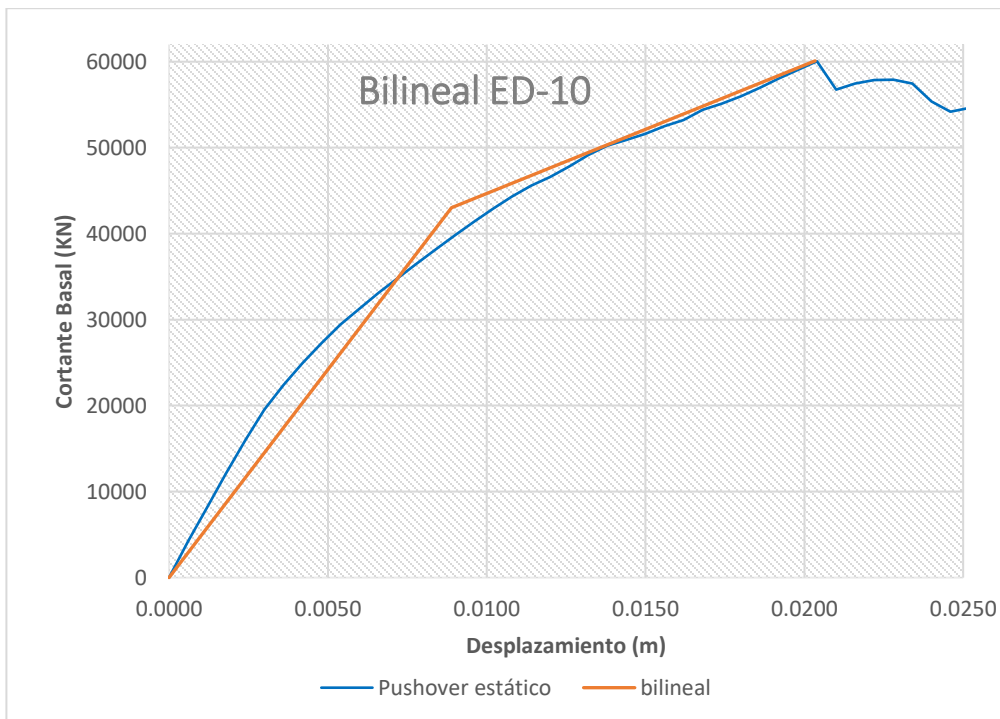
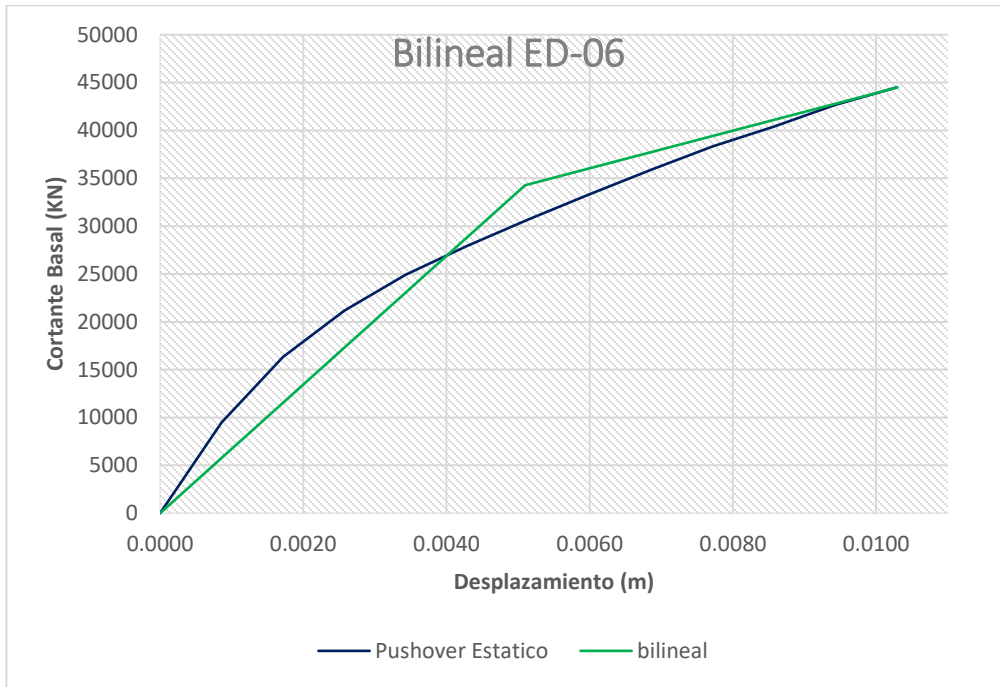
	Colapso	Rc,ay	Ω_{d} dinámico	R'c,ay
LOCAL	Deriva (ID > 3%)	0.000	4.539	0.000
	Caída de resistencia del 10%	0.000	4.539	0.000
	Índice de estabilidad > 0.3	0.000	4.539	0.000
	Piso débil	2.103	4.539	9.546
GLOBAL	Colapso	Rc,ay	Ω_{d} dinámico	R'c,ay
	Deriva (ID > 3%)	0.000	4.539	0.000
	Caída de resistencia del 10%	0.000	4.539	0.000
	Índice de estabilidad > 0.3	0.000	4.539	0.000
	Piso débil	1.672	4.539	7.589

ANEXOS.

ANEXO A

Se presentan las curvas bilineales para los modelos ED-04, ED-06 y ED-10 con sus respectivas curvas de capacidad tomadas de los análisis AENL, el método de bilinealización escogido fue el de áreas iguales.

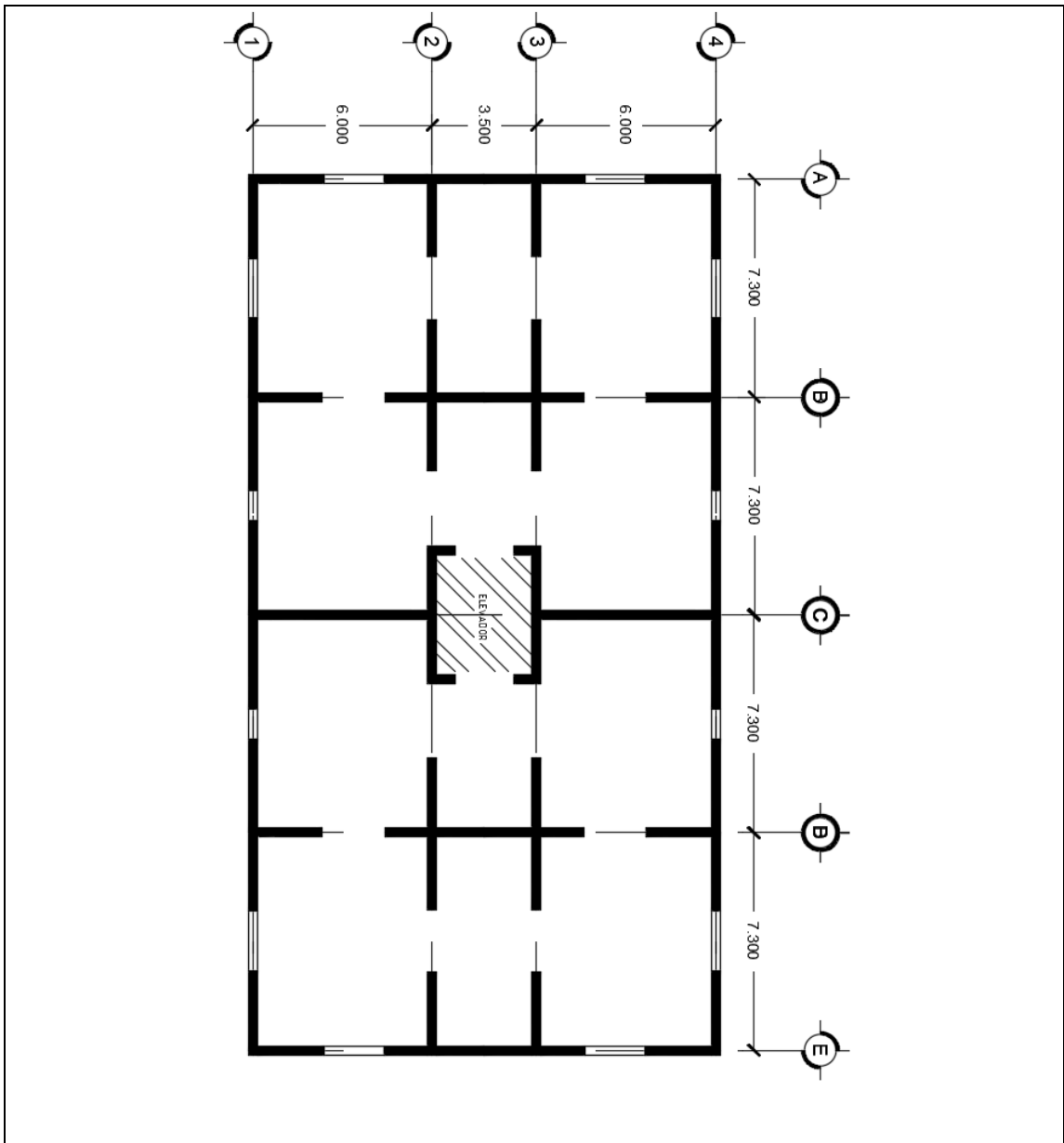




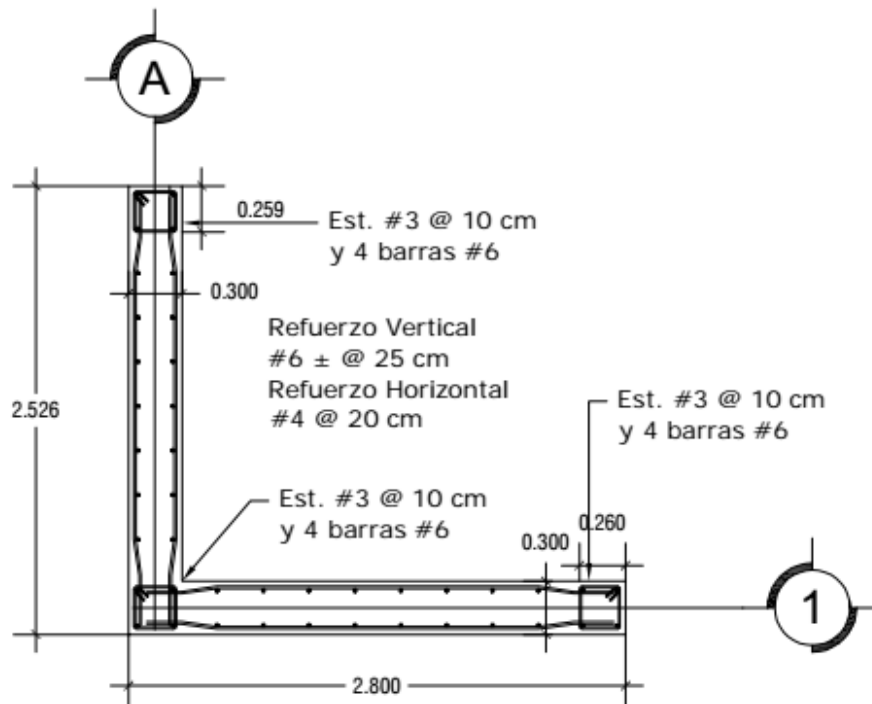
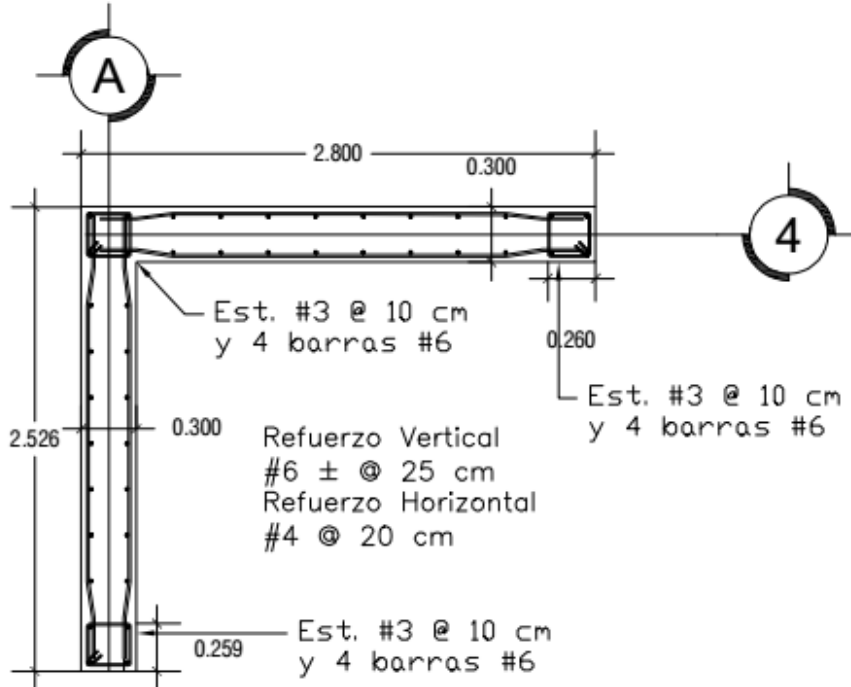
ANEXO B

Detallado de las paredes estructurales.

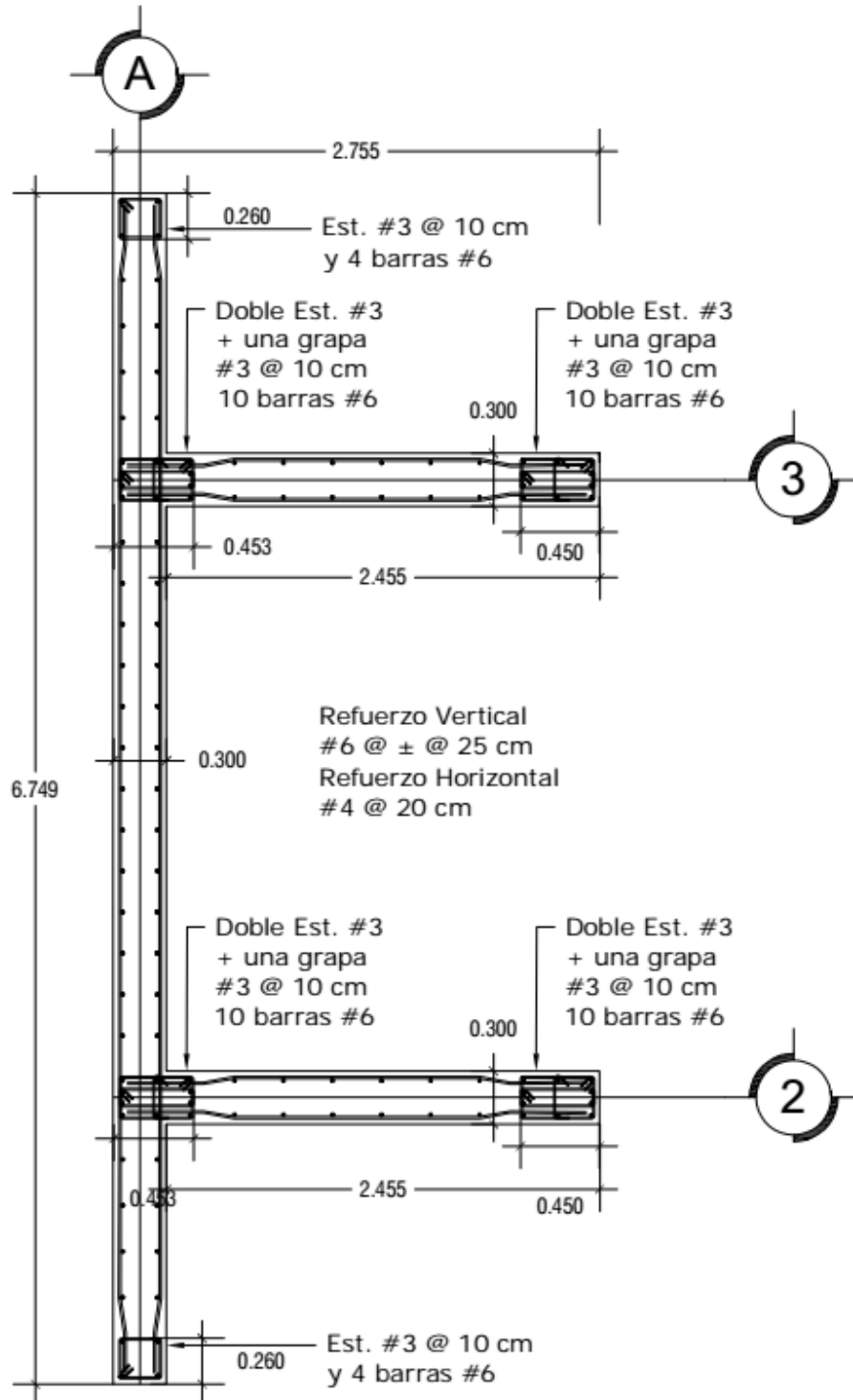
A continuación, se muestra la planta estructural tipo que servirá como referencia para las secciones de paredes.



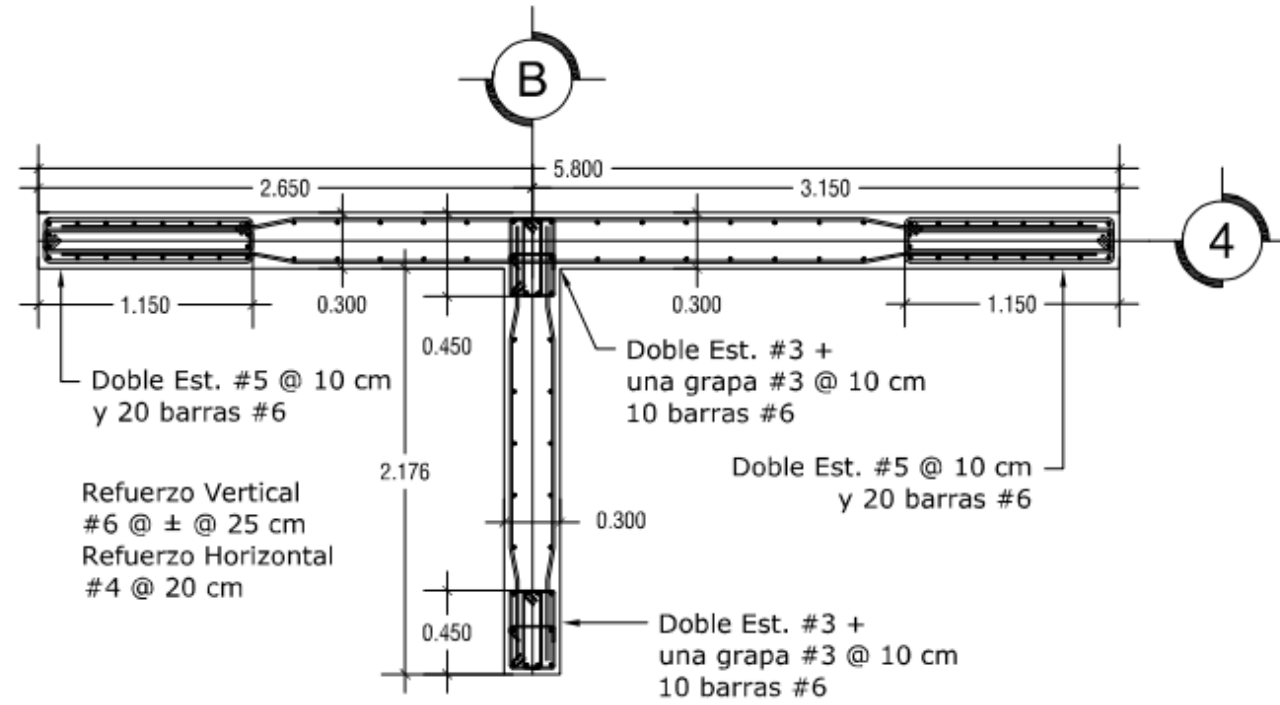
PARED ED-10-4A Y ED-10-1A



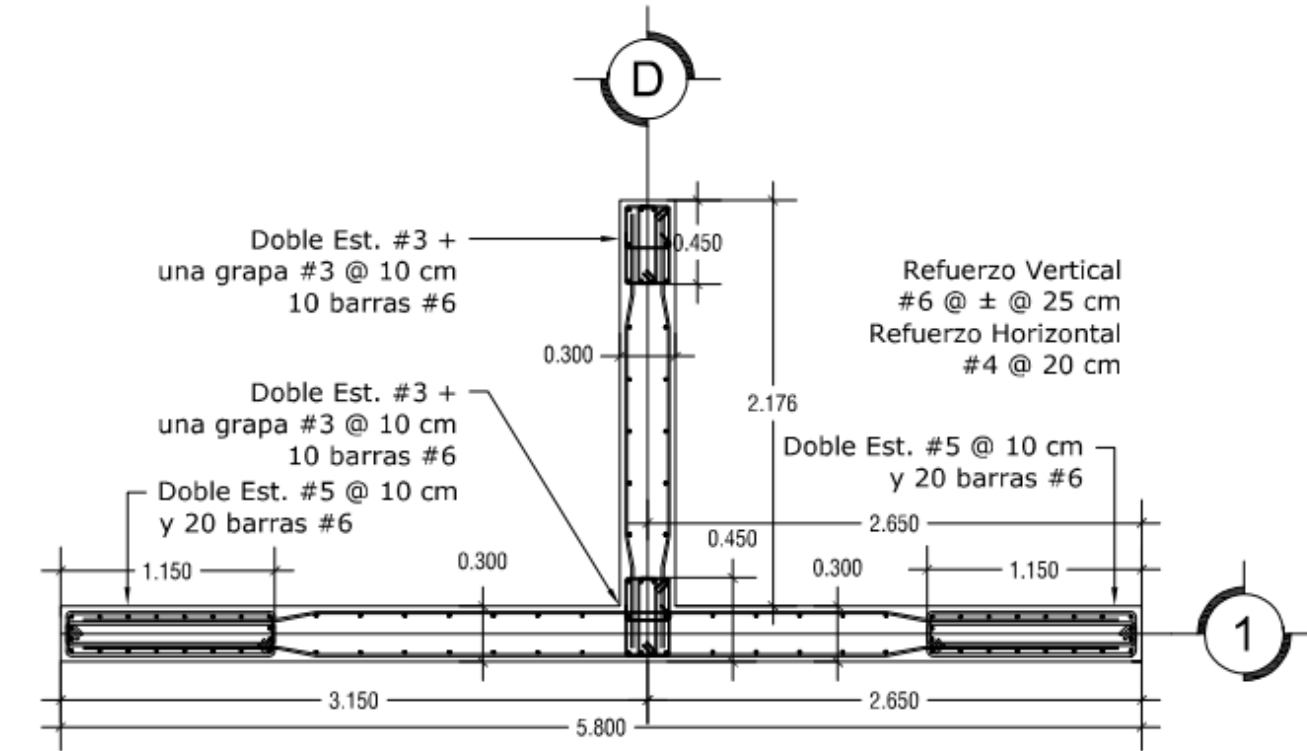
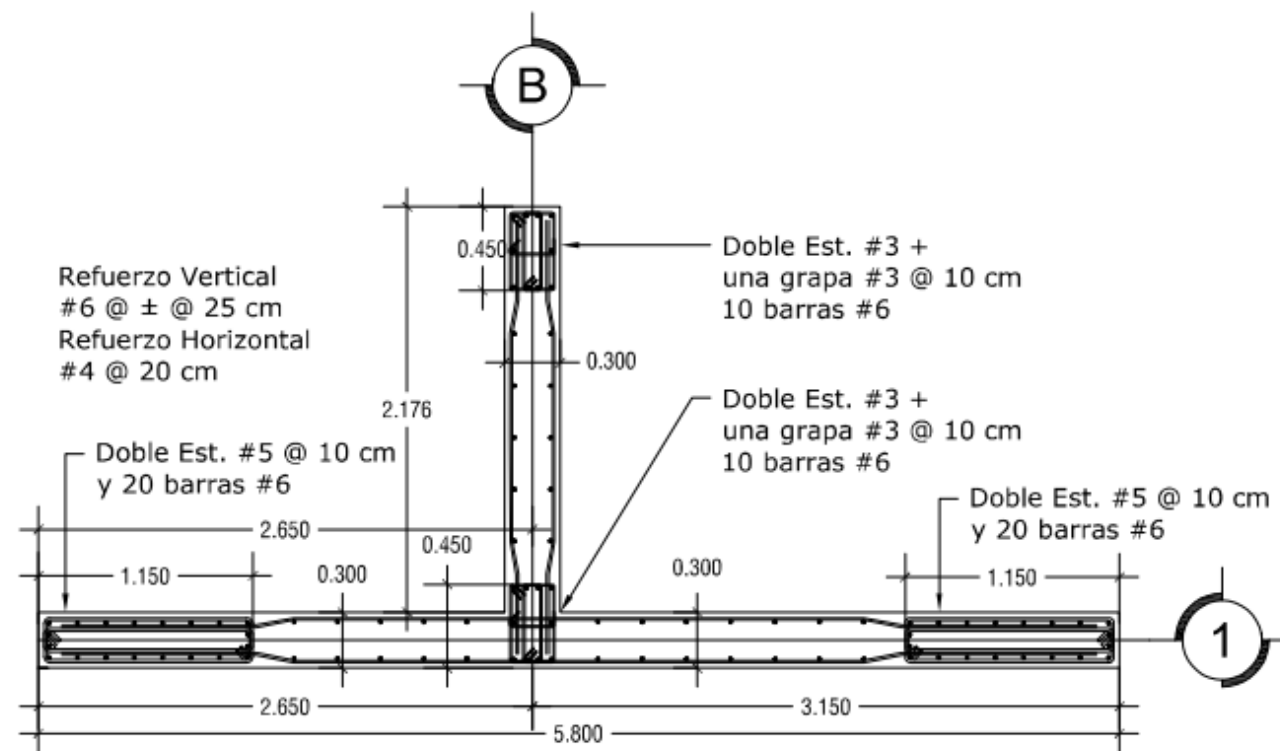
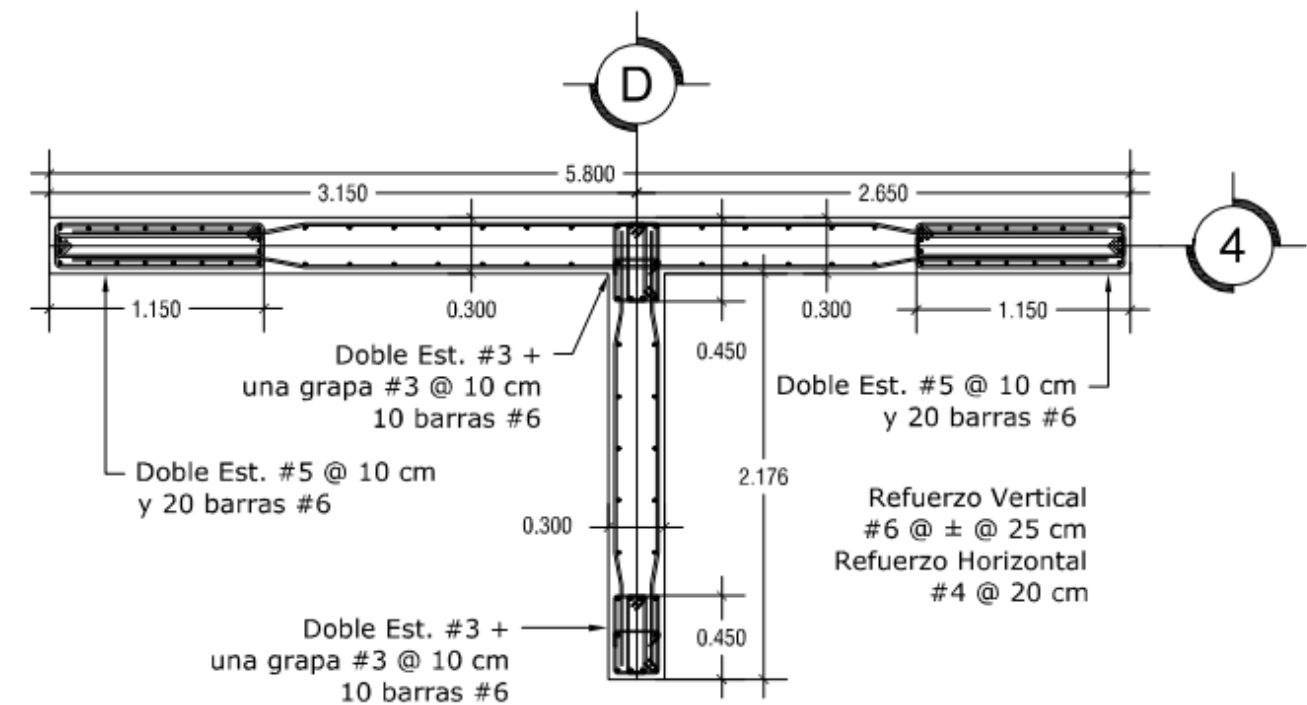
PARED ED-10-2A Y ED-10-3A



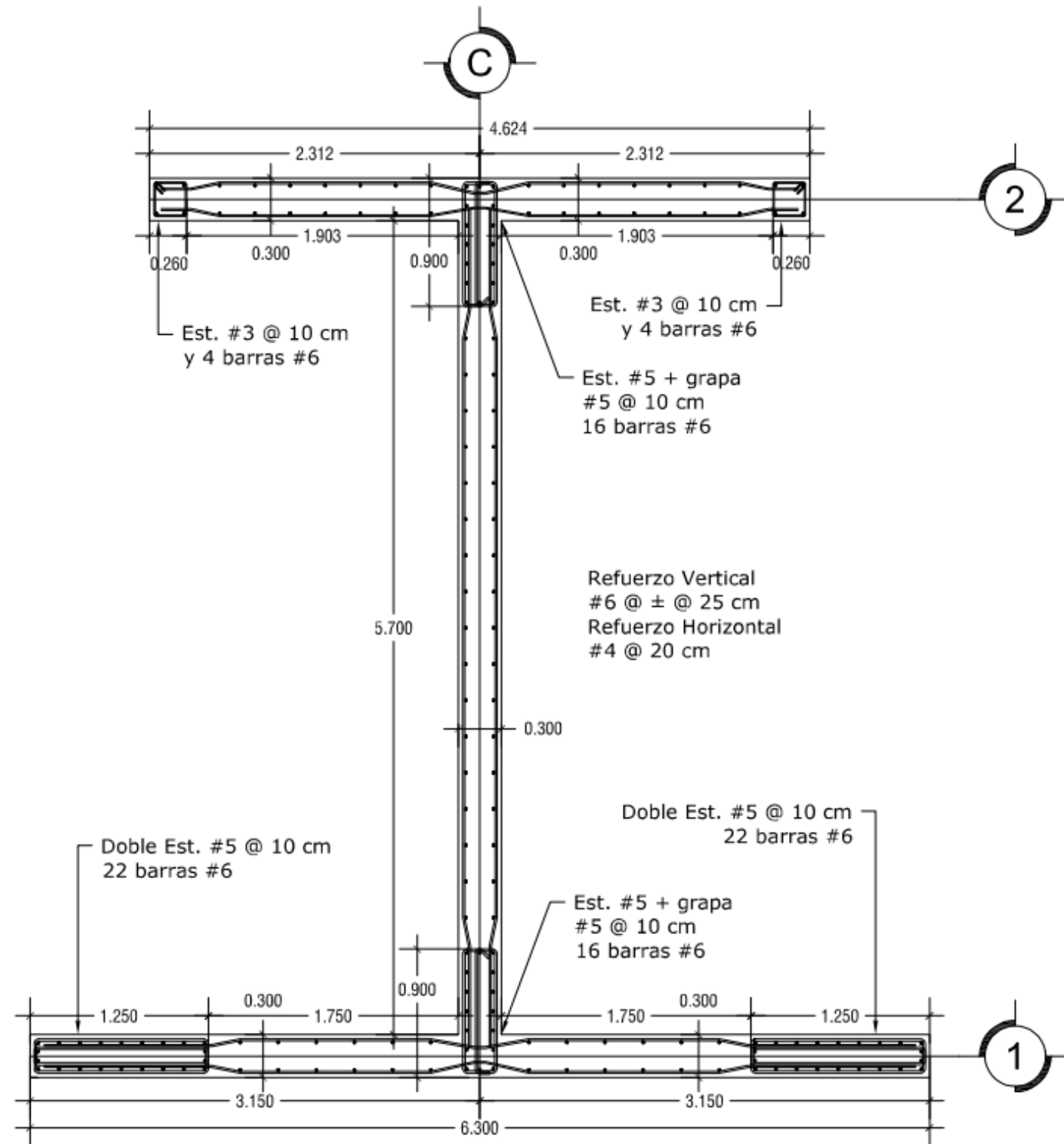
PARED ED-10-4B Y ED-10-1B



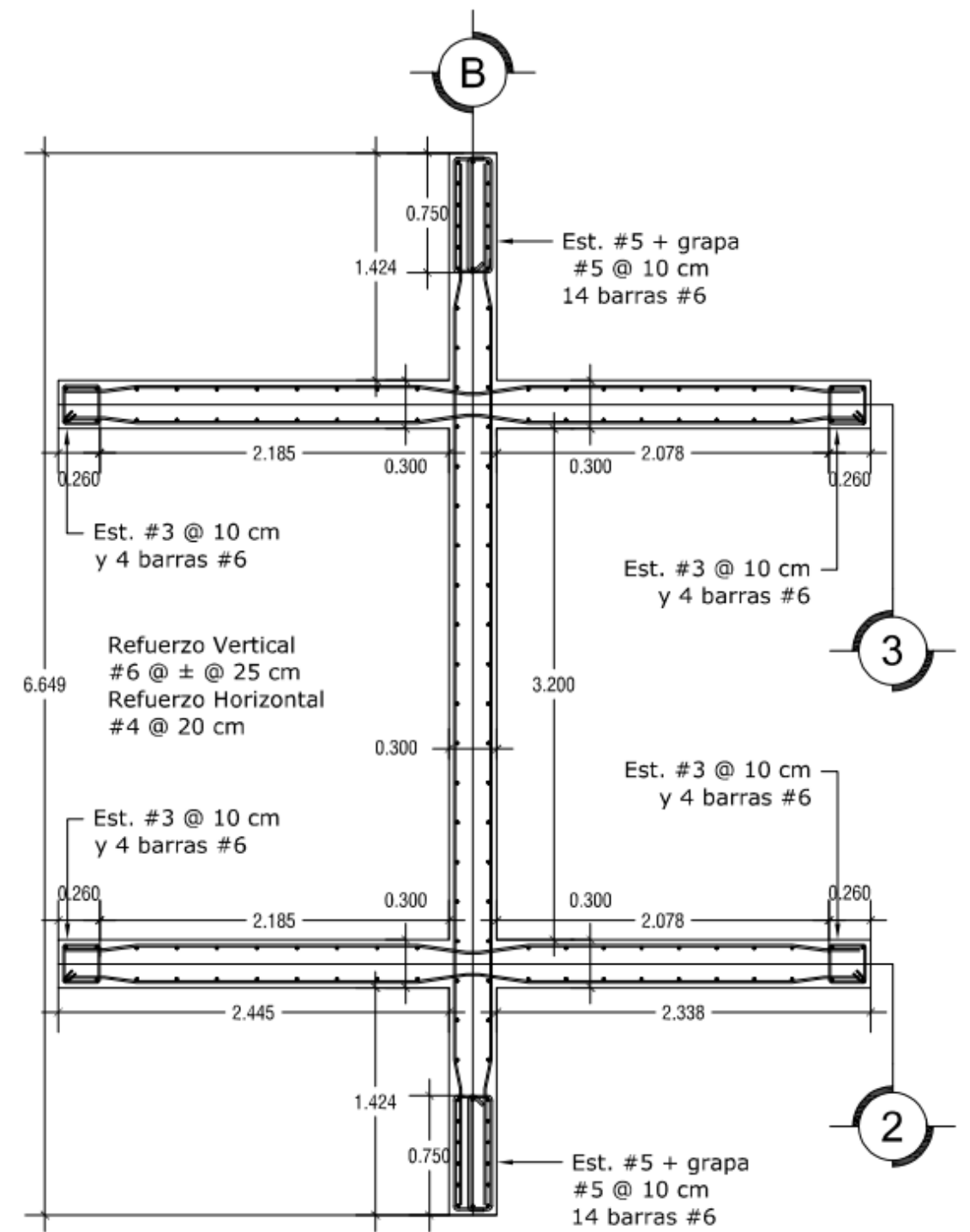
PARED ED-10-4D Y ED-10-1D



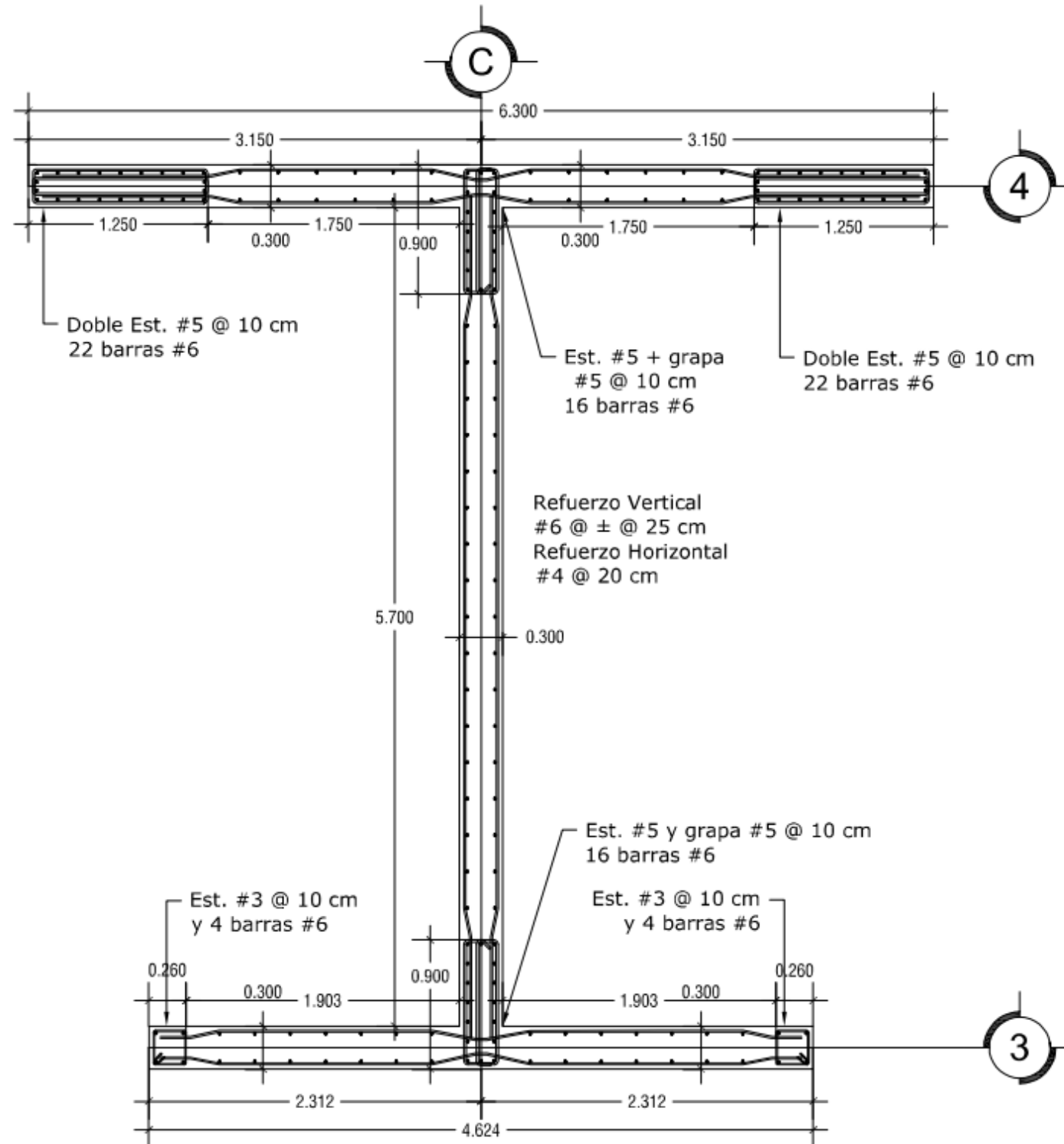
PARED ED-10-2C Y ED-10-1C



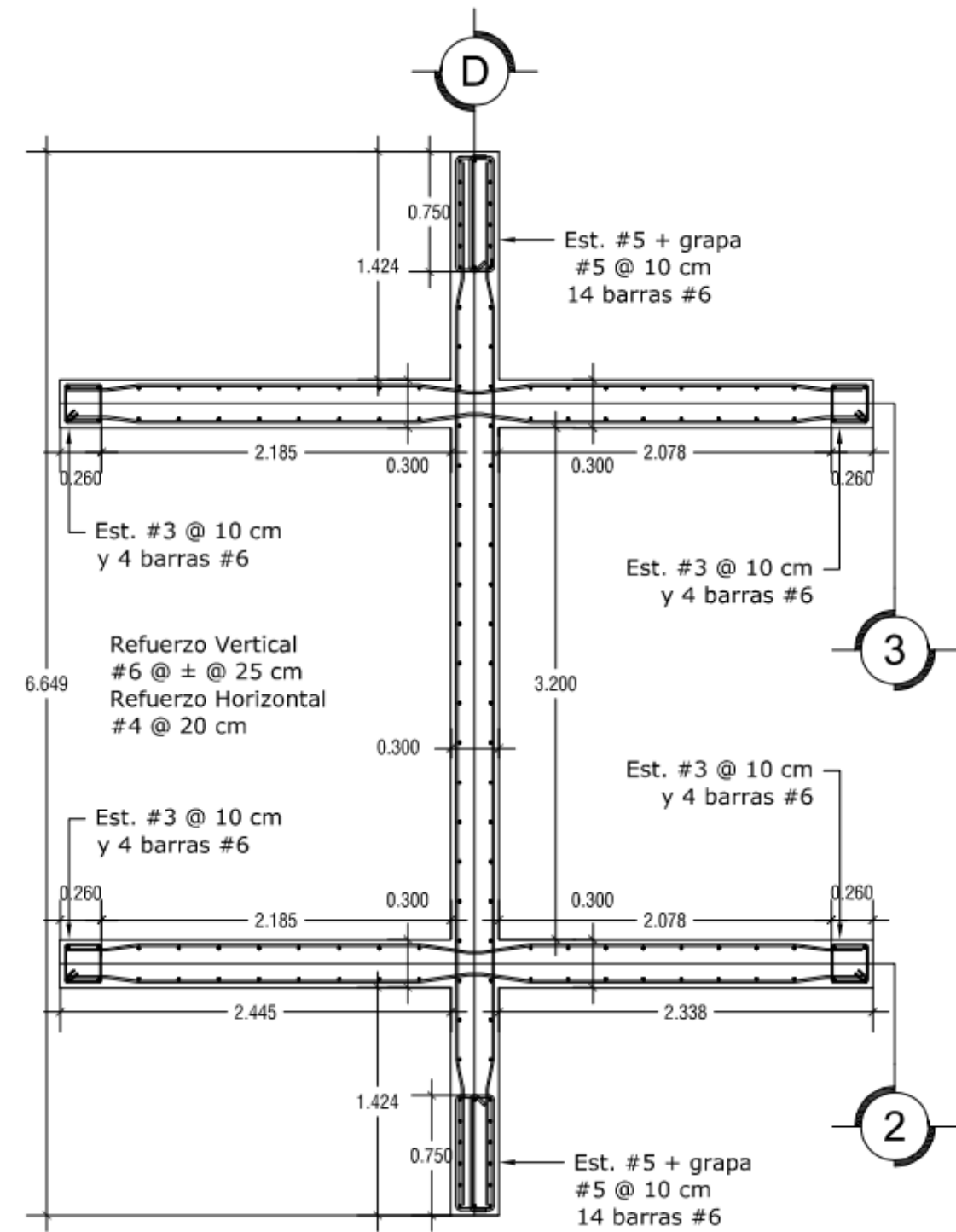
PARED ED-10-3B Y ED-10-2B



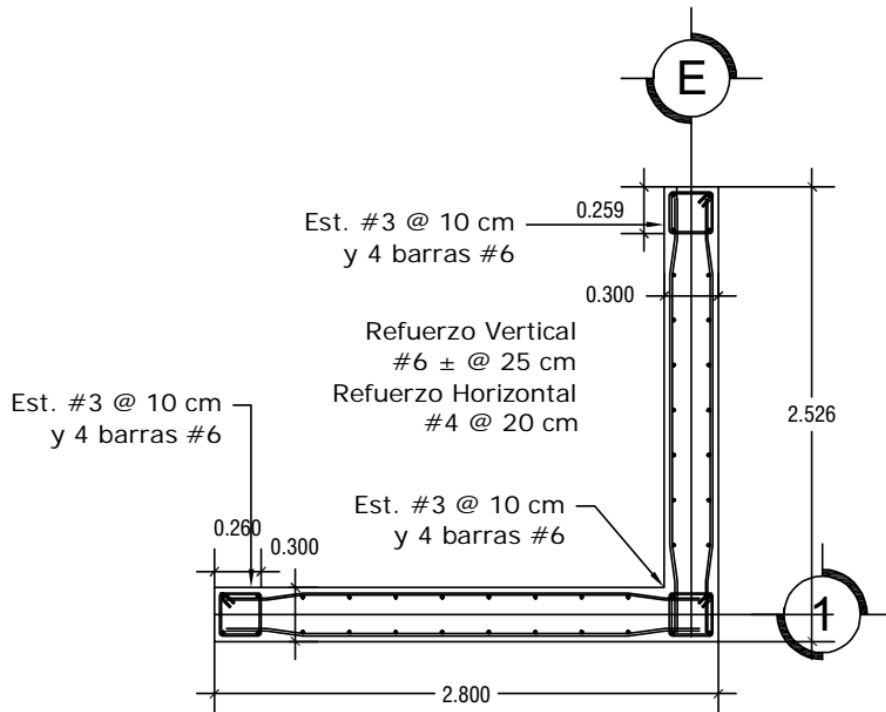
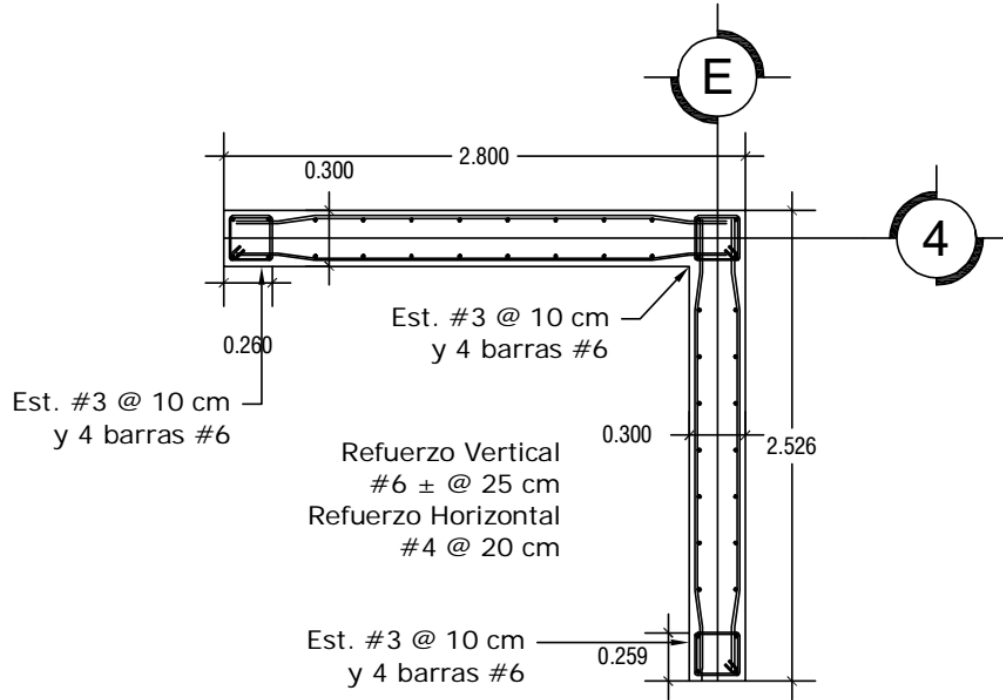
PARED ED-10-4C Y ED-10-3C



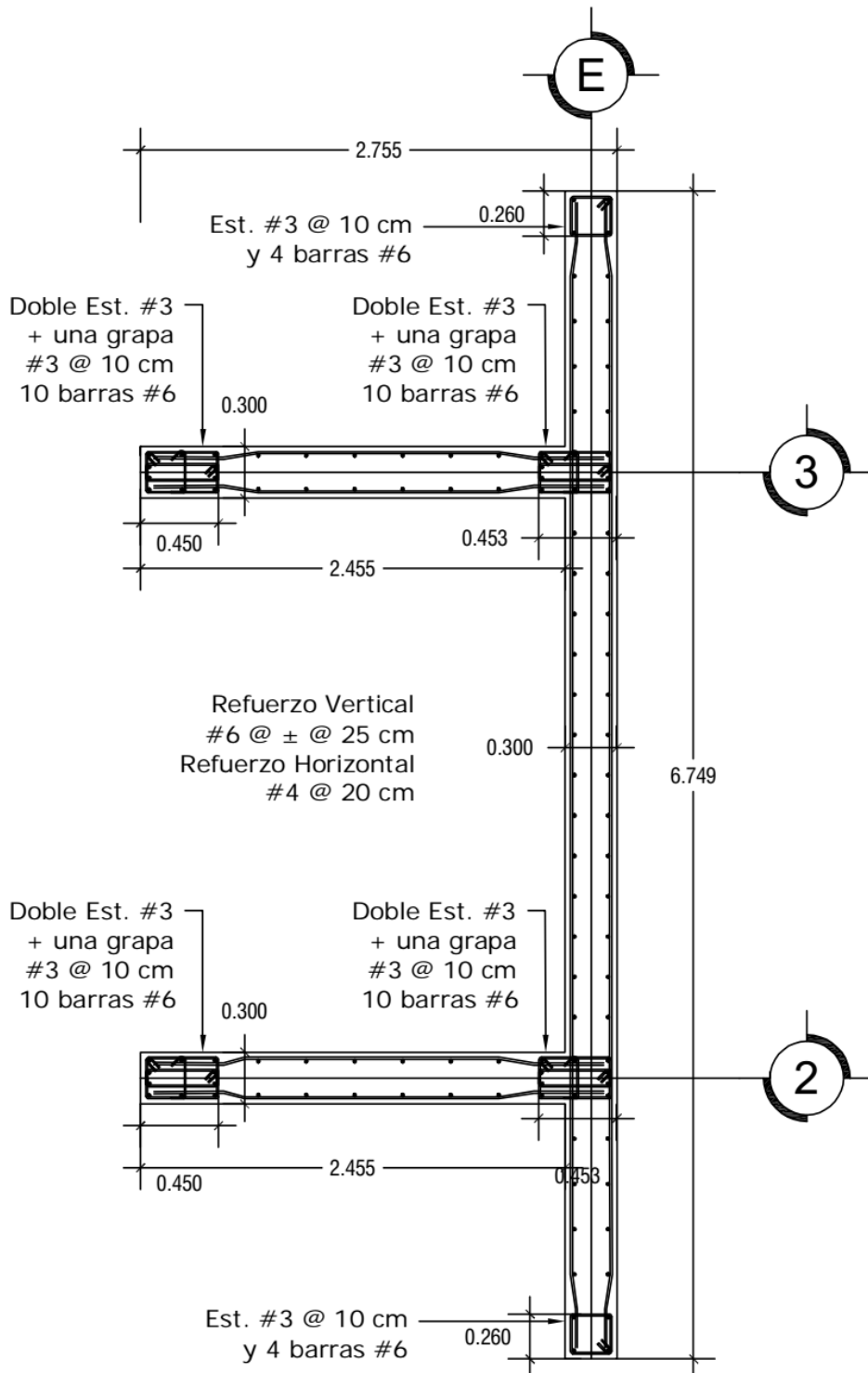
PARED ED-10-3D Y ED-10-2D



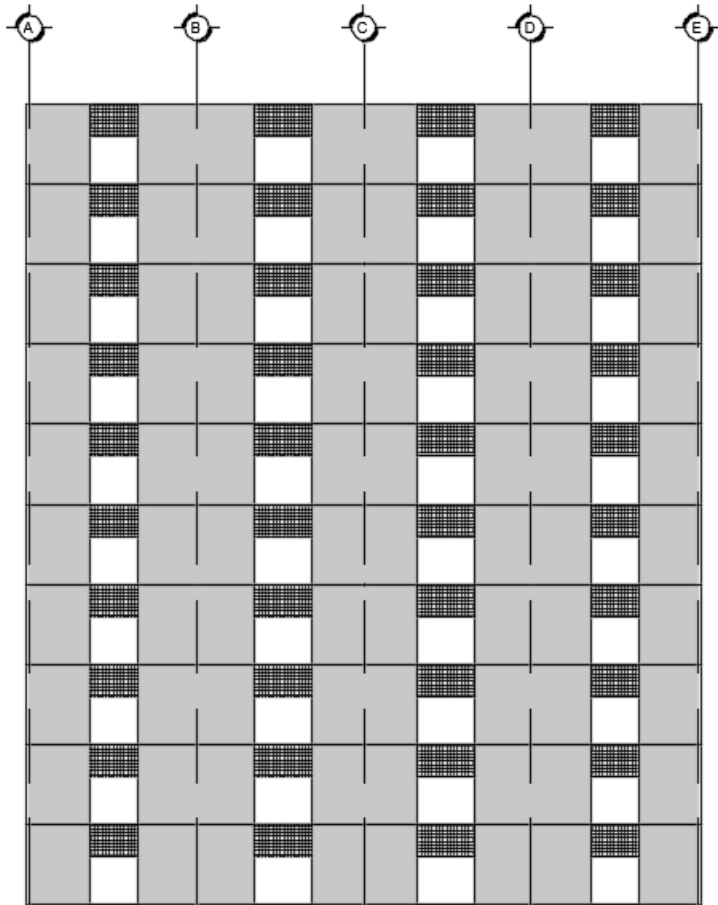
PARED ED-10-4E Y ED-10-1E



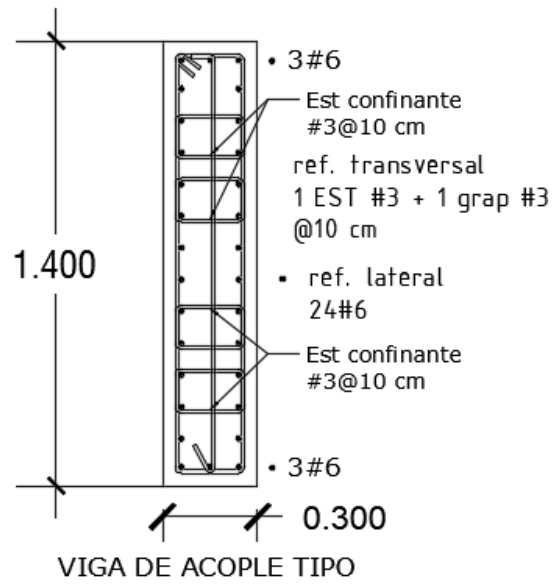
PARED ED-10-3E Y ED-10-2E



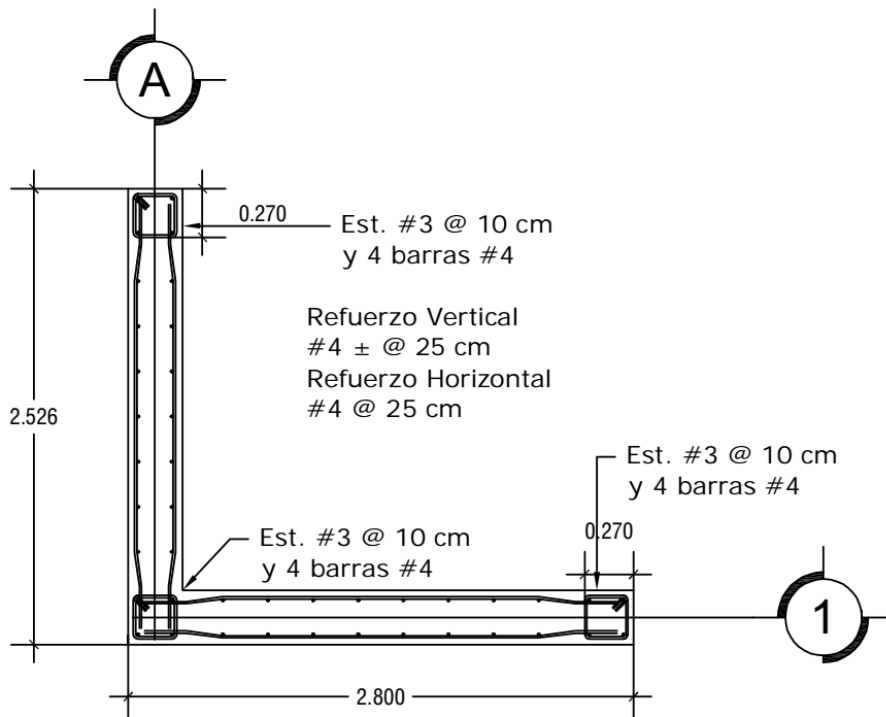
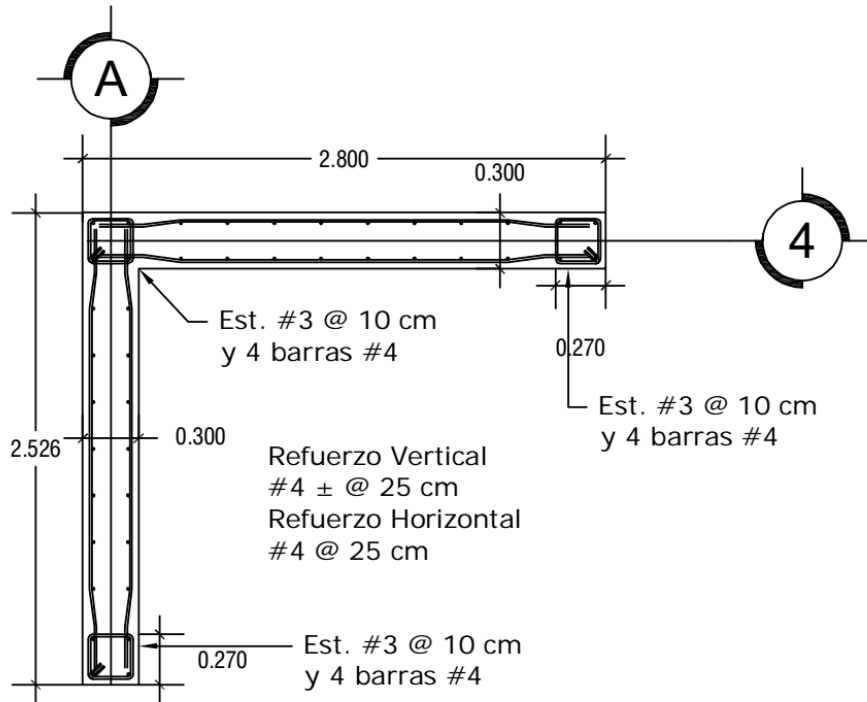
ED-10 vigas de acople.



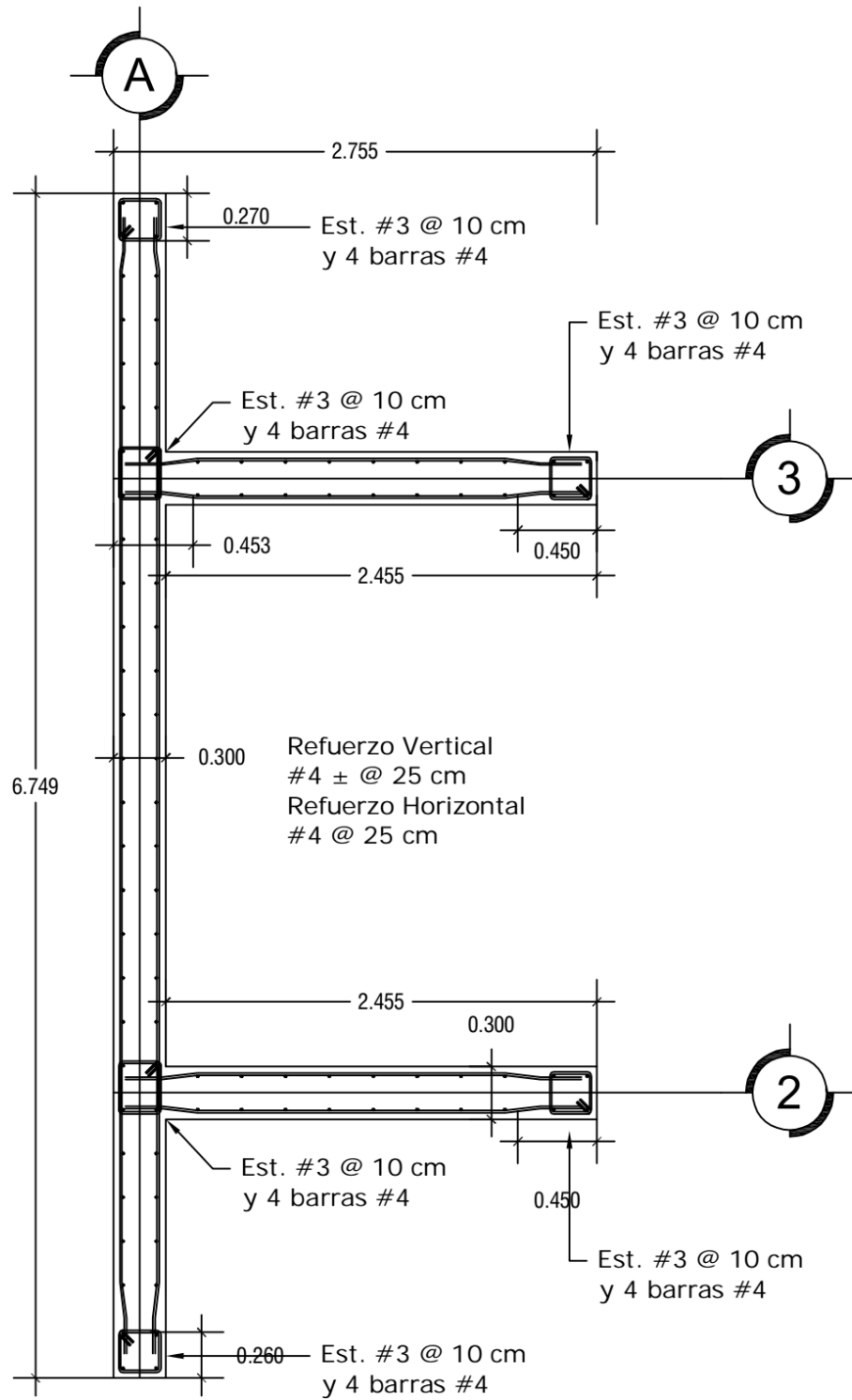
Elevacion Tipo



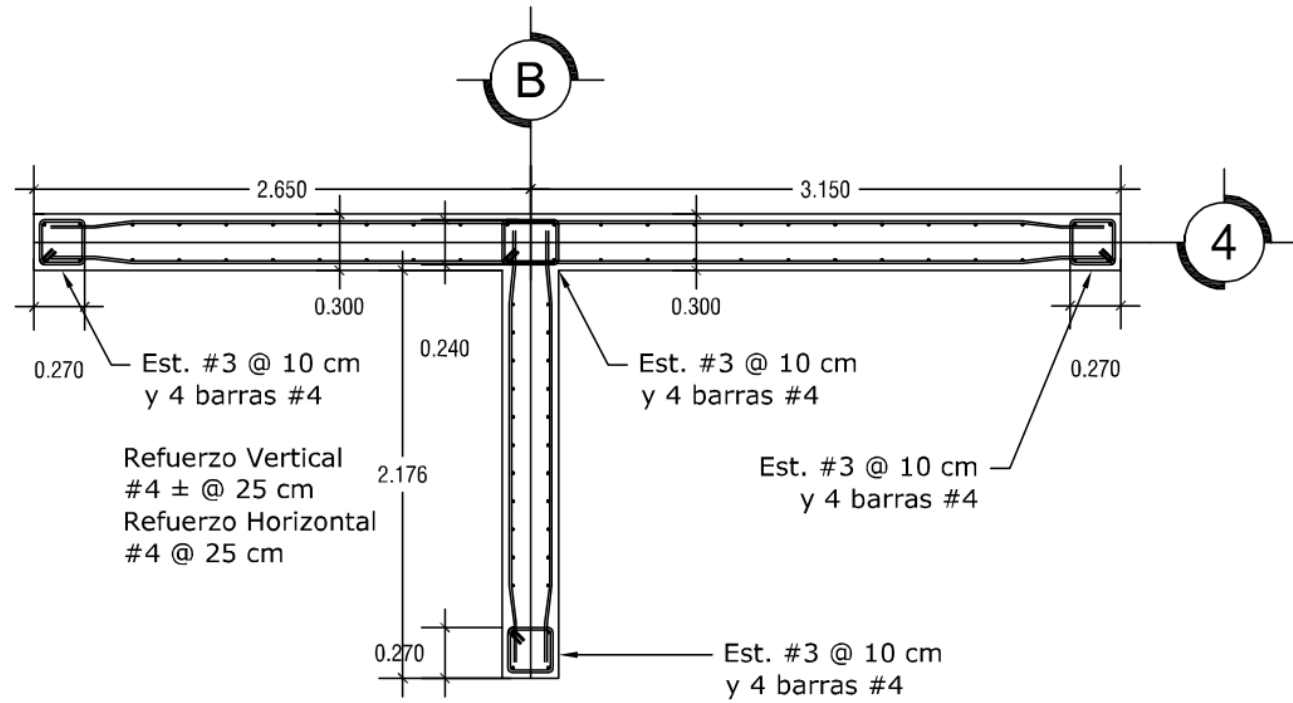
PARED ED-06-4A Y ED-06-1A



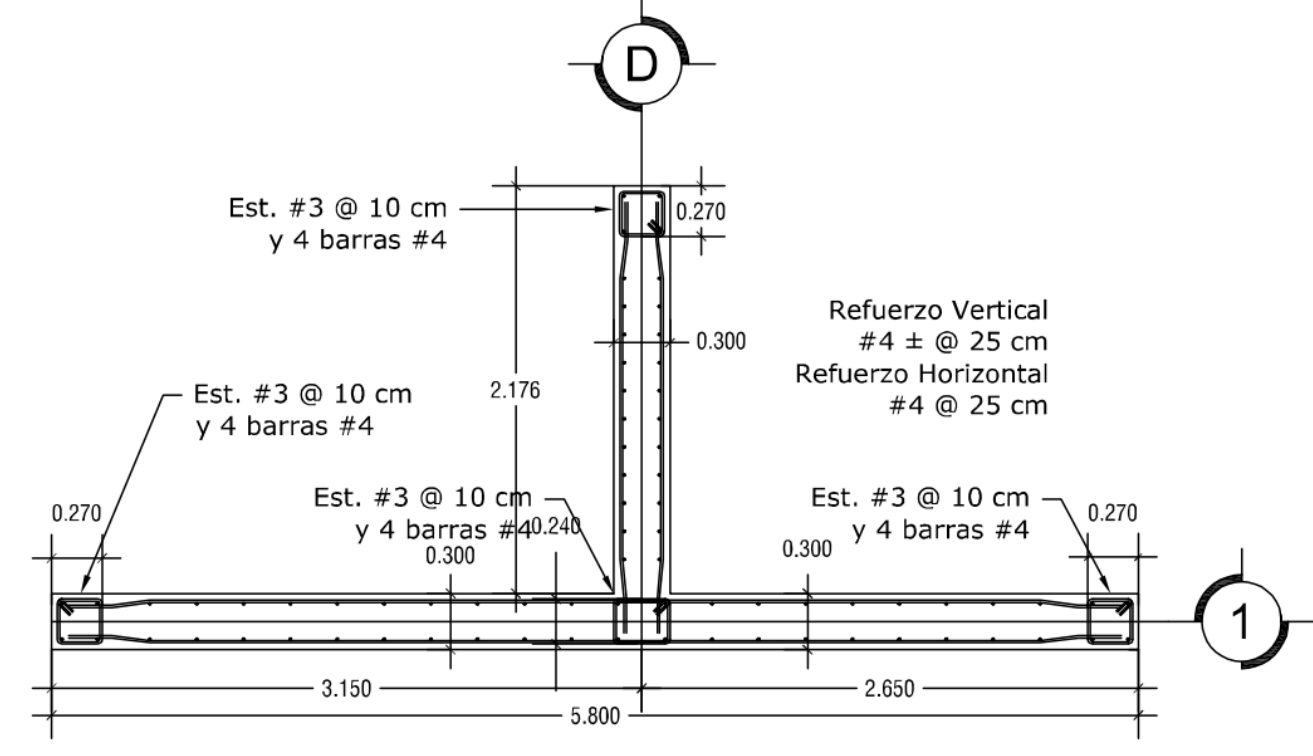
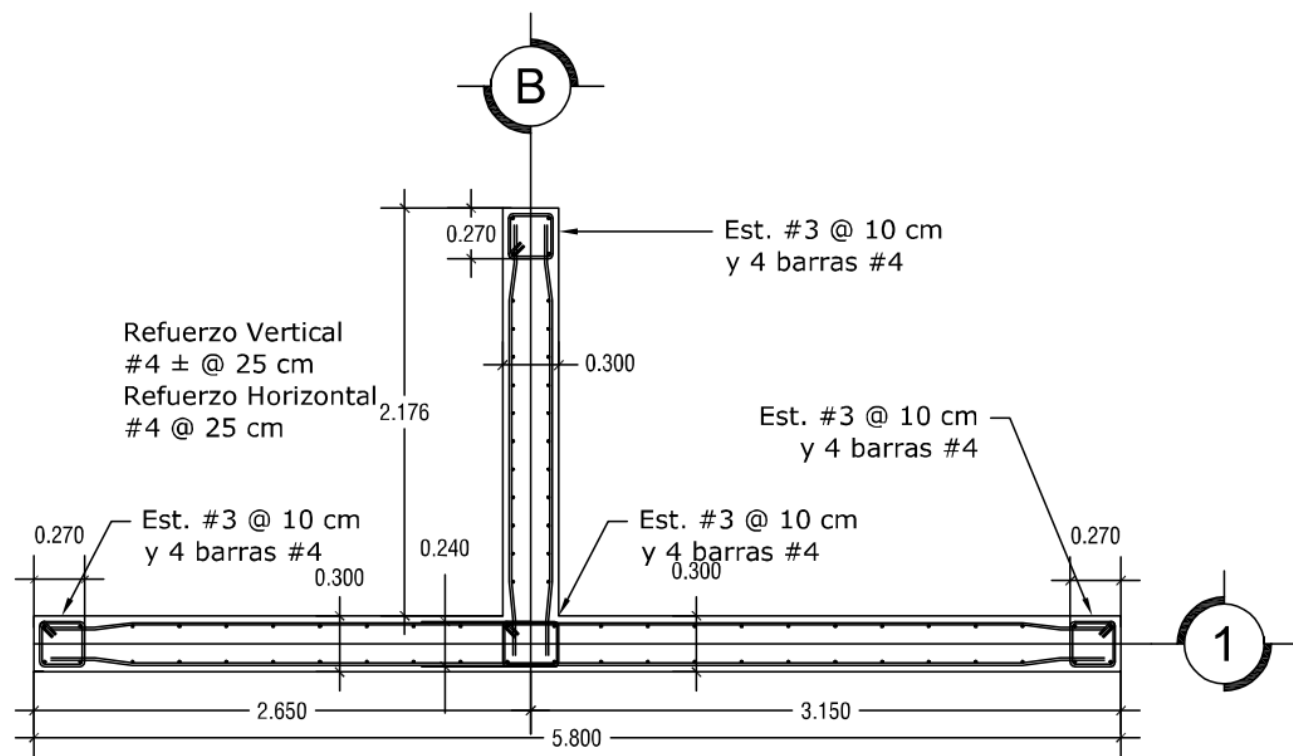
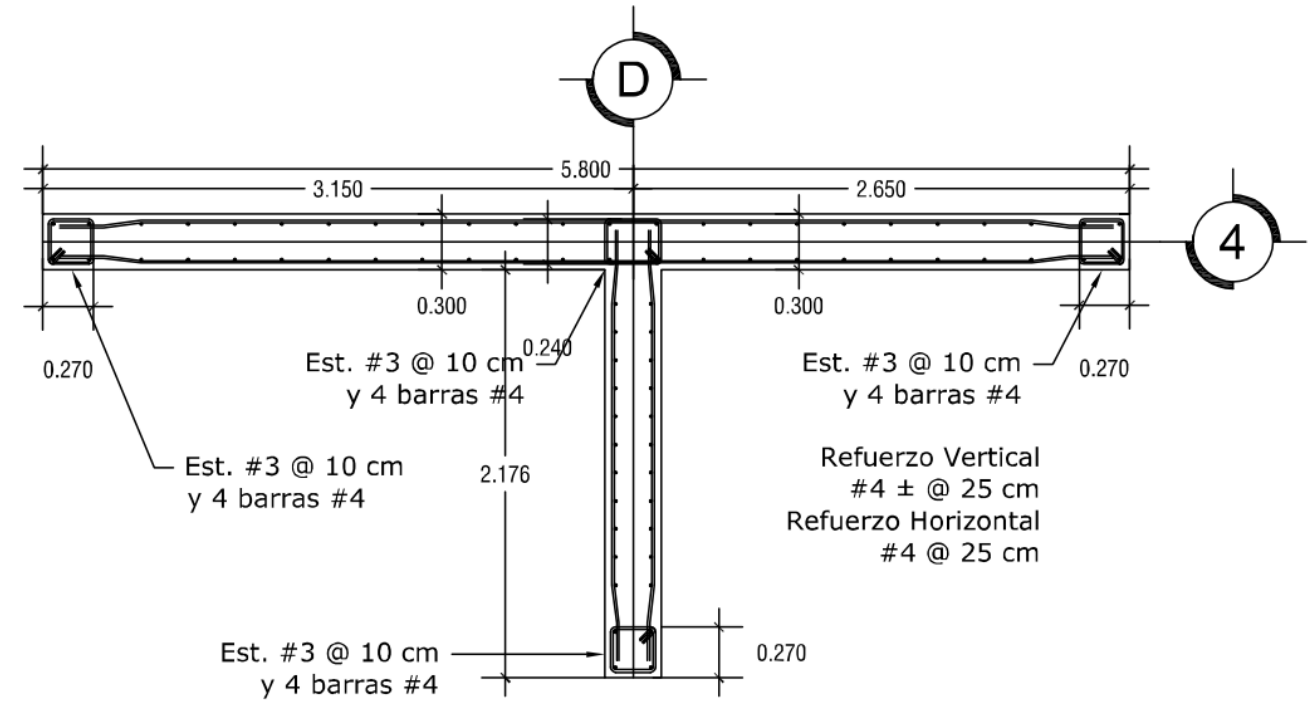
PARED ED-06-2A Y ED-06-3A



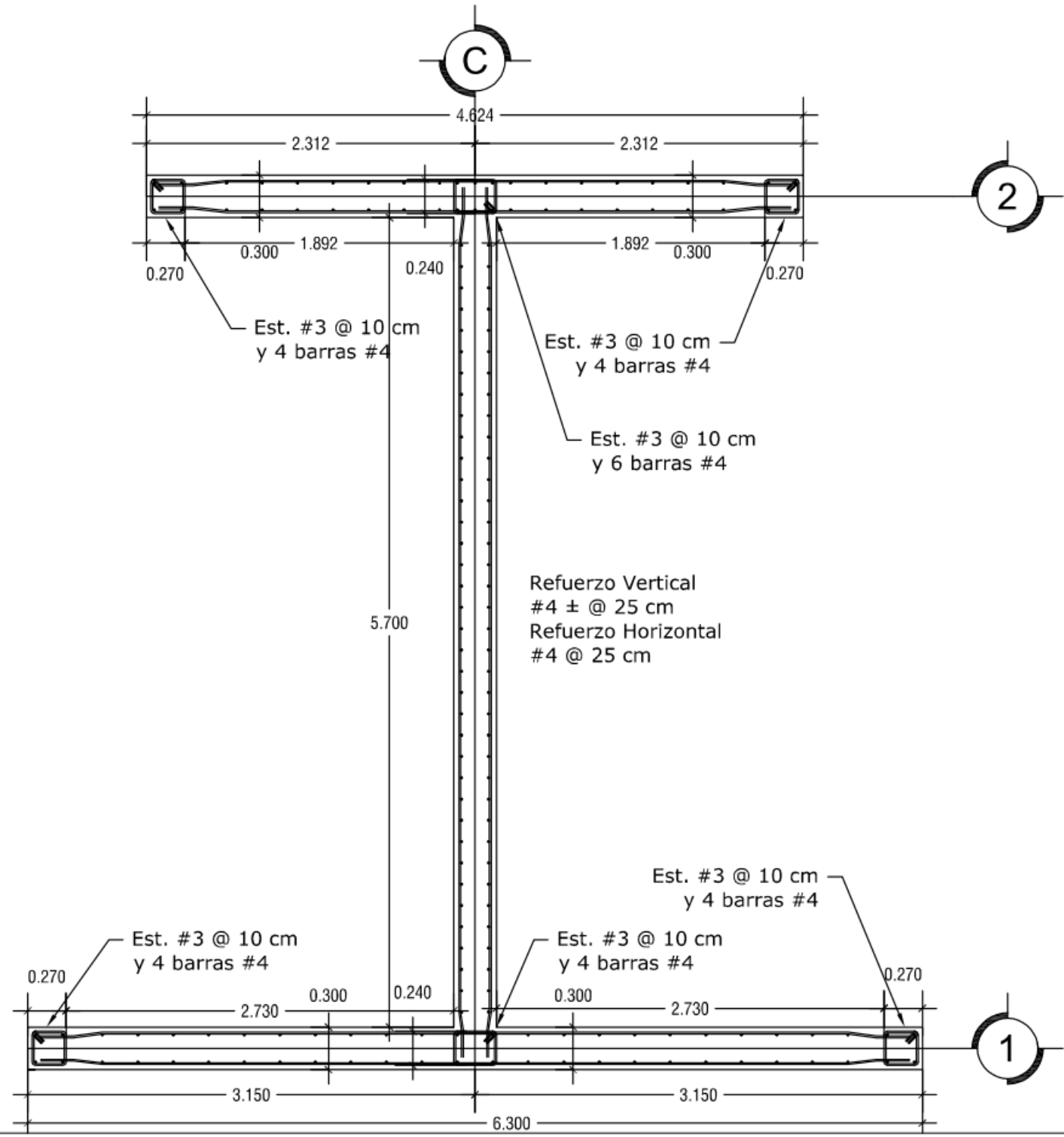
PARED ED-06-4B Y ED-06-1B



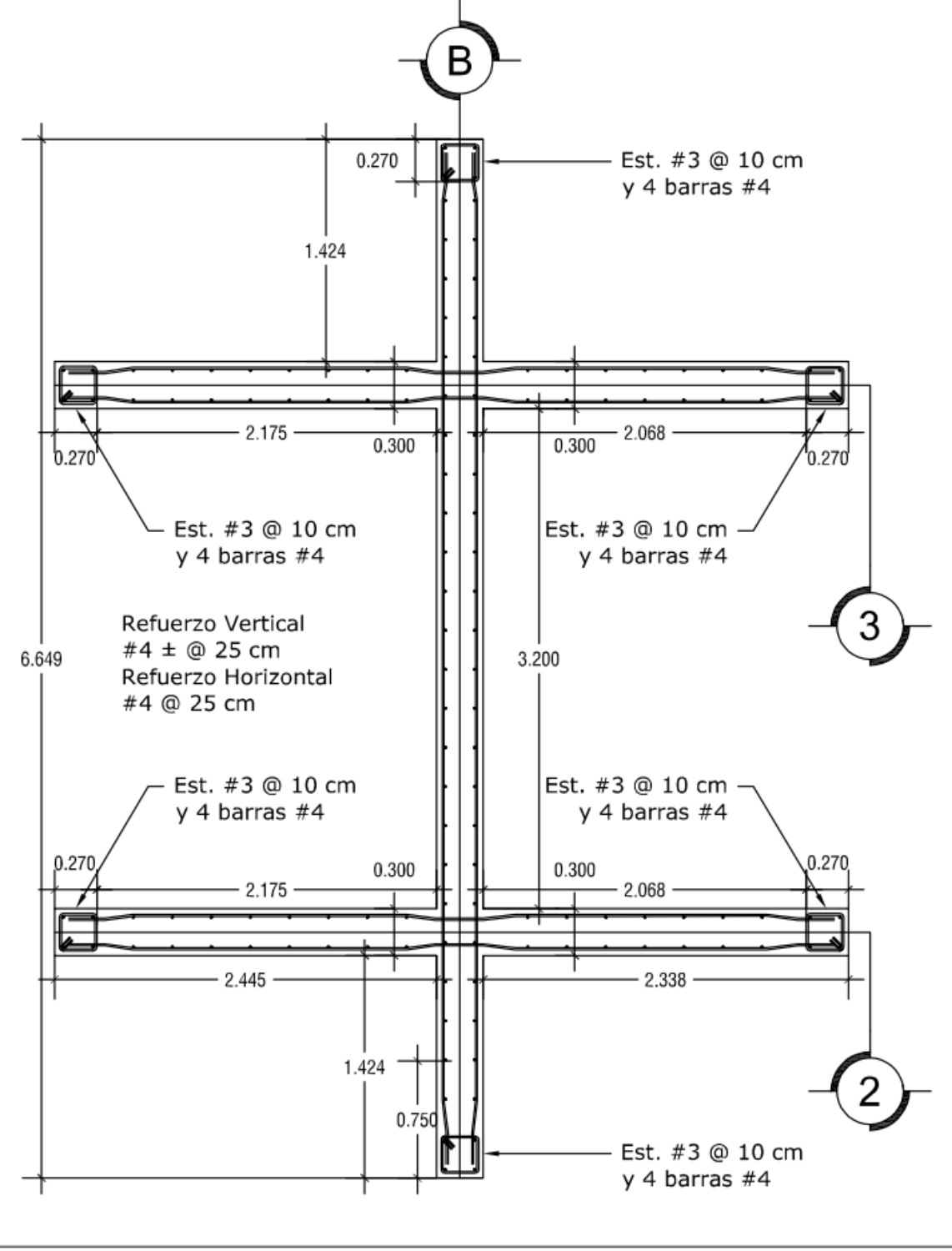
PARED ED-06-4D Y ED-06-1D



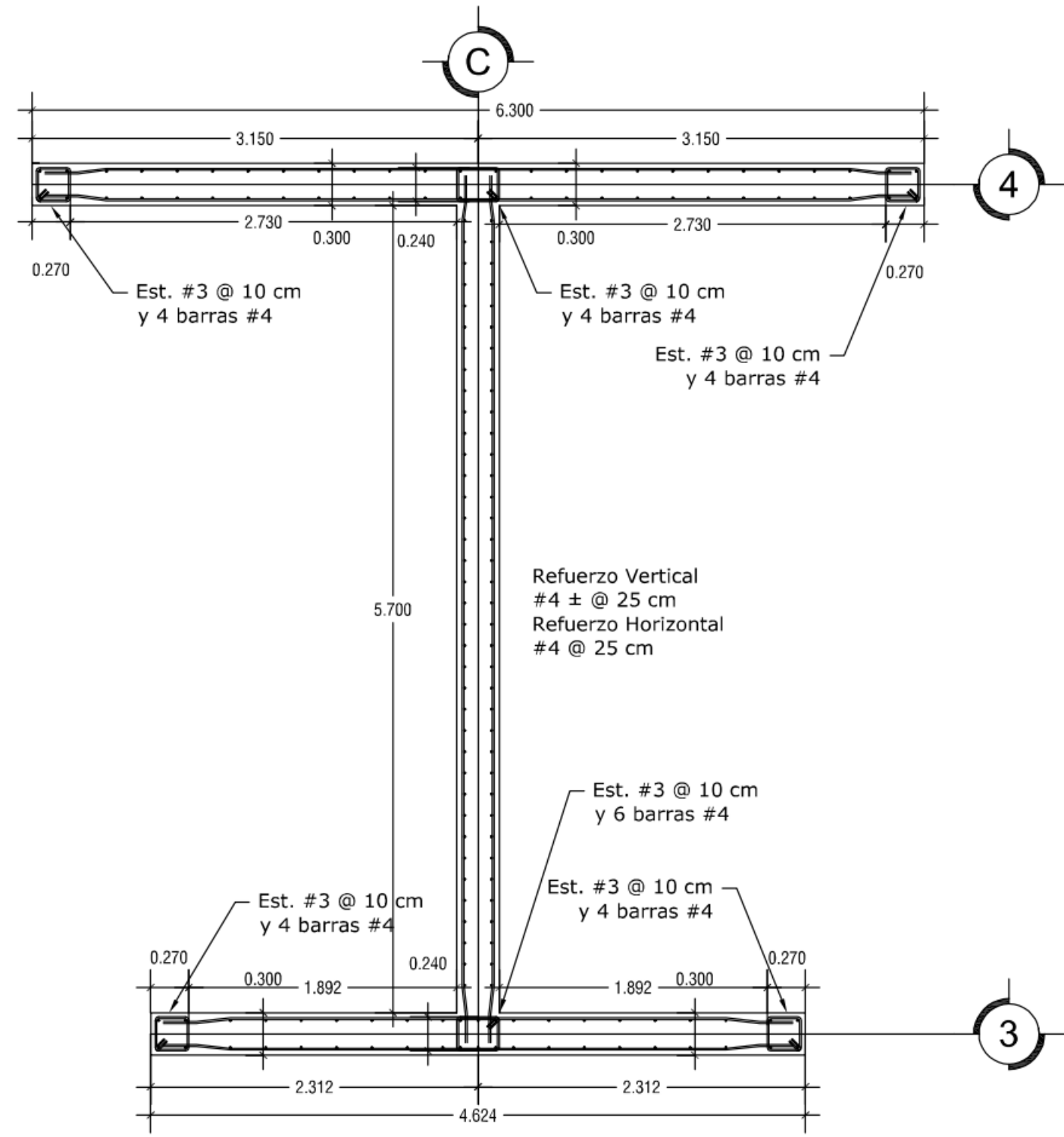
PARED ED-06-2C Y ED-06-1C



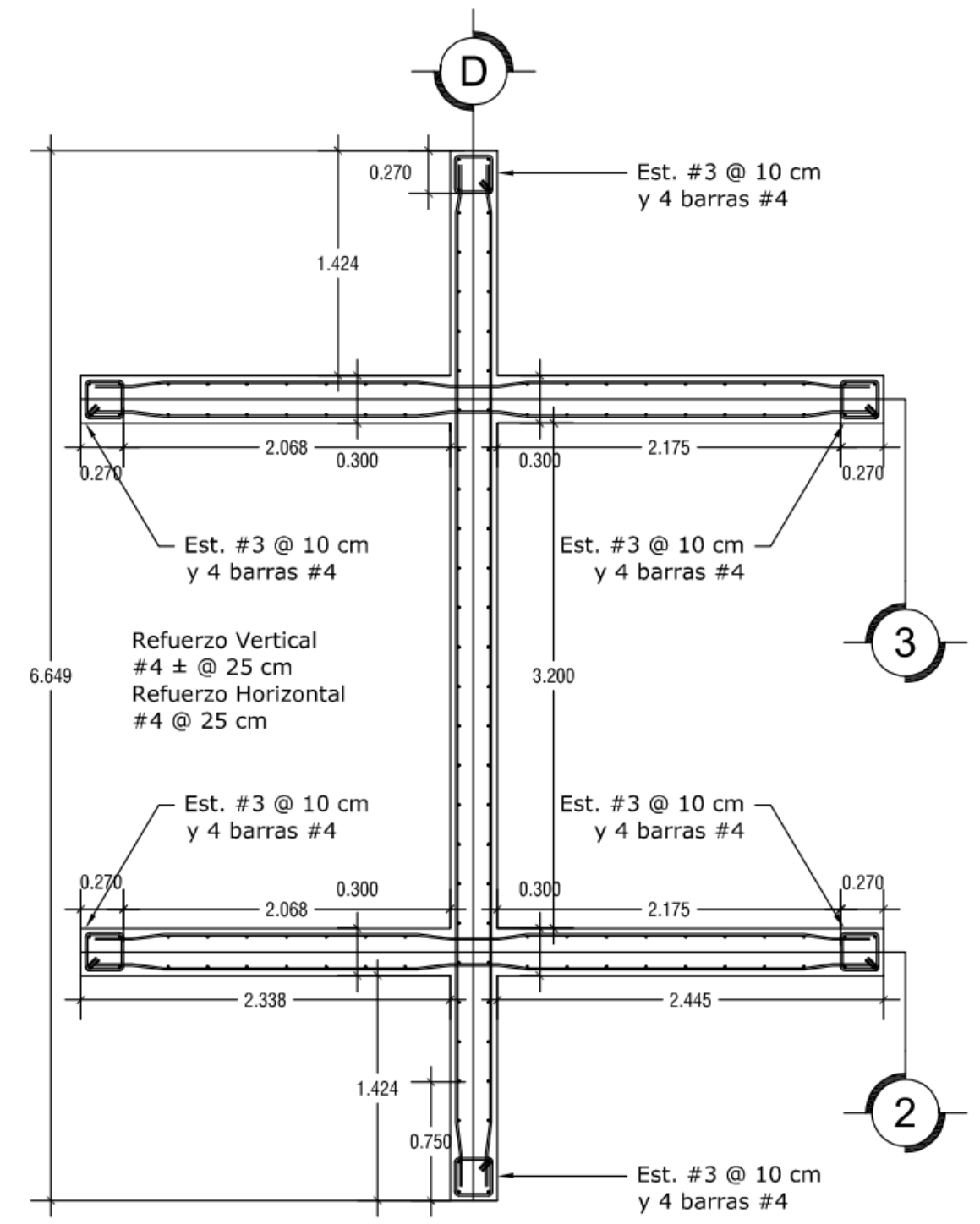
PARED ED-06-3B Y ED-06-2B



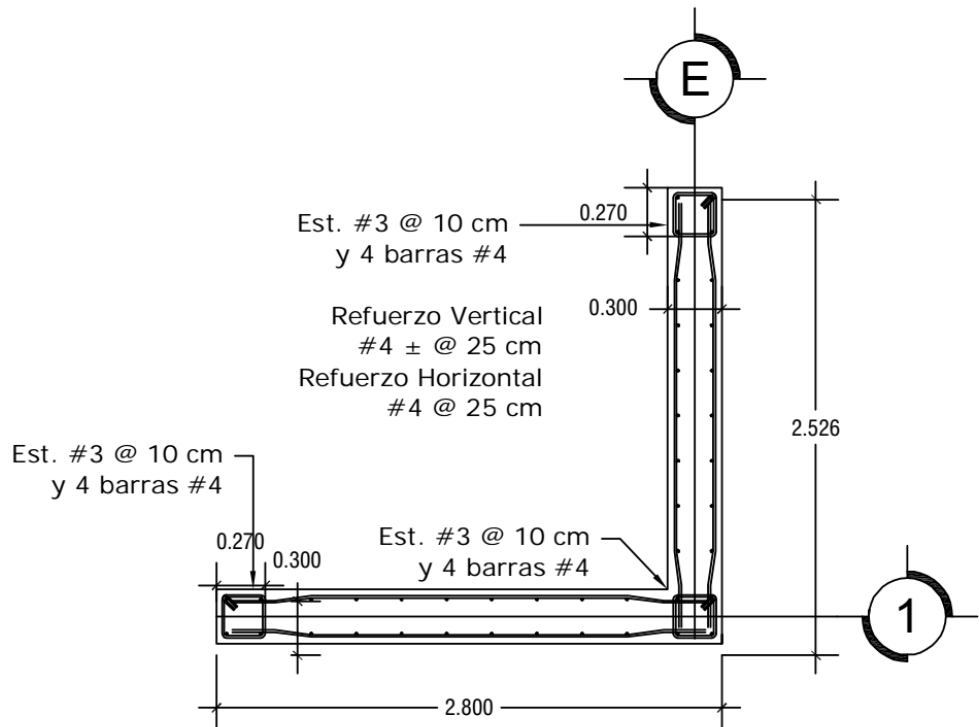
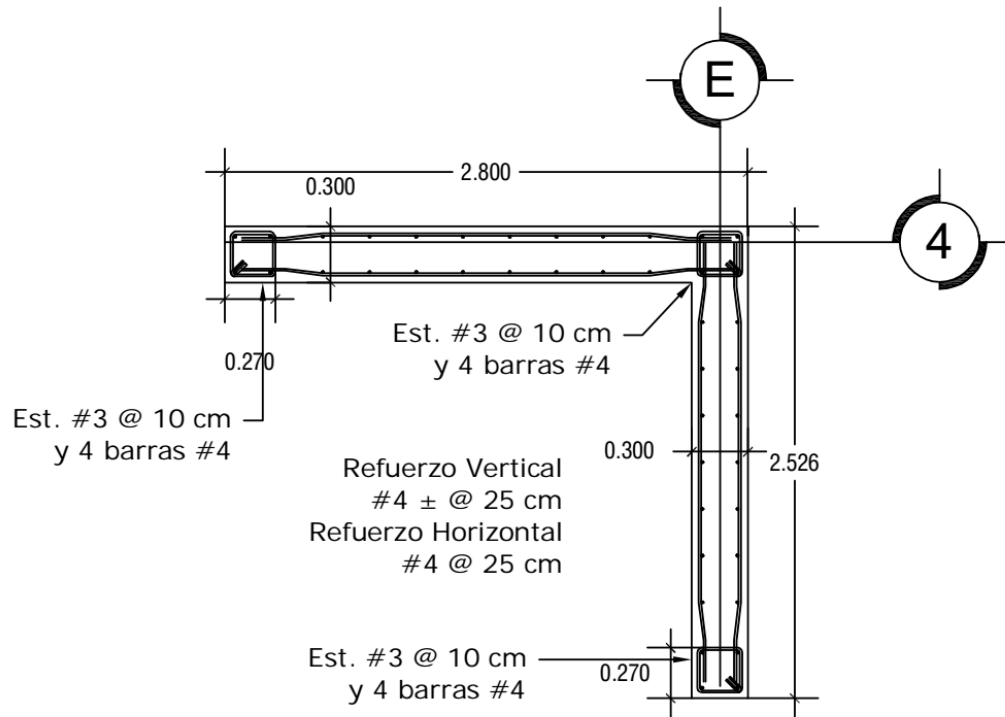
PARED ED-06-4C Y ED-06-3C



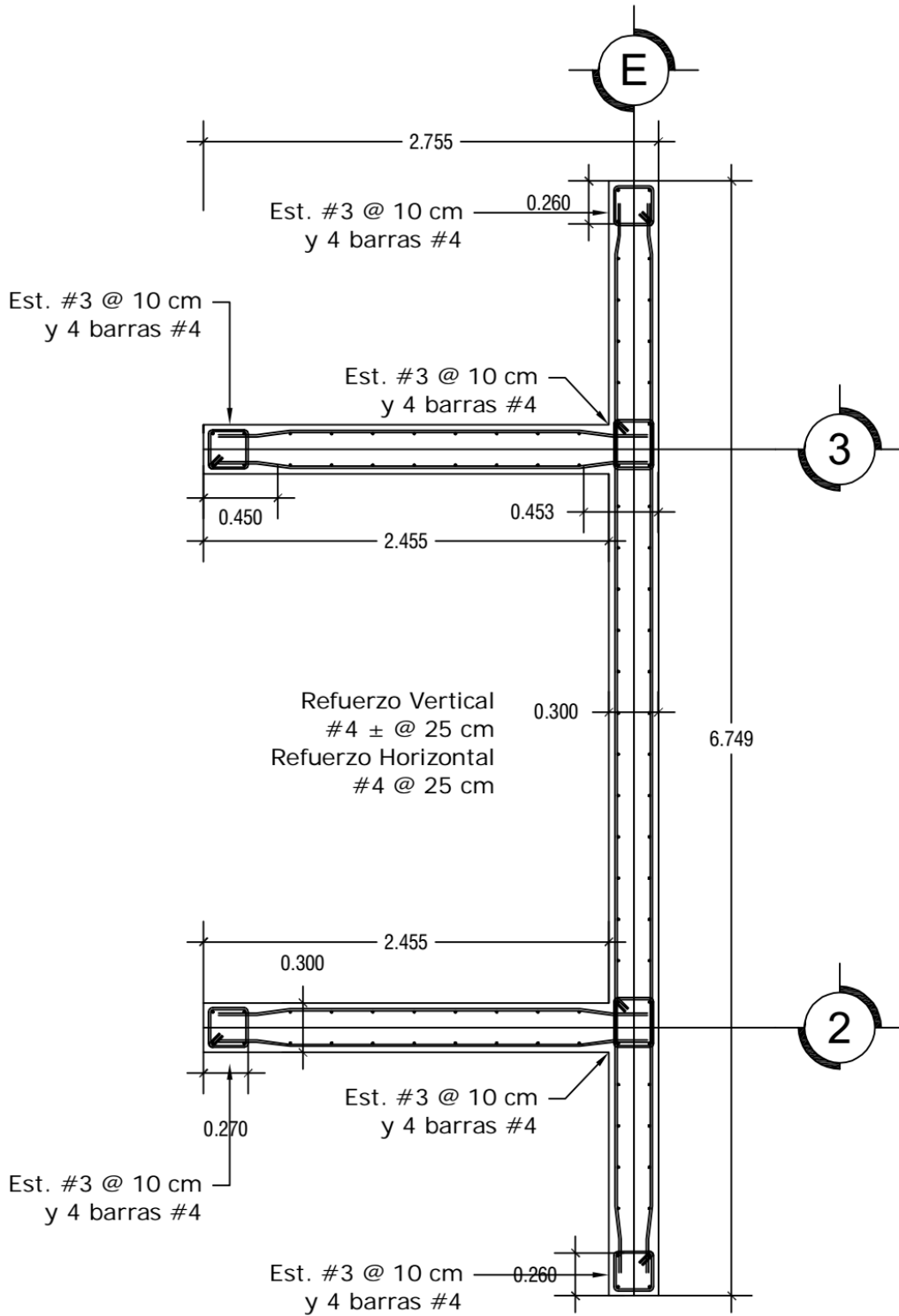
PARED ED-06-3D Y ED-06-2D



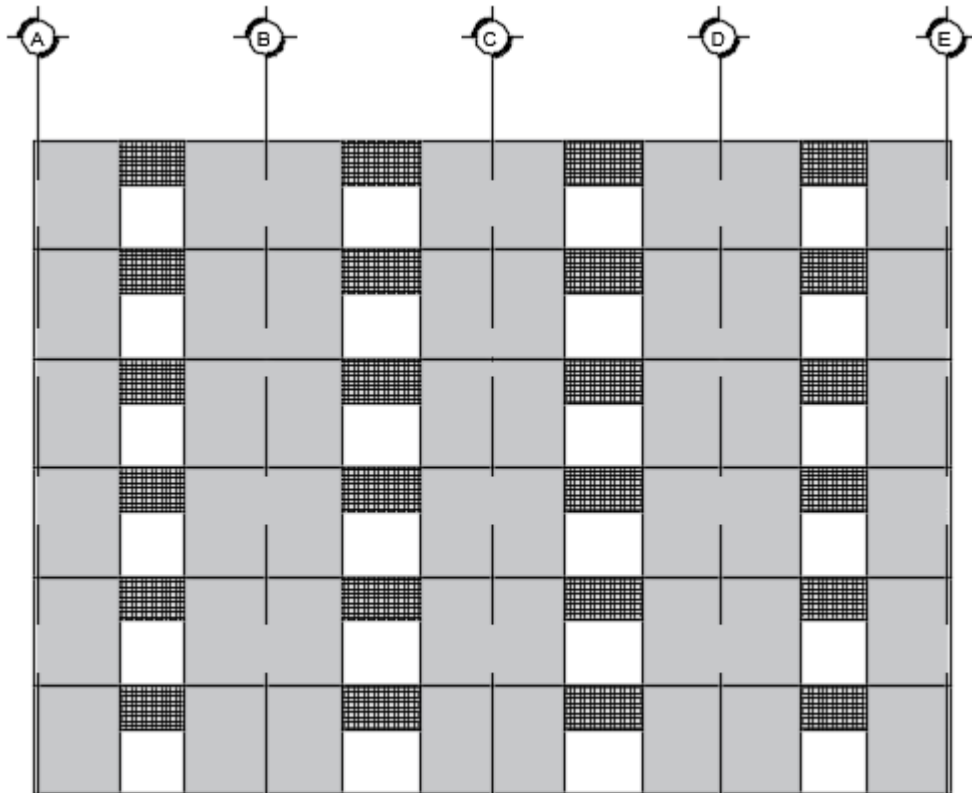
PARED ED-06-4E Y ED-06-1E



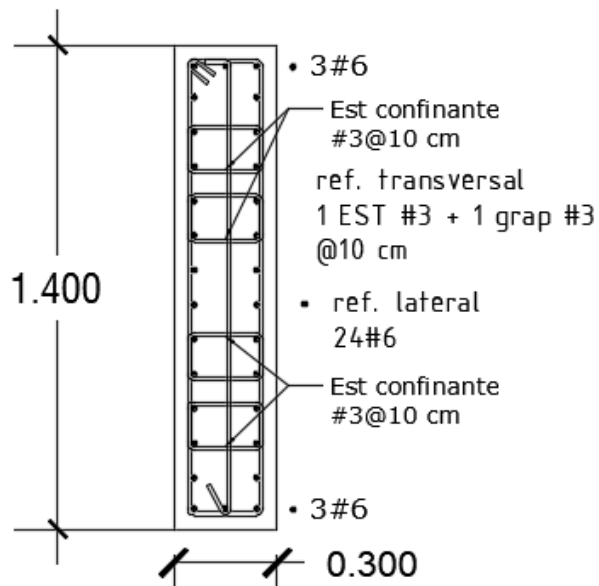
PARED ED-06-3E Y ED-06-2E



ED-06 vigas de acople.

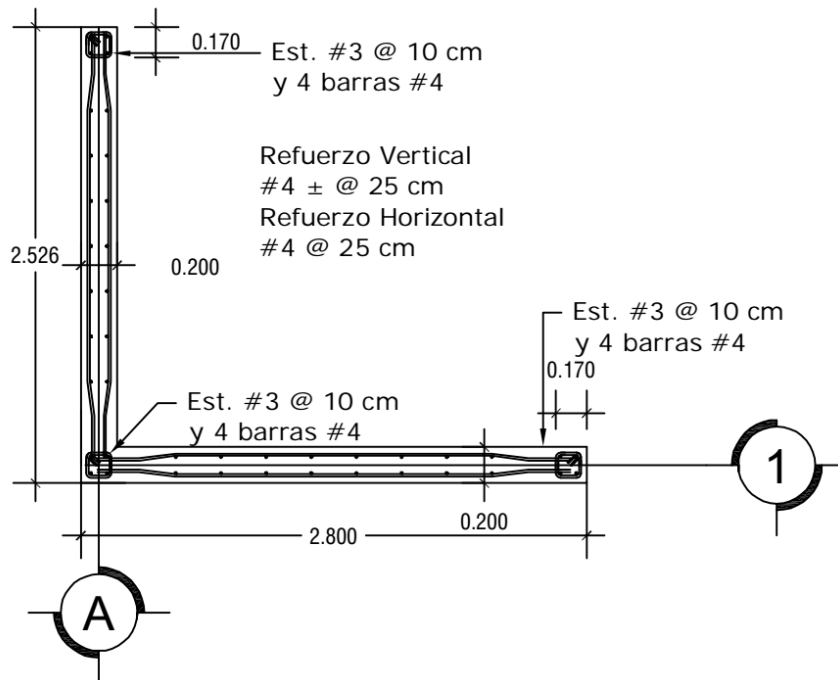
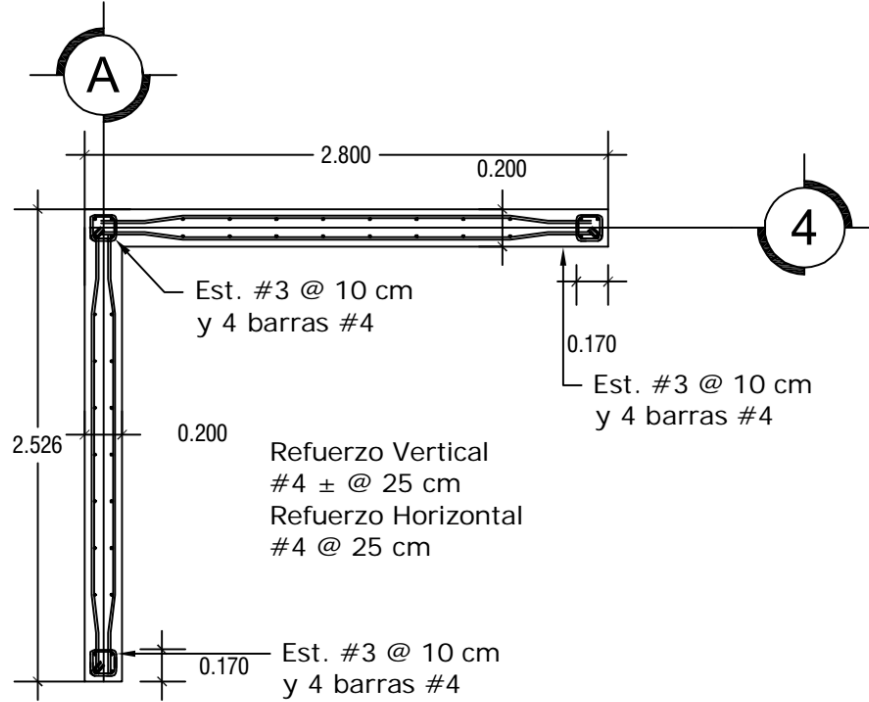


Elevacion Tipo

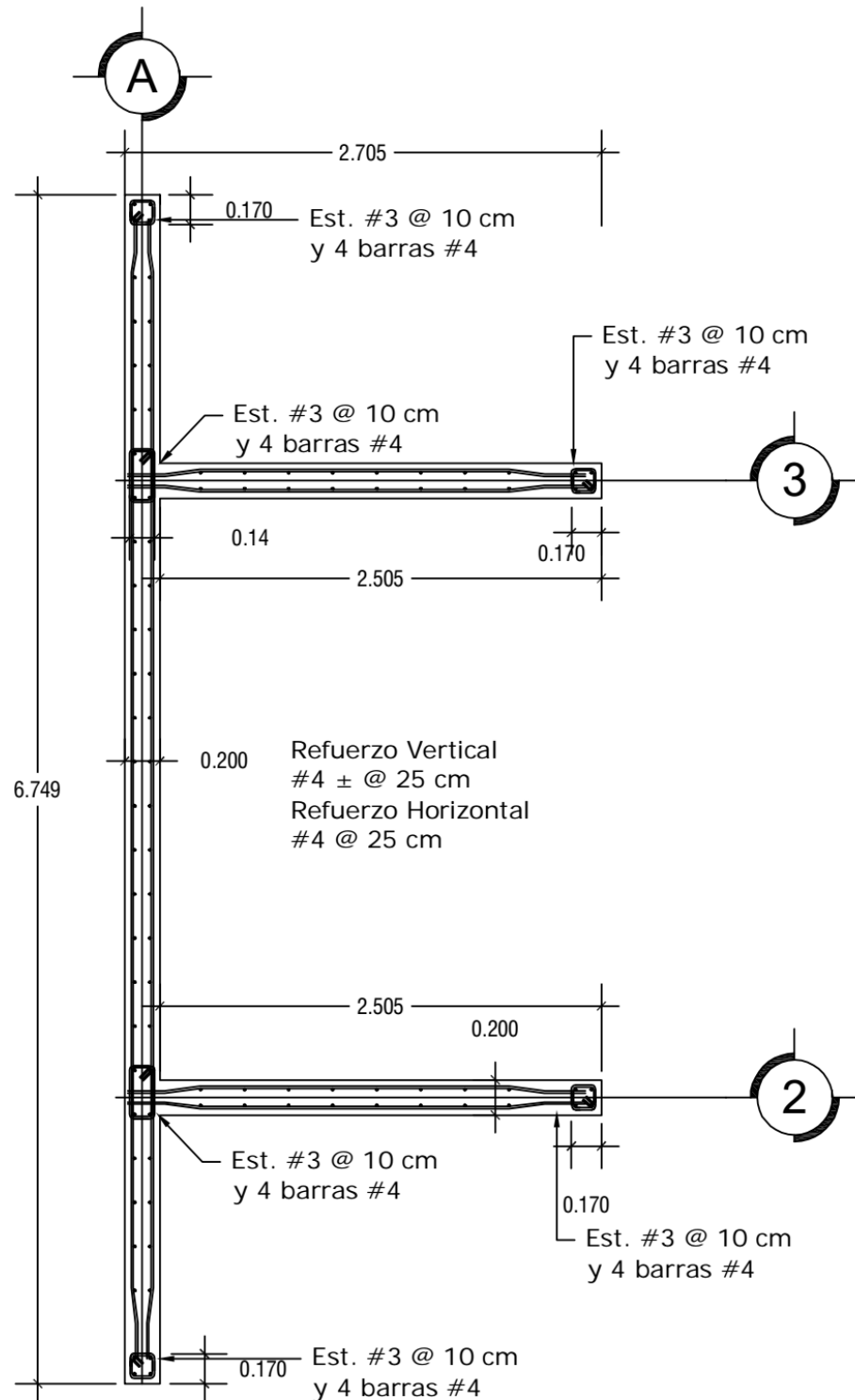


VIGA DE ACOPLE TIPO

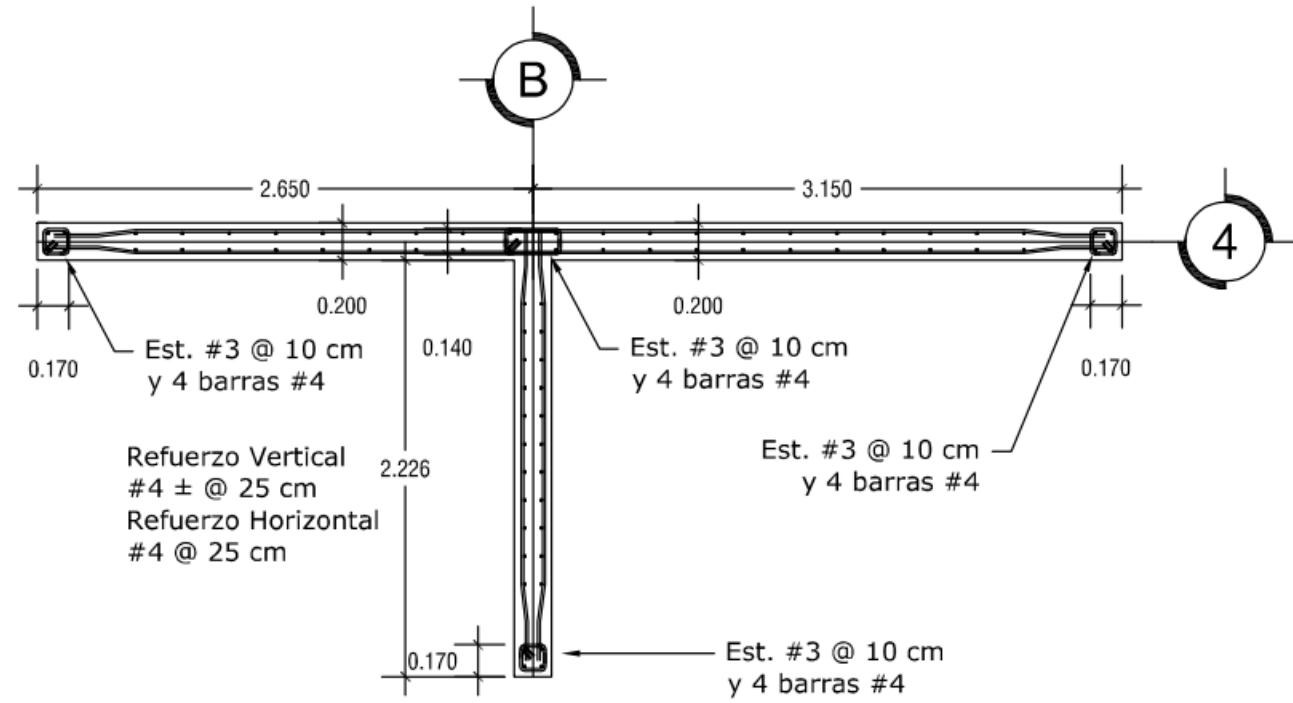
PARED ED-04-4A Y ED-04-1A



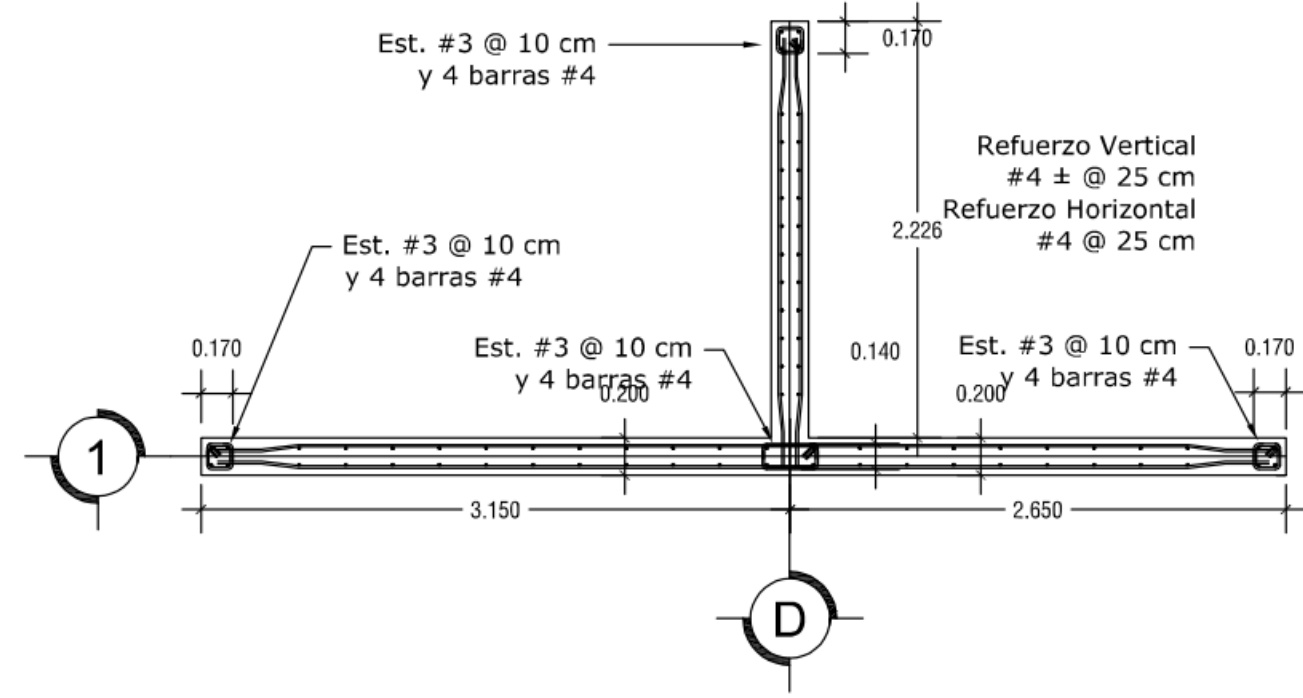
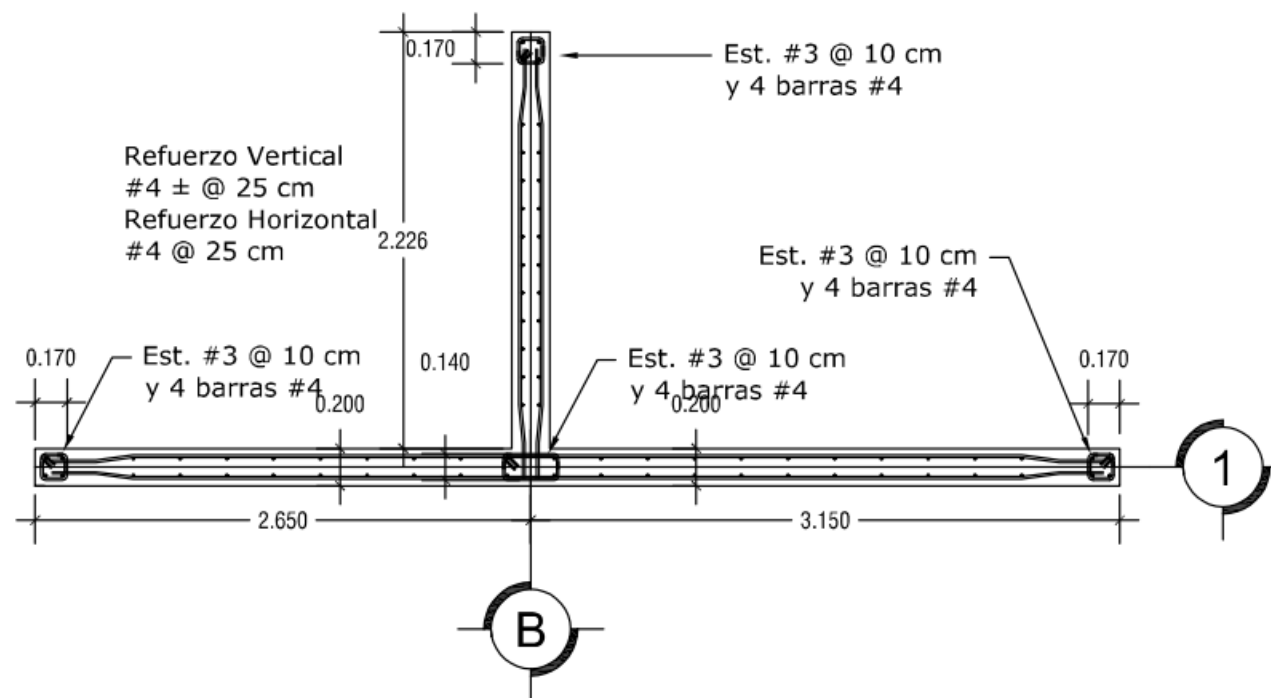
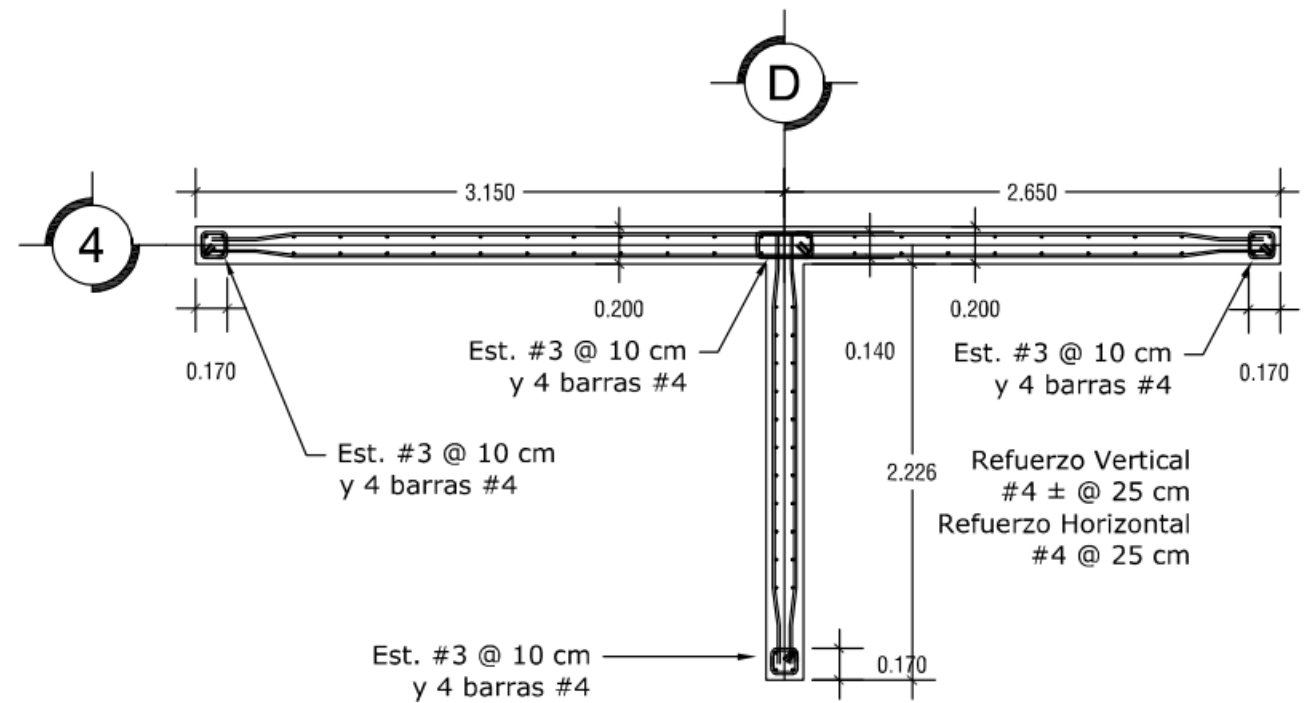
PARED ED-04-2A Y ED-04-3A



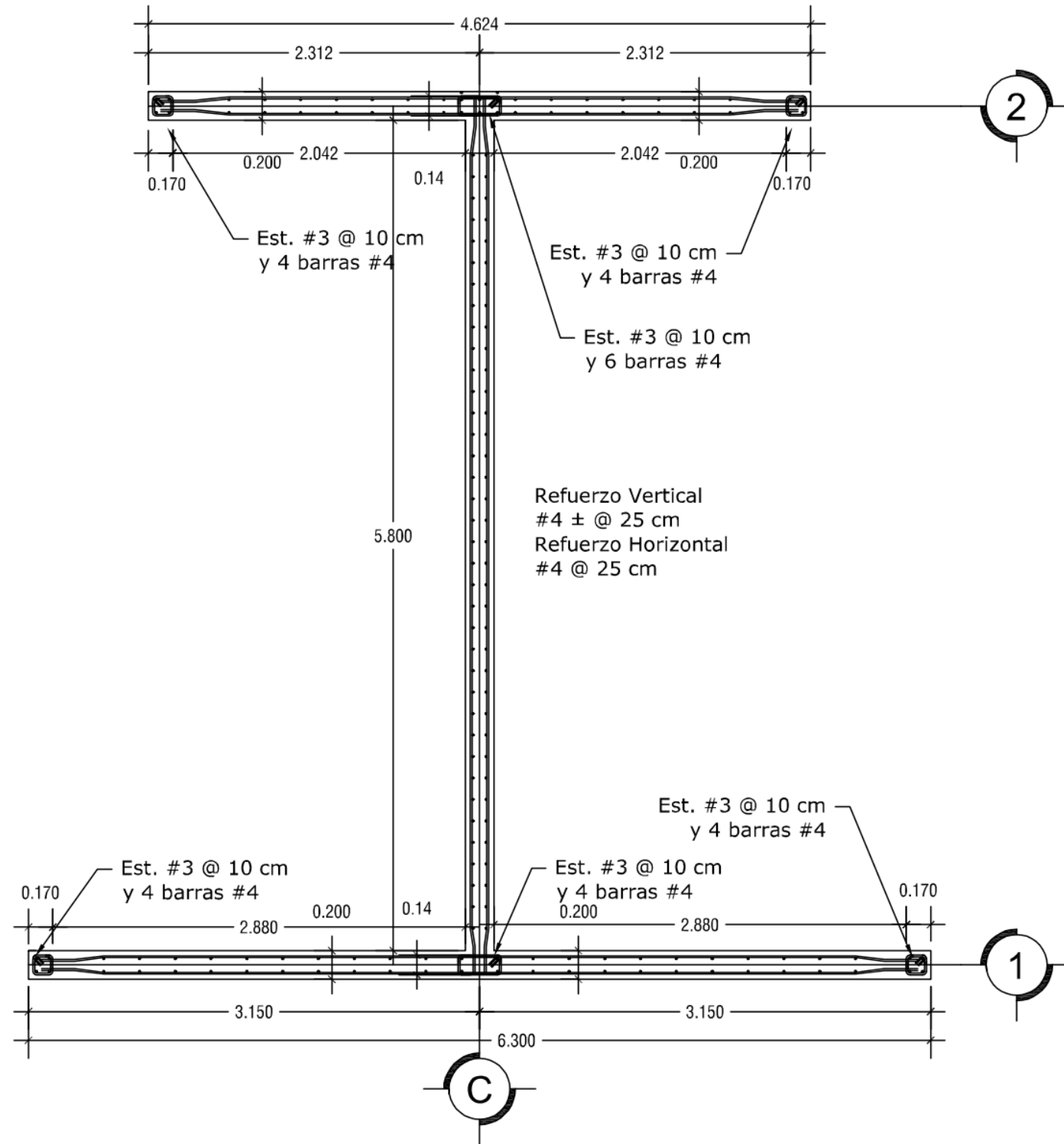
PARED ED-04-4B Y ED-04-1B



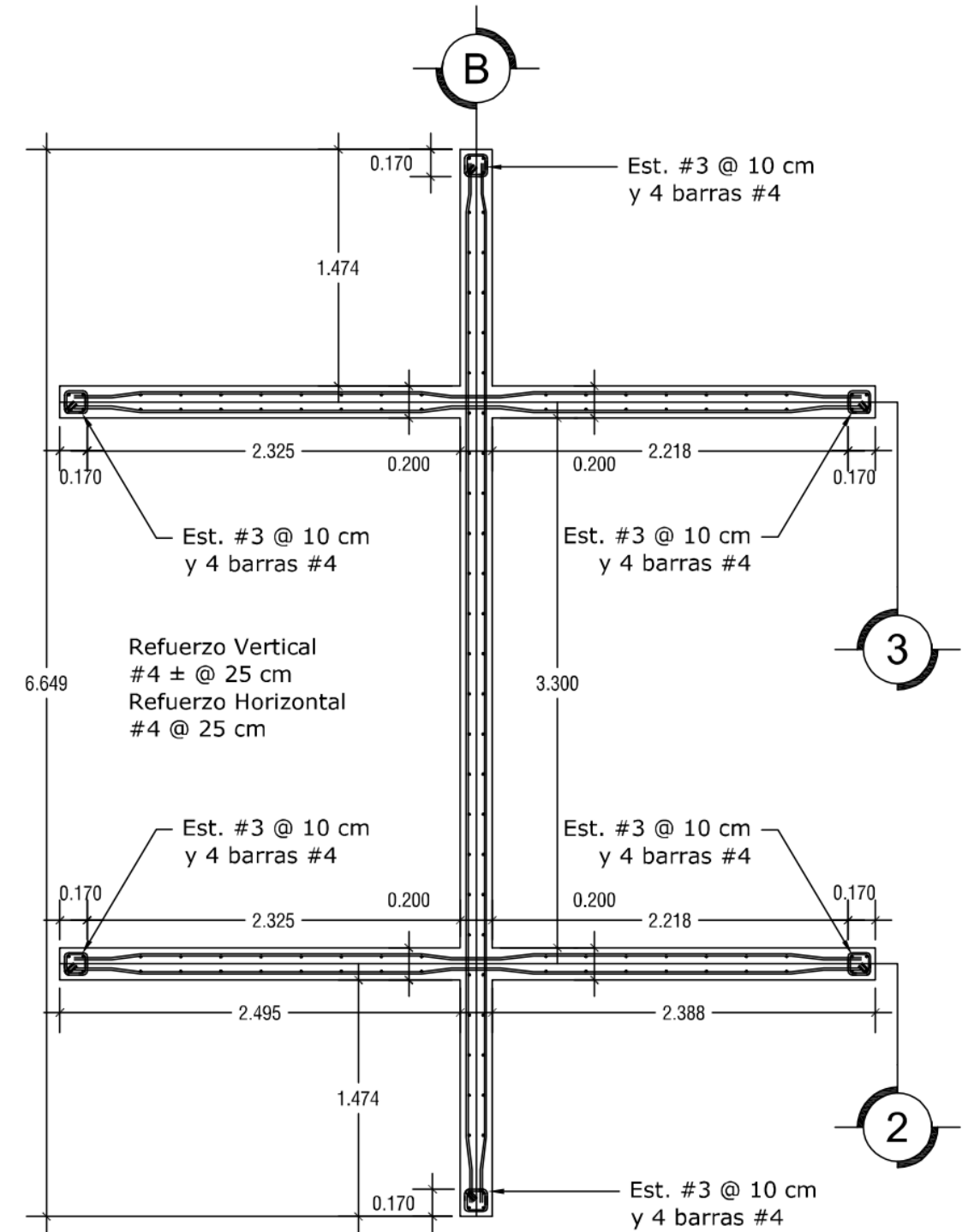
PARED ED-04-4D Y ED-04-1D



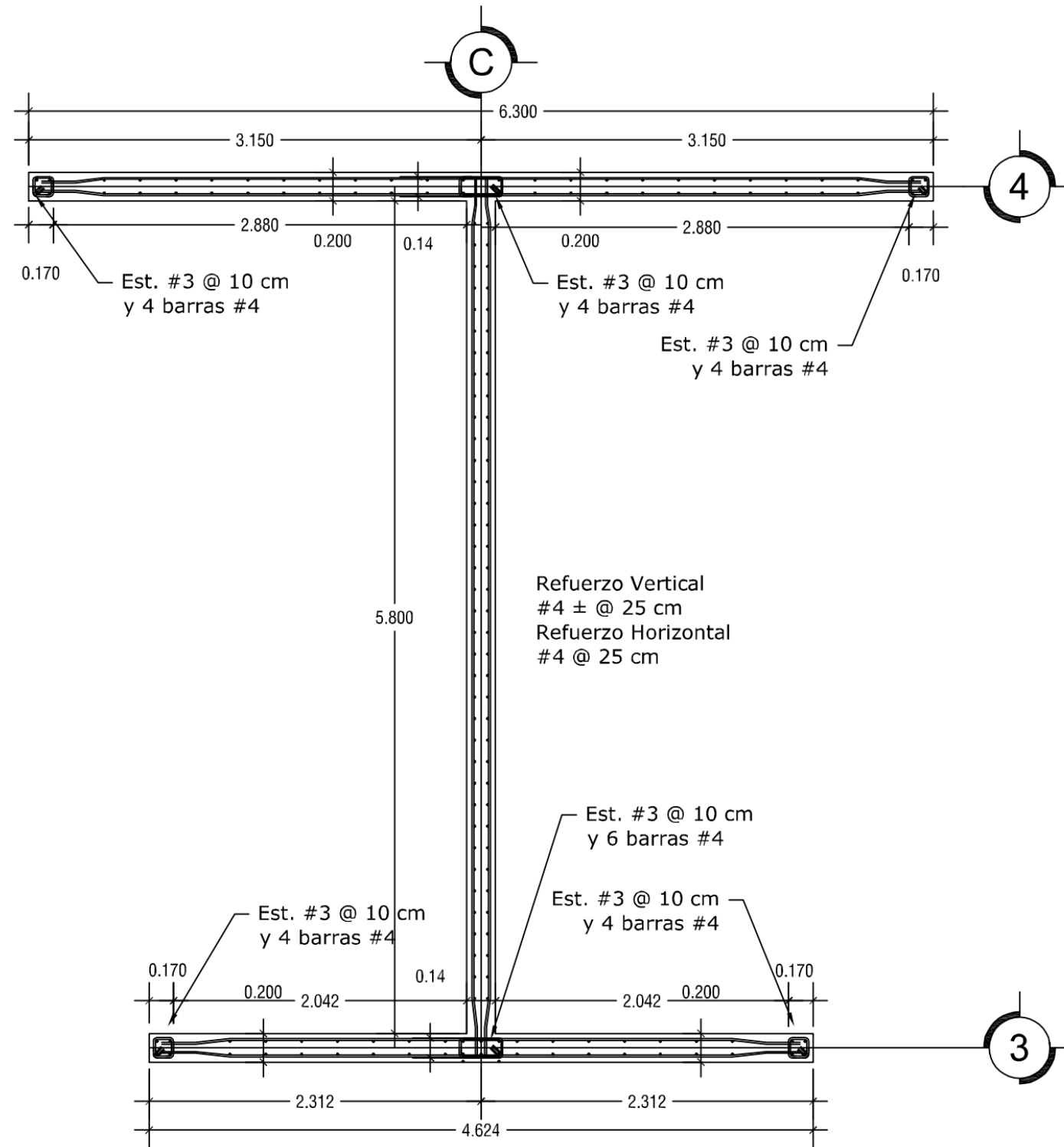
PARED ED-04-2C Y ED-04-1C



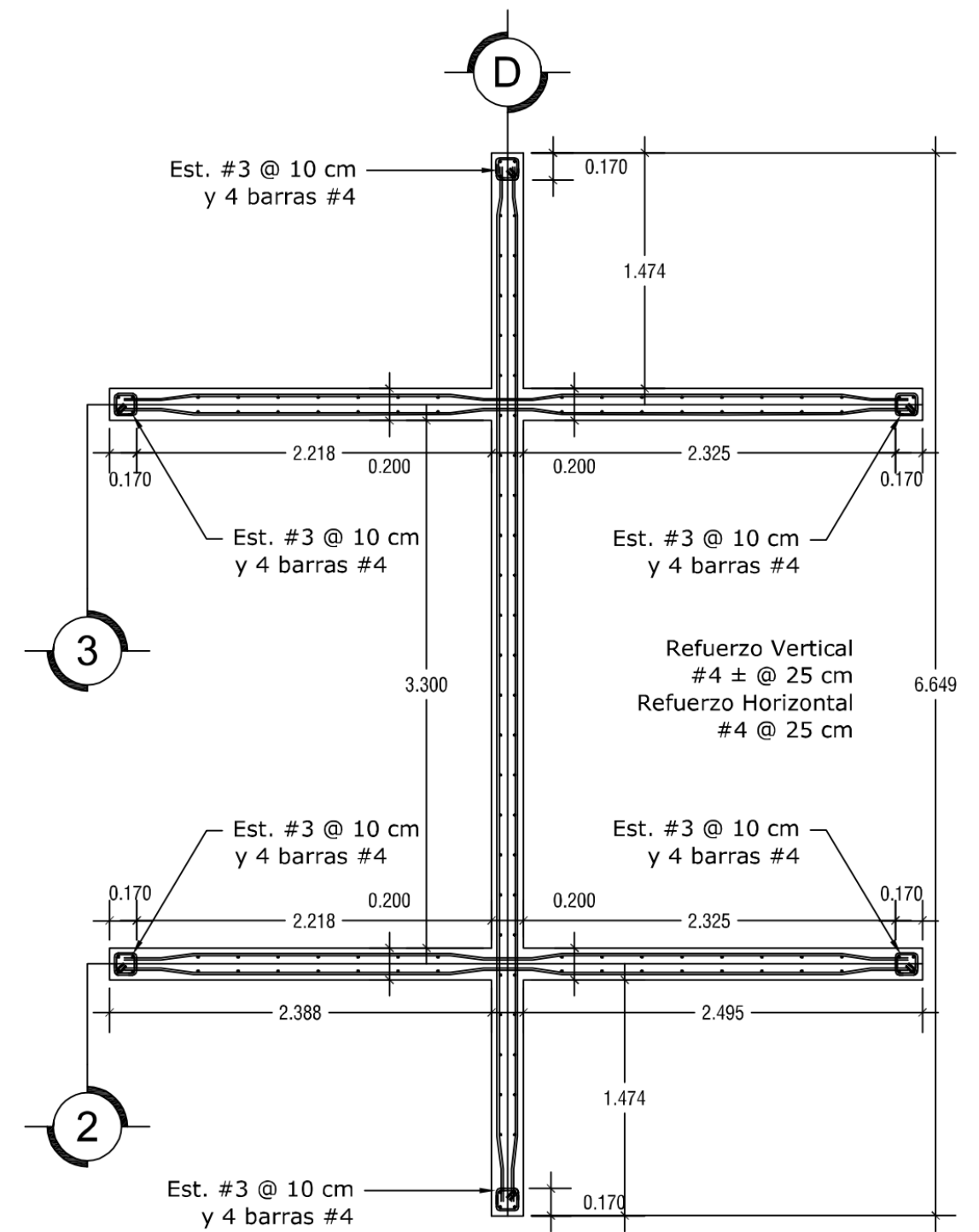
PARED ED-04-3B Y ED-04-2B



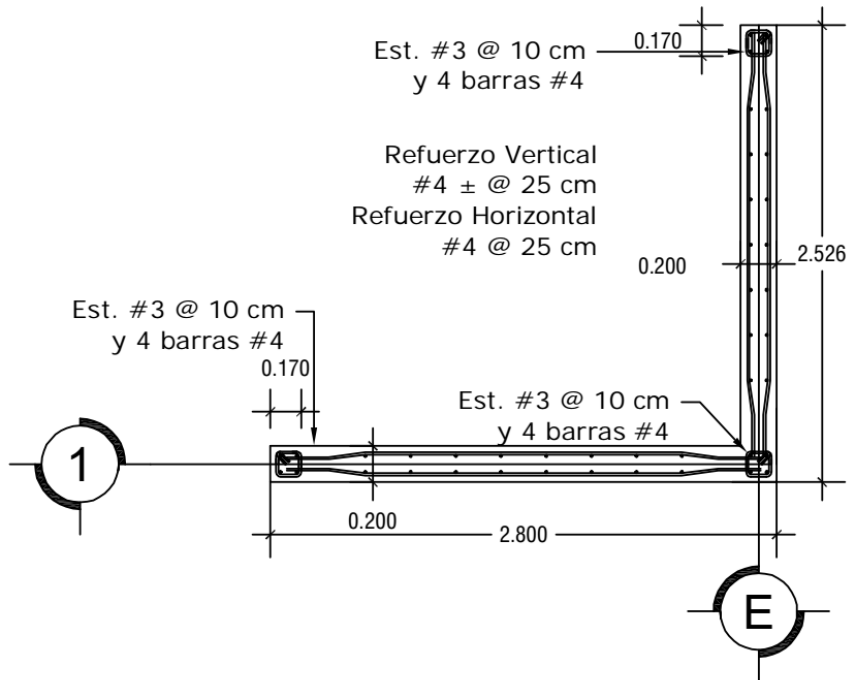
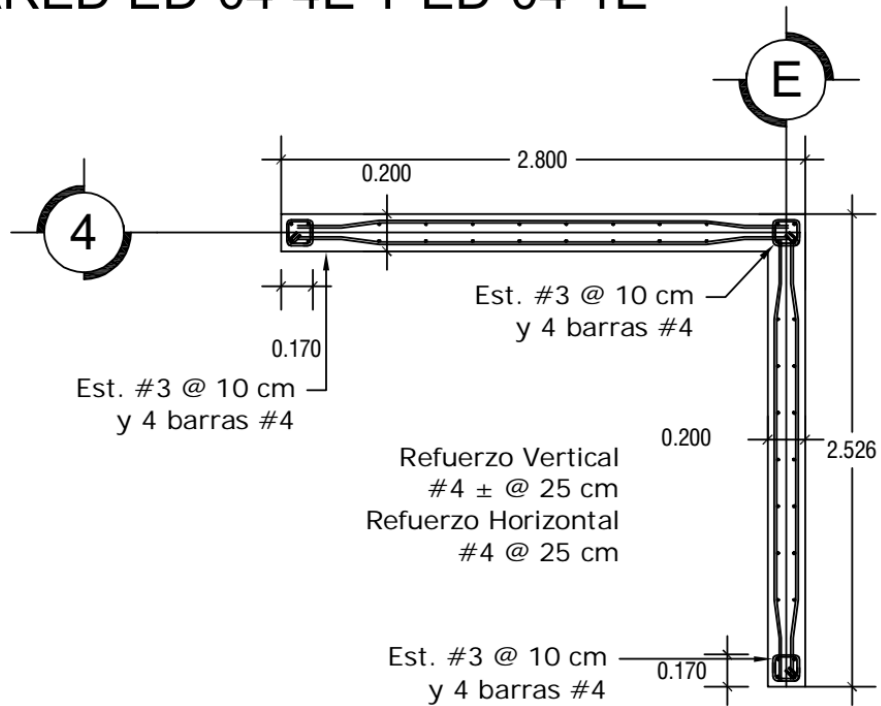
PARED ED-04-4C Y ED-04-3C



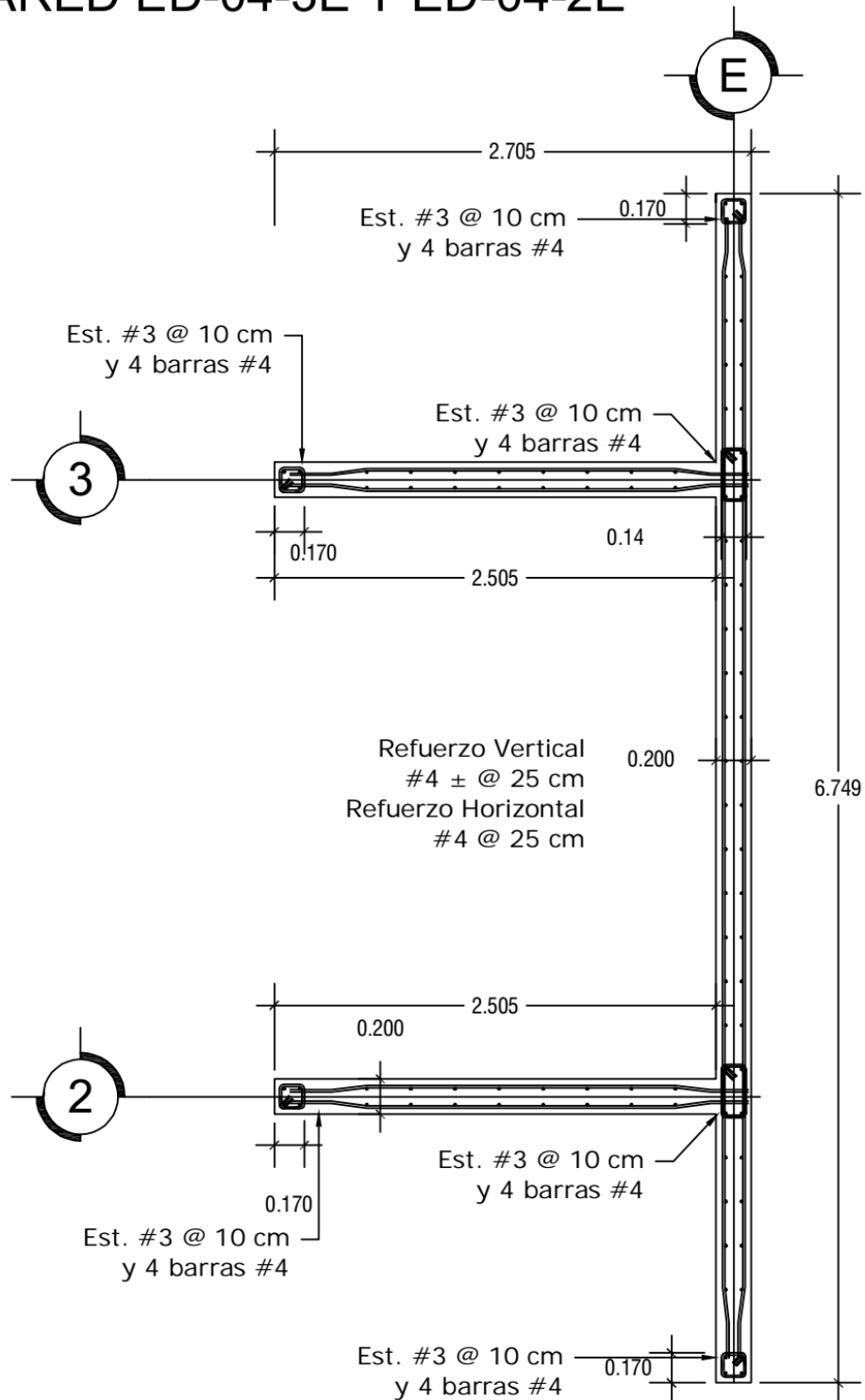
PARED ED-04-3D Y ED-04-2D



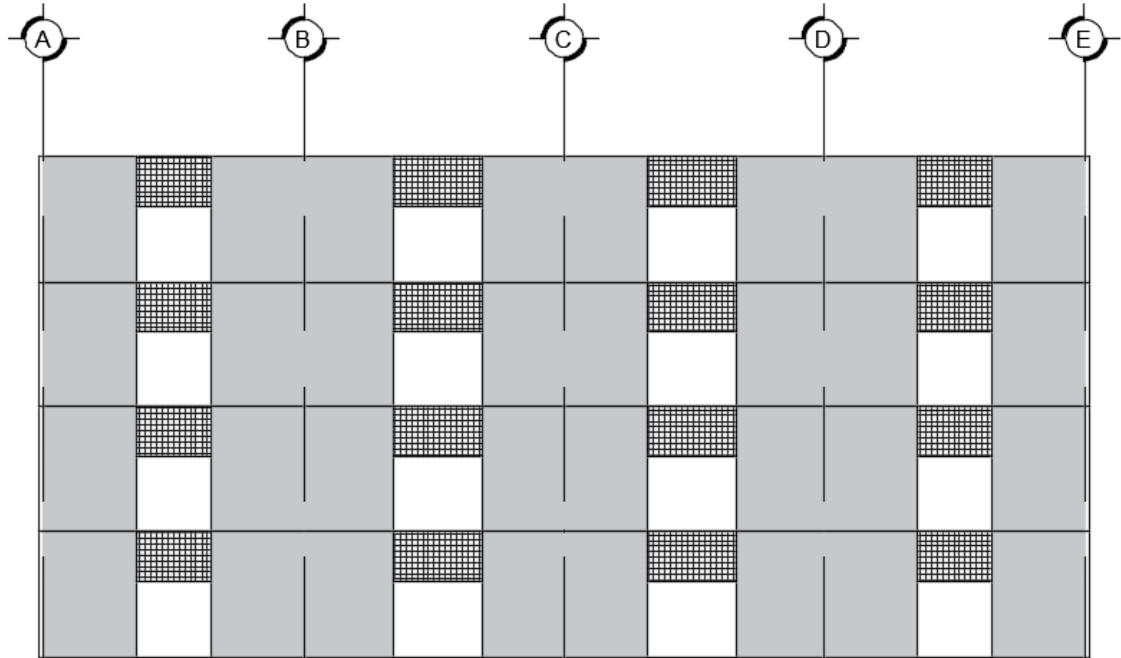
PARED ED-04-4E Y ED-04-1E



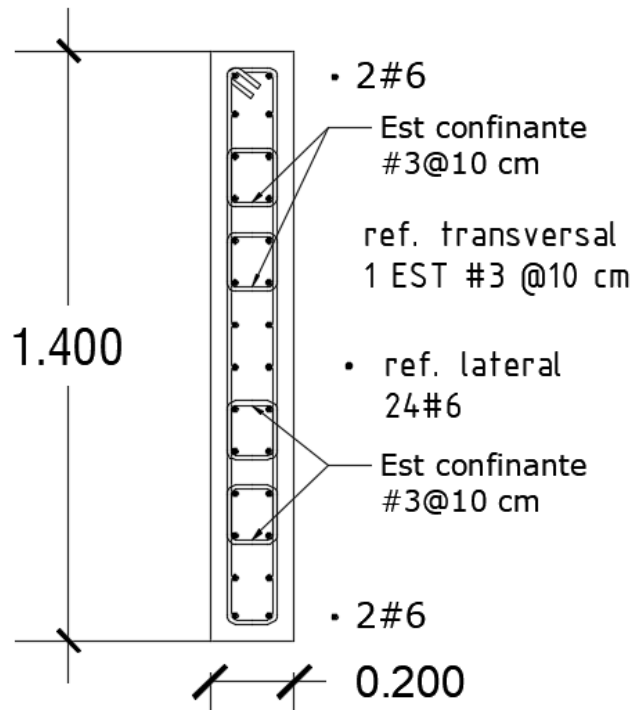
PARED ED-04-3E Y ED-04-2E



ED-04 vigas de acople



Elevacion Tipo



VIGA DE ACOPLA TIPO