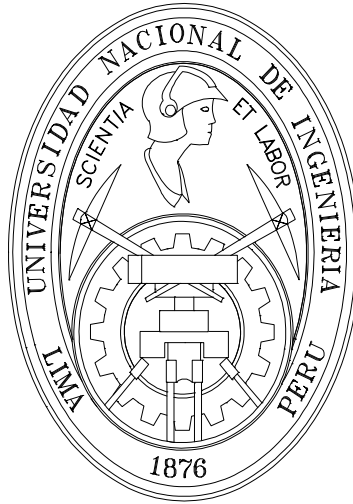


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
SECCION DE POSGRADO**



T E S I S

**ESTUDIO DE LA METODOLOGIA “DISEÑO POR CAPACIDAD”
EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO
PARA SER INCORPORADA A LA NORMA PERUANA E-060
COMO ALTERNATIVA DE DISEÑO**

Presentado por:

Ing. MARIBEL BURGOS NAMUCHE

**Para optar el grado de Maestro en Ciencias con mención en
Ingeniería Estructural**

Lima - Perú

2007

*Dedico esta tesis a
mis padres: Ismael y Silvia, y
a mis hermanas: Graciela, Roxana
y Marcela porque son el más grande tesoro
que Dios me ha regalado: Mi familia.*

RESUMEN

El objetivo de este trabajo es demostrar que con el “Diseño por Capacidad”, metodología de Nueva Zelanda, se puede conseguir una estructura dúctil o extremadamente tolerante a los desplazamientos impuestos por el sismo; evitando el colapso, a pesar de haber excedido su resistencia, garantizando de esta manera que la estructura llegue a formar el mecanismo de colapso escogido durante la etapa de diseño (vigas débiles y columnas fuertes).

El “Diseño por Capacidad” ha sido adaptado a los requerimientos mínimos de nuestra norma de concreto E-060 y de la norma del ACI-2005 (combinaciones de carga, acero mínimo, espaciamientos mínimos del refuerzo transversal, procedimiento de redistribución de momentos, etc) con la finalidad de presentar una propuesta para introducir esta metodología a la norma peruana de concreto armado E-060 como alternativa de diseño para los sistemas de pórticos.

Esta metodología se aplica a una edificación aporricada de cuatro pisos, la misma que se diseña por resistencia, según la norma E-060, con el fin de hacer un análisis comparativo. Para ambos casos, se evalúa las máximas demandas en el rango no-lineal a través del análisis no lineal estático “Pushover” y el análisis no lineal dinámico incremental (Incremental Dynamic Non linear Analyses, IDA).

Finalmente, se llega a demostrar los objetivos del presente trabajo a través de los análisis no lineales tiempo historia usados para el análisis IDA, el cual es un análisis más preciso, real pero también más complejo. Para este análisis, se tomaron los registros sísmicos del Perú más importantes.

ABSTRACT

The objective of this work is to demonstrate that with "Capacity Design", methodology of New Zealand, you can get a ductile or extremely tolerant structure to the displacements imposed by the earthquake; avoiding the collapse, in spite of having exceeded their resistance, guaranteeing in this way that the structure ends up forming the chosen mechanism of collapse during the design stage (weak beams and strong columns).

The "Capacity Design" has been adapted to the minimum requirements of our code of concrete E-060 and the ACI-2005 code (load combinations, minimum steel, minimum spacing of the traverse reinforcement, procedure of redistribution of moments, etc), with the propose to introduce this methodology to Peruvian Concrete Code E-060 as alternative of design for frame systems.

This methodology is applied to a building of four stories and frame system, the same one that is designed by resistance, according to the E-060 code, with the purpose of making a comparative analysis. For both cases are evaluated the maxims demands in the no-lineal range through the static non lineal analysis or "Pushover" and the Incremental Dynamic Non linear Analysis, IDA.

Finally, it is analyses the objectives of the present work through the non linear time history analyses used for the analysis IDA, which is a precise and real analysis but also a more complex analysis. For this analysis, the most important seismic records from Peru have been used.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradezco a Dios por haberme permitido culminar satisfactoriamente los estudios de la maestría en esta universidad. Asimismo, agradezco a mis padres Ismael Burgos Saavedra y Silvia Namuche Pizarro, por todo el apoyo moral y material que me dieron durante mis estudios, por todo lo que hicieron y aún siguen haciendo por mí. Asimismo, agradezco a mis hermanas Graciela, Roxana y Marcela por todo el apoyo incondicional que siempre me han brindado.

Agradezco en forma especial a la persona del Dr. Javier Piqué del Pozo por su disponibilidad para el asesoramiento y supervisión de la presente tesis durante todo el tiempo en que se desarrolló.

También quiero agradecer a los profesores de la sección del Post- Grado de la Facultad e Ingeniería Civil, en especial a Msc. Adolfo Gálvez Villacorta por todos los conocimientos brindados en el curso Sismorresistente, al Dr. Hugo Scaletti Farina y al Dr. Carlos A. Zavala Toledo, quienes con esmero y mucha dedicación dieron lo mejor de sí.

Finalmente quiero agradecer a la Facultad de Ingeniería Civil Sección de Post-Grado, por recibirme en sus aulas y brindarme los conocimientos en todo este tiempo; a mis amigos de la maestría; a Maritza y a Martín por la bibliografía brindada; y al personal administrativo por todo el apoyo brindado.

TABLA DE CONTENIDOS

RESUMEN	i
ABSTRACT	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
TABLA DE CONTENIDOS	iv
LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE TABLAS	
CAPITULO I	
INTRODUCCION	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Fases de trabajo.....	2
1.3 Descripción general de la edificación	4
1.3.1 Elementos estructurales	6
1.3.2 Materiales	8
1.3.3 Cargas de diseño.....	8
CAPITULO II	
CONCEPTOS BASICOS PARA EL DISEÑO POR CAPACIDAD	9
2.1 Filosofía del “diseño por capacidad”	9
2.2 Consideraciones de las resistencias de los elementos	11
2.3 Analogía de la cadena dúctil	19
2.5 Deformaciones de flexión de los elementos	24
2.5.1 Deformaciones a partir de curvaturas	24
2.5.2 Deformaciones máximas idealizadas calculadas a partir de las curvaturas	26
2.5.3 Longitud de rótula plástica	28
2.6 Relaciones de ductilidad	29
2.6.1 Ductilidad por curvatura.....	30
2.6.2 Ductilidad por desplazamiento	34
2.6.3 Relaciones entre ductilidades por curvatura y por desplazamiento.....	34
CAPITULO III	
RIGIDEZ EFECTIVA DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO	36
3.1 Introducción.....	36
3.2 Factores de reducción propuestos por diferentes códigos.....	38
3.2.1 Código de diseño de concreto armado de Nueva Zelanda [14]	38
3.2.2 Reglamento para concreto estructural ACI 318S-05 [28].....	38
3.2.3 Federal Emergency Management Agency FEMA 356 Seismic Rehabilitation Guidelines (ASCE 2000) [11].....	38
3.2.4 Factores de reducción Paulay y Priestley (1992) [20]	39
3.3 Evaluación de la rigidez de la sección a partir de la relación momento-curvatura.....	40
3.4 Hipótesis de la rigidez de la sección independiente de la resistencia	42
3.5 Hipótesis de la rigidez de la sección dependiente de la resistencia	43
3.6 Estudio analítico de la rigidez de fluencia	45
3.7 Estimación del periodo, distorsión máxima y demandas de ductilidad	47
3.8 Aplicación del estudio de Priestley (2003) sobre la edificación en estudio.....	49
3.9 Comparación de resultados usando la rigidez efectiva según Priestley(2003) [22] y según Paulay & Priestley(1992) [20].....	60
3.10 Factores de reducción adoptados en el presente estudio.....	64
CAPITULO IV	
REDISTRIBUCION DE MOMENTOS EN VIGAS	65
4.1 Introducción.....	65
4.3 Requerimientos de equilibrio para la redistribución de momentos.....	66

4.4 Relación entre la redistribución de momentos y ductilidad rotacional	70
4.5 Redistribución de momentos según el ACI 318S-05.....	73
4.6 Ejemplo de redistribución de momentos.....	76

CAPITULO V

CRITERIOS DEL DISEÑO POR CAPACIDAD	82
5.1 Diseño de vigas	82
5.1.1 Diseño por resistencia a la flexión.....	82
5.1.2 Zona de rótulas plásticas posibles.....	88
5.1.3 Sobrerresistencia por flexión de rótulas plásticas.....	94
5.1.4 Factor de sobrerresistencia de la viga.....	95
5.1.5 Factor de sobrerresistencia del sistema	96
5.1.6 Resistencia al corte de vigas.....	96
5.2 Diseño de columnas	102
5.2.1 Limitaciones de procedimientos existentes	102
5.2.2 Aproximación determinística del diseño por capacidad.....	103
5.2.3 Magnificación de momentos de columnas debido a la sobrerresistencia por flexión de rótulas plásticas en vigas	104
5.2.4 Magnificación dinámica de los momentos de columnas	109
5.2.5 Momentos de diseño de columnas.....	115
5.2.6 Cálculo de las fuerzas axiales de diseño.....	118
5.2.7 Diseño del refuerzo longitudinal	121
5.2.8 Fuerzas cortantes de diseño en columnas	121
5.3 Programa de aplicación	132

CAPITULO V

CRITERIOS DEL DISEÑO POR CAPACIDAD	82
5.1 Diseño de vigas	82
5.1.1 Diseño por resistencia a la flexión.....	82
5.1.2 Zona de rótulas plásticas posibles.....	88
5.1.3 Sobrerresistencia por flexión de rótulas plásticas.....	94
5.1.4 Factor de sobrerresistencia de la viga.....	95
5.1.5 Factor de sobrerresistencia del sistema	96
5.1.6 Resistencia al corte de vigas.....	96
5.2 Diseño de columnas	102
5.2.1 Limitaciones de procedimientos existentes	102
5.2.2 Aproximación determinística del diseño por capacidad.....	103
5.2.3 Magnificación de momentos de columnas debido a la sobrerresistencia por flexión de rótulas plásticas en vigas	104
5.2.4 Magnificación dinámica de los momentos de columnas	109
5.2.5 Momentos de diseño de columnas.....	115
5.2.6 Cálculo de las fuerzas axiales de diseño.....	118
5.2.7 Diseño del refuerzo longitudinal	121
5.2.8 Fuerzas cortantes de diseño en columnas	121
5.3 Programa de aplicación	132

CAPITULO VI

ANÁLISIS SÍSMICO Y DISEÑO DE EDIFICIO APORTICADO AP LICANDO DISEÑO POR CAPACIDAD Y DISEÑO POR RESISTENCIA (Norma E-060)	140
6.1 Análisis sísmico.....	140

6.1.1 Factores de reducción para calcular la rigidez efectiva	141
6.1.2 Parámetros sismorresistentes	141
6.1.3 Aceleración espectral.....	141
6.1.4 Periodos y modos de vibración.....	142
6.1.5 Criterios de combinación.....	143
6.1.6 Cortante en la base.....	144
6.1.7 Desplazamientos y distorsiones.....	145
6.2 Diseño por capacidad	146
6.2.1 Combinaciones de carga.....	146
6.2.2 Diseño de vigas.....	147
6.2.3 Diseño de columnas.....	180
6.3 Diseño por resistencia (Norma E-060)	200
6.3.1 Combinaciones de carga.....	200
6.3.2 Factores de reducción de resistencia.....	201
6.3.3 Diseño de vigas.....	201
6.3.4 Diseño de columnas.....	216
6.4 Comparación de diseños.....	223
6.4.1 Comparación de vigas	223
6.4.2 Comparación de columnas.....	225

CAPITULO VII

ANÁLISIS NO LINEALES.....	228
7.1 Introducción	228
7.2 Procedimientos de análisis no-lineal	228
7.3 Análisis no-lineal estático incremental “pushover”	229
7.3.1 Descripción.....	229
7.3.2 Capacidad estructural	231
7.3.3 Demanda de la estructura	232
7.3.4 Verificación del desempeño	242
7.4 Análisis No-lineal Dinámico Incremental IDA.....	248
7.4.1 Descripción.....	248
7.4.2 Medidas de intensidad del movimiento sísmico.....	250
7.4.3 Registros seleccionados para el análisis IDA.....	252
7.4.4 Análisis probabilístico de peligro sísmico.....	255
7.4.5 Medida de demanda.....	260
7.4.6 Modelos histeréticos.....	260

CAPITULO VIII

RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS NO-LINEALES.....	270
8.1 Análisis no-lineal estático “Pushover”.....	270
8.1.1 Identificación de los elementos estructurales del edificio en el IDARC	271
8.1.2 Análisis en la dirección Y-Y.....	274
8.1.3 Análisis en la dirección X-X.....	311
8.2 Análisis No-lineal Dinámico Incremental IDA.....	344
8.2.1 Aceleraciones espectrales $S_a[T_1, 10\%]$ para cada nivel de sismo	345
8.2.2 Análisis en la dirección Y-Y.....	345
8.2.3 Análisis en la dirección X-X.....	368
8.3. Cuadro resumen de los resultados obtenidos del análisis lineal y de los análisis no - lineales	380

CAPITULO IX	
PROPUESTA DE INCORPORACION DEL DISEÑO POR CAPACIDAD A LA NORMA PERUANA DE CONCRETO ARMADO E-060	382
9.1 Introducción	382
9.2 Consideraciones previas.....	383
9.2.1 Análisis sísmico considerando la rigidez efectiva de los elementos	383
9.2.2 Combinación de cargas	384
9.2.3 Factores de reducción de resistencia	384
9.2.4 Redistribución de momentos de acuerdo al ACI	385
9.2.5 Factor de sobrerresistencia de los materiales	386
9.3 Diseño por capacidad (Ver Capítulo V para mayor detalle)	387
9.3.1 Diseño por flexión de las vigas	387
9.3.2 Cálculo de la sobrerresistencia de las rótulas plásticas	387
9.3.3 Cálculo del factor de sobrerresistencia.....	388
9.3.4 Cálculo del factor de sobrerresistencia del sistema	388
9.3.5 Cálculo de la cortante de diseño de las vigas	388
9.3.6 Diseño del refuerzo transversal de la viga.....	389
9.3.7 Cálculo de los factores de magnificación dinámica de las columnas, ω	390
9.3.8 Cálculo de las fuerzas axiales de diseño.....	390
9.3.9 Cálculo de la cortante de diseño de las columnas	391
9.3.10 Cálculo del momento de diseño de las columnas	391
9.3.11 Diseño del refuerzo transversal de la columna.....	392
CAPITULO X	
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	395

LISTA DE FIGURAS

Fig. 1.1 Planta de la edificación de cuatro niveles	5
Fig. 1.2 Detalles de losas de entepiso	7
Fig. 2.1 Ilustración de las resistencias del acero de refuerzo	16
Fig. 2.2 Ilustración del principio de la limitación de resistencia a través de una cadena dúctil	21
Fig. 2.3 Mecanismos de colapso en edificios aporticados de varios pisos.....	24
Fig. 2.4 Deformación de un elemento a flexión.....	25
Fig. 2.5 Rotación y deflexión debida a deformación por flexión de un elem.....	26
Fig. 2.6 Distribución de curvatura a lo largo de una viga bajo momento último.....	28
Fig. 2.7 Definición de la ductilidad de curvatura	32
Fig. 3.1 Relación momento-curvatura y aproximación Bi-Lineal.....	40
Fig. 3.2 Distribución de curvatura a lo largo de una viga bajo momento último	42
Fig. 3.3 Hipótesis de diseño – rigidez independiente de resistencia, Priestley (2003) [22]	43
Fig. 3.4 Hipótesis de rigidez dependiente de la resistencia – curvatura de fluencia constante, Priestley(2003)	43
Fig. 3.5 Curvas momento-curvatura para columna rectangular para diferentes cuantías,.....	45
Priestley (2003)	45
Fig. 3.6 Rigidez efectiva de columnas rectangulares, Priestley (2003) [22]	46
Fig. 3.7 Relación de fuerza cortante de diseño y desplazamiento.....	48
Fig. 3.8 Curva esfuerzo-deformación del concreto – Modelo propuesto por Kent y Park (1971)	50
Fig. 3.9 Curva esfuerzo-deformación del acero – Modelo trilineal	51
Fig. 3.10 Curvas momento-curvatura de columna sección L con 1% de refuerzo, eje Y..	54
Fig. 3.11 Curvas momento-curvatura de columna sección L con 1.5% de refuerzo, eje Y.....	55
Fig. 3.12 Curvas momento-curvatura de columna rectangular, 1.5% de refuerzo, eje Y	57
Fig. 3.13 Curvas momento-curvatura de columna rectangular 1.5% de refuerzo, eje X	57
Fig. 3.14 Curvas momento-curvatura de viga rectangular con diferentes cuantías de refuerzo.....	59
Fig. 3.15 Pórtico del eje B indicando los factores de reducción de columnas y vigas en direcc.X	61
Fig. 3.16 Pórtico del eje 2 indicando los factores de reducción de columnas y vigas en direcc. Y	61
Fig. 3.17 Pórtico del eje B indicando los factores de reducción de columnas y vigas.....	62
Fig. 4.1 Equilibrio de fuerzas de corte	67
Fig. 4.2 Momentos flectores debidos solamente a las cargas de gravedad.....	70
Fig. 4.3 Influencia de la redistribución de momento sobre la demanda de ductilidad rotacional sin tomar en cuenta el cambio de rigidez.....	72
Fig. 4.4 Influencia de la redistribución de momento sobre la demanda de ductilidad rotacional tomando en cuenta el cambio de rigidez	73
Fig. 4.5 Influencia del área de acero en tracción en los diagramas Momento-Curvatura y en la ductilidad de curvatura (G. Otazzi)	74

Fig. 5.1 Distribución del refuerzo por flexión en vigas.....	82
Fig. 5.2 Ancho efectivo de las alas de tensión para sistemas de losas macizas integrales	86
Fig. 5.3 Anchos máximos recomendados de vigas.....	87
Fig. 5.4 Patrones de rótulas plásticas de vigas	90
Fig. 5.5 Localización de potenciales rótulas plásticas donde se requiere especial detalle	92
Fig. 5.6 Detalles de rótulas plásticas localizadas lejos de las caras de las columnas	93
Fig. 5.7 Arreglo de estribos en potenciales rótulas plásticas.....	100
Fig. 5.8 Magnificación de momentos en los pisos inferiores de una columna dominada por la acción de voladizo.....	109
Fig 5.9. Comparación de momentos de columna resultantes de las fuerzas estáticas y dinámicas	110
Fig. 5.10 Evaluación del factor de amplificación dinámica	114
Fig. 5.11 Magnificación de momentos en una columna.....	115
Fig. 5.12 Reducción de momentos de diseño en columnas en tensión.....	118
Fig. 5.13 Máximas posibles fuerzas axiales de columnas debido a las	119
acciones sísmica en sobrerresistencia de todas las vigas.....	119
Fig. 5.14 Arreglo de refuerzo en columnas	126
Fig. 5.15 Ventana de inicio y menú principal	132
Fig. 5.16 Ventana de ingreso de datos de la viga	132
Fig. 5.17 Ventana de ingreso de momentos de la viga	133
Fig. 5.18 Ventana redistribución de momentos.....	133
Fig. 5.19 Diseño por flexión de la viga	134
Fig. 5.20 Cálculo de sobrerresistencias	134
Fig. 5.21 Diseño del refuerzo transversal de la viga	135
Fig. 5.22 Ingreso de datos para diseñar una columna.....	135
Fig. 5.23 Ingreso de datos para diseñar una columna.....	136
Fig. 5.24 Cálculo de las cargas axiales inducidas por el sismo.....	136
Fig. 5.25 Cálculo de las cargas axiales de diseño, P_u	137
Fig. 5.26 Cálculo de las fuerzas cortantes de diseño, V_u	137
Fig. 5.27 Cálculo de los momentos de diseño, M_u	138
Fig. 5.28 Cuadro resumen de M_u , P_u para cada dirección y combinación de carga.....	138
Fig. 5.29 Cálculo del refuerzo transversal de la columna	139
Fig. 6.1 Modelo tridimensional de edificación de cuatro niveles.....	140
Fig. 6.2 Espectro de pseudo- aceleración.....	142
Fig. 6.3 Modos de vibración.....	143
Fig. 6.4 Diagrama de momentos sobrerresistentes.....	156
Fig. 6.5 Esquema del cálculo de las fuerzas de corte de la viga	161
Fig. 7.1 Curva de Capacidad o curva pushover.....	231
Fig. 7.2 Representación bilineal de la curva de capacidad.....	236
Fig. 7.3 Espectro elástico de aceleración de la norma E-030.....	237
Fig. 7.4 Espectro de respuesta en formato tradicional y en formato ADRS	238
Fig. 7.5 Espectro de diseño elástico Newmark-Hall	240
Fig. 7.6 Espectro de capacidad y espectro de demanda en formato tradicional y formato ADRS241	

Fig. 7.7 Análisis Incremental Dinámico y su uso en análisis probabilístico de demanda sísmica.....	248
Fig. 7.8 Espectros de aceleración para diferentes registros sísmicos escalados con sus respectivos factores de escalamiento.....	251
Fig. 7.9 Espectros de Fourier de los sismos seleccionados	255
Fig. 7.10 Análisis incremental dinámico para determinar la demanda en un nivel de intensidad.	256
Fig. 7.11 Curvas de peligro sísmico de 12 registros con 10% amortiguamiento	258
Fig. 7.12 Curvas de histéresis momento-curvatura de una viga doblemente reforzada sometida a carga cíclica (Park et al., 1972)	261
Fig. 7.13 Curvas esfuerzo-deformación para un elemento de concreto sin confinar sometido a carga cíclica (Sinha et al., 1964).....	261
Fig. 7.14 Curvas esfuerzo-deformación de vigas con sección transversal y distribución del Refuerzo simétrico.....	264
Fig. 7.15 Curvas momento-rotación de columnas sometidas a flexión uniaxial y bajo carga axial constante	265
Fig. 7.16 Ciclos de histéresis cortante-deformación de elementos de concreto armado que fallan a cortante, bajo carga axial y flexión asimétrica cíclica.....	266
Fig. 7.17 Parámetros de control para el modelo histerético de Park	269
Fig. 8.1 Comparación de curvas de capacidad en la dirección Y-Y usando dos tipos de distribución de carga lateral.	271
Fig. 8.2 Curva de capacidad y su representación bilineal en la dirección Y Diseño por capac.....	276
Fig. 8.3 Curva de capacidad y su representación bilineal en la dirección Y Diseño por resist.....	278
Fig. 8.4 Espectros de capacidad y demanda en la dirección Y-Y en formato ADRS Diseño por Capacidad – Sismo de Diseño.....	279
Fig. 8.5 Punto de desempeño en la dirección Y-Y Diseño por Capacidad – Sismo de Diseño.....	279
Fig. 8.6 Espectros de capacidad y demanda en la dirección Y-Y en formato ADRS Diseño por Capacidad – Sismo de Servicio.....	280
Fig. 8.7 Punto de desempeño en la dirección Y-Y Diseño por Capacidad – Sismo de Servicio.....	281
Fig. 8.8 Espectros de capacidad y demanda en la dirección Y-Y en formato ADRS Diseño por Resistencia – Sismo de Diseño.....	282
Fig. 8.9 Punto de desempeño en la dirección Y-Y Diseño por Resistencia – Sismo de Diseño	282
Fig. 8.10 Espectros de capacidad y demanda en la dirección Y-Y en formato ADRS Diseño por Resistencia – Sismo de Servicio.....	283
Fig. 8.11 Punto de desempeño en la dirección Y-Y Diseño por Resist. – Sismo de Servicio.....	284
Fig. 8.12 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C1 (CA1- 1ºP) Diseño por Capac.....	287
Fig. 8.13 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C29 (CA2- 1ºP) Diseño por Capac.....	287
Fig. 8.14 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C57 (CA3- 1ºP) Diseño por Capac.....	288

Fig. 8.15 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C71 (CF3- 1°P) Diseño por Capac.	288
Fig. 8.16 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C25 (CD1- 4°P) Diseño por Capac.	289
Fig. 8.17 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C45 (CC2- 3°P)Diseño por Capac.	289
Fig. 8.18 Curva Momento – Rotación Plástica Viga1 (V101- 1°Tramo) Diseño por Capac.	292
Fig. 8.19 Curva Momento – Rotación Plástica Viga6 (V101- 6°Tramo) Diseño por Capac.	292
Fig. 8.20 Curva Momento – Rotación Plástica Viga25 (V201- 1°Tramo) Diseño por Capac.	293
Fig. 8.21 Curva Momento – Rotación Plástica Viga20 (V104- 2°Tramo) Diseño por Capac.	293
Fig. 8.22 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C1 (CA1- 1°P) Diseño por Resist.	295
Fig. 8.23 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C29 (CA2- 1°P) Diseño por Resist.	295
Fig. 8.24 Curva Momento – Rotación Plástica Columna 57 (CA3- 1°P)Diseño por Resist.	296
Fig. 8.25 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C71 (CF3- 1°P)Diseño por Resist.	296
Fig. 8.26 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C25 (CD1- 4°P) Diseño por Resist.	297
Fig. 8.27 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C45 (CC2- 3°P) Diseño por Resist.	297
Fig. 8.28 Curva Momento – Rotación Plástica Viga 1 (V101- 1°Tramo) Diseño por Resist.	300
Fig. 8.29 Curva Momento – Rotación Plástica Viga 6 (V101- 1°Tramo) Diseño por Resist.	300
Fig. 8.30 Curva Momento – Rotación Plástica Viga 25 (V201- 1°Tramo)Diseño por Resist.	301
Fig. 8.31 Curva Momento – Rotación Plástica Viga 20 (V104- 2°Tramo)Diseño por Resist.	301
Fig. 8.32 Curva de capacidad y su representación bilineal en la dirección X-X Diseño por capacidad.	312
Fig. 8.33 Curva de capacidad y su representación bilineal en la dirección X-X Diseño por resistencia	314
Fig. 8.34 Espectros de capacidad y demanda en la dirección X-X en formato ADRS Diseño por Capacidad – Sismo de Diseño.	315
Fig. 8.35 Punto de desempeño en la dirección X-XDiseño por Capacidad – Sismo de Diseño.	315

Fig. 8.36 Espectros de capacidad y demanda en la dirección X-X en formato ADRS Diseño por Capacidad – Sismo de Servicio.....	316
Fig. 8.37 Punto de desempeño en la dirección X-XDiseño por Capac – Sismo de Servicio	317
Fig. 8.38 Espectros de capacidad y demanda en la dirección X-X en formato ADRS Diseño por Resistencia – Sismo de Diseño.....	318
Fig. 8.39 Punto de desempeño en la dirección X-XDiseño por Resist – Sismo de Diseño.....	318
Fig. 8.40 Espectros de capacidad y demanda en la dirección X en formato ADRS Diseño por Resistencia – Sismo de Servicio.....	319
Fig. 8.41 Punto de desempeño en la dirección X-X Diseño por Resist – Sismo de Servicio.....	320
Fig. 8.42 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C1 (CA1- 1ºP) Diseño por Capac.....	323
Fig. 8.43 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C29 (CA2- 1ºP) Diseño por Capac.....	323
Fig. 8.44 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C35 (CG2- 1ºP) Diseño por Capac.....	324
Fig. 8.45 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C59 (CC3-1ºP) Diseño por Capac.....	324
Fig. 8.46 Curva Momento – Rotación Plástica Viga 3 (VA2- 1ºTramo) Diseño por Capac.....	327
Fig. 8.47Curva Momento – Rotación Plástica Viga 8 (VA4- 2ºTramo) Diseño por Capac.....	327
Fig. 8.48 Curva Momento – Rotación Plástica Viga 11 (VB2- 1ºTramo)Diseño por Capac.....	328
Fig. 8.49 Curva Momento – Rotación Plástica Viga 51 (VG2- 1ºTramo)Diseño por Capac.....	328
Fig. 8.50 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C1 (CA1- 1ºP) Diseño por Resist	330
Fig. 8.51 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C29 (CA2- 1ºP) Diseño por Resist	330
Fig. 8.52 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C35 (CG2- 1ºP) Diseño por Resist	331
Fig. 8.53 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C59 (CC3 - 1ºP) Diseño por Resist	331
Fig. 8.54 Curva Momento – Rotación Plástica Viga 3 (VA2- 1ºTramo) Diseño por Resist.....	334
Fig. 8.55 Curva Momento – Rotación Plástica Viga 11 (VB2- 1ºTramo) Diseño por Resist	334
Fig. 8.56 Curva Momento – Rotación Plástica Viga 51 (VG2- 1ºTramo) Diseño por Resist	335
Fig. 8.57 Curva Momento – Rotación Plástica Viga 8 (VA4- 2ºTramo) Diseño por Resist.....	335
Fig. 8.58 Curvas IDA de 12 registros sísmicos, curva mediana y curva percentil 84% en la dirección YY - Diseño por capacidad	346

Fig. 8.59 Máxima distorsión de entrepiso en la dirección YY en el nivel del Sismo de Diseño Diseño por Capacidad	346
Fig. 8.60 Máxima distorsión de entrepiso en la dirección YY en el nivel del Sismo de Servicio Diseño por Capacidad	347
Fig. 8.61 Curvas IDA de los 12 registros sísmicos, mediana y 84% percentil en la dirección Y-Y Diseño por Resistencia	347
Fig. 8.62 Máxima distorsión de entrepiso en la dirección YY en el nivel del Sismo de Servicio, Diseño por Resistencia.....	348
Fig. 8.63 Comportamiento hysterético de la columna 1 (CA1 – 1ºPiso) en la dirección Y Sismo de Diseño – Diseño por Capacidad	352
Fig. 8.64 Comportamiento hysterético de la viga 25 (V201 – 1ºPiso – 1ºTramo) en la dirección YYSismo de Diseño – Diseño por Capacidad.....	352
Fig. 8.65 Comportamiento hysterético de la columna 25 (CD1 – 4ºPiso) en la dirección YY Sismo de Diseño – Diseño por Capacidad	353
Fig. 8.66 Comportamiento hysterético de la columna 1 (CA1 – 1ºPiso) en la dirección Y Sismo de Diseño – Diseño por Resistencia	356
Fig. 8.67 Comportamiento hysterético de la viga 25 (V201– 1ºPiso – 1ºTramo) en la dirección Y Sismo de Diseño – Diseño por Resistencia.....	356
Fig. 8.68 Comportamiento hysterético de la columna 25 (CD1 – 4ºPiso) en la dirección Y Sismo de Diseño – Diseño por Resistencia.....	357
Fig. 8.69 Curvas IDA de 12 registros sísmicos, curva mediana y curva percentil 84% en la dirección XX - Diseño por Capacidad.....	368
Fig. 8.70 Máxima distorsión de entrepiso en la dirección XX en el nivel del Sismo de Diseño Diseño por Capacidad.....	369
Fig. 8.71 Máxima distorsión de entrepiso en la dirección XX en el nivel del Sismo de Servicio Diseño por Capacidad.....	369
Fig. 8.72 Curvas IDA de 12 registros sísmicos, curva mediana y curva percentil 84% en la dirección XX - Diseño por Resistencia.....	370
Fig. 8.73 Máxima distorsión de entrepiso en la dirección XX en el nivel del Sismo de Diseño Diseño por Resistencia.....	370
Fig. 8.74 Máxima distorsión de entrepiso en la dirección XX en el nivel del Sismo de Servicio Diseño por Resistencia.....	371
Fig. 8.75 Comportamiento hysterético de la columna 1 (CA1 – 1ºPiso) en la dirección X Sismo de Diseño – Diseño por Capacidad.....	374
Fig. 8.76 Comportamiento hysterético de la viga 3 (VA2 – 2ºPiso – 1ºTramo) en la dirección X Sismo de Diseño – Diseño por Capacidad.....	374
Fig. 8.77 Comportamiento hysterético de la columna 1 (CA1 – 1ºPiso) en la dirección X Sismo de Diseño – Diseño por Resistencia.....	376
Fig. 8.78 Comportamiento hysterético de la viga 3 (VA2 – 2ºPiso – 1ºTramo) en la dirección XSismo de Diseño – Diseño por Resistencia.....	376

LISTA DE TABLAS

Tabla 3.1 Rigidez efectiva de elementos en FEMA356.....	39
Tabla 3.2 Momento de inercia efectivo de elementos (Paulay y Priestley, 1992)	39
Tabla 3.3 Curvaturas de fluencia y rigidez efectiva para diferentes cuantías de refuerzo, Priestley (2003) [22]	47
Tabla 7.1 Valores a y b obtenidos por Nassar y Krawinkler en función de α	240
Tabla 7.2 Niveles de sismo de diseño.....	244
Tabla 7.3 Objetivos de desempeño.....	245
Tabla 7.4 Límites de la distorsión de entrepiso para los diferentes niveles de desempeño.....	245
Tabla 7.5 Límites de rotación plástica de vigas de pórticos concreto armado para los diferentes niveles de desempeño - FEMA 356/Noviembre 2000.....	246
Tabla 7.6 Límites de rotación plástica de columnas de pórticos de concreto armado para los diferentes niveles de desempeño - FEMA 356/Noviembre 2000	247
Tabla 7.5 Sismos peruanos 1951-2001.....	253
Tabla 9.1 Momento de inercia efectiva de elementos (Paulay y Priestley, 1992)...	384
Tabla 9.2 Factor de reducción de la carga axial, R_v	394
Tabla 9.3 Factor de reducción de momento R_m	394

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1 Antecedentes

Las normas sismorresistentes, en especial nuestra norma actual E-030, con el propósito de diseñar edificaciones acorde con los principios del diseño sismorresistente: evitar el colapso de las edificaciones ante un sismo severo, establecen condiciones mínimas para la demanda o distorsión de entrepiso que rigen el diseño. Sin embargo, estos valores parecen ser valores razonables de referencia que más tiene que ver con el comportamiento observado de edificaciones ante sismos severos pasados, que con las demandas reales, puesto que los sismos recientes muestran demandas de resistencia mucho mayores que las mínimas especificadas por las normas. Por ejemplo, las estadísticas de daño de las edificaciones de concreto armado en el sismo de Kobe 1995 demostraron el mejoramiento del desempeño de las edificaciones con el desarrollo de metodologías de diseño [16].

Esta crudeza en la estimación de la demanda, ha obligado a muchos investigadores a pensar en una estrategia de diseño, que dentro de ciertos límites, se independice de la demanda, y centre la atención en la capacidad que tienen las estructuras de disipar la energía sísmica mediante fuertes incursiones en el rango inelástico o deformaciones plásticas. Esto significa crear estructuras que sean ampliamente tolerantes a las deformaciones impuestas; es decir, que tengan una capacidad de deformación inelástica muy superior a la máxima demanda esperada, la cual es altamente incierta.

Además, se debe tener en cuenta, que en la práctica profesional aceptada, se pretende estimar el comportamiento de una estructura que va a incursionar en el rango inelástico, mediante métodos de análisis elásticos; lo cual, es imposible o inexacto. Esto no significa que no pueden diseñarse estructuras que se comporten satisfactoriamente ante un sismo severo, sino que el análisis elástico, aunque necesario, tiene una relativa importancia, debiéndose poner más énfasis en los procedimientos de diseño y detallado de las estructuras.

Teniendo en cuenta lo antes expuesto, el presente trabajo tiene por objetivo principal dar a conocer en nuestro entorno la metodología de diseño denominada “**diseño por capacidad**”, y presentar una propuesta para introducir esta metodología a la norma peruana de concreto armado E-060 como alternativa de diseño para los sistemas de pórticos. Este procedimiento de diseño, actualmente, está siendo adoptado por muchas normas sismorresistentes alrededor del mundo, debido al buen desempeño de edificaciones diseñadas con esta metodología. El concepto de “diseño por capacidad” fue generalmente introducida en los años 70 en Nueva Zelanda.

El presente trabajo demostrará que con esta metodología se puede conseguir una estructura dúctil o extremadamente tolerante a los desplazamientos impuestos por el sismo, lo cual se orienta a evitar el colapso, a pesar de haber excedido las demandas impuestas por las normas; garantizando de esta manera, que la estructura llegará a formar el mecanismo de colapso escogido durante la etapa de diseño. Esto se verificará con un análisis no lineal. Asimismo, para concluir que el “diseño por capacidad” es una mejora del procedimiento de diseño usado en nuestra norma, se diseñará una edificación con ambos procedimientos y se compararán los resultados obtenidos del diseño y del análisis no lineal.

Siguiendo el procedimiento del “diseño por capacidad” y teniendo en cuenta que nuestra norma no precisa nada con respecto a la rigidez efectiva de los elementos de concreto armado; el presente trabajo también tiene por objetivo demostrar la necesidad de usar factores de reducción que se deben aplicar a la rigidez de la sección no agrietada, para tomar en cuenta la rigidez efectiva de los elementos de concreto armado durante el análisis sísmico; y así poder obtener predicciones reales de los máximos desplazamientos, periodos de la estructura y fuerzas de diseño, a partir de un análisis lineal elástico.

1.2 Fases de trabajo

El desarrollo de la presente tesis se describe en diez capítulos, los cuales se resumen a continuación:

El capítulo I presenta los objetivos de la tesis, la descripción general del desarrollo de la tesis y la descripción de la edificación en estudio.

Siendo necesario conocer la definición de ciertos términos que intervienen en el procedimiento del diseño por capacidad, en el capítulo II se describirá la filosofía del diseño por capacidad, los tipos de resistencias que intervienen en el proceso, mecanismos de colapso, y los parámetros de demanda necesarios para evaluar los resultados, como curvatura, rotación de rótulas plásticas, deflexiones y ductilidad.

En el capítulo III se hace un estudio detallado de la rigidez efectiva de los elementos de concreto armado, la cual se debe considerar en el análisis sísmico de las edificaciones. Se presentan los diversos factores de reducción que establecen algunos documentos o normas de otros países; se presenta la evaluación de la rigidez efectiva a partir de la relación momento-curvatura y el proceso iterativo para encontrar los factores de reducción, estudio hecho por Priestley (2003). Finalmente, se hace una comparación de resultados obtenidos del análisis sísmico del edificio en estudio, usando los factores obtenidos con el estudio de Priestley (2003) y los propuestos por Paulay & Priestley (1992), los cuales se asemejan a los factores propuestos por la norma de Nueva Zelanda.

Teniendo en cuenta que el diseño por capacidad permite la redistribución de los momentos flectores elásticos bajo cargas de gravedad y de sismo, el capítulo IV presenta los objetivos de la redistribución de momentos, su relación con la ductilidad y el procedimiento a seguir según el ACI 318S-05.

El capítulo V describe el procedimiento del “diseño por capacidad”, adaptándolo a los requerimientos principales de nuestra norma (acero mínimo, espaciamientos mínimos del refuerzo transversal, etc) y teniendo en cuenta los últimos cambios de la norma de concreto armado ACI-2005 (combinaciones de carga). En este capítulo se describe paso a paso el diseño por flexión y por corte de las vigas y columnas, de acuerdo a esta filosofía de diseño.

En el capítulo VI se presentan los resultados del análisis sísmico de la edificación, precisando los factores de reducción para encontrar la rigidez efectiva de los elementos y las combinaciones de carga a utilizar. Asimismo se diseña el edificio por ambos procedimientos: diseño por capacidad y diseño por resistencia. Para el caso del diseño por capacidad, se realiza la redistribución de momentos, indicando los mínimos y máximos porcentajes de redistribución.

Para hacer un comparativo del comportamiento de la edificación diseñada con ambos procedimientos, se necesitará hacer un análisis no lineal. Por esta razón, se ha visto conveniente hacer una breve descripción de los procedimientos analíticos no-lineales para evaluar el desempeño del edificio en estudio, lo cual se presenta en el capítulo VII. Los análisis no-lineales que se describen en este capítulo son: el análisis no-lineal estático “Pushover” y el análisis no-lineal dinámico incremental IDA.

En el capítulo VIII se hace una comparación de las demandas encontradas de la edificación diseñada por los dos procedimientos con las demandas establecidas por la norma sismorresistente E-030. Asimismo se verificará si el mecanismo de colapso encontrado del edificio diseñado por capacidad es el planteado durante el diseño; y si ocurre lo mismo con el edificio diseñado de acuerdo a la norma E-060.

El capítulo IX presenta una propuesta para introducir el diseño por capacidad a la norma de concreto armado E-060 como una alternativa de diseño para las edificaciones con sistemas de pórticos. En otras palabras, se presenta un resumen detallado del procedimiento a seguir y las consideraciones que se deben tomar en cuenta para diseñar sistemas de pórticos con la metodología “diseño por capacidad”.

Finalmente, el capítulo X presenta las conclusiones de los resultados y una apreciación global de los capítulos anteriores. También se indicarán las ventajas y posibles limitaciones del diseño por capacidad; así como algunas recomendaciones.

1.3 Descripción general de la edificación

La edificación, que se analizará para propósitos de la tesis, consta de cuatro niveles y está conformado por un sistema de pórticos en las dos direcciones principales X-Y, presenta sólo una placa que corresponde al apoyo de la escalera. La placa de la escalera va hasta el tercer nivel y se conecta a la edificación en uno de sus extremos, a través de una viga solera de la losa aligerada. En la figura 1.1 muestra la planta de la edificación.

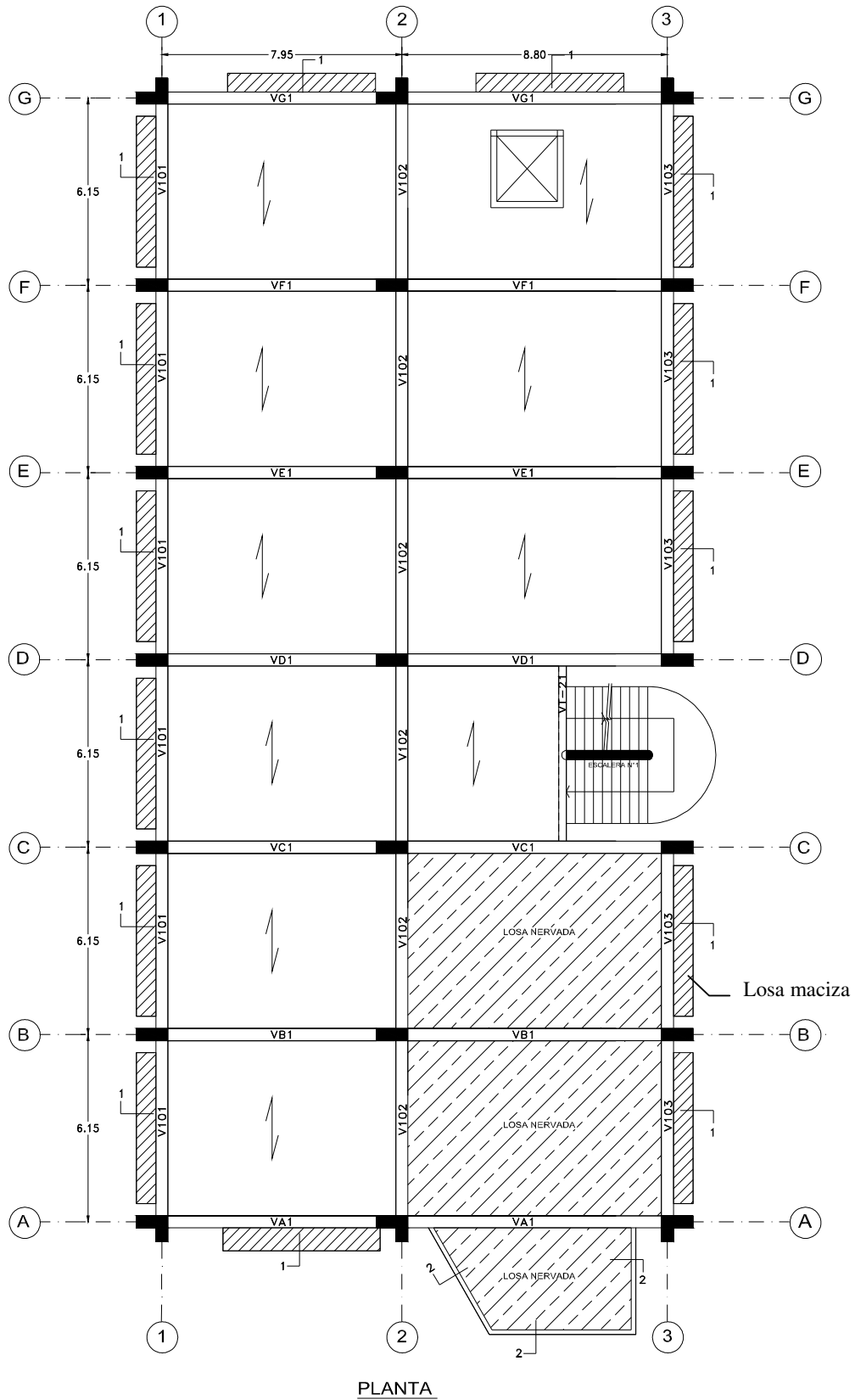


Fig. 1.1 Planta de la edificación de cuatro niveles

En la dirección más corta, la cual hemos denominado dirección X-X consta de tres ejes principales 1-2-3 y la distancia entre estos ejes es de 7.95m y 8.80m, respectivamente. La dirección más larga o dirección Y-Y consta de siete ejes principales A-B-C-D-E-F-G, la distancia entre estos ejes es la misma, 6.15m.

La altura total del edificio es de 14.30m. La altura de entrepiso para el primer nivel es de 3.675m, y la altura para los siguientes niveles es de 3.50m.

La edificación corresponde al pabellón de laboratorios de una universidad de la ciudad de Lima. La ubicación del edificio corresponde al tipo de suelo S1.

1.3.1 Elementos estructurales

Los principales elementos estructurales que forman parte del sistema de pórticos del edificio son:

- **Vigas**

Las vigas de todos los pórticos, de ambas direcciones X-Y, y en todos los niveles tienen la misma sección: $b=0.40\text{m}$ y $h = 0.75\text{m}$.

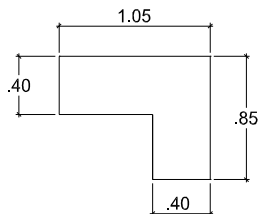
La denominación de las vigas corresponde a su ubicación con respecto al plano de planta; es decir, se les denomina por el eje y por el número de nivel. Por ejemplo:

- La viga VA1, se refiere a la viga ubicada en el eje A y nivel 1.
- La viga V203, se refiere a la viga ubicada en el eje 2 y nivel 3.

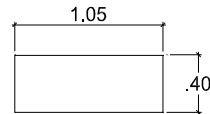
- **Columnas**

Existen dos tipos de columnas:

- Columna L



- Columna rectangular



Para el diseño de las columnas, se ha visto conveniente identificarlas de acuerdo a su ubicación con respecto al plano de planta. Por ejemplo:

- La columna CA2, se refiere a la columna ubicada en la intersección del eje A y eje 2.
- La columna CE1, se refiere a la columna ubicada en la intersección del eje E y eje 1.

▪ **Losas de entrepiso**

El edificio tiene tres tipos de losa de entrepiso:

- losa aligerada, $e = 0.25m$
- losa nervada, $e = 0.475m$
- losa maciza, $e = 0.25m$

En la figura 1.1 se indican las losas y se detallan en la figura 1.2

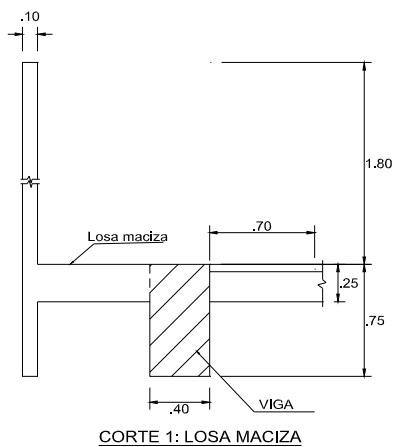
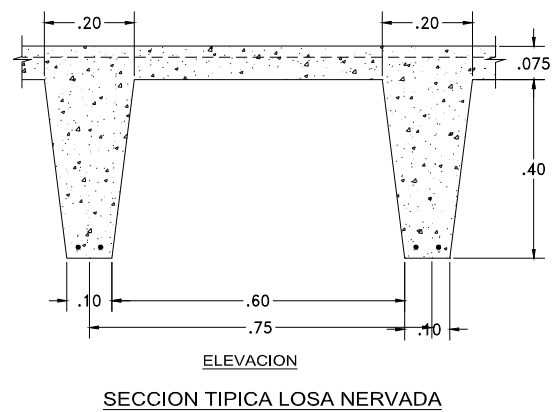
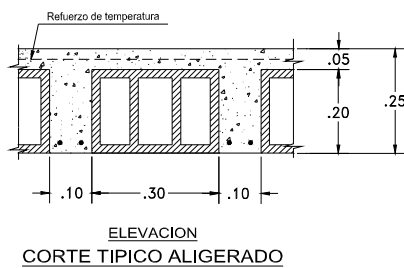


Fig. 1.2 Detalles de losas de entrepiso

1.3.2 Materiales

El concreto y el acero que se escogieron para el diseño de los elementos estructurales son:

- Concreto : $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Acero : $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

En el capítulo III se detallan otras propiedades del concreto y acero, asimismo se muestra el modelo escogido para representar el comportamiento de cada material, lo cual es necesario especificar para el encontrar las curvas momento-curvatura de los elementos estructurales y para realizar el análisis no-lineal.

1.3.3 Cargas de diseño

Las cargas consideradas para el análisis y diseño del edificio son:

- **Carga muerta**

- Peso de la losa:
 - Losa aligerada = 0.350 ton/m^2
 - Losa maciza = 0.600 ton/m^2
 - Losa nervada = 0.530 ton/m^2
- Peso de acabados = 0.100 ton/m^2
- Peso de tabiquería = 0.100 ton/m^2
- Peso propio de los elementos de concreto, considerando que el peso específico del concreto es igual a 2.40 ton/m^3 .

- **Carga viva o sobrecarga**

- La sobrecarga considerada para las losas del 1º al 3º nivel es igual a:
 - $S/C = 0.300 \text{ ton/m}^2$
- La sobrecarga considerada para el último nivel es igual a:
 - $S/C = 0.100 \text{ ton/m}^2$

CAPITULO II

CONCEPTOS BASICOS PARA EL DISEÑO POR CAPACIDAD

2.1 Filosofía del “diseño por capacidad”

El “diseño por capacidad” es una metodología de diseño por flexión de los elementos de concreto de una edificación, la cual se basa sobre un **comportamiento hipotético** de la estructura en respuesta a las acciones sísmicas. Este comportamiento hipotético se refiere a que las acciones sísmicas ocurran de tal forma que la estructura alcance su estado cerca al colapso, y que las rótulas plásticas se formen simultáneamente en **localizaciones predeterminadas** para formar un mecanismo de colapso simulando un comportamiento dúctil.

Por consiguiente, el objetivo principal del “diseño por capacidad” es conseguir una estructura extremadamente tolerante a los desplazamientos impuestos por el sismo severo, lo que se orienta a evitar el colapso, a pesar de haber excedido su resistencia. Para ello, es necesario escoger y diseñar detalladamente ciertos elementos resistentes a las fuerzas sísmicas para disipar energía bajo severos desplazamientos impuestos por el sismo.

Esta filosofía se inicia en los años 60 en Nueva Zelanda, por J. P. Hollings, para asegurar que la fluencia ocurra sólo en zonas dúctiles escogidas. Se incorpora a la norma de Nueva Zelanda NZS 3101:1982, basada en los aportes de Paulay, en 1975, 1977, 1980. Actualmente, muchos códigos de diseño sísmico alrededor del mundo han adoptado esta filosofía, con algunas modificaciones, como un requerimiento de normativa, como es el caso del reglamento argentino para construcciones sismorresistentes INPRES – CIRSOC 103 Parte II- 2005.

La filosofía del “diseño por capacidad” es una aproximación racional, determinística y relativamente simple. Los siguientes puntos resumen y delimitan las características más resaltantes de esta filosofía:

1. Se escoge un mecanismo plástico cinemáticamente admisible con el fin de identificar los lugares potenciales de rótulas plásticas donde tendrá lugar la disipación de energía.
2. El mecanismo escogido debe ser tal que la ductilidad de desplazamiento global necesaria se pueda desarrollar con la más pequeña demanda de rotación inelástica en las rótulas plásticas. Es decir, se necesita hacer un estimado con respecto a las demandas de ductilidad de estas regiones plásticas intentando minimizar las demandas locales de ductilidad.
3. Se puede hacer una redistribución inelástica estáticamente admisible de las acciones para las que se diseña por lo que puede conseguirse una solución óptima. Una solución óptima significa que se puede lograr una mínima resistencia que satisfaga sólo los requerimientos mínimos lo que permite lograr mayor economía.
4. Las potenciales rótulas plásticas deben ser diseñadas para tener una resistencia a la flexión mayor o igual a la resistencia requerida S_u . Seguidamente, estas regiones son debidamente detalladas para asegurar que demandas de ductilidad en estas regiones sean las esperadas. Esto se logra principalmente con menores espaciamientos del refuerzo transversal.
5. La magnitud de las máximas acciones posibles, tales como momentos flectores en cada articulación plástica, se debe evaluar y estas acciones deben estar basadas en aquellas propiedades que han sido realmente suministradas durante la construcción, y no en las propiedades que hayan sido supuestas o especificadas. Estas son las acciones que se desarrollarían durante un gran terremoto. A esto se le ha denominado la “**sobrerresistencia**” de dicho elemento.
6. Los modos indeseables de deformación inelástica tales como los originados por corte o fallas de anclaje e inestabilidad, dentro de los elementos conteniendo rótulas plásticas, deben evitarse, asegurándose que las resistencias de estos modos exceda la capacidad de las rótulas plásticas a causa de la sobrerresistencia.

7. Regiones potencialmente frágiles o elementos que no estarán aptos para disipar energía, son diseñadas de tal forma que su resistencia exceda las demandas originadas de la sobrerresistencia de las rótulas plásticas. Por lo tanto, estas regiones son diseñadas para permanecer elásticas independientemente de la intensidad del sismo o la magnitud de las deformaciones inelásticas que puedan ocurrir.

8. La etapa final del proceso de diseño, el punto más importante, es el **detallado** para la construcción de estas regiones plásticas.

Es necesario enfatizar que el “diseño por capacidad” no es una técnica de análisis sino una poderosa herramienta de diseño, la cual le permite al diseñador “decir a la estructura que hacer” y desensibilizarla a las características del sismo, las cuales no son todas conocidas.

Diseñando la edificación según los requerimientos de la norma actual de concreto armado, el comportamiento la edificación durante un sismo severo puede estar lejos del comportamiento hipotético antes descrito; es decir, las rótulas plásticas ocurrirían más bien aleatoriamente. Sin embargo, aplicando el concepto de “diseño por capacidad” es creíble que la estructura poseerá adecuada resistencia sísmica y su comportamiento será como el preestablecido en el diseño, lo cual se ha demostrado en muchos sismos del pasado.

2.2 Consideraciones de las resistencias de los elementos

Las definiciones de resistencia que a continuación se describen corresponden en general con la adaptación de muchos códigos, el término de resistencia será usado para expresar la resistencia de una estructura, de un miembro, o de una sección en particular.

Es importante conocer la variación posible de las resistencias probables de los elementos estructurales. Las estructuras reales contienen variaciones en las resistencias del concreto y acero respecto de los valores especificados, y hay desviaciones en las medidas especificadas debido a tolerancias constructivas. Por otra parte, se han hecho ciertas suposiciones en la deducción de las ecuaciones de la resistencia, por lo que es difícil calcular con exactitud la resistencia real de una estructura; sin embargo, es posible definir

niveles de resistencia probable de los elementos, las que se pueden utilizar en distintos tipos de diseño.

El significado de resistencias desarrolladas en diferentes niveles y sus relaciones se detallan a continuación:

- **Resistencia requerida, S_u**

La demanda de la resistencia que surge de la aplicación de cargas factoradas debidamente combinadas, de acuerdo a lo que estable la norma, define la resistencia requerida, S_u . El principal objetivo del diseño es proporcionar resistencia, también denominada **resistencia de diseño** o resistencia confiable, para satisfacer esta demanda.

- **Resistencia ideal, S_i**

La resistencia ideal o nominal de la sección de un elemento, S_i , el término más comúnmente usado, está basado sobre la teoría establecida de predecir un estado límite con respecto a la falla de la sección. Esto se deriva de las dimensiones, contenido de refuerzo, y detalles de la sección diseñada, y de las propiedades de la resistencia nominal especificada por la norma de los materiales.

La definición de resistencias nominales del material difiere de país a país. En algunos casos es una resistencia mínima especificada, la cual proveedores garantizan que excede; en otros, es una resistencia característica adoptada, que típicamente corresponde al límite más bajo del percentil 5% de las resistencias medidas. La resistencia ideal para ser proporcionada está relacionada a la resistencia requerida:

$$\phi S_i \geq S_u \quad (2.1)$$

donde:

ϕ : es el factor de reducción de la resistencia indicado por la norma de concreto.

El diseñador proporciona el refuerzo a los elementos tal que se cumpla la relación $S_i \geq S_u / \phi$. Debido a la necesidad de redondear varias cantidades en la práctica, la igualdad de esta relación pocas veces se alcanza.

Debido a que la filosofía del “diseño por capacidad” confía en la jerarquía de capacidades, es importante recordar que como una regla general, la resistencia ideal S_i no es la resistencia óptima deseada, pero es la resistencia nominal que será provista en la construcción. Se observará frecuentemente que la resistencia ideal de una sección puede estar en exceso de la requerida $S_i > S_u/\phi$.

- **Resistencia probable, S_p**

La resistencia probable toma en cuenta el hecho de que las resistencias de los materiales, las cuales pueden ser usadas en un elemento, son generalmente mayores que las resistencias nominales especificadas por los códigos. Por ejemplo, la resistencia de fluencia del acero puede ser hasta 20% mayor que la especificada, y la del concreto hasta 30% o incluso superior a una edad mayor o si el material se comprime triaxialmente. La resistencia probable de materiales se puede establecer desde los ensayos de rutina, hechos normalmente durante la construcción. Alternativamente, se puede basar sobre previas experiencias con los materiales relevantes. La resistencia probable, o resistencia principal, se puede relacionar a la resistencia ideal por la siguiente expresión:

$$S_p = \phi_p S_i \quad (2.2)$$

donde:

ϕ_p : es el factor de resistencia probable permitiendo a los materiales ser más resistentes que los especificados; por tanto, son mayor a 1.

Resistencias probables son frecuentemente usadas cuando la resistencia de estructuras existentes es evaluada o cuando se quiere predecir el probable comportamiento de una estructura, expuesta a registros sísmicos seleccionados, a través de un análisis dinámico tiempo-historia.

- **Sobrerresistencia, S_o**

La sobrerresistencia de una sección S_o , toma en cuenta todos los posibles factores que pueden provocar aumentos de la resistencia ideal o nominal. Estos factores incluyen:

- la resistencia del acero mayor que la resistencia de fluencia especificada
- aumento adicional de la resistencia del acero debido al endurecimiento por deformación bajo grandes deformaciones
- resistencia del concreto en una edad dada de la estructura siendo más alta que la especificada
- aumento de la resistencia incalculable por compresión del concreto debido a su confinamiento
- tamaños de secciones de acero más grandes que los supuestos y refuerzo adicional impuesto para fines constructivos y que no se toma en cuenta en los cálculos

La sobrerresistencia de una sección puede ser relacionada a la resistencia ideal de la misma sección mediante la siguiente expresión:

$$S_o = \lambda_o S_i \quad (2.3)$$

donde:

λ_o : es el factor de sobrerresistencia que toma en consideración todas las fuentes de aumento de resistencia y es mayor a 1.

Esto es una propiedad importante que debe ser tomada en cuenta en el diseño cuando grandes demandas de ductilidad son impuestas sobre la estructura, puesto que elementos frágiles deben poseer resistencias excedentes a la resistencia máxima admisible de los elementos dúctiles.

Valores típicos de λ_o para el acero:

Esta sobrerresistencia resulta principalmente de la variabilidad de la resistencia a la fluencia actual del refuerzo encima del valor nominal especificado, y de la deformación por endurecimiento del refuerzo en niveles de alta ductilidad. Así el factor de sobrerresistencia λ_o puede ser expresado como:

$$\lambda_o = \lambda_1 + \lambda_2 \quad (2.4)$$

donde:

λ_1 : representa la relación de la resistencia actual y la resistencia especificada de fluencia

λ_2 : representa el incremento potencial de la resistencia resultante de la deformación por endurecimiento

λ_1 depende sobre de donde proviene el suministro del acero de refuerzo. Con estricto control en la manufactura del acero, valores de $\lambda_1 = 1.15$ son apropiados, según la referencia [20]. Los diseñadores deben hacer el esfuerzo para establecer la variación local de la resistencia a la fluencia, y donde este es excesivo, especificar en las especificaciones de construcción los límites aceptables de resistencia a la fluencia.

λ_2 depende principalmente de la resistencia a la fluencia y composición del acero, y también se debe verificar localmente. Típicamente, los valores apropiados para λ_2 , según [20] pueden ser tomados como:

Para $f_y = 275$ MPa (40 ksi) $\lambda_2 = 0.10$

Para $f_y = 400$ MPa (60 ksi) $\lambda_2 = 0.25$

Entonces, para $\lambda_1 = 1.15$, estos resultados en λ_0 son: $\lambda_0 = 1.25$ y $\lambda_0 = 1.40$ para $f_y = 275$ MPa y $f_y = 400$ MPa, respectivamente.

De acuerdo a lo que establece el ACI (318S-05) en su artículo 21.2.5 para aceros de refuerzo Grado 40 y 60, se interpreta que λ_1 no puede ser mayor a 1.30 y λ_2 no puede ser menor a 0.25. De esta forma, el factor de sobrerresistencia, para los aceros Grado 40 y 60, se puede considerar como mínimo 1.25 y como máximo 1.55. Si se considera un incremento promedio de la resistencia de fluencia especificada, λ_1 se puede considerar igual a 1.15. Por lo tanto, el factor de sobrerresistencia se puede tomar igual a $\lambda_0 = 1.40$, como se indica en la referencia [20] para el acero Grado 60. En la figura 2.1 se ilustra lo antes dicho.

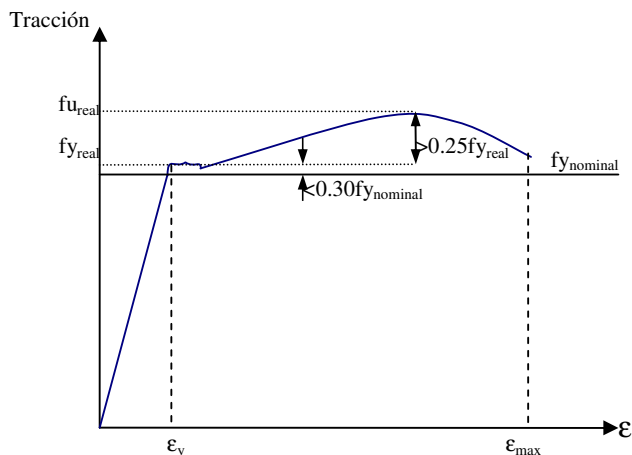


Fig. 2.1 Ilustración de las resistencias del acero de refuerzo

Valor de λ_0 para el concreto:

La sobrerresistencia provista por el concreto confinado puede obtenerse con la siguiente expresión:

$$\lambda_{0c} = 2.35 \left(\frac{P_i}{f'_c A_g} - 0.1 \right)^2 \quad (2.5)$$

▪ Relaciones entre resistencias

Las resistencias antes mencionadas son mejor expresadas en términos de la resistencia ideal S_i de la sección. A continuación se muestran las siguientes relaciones:

$$\begin{aligned} S_i &\geq S_u / \phi \\ S_p &\geq \phi_p S_i \geq \phi_p S_u / \phi \\ S_o &= \lambda_o S_i \geq \lambda_o S_u / \phi \end{aligned}$$

▪ Factor de sobrerresistencia de flexión, ϕ_o

Para cuantificar la jerarquía de resistencias de diseño de estructuras dúctiles, es conveniente expresar la sobrerresistencia de un miembro en flexión en una sección especificada, $S_0 = M_0$, en un nudo, en términos de la resistencia requerida por flexión $S_E = M_E$ en la misma sección, derivada por un análisis elástico de fuerzas de sismo solamente. La razón así formada es definida como el factor de sobrerresistencia por flexión:

$$\phi_o = S_o/S_E = M_o/M_E \quad (2.6)$$

Cuando los dos factores ϕ_0 y λ_0 se comparan, se observa que aparte de las sobrerresistencias de los materiales, las siguientes causas de sobrerresistencias adicionales por flexión son incluidas en esta ecuación:

1. El factor de reducción de resistencia usado para relacionar la resistencia ideal requerida.
2. Los requerimientos de resistencia más severos, ya sea debido a las cargas de gravedad o fuerzas de viento.
3. Cambios en los momentos de diseño debido a cualquier redistribución de estos.
4. Desviaciones de la resistencia ideal óptima debido al cambio de la cantidad de refuerzo como el indicado por factibilidad (disponibilidad de tamaño de varillas y número)

Sin embargo, el factor de sobre resistencia, λ_0 , es relevante para la sección crítica de una posible rótula plástica, la cual puede ser localizada, en cualquier lugar a lo largo de un elemento, mientras el factor de sobrerresistencia por flexión, ϕ_0 , expresa razones de resistencia en los nudos.

Donde la sección crítica coincide con un punto nodal, las siguientes relaciones: $\phi S_i \geq S_u$,

$S_o = \lambda_o S_i$ y $\phi_o = S_o/S_E = M_o/M_E$ revelan que $M_o = \lambda_o M_i = \phi_o M_E$, y por tanto:

$$\phi_o = \frac{M_o}{M_E} = \frac{\lambda_o M_i}{M_E} \geq \frac{\lambda_o (M_E/\phi)}{M_E} = \frac{\lambda_o}{\phi} \quad (2.7)$$

Una igualdad significa que la resistencia confiable o de diseño ϕM_i provista, por ejemplo, en la base de un muro en voladizo es exactamente M_E requerido para resistir fuerzas de sismo.

Con valores de $\lambda_o = 1.25$ y $\phi = 0.9$, el factor de sobrerresistencia por flexión en este caso sería igual a $\phi_o = 1.39$. Valores de ϕ_o mayores que λ_o/ϕ indica que la resistencia de flexión de la sección en la base del muro está en exceso de la requerida (es decir, el momento de volteo M_E resultante de las fuerzas de diseño de sismo solamente). Cuando $\phi_o < \lambda_o/\phi$, indica una deficiencia de la resistencia requerida, las causas se deben identificar.

Cualquiera de las causas, o las causas combinadas (2) a (4) de sobrerresistencia listadas anteriormente, pueden ser causa de ϕ_o sea mayor o menor de la razón λ_o/ϕ .

El factor de sobrerresistencia de flexión ϕ_o es así un parámetro muy conveniente en la aplicación de procedimientos de “diseño por capacidad”. Este es un usual indicador, calculado cuando se diseñan los elementos, para medir primero hasta que punto las cargas de gravedad o fuerzas de sismo dominan los requerimientos de resistencia, y segundo, para medir las magnitudes relativas de un sobre diseño o sub diseño.

- **Factor de sobrerresistencia del sistema, ψ_o**

El factor de sobrerresistencia mide la sobrerresistencia por flexión en términos de la resistencia requerida sólo para fuerzas de sismo en un punto nodal del modelo estructural. En ciertas situaciones, es igualmente importante comparar la suma de las sobrerresistencias de un número de elementos solamente con las fuerzas de sismo sobre los mismos elementos. Para distinguir y cuantificar la sobrerresistencia relevante para la estructura como un todo, se definió este factor de sobrerresistencia general o del sistema ψ_o como la siguiente relación:

$$\psi_o = \frac{\sum S_o}{\sum S_E} = \frac{\sum \phi_o S_E}{\sum S_E} \quad (2.8)$$

El factor de sobrerresistencia del sistema se puede encontrar en base de todas las vigas de un mismo piso y de un pórtico, o de todos los pórticos de la estructura aporticada entera.

$$\psi_o = \frac{\sum_i^n M_o}{\sum_i^n M_E} = \frac{\sum_i^n (\phi_o M_E)}{\sum_i^n M_E} \quad (2.9)$$

donde:

$M_{0,j}$: es la sobrerresistencia por flexión de una viga calculada en el centro de la columna en el nudo j .

$M_{E,j}$: es el momento de flexión derivado de la aplicación de las fuerzas de sismo de diseño para la misma viga en el mismo nudo j ,

N : es el número total de los nudos de la viga en ese nivel. Se debe tener en cuenta que hay dos nudos por cada luz de viga.

2.3 Analogía de la cadena dúctil

El comportamiento de un sistema estructural puede representarse mediante una cadena (ver figura 2.2). Toda cadena se rompe por el eslabón más débil. Pero si ese eslabón más débil es diseñado expresamente para que antes de romperse se comporte como si fuera dúctil, entonces toda la cadena se comportará como dúctil.

Las diferentes solicitaciones sobre los elementos de una estructura se representan por los eslabones de la cadena. La cadena está constituida por eslabones frágiles y por un eslabón dúctil. Se conoce que la falla a la fuerza cortante es frágil, mientras que la resistencia a la flexión puede ser dúctil, si se diseña respetando ciertas condiciones (cuantía limitada, confinamiento, etc). Por consiguiente sería deseable que la resistencia al corte sea mayor que la resistencia a la flexión. En la cadena, los eslabones frágiles estarían representando a la resistencia al corte en los distintos elementos de la estructura, mientras que el eslabón dúctil representaría la resistencia a la flexión.

La resistencia ideal o nominal de tensión del eslabón dúctil es P_i , pero la resistencia actual es sometida a las incertidumbres normales de la resistencia del material y efectos de deformación por endurecimiento en grandes deformaciones. Si los otros eslabones frágiles fueran diseñados para tener la misma resistencia nominal como el eslabón dúctil, implicaría una alta probabilidad que la falla ocurriría en un eslabón frágil y la cadena no tendría ductilidad. Sin embargo, la falla de todos los otros eslabones frágiles se puede prevenir si sus resistencias, P_{is} , están en exceso de la resistencia máxima factible del eslabón débil, correspondiendo al nivel de ductilidad prevista. Usando la terminología antes descrita, la resistencia confiable ϕP_{is} de los eslabones frágiles no deben ser menores que la sobrerresistencia del eslabón dúctil, $P_0 = \lambda \phi P_i$.

La cadena es diseñada para resistir la fuerza de tensión, $P_u = P_E$ inducida por el sismo. Por tanto, la resistencia ideal del eslabón débil necesita ser $P_i \geq P_E/\phi$. Habiendo escogido un apropiado eslabón dúctil, su sobrerresistencia puede ser prontamente calculada, $P_0 \geq \lambda_0 P_i = \phi_0 P_E$, la cual vendrá ser la fuerza de diseño, P_{us} . Para prevenir una falla frágil, la resistencia ideal de los eslabones fuertes P_{is} debe ser al menos igual a la sobrerresistencia del eslabón débil, $\phi_0 P_E$. En ciertos componentes del sistema estructural, la transmisión de carga puede también estar afectada por efectos dinámicos, para lo cual, se introduce un factor adicional, $\omega > 1.0$. Por lo tanto, la resistencia ideal o nominal del eslabón fuerte necesita ser igual a:

$$P_{is} > P_{us}/\phi_s = P_0/\phi_s = \omega\phi_0 P_E/\phi_s \quad (2.10)$$

La figura 2.2 también se puede usar para relacionar la ductilidad potencial de la cadena entera y la ductilidad correspondiente al eslabón dúctil. Las relaciones lineales y bilineales fuerza-elongación, como se muestra en la figura 2.2 (b) y 2.2 (c), se asumen para todos los eslabones. Elongaciones inelásticas se pueden desarrollar solamente en el eslabón dúctil. Como lo muestra la figura 2.2, elongaciones en el comienzo de la fluencia de los eslabones frágiles y dúctiles son Δ'_1 y Δ'_2 , respectivamente. Significante fluencia incrementará su elongación de Δ'_2 a Δ_2 , mientras su resistencia se incrementa de $P_y = P_i$ a P_0 debido a la deformación por endurecimiento; de esta forma la ductilidad del eslabón dúctil es $\mu_2 = \Delta_2 / \Delta'_2$. La elongación total de la cadena, incluyendo el eslabón débil y n eslabones frágiles, en el comienzo de la fluencia en el eslabón débil será $\Delta' = n\Delta'_1 + \Delta'_2$. En el desarrollo de la sobrerresistencia de la cadena, la elongación del eslabón fuerte incrementará sólo ligeramente de Δ'_1 a Δ_1 . Así la elongación última de la cadena entera llega a ser $\Delta_u = n\Delta_1 + \Delta_2$. Por consiguiente la ductilidad de la cadena es entonces:

$$\mu = \Delta_u/\Delta' = (n\Delta_1 + \Delta_2)/(n\Delta'_1 + \Delta'_2) \quad (2.11)$$

Con la aproximación que $\Delta_1 \approx \Delta'_1 \approx \Delta'_2 \approx \Delta_y$, se encuentra que la relación entre la ductilidad de la cadena μ y la ductilidad del eslabón débil μ_2 es:

$$\mu = (n + \mu_2)/(n + 1) \quad (2.12)$$

Por ejemplo si hay ocho eslabones fuertes, $n=8$ y la ductilidad del eslabón débil $\mu_2=10$, encontramos que la ductilidad de la cadena es $\mu=2$. A la inversa, si la cadena espera desarrollar una ductilidad de $\mu=3$, la ductilidad sobre el eslabón débil incrementará a $\mu_2=19$. Con este ejemplo se puede observar las grandes diferencias entre las magnitudes de las ductilidades generales y locales que puede ocurrir en ciertos tipos de estructuras. En algunas estructuras, la ductilidad general a ser considerada en el diseño necesitará estar limitada para asegurar que demandas de ductilidad en un lugar crítico no llegue ser excesivo.

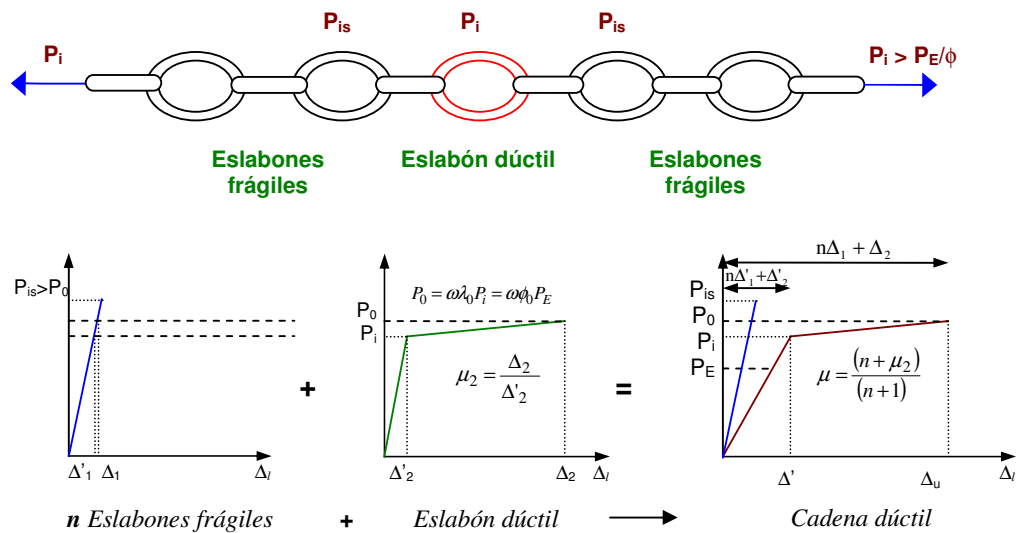


Fig. 2.2 Ilustración del principio de la limitación de resistencia a través de una cadena dúctil [20]

2.4 Mecanismo de colapso

El mecanismo de colapso en estructuras de concreto armado debe basarse en la flexión como fuente de disipación de energía. Por lo tanto, deben suprimirse definitivamente los mecanismos asociados con deformaciones inelásticas por corte, transferencia de esfuerzos por adherencia entre el refuerzo y el concreto, e inestabilidad de los elementos.

Por consiguiente, el diseñador deberá elegir la ubicación de las rótulas plásticas potenciales en vigas y columnas que posibiliten la formación de un mecanismo de colapso cinemáticamente admisible en el sistema estructural dado. El principio más importante en esta selección es que, para una ductilidad global dada, las ductilidades de curvatura asociadas en las rótulas plásticas permanezcan dentro de los límites admisibles.

El mecanismo viga débil – columna fuerte ha sido preferido por muchos ingenieros estructurales; es decir, el sistema aporticado que desarrolla rótulas plásticas en los extremos de las vigas y en la base de las columnas del primer piso y/o muros estructurales para formar un mecanismo de colapso, como se muestra en la figura 2.3 (a). En este tipo de mecanismo, la energía del sismo que ingresa puede ser rápidamente disipada por una histéresis gruesa y estable de vigas que han fluido por flexión. Este tipo de mecanismo es preferido por las siguientes razones:

- a) La falla de las columnas representa el colapso total de todo el edificio.
- b) En una estructura con columnas débiles, la deformación plástica se concentra en cierto entrepiso y por consiguiente requiere un factor de ductilidad relativamente grande, usualmente difícil de conseguir.
- c) Tanto en la falla por corte como en la de flexión, la resistencia de las columnas se degrada con más rapidez que en las vigas, debido a la presencia de la carga axial.

Para un desplazamiento dado de una estructura, la demanda de ductilidad en rótulas plásticas en estructuras viga débil – columna fuerte es mínima debido a que las deformaciones plásticas son uniformemente distribuidas a lo largo de la estructura.

Asimismo, la capacidad de deformación es razonablemente mayor en vigas donde no actúa la carga axial; por otro lado, la formación de una rótula plástica en la base de una columna del primer piso no es deseable porque grandes capacidades de deformación es difícil desarrollar en este lugar debido a la existencia de una alta carga axial. Alguna resistencia extra de momento debe ser proporcionada en la base de las primeras columnas para retrasar la formación de rótulas plásticas en esta zona.

Cuando se ha elegido el mecanismo viga débil – columna fuerte, se debe evitar la formación de rótulas plásticas en las columnas de todos los pisos ubicados por encima del segundo piso, como se muestra en la figura 2.3 (a), para lo cual se provee a estas columnas suficiente resistencia.

Puede también aceptarse el mecanismo de la figura 2.3 (b) cuando las columnas se detallan adecuadamente para que en sus extremos se formen rótulas plásticas, como muchas veces se requiere en el extremo superior de las columnas del último piso. Sin embargo, se debe

recaltar que no debe permitirse la posibilidad de formación simultánea de rótulas plásticas en el extremo superior e inferior de todas las columnas de un mismo piso, mecanismo de colapso local, conocido como “piso blando”, tal como se muestra en la figura 2.3 (c). Es evidente que, en este caso, las demandas de ductilidad de curvatura pueden llegar a ser excesivas.

El mecanismo aceptable mostrado en la figura 2.3 (b), requiere que los extremos de las columnas se confinen adecuadamente, de manera de conferirle a las secciones una capacidad de rotación plástica importante. Además, los empalmes por traslape del refuerzo longitudinal debe ubicarse en el centro medio, puesto que estos empalmes se deterioran rápidamente bajo deformaciones cíclicas inelásticas. Sin embargo, el mecanismo mostrado por la figura 2.3 (a) permite una reducción del refuerzo transversal en los extremos de las columnas por encima del piso dos y la ubicación de los empalmes inmediatamente por encima de la cara superior de la losa. Esta concesión se justifica porque no se espera la formación de rótulas plásticas con demandas de ductilidad importantes en dichas columnas.

Para vigas de grandes luces, los requerimientos derivados de las cargas gravitatorias pueden ser más severos que los asociados con las demandas sísmicas. En estos casos, una aplicación discriminada de la filosofía de diseño por capacidad, usando un mecanismo como el mostrado en la figura 2.3 (a), puede llevar a un conservatismo innecesario o verdaderamente absurdo, y por consiguiente a un diseño antieconómico, particularmente en el diseño de columnas. En tales pórticos el diseñador debe permitir la formación de rótulas plásticas en columnas interiores arriba y debajo de cada piso para completar el mecanismo del pórtico; siempre y cuando rótulas plásticas se formen en las luces más externas de la viga cerca de las columnas exteriores, y las columnas exteriores encima del primer piso sean diseñadas para que permanezcan elásticas, evitando de esta forma la formación de “piso blando”, como se muestra en la figura 2.3 (d). La ductilidad en estos pórticos debe ser limitada.

El mecanismo de colapso adoptado para nuestra edificación es el de viga débil-columna fuerte, como se muestra en la figura 2.3 (a), debido a las razones antes expuestas. Sin embargo, si se observa excesiva resistencia de las columnas en el último piso, se permitirá la formación de rótulas plásticas en el extremo superior de las columnas.

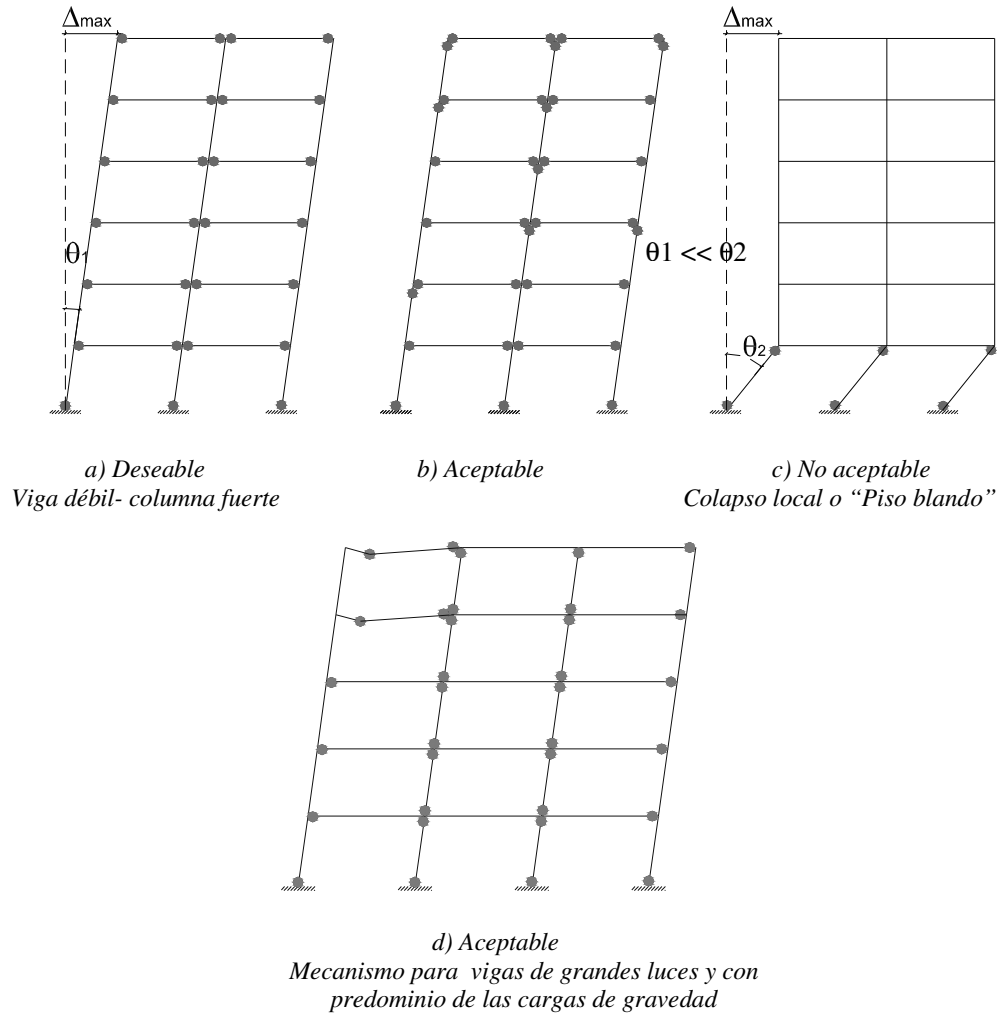


Fig. 2.3 Mecanismos de colapso en edificios aporticados de varios pisos

2.5 Deformaciones de flexión de los elementos

2.5.1 Deformaciones a partir de curvaturas

Teniendo en cuenta que la rotación de las rótulas plásticas de las vigas y las deflexiones de los elementos de un sistema aporticado son parámetros importantes para evaluar el desempeño de una edificación diseñada por flexión, se ha visto conveniente definir estas deformaciones a partir de las curvaturas.

La deformación del elemento causada por el momento flector M se mide por la *curvatura* ϕ de la superficie neutra. La curvatura se define como el inverso del radio de curvatura R .

El radio de curvatura R , la profundidad del eje neutro kd , la deformación del concreto en la fibra extrema a compresión ϵ_c , y la deformación del acero a tensión ϵ_s , varían a lo largo del elemento debido a que entre las grietas el concreto toma cierta tensión.

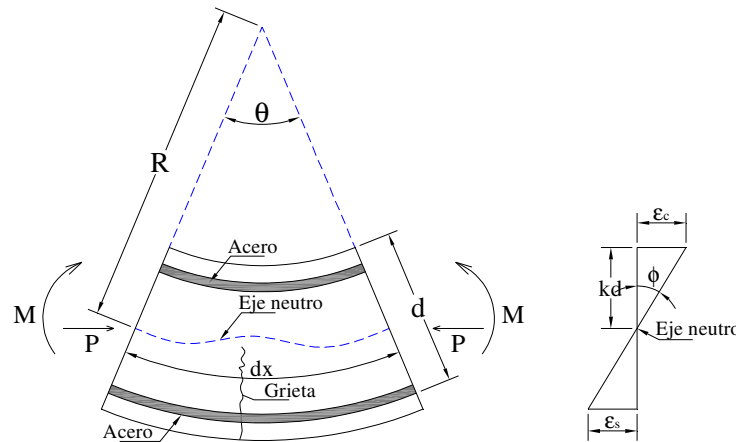


Fig. 2.4 Deformación de un elemento a flexión [18]

Considerando solamente un pequeño elemento de longitud dx del elemento, las siguientes relaciones proporcionan la rotación entre los extremos del elemento.

$$\theta = \frac{dx}{R} = \frac{\delta}{kd} = \frac{\epsilon_c dx}{kd} \quad (2.13 \ a)$$

$$\therefore \frac{1}{R} = \frac{\epsilon_c}{kd} = \phi \quad (2.13 \ b)$$

Se puede calcular la **rotación** y **deflexión** de un elemento integrando las curvaturas a lo largo del mismo. Ya que la curvatura se define como la rotación por longitud unitaria del miembro, la siguiente expresión proporciona la rotación entre dos puntos cualesquiera A y B del elemento, en que dx es una longitud del elemento.

$$\theta_{AB} = \int_A^B \phi dx \quad (2.14)$$

La siguiente figura muestra un voladizo con deformación debida a la rotación $d\theta$ en el elemento de longitud dx solamente. La rotación $d\theta$ es igual a ϕdx .

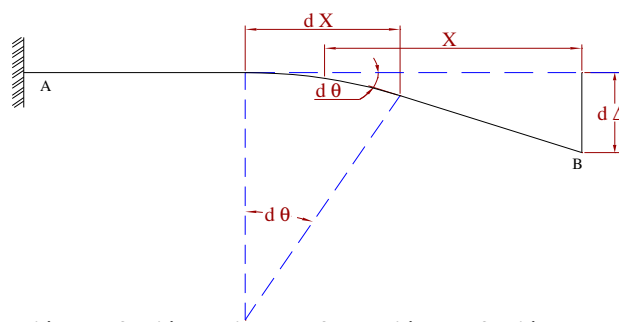


Fig. 2.5 Rotación y deflexión debida a deformación por flexión de un elemento [18]

La deflexión transversal $d\Delta$ en el punto B desde la tangente al eje del elemento en el extremo empotrado A, debido a la rotación $d\theta$ entre los extremos del elemento, es $x d\theta$ ó $x \phi dx$. En consecuencia, la deflexión transversal del punto B desde la tangente al eje del elemento en el punto A debida a la curvatura a lo largo de toda la longitud del elemento entre esos puntos está dado por:

$$\Delta_{AB} = \int_A^B x \phi dx \quad (2.15)$$

donde:

x : es la distancia del elemento dx desde B

Estas ecuaciones son generalizaciones de los teoremas del área de momentos y se aplican si están involucradas curvaturas elásticas o plásticas. Se pueden utilizar estas dos ecuaciones para calcular las rotaciones y deflexiones de los elementos cuando se conocen las relaciones momento-curvatura y la distribución del momento flexionante.

Estas ecuaciones ignoran el efecto del aumento de rigidez de los miembros, debido a la tensión que transmite el concreto entre las grietas, al igual que las deformaciones adicionales provocadas por las grietas a tensión diagonal debidas al cortante y por el deslizamiento de adherencia del refuerzo.

2.5.2 Deformaciones máximas idealizadas calculadas a partir de las curvaturas

La figura 2.6 muestra parte de un elemento a flexión de concreto reforzado que ha alcanzado la curvatura máxima y momento flexionante en la sección crítica. Por ejemplo, el punto A es el extremo libre de un voladizo o un punto de inflexión, y el extremo B es

una cara de columna. Es evidente la distribución de la curvatura a lo largo del miembro. La región de curvatura inelástica se extiende sobre una longitud de la viga, esta región es aquella en que el momento flexionante excede el momento de fluencia de la sección. En las regiones de la viga, la curvatura fluctúa debido a la mayor rigidez del miembro entre las grietas, como se describió antes. Cada uno de los picos de curvatura corresponde a una posición de grieta.

En las predicciones de ductilidad es necesario determinar la deformación ocurrida cuando se alcanza el momento último. Se puede obtener la rotación y la deflexión del miembro en la condición última a partir de la distribución de curvatura real utilizando las ecuaciones 2.14 y 2.15. Se puede idealizar la distribución real de la curvatura en el momento último en región elástica e inelástica (ver la figura 2.6 c).

Usando $\phi = M/EI$ en las ecuaciones 2.14 y 2.15 se puede calcular la contribución elástica a la rotación y a la deflexión.

$$\theta_{AB} = \int_A^B \frac{M}{EI} dx \quad (2.16)$$

La relación proporciona la contribución elástica a la rotación en toda la longitud del miembro (el área no sombreada del diagrama de curvatura) en que la rigidez a flexión EI está dada por una idealización apropiada. Si se supone una sección completamente agrietada a lo largo de toda la longitud del miembro, $E_c I_{cr} = M_y / \phi_y$, da EI, o aproximadamente la da M_u / ϕ_y . Estos valores sobrestiman la rotación elástica, y usando $E_c I_e$ daría un resultado más exacto (I_e momento de inercia efectiva).

El área sombreada es la rotación inelástica que puede ocurrir en la “rótula plástica” en la vecindad de la sección crítica. Es decir, el área sombreada representa la rotación plástica que ocurre además de la rotación elástica en la etapa última del miembro. Se puede reemplazar el área inelástica en la etapa última mediante un rectángulo equivalente de altura $\phi_u - \phi_y$ y anchura l_p , que tenga la misma área que la distribución real de curvatura inelástica. El ancho l_p es la longitud equivalente de la rótula plástica en que se considera

constante la curvatura plástica. En consecuencia, la rotación de la rótula plástica a un lado de la sección crítica se puede escribir como [18]:

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) l_p \tag{2.17}$$

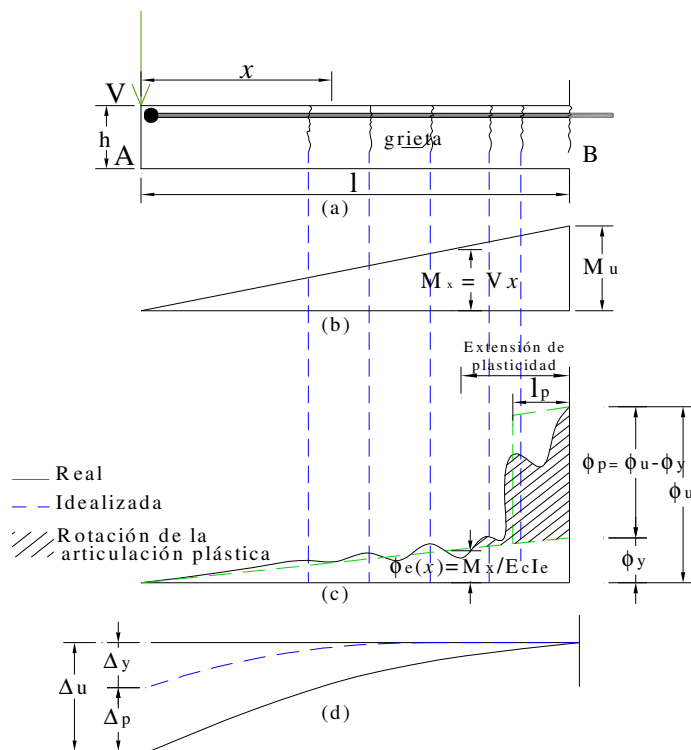


Fig. 2.6 Distribución de curvatura a lo largo de una viga bajo momento último
 (a) Viga (b) Diagrama de momento flexionante (c) Diagrama de curvatura (d) Deflexiones [18]

2.5.3 Longitud de rótula plástica

Valores teóricos para la longitud equivalente de la rótula plástica l_p basada en la integración de la distribución de la curvatura para elementos típicos harían l_p directamente proporcional a l . Sin embargo, estos valores no van de acuerdo a las longitudes medidas experimentalmente. Esto es debido a que la distribución teórica de la curvatura termina abruptamente en el empotramiento del elemento en voladizo, aun cuando las deformaciones de tensión del acero continúan, debido a los esfuerzos de adherencia dentro del apoyo. La elongación de varillas más allá de la cara del apoyo produce una adicional rotación y deflexión. El fenómeno es conocido como *penetración de la deformación por*

tensión. Es evidente que la magnitud de penetración estará relacionada al diámetro de la varilla, puesto que las varillas de mayor diámetro requerirán de mayor longitud de desarrollo.

Una segunda razón de la discrepancia entre lo teórico y lo experimental es la propagación incrementada de la plasticidad resultante del agrietamiento inclinado debido a la flexión y corte. Estas grietas resultan de la deformación del acero a cierta distancia lejos de la cara de apoyo mayor a las que se producen por los momentos flectores en esa distancia.

Una buena estimación de la longitud efectiva de rótula plástica se puede obtener de las siguientes expresiones:

$$l_p = 0.08l + 0.022d_b f_y \quad \text{MPa} \quad (2.18 \text{ a})$$

$$l_p = 0.08l + 0.15d_b f_y \quad \text{Ksi} \quad (2.18 \text{ b})$$

Para proporciones típicas de vigas y columnas, estas ecuaciones resulta en valores de $l_p \approx 0.5h$, donde h es el peralte de la sección.

La longitud equivalente de la rótula plástica l_p debe distinguirse de la región de plasticidad sobre la cual requerimientos especiales del refuerzo deben proporcionarse para asegurar capacidad de rotación inelástica confiable.

2.6 Relaciones de ductilidad

Una característica en el concepto del diseño por capacidad es el nivel de **ductilidad** de la estructura, expresado por el factor de ductilidad. La necesidad de contar con la ductilidad está basada en la metodología que confía en la disipación de energía por acción inelástica para resistir adecuadamente un sismo severo. Un sistema se considera dúctil cuando es capaz de experimentar deformaciones substanciales bajo carga constante, sin sufrir daños excesivos o pérdida de resistencia bajo ciclos repetidos de carga y descarga. Esta característica es indispensable en edificios de resistencia moderada si es que se quiere asegurar su supervivencia.

Ductilidad es definida como el cociente entre el desplazamiento total cuando la falla es eminente (desplazamiento último), Δ_u , y el desplazamiento en el inicio de la fluencia, Δ_y .

Los parámetros Δ_u y Δ_y pueden representar desplazamiento, curvatura, rotación, deformación o deflexión.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} > 1 \quad (2.19)$$

El límite a la ductilidad, Δ_u , típicamente corresponde a un límite especificado a la degradación de resistencia. Aunque alcanzando este límite es a veces denominado *falla*, significantes deformaciones adicionales inelásticas pueden ser posibles sin colapso estructural.

Este parámetro se puede determinar bajo diferentes metodologías como las establecidas por los documentos ATC 19 para diferentes niveles de desempeño de la edificación: totalmente elástica, parcialmente dúctil y totalmente dúctil.

2.6.1 Ductilidad por curvatura

Los orígenes más comunes y deseables de las deformaciones inelásticas estructurales son las rotaciones en posibles rótulas plásticas. Por tanto, es útil relacionar rotaciones de secciones por unidad de longitud (es decir curvatura) con sus respectivos momentos flectores.

La máxima ductilidad por curvatura es expresada así:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (2.20)$$

donde:

ϕ_u : es la máxima curvatura esperada a ser obtenida

ϕ_y : es la curvatura de fluencia

a. Curvatura de fluencia

Las estimaciones de ductilidad requerida están basadas en las relaciones supuestas entre la ductilidad y factores de reducción de fuerza. Tales relaciones están basadas invariablemente en una aproximación elasto-plástica o bilineal de la respuesta estructural fuerza-desplazamiento. Consecuentemente, es esencial que cuando se quiere evaluar la

capacidad de ductilidad, la respuesta estructural, en términos de la característica momento-curvatura, sea similarmente aproximada por una relación elasto-plástica o bilineal. Esto significa que la curvatura de fluencia ϕ_y necesariamente no coincidirá con la primera fluencia del refuerzo en tensión, el cual generalmente ocurrirá en una curvatura algo menor ϕ_y' , particularmente si el refuerzo es distribuido alrededor de la sección como sería el caso para una columna.

Es apropiado definir la pendiente de la porción elástica de la respuesta equivalente elasto-plástica por la rigidez secante en la primera fluencia.

Para este caso típico, la curvatura de primera fluencia ϕ_y' , es dado de la figura 2.7 (b) como:

$$\phi_y' = \frac{\epsilon_y}{(d - c_y)} \quad (2.21)$$

donde:

$$\epsilon_y = f_y / E_s$$

c_y : es el correspondiente peralte del eje neutro

Extrapolando linealmente al momento ideal M_i , como se muestra en la figura 2.7 (a), la curvatura de fluencia ϕ_y es igual:

$$\phi_y = \frac{M_i}{M_i'} \phi_y' \quad (2.22)$$

Si la sección tiene una cuantía de refuerzo muy alto, o es sometido a carga axial alta, alta deformación de compresión del concreto puede desarrollarse antes de que la primera fluencia del refuerzo ocurra. Para tales casos, la curvatura de fluencia estaría basada en deformaciones de compresión.

$$\phi_y' = \frac{\epsilon_c}{c_y} \quad (2.23)$$

donde ϵ_c es tomado como 0.0015.

Una aproximación aceptable para secciones de vigas es calcular deformaciones del acero y fibras extremas del concreto, y por tanto la curvatura ϕ_y' , basada en análisis

convencionales elástico en un momento de $M_i' = 0.75 M_i$, proporcionando de esta manera una curvatura equivalente de fluencia $\phi_y = 1.33\phi_y'$

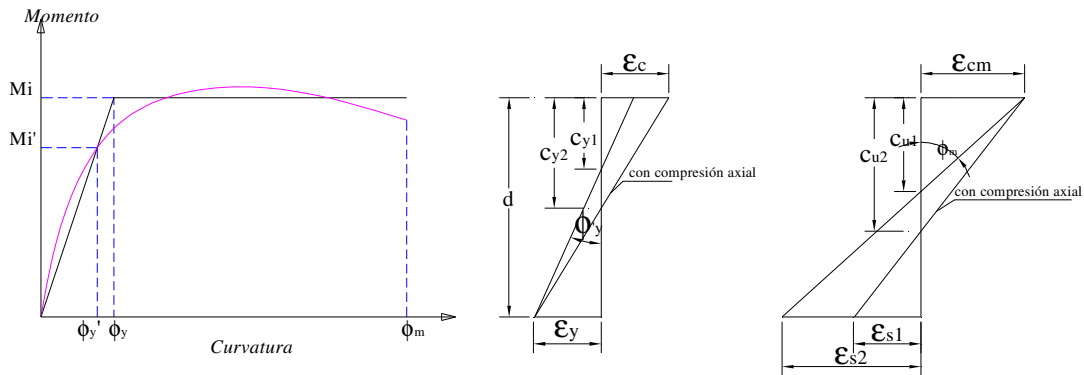


Fig. 2.7 Definición de la ductilidad por curvatura [18]

b. Curvatura máxima

La máxima curvatura obtenible de una sección, o curvatura última, es normalmente controlada por la máxima deformación por compresión ϵ_{cu} en la fibra extrema, puesto que la capacidad de ductilidad de deformación del acero es típicamente alta. Esta curvatura se puede expresar como:

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{c_u} \quad (2.24)$$

donde:

c_u : es el peralte al eje neutro en curvatura última.

Para el propósito de estimar la curvatura última, la máxima deformación de compresión del concreto en la fibra extrema de una viga no confinada, columna o muro se puede asumir 0.003, según el ACI. Sin embargo, deformaciones de compresión mucho más grandes se pueden obtener cuando el concreto comprimido es adecuadamente confinado. En tales situaciones, la contribución de cualquier concreto fuera del núcleo confinado, el cual puede estar sometido a deformaciones de compresión en exceso de 0.003, debe ser omitida. Esto generalmente implica pérdida de pedazos del recubrimiento del concreto.

c. Factores afectando la ductilidad por curvatura

El parámetro más crítico en la ductilidad por curvatura es la deformación de compresión última ϵ_{cm} . Otros parámetros importantes son fuerza axial, resistencia de compresión, y resistencia de fluencia del refuerzo.

- *Fuerza axial*

Como se muestra en la figura 2.7 (b) y (c), la presencia de compresión axial incrementará el peralte de la zona de compresión en estado de primera fluencia (c_{y2}) y estado último (c_{u2}). Comparando con condiciones sin fuerza axial (c_{y1} y c_{u1}) se observa que la presencia de compresión axial incrementa la curvatura de fluencia ϕ_y , y decrementa la curvatura última ϕ_u .

Consecuentemente, la compresión axial puede grandemente reducir la capacidad de ductilidad de la curvatura disponible de una sección. Como un resultado, la pérdida de recubrimiento del concreto se espera en una etapa más temprana con columnas dúctiles que con vigas, y la necesidad de un mayor confinamiento es obvia. Recíprocamente, la presencia de fuerza de tensión axial incrementa la capacidad de ductilidad.

- *Resistencia de compresión del concreto*

Incrementada la resistencia de compresión del concreto tiene exactamente el efecto opuesto para fuerza de compresión axial; el peralte del eje neutro en estado de fluencia y último son ambos reducidos. Por consiguiente, la curvatura de fluencia se reduce y se incrementa la curvatura última. Así el incremento de la resistencia a compresión es un medio eficaz para incrementar la capacidad de ductilidad de la curvatura de la sección.

- *Resistencia de fluencia del refuerzo*

Si la fuerza de fluencia requerida es proporcionada por un área reducida del refuerzo de resistencia a la fluencia superior, la curvatura última no será afectada a menos que la deformación del acero asociada exceda la más baja deformación última a tensión del acero.

Sin embargo, la deformación de fluencia incrementada ε_y significa que la curvatura de fluencia será incrementada. Por consiguiente la ductilidad de curvatura será menor para aceros de alta resistencia.

2.6.2 Ductilidad por desplazamiento

La cantidad más conveniente para evaluar la ductilidad impuesta sobre una estructura por un sismo es el desplazamiento. La ductilidad por desplazamiento es igual a:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2.25)$$

donde:

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p$$

Δ_y : desplazamiento de fluencia

Δ_p : desplazamiento plástico

Estas componentes de la deflexión lateral total Δ_u se muestran en la figura 2.6 (d).

Para sistemas aporticados la deflexión total usada es comúnmente la del nivel superior. La ductilidad asociada con el máximo desplazamiento anticipado Δ_u es de particular interés en el diseño. Igualmente, si es que no son más importantes, son los factores de ductilidad del desplazamiento μ_{Δ} que relacionan las distorsiones de entrepiso.

2.6.3 Relaciones entre ductilidades por curvatura y por desplazamiento

El factor de ductilidad por curvatura es bastante grande en muchos casos, aunque es importante reconocer que hay una diferencia significativa entre la ductilidad por desplazamiento y la ductilidad por curvatura. Ello se debe a que una vez que ha comenzado la fluencia del pórtico, las deformaciones se concentran en las posiciones de la rótula plástica; en consecuencia, cuando un pórtico se deflexiona lateralmente en el intervalo inelástico, la ductilidad por curvatura requerida en una rótula plástica puede ser mayor que la ductilidad por desplazamiento.

La relación entre la ductilidad por curvatura y la ductilidad por desplazamiento se puede ilustrar en un caso simple con referencia a la viga de voladizo con una carga en el extremo en la figura 2.6. De acuerdo a la ecuación 2.15, se puede determinar la deflexión en el extremo libre de la viga tomando momentos del diagrama de curvatura alrededor del extremo empotrado:

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p \quad (2.26a)$$

$$\Delta_y = \frac{\phi_y l}{2} \frac{2l}{3} \quad (2.26b)$$

$$\Delta_u = \left(\frac{\phi_y l}{2} \frac{2l}{3} \right) + (\phi_u - \phi_y) l_p (l - 0.5l_p)$$

Entonces la ductilidad de desplazamiento es igual a:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \left(\frac{\phi_u - \phi_y}{\phi_y} \right) \frac{l_p (l - 0.5l_p)}{l^2/3} \quad (2.27)$$

Recíprocamente, la ductilidad de curvatura sería igual a:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{l^2 (\mu_\Delta - 1)}{3l_p (l - 0.5l_p)} \quad (2.28)$$

Por ejemplo, si $\mu_\Delta = 4$ y $l_p/l = 0.10$, $\mu_\phi = 10.5$

CAPITULO III

RIGIDEZ EFECTIVA DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

3.1 Introducción

Debido a que muchos códigos no precisan la rigidez efectiva que se debe considerar en los elementos de concreto armado para el análisis sísmico, se considera muchas veces la sección no agrietada de los elementos para el cálculo de la rigidez de la estructura; siendo esto inapropiado debido a que el agrietamiento puede ocurrir sólo bajo cargas de gravedad en los elementos críticos como las vigas. Incluso si ningún agrietamiento previo ha ocurrido antes del nivel de diseño de excitación sísmica (considerado improbable, puesto que con toda probabilidad este nivel de diseño de excitación sísmica ha sido precedido por un número de eventos de menor intensidad), el agrietamiento ocurrirá tempranamente, y la rigidez se reducirá rápidamente. La rigidez no agrietada nunca será totalmente recuperada durante, o después de la respuesta sísmica, y así no es una estimación útil de la rigidez efectiva [22].

Priestley (2003) [22] indica que usando un análisis modal con rigideces de secciones no agrietadas para los diferentes elementos es imposible obtener fuerzas sísmicas precisas, incluso dentro del rango elástico de respuesta. Los periodos elásticos calculados probablemente están errados, y más aún, la distribución de fuerzas a través de la estructura, la cual depende de la rigidez relativa de los elementos, puede estar excesivamente equivocada. Para un análisis no lineal, una estimación exacta de la rigidez de los elementos es requerido para estimar confiablemente el desplazamiento de fluencia que a su vez, afecta las demandas de ductilidad de desplazamiento.

Además se sabe que cuando los elementos estructurales de un pórtico están sometidos a acciones sísmicas exhiben momentos invertidos a lo largo de su longitud, produciendo agrietamientos de flexión en cada extremo y quizás una región central no agrietada. Por tanto, el momento de inercia I variará a lo largo de la longitud. En cada sección, el momento de inercia I estará influenciado por la magnitud y signo del momento y la cuantía

de refuerzo, así como por la geometría de la sección y la carga axial. Existen otros factores que causarán más variaciones de la rigidez de los elementos, como: los efectos de la tracción del concreto entre las secciones agrietadas y secciones entre grietas; agrietamiento diagonal de un elemento debido al cortante; intensidad y dirección de la carga axial; y cargas cíclicas invertidas [20].

En términos de esfuerzos de diseño, es impráctico evaluar las propiedades de varias secciones transversales en cada elemento de un edificio aporricado de varios pisos, y se debe adoptar un valor promedio razonable, de tal forma que la falta de precisión en las fuerzas calculadas de los elementos no afecte la seguridad de la estructura cuando está sometida a excitaciones sísmicas. Así, estimando la rigidez de flexión de un elemento, debe suponerse un promedio de EI , aplicable a la longitud entera de un elemento prismático.

Por lo expuesto anteriormente, algunos códigos hacen algún reconocimiento de la influencia del agrietamiento. Consideran la rigidez agrietada EI_e como una proporción de la rigidez de la sección no agrietada EI_g , especificando factores de reducción para ser aplicados a la rigidez de sección no agrietada.

Sin embargo, Priestley(2003) [22] en su reciente estudio indica que los factores de reducción propuestos por estos códigos son claramente un mejoramiento sobre el uso de los valores de la sección no agrietada, pero todavía es inadecuado para representar la rigidez a un grado de precisión adecuada para justificar un análisis modal, puesto que la influencia de la cuantía de refuerzo de flexión y de la carga axial no son incluidas; y por tanto, sin tener en cuenta que hipótesis es hecha, las rigideces de los elementos son asumidas independientes de la resistencia a la flexión, lo cual no es válido. Priestley(2003) [22] indica que evidencias experimentales y resultados analíticos detallados han demostrado que la curvatura de fluencia es independiente de la resistencia; y por tanto, la rigidez es directamente proporcional a la resistencia de la fluencia con una curvatura de fluencia constante.

Para propósitos de este trabajo se ha seguido el planteamiento sugerido por Priestley (2003) [22] con el objeto de comparar los resultados obtenidos con este planteamiento con

los resultados obtenidos con los factores de reducción propuestos por los códigos y luego hacer un balance entre exactitud y simplicidad.

3.2 Factores de reducción propuestos por diferentes códigos

El procedimiento común para tomar en cuenta todo lo antes mencionado sobre la rigidez es reducir el momento de inercia de la sección no agrietada I_g para obtener un momento equivalente de inercia, I_e . Entre los códigos que indican estos factores de reducción son:

3.2.1 Código de diseño de concreto armado de Nueva Zelanda [14]

Los factores de reducción indicados por el código de concreto armado de Nueva Zelanda se ajustan para diferentes tipos de elementos estructurales:

- Vigas $0.35 I_g$
- Columnas $0.40 - 0.70 I_g$

3.2.2 Reglamento para concreto estructural ACI 318S-05 [28]

Los factores de reducción del momento de inercia de la sección no agrietada son listados como valores permitidos para ser usados cuando se está haciendo un análisis de segundo orden (momentos magnificados), pero también son generalmente usados como una aproximación razonable (dependiendo del nivel de carga) cuando se está haciendo un análisis general elástico de primer orden de los pórticos para evaluar los desplazamientos laterales relativos del entrepiso. Así los factores especificados son:

- Vigas $0.35 I_g$
- Columnas $0.70 I_g$
- Muros – no agrietados $0.70 I_g$
– agrietados $0.35 I_g$

3.2.3 Federal Emergency Management Agency FEMA 356 Seismic Rehabilitation Guidelines (ASCE 2000) [11]

FEMA 356 (ASCE 2000), establece que las componentes de la estructura deben ser modeladas con rigidez elástica lineal, correspondiente al valor secante para el nivel de

fluencia. La siguiente tabla ha sido tomada para las especificaciones y da los factores de reducción de rigidez de FEMA 356.

Tabla 3.1 Rigidez efectiva de elementos en FEMA 356

Componente	Rigidez de flexión	Rigidez de corte	Rigidez axial
Vigas no pre-esforzadas	$0.50 E_c I_g$	$0.40 E_c A_w$	-
Vigas pre-esforzadas	$E_c I_g$	$0.40 E_c A_w$	-
Columnas con compresión debidas a las cargas de diseño de gravedad $\geq 0.5f'cA_g$	$0.70 E_c I_g$	$0.40 E_c A_w$	$E_c A_g$
Columnas con compresión debidas a las cargas de diseño de gravedad $\leq 0.3f'cA_g$ o con tensión	$0.50 E_c I_g$	$0.40 E_c A_w$	$E_c A_s$
Muros no agrietados	$0.80 E_c I_g$	$0.40 E_c A_w$	$E_c A_g$
Muros agrietados	$0.50 E_c I_g$	$0.40 E_c A_w$	$E_c A_g$

3.2.4 Factores de reducción Paulay y Priestley (1992) [20]

Los factores dados en Paulay y Priestley (1992) da rangos de valores para vigas rectangulares, formas T y L, y para columnas dependiendo de la carga axial en compresión y/o tensión.

Tabla 3.2 Momento de inercia efectivo de elementos (Paulay y Priestley, 1992)

Elemento	Rango de I_e	I_e recomendado
Vigas rectangulares	$0.30-0.50 I_g$	$0.40 I_g$
Vigas T y L	$0.25-0.45 I_g$	$0.35 I_g$
Columnas		
$P > 0.5f'cA_g$	$0.70-0.90 I_g$	$0.80 I_g$
$P = 0.2f'cA_g$	$0.50-0.70 I_g$	$0.60 I_g$
$P = -0.05f'cA_g$	$0.30-0.50 I_g$	$0.40 I_g$

Considerando que la carga axial para los elementos afecta la reducción en rigidez asignada, una aproximación para las fuerzas axiales sísmicas sobre las columnas exteriores se requiere para chequear posible fuerza de tracción a estas columnas. Es recomendable tomar la combinación de 1.1 DL (carga de gravedad permanente) para las columnas más la carga axial de los efectos sísmicos de volteo en cálculo de la carga axial. Paulay y Priestley recomendaron la siguiente fórmula para el cálculo de la carga axial sísmica para un pórtico plano regular, basado en una distribución triangular invertida de las fuerzas laterales.

$$P_i = \frac{V_{bf} l_c}{j l} \sum_i^n \left[1 - \left(\frac{i}{n} \right)^2 \right] \quad (3.1)$$

donde:

- P_i : es la carga axial sísmica en el nivel i
- n : número de niveles del pórtico
- j : número de luces aproximadamente iguales
- V_{bf} : es la cortante basal del pórtico
- l_c : es la altura constante de entrepiso
- l : es la longitud de luz

Todos estos factores son considerados como independientes de la resistencia de la sección porque no toman en cuenta la cuantía de refuerzo; y algunos códigos no toman en cuenta la carga axial.

3.3 Evaluación de la rigidez de la sección a partir de la relación momento-curvatura

La rigidez de la sección puede evaluarse a partir de la relación momento-curvatura de acuerdo la ecuación de la viga:

$$EI = \frac{M_N}{\phi_y} \quad (3.2)$$

donde:

- M_N : es la capacidad de momento nominal de la sección
- ϕ_y : curvatura de fluencia de la representación equivalente bilineal de la curva momento-curvatura

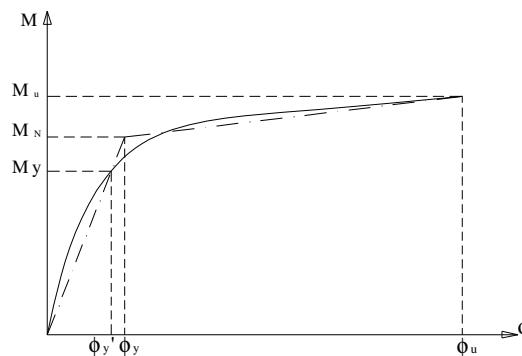


Fig. 3.1 Relación momento-curvatura y aproximación Bi-Lineal

Se ha aceptado por la comunidad de investigación que la linealización de la relación momento-curvatura está dada por un segmento elástico inicial que atraviesa "la primera fluencia", y extrapolado para la resistencia nominal de flexión, M_N , y un segmento de post fluencia conectado a la resistencia y curvatura última.

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

La resistencia nominal de flexión, M_N se desarrolla cuando la deformación de la fibra extrema de compresión alcanza un valor de 0.004, o la deformación de tracción del refuerzo alcanza 0.015, la que ocurra primero. Así la curvatura de fluencia está dada por la siguiente expresión:

$$\phi_y = \frac{M_N}{M_y} \phi'_y \quad (3.3)$$

La rigidez de los elementos depende de la distribución de la curvatura a lo largo de la longitud total del elemento, no sólo en la sección crítica donde la fluencia ocurrirá. Sin embargo, la evidencia experimental indica que basando la rigidez del elemento sobre la hipótesis que la curvatura varía linealmente con el momento a lo largo del elemento es adecuadamente aproximada. También, después de uno o dos ciclos en o cerca a la fluencia, la respuesta de momento curvatura de todas las secciones agrietadas en fluencia se aproximan linealmente, $\phi = M/EI$. La figura 3.2 ilustra lo antes mencionado.

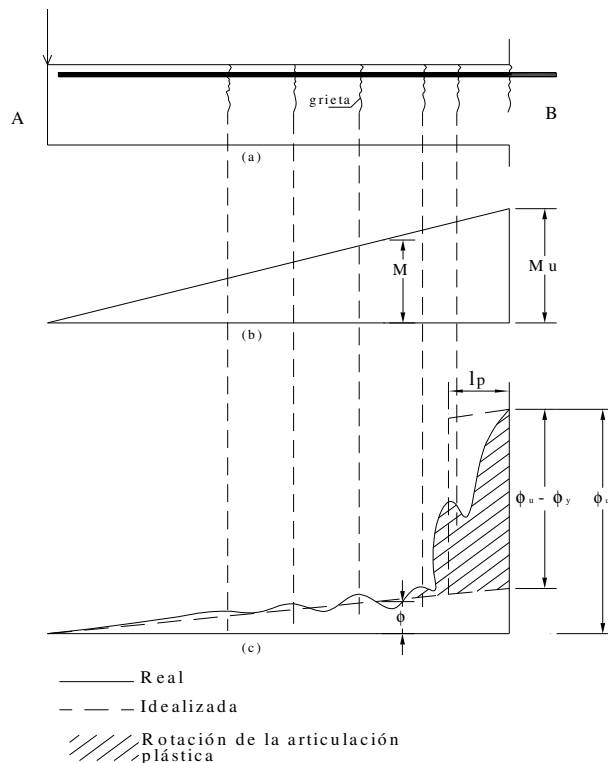


Fig. 3.2 Distribución de curvatura a lo largo de una viga bajo momento último (a) Viga (b) Diagrama de momento flexionante (c) Diagrama de curvatura

3.4 Hipótesis de la rigidez de la sección independiente de la resistencia

La ecuación 3.2 revela que la hipótesis común de diseño que la rigidez del elemento es independiente de la resistencia implica que la curvatura de fluencia sea directamente proporcional a la resistencia de flexión, M_N .

$$\phi_y = \frac{M_N}{EI} \quad (3.4)$$

Esta hipótesis es ilustrada en la figura 3.3. La consecuencia de esta hipótesis en el diseño sísmico convencional es que la rigidez de la estructura puede predecirse al principio del diseño considerando las propiedades de la sección no agrietada o las propiedades de la sección efectiva y así calcularse el período de vibración. Posteriormente, este periodo se usa para obtener la aceleración espectral de diseño, y luego proporcionar la resistencia requerida de la estructura para las fuerzas laterales asociadas. Esto simplifica grandemente

el proceso de diseño, pero como muestra Priestley (2003) [22], la hipótesis inicial de rigidez independiente de la resistencia es de hecho equivocada.

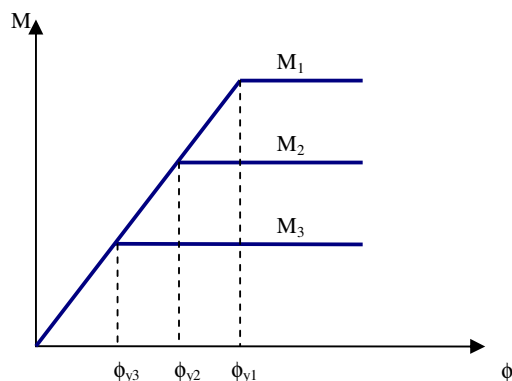


Fig. 3.3 Hipótesis de diseño – rigidez independiente de resistencia, Priestley (2003) [22]

3.5 Hipótesis de la rigidez de la sección dependiente de la resistencia

Recientes investigaciones (Priestley y Kowalsky 2000, Priestley, 2003) han demostrado a través de resultados experimentales y cálculos analíticos detallados que la rigidez actualmente no puede ser supuesta independiente de la resistencia. Al contrario, se ha encontrado que la curvatura de fluencia de los elementos es efectivamente independiente de la resistencia y se puede tomar como una constante para dimensiones conocidas de la sección. Por tanto, se puede deducir que la rigidez es directamente proporcional a la resistencia de flexión como se muestra en la ecuación (3.2). Esta relación correcta es ilustrada en la Fig. 3.4.

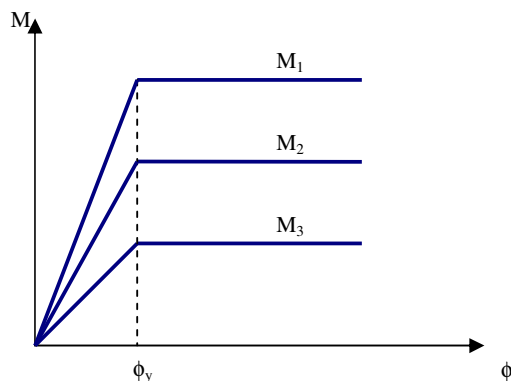


Fig. 3.4 Hipótesis de rigidez dependiente de la resistencia – curvatura de fluencia constante, Priestley(2003) [22]

El resultado final de estas conclusiones es que no es posible ejecutar un análisis preciso de los periodos elásticos estructurales o de la distribución elástica de resistencia requerida a través de la estructura hasta que las resistencias finales de los elementos hayan sido determinadas. Esto implica que el diseño sísmico convencional basado en la rigidez elástica de los elementos y consideraciones basadas en fuerza debe ser un proceso iterativo donde las rigideces de los elementos son actualizadas en cada iteración.

Asimismo Priestley (2003) [22] indica que la curvatura de fluencia puede ser encontrada a partir de las propiedades geométricas de los elementos:

$$\text{- Columnas circulares} \quad \phi_y = 2.25\varepsilon_y / D \quad (3.5a)$$

$$\text{- Columnas rectangulares} \quad \phi_y = 2.10\varepsilon_y / h_c \quad (3.5b)$$

$$\text{- Muros rectangulares en volado} \quad \phi_y = 2.00\varepsilon_y / l_w \quad (3.5c)$$

$$\text{- Vigas de sección T} \quad \phi_y = 1.70\varepsilon_y / h_b \quad (3.5d)$$

Estas ecuaciones pueden ser intuitivamente aceptadas, cuando uno considera que en una sección en fluencia el refuerzo en ambos extremos de la sección probablemente está en o cerca de la fluencia.

Estas expresiones fueron encontradas a partir de un estudio analítico en donde se compara la curvatura de fluencia adimensional encontrada en diferentes curvas momento-curvatura con diferentes relaciones de carga axial $Nu/f'_c A_g$ y se observa que la curvatura de fluencia adimensional es comparativamente insensible para variaciones de carga axial y cuantías de refuerzo; y por tanto es insensible a la capacidad del momento.

La curvatura adimensional es definida para columnas rectangulares como: $\phi_{Dy} = \phi_y h_c / \varepsilon_y$, de la misma forma se puede obtener para los otros tipos de elementos. Los factores que aparecen en las expresiones de las curvaturas de fluencia son los promedios de la curvatura adimensional que se obtuvieron en el estudio analítico para diferentes elementos. Estos factores pueden variar en +/- 10% del valor promedio indicado, lo cual se debe a las diferentes cuantías de refuerzo y carga axial.

3.6 Estudio analítico de la rigidez de fluencia

▪ Columnas rectangulares

Un estudio de la rigidez de fluencia de columnas rectangulares ha sido realizado por Priestley (2003). Curvas momento-curvatura fueron calculadas para una gran columna cuadrada con refuerzo de flexión distribuido de modo uniforme bajo varios niveles de refuerzo y carga axial. Los resultados muestran que hay una estrecha influencia de la razón de carga axial y refuerzo sobre la capacidad de momento, pero la curvatura efectiva de fluencia de la aproximación equivalente bilineal para la relación momento-curvatura muestra insignificante variación por las razones antes mencionadas. Una selección de curvas momento-curvatura calculadas es mostrada en la figura 3.5 para dos niveles de cuantía de refuerzo, y un rango de relaciones de carga axial.

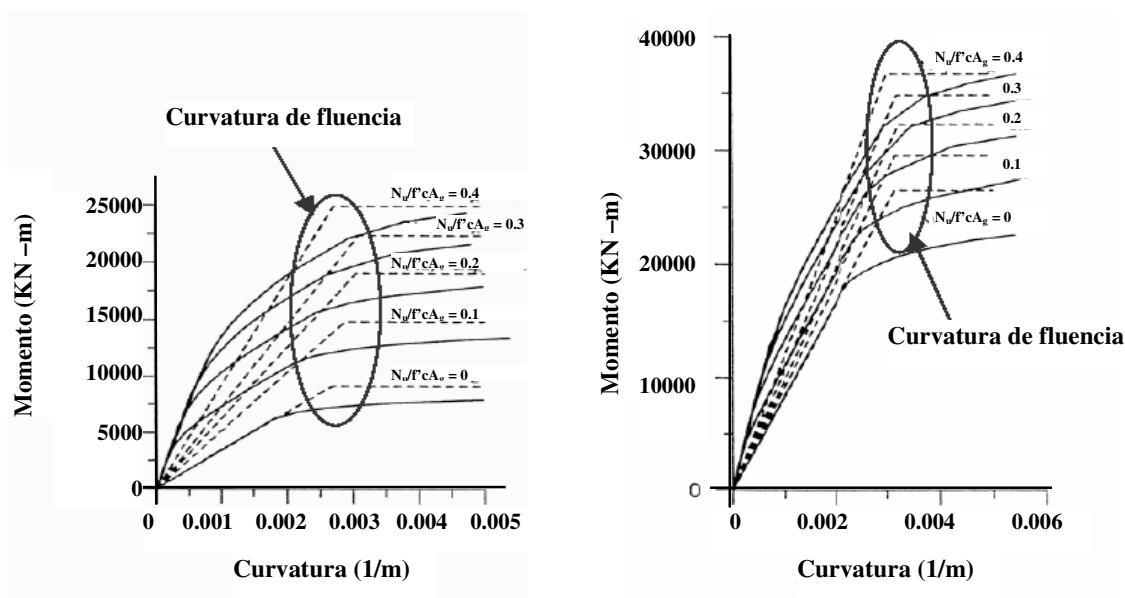


Fig. 3.5 Curvas momento-curvatura para columna rectangular para diferentes cuantías, Priestley (2003) [22]

Desde los resultados de los gráficos bi-lineales de momento-curvatura, curvas de relación de rigidez, calculadas como $EI/EI_g = M_N/\phi_y EI_g$, fueron graficadas contra las relaciones de carga axial $N_u/f_c A_g$, para cada cuantía de refuerzo considerado (ver figura 3.6.)

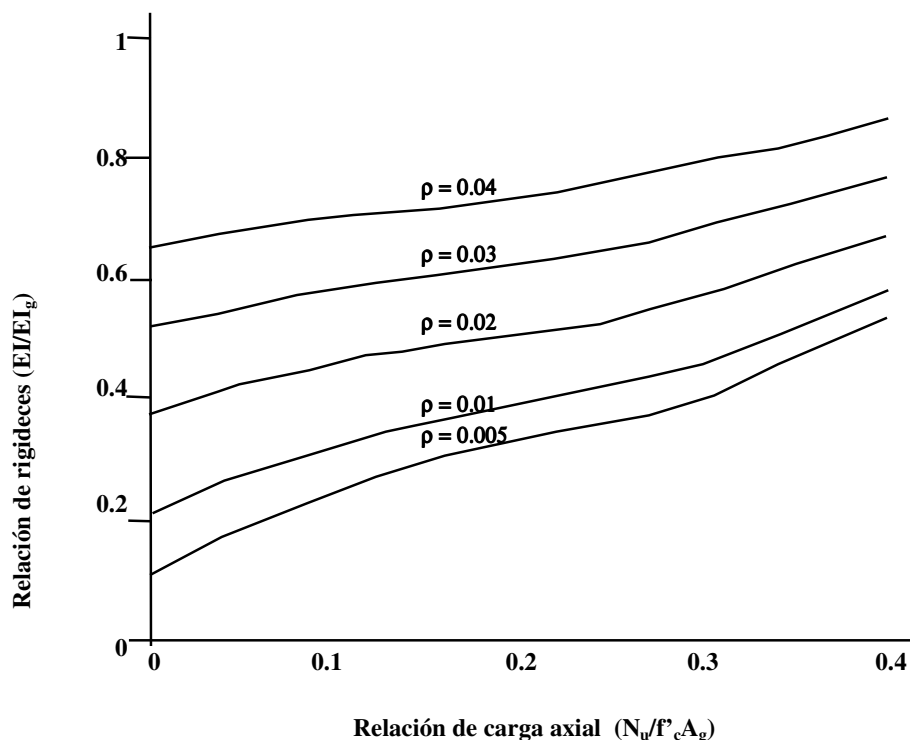


Fig. 3.6 Rigidez efectiva de columnas rectangulares, Priestley (2003) [22]

El autor menciona que los resultados adimensionales de esta figura pueden ser aplicados a otras resistencias de materiales y tamaños de columnas; proporcionando los EI_g de estas columnas se calcula la rigidez efectiva. Se pueden esperar pequeños errores cuando se usan pequeñas dimensiones de columnas y cuando la relación de recubrimiento a las dimensiones del núcleo es significativamente mayor que la aplicada a los datos presentados. También se advierte que los resultados no deben ser usados para predecir la rigidez de secciones con concretos de alta resistencia o refuerzo.

▪ Vigas T y rectangulares

Para investigar la influencia del contenido del refuerzo sobre la curvatura de fluencia y rigidez efectiva de vigas, Priestley (2003) muestra los siguientes resultados en la Tabla 3.3 para una viga T sin tener en cuenta la deformación por endurecimiento. Para el cálculo de la rigidez, es apropiado promediar la rigidez efectiva para la flexión positiva y negativa debido al cambio de signo del momento bajo condiciones de carga sísmica.

Tabla 3.3 Curvaturas de fluencia y rigidez efectiva para diferentes cuantías de refuerzo, Priestley (2003) [22]

Refuerzo	Ubicación	fy = 300 MPa				fy = 400 MPa			
		ϕ_y (m ⁻¹)	$h_b\phi_y/\epsilon_y$	M _N (KN-m)	I/I _g	ϕ_y (m ⁻¹)	$h_b\phi_y/\epsilon_y$	M _N (KN-m)	I/I _g
0.82% capa simple superior e inferior	Negativo	0.00414	1.66	244	0.170	0.00524	1.57	324	0.151
	Positivo	0.00388	1.55	256	0.190	0.00495	1.49	340	0.173
	Promedio	0.00401	1.61		0.180	0.00510	1.53		0.162
1.54% capa simple superior e inferior	Negativo	0.00444	1.78	447	0.291	0.00571	1.71	591	0.299
	Positivo	0.00390	1.56	469	0.347	0.00498	1.49	622	0.361
	Promedio	0.00417	1.67		0.319	0.00535	1.60		0.330
2.2% capa simple superior e inferior	Negativo	0.00465	1.86	632	0.392	0.00608	1.83	838	0.397
	Positivo	0.00388	1.55	661	0.492	0.00513	1.54	877	0.493
	Promedio	0.00427	1.77		0.442	0.00561	1.69		0.445
2.2% doble capa superior e inferior	Negativo	0.00495	1.98	590	0.342	0.00654	1.96	795	0.350
	Positivo	0.00431	1.72	646	0.433	0.00536	1.61	851	0.458
	Promedio	0.00463	1.85		0.388	0.00595	1.78		0.404
2.2% doble capa superior, 1.1% capa simple inferior	Negativo	0.00525	2.10	603	0.331	0.00703	2.11	778	0.320
	Positivo	0.00366	1.46	354	0.279	0.00487	1.46	465	0.276
	Promedio	0.00446	1.78		0.305	0.00595	1.78		0.298

La curvatura adimensional de fluencia promedio según estos resultados sería $1.70 \pm 10\%$.

Para vigas se sección rectangular en lugar de T, los resultados del momento flector negativo es aplicable para ambos refuerzos negativo y positivo, resultando valores promedios de la curvatura adimensional cerca de 10% mayor a 1.70. De esta manera, la relación de rigidez efectiva es muy dependiente de la cantidad de refuerzo, aunque la carga axial no se considera relevante para vigas en el diseño de pórticos.

3.7 Estimación del periodo, distorsión máxima y demandas de ductilidad

Los periodos obtenidos del análisis sísmico teniendo en cuenta el planteamiento de Priestley (2003) son mayores a los periodos obtenidos considerando la rigidez de la sección no agrietada de los elementos. Haciendo una relación de estos periodos, se tiene que el periodo según el planteamiento de Priestley es igual a:

$$T_2 = \frac{T_1}{\sqrt{K_e/K_g}} \quad (3.6)$$

donde:

T_1 : periodo sin tener en cuenta el agrietamiento

T_2 : periodo teniendo en cuenta el planteamiento de Priestley

K_e : rigidez efectiva de la edificación según el planteamiento de Priestley

K_g : rigidez de la edificación sin tener en cuenta el agrietamiento

Por consiguiente, la distorsión máxima encontrada usando la rigidez efectiva real es mayor y muchas veces mayor a la distorsión límite indicada por los códigos.

Si una edificación es diseñada en base a la rigidez de las secciones no agrietadas, se tendría una edificación de bajos periodos y con una cortante basal aparentemente alta, la consecuencia no es un diseño conservador, sino una edificación que en realidad tendrá distorsiones altas y mayormente inaceptables.

Además, la ductilidad de desplazamiento de la edificación será menor, puesto que al ser diseñada la edificación para una cortante basal, V_{Eg}/R , mayor a la que debería ser diseñada, V_{Ee}/R , el desplazamiento de fluencia, δ_{y2} , será mayor al desplazamiento de fluencia si hubiese sido diseñada para una menor cortante basal, δ'_{y2} ; y por consiguiente la ductilidad tenderá a disminuir, ver figura 3.7.

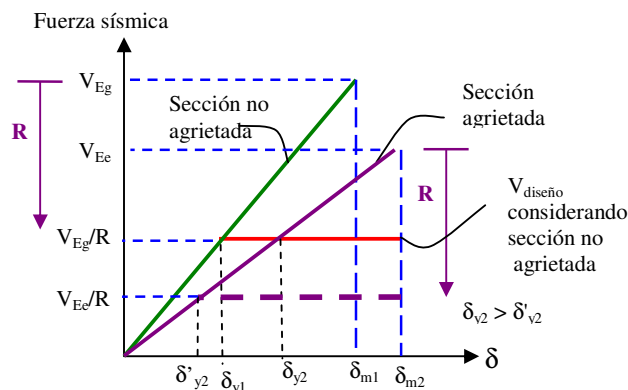


Fig. 3.7 Relación de fuerza cortante de diseño y desplazamiento

La distorsión de fluencia real será igual a:

$$\delta_{y2} = \frac{\delta_{y1}}{K_e/K_g} \quad (3.7)$$

La máxima distorsión real se puede calcular teniendo en cuenta que el espectro de desplazamientos es directamente proporcional al periodo, lo cual surge como consecuencia de considerar que el espectro de aceleración se basa en la hipótesis de un espectro de velocidad constante.

$$S_v = \frac{S_a}{\omega} = \frac{S_a T}{2\pi} = cte \quad (3.8 \text{ a})$$

$$S_v = \omega S_D = \frac{2\pi}{T} S_D \quad (3.8 \text{ b})$$

$$S_D = \frac{T}{2\pi} S_v \quad (3.8 \text{ c})$$

Por consiguiente, la relación de los máximos desplazamientos entre considerar la sección no agrietada y la sección agrietada de los elementos estructurales es igual a:

$$S_{D2} = \frac{T_2}{T_1} S_{D1} \quad (3.9)$$

y la distorsión máxima real, igual a:

$$\delta_{m2} = \frac{T_2}{T_1} \delta_{m1} \quad (3.10)$$

3.8 Aplicación del estudio de Priestley (2003) sobre la edificación en estudio

Se elaboraron las curvas momento-curvatura de los principales elementos estructurales de la edificación en estudio para diferentes cuantías de refuerzo, usando el programa UCFyber [7], cabe indicar que los resultados fueron comparados con programas elaborados en hojas de cálculo.

A partir de la aproximación bi-lineal de la relación momento-curvatura, como se explicó anteriormente, se calculó la rigidez efectiva usando la siguiente expresión:

$$EI = \frac{M_y}{\phi_y'} \quad (3.11)$$

y las curvaturas de fluencia, con la ecuación 3.3:

$$\phi_y = \frac{M_N}{M_y} \phi_y'$$

También se encontraron las curvaturas de fluencia de cada elemento estructural usando las expresiones indicadas en la sección 3.5 para comparar con las encontradas con la ecuación 3.3, la cual toma los valores de las curvas momento-curvatura.

Las expresiones de la sección 3.5 son de mucha utilidad para encontrar la rigidez efectiva sin necesidad de elaborar las curvas momento-curvatura, sobre todo para las vigas; ya que, conociendo del análisis el momento resistente de la viga $M_N = Mu/\phi$, se puede encontrar la rigidez efectiva con la ecuación 3.2 después de varias iteraciones.

Las propiedades necesarias del concreto y del acero para la elaboración de las curvas momento-curvatura son:

CONCRETO

- Resistencia a la compresión : $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a la tracción : $f_t = 2*\sqrt{f'_c} = 28.96 \text{ kg/cm}^2$
- Deformación en el máximo esfuerzo: $\epsilon_{co} = 0.002$
- Deformación en el aplastamiento : $\epsilon_{cu} = 0.004$ (según Priestley)
- Módulo de elasticidad : $E_c = 15000*\sqrt{f'_c} = 217\,370 \text{ kg/cm}^2$

El modelo escogido para representar el comportamiento del concreto es el propuesto por Kent y Park (1971):

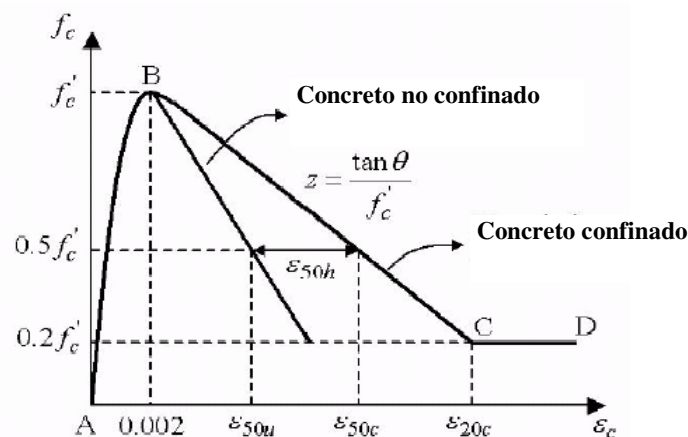


Fig. 3.8 Curva esfuerzo-deformación del concreto – Modelo propuesto por Kent y Park (1971)

ACERO

- Resistencia a la fluencia : $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a la fractura o última : $f_{su} = 5002 \text{ kg/cm}^2$
- Deformación en el inicio del endurecimiento: $\epsilon_{sh} = 0.025$

- Deformación en la fractura : $\epsilon_{su} = 0.120$
- Módulo de elasticidad : $E_s = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$

El modelo escogido para representar el comportamiento del acero es el modelo trilineal que a continuación se muestra:

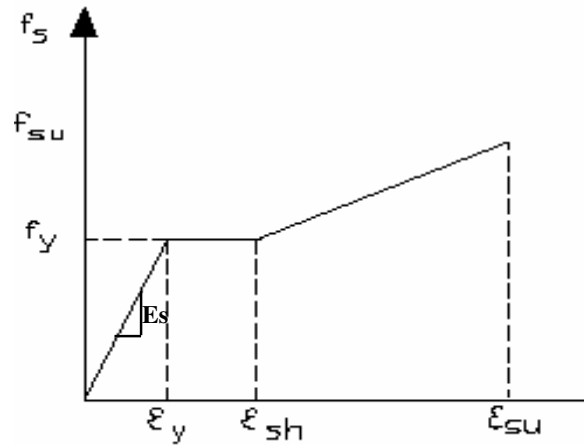


Fig. 3.9 Curva esfuerzo-deformación del acero – Modelo trilineal

- **Columna L**

Debido a que la carga sísmica se analiza en las dos direcciones principales X-Y, se elaboraron las curvas momento-curvatura para ambas direcciones; y debido a la sección asimétrica de la columna L, se elaboraron para ambos sentidos positivo y negativo.

Las cuantías de refuerzo que se toman en cuenta para la elaboración de estas curvas son: 1.00%, 1.55% y 2.03%; y las relaciones de carga axial $P/A_g f'_c$ son: 0.04, 0.07, 0.15 y 0.25.

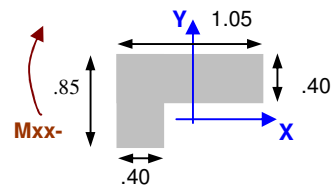
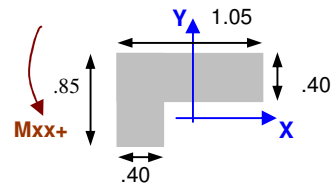
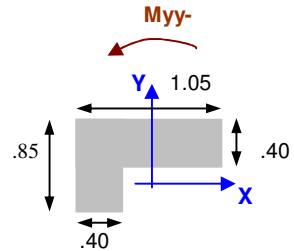
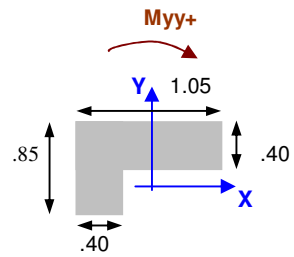
A continuación se muestran los factores de reducción o relaciones de rigidez EI/EI_g de la columna L para los siguientes casos:

Myy (+)				
Refuerzo	P/A _y f'c			
	0.04	0.07	0.15	0.25
1.00%	0.24	0.27	0.30	0.34
1.55%	0.32	0.34	0.37	0.40
2.03%	0.35	0.37	0.40	0.42

Myy (-)				
Refuerzo	P/A _y f'c			
	0.04	0.07	0.15	0.25
1.00%	0.23	0.29	0.33	0.34
1.55%	0.31	0.33	0.37	0.40
2.03%	0.35	0.37	0.40	0.43

Mxx (+)				
Refuerzo	P/A _y f'c			
	0.04	0.07	0.15	0.25
1.00%	0.25	0.29	0.33	0.35
1.55%	0.32	0.34	0.38	0.40
2.03%	0.36	0.37	0.40	0.43

Mxx (-)				
Refuerzo	P/A _y f'c			
	0.04	0.07	0.15	0.25
1.00%	0.23	0.25	0.30	0.35
1.55%	0.32	0.34	0.38	0.41
2.03%	0.35	0.36	0.40	0.43



Estos resultados indican lo siguiente:

- La variación de la relación de rigidez es casi nula entre el sentido positivo y negativo en cada dirección principal X-Y.
- La relación de rigidez aumenta conforme aumenta la relación de carga axial y la cuantía de refuerzo.
- Asimismo, la variación de la relación de rigidez entre cada dirección X-Y es casi nula para una misma relación de carga axial y refuerzo, por lo que se puede tomar un mismo factor de reducción para el análisis del sismo en la dirección X y dirección Y.

Las curvaturas de fluencia que se obtienen para cada dirección son:

PROMEDIO DE CURVATURA $\phi_{y-y} (-)$

Refuerzo	P/Af'c				Promedio
	0.04	0.07	0.15	0.25	
1.00%	0.00394	0.00361	0.00378	0.00398	0.00383
1.55%	0.00404	0.00402	0.00407	0.00417	0.00408
2.03%	0.00426	0.00423	0.00422	0.00426	0.00424
					0.00405

PROMEDIO DE CURVATURA $\phi_{y-y} (+)$

Refuerzo	P/Af'c				Promedio
	0.04	0.07	0.15	0.25	
1.00%	0.00412	0.00410	0.00401	0.00427	0.00413
1.55%	0.00428	0.00429	0.00434	0.00440	0.00433
2.03%	0.00457	0.00452	0.00450	0.00447	0.00452
					0.00432

Promedio $\phi_{y-y} =$ **0.00419** 1/m 0.32%

Priestley (2003)

hc = 1.05 m

$$\phi_y = 2.10 \varepsilon_y / h_c$$

$\phi_y =$ 0.00420 1/m

PROMEDIO DE CURVATURA $\phi_{x-x} (-)$

Refuerzo	P/Af'c				Promedio
	0.04	0.07	0.15	0.25	
1.00%	0.00518	0.00523	0.00529	0.00547	0.00529
1.55%	0.00545	0.00545	0.00563	0.00574	0.00557
2.03%	0.00590	0.00589	0.00576	0.00592	0.00587
					0.00558

PROMEDIO DE CURVATURA $\phi_{x-x} (+)$

Refuerzo	P/Af'c				Promedio
	0.04	0.07	0.15	0.25	
1.00%	0.00509	0.00484	0.00503	0.00534	0.00508
1.55%	0.00532	0.00532	0.00540	0.00562	0.00542
2.03%	0.00555	0.00562	0.00562	0.00573	0.00563
					0.00538

Promedio $\phi_{x-x} =$ **0.00548** 5.54%

Priestley (2003)

$$\phi_y = 2.10 \varepsilon_y / h_c$$

hc = 0.85 m

$\phi_y =$ 0.00519 1/m

Con los resultados obtenidos, se confirma lo indicado por Priestley (2003), la curvatura de fluencia ϕ_y se puede considerar como independiente de la resistencia de la sección debido a su pequeña variación entre las diferentes cuantías de refuerzo y carga axial.

Dentro de la pequeña variación que existe en la curvatura de fluencia, se observa que la curvatura de fluencia aumenta conforme aumenta el refuerzo, y varía más por la cuantía de refuerzo que por la relación de carga axial.

La curvatura de fluencia calculada con la expresión desarrollada por Priestley (2003) para columnas rectangulares se aproxima mucho a la curvatura de fluencia promedio obtenida por los resultados de las curvas momento-curvatura. La variación entre ambas está dentro del rango del $\pm 10\%$ que indica Priestley. Por consiguiente, la expresión dada para columnas rectangulares puede ser utilizada para columnas tipo L, puesto que la expresión está en función básicamente del peralte de la columna h_c , la cual corresponde a la dirección de análisis.

En los siguientes gráficos se aprecia la influencia de la carga axial sobre la resistencia de la sección:

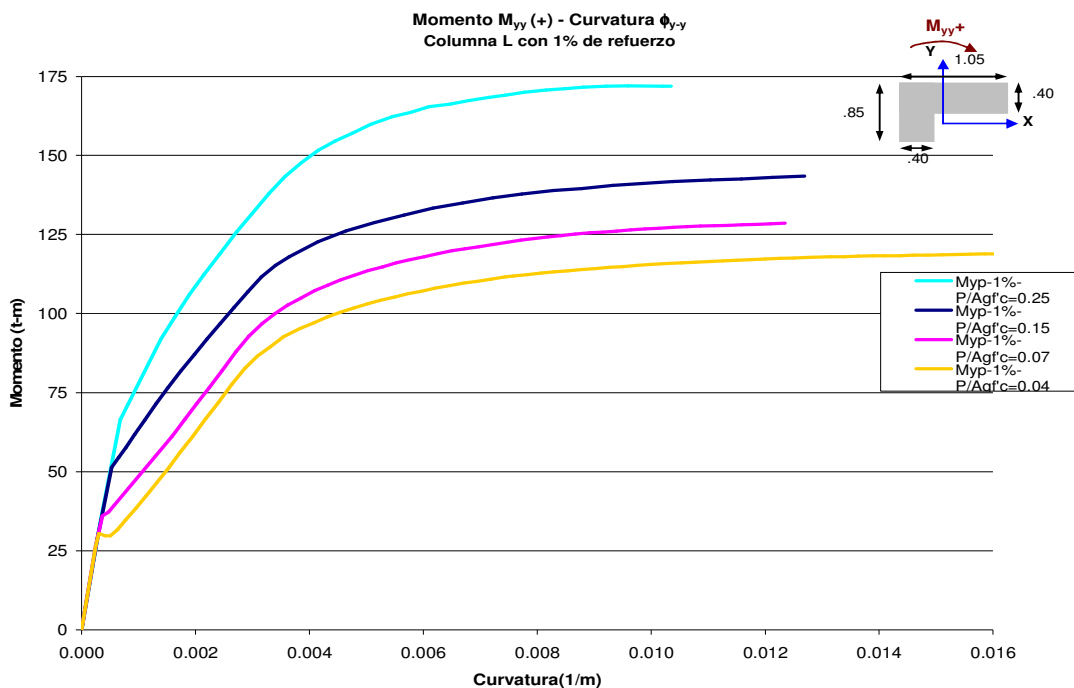


Fig. 3.10 Curvas momento-curvatura de columna sección L con 1% de refuerzo, con respecto al eje Y

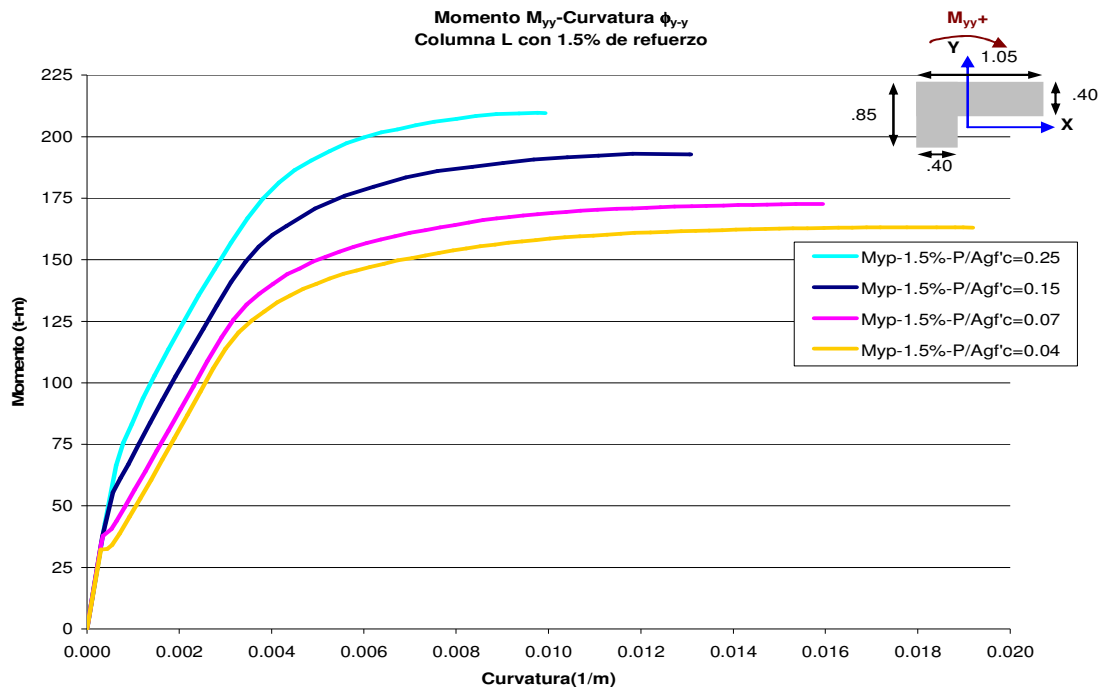
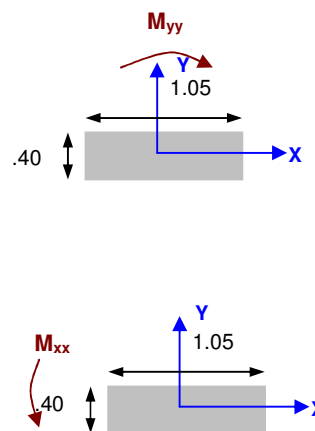


Fig. 3.11 Curvas momento-curvatura de columna sección L con 1.5% de refuerzo con respecto al eje Y

• Columna rectangular .40x1.05

Las curvas momento-curvatura se elaboraron para las dos direcciones principales X-Y. Las cuantías de refuerzo que se toman en cuenta para la elaboración de estas curvas son: 1.06%, 1.50% y 2.17%; y las relaciones de carga axial $P / A_g f'c$ son: 0.05, 0.11, 0.26 y 0.35. A continuación se muestran los factores de reducción o relaciones de rigidez EI / EI_g de la columna rectangular .40x1.05 para cada dirección:

M_{yy}				
Refuerzo	P/Agf'c			
	0.05	0.11	0.26	0.35
1.06%	0.32	0.34	0.38	0.41
1.51%	0.41	0.41	0.45	0.49
2.17%	0.46	0.46	0.49	0.52
M_{xx}				
Refuerzo	P/Agf'c			
	0.05	0.11	0.26	0.35
1.06%	0.29	0.31	0.34	0.35
1.51%	0.32	0.37	0.38	0.37
2.17%	0.43	0.43	0.44	0.45



Estos resultados indican lo siguiente:

- El factor de reducción o la relación de rigidez aumenta conforme aumenta la relación de carga axial y la cuantía de refuerzo.
- Existe una considerable variación entre la relación de rigidez de la dirección X y la dirección Y para una misma relación de carga axial y refuerzo; por lo cual, se debería tomar en cuenta para el análisis sísmico considerando un factor de reducción diferente para cada dirección.

Las curvaturas de fluencia que se obtienen para cada dirección son:

PROMEDIO DE CURVATURA ϕ_{y-y}

Refuerzo	P/Af'c				Promedio
	0.05	0.11	0.26	0.35	
1.06%	0.00393	0.00413	0.00393	0.00458	0.00414
1.51%	0.00400	0.00428	0.00396	0.00461	0.00421
2.17%	0.00427	0.00441	0.00415	0.00484	0.00442
					0.00426

1.39%

Priestley:

$$h_c = 1.05$$

$$\phi_y = 2.10 \varepsilon_y / h_c$$

$$\phi_y = 0.00420 \text{ 1/m}$$

PROMEDIO DE CURVATURA ϕ_{x-x}

Refuerzo	P/Af'c				Promedio
	0.05	0.11	0.26	0.35	
1.06%	0.01071	0.01342	0.01102	0.01397	0.01228
1.51%	0.01167	0.01348	0.01147	0.01450	0.01278
2.17%	0.01139	0.01464	0.01175	0.01489	0.01317
					0.01274

15.58%

Priestley:

$$h_c = 0.40 \text{ m}$$

$$\phi_y = 2.10 \varepsilon_y / h_c$$

$$\phi_y = 0.01103 \text{ 1/m}$$

La curvatura de fluencia ϕ_{y-y} calculada con la expresión desarrollada por Priestley (2003) para columnas rectangulares se aproxima mucho a la curvatura de fluencia promedio ϕ_{y-y} obtenida por los resultados de las curvas momento-curvatura. La variación entre ambas está dentro del rango del $\pm 10\%$ que indica Priestley. Sin embargo, para la dirección más corta, la curvatura de fluencia promedio ϕ_{x-x} está por encima del 10% de la curvatura obtenida con la expresión; por consiguiente, esta expresión no es muy adecuada para columnas con menores dimensiones. En los siguientes gráficos se aprecia la influencia de la carga axial sobre la resistencia de la sección:

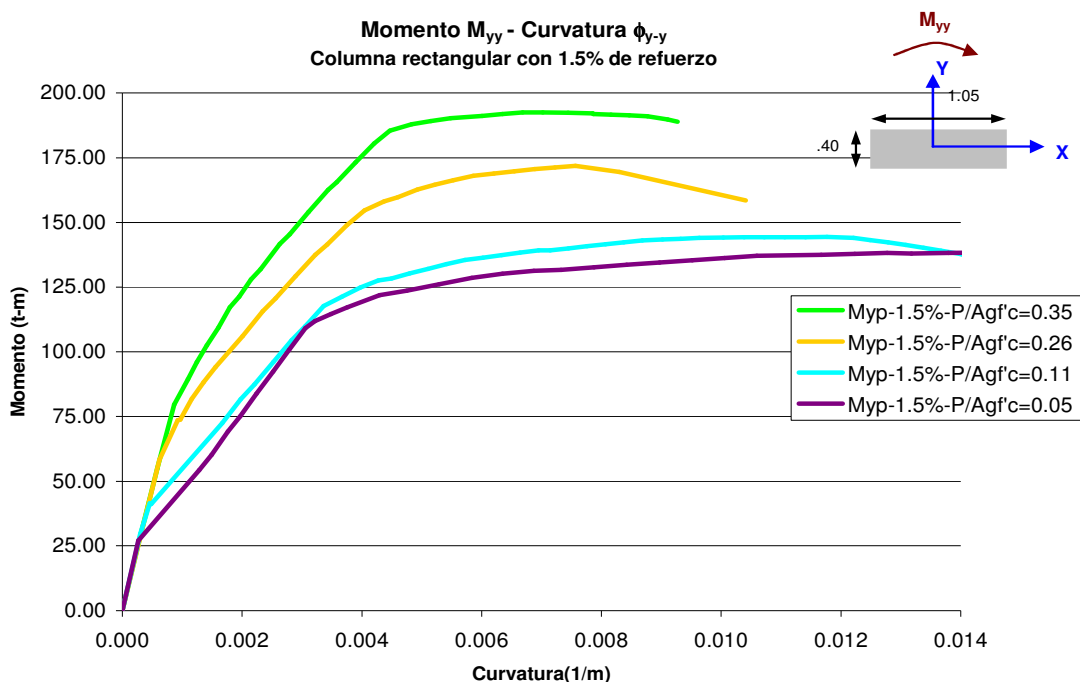


Fig. 3.12 Curvas momento-curvatura de columna rectangular, 1.5% de refuerzo, con respecto al eje Y

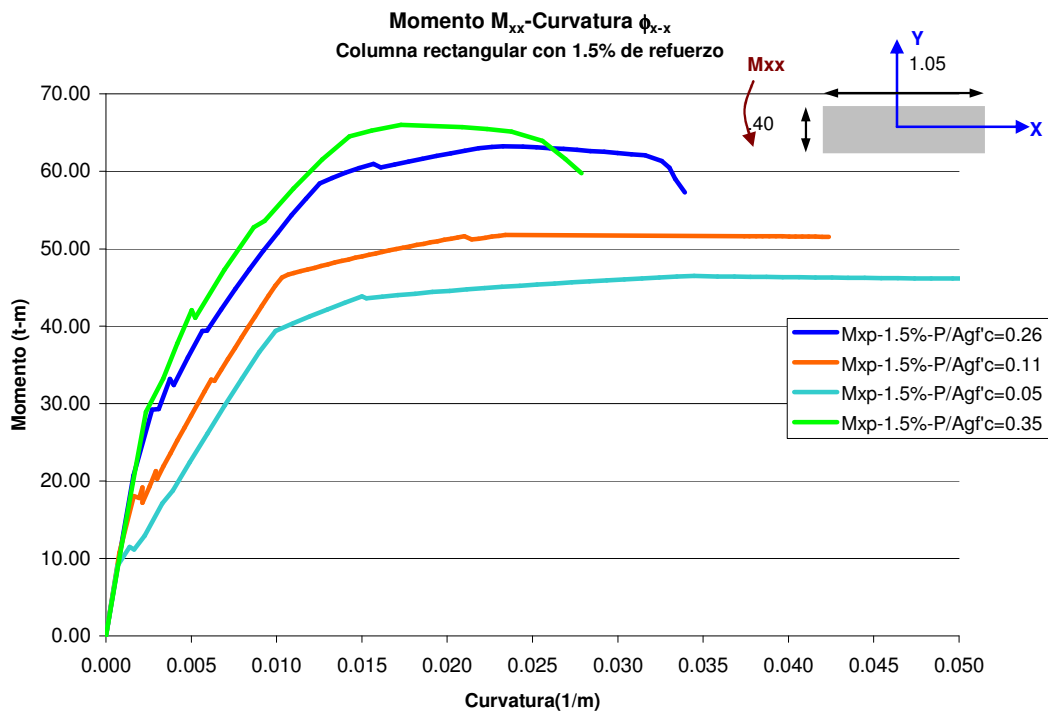


Fig. 3.13 Curvas momento-curvatura de columna rectangular 1.5% de refuerzo, con respecto al eje X

- **Viga rectangular .40x.75**

Las cuantías de refuerzo que se toman en cuenta para la elaboración de las curvas momento-curvatura de la viga son:

Ref.superior% – Ref. inferior%

- 0.35% - 0.35% (corresponde al refuerzo mínimo de la viga)
- 0.45% - 0.45%
- 0.45% - 0.33%
- 0.52% - 0.33%
- 0.63% - 0.35%
- 0.94% - 0.94%
- 1.39% - 1.39%

A continuación se muestran los factores de reducción o relaciones de rigidez EI / EI_g y las resistencias nominales M_N de la viga:

Refuerzo	$M_N(-)$	$M_N(+)$	$EI/EI_g (-)$	$EI/EI_g (+)$	EI/EI_g prom
0.35%-0.35%	30.56	30.56	0.22	0.22	0.22
0.45%-0.45%	37.22	37.22	0.27	0.27	0.27
0.45%-0.33%	36.90	28.49	0.27	0.21	0.24
0.52%-0.33%	41.88	28.85	0.30	0.21	0.26
0.63%-0.35%	49.71	30.37	0.36	0.23	0.29
0.94%-0.94%	67.97	67.97	0.47	0.47	0.47
1.39%-1.39%	95.29	95.29	0.60	0.60	0.60

Estos resultados indican lo siguiente:

- El factor de reducción o la relación de rigidez aumenta conforme aumenta la cuantía de refuerzo.
- Para las secciones que contienen refuerzo negativo diferente al refuerzo positivo se toma el promedio de la relación de rigideces para el análisis sísmico.
- El factor de reducción que corresponde al refuerzo mínimo de la sección es mucho menor a los indicados por los códigos. Se debería poner atención cuando existan vigas diseñadas con el refuerzo mínimo para el cálculo de los periodos reales y distorsiones máximas.

Las curvaturas de fluencia que se obtienen para cada dirección son:

Refuerzo	Promedio ϕ		
	M (-)	M (+)	
0.35%-0.35%	0.00446	0.00446	
0.45%-0.45%	0.00442	0.00442	
0.45%-0.33%	0.00440	0.00444	
0.52%-0.33%	0.00453	0.00443	
0.63%-0.35%	0.00451	0.00438	
0.94%-0.94%	0.00473	0.00473	
1.39%-1.39%	0.00512	0.00512	
	0.00460	0.00457	0.00458 4.31%

Priestley :

Incluyendo los efectos de endurecimiento,
la curvatura de fluencia es igual a :

$$\phi_y = 1.9 + 10\% \epsilon_y / h_b$$

$$h_v = 0.75 \text{ m}$$

$$\phi_y = 0.00479 \text{ 1/m}$$

Priestley considera que para vigas rectangulares la expresión debe ser tomada más el 10% de la expresión para las vigas T; además si se toma en cuenta los efectos de endurecimiento, se toma un 10% más. En este caso, la curvatura de fluencia promedio obtenida de las curvas momento-curvatura se aproxima a la calculada por la expresión dentro del rango del 10%.

En el siguiente gráfico se aprecia la influencia del refuerzo sobre la resistencia de la sección de la viga:

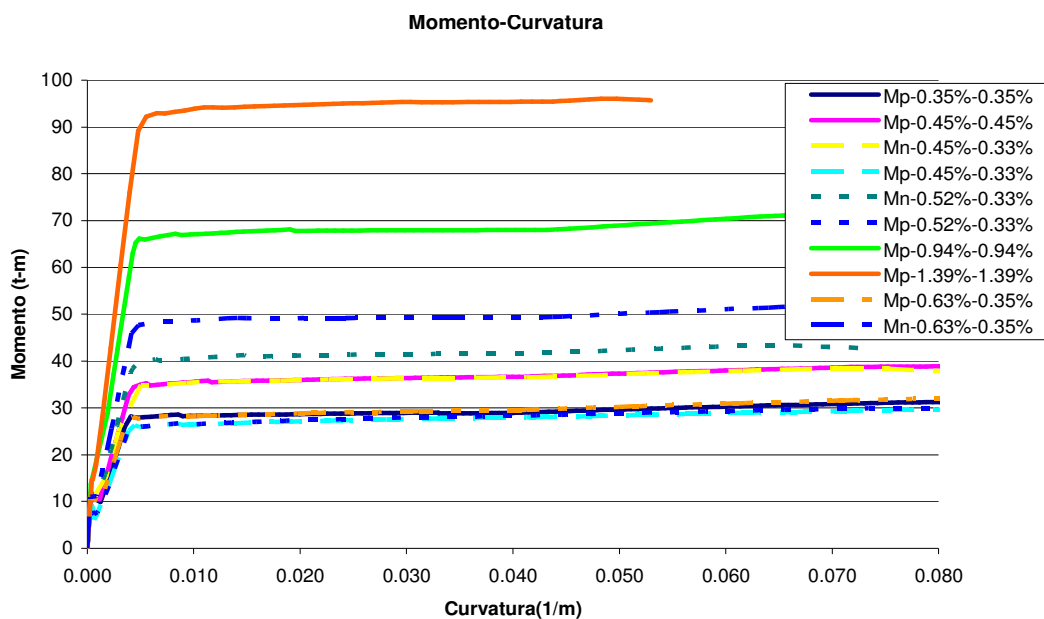


Fig. 3.14 Curvas momento-curvatura de viga rectangular con diferentes cuantías de refuerzo

3.9 Comparación de resultados usando la rigidez efectiva según Priestley(2003) [22] y según Paulay & Priestley(1992) [20]

De acuerdo a lo expuesto anteriormente, está claro que se debe considerar el agrietamiento de los elementos estructurales para el análisis sísmico de la edificación. Sin embargo, para considerar el agrietamiento de los elementos se tiene por un lado los factores de reducción dados por algunos códigos; y por el otro lado, los factores encontrados con el reciente estudio de Priestley (2003) [22] .

El planteamiento de Priestley es un procedimiento más complejo y requiere de más esfuerzo por ser un proceso iterativo donde las rigideces de los elementos se actualizan en cada iteración hasta que la resistencia de los elementos (momentos y cortantes) no cambien significativamente. En otras palabras, para cada paso de iteración la resistencia que se necesita en los elementos equivale a una cuantía de refuerzo, y esto a su vez corresponde a una rigidez efectiva, con la cual se vuelve hacer el análisis y así sucesivamente hasta alcanzar la resistencia final de los elementos.

Con la finalidad de comparar exactitud con simplicidad, se hizo el análisis sísmico del edificio en estudio usando la rigidez efectiva obtenida por el planteamiento de Priestley(2003) y la rigidez efectiva usando los factores de reducción Paulay y Priestley (1992), los cuales se asemejan a los factores de reducción indicados por la norma de Nueva Zelanda.

A. FACTORES DE REDUCCION

- **Priestley (2003)** [22]

Conociendo los factores de reducción para cada elemento de la edificación en la sección 3.8 y después de hacer un proceso iterativo, los factores de reducción para cada elemento quedaron como se observa en la figura 3.15 y 3.16.

Los factores de reducción se usaron como modificadores de la rigidez para el momento alrededor del eje 3 y eje 2 para las columnas definidas en el programa SAP 2000 como C1(columna L) y C2 (columna rectangular).

Para las vigas definidas como V40x75, el factor de reducción sólo modifica el momento alrededor del eje 3.

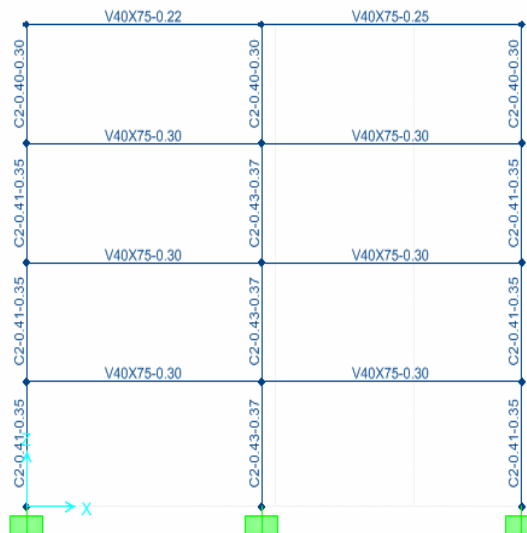


Fig. 3.15 Pórtico del eje B indicando los factores de reducción de columnas y vigas en dirección X

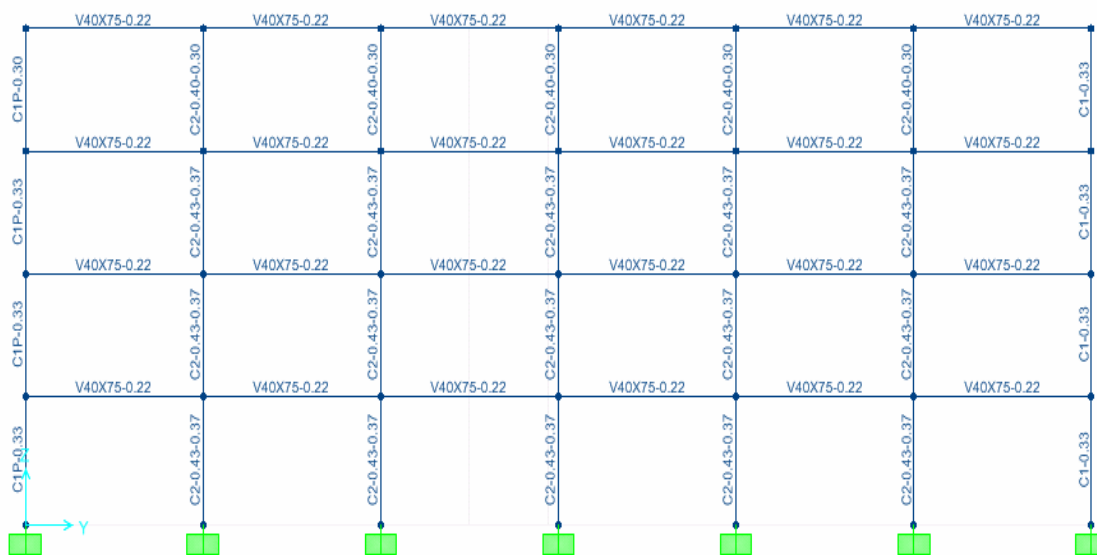


Fig. 3.16 Pórtico del eje 2 indicando los factores de reducción de columnas y vigas en dirección Y

Para la columna rectangular C2, el factor de reducción para modificar la rigidez alrededor del eje 3 es diferente para el eje 2.

Todas las vigas de la dirección Y tienen un factor de 0.22, el cual corresponde al refuerzo mínimo, y proporciona una mayor resistencia a la que necesitan estas vigas. Sin embargo para las vigas en la dirección X, el factor es mayor para las vigas del 1°, 2° y 3° piso.

• **Paulay y Priestley (1992) [20]**

Los factores de reducción para los elementos del edificio según la Tabla 3.2 son:

- Para vigas rectangulares = 0.40
- Para las columnas con $P/A_g f'_c \leq 0.20$ = 0.40

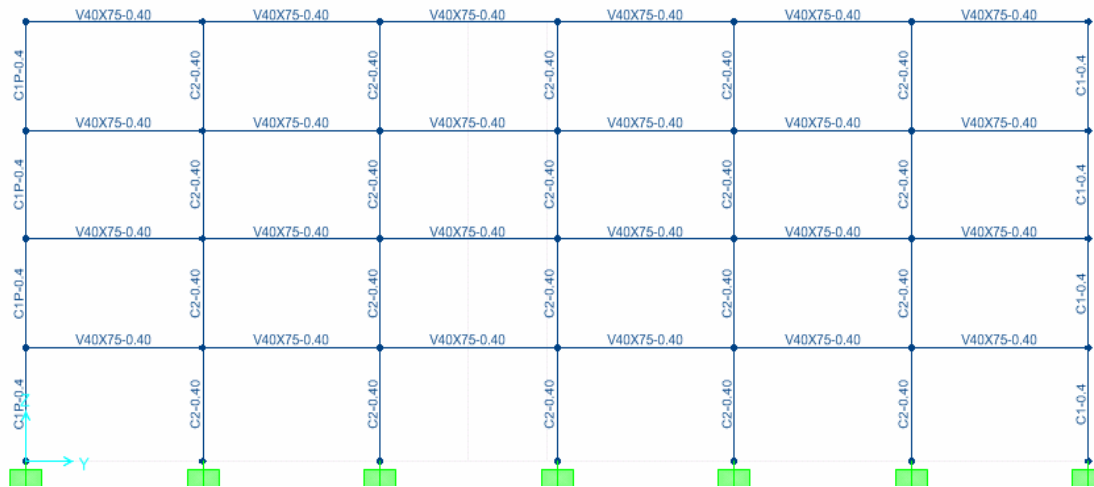


Fig. 3.17 Pórtico del eje B indicando los factores de reducción de columnas y vigas

B. PERIODOS

Los periodos encontrados en el análisis para ambos casos y considerando la sección no agrietada son, T_{modo} (s)::

Modo	Priestley (2003)	Paulay y Priestley (1992)	Considerando sección no agrietada
1	1.200	0.992	0.642
2	0.894	0.779	0.503
3	0.688	0.645	0.468
4	0.4052	0.313	0.203

C. MOMENTOS NEGATIVOS EN LAS VIGAS (1.2CM + CV + SISMO)

A continuación se muestran los momentos negativos del eje 2 y eje B en los nudos indicados en sus respectivas tablas:

Eje 2

Piso	Eje A			Eje B (Tramo AB)			Eje B (Tramo BC)		
	Priestley (2003)	PyP (1992)	Secc. No agr.	Priestley (2003)	PyP (1992)	Secc. No agr.	Priestley (2003)	PyP (1992)	Secc. No agr.
4ºPiso	-18.94	-15.01	-19.27	-12.07	-10.89	-11.88	-7.37	-9.06	-9.74
3ºPiso	-21.94	-23.36	-30.98	-17.00	-18.11	-20.93	-14.81	-16.02	-19.13
2ºPiso	-23.08	-27.95	-38.94	-18.99	-21.90	-25.13	-17.50	-18.35	-23.36
1ºPiso	-23.47	-29.02	-40.44	-19.43	-22.98	-29.66	-17.02	-18.21	-23.34

Eje B

Piso	Eje 1			Eje 2 (Tramo 12)			Eje 2 (Tramo 23)		
	Priestley (2003)	PyP (1992)	Secc. No agr.	Priestley (2003)	PyP (1992)	Secc. No agr.	Priestley (2003)	PyP (1992)	Secc. No agr.
4ºPiso	-23.34	-27.74	-32.02	-30.86	-29.08	-31.08	-34.62	-33.66	-35.76
3ºPiso	-40.00	-41.97	-48.79	-40.54	-41.81	-46.37	-44.81	-46.38	-50.84
2ºPiso	-40.11	-41.79	-50.25	-39.39	-42.15	-48.76	-44.26	-46.50	-52.78
1ºPiso	-36.61	-37.89	-45.05	-37.92	-39.82	-45.86	-42.19	-44.08	-49.75

La variación que existe entre los momentos negativos, usando los factores de reducción Priestley (2003) y los de Paulay y Priestley (1992), es pequeña para las vigas en la dirección X. En cambio para las vigas de la dirección Y, se podría decir que no hay variación porque en ambos casos domina el refuerzo mínimo, el cual corresponde a una resistencia de 27.50 Ton-m.

D. DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIONES MAXIMOS• **Priestley (2003)**

Piso	hi (m)	$\delta_{max}X$ (cm)	Distorsión X%	$\delta_{max}Y$ (cm)	Distorsión Y%
4	3.5	13.16	1.16%	20.07	1.50%
3	3.5	9.10	1.08%	14.83	1.34%
2	3.5	5.33	0.98%	10.16	1.63%
1	3.675	1.89	0.51%	4.46	1.21%

• **Paulay y Priestley (1992)**

Piso	hi (m)	$\delta_{max}X$ (cm)	Distorsión X%	$\delta_{max}Y$ (cm)	Distorsión Y%
4	3.50	12.32	0.92%	15.89	0.78%
3	3.50	9.10	1.07%	13.15	1.10%
2	3.50	5.37	0.99%	9.31	1.47%
1	3.675	1.90	0.52%	4.17	1.13%

• **Sección no agrietada**

Piso	hi (m)	$\delta_{max}X$ (cm)	Distorsión X%	$\delta_{max}Y$ (cm)	Distorsión Y%
4	3.50	7.82	0.50%	9.79	0.45%
3	3.50	6.07	0.65%	8.23	0.69%
2	3.50	3.80	0.68%	5.83	0.92%
1	3.675	1.42	0.39%	2.60	0.71%

Las distorsiones máximas calculados en ambos casos son mayores a la distorsión límite de 0.70% dado por la norma sismorresistente E-030. Sin embargo, después de hacer los análisis no lineales: estático y tiempo-historia, se podrá comparar estas demandas, obtenidas de un análisis lineal, con las obtenidas de un análisis no lineal; y por consiguiente se podrá precisar mejor el comportamiento de la edificación bajo estas demandas.

3.10 Factores de reducción adoptados en el presente estudio

Después de comparar los resultados obtenidos, está claro indicar que se debe considerar el agrietamiento de los elementos estructurales para el análisis sísmico de una edificación; y así, obtener distorsiones máximas, en el rango no lineal, más próximas a la realidad, puesto que éstas se obtienen a partir de un análisis lineal elástico. Asimismo, comparando los resultados de ambos procedimientos que considera la rigidez efectiva de los elementos, se observa pequeña variación de los resultados necesarios para el diseño. Por consiguiente, se puede decir que existe un balance entre exactitud y simplicidad cuando se usan los factores de reducción sin consideración de la resistencia Paulay y Priestley (1992).

Por consiguiente, se ha decidido adoptar los factores de Paulay y Priestley (1992) [20] para el cálculo de la rigidez efectiva. Las principales razones se presentan a continuación:

- Por mayor simplicidad o menor trabajo en el análisis
- Por dar resultados más seguros para el diseño
- Por tener más relación con los factores del código de Nueva Zelanda; el cual propone el “diseño por capacidad” como metodología de diseño y cuya introducción en nuestra norma es objetivo de este estudio, y
- Para evaluar su influencia sobre los resultados de un análisis no lineal.

Para mayores precisiones en el comportamiento de la estructura o para evaluaciones de edificaciones existentes, si podría ser necesario adoptar el análisis propuesto por Priestley (2003) [22].

CAPITULO IV

REDISTRIBUCION DE MOMENTOS EN VIGAS

4.1 Introducción

En el diseño de elementos estructurales de concreto armado es importante lograr un comportamiento **dúctil** bajo cargas de gravedad y frente a sollicitaciones sísmicas severas, especialmente; más aun, cuando el diseño por capacidad se basa sobre un comportamiento hipotético de la estructura en respuesta a las acciones sísmicas severas, que consiste en hacer que la estructura alcance un mecanismo de colapso que corresponda un comportamiento **dúctil**. La importancia de lograr este comportamiento dúctil y estable obedece a lo siguiente:

- la necesidad de evitar las fallas frágiles en los elementos estructurales
- la actual filosofía de diseño sísmico que confía en las propiedades de absorción y disipación de energía de las estructuras (reducción de las fuerzas elásticas por ductilidad) para que éstas puedan sobrevivir sin colapsar, y
- la posibilidad de modificar la distribución elástica de los momentos flectores si las secciones de un elemento tienen suficiente ductilidad (capacidad de soportar rotaciones inelásticas sin fallar).

El diseño por capacidad permite la redistribución de los momentos flectores elásticos bajo cargas de gravedad y de sismo, reduciendo así la capacidad por flexión de las secciones críticas de la viga, pero proporcionando a los extremos de estos elementos ductilidad, aliviando por ejemplo los momentos negativos y transfiriendo la reducción hacia la zona de momentos positivos del mismo piso, de tal forma que la resistencia lateral del piso no se vea afectada por la redistribución.

4.2 Objetivos de la redistribución de momentos

La redistribución de momentos se requiere en vigas de edificios aporricados porque las cargas de gravedad más las cargas de sismo demandan grandes momentos negativos y

pequeños momentos positivos en sus extremos, requiriendo cantidades de refuerzo significativamente diferentes entre la capa superior e inferior de la sección de la viga.

La redistribución de momentos, de esta manera, permite al diseñador estructural:

1. Reducir el momento negativo de la viga, y compensar esta reducción, aumentando los momentos en las regiones menos críticas (momentos positivos). Esto hace posible una mejor distribución de la utilización de la resistencia a lo largo de la viga. Este ajuste será hecho tal que los momentos de diseño negativo y positivo en secciones críticas sean aproximadamente iguales para una mejor ductilidad de flexión.
2. Igualar el refuerzo superior o inferior en ambos lados de las columnas interiores para tomar en cuenta las direcciones opuestas de las fuerzas aplicadas de sismo y para una fácil colocación del refuerzo longitudinal a través de la conexión viga-columna.
3. Utilizar la capacidad mínima de momento positivo requerida por códigos cuando este excede los requerimientos derivados del análisis elástico. Muchos códigos requieren que la capacidad del momento positivo sea por lo menos igual a 50% de la capacidad del momento negativo en las caras de las columnas, esto asegura que con la presencia del refuerzo por flexión en compresión, la curvatura de ductilidad requerida pueda fácilmente desarrollarse bajo grandes momentos negativos.
4. Reducir demandas de momento en columnas críticas, particularmente esas sometidas a pequeñas fuerzas axiales de compresión o tensión. Con esto será posible evitar el uso excesivo de refuerzo de flexión en tales columnas.

4.3 Requerimientos de equilibrio para la redistribución de momentos

El requerimiento esencial del proceso de redistribución de momento es que debe mantenerse el equilibrio de momentos de viga y columna en la unión viga-columna y el equilibrio de la cortante del entrepiso con las cortantes de las columnas bajo las fuerzas sísmicas aplicadas y cargas de gravedad.

La figura 4.1 representa un pórtico de varios pisos aislado, seccionado en los puntos de inflexión de las columnas, arriba y abajo de la viga. El diagrama de momentos mostrado resultó de un análisis elástico para las acciones simultáneas de las cargas de gravedad y fuerzas de sismo.

Las cortantes totales transmitidas por todas las columnas arriba y abajo del nivel son V_j y V'_j respectivamente, debidas íntegramente a la fuerza de diseño lateral sísmica del nivel, en la dirección considerada $\rightarrow F_j$.

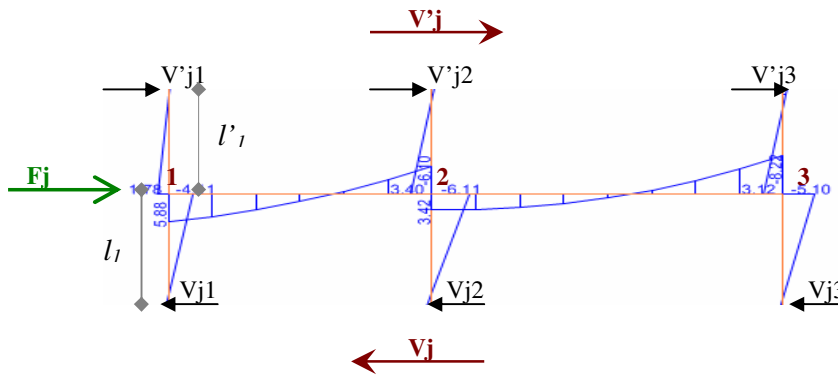


Fig. 4.1 Equilibrio de fuerzas de corte

En consideración al criterio de equilibrio, se supone que la distancia entre los dos puntos de inflexión es la misma para todas las columnas del pórtico, es decir $l'_j + l_j = l_c$, una longitud constante. Esto implica que la redistribución de momentos en vigas en niveles sucesivos es esencialmente similar.

El equilibrio de fuerzas horizontales requiere que:

$$V'_j + F_j + V_j = \sum_i V'_{ji} + F_j + \sum_i V_{ji} = 0 \quad (4.1)$$

donde:

F_j : es la fuerza lateral asignada a este pórtico en el nivel j por el análisis elástico.

Esto implica que algunas o todas las fuerzas de corte de las columnas puedan cambiar en un piso durante la redistribución de momentos, pero la fuerza cortante horizontal en ese piso debe permanecer constante $\sum_i V'_{ji}$ ó $\sum_i V_{ji}$.

Estas ecuaciones pueden también ser expresados en términos de equilibrio de momento, el cual es más conveniente para usar en cálculos de diseño. Según la figura mostrada 4.1, en cada columna, las fuerzas de corte aplican un momento para la viga continua en el nudo i igual a:

$$M_{ci} = l'_i V'_{ji} + l_i V_{ji} \quad (4.2)$$

Sin embargo, durante la redistribución de momento un incremento o decremento de momento ΔM_i puede ser introducido en el nudo i . Esto resultaría también en un cambio de fuerza de corte en la columna afectada arriba y abajo del piso:

$$\Delta V_i = \Delta M_i / (l'_i + l_i) = \Delta M_i / l_c \quad (4.3)$$

De lo expuesto anteriormente se deduce que:

$$\sum_i (V_{ji} + \Delta V_i) = \sum_i V_{ji} + \sum_i \Delta V_i = V_j = \text{constante} \quad (4.4)$$

esto significa que la suma de las fuerzas incrementales de columnas en los pisos de abajo y arriba del nivel j debe ser cero. Consecuentemente la suma de los incrementos de momento en las uniones viga-columna debe también ser cero. Así el requerimiento de la ecuación (4.4) se satisface después de la redistribución de momento:

$$\begin{aligned} \sum_i M_{ci} + \sum_i \Delta M_i &= \sum_i l'_i (V'_{ji} + \Delta V_i) + \sum_i l_i (V_{ji} + \Delta V_i) \\ &= \sum_i l'_i V'_{ji} + \sum_i l_i V_{ji} + (l'_i + l_i) \sum_i \Delta V_i \\ &= \sum_i M_{ci} = \text{constante} \end{aligned} \quad (4.5)$$

Así, las fuerzas de corte en columnas individuales pueden cambiar durante la redistribución de momentos, pero la contribución total del momento $\sum_i M_{ci}$ para las vigas debe permanecer constante. Por lo tanto, los momentos aplicados en los extremos de las vigas deben satisfacer las mismas condiciones, esto es:

$$\sum_i (M_{i,i-1} + M_{i,i+1}) = \sum_i M_{ci} = \text{momento del piso} = \text{constante} \quad (4.6)$$

y en términos del ejemplo mostrado en la figura 4.1 es:

$$\sum_i M_{ci} = M_{12} + (M_{21} + M_{23}) + M_{32} = \sum_i M_{bi}$$

donde:

M_{bi} : se refiere a los momentos introducidos a una columna por las vigas que están unidas a la columna en el nudo i .

Esta ecuación implica que la magnitud de cualquiera o todos los momentos de los extremos de la viga pueden ser cambiados con tal que la suma de los momentos extremos de la viga permanezca inalterable.

Hay dos situaciones características para la redistribución de momentos a lo largo de las vigas continuas:

1. La primera involucra redistribución de momento en la viga a través de la unión viga-columna. El momento negativo restado de una viga es sumado hacia el momento positivo de la viga adyacente en el lado opuesto de la unión viga-columna. Por ejemplo, el momento M_{21} en la figura puede ser reducido por una cantidad y el momento M_{23} será incrementado por la misma cantidad. La contribución del momento total de la viga permanece inalterable, y por lo tanto los momentos y cortantes para la columna relevante permanecen los mismos como antes.
2. El segundo tipo de redistribución de momento en la viga involucra redistribución de acciones en columnas. Esto normalmente ocurre entre las dos uniones exteriores viga-columna. El momento negativo de una viga en una unión exterior puede ser redistribuido al momento positivo de otra viga en cualquier unión viga-columna, exterior o interior. Por ejemplo, cuando el momento de la viga M_{32} es reducido por ΔM_3 , cualquiera o todos los momentos extremos de la viga deben ser incrementados correspondientemente. Así en el ejemplo, momentos extremos M_{12} y M_{23} pueden ser incrementados por incrementos ΔM_1 y ΔM_2 respectivamente tal que el cambio total en los momentos extremos de la viga es $\Delta M_3 + \Delta M_1 + \Delta M_2 = 0$.

El cambio de momento de una viga en una unión viga-columna exterior inevitablemente altera los momentos de la columna conectada en el nudo, cambiando de esta manera los cortantes de la columna. Por tanto, este tipo de redistribución debe ser hecha con cuidado.

Con la finalidad que las ecuaciones anteriores no sean alteradas y por simplicidad, se ha optado en este trabajo usar el primer tipo de redistribución para las uniones interiores viga-columna, y la reducción del momento negativo en una unión exterior viga-columna será incrementada sólo al momento positivo de la otra unión exterior viga-columna. Así la redistribución de momentos y cortantes entre estas dos columnas tomará lugar.

El equilibrio de las cargas de gravedad se mantendrá, de tal forma que el momento de flexión M_{fi} , el cual se origina solamente con las cargas de gravedad en una viga simplemente apoyada, no sea cambiado. Es decir, el momento superpuesto sobre una línea recta la cual se extiende entre los momentos extremos de la viga es igual a M_{fi} .

Los valores de momentos típicos que no deben cambiar en la figura son M_{f12} y M_{f23} .

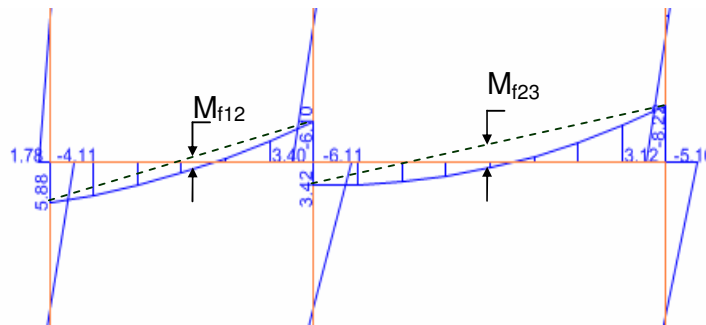


Fig. 4.2 Momentos flectores debidos solamente a las cargas de gravedad

Un cambio en el momento del extremo de la viga en una luz cualquiera cambiará las reacciones de la viga y por lo tanto las fuerzas introducidas para las columnas individuales debajo de la viga bajo consideración.

4.4 Relación entre la redistribución de momentos y ductilidad rotacional

De acuerdo a la definición de ductilidad, descrita en el capítulo 2, se observa que la ductilidad está vinculada a la capacidad de redistribución de momentos y, consecuentemente, a la seguridad de la estructura. En elementos de concreto reforzado, la

redistribución de momentos resulta del agrietamiento del concreto y fluencia del refuerzo en secciones especificadas, lo cual causa una significativa reducción de la rigidez y la formación de rótulas plásticas.

Por consiguiente, la redistribución de momento se puede confiar solamente si una adecuada ductilidad rotacional es disponible en secciones críticas de la viga. La consecuencia de redistribución será que los elementos cuyas acciones de diseño son reducidas por redistribución empezarán a fluir en algo menos que la intensidad de diseño de las fuerzas laterales y necesitará apoyarse en una demanda de ductilidad rotacional incrementada, aproximadamente en proporción inversa al cambio de momento desde un nivel elástico. Sin embargo, la demanda de ductilidad global sobre la estructura como un todo debido a las acciones sísmicas permanece inalterable.

Mientras la filosofía de diseño por capacidad requiere un sistema de viga débil-columna fuerte, donde la ductilidad es asignada principalmente a las vigas, detalles especiales serán proporcionados en las secciones críticas de las vigas para asegurar que adecuada ductilidad rotacional existe para acciones sísmicas.

Los máximos momentos negativos pueden decrecer hasta cierto límite o hasta cierto porcentaje del momento máximo absoluto derivado de un análisis elástico, para cualquier combinación de carga sísmica y gravedad. Este límite es puesto para asegurar que las rótulas plásticas no ocurran prematuramente bajo un sismo moderado, y que la demanda de ductilidad rotacional de la viga no sea incrementada excesivamente. Cada código de diseño establece sus propios límites de redistribución. El código de Nueva Zelanda limita la redistribución de momentos en las vigas a un grado de redistribución de 30%, definiendo como grado de redistribución a la relación entre la reducción de momento y el momento máximo absoluto de la viga. El impacto del 30% de límite es que la fluencia puede empezar al 70% de nivel de fuerzas de diseño. Sin embargo, para muchos otros códigos como el del ACI 2005 [28], este grado de redistribución es menor.

La demanda de ductilidad de curvatura aumenta en la sección en donde se reduce el momento máximo negativo, y disminuye en la sección en donde se incrementa el momento positivo. Esto se debe a que la curvatura de fluencia se ve afectada por la redistribución de momentos, disminuye en el primer caso y aumenta en el segundo caso.

La figura 4.3 ilustra lo antes expuesto para una simple redistribución entre dos posibles rótulas plásticas, A y B, en términos de una característica bilineal de la relación fuerza-desplazamiento. Asumiendo que el diagrama de momento de flexión elástico indicó iguales demandas de resistencia en A y B, un correspondiente diseño aseguraría que ambas rótulas empezarían a fluir simultáneamente. Así la respuesta elastoplástica de cada rótula, correspondiente a la resistencia de fuerzas $F_A = F_B = 0.5F_D$, es la misma como la estructura general. La demanda de ductilidad rotacional para cada rótula (ignorando los efectos elásticos de la columna y deformaciones de la unión) es igual a:

$$\mu_{\theta A} = \mu_{\theta B} = \mu_{\theta} = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \quad (4.7)$$

Para este ejemplo se tomará los límites de redistribución del código de Nueva Zelanda. Una redistribución de la rótula A a la rótula B, correspondiente a un 30% del decremento de la fuerza de $0.3F_A = 0.15F_D$, resultaría en unas fuerzas de diseño de $F_A=0.35F_D$ y $F_B=0.65F_D$ y unos desplazamiento de fluencia para A igual a $\Delta_{yA} = 0.7\Delta_y$, y para B igual a $\Delta_{yB} = 1.3\Delta_y$, asumiendo que la rigidez en A y B son como antes. De esta manera, la demanda de ductilidad incrementó por 43% en A mientras disminuyó por 23% en B.

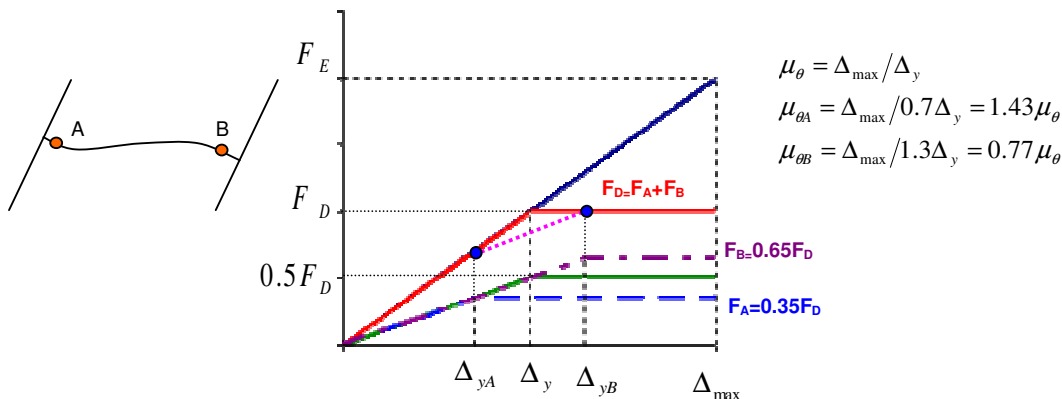


Fig. 4.3 Influencia de la redistribución de momento sobre la demanda de ductilidad rotacional sin tomar en cuenta el cambio de rigidez

Este ejemplo es, sin embargo, algo conservador porque no toma en cuenta el cambio en la rigidez de las regiones en A y B. Un momento de diseño reducido resultará en una cantidad reducida de refuerzo por flexión, y por tanto una cantidad reducida de rigidez a la flexión (EI) de la sección en A y un correspondiente incremento del desplazamiento característico en fluencia Δ_{yA} ; lo contrario sucedería para la sección B.

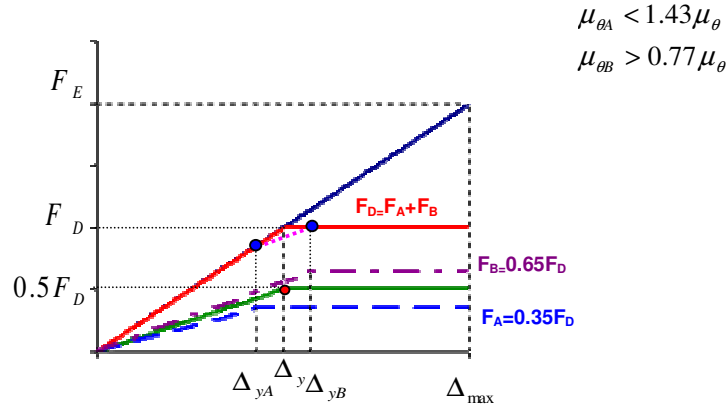


Fig. 4.4 Influencia de la redistribución de momento sobre la demanda de ductilidad rotacional tomando en cuenta el cambio de rigidez

4.5 Redistribución de momentos según el ACI 318S-05

El instituto American Concrete Institute (ACI) desde 2002 introdujo significativos cambios con respecto al criterio para la redistribución de momentos. Ahora el porcentaje de redistribución permitida es definida como una función de la deformación de tracción ϵ_t , y el límite máximo permitido para la modificación de los momentos calculados por la teoría de la elasticidad para cualquier distribución de cargas no puede ser mayor que $1000\epsilon_t$, con un máximo de 20%. La deformación de tracción neta, ϵ_t , es la deformación de tracción en el refuerzo extremo de tracción en resistencia nominal y es determinando de una distribución de deformación lineal usando triángulos similares. La resistencia nominal de flexión es alcanzada cuando la deformación en la fibra extrema de compresión alcanza la deformación límite asumida 0.003.

La deformación de tracción ϵ_t se obtiene de las siguientes expresiones conocidas para el diseño por flexión:

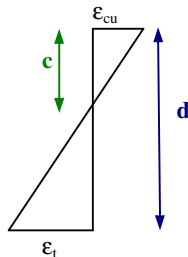
$$As = \frac{M_u}{0.9fy(d - a/2)} \quad (4.8a)$$

$$c = \frac{a}{0.85} \quad (4.8c)$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 f'c * b} \quad (4.8b)$$

$$\epsilon_t = \frac{0.003}{c}(d - c) \quad (4.8d)$$

El ACI 318S-05 establece que la redistribución de momento puede solamente tomar lugar cuando ϵ_t es igual o mayor que 0.0075 ($3.75\epsilon_y$) en la sección en la cual el momento es reducido, esto equivale a $c/d \leq 0.29$, en donde c/d es igual a:



$$\frac{c}{d} = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_t} \quad (4.9)$$

Para una condición balanceada $c/d = 0.588$, entonces lo anterior equivale a limitar el área de acero a $A_s \leq 0.48 A_{s_{bal}}$ (para $f_y=4200$), lo cual garantiza una adecuada ductilidad rotacional, como se observa en la figura 4.5, y por consiguiente la redistribución de momento puede ser confiable.

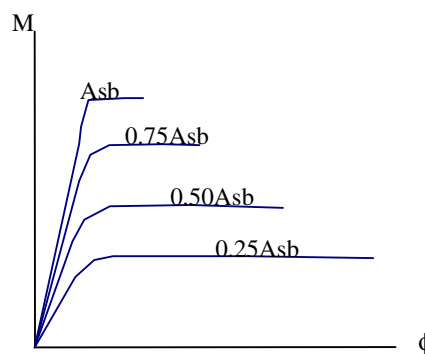


Fig. 4.5 Influencia del área de acero en tracción en los diagramas Momento-Curvatura y en la ductilidad de curvatura (G. Otazzi)

Con este límite de redistribución de 7.5% que establece la norma, no es un requisito de la norma verificar si la capacidad de rotación inelástica en las zonas donde se prevee que se formarán rótulas plásticas es mayor a la demanda de rotación impuesta por las cargas externas.

Si la demanda de rotación es mayor que la capacidad no será posible una redistribución total, ni será posible alcanzar el mecanismo plástico de colapso ya que las secciones donde se forman las rótulas no tendrán suficiente capacidad de rotación inelástica.

La capacidad de rotación inelástica disponible en las zonas de momento negativo, donde se espera se producirán las primeras rótulas plásticas, se puede estimar mediante la siguiente ecuación, como se describió en el capítulo 2 [18]:

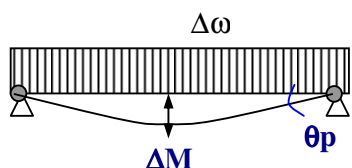
$$\theta_{p \text{ capacidad}} = (\phi_u - \phi_y)l_p \quad (4.10)$$

donde:

l_p : es la longitud plastificada equivalente a $0.5d$

En esta ecuación se puede observar que el ACI al no permitir factores de redistribución menores a 7.5%, estaría asegurando que no disminuya considerablemente la curvatura última ϕ_u , y por consiguiente la capacidad de rotación inelástica.

La demanda de rotación impuesta por las cargas externas se produce una vez que se hayan formado las rótulas en los empotramientos y la rotación plástica demandada θ_p será la rotación en el apoyo de la viga simplemente apoyada, a la cual le aplicamos el incremento de carga necesaria para formar la tercera rótula al centro de la viga. La demanda de rotación se puede calcular con la siguiente expresión:



$$\theta_{p \text{ demanda}} = \frac{\Delta\omega}{24EI_{cr}} \quad (4.11)$$

El límite máximo de redistribución 20% es en general conservador, según referencias [30] y [31]. Este límite está basado en la información experimental sobre la capacidad de rotación inelástica de secciones y elementos, para los cuales se adoptaron valores conservadores de la deformación máxima del concreto, ϵ_{cu} , y de las longitudes de rótulas plásticas. La adopción de este límite conservador demostró en los ensayos, que la fisuración y las deflexiones de los elementos diseñados con los niveles máximos de redistribución permitidos, no eran significativamente mayores, bajo cargas de servicio, que los diseñados a partir de la distribución elástica de los momentos. Dicho de otro modo, la cantidad máxima de redistribución no requiere que las secciones tengan grandes cantidades de ductilidad disponible, las que sólo se podrían lograr con cantidades de refuerzo bajas y

gran capacidad del concreto para deformarse, capacidad asociada a valores altos de ϵ_{cu} que se logran con la presencia de abundante refuerzo transversal de confinamiento. Por esta razón, la cantidad de redistribución que permite el código, no está condicionada a la presencia de refuerzo de confinamiento, solo está limitada por la cuantía de acero por flexión de la sección.

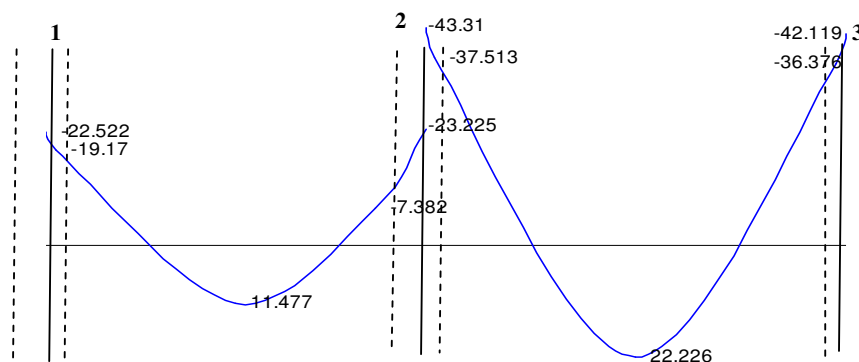
Finalmente, se debe indicar que la redistribución de momentos se puede aplicar también para elementos de flexión pre esforzados, y no se puede aplicar para elementos que hayan sido analizados por métodos aproximados como el Método de Diseño Directo.

4.6 Ejemplo de redistribución de momentos

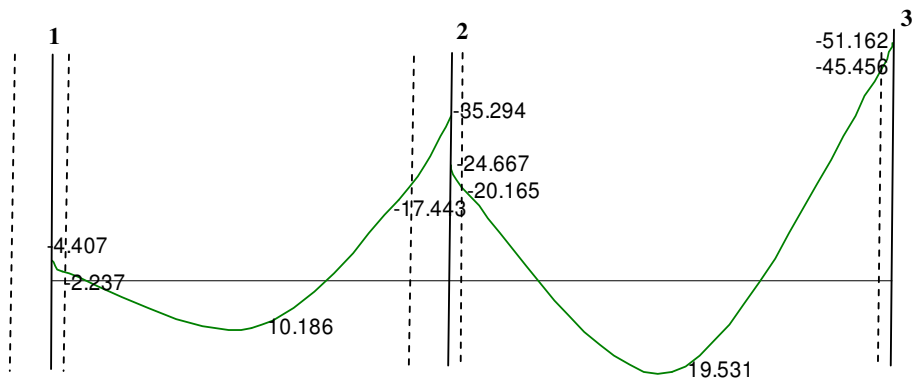
A través del siguiente ejemplo se explicará el procedimiento a seguir para determinar la redistribución de momentos:

1. Se determina los diagramas de momentos flectores de la viga continua para las diferentes combinaciones de carga, indicando en cada tramo los máximos momentos negativos en la línea central de la columna y en las caras de columnas. Para el ejemplo hemos tomado la viga A del segundo piso (VA2):

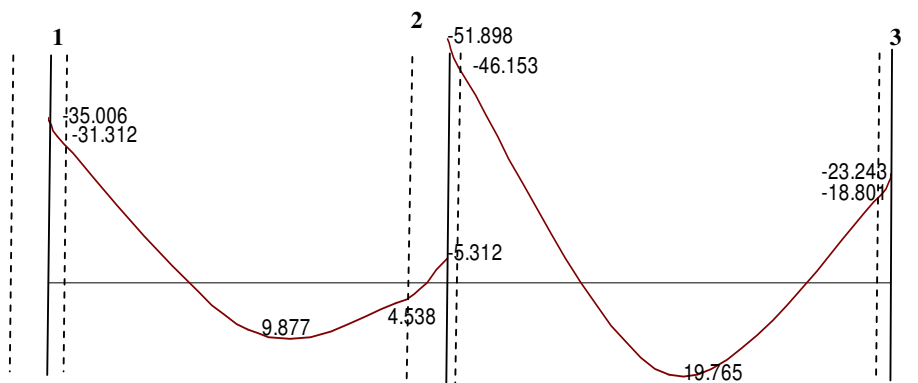
1.2 CM + 1.6CV



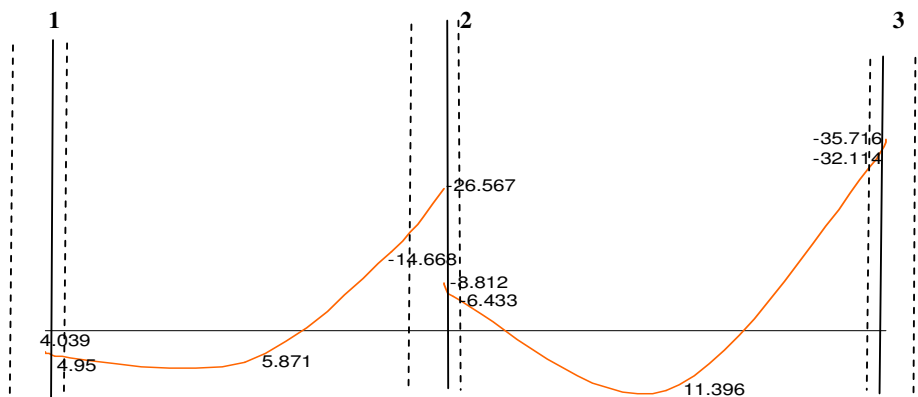
1.2 CM + CV + SISMO



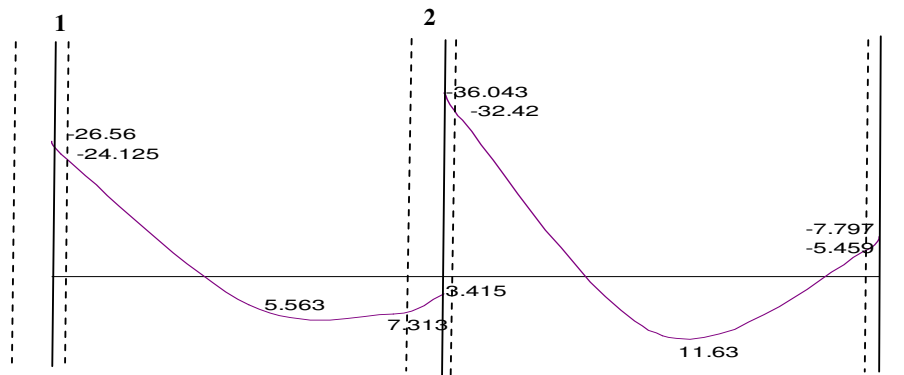
1.2 CM + CV - SISMO



0.9 CM + SISMO



0.9 CM - SISMO

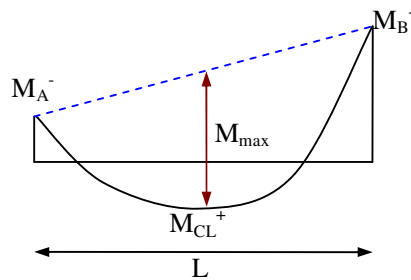


2. De todas las combinaciones de carga se toma el máximo momento negativo en las caras de cada columna, con estos momentos se determina el factor de redistribución FR(%) después de un proceso iterativo con el fin de encontrar la máxima redistribución:

		Apoyos			
		1	2		3
		C.Der	C. Izq	C. Der	C. Izq
Iteración 1	Mu (Ton-m)	31.31	17.44	46.15	45.46
	c (cm)	8.77	4.76	13.32	13.10
	ϵt	0.02064	0.0405	0.0126	0.01282
	FR(%)=1000 ϵt	20.00	20.00	12.56	12.82
Iteración 2	Mu (Ton-m)	25.05	13.95	40.35	39.63
	c (cm)	6.93	3.78	11.51	11.28
	ϵt	0.02690	0.0518	0.01502	0.01537
	FR(%)=1000 ϵt	20.00	20.00	15.02	15.37
Iteración 3	Mu (Ton-m)			39.22	42.20
	c (cm)			11.16	10.93
	ϵt			0.01558	0.01597
	FR(%)=1000 ϵt			15.58	15.97
Iteración 4	Mu (Ton-m)			38.96	41.98
	c (cm)			11.08	10.84
	ϵt			0.01571	0.01612
	FR(%)=1000 ϵt			15.71	16.12
Iteración 5	Mu (Ton-m)			38.90	41.98
	c (cm)			11.06	10.82
	ϵt			0.01574	0.01615
	FR(%)=1000 ϵt			15.75	16.15

3. Con estos factores de redistribución se redistribuyen los momentos negativos en la línea central de la columna para cada combinación de carga. La forma de redistribuir los momentos negativos para las combinaciones de carga que consideran el sismo será de acuerdo a lo descrito en la sección 4.3. Sin embargo, para la primera combinación que sólo considera cargas de gravedad se ha decidido no redistribuir las uniones exteriores viga-columna; se debe tener en cuenta que la diferencia de momentos negativos, cuando no son iguales en ambos lados de la columna interior, debe considerarse en el apoyo.

En cualquiera de los casos, el equilibrio estático debe mantenerse en todos los apoyos, lo cual se consigue de la siguiente forma:



$$M_{\max} = \frac{M_A^- + M_B^-}{2} + M_{CL}^+ \quad (4.12)$$

$$\omega = \frac{8 * M_{\max}}{L^2} \quad (4.13)$$

Por consiguiente el momento en cualquier punto del tramo se calcula con la siguientes ecuaciones:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2} \quad (4.14)$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x) \quad (4.15)$$

donde:

MR(x) : momento redistribuido a una distancia x

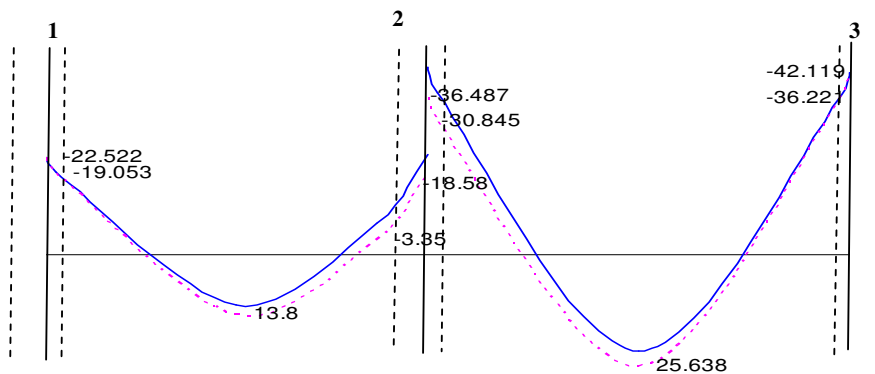
4. Finalmente con estas expresiones de equilibrio se puede encontrar los momentos redistribuidos en las caras de las columnas y en el centro de luz de cada viga para cada combinación de carga. Para el diseño se tomará el máximo momento negativo redistribuido en la cara del apoyo.

A continuación se muestra un cuadro resumen de los momentos redistribuidos para cada combinación de cargas, correspondiente a la viga VA2:

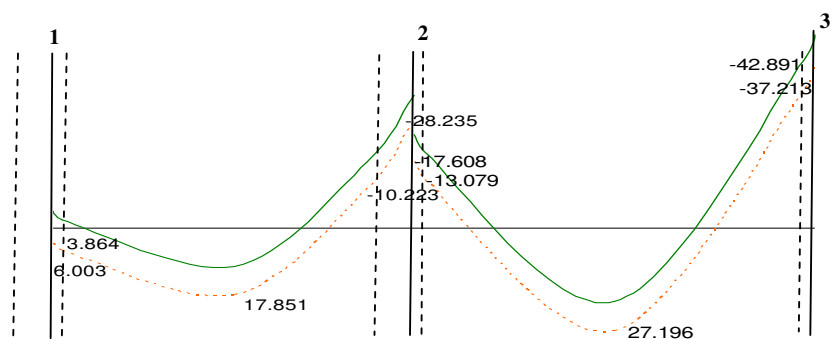
Apoyo	Ubicación	X(m)	FR%	1.2CM + 1.6CV		1.2CM + CV + SISMO		1.2CM + CV - SISMO		0.9CM + SISMO		0.9CM - SISMO		
				Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	
1	ED	0.000	20	-22.522	-22.522	-4.407	3.864	-35.006	-28.005	4.039	9.813	-26.56	-21.248	
	CD	0.200		-19.17	-19.053	-2.237	6.003	-31.312	-24.282	4.95	10.712	-24.125	-18.804	
	CL	3.975		11.477	13.8	10.186	17.851	9.877	17.466	5.871	11.415	5.563	11.058	
	CI	6.900		-7.382	-3.35	-17.443	-10.223	4.538	12.56	-14.668	-9.294	7.313	12.943	
2	EI	7.950	20	-23.225	-18.58	-35.294	-28.235	-5.312	2.865	-26.567	-21.254	3.415	9.094	
2	ED	0.000		15.76	-43.31	-36.487	-24.667	-17.608	-51.898	-43.721	-8.812	-3.499	-36.043	-30.364
CD	0.200	-37.513		-30.845	-20.165	-13.079	-46.153	-38.003	-6.433	-1.109	-32.42	-26.75		
CL	4.400	22.226		25.638	19.531	27.196	19.765	27.354	11.396	16.94	11.63	17.125		
CI	8.600	-36.376	-36.221	-45.456	-37.213	-18.801	-11.772	-32.114	-26.351	-5.459	-0.138			
3	EI	8.800	16.17	-42.119	-42.119	-51.162	-42.891	-23.243	-16.242	-35.716	-29.942	-7.797	-2.485	

A continuación se muestra los diagramas de momentos flectores redistribuidos:

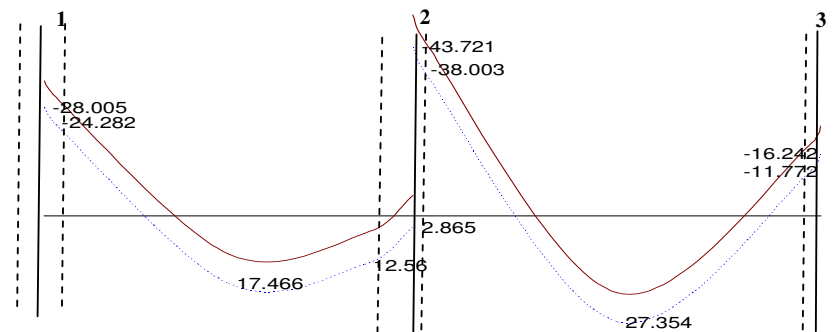
1.2 CM + 1.6CV



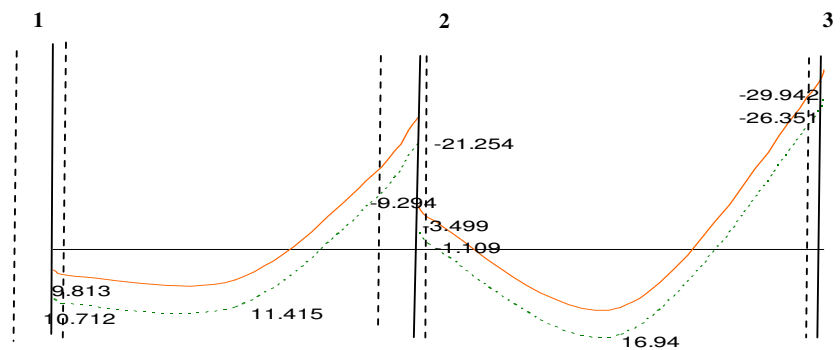
1.2 CM + CV + SISMO



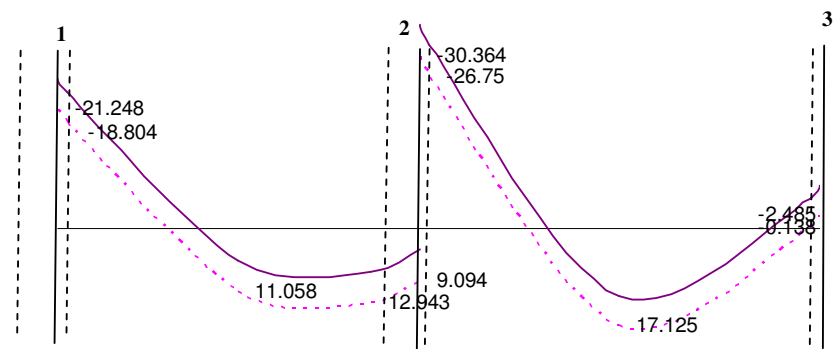
1.2 CM + CV - SISMO



0.9 CM + SISMO



0.9 CM - SISMO



CAPITULO V

CRITERIOS DEL DISEÑO POR CAPACIDAD

En este capítulo se describe el procedimiento para diseñar por capacidad los elementos de concreto armado de una edificación aporticada. La metodología de diseño, que se describe a continuación, ha sido tomada del libro “*Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*”- T. Paulay, M. J. N. Priestley (1992), y ha sido adaptada a los requerimientos mínimos de la norma E-060 y de la norma del ACI. Asimismo, cabe mencionar que el proceso de redistribución de momentos de las vigas, el cual forma parte del diseño, se ha adaptado a los requerimientos establecidos por la norma del ACI, y se describe en el capítulo IV.

5.1 Diseño de vigas

En esta sección se considera solamente especificaciones para el diseño sísmico usando el diseño por capacidad. El comportamiento por flexión de las secciones de concreto armado es conocido y no se discute en este trabajo [18].

5.1.1 Diseño por resistencia a la flexión

Las potenciales rótulas plásticas de las vigas se ubican en las caras de las columnas y se denominan secciones críticas. Estas secciones se diseñan por resistencia a la flexión, lo cual involucra conceptos muy simples. Las vigas son siempre doblemente reforzadas, como se muestra en la figura 5.1, para tomar en cuenta la inversión de los momentos debidos a la naturaleza cíclica de las cargas sísmicas, y así satisfacer los requerimientos de la norma de asegurar adecuada ductilidad.

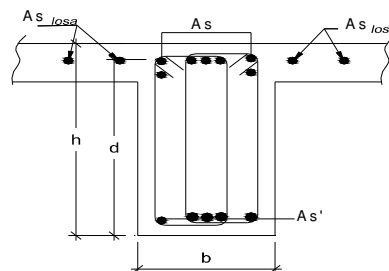


Fig. 5.1 Distribución del refuerzo por flexión en vigas

El refuerzo superior o inferior de la viga siempre está propenso a fluir debido a los desplazamientos cíclicos inelásticos. Si el refuerzo fluye prolongadamente en la cara de la viga, pueden ocurrir amplias grietas en el concreto. Estas grietas no se pueden cerrar otra vez en un momento invertido a menos que el refuerzo en compresión fluya. Incluso si el efecto de Bauschinger se toma en cuenta, se necesita considerar el desarrollo de la resistencia total de fluencia del refuerzo en compresión, siempre que el anclaje de tales varillas sea totalmente efectivo en cualquier lado de la rótula plástica. Esto se puede lograr cuando las vigas enmarcan muros o columnas macizas. Sin embargo, cuando las rótulas plásticas de la viga se desarrollan en ambos lados de un nudo viga-columna, el posible deterioro del nudo puede invalidar algunas de las hipótesis tradicionales usadas en el análisis por flexión de secciones de concreto reforzado. Por tanto, después de demandas cíclicas de la ductilidad de la curvatura, el refuerzo en compresión puede no contribuir a la respuesta por flexión tan efectivamente como se supuso. Como una consecuencia, la contribución del concreto en compresión para la resistencia por flexión puede ser mayor.

Teniendo en cuenta lo antes descrito, el refuerzo de tracción necesario para la cara superior e inferior de la viga convencionalmente reforzada se determina con las siguientes expresiones:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} \quad (5.1)$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b} \quad (5.2)$$

Se debe recordar que el acero positivo según la norma peruana de concreto E-060 debe ser igual a: $A's \geq 0.5A_s$

a) Refuerzo efectivo en tracción

El refuerzo efectivo en tracción es el refuerzo que tomará los esfuerzos de tracción durante los movimientos sísmicos. Cuando el refuerzo superior junto al apoyo de una viga continua ha fluido considerablemente, el refuerzo paralelo adyacente en la losa maciza también fluirá, el cual forma parte del ala de la viga. Así durante deformaciones inelásticas grandes, la resistencia por flexión de la sección se puede incrementar significativamente.

Para el diseño por cargas de gravedad, se omite la contribución del refuerzo de la losa. Sin embargo, para el diseño sísmico, la resistencia considerablemente en exceso del refuerzo de la losa puede llevar a comportamiento indeseable del pórtico.

La participación del refuerzo de la losa en el desarrollo de resistencia por flexión de la viga en nudos interiores y exteriores se ha observado en experimentos consistentemente [20]. Sin embargo, la cantidad efectiva del refuerzo de la losa que pueda participar en la resistencia del momento de una viga es difícil estimar para propósitos de diseño. Hay varias razones para esto:

- Primero, el desplazamiento del refuerzo de la losa depende de la magnitud de las deformaciones inelásticas impuestas por el sismo. El refuerzo de la losa ubicado más lejos de la columna, se debe omitir.
- Segundo, las fuerzas de tracción del refuerzo de la losa debido a la acción de ala necesitan ser transferidas a través de las vigas al nudo viga-columna. Así la contribución de cualquier refuerzo de la losa dependerá de su anclaje dentro de la losa actuando como un ala. La efectividad de refuerzos cortos, ubicados en el lado superior de una losa para resistir momentos negativos de gravedad encima de una viga transversal, decrece rápidamente con la distancia desde el nudo.
- Tercero, la efectividad del refuerzo de la losa también está afectada por la presencia o ausencia de vigas transversales. Esto es de importancia particular cuando una losa es monolítica con una viga extrema.

La resistencia nominal por flexión de una viga debe estar basada en el ancho efectivo tributario del ala en tracción. Bajo circunstancias normales, la cantidad del refuerzo de la losa, la cual puede contribuir a la tracción por flexión de una viga, es relativamente pequeña comparado con el refuerzo total superior de la viga. Por lo tanto, se debe suponer una aproximación del ancho efectivo de la contribución de la losa en tracción b_e para la estimación de la resistencia confiable y sobrerresistencia en flexión.

Por consiguiente, se recomienda que en vigas T y L, construidas integralmente con las losas de entrepiso, el refuerzo longitudinal de la losa ubicado paralelo a la viga, para ser

considerado como refuerzo superior de tracción de la viga, en adición al refuerzo ubicado dentro del ancho de la viga, debe incluir todas las varillas dentro el ancho efectivo en tracción b_e , el cual puede ser el menor de:

1. Un cuarto de la luz de la viga bajo consideración, extendiendo cada lado desde el centro de la viga, donde existe el ala.
2. La mitad de la luz de una losa transversal a la viga bajo consideración, extendiendo cada lado desde el centro de la viga, donde existe el ala.
3. Un cuarto de la longitud de la luz de una viga extrema transversal, extendiendo cada lado del centro de la sección de esa viga la cual enmarca dentro de una columna exterior y es así perpendicular al extremo del piso.

Anchos efectivos de colaboración en tracción de la losa b_e , así determinados son ilustrados en la figura 5.2. Solamente los refuerzos de la losa dentro de este ancho b_e , pueden desarrollar su resistencia por tracción en o más allá de una línea de 45° desde la columna más cercana.

Donde no se prevea ninguna viga en el extremo de una losa, los refuerzos de la losa que solamente son efectivamente anclados en la vecindad inmediata de una columna como mostrada en la figura 5.2 (c) deben ser considerados.

En Nueva Zelanda el ancho efectivo de una losa en tracción es igual a cuatro veces el espesor de la losa, medido desde cada lado de la cara de una columna, dependiendo si se está considerando un nudo interior o un nudo exterior con o sin vigas transversales. En el caso de losas aligeradas, lo descrito anteriormente no se toma en cuenta.

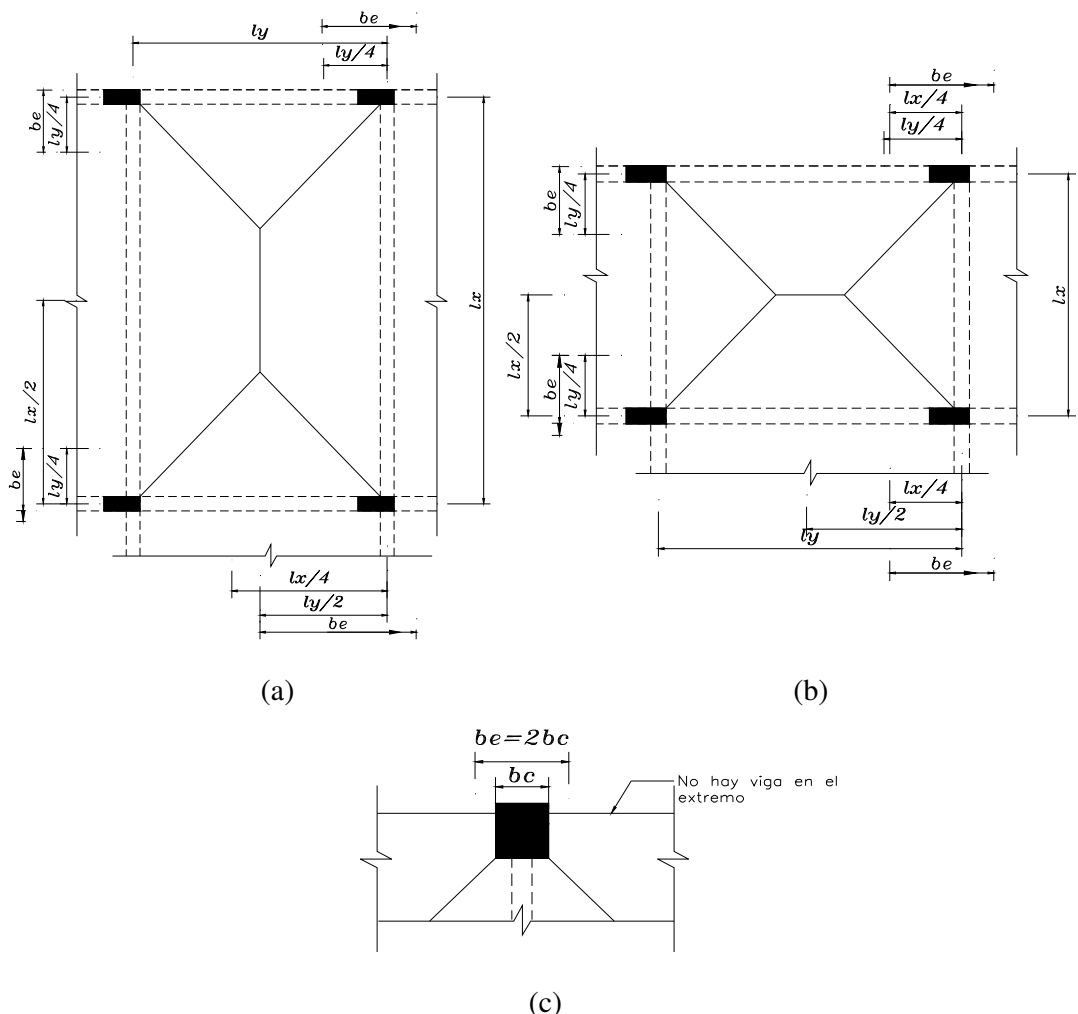
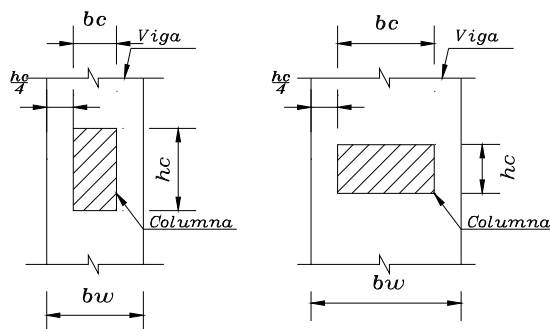


Fig. 5.2 Ancho efectivo de las alas de tensión para sistemas de losas macizas integrales

Bajo acciones sísmicas, los momentos extremos en vigas son balanceados por momentos similares en la columna arriba y abajo del nudo más que por el momento en la viga en el lado opuesto de la columna como en el caso de vigas continuas cargadas por gravedad. Por tanto, es deseable poner la mayoría del refuerzo principal de flexión superior e inferior dentro del ancho de la viga y dentro de los núcleos de las columnas. Por esta razón es preferible que el ancho de la viga no sea más grande que el ancho de la columna. Como un límite superior se recomienda que el ancho de la viga b_w no deba ser mayor que el ancho de la columna más una distancia a cada lado de esa columna igual a un cuarto del peralte total de la columna en la dirección relevante, pero no más que dos veces el ancho de la columna. La interpretación de esta recomendación práctica es mostrada en la figura 5.3.



$$\text{m\u00e1ximo } b_w \leq b_c + h_c/2 \leq 2b_c$$

Fig. 5.3 Anchos m\u00e1ximos recomendados de vigas

La transferencia de fuerzas de los refuerzos fuera del n\u00facleo del nudo por medios de estribos encima del peralte de la columna h_c es dudosa. Por tanto, cualquier refuerzo de una viga, el cual pasa fuera del n\u00facleo de la columna no se debe suponer en compresi\u00f3n.

Tambi\u00e9n se debe tener en cuenta la transferencia de fuerzas cuando la columna es mucho m\u00e1s ancha que la viga. El concreto o refuerzo en la columna a una distancia considerablemente lejos de las caras verticales de la viga no participar\u00e1n totalmente en resistir los momentos de la viga. Pueden originarse serios problemas en nudos exc\u00e9ntricos viga-columna.

b) Limitaciones de la cantidad de refuerzo por flexi\u00f3n en tracci\u00f3n

- Refuerzo m\u00ednimo

El refuerzo por flexi\u00f3n en tracci\u00f3n se limita a un m\u00ednimo con el fin de asegurar que la resistencia a flexi\u00f3n, proporcionado por este refuerzo, exceda al momento de agrietamiento por un margen razonable, en la secci\u00f3n cr\u00edtica, dentro de la regi\u00f3n posible de r\u00f3tulas pl\u00e1sticas. Esto es particularmente el caso para momentos negativos, los cuales se reducen r\u00e1pidamente con la distancia desde la cara de la columna. Tambi\u00e9n es necesario distribuir bien el agrietamiento por flexi\u00f3n para evitar excesiva demanda de ductilidad de curvatura, lo cual se consigue si el di\u00e1metro de los refuerzos de las vigas es peque\u00f1o, lo cual es probable con cuant\u00edas bajas de refuerzo.

Cuando alas de tracción de vigas T o L contribuyen a la resistencia por flexión, el momento de agrietamiento será substancialmente más alto que para secciones rectangulares o para la misma sección bajo momento positivo. Las siguientes expresiones para la cuantía mínima en tracción, aseguran que la resistencia ideal de flexión es al menos 50% más grande que el momento de agrietamiento probable:

$$A_{s_{\min}} = 0.80 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad \text{cm}^2 \quad (5.3)$$

$$\text{pero no menor a } A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} b_w d \quad \text{cm}^2 \quad (5.4)$$

La norma ACI establece que para vigas T o L cuando sus alas contribuyen a la resistencia de tracción por flexión, el acero mínimo no debe ser menor que el dado por las ecuaciones (5.3) y (5.4) reemplazando b_w por $2b_w$ o el ancho del ala, el que sea menor.

- Refuerzo máximo

Para asegurar una falla dúctil, el máximo contenido de refuerzo por flexión debe ser limitado. La norma ACI y la actual norma peruana E-060 fijan la cantidad máxima de acero en tracción que se puede colocar en una sección en función del área de acero que produce la falla balanceada. Como ya se conoce, la falla de la sección debe ser por tracción (sección subreforzada) y no se permite la falla por compresión (sección sobreforzada). Además se debe tener en cuenta que el diseño por capacidad permite la redistribución de momentos en pórticos, y esto depende de un comportamiento dúctil mayor en las regiones de rótulas plásticas; por tanto, el refuerzo en tracción se limita a:

$$\rho_{\max} = 0.50\rho_b \quad A_{s_{\max}} = 0.50A_{s_b} \quad \text{cm}^2 \quad (5.5)$$

$$A_{s_b} = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \frac{6000}{6000 + f_y} b_w d \quad \text{cm}^2 \quad (5.6)$$

5.1.2 Zona de rótulas plásticas posibles

Las rótulas plásticas de las vigas se deben identificar claramente porque se necesita detallar el refuerzo en las regiones inelásticas de la viga. Asimismo, las limitaciones del refuerzo

mínimo y máximo se aplican dentro de las posibles rótulas plásticas, y se pueden obviar en otra parte de la viga. Las rótulas plásticas en vigas de pórticos dúctiles comúnmente se desarrollan en los lados inmediatamente adyacentes de las columnas, como se muestra en la figura 5.4.

Cuando los momentos positivos en la luz son grandes debido al dominio de las cargas de gravedad, particularmente en vigas de grandes luces, puede ser difícil desarrollar una rótula plástica en la cara de la columna. El diseñador puede entonces permitir formar una rótula plástica en alguna distancia lejos de la columna. Ejemplos típicos de vigas de grandes luces se muestran en la figura 5.4 (a).

Cuando las fuerzas de sismo actúan como las mostradas en la figura 5.4 (a), la rótula plástica del momento positivo se desarrolla cerca de la columna interior, en la zona de máximo momento. Si las rótulas plásticas son formadas en las caras de las columnas, la rotación de la rótula plástica es θ como se observa en la luz corta. Sin embargo, las rotaciones de las rótulas plásticas de momento positivo formadas a una distancia l_1 de la columna derecha se incrementan a $\theta' = (l/l_1)\theta$. Es evidente que mientras más lejano este la rótula plástica positiva de la columna de la mano izquierda, más grande será la rotación de la rótula.

La presencia de una importante carga puntual en la mitad de la luz indica que este punto probablemente será la localización del momento máximo positivo bajo la acción de la carga de gravedad y fuerzas sísmicas. Si la rótula plástica está ubicada allí, las rotación plástica se incrementa a $\theta'' = (l/l_2)\theta$.

La curvatura dúctil deseada en rótulas plásticas se alcanza principalmente por las deformaciones inelásticas de tracción muy largas. Por tanto, la deformación principal a lo largo de la longitud de una rótula plástica es de tracción resultando en un alargamiento de esa parte de la viga. Debido a que el eje neutro varía a lo largo de la luz, también ocurren elongaciones en esas partes elásticas de la viga después del agrietamiento. Sin embargo, éstas son omitidas en comparación con las desarrolladas sobre las rótulas plásticas. Las acciones sísmicas, al producir dos rótulas plásticas en las vigas, origina vigas más alargadas, tal como se muestra en la figura 5.4 (b). La magnitud del incremento de la luz Δl

está afectada por el peralte de la viga, por las rotaciones de las rótulas plásticas θ o θ' , y por tanto por la localización de rótulas plásticas (figura 5.4(a) y (c)).

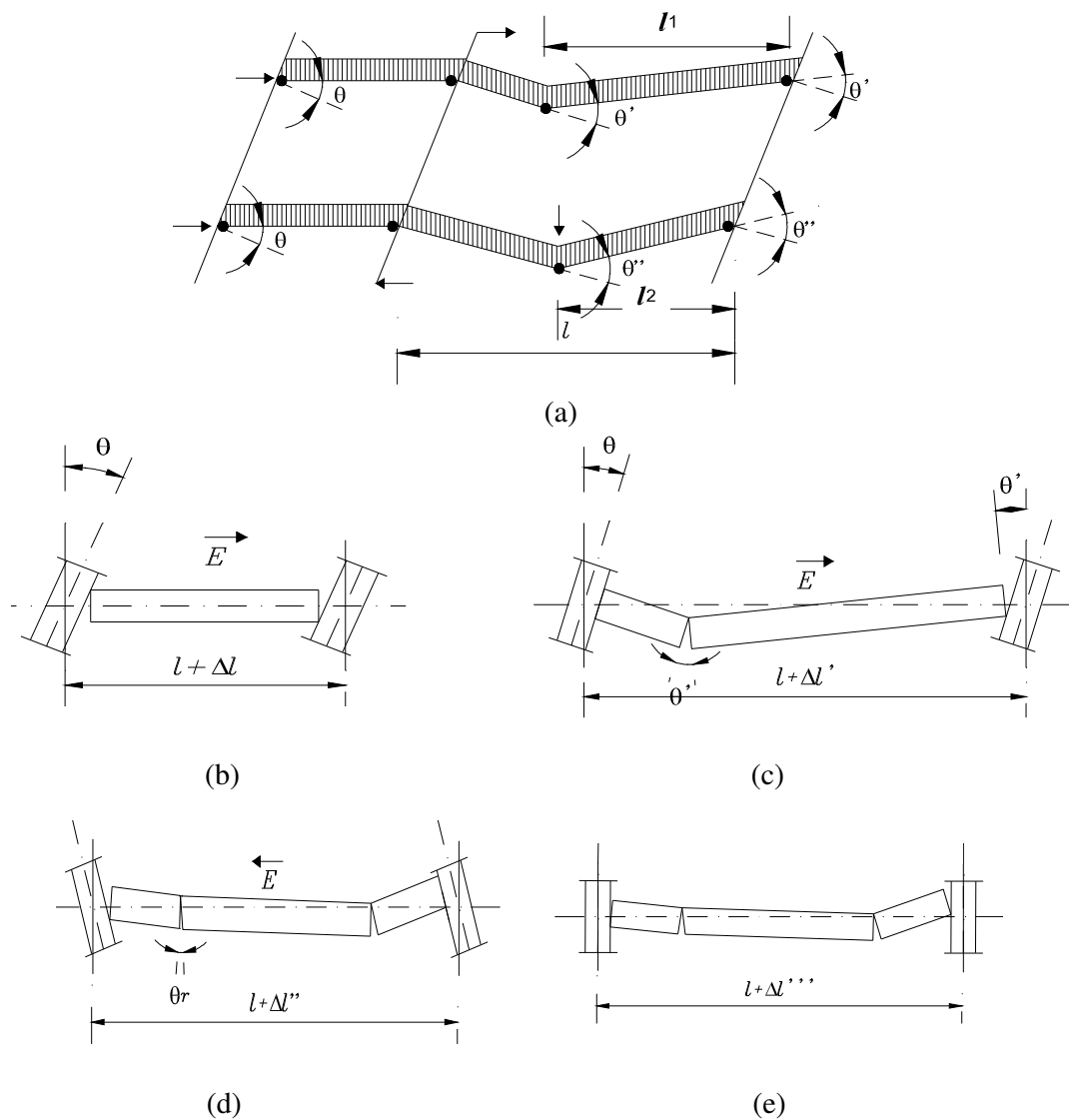


Fig. 5.4 Patrones de rótulas plásticas de vigas

Una característica particular de una rótula plástica lejos de las columnas en la región de momento positivo de una viga, es que los desplazamientos axiales pueden incrementarse en ciclos secuenciales de desplazamiento inelástico para niveles de ductilidad de desplazamiento constante. Cuando hay dominio de momentos positivos inducidos por cargas de gravedad, nunca puede ocurrir cambio de signo de momento debido a las acciones de sismo, o si ocurre, los momentos negativos pueden ser muy pequeños. De esta manera, una rotación inelástica de dirección invertida ocurre en la rótula separada de la cara de columna y una significativa rotación residual θ_r puede permanecer contribuyendo

a incrementar la elongación total de la viga $\Delta l''$, como se ilustra en la figura 5.4 (d). En el siguiente ciclo de desplazamiento inelástico en la dirección inicial de carga, una rotación inelástica adicional es añadida a la rotación residual en la rótula de momento positivo. Después de varios desplazamientos inelásticos del pórtico en ambas direcciones del sismo, rotaciones residuales de rótulas plásticas puede resultar en largas deflexiones y elongaciones en vigas que han sido diseñadas para desarrollar rótulas plásticas positivas en la luz, como se muestra en la figura 5.4(e). Tales elongaciones en la viga pueden perjudicar o incluso destruir conexiones para componentes no estructurales o elementos de sistemas de piso prefabricados y también altera momentos flectores en columnas de los dos pisos más bajos. Es evidente que debido a la acumulación progresiva de rotaciones residuales en ambas rótulas positivas y negativas, el desempeño prescrito de un pórtico de sostener una cantidad de ductilidad acumulativa dada es más difícil de alcanzar.

A menos que las demandas de ductilidad esperada sean moderadas o el número de inversiones de desplazamientos inelásticos sean poco probables, como es el caso de pórticos con periodos largos, los mecanismos plásticos de la viga de la figura 5.4 (c) a (e) se deben evitar. También se observa que elongaciones progresivas de la viga ocurren con mecanismos mostrados en la figura 5.4 (b). Esto se debe al incremento entre las caras agrietadas después de repetidas aperturas y cierres incompletos de grietas. Este alargamiento de la zona de rótula plástica se puede incrementar más cuando la fuerza de corte es grande, conduciendo a un deslizamiento, y cuando la grieta no sigue una línea recta.

La longitud de una rótula plástica en una viga, sobre la que se requiere un detalle especial de refuerzo transversal, es el doble del peralte $2h$ de la viga.

1. Cuando la sección crítica de la rótula plástica está en la cara de la columna de apoyo o muro, esta longitud es medida desde la sección crítica hacia la luz, como se observa en la figura 5.5.
2. Cuando la sección crítica de la rótula plástica no está en la cara de una columna y está localizada a una distancia no menor que el peralte de la viga h o **500mm** lejos de la cara de columna o muro, la longitud se asume empezar entre la cara de la columna o muro y la sección crítica, en menos de **0.5h** o **250mm** de la

sección crítica, y extender al menos $1.5h$ por delante de la sección crítica hacia el centro de luz, como se observa en la figura 5.6.

3. En rótulas plásticas positivas donde la fuerza de corte es cero en la sección crítica, tal como en C en la figura 5.5, la longitud se extiende por h en ambas direcciones de la sección crítica.

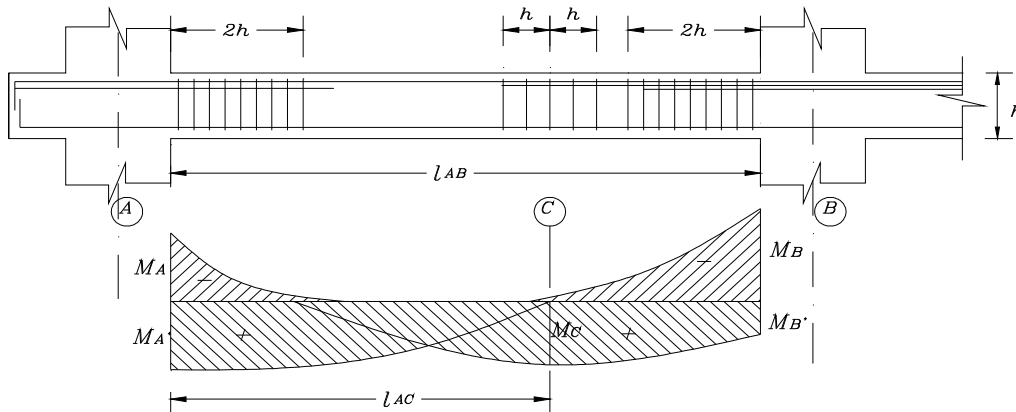


Fig. 5.5 Localización de potenciales rótulas plásticas donde se requiere especial detalle

Las ventajas de la reubicación de rótulas plásticas lejos de las caras de las columnas son que las deformaciones por fluencia de las varillas de la viga en las caras de las columnas se pueden evitar, y por tanto, la penetración de fluencia a lo largo de las varillas dentro de los núcleos de los nudos adyacentes, como resultado de la deterioración de la pega, se puede prevenir. Esto mejora el comportamiento del nudo, particularmente cuando las vigas son pesadamente reforzadas. Como una consecuencia, el diseñador puede escoger la reubicación de rótulas plásticas lejos de las caras de las columnas incluso cuando los momentos máximos ocurren en las caras de las columnas. Mientras las secciones críticas de las rótulas plásticas escogidas para momentos positivos y negativos coincidan, esta solución no contradice los objetivos de evitar formaciones de rótulas plásticas, tales como las ilustradas en la figura 5.4 (d). Sin embargo, en vigas cortas, rótulas plásticas reubicadas pueden también estar cerca una de otra, resultando en un significativo incremento de las demandas de curvatura de ductilidad (figura 5.4 (a)).

La figura 5.6 muestra dos métodos para alejar rótulas plásticas de la cara de las columnas:

- En la figura 5.6(a) refuerzo extra de flexión se coloca en una distancia no menos que h o **500mm** (20in) desde la cara de la columna y anclada por ganchos de 90° dentro de la viga o por ganchos sobre algunas varillas superiores e inferiores en un ángulo de 45° o menos dentro de la cara opuesta de la viga, tal como asegurar que la sección crítica ocurra en la sección X-X. La cantidad de refuerzo extra se escoge para asegurar que la fluencia no ocurra en la cara de la columna, a pesar de los grandes momentos que se encuentran allí.
- En vigas de grandes luces, el uso de cartelas puede ser ventajoso, como visto en la figura 5.6 (b). En este caso se requiere que la rótula plástica esté ubicada en el extremo de menor peralte de la cartela para desarrollar momentos negativos. De esta forma, la longitud sobre el cual el refuerzo superior fluirá se puede incrementar considerablemente. Para una rotación de rótula plástica dada, las demandas de curvatura se reducen considerablemente; y por tanto, los daños locales también se reducen.

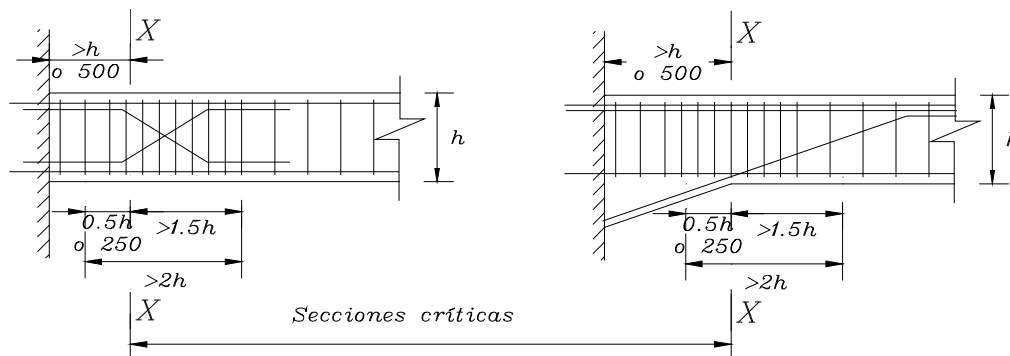


Fig. 5.6 Detalles de rótulas plásticas localizadas lejos de las caras de las columnas

Cuando las cargas de gravedad sobre una luz son significantes, es difícil detallar el refuerzo en tracción inferior en la viga tal como desarrollar la sección crítica de una rótula plástica en la cara de una columna. En tales casos las varillas inferiores deben ser limitadas tal como producir una rótula plástica en la ubicación del momento positivo máximo o en una distancia corta lejos de la cara de la columna.

En la sección crítica de una rótula plástica positiva, fuerzas de corte generalmente serán un tanto pequeñas. Por esta razón y porque las varillas inferiores de la viga nunca estarán sometidas a fluencia en compresión, los requerimientos para el refuerzo transversal sobre la longitud especificada $2h$ de la rótula plástica pueden ser menos severos. La posición de

la sección crítica de una rótula positiva no es única, la posición dependerá de la intensidad de las cargas de gravedad presente durante el sismo y los valores relativos de momentos de flexión desarrollados en la viga en las caras de las columnas en diferentes instantes de respuesta sísmica.

5.1.3 Sobrerresistencia por flexión de rótulas plásticas

De acuerdo con la filosofía del “diseño por capacidad”, se deben calcular las máximas acciones probables impuestas sobre la viga durante un desplazamiento inelástico muy largo. Esto se alcanza simplemente por el uso de la ecuación (2.3) $S_o = \lambda_o S_i$. La sobrerresistencia de las secciones críticas de la viga se evalúa de la siguiente forma:

1. Todo el refuerzo por flexión de la viga proporcionado, incluyendo el área de acero tributaria en tracción en las alas, se incluye en el área total efectiva del acero a tracción por flexión.
2. Se toma en cuenta el aumento de resistencia de fluencia del acero, el cual se debe al exceso de la resistencia de fluencia real con respecto a los valores de diseño nominal f_y , y a la deformación por endurecimiento en ductilidades de máxima curvatura. Esto se considera con el uso de una resistencia de fluencia magnificada $\lambda_o f_y$. Como se describió en la sección 2.2, el factor de sobrerresistencia del acero λ_o se ha considerado igual a 1.40 para $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Debido a que se omite la influencia de la resistencia del concreto f'_c sobre la resistencia a la flexión de las secciones de la viga doblemente reforzada, solamente se necesita considerar el aumento de la resistencia debido a las propiedades del acero.

Entonces, la sobrerresistencia a la flexión de la sección crítica de una potencial rótula plástica en una ubicación X es igual a:

$$M_o = \lambda_o A_s f_y (d - a/2) \quad (5.7)$$

5.1.4 Factor de sobrerresistencia de la viga

El factor de sobrerresistencia es una medida conveniente de la sobrerresistencia por flexión de las secciones de la viga desarrollada bajo grandes demandas de ductilidad. La sobrerresistencia por flexión de la viga se expresa en términos de los momentos de diseño, M_E , que resultaron sólo del análisis para fuerzas laterales de sismo, de acuerdo a lo especificado por la norma.

Como se explicó anteriormente, ambos momentos, el que cuantifica la sobrerresistencia por flexión M_o y el que resulta de las fuerzas de diseño para sismo M_E , son expresados para los nudos de la viga del pórtico; es decir, en el centro de las columnas de apoyo.

El factor de sobrerresistencia por flexión, descrito en términos generales para una viga, es igual a:

$$\phi_o = M_o / M_E \quad (5.8)$$

Generalmente, para una dirección dada de las fuerzas de sismo habrá dos valores para ϕ_o , uno para cada extremo de la luz de la viga. Para situaciones asimétricas es conveniente identificar también el sentido del sismo, y en estos casos es conveniente usar los símbolos $\bar{\phi}_o$ y $\bar{\phi}_o$.

La sobrerresistencia por flexión de una viga en el centro de una columna exterior $M_o = \phi_o M_E$ indica la máxima resistencia de la viga desarrollada durante demandas de gran ductilidad sin tener que buscar e identificar las diversas fuentes de aumento de resistencia.

Cuando en un nudo la resistencia requerida provista, ϕM_i , coincide exactamente con las demandas de resistencia sólo para fuerzas de sismo M_E , el valor del factor de sobrerresistencia es igual:

$$\phi_o = M_o / M_E = \lambda_o M_i / \phi M_i = \lambda_o / \phi \quad (5.9)$$

Este valor sirve como un indicador del exceso o deficiencia de resistencia que se ha suministrado en un punto nodal en particular. El factor de sobrerresistencia ϕ_0 de la viga se usa posteriormente en el diseño de columnas de pórticos dúctiles.

El valor de ϕ_0 en el centro de una columna interior se obtiene de la razón de la suma de sobrerresistencias requeridas a flexión derivadas sólo de las fuerzas sísmicas.

$$\phi_o = \sum M_o / \sum M_E \quad (5.10)$$

5.1.5 Factor de sobrerresistencia del sistema

Para distinguir y cuantificar la sobrerresistencia de la estructura como un todo, se definió anteriormente este factor como la siguiente relación:

$$\psi_0 = \sum_1^n M_{0,j} / \sum_1^n M_{E,j} = \sum_1^n (\phi_0 M_E)_j / \sum_1^n M_{E,j} \quad (5.11)$$

donde:

$M_{0,j}$: es la sobrerresistencia a flexión de una viga calculada en centro de la columna en el nudo j

$M_{E,j}$: es el momento de flexión derivado de la aplicación de las fuerzas de sismo de diseño para la misma viga en el mismo nudo j

N : es el número total de los nudos de la viga en ese nivel. Observe que hay dos nudos por cada luz de viga.

5.1.6 Resistencia al corte de vigas

a) Determinación de las fuerzas de diseño de corte

Desde las consideraciones de la carga transversal y desarrollo simultáneo de dos rótulas plásticas debido a las cargas laterales, las fuerzas de corte en cada luz se calculan fácilmente. Puesto que las deformaciones de corte inelásticas están asociadas con ductilidad limitada, se debe evitar reducción de la resistencia y significativa pérdida de disipación de energía. De esta forma, se necesita considerar las fuerzas de corte desarrolladas con la sobrerresistencia de flexión de la viga en ambas rótulas plásticas. Este es el más simple ejemplo de la aplicación de la filosofía de diseño por capacidad. Con

respecto a la viga mostrada en la figura 5.5, el máximo cortante actuante en el lado derecho de la cara de la columna es:

$$V_B = V_{gB} + \frac{M_{0B} + M'_{0A}}{l_{AB}} = V_{gB} + \bar{V}_{E0} \quad (5.12a)$$

donde:

M_{0B}, M'_{0A} : son los momentos de los extremos en el desarrollo de sobrerresistencias de flexión en las rótulas plásticas,

l_{AB} : es la distancia entre las caras de las columnas

V_{gB} : es la fuerza de corte en B debido a la carga de gravedad sobre la viga (como para una viga simplemente apoyada)

\bar{V}_{E0} : es la fuerza cortante inducida por el sismo durante la respuesta dúctil del pórtico y la flecha indica la dirección de la fuerza horizontal relevante. Esto es constante sobre la luz.

Similarmente, en el otro extremo de la viga de la figura 5.5:

$$V_A = V_{gA} + \frac{M_{0A} + M'_{0B}}{l_{AB}} = V_{gA} + \bar{V}_{E0} \quad (5.12b)$$

M_{0A}, M'_{0B} : son los momentos en los extremos A y B, evaluando la sobrerresistencia por flexión en las rótulas plásticas obtenidos en el otro sentido del sismo. La cortante en la rótula plástica positiva en la luz será cero.

La cortante debido sólo a las cargas de gravedad es igual a $V_g = V_{CM} + V_{CV}$.

Debido a que V_u es derivada del desarrollo de la sobrerresistencia por flexión de los elementos, el factor de reducción de resistencia es $\phi = 1$. Por lo tanto, $V_A = V_u = \phi V_i$ sería lo mismo a $V_u = V_i$.

Debido a que en la zona de rótulas plásticas no se considera la contribución del concreto, $V_c = 0$; la resistencia nominal al corte es igual a la resistencia nominal al cortante proporcionada sólo por el refuerzo de corte. Es decir, $V_i = V_c + V_s$, sería igual a $V_i = V_s$:

$$V_i = \frac{A_{te} * d * f_{yt}}{s} \quad (5.13)$$

donde:

V_i : resistencia nominal al corte

f_{yt} : es la resistencia a la fluencia del estribo

A_{te} : área del estribo

s : espaciamiento horizontal

De acuerdo a la norma peruana de concreto E-060 y a la norma del ACI, la resistencia al cortante del acero V_s no debe considerarse mayor a:

$$V_s = 2.11\sqrt{f'_c} * b_w * d \quad (5.14)$$

b) Condiciones para la resistencia al corte

Se requieren diferentes tratamientos para las rótulas plásticas y para las regiones entre rótulas plásticas, como se describen a continuación:

1. En las zonas de rótulas plásticas se ignora la contribución del concreto para la resistencia al corte; por tanto, el trabe de los agregados que atraviesan el ancho de las grietas a flexión es inefectivo y así el refuerzo de corte debe ser el necesario para resistir toda la cortante de diseño. Cuando se proporciona el refuerzo de los estribos, seleccionando el tamaño de las varillas disponibles y espaciamientos, se deben tomar en cuenta otros requerimientos de detalle.
2. En las zonas de la viga fuera de las regiones de rótulas plásticas, no se espera que el refuerzo de tracción por flexión fluya bajo cualquier condición de carga. Por lo tanto, se considera la contribución del concreto V_c .

c) Requerimientos para el detalle del refuerzo transversal

Para garantizar la respuesta estable histerética de regiones de potenciales rótulas plásticas, se debe prevenir al refuerzo de compresión de un pandeo prematuro. Para este fin se

supone que cuando se impone demandas de ductilidad severa, el recubrimiento del concreto en estas regiones se cae. Consecuentemente, los refuerzos de compresión deben de contar con el apoyo lateral provisto por los estribos transversales solamente.

Las siguientes recomendaciones semi-empíricas aseguran un desempeño satisfactorio:

1. Los estribos deben estar colocados de tal forma que cada refuerzo longitudinal o paquete de refuerzos en las caras superiores o inferiores de la viga sea restringido contra el pandeo por estribos de 90°, excepto los refuerzos que se encuentren entre dos o más refuerzos restringidos y distanciados en no más que 200mm de sus centros. En la figura 5.7 (a) se ve que las varillas 1 y 2 están bien restringidos contra movimientos laterales. La barra 3 no necesita estar estribada porque la distancia entre las varillas adyacentes es menos que 200mm y se asume que la barra 3 cuenta con el apoyo provisto por la corta longitud horizontal del estribo, el cual se extiende y se dobla alrededor de las varillas 2. De esta forma se considera que las dos ramas verticales del estribo alrededor de las varillas 2 soportan las tres varillas contra el pandeo.
2. El diámetro de los estribos no debe ser menor que 6mm, y el área de la rama de un estribo en la dirección del posible pandeo de las varillas longitudinales no debe ser menor que:

$$\frac{A_{te}}{s} = \frac{\sum A_b f_y}{1600 f_{yt}} \quad (mm^2 / m) \quad (5.15a)$$

$$\frac{A_{te}}{s} = \frac{\sum A_b f_y}{64 f_{yt}} \quad (in^2 / in) \quad (5.15b)$$

donde:

$\sum A_b$: es la suma de las áreas de las varillas longitudinales dependientes sobre el estribo, incluyendo el área tributaria de cualquiera de las varillas exoneradas de ser estribadas de acuerdo a lo descrito anteriormente. Las varillas longitudinales centradas más que 75mm de la cara interna de los estribos no necesitan ser consideradas para determinar el valor de $\sum A_b$.

f_{yt} : es la resistencia a la fluencia del estribo.

A_{te} : área del estribo

s : espaciamiento horizontal

La ecuación 5.15 se basa sobre la consideración que la capacidad de un estribo en tracción no debe ser menor que 1/16 de la fuerza en fluencia de la barra (con área A_b) o grupo de varillas (con $\sum A_b$) a ser restringidas, cuando está espaciado cada 100 mm.

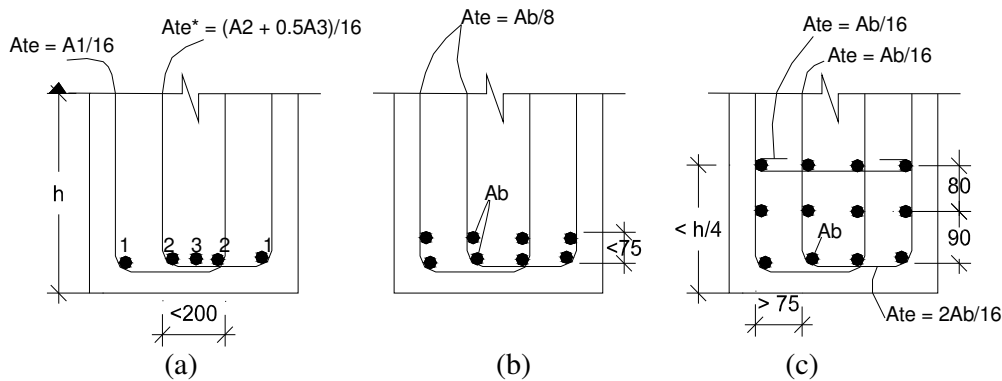


Fig. 5.7 Arreglo de estribos en potenciales rótulas plásticas

Por ejemplo, el área del estribo restringiendo la barra 1 de la esquina contra movimientos verticales u horizontales, y espaciados a 100mm, es $A_{te} = A_b/16$, asumiendo que la resistencia de fluencia de todas las varillas es la misma. Sin embargo, el área de los estribos internos alrededor de la barra 2 debe ser $A_{te}^* = (A_2 + 0.5A_3)/16$ porque ellos también deben dar soporte a la barra 3 posicionada centralmente. Calculando el valor de $\sum A_b$, el área tributaria de varillas no restringidas estaría basada en su posición relativa para las dos ramas adyacentes del estribo.

La figura 5.7 (b) muestra una viga con ocho varillas inferiores del mismo tamaño, A_b . Otra vez suponiendo que $f_y = f_{yt}$, el área de estribos idénticos será $A_{te} = 2A_b/16$ porque la segunda capa de varillas es centrada en menos que 75mm del interior de las ramas horizontales de estribos. Las ramas verticales de los estribos en la figura 5.7 (c) necesita solamente apoyar el nivel inferior de las varillas de la viga. La segunda capa, estando a más que 75mm de las ramas horizontales, se supone que está restringida suficientemente por el concreto del entorno y por tanto no requiere soporte lateral.

3. Si una capa de varillas longitudinales está centrada más que 100mm de la cara interna de la rama horizontal de un estribo, también deben estar estribadas lateralmente porque pueden pandear horizontalmente hacia fuera, a menos que esta capa esté situada más allá de $h/4$ del extremo de compresión de la sección, en donde esta capa no se considera estar sometida a deformaciones de compresión suficientemente grandes para justificar confinamientos laterales. Esta situación se ilustra en la figura 5.7 (c), la cual muestra una rama horizontal simple en la tercera capa porque estas varillas están ubicadas más allá de los 100mm de la rama horizontal del estribo periférico en el inferior de la sección de la viga. Las cuatro varillas más internas no necesitan ser consideradas para determinar el valor de ΣA_b , pues están situadas más allá de 75mm de cualquier estribo. Las varillas más externas en la segunda capa en las figuras 5.7 (b) y (c) son consideradas satisfactoriamente restringidas contra el pandeo horizontal mientras estén situadas no más allá de 100mm del brazo inferior horizontal. Estas reglas no se aplican para columnas.

4. En las regiones de posibles rótulas plásticas, definidas en la sección 5.1.2 (condiciones 1 y 2) y de acuerdo a lo establecido por la norma peruana de concreto E-060 y la norma del ACI, el espaciamiento de los estribos centro a centro no debe exceder de: $d/4$, ocho veces el diámetro de la varilla longitudinal de menor diámetro $8d_b$, para ser confinada en las capas más externas, veinticuatro veces el diámetro del estribo $24d_{be}$ y/o 30cm. El primer estribo en una viga debe estar tan cerca como sea practicable a las varillas de las columnas y no debe estar más de 5cm de la cara de la columna.

5. En las regiones potenciales de rótulas plásticas “positiva”, definida en la sección 5.1.2 (condición 3), siempre que la varilla a ser confinada no puede estar sometida a esfuerzos de compresión excediendo $0.6f_y$, el espaciamiento centro a centro de los estribos no debe exceder el menor de: $d/3$, doce veces el diámetro de la varilla longitudinal a compresión de menor diámetro $12d_b$, a ser confinada, ni 200mm. Esto se ha tomado de la norma de concreto de Nueva Zelanda, en vista que la norma peruana o el ACI no especifican nada para este caso. Para este tipo de rótulas plásticas, la longitud de rótula plástica es medida de la sección crítica a ambos lados por h .

Las limitaciones sobre el máximo espaciamiento de los estribos son para asegurar que la longitud efectiva de pandeo de las varillas en compresión inelástica no sea excesiva, y que el concreto dentro de los estribos tiene confinamiento razonable. Las limitaciones son más severas cuando la fluencia de las varillas longitudinales puede ocurrir en tracción y en compresión. Debido al efecto de Bauschinger y al módulo de elasticidad del acero tangente reducido, una longitud efectiva mucho más pequeña se debe considerar para tales varillas en compresión flexional que para esas sometidas solamente a compresión.

Puesto que la tracción en las ramas verticales de los estribos actúa simultáneamente para restringir el pandeo de las varillas longitudinales y para transferir las fuerzas de corte a través de las grietas diagonales, las áreas de acero calculadas para satisfacer el requerimiento para restringir el pandeo (ecuación 5.15) y para su resistencia al corte, de acuerdo con la ecuación 5.13, no necesitan ser adicionales. Estribo y espaciamiento será gobernado por el más severo de los dos requerimientos.

6. En las zonas fuera de las potenciales rótulas plásticas están exoneradas de los requerimientos antes mencionados. En estas zonas, las recomendaciones tradicionales de las normas son que los estribos no deben estar espaciados más de $d/2$. Se enfatiza que estas recomendaciones, las cuales han sido verificados por resultados de numerosos experimentos, son aplicables solamente a vigas.

5.2 Diseño de columnas

5.2.1 Limitaciones de procedimientos existentes

El concepto de una deseable jerarquía en el mecanismo de disipación de energía para pórticos dúctiles de varios pisos durante sismos fuertes, requiere que las rótulas plásticas se desarrollen en vigas en vez de las columnas y se evite el mecanismo de falla de columna “piso blando”. Diseñar considerando la concurrencia de estas acciones a lo largo de las dos direcciones principales de la edificación aporricada durante la respuesta dinámica inelástica involucra esfuerzos complejos y de mucho tiempo. Técnicas probabilísticas de

superposición modal se han usado para estimar probablemente la máxima respuesta que se puede encontrar durante la respuesta elástica de la estructura. Sin embargo, la naturaleza de la respuesta estructural inelástica no es suficientemente reconocida por estas técnicas. Por otra parte, el diseñador a pesar de eso, se exige usar juicios para establecer la jerarquía en el desarrollo del mecanismo de falla.

Los análisis tiempo historia de la respuesta dinámica inelástica de pórticos para excitaciones del suelo dadas son muy probables provean la información más confiable con respecto al comportamiento estructural. Desafortunadamente, estos son análisis más que técnicas de diseño. Estos son útiles en verificar la factibilidad del diseño. Una técnica simple determinística se describe a continuación para vencer algunas de estas dificultades y en un intento para simplificar las rutinas del procedimiento de diseño para pórticos dúctiles.

Pórticos diseñados usando este método ha sido subsecuentemente sometido a estudios inelásticos tiempo historia por investigadores, los cuales resultaron en menores modificaciones de la técnica. Para el presente trabajo también se han realizado análisis tiempo historia para verificar el comportamiento de la estructura de acuerdo a lo establecido por la filosofía del diseño por capacidad.

5.2.2 Aproximación determinística del diseño por capacidad

Este procedimiento consiste en magnificar los momentos de flexión, fuerzas de corte y fuerzas axiales de las columnas, resultantes del análisis elástico (estático o dinámico) representando el nivel de sismo de diseño, con el fin de reconocer los efectos esperados durante la respuesta dinámica y asegurar el desarrollo del mecanismo de rótulas plásticas escogido. Esto aseguraría que ninguna deformación inelástica de cualquier significancia ocurriría, excepto en regiones designadas de rótulas plásticas por acciones de flexión, incluso bajo excitaciones extremas de sismo con un amplio rango de características espectrales. El procedimiento es conservador y simple, estudios indican que los costos de los materiales no se incrementan comparados con estructuras diseñadas con métodos menos conservadores.

Este procedimiento es aplicable a pórticos regulares excepto a esos con vigas excesivamente flexibles, donde acciones de voladizo puede gobernar el patrón de momentos en columnas en los pisos inferiores o en pórticos inferiores donde el mecanismo en la columna se considera aceptable.

Cuando las cargas de gravedad más que las fuerzas laterales gobiernan la resistencia de vigas, la filosofía del diseño por capacidad requiere diseñar las columnas para momentos mucho más grandes que los resultantes de las fuerzas de sismo especificadas por las normas. En tales casos, la aceptación de rótulas en las columnas antes que el desarrollo total del mecanismo en la viga es más apropiada, para una fuerza lateral en exceso de la estipulada por las normas.

5.2.3 Magnificación de momentos de columnas debido a la sobrerresistencia por flexión de rótulas plásticas en vigas

a) Columnas encima del nivel 2

El objetivo principal del diseño por capacidad de columnas es eliminar la probabilidad de la formación simultánea de rótulas plásticas en ambos extremos de las columnas de un piso. Por tanto, las columnas deben ser capaces de resistir elásticamente el momento más grande registrado de las vigas adyacentes. Este momento con referencia al nudo se puede evaluar como:

$$M_c = \phi_o M_E \quad (5.16)$$

donde:

M_E : es el momento derivado para la columna por la fuerza sísmica especificada por la norma, medido en la línea central de la viga

ϕ_o : es el factor de sobrerresistencia de la viga determinado de acuerdo con la ecuación 5.8

Debido a que las cargas o desplazamientos inducidos por momentos en vigas y columnas deben estar en equilibrio en el nudo viga-columna, cualquier magnificación de momentos en los extremos de las vigas necesita una magnificación idéntica de momentos en las columnas. La ecuación 5.16 ejecuta esta simple operación.

Evaluando la ecuación 5.16, momentos de columna inducidos por cargas de gravedad sobre el pórtico, no necesitan ser considerados, puesto que ϕ_o está relacionado sólo a las acciones sísmicas, mientras la resistencia de la viga considera cargas de gravedad y fuerzas de sismo, junto con los efectos de redistribución de momento. La ecuación 5.16 implica que la sobrerresistencia del momento de la viga es compartida por las columnas, arriba y abajo de la viga, en las mismas proporciones como se determinó por el análisis inicial elástico para fuerzas laterales. Debido a los efectos dinámicos, esto es inseguro; por consiguiente, la ecuación 5.16 será revisada en la siguiente sección.

El propósito para eliminar la posibilidad de formación de rótulas plásticas simultáneamente en el extremo superior e inferior de las columnas en un piso encima del segundo nivel se consigue cuando la resistencia por flexión ideal o nominal de la sección crítica de la columna, en el nivel del extremo superior de una viga en el nivel n de un pórtico de varios pisos, es igual o mayor a:

$$M_{i,n} \geq \left(1 - \frac{M_{c,n} + M_{c,n+1}}{2M_{c,n}} \frac{h_b}{l_c} \right) \frac{M_{c,n}}{\phi_c} \quad (5.17)$$

donde:

$$M_{c,n} = \phi_{o,n} M_{E,n} \text{ (ec. 5.16)}$$

n : nivel del piso,

h_b : promedio del peralte de las vigas enmarcando la columna en niveles n y $n+1$

l_c : altura del piso encima del nivel n

ϕ_c : factor de reducción de la resistencia de la columna

Una ecuación similar se aplica para la sección crítica de la columna en el extremo sobre la viga en el nivel n pero incluye momentos en niveles n y $n-1$. El primer término a la derecha de la ecuación 5.17 reduce el momento de la columna en la línea central $M_{c,n}$ a la sección de la columna en la cara superior o inferior de la viga.

Esta aproximación resulta en una relación de resistencias a la flexión requerida columna a viga en un nudo de:

$$\frac{\sum M_c}{\sum M_E} = \frac{\phi_c \sum M_{i,c}}{\phi_b \sum M_{i,b}} = \phi_o \quad (5.18)$$

Por consiguiente la relación de resistencias ideales es:

$$\frac{\sum M_{i,c}}{\sum M_{i,b}} = \phi_o \frac{\phi_b}{\phi_c} \quad (5.19)$$

donde:

$M_{i,c}$ y $M_{i,b}$: son las resistencias ideales o nominales de flexión de las columnas y vigas en un nudo, respectivamente

ϕ_b y ϕ_c : son los factores de reducción de resistencia

Con valores típicos de $\phi_o = 1.25$, $\phi_b = 0.9$, $\phi_c = 0.75$, la razón de las resistencias ideales es igual a 1.50, por lo cual, la razón de resistencias confiables o requeridas de las columnas con respecto a las vigas en un nudo no es menor que 6/5. Esto es suficiente para asegurar que no se desarrollará un “piso blando”.

Se observa que estas razones de resistencias por flexión son aproximadas porque ninguna consideración se ha dado para que la fuerza axial sea resistida por la columna en combinación con la sobrerresistencia de flexión.

Asimismo, durante la respuesta dinámica inelástica de un pórtico ocurren distorsiones similares a las formas de modos más altos, los momentos pueden significativamente aumentar en uno o el otro extremo de una columna, y por consiguiente, se puede esperar la formación de una rótula plástica en cualquier extremo. Por consiguiente, muchas normas especifican que cada extremo de tal columna sea diseñado y detallado para una ductilidad rotacional adecuada. Además, se prohíben los empalmes traslapados del refuerzo en los extremos de las columnas; si se requieren, los traslapes deben estar localizados en la mitad de la región de la columna.

Sin embargo, se puede proporcionar resistencia por flexión adicional en los extremos de las columnas en pisos encima del segundo nivel con el fin de eliminar la probabilidad del desarrollo de rótulas plásticas. El comportamiento de tales columnas, durante sismos severos, se espera permanezcan esencialmente elásticas. Si no se originan demandas de ductilidad de curvatura significantes y alta intensidad de esfuerzos cíclicos del refuerzo en los extremos de las columnas encima del segundo nivel, se pueden localizar adecuadamente empalmes traslapados de las varillas de las columnas inmediatamente

encima del piso. Esto permite la construcción más fácil y rápida de cajuelas del refuerzo para columnas. Asimismo, no existe la necesidad de confinar los extremos para mejorar la adecuada ductilidad rotacional.

En Nueva Zelanda, donde el procedimiento de diseño por capacidad se ha usado desde 1980, se han encontrado estas ventajas para compensar incrementos de costos resultantes del uso de tamaños de columnas más grandes o cantidades de refuerzo vertical mayor.

b) Columnas del primer nivel

En la base del primer piso o nivel de cimentación, donde normalmente la base se asume totalmente fija para una columna, se espera la formación de rótulas plásticas, como parte del mecanismo de colapso escogido en la figura 2.3. Debido a que el momento definido en este nivel no depende de la sobrerresistencia de los miembros adyacentes, como vigas de cimentación, la sobrerresistencia a flexión de la viga, ϕ_o , no se aplica.

Para eliminar la probabilidad de desarrollar una rótula plástica en el extremo superior de una columna en el primer piso, el momento de diseño en ese nivel es el derivado con el uso de ϕ_o , como descrito en la sección 5.2.3 (a).

c) Columnas en el piso superior

En el nivel del techo, las cargas de gravedad generalmente gobiernan el diseño de las vigas. Por otra parte, en este nivel se aceptan rótulas plásticas porque las demandas de ductilidad de las columnas, las cuales se originan del mecanismo de colapso de una columna en el piso superior, no son excesivas. Asimismo, fuerzas axiales de compresión en estas columnas son generalmente pequeñas, y por consiguiente, la ductilidad rotacional en rótulas plásticas se puede conseguir ampliamente con cantidades de refuerzo transversal similar a esas usadas en rótulas plásticas de vigas. Así, en el nivel del techo, procedimientos de diseño por la resistencia para la flexión son apropiados. El diseñador puede escoger la formación de rótulas plásticas en las vigas o en las columnas.

La formación de rótulas plásticas en el extremo inferior de las columnas del piso superior es también aceptable. Sin embargo, en este caso el refuerzo transversal en la región del

extremo inferior debe también estar provisto para asegurar adecuada ductilidad rotacional, y los empalmes traslapados de las varillas de las columnas deben estar localizados en la mitad del piso.

d) Columnas dominadas por la acción de voladizo

Cuando una columna se considera más rígida que las vigas que la enmarcan, la acción de voladizo puede dominar su comportamiento en los pisos inferiores. En tales casos, el momento de la columna encima de un piso, derivado del análisis elástico, puede ser mayor que el total del momento de las vigas. Debido a que los momentos de las vigas no son dominantes con las demandas de momento en tales columnas, el factor de sobrerresistencia de la viga ϕ_o no es relevante.

Un patrón típico de momento para tal columna es mostrado en la figura 5.8. Por tanto, en todos los pisos debajo del punto de inflexión indicado por el análisis elástico para la fuerza lateral especificada por la norma, la magnificación del momento debido al aumento de resistencia de vigas se debe modificar. El factor de sobrerresistencia en la base de las columnas ϕ_o^* se necesita evaluar. De la ecuación 2.3 y 2.6 se tiene:

$$\phi_o^* = M_o^* / M_E^* = \frac{\lambda_o}{\phi_c} \quad (5.20)$$

donde:

M_E^* : es el momento derivado de las fuerzas de sismo de diseño en la base de la columna

M_o^* : es la sobrerresistencia de flexión de la base de la columna como es diseñada, tomando en cuenta el efecto de la carga axial asociada con la dirección del ataque del sismo, de acuerdo con la sección 5.2.5.

Se debe recordar que la base de la columna es diseñada con procedimientos estándar de diseño por resistencia.

En la evaluación de la sobrerresistencia de esta sección crítica de acuerdo con la ecuación 2.3, el valor de λ_o también incluye el incremento de la resistencia debido al confinamiento del concreto.

Por consiguiente, para el propósito del diseño por capacidad, todos los momentos de las columnas encima del nivel 1, en la altura donde la acción de voladizo domina, se deben incrementar por el factor de sobrerresistencia ϕ_0^* . Esto se muestra por la curva envolvente discontinua del momento en la figura 5.8.

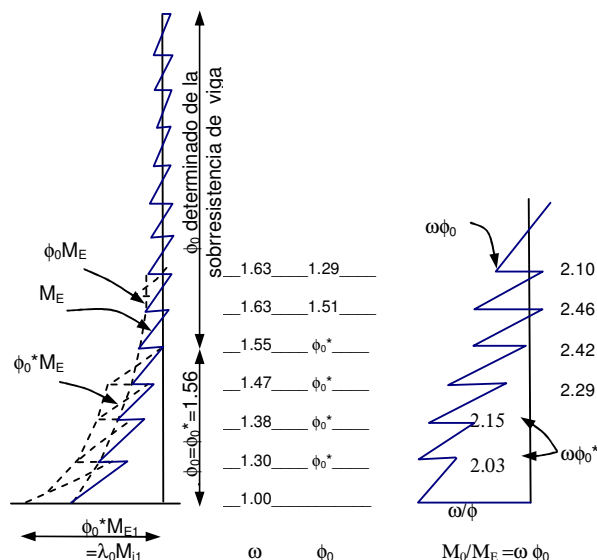


Fig. 5.8 Magnificación de momentos en los pisos inferiores de una columna dominada por la acción de voladizo

5.2.4 Magnificación dinámica de los momentos de columnas

Con el fin de dar a las columnas un alto grado de protección contra la fluencia prematura, se debe hacer un incremento adicional a los momentos, debido que los momentos de las columnas durante la respuesta inelástica dinámica de un edificio aportricado para un sismo severo se diferencian significativamente de los producidos por un análisis elástico.

La figura 5.9 muestra diagramas de momentos de flexión para una columna de un pórtico dúctil de 12 pisos. El primer diagrama de los momentos de la columna, en términos de la resistencia ideal de flexión, M_E/ϕ , corresponde a los resultados del análisis elástico. Los siguientes diagramas de momento muestran instantes críticos de la respuesta basada en un análisis tiempo historia inelástico y muestran desviaciones considerables en ciertos niveles del diagrama de momentos con respecto a los momentos usados en el diseño. Los círculos indican la formación de una rótula plástica en la viga adyacente o en la base de la columna en el instante indicado del registro del sismo, según el análisis tiempo historia. Asimismo,

se observa que en algunos instantes el punto de inflexión desaparece, y que a veces los momentos y fuerzas de corte cambian de signo sobre un número de pisos. Además, se observa que los momentos pico de la columna frecuentemente exceden los valores mostrados en la izquierda de la figura 5.9. Por estas razones, se necesita una mayor amplificación de momentos en la columna para asegurar que rótulas plásticas no ocurran.

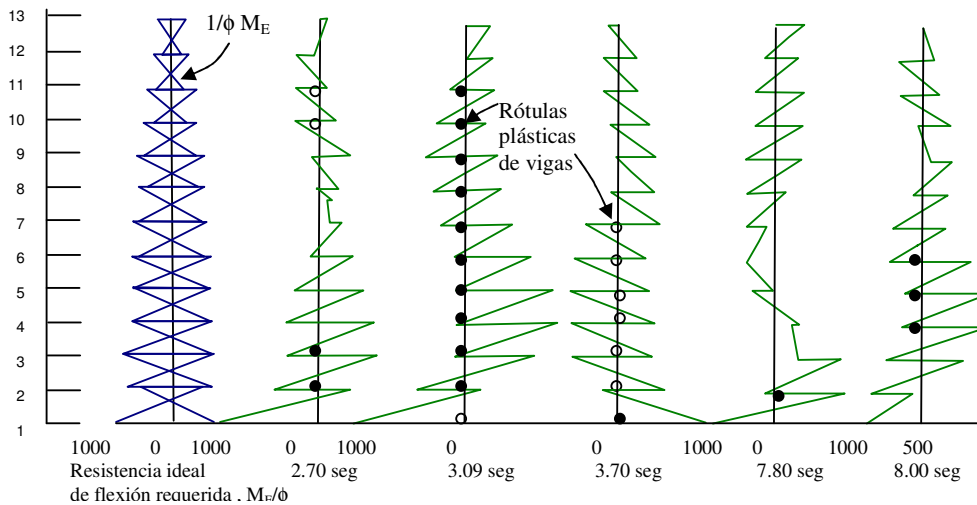


Fig 5.9. Comparación de momentos de columna resultantes de las fuerzas estáticas y dinámicas

De acuerdo a la referencia [20], la mayor amplificación del momento en la columna se debe dar cuando se considera como análisis de diseño sísmico, el análisis elástico estático, en donde el diagrama de momentos debido a las fuerzas laterales estáticas equivalentes dan una representación razonable de los momentos durante el primer modo de vibración del pórtico. Efectos de los modos más altos significativamente cambian estos diagramas de momentos, particularmente en los pisos superiores del pórtico con grandes periodos fundamentales de vibración. Para permitir tales efectos dinámicos, los momentos resultantes de las fuerzas estáticas laterales encima del primer nivel se deben incrementar, lo cual se lograría con el factor de amplificación dinámica, ω . Sin embargo, estudios más recientes sobre el análisis elástico dinámico multi-modal, según la referencia [22], en donde se comparan los resultados obtenidos entre un análisis multi-modal y un análisis tiempo historia inelástico se concluye que un análisis dinámico multi-modal puede subestimar seriamente los efectos de los modos más altos en estructuras que responden inelásticamente a una excitación sísmica; por consiguiente, los factores de amplificación dinámica ω son necesarios para amplificar los momentos de diseño de las columnas

incluso a partir de un análisis elástico dinámico. Asimismo, en la referencia [22], acerca del estudio del análisis elástico dinámico multi-modal indica que para el diseño de muros en voladizo, los factores de amplificación dinámica deben incrementarse a los actuales y deben ser dependientes de la intensidad del sismo; y para edificios aporticados, se indica que sería más apropiado modificarlos de acuerdo al nivel de ductilidad. Para propósitos del presente trabajo se consideran los factores señalados por la referencia [20].

Por consiguiente, para asegurar que rótulas plásticas de columnas no se formen encima del primer nivel, los momentos del análisis lineal elástico M_E , deben ser amplificados de acuerdo con la siguiente relación:

$$M_u = \omega \phi_o M_E \quad (5.21)$$

donde:

- ϕ_o : representa los efectos de sobrerresistencia de flexión de rótulas plásticas de las vigas
- ω : considera la amplificación dinámica de los momentos de la columna

En la evaluación de los valores sugeridos para el factor de amplificación dinámica de momentos, ω , tres puntos, en particular, son considerados:

1. Con la excepción del piso más alto, se debe evitar la formación de un mecanismo de columna en un piso, involucrando el desarrollo de rótulas simultáneamente arriba y abajo de las columnas de un piso.
2. Con la excepción de la base de las columnas del primer piso o en el nivel de cimentación, se debe evitar la formación de rótulas plásticas en las columnas. Si esto se logra, se pueden hacer considerable disminución de los requerimientos del detallado para los extremos de la columna, con respecto al confinamiento, resistencia al corte, y empalme de las varillas, en otros niveles.
3. Bajo extremas circunstancias, la sobrecarga y por consiguiente la fluencia de la sección de la columna durante la respuesta inelástica dinámica se puede tolerar. La fluencia de la columna y el desarrollo de la rótula no son sinónimos en el contexto de diseño sísmico. El desarrollo de la rótula plástica involucra demandas de

ductilidad de alguna significancia y usualmente necesita el desarrollo de rótula plástica en un extremo de todas las columnas de un piso. Con tal de que algunas de las columnas de un piso permanezcan elásticas, todas las otras columnas deben estar protegidas contra demandas de ductilidad de cualquier significancia, salvo que rótulas plásticas de vigas adyacentes no se desarrollen.

a) Columnas de pórticos en una dirección

Cuando las fuerzas de sismo en la dirección transversal al plano del pórtico serán resistidas predominantemente por muros estructurales, las columnas se pueden considerar como parte de un pórtico de una dirección.

La amplificación dinámica del momento para tales columnas se puede estimar con la siguiente expresión:

$$\omega = 0.6T_1 + 0.85 \quad (5.22a)$$

siempre que $1.3 \leq \omega \leq 1.8 \quad (5.22b)$

donde:

T_1 : es el periodo fundamental de la estructura aporcionada

b) Columnas de pórticos en dos direcciones

Para pórticos espaciales, es necesario considerar los efectos simultáneos de la acción sísmica actuando en las dos direcciones principales de la estructura. Esto implica realizar un análisis de secciones de las columnas para flexión biaxial y carga axial. El desarrollo concurrente de rótulas plásticas en todas las vigas enmarcando una columna, se está tomando en cuenta, aunque esto no implica simultaneidad de respuestas máximas en las dos direcciones ortogonales, cuando las rótulas plásticas aparecen en las vigas en niveles comparativamente pequeños de movimientos sísmicos y con pequeñas demandas de ductilidad.

La evaluación de los efectos concurrentes puede parecer un proceso complejo. Para simplificar el proceso de diseño, se permite que cada sección de la columna se diseñe sólo

con los momentos provenientes de la acción sísmica actuando en cada una de las dos direcciones principales de la estructura. Las columnas así diseñadas, separadamente en las dos direcciones principales, se pueden asumir que poseen suficiente resistencia a la flexión para resistir varias combinaciones de flexión biaxial. Esto se puede conseguir con el uso del factor de amplificación dinámica de momento:

$$\omega = 0.5T_1 + 1.1 \quad (5.23a)$$

con tal que $1.5 \leq \omega \leq 1.9 \quad (5.23b)$

El valor mínimo de $\omega = 1.5$ para pórticos en dos direcciones resulta de la consideración que la sección de una columna debe ser capaz de sostener entradas simultáneas del momento de vigas en sobrerresistencia desde las dos direcciones.

Los análisis muestran que una columna de sección cuadrada, sometida a un momento a lo largo de su diagonal, es solamente cerca del 90% tan eficiente como para la acción del momento a lo largo de las direcciones principales. Para permitir esto, el valor mínimo aproximado de ω , para sólo permitir la acción sísmica concurrente es: $\omega = \sqrt{2}/0.9 \approx 1.5$. Este valor puede ser algo diferente para otras secciones de columnas, pero esta aproximación puede ser considerada como un promedio razonable para todas las columnas de un piso.

c) Resistencia de flexión requerida en la base de la columna y en el piso superior

Como se ha señalado anteriormente, la formación de rótula plástica en la base de las columnas se puede esperar, posiblemente, con significativa demanda de ductilidad. Para asegurar que la resistencia a la flexión en la base de las columnas de pórticos de dos direcciones es adecuada para resistir en cualquier ángulo un ataque de la fuerza sísmica de la norma, la demanda del momento unidireccional debe lógicamente ser incrementado por aproximadamente 10%. Consideraciones similares se aplican al piso superior. Por lo tanto, el valor apropiado de ω en la base de la columna y en el nivel del techo debe ser igual a:

Para columnas de pórticos en una dirección: $\omega = 1.0$

Para columnas de pórticos en dos direcciones: $\omega = 1.1$

d) Efectos de los modos más altos de respuesta dinámica

En términos de magnificación de momento, efectos de los modos más altos son más significantes en el piso más superior que en los primeros pisos encima de la base de las columnas. Teniendo en cuenta esto, las ecuaciones 5.22 y 5.23 están propuestas para aplicar solamente a niveles en y encima de **0.3** veces la altura del pórtico, medido desde el nivel en el cual las columnas del primer piso son impedidas contra rotaciones. Este nivel está normalmente en el piso de planta baja o en la cimentación, dependiendo de la configuración del sótano. En el 30% más bajo de la altura, se puede asumir una variación lineal de ω . Sin embargo, en el segundo nivel, ω no se debe tomar menos que el mínimo requerido por la ecuación 5.22b o 5.23b respectivamente. En el piso inmediatamente inferior del techo, el valor de ω se puede tomar como 1.3 para pórticos de una dirección y 1.5 para pórticos de dos direcciones.

Todas estas reglas se muestran en la figura 5.10 para pórticos de 15 pisos de una y dos direcciones, cada uno con un periodo fundamental asumido de 1.5s y un diagrama de momentos que resultó del análisis elástico para fuerzas laterales estáticas.

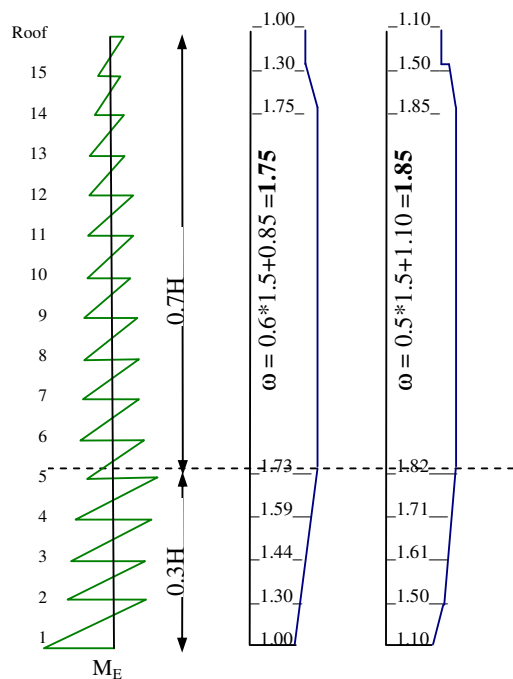


Fig. 5.10 Evaluación del factor de amplificación dinámica

e) Columnas con acción dominante de voladizo

Las columnas con acción dominante de voladizo requieren especial consideración. En tales columnas el valor de ω se puede tomar como el mínimo en el primer piso (es decir 1.3 o 1.5 como sea aplicable) y luego linealmente se incrementa con la altura hasta el valor obtenido en la ecuación 5.22a o 5.23a, en el nivel inmediatamente encima del primer punto de inflexión indicado por el análisis. Cuando el primer punto de inflexión aparece encima de un piso que está más allá de 0.3 veces la altura encima del nivel de la base de la columna, esta forma es menos severa que la mostrada para los pisos más bajos en la figura 5.10. Esto se hace para asegurar que rótulas plásticas de columnas dominadas por la acción de voladizo ocurran en la base y no en uno de los pisos bajos.

5.2.5 Momentos de diseño de columnas

a) Momentos de diseño de columna en los nudos

Los momentos magnificados en los centros de los nudos viga-columna son simplemente obtenidos de $\omega\phi_0 M_E$, donde ω y ϕ_0 han sido descritos en las secciones 5.2.3 y 5.2.4. La magnificación por ϕ_0 se aplica a los momentos M_E de la columna en cada piso, excepto en la base y en el techo. Sin embargo, todos los momentos son magnificados por ω para los pórticos espaciales. Estos dos pasos son ilustrados en la figura 5.11. Los momentos de diseño así obtenidos en los extremos de la columna no ocurren simultáneamente.

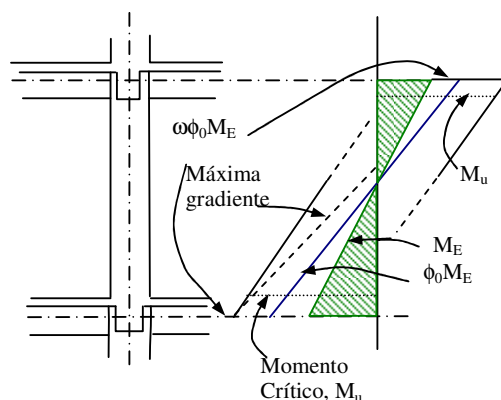


Fig. 5.11 Magnificación de momentos en una columna

b) Secciones críticas de las columnas

La sección crítica de una columna para ser diseñada está en el lado superior o lado inferior de las vigas. En consecuencia, los momentos de columna en la línea central se deben reducir para determinar el refuerzo longitudinal. Sin embargo, la gradiente del diagrama de momento es incierta, porque no es posible determinar la fuerza de corte, V_u , que puede ocurrir cuando el momento magnificado localmente está siendo aproximado durante un sismo.

Para ser conservador, se puede asumir que solamente el 60% de la fuerza crítica de corte V_u , examinada en la sección 5.2.8, actúa concurrentemente con este momento. Por tanto, los momentos en la línea central, tales como los mostrados en la figura 5.11, se pueden reducir por $\Delta M = 0.6(0.5h_b V_{col})$, donde h_b es el peralte de la viga.

Consecuentemente el momento de diseño crítico M_u , mostrado en la figura 5.11, el cual se usa junto con la carga axial apropiada P_u en los extremos de las columnas es igual a:

$$M_u = \phi_o \omega M_E - 0.3h_b V_u \quad (5.24)$$

Esta ecuación se necesita evaluar separadamente para cada una de las dos direcciones principales, para pórticos en dos direcciones.

c) Reducción del momento de diseño

Cuando la fluencia resulta solamente en un pequeño número de columnas de un piso, se debe aceptar una reducción de momentos de diseño. Esto es relevante para columnas que son sometidas a baja compresión axial o tensión axial neta, en tales columnas el refuerzo por flexión puede ser mayor. Tales columnas son como vigas verticales, y por tanto son muy dúctiles. Por tanto, grandes momentos en los extremos críticos, necesitando alguna demanda de ductilidad de curvatura, estarán asociados con deformaciones moderadas del concreto en la fibra extrema de compresión de la sección afectada. Cuanto más grande sea la tensión axial, mayor reducción del momento se debe aceptar.

Asimismo, cuando los momentos de diseño son grandes debido a una gran magnificación dinámica, se debe aceptar mayor reducción de resistencia local de la columna. Para lograr esto, se sugiere que cuando la compresión axial de diseño, P_u de la sección de la columna es menor o igual a $0.1 f'_c A_g$, el momento diseño se puede reducir, si es deseable por razones económicas, de manera que:

$$M_{u,r} = R_m (\phi_o \omega M_E - 0.3 h_b V_u) \quad (5.25)$$

donde:

R_m : factor de reducción, el cual no debe ser menor que el dado en la tabla 5.1, y

P_u : carga axial que debe considerarse negativa si causa tensión

Tabla 5.1 Factor de reducción de momento R_m

ω	$P_u/f'_c A_g$										
	-0.150	-0.125	-0.100	-0.075	-0.050	-0.025	0.000	0.025	0.050	0.075	0.100
1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.1	0.85	0.86	0.88	0.89	0.91	0.92	0.94	0.95	0.97	0.98	1.00
1.2	0.72	0.75	0.78	0.81	0.83	0.86	0.89	0.92	0.94	0.97	1.00
1.3	0.62	0.65	0.69	0.73	0.77	0.81	0.85	0.88	0.92	0.96	1.00
1.4	0.52	0.57	0.62	0.67	0.71	0.76	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
1.5	0.44	0.50	0.56	0.61	0.67	0.72	0.76	0.83	0.89	0.94	1.00
1.6	0.37	0.44	0.50	0.56	0.62	0.69	0.75	0.81	0.88	0.94	1.00
1.7	0.31	0.38	0.45	0.52	0.59	0.66	0.73	0.79	0.86	0.93	1.00
1.8	0.30	0.33	0.41	0.46	0.56	0.63	0.70	0.78	0.85	0.93	1.00
1.9	0.30	0.30	0.37	0.45	0.53	0.61	0.68	0.76	0.84	0.92	1.00
	Tensión							Compresión			

Los siguientes criterios se deben considerar:

1. El valor de $P_u / f'_c A_g$ no se puede tomar menos que -0.15, ni menos que $-0.5 \rho_t f_y / f'_c$. El segundo requerimiento es propuesto para prevenir excesiva reducción del momento en columnas con pequeño contenido de acero $\rho_t = A_{st} / A_g$, donde la tensión axial excede a $0.5 f_y A_{st}$.
2. El valor de R_m tomado para cualquier columna debe ser mayor que 0.3.
3. La reducción total de los momentos de las columnas contenidas en un mismo plano vertical en un piso no debe ser mayor que el 10% de la suma de los momentos no

reducidos de diseño de todas las columnas contenidas en dicho plano y en dicho nivel. Esto es para asegurar que ninguna cortante excesiva de piso transportando capacidad se pierda como consecuencia de la reducción excesiva de momento en columnas.

La interpretación de esta tercera limitación se muestra en la figura 5.12. Si, por ejemplo, el momento de diseño M_{u1} de la columna en tensión se reduce, la reducción ΔM_{u1} debe ser tal que:

$$\Delta M_{u1} = (1 - R_m) M_{u1} \leq 0.1(M_{u1} + M_{u2} + M_{u3} + M_{u4}) \quad (5.26)$$

donde:

M_{ui} : momentos de las columnas calculados con la ecuación 5.24.

La reducción del momento permite que las columnas más externas en pórticos simétricos, como la figura 5.12, sean diseñadas de tal forma que los requerimientos para el refuerzo en el caso de tensión (columna 1) no sean muy diferentes a los de compresión (columna 4).

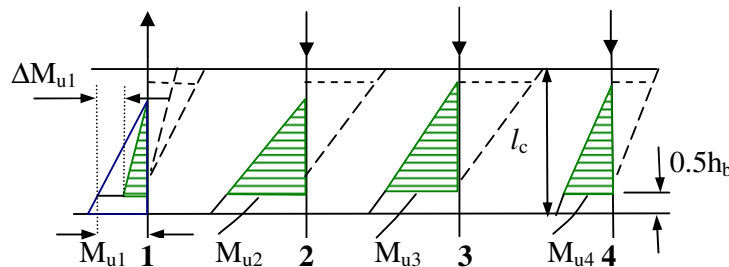


Fig. 5.12 Reducción de momentos de diseño en columnas en tensión

5.2.6 Cálculo de las fuerzas axiales de diseño

a) Fuerza axial inducida por las acciones sísmicas

Para ser consistentes con los principios de diseño por capacidad, la fuerza axial inducida por el sismo en cada piso debe ser la fuerza sísmica de corte, V_{E0} , inducida por los grandes movimientos sísmicos en las vigas adyacentes en el desarrollo de sus sobrerresistencias. La suma de tales fuerzas de corte encima del nivel bajo consideración, como mostrado en la figura 5.13, da la fuerza axial de la columna inducido por el sismo.

Por consiguiente, la fuerza axial inducida sólo por el sismo en cualquier nivel, que debe utilizarse junto con las cargas de gravedad factoradas apropiadamente, se obtiene con la siguiente expresión:

$$P_{Eo} = R_v \sum V_{Eo} > P_E \quad (5.27)$$

donde:

$\sum V_E$: es la suma de las fuerzas de corte de la viga inducidas por el sismo de todos los pisos encima del nivel considerado, desarrolladas en todos los lados de la columna, tomando en cuenta la sobrerresistencia de la viga y el sentido apropiado de las fuerzas de corte.

R_v : factor de reducción de la carga axial inducida por el sismo, el cual se detalla en la tabla 5.2 en función de ω y el número de pisos encima del nivel considerado.

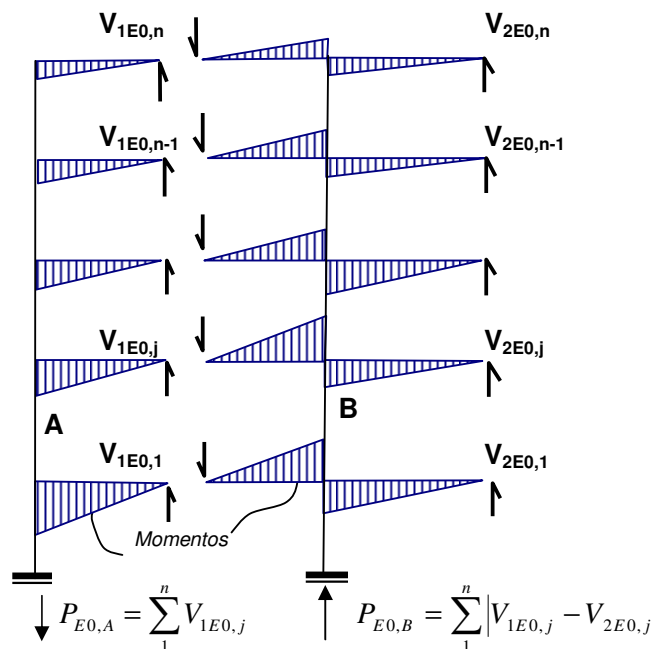


Fig. 5.13 Máximas posibles fuerzas axiales de columnas debido a las acciones sísmica en sobrerresistencia de todas las vigas

La suma de las fuerzas de corte de las vigas en las caras de las columnas debe considerar todas las vigas en ambas direcciones. En general, este paso se puede ignorar en columnas interiores cuando las luces de la viga en cualquier lado de la columna son similares. Esto se debe a que las fuerzas axiales inducidas por el sismo son probablemente muy pequeñas en estas columnas comparadas con la compresión inducida por la gravedad.

Sin embargo, para columnas exteriores y columnas esquineras, en particular, se debe considerar un incremento significativo de la fuerza axial cuando ocurre un evento sísmico inclinado. Cuando las magnificaciones dinámicas en las dos direcciones principales de la estructura son diferentes, se debe tomar el mayor de los valores de ω , correspondiente al nivel bajo consideración, para obtener R_v de la tabla 5.2 y poder así evaluar la fuerza axial debido a las acciones sísmicas concurrentes.

Observe que los mayores factores de amplificación dinámica, aplicables a pórticos de dos direcciones, aseguran que el factor R_v sea menor que para los pórticos equivalentes de una dirección.

Tabla 5.2 Factor de reducción de la carga axial, R_v

Número de pisos encima del nivel considerado	Factor de amplificación dinámica, ω					
	1.3 o menos	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9
2	0.97	0.97	0.96	0.96	0.96	0.95
4	0.94	0.94	0.93	0.92	0.91	0.91
6	0.91	0.90	0.89	0.88	0.87	0.86
8	0.88	0.87	0.86	0.84	0.83	0.81
10	0.85	0.84	0.82	0.80	0.79	0.77
12	0.82	0.81	0.78	0.76	0.74	0.72
14	0.79	0.77	0.75	0.72	0.70	0.67
16	0.76	0.74	0.71	0.68	0.66	0.63
18	0.73	0.71	0.68	0.64	0.61	0.58
20 o más	0.70	0.68	0.64	0.61	0.57	0.54

b) Fuerza axial inducida por las cargas gravitatorias factoradas

Las fuerzas axiales provocadas por los estados de cargas gravitatorias factoradas se obtienen del análisis elástico. Para el cálculo de las fuerzas axiales inducidas por las cargas de gravedad se consideran las siguientes combinaciones de carga:

$$P_G^{(C1)} = 1.2CM + CV \quad (5.28a)$$

$$P_G^{(C2)} = 0.9CM \quad (5.28b)$$

c) Fuerza axial de diseño

A las fuerzas axiales inducidas sólo por el sismo P_{E0} actuantes en cada dirección de análisis, deberán adicionarse las correspondientes fuerzas axiales debido a las cargas

gravitatorias \mathbf{P}_G , con el propósito de obtener las cargas axiales de diseño \mathbf{P}_u . Por esta razón, y para ser congruentes con las combinaciones de carga del ACI (2005) se considera sólo las dos combinaciones de cargas de gravedad.

$$P_u = P_G^{(C1)} + P_{E0} = 1.2CM + CV + P_{E0} \quad (5.29a)$$

$$P_u = P_G^{(C2)} + P_{E0} = 0.9CM + P_{E0} \quad (5.29b)$$

5.2.7 Diseño del refuerzo longitudinal

El refuerzo longitudinal se determina haciendo uso de los diagramas de interacción. Para cada combinación de cargas, dirección principal de análisis, y sentido del sismo se tiene un momento de diseño y una fuerza axial de diseño (M_i , P_i), los cuales ingresan a los diagramas de interacción, elaborados para cada columna, y de esta forma se determina el refuerzo longitudinal.

Se debe recordar que todas las secciones de la columna diseñadas de acuerdo a las consideraciones de diseño por capacidad, la resistencia ideal necesaria está basada en un factor de reducción de resistencia de $\phi = 1.0$. Así en estas regiones $M_i \geq M_u$ y $P_i \geq P_u$. Por otro lado, en secciones donde se esperan rótulas plásticas (por ejemplo, en la base de una columna), la resistencia ideal necesaria debe ser evaluada con el uso de factores de reducción de resistencia $\phi < 1.0$; es decir, para la resistencia a la flexión $\phi=0.9$.

El refuerzo longitudinal necesario puede ahora ser determinado teniendo en cuenta la cuantía mínima de 0.01 y la cuantía máxima de 0.06.

5.2.8 Fuerzas cortantes de diseño en columnas

a) Fuerzas típicas de corte en columnas

En todos los pisos con excepción del primero y último piso, la fuerza de corte se puede estimar a partir de la gradiente del diagrama de momentos a lo largo de la columna. La fuerza cortante mínima que se debe considerar es ϕ_0 veces el cortante derivado del análisis elástico ante fuerzas sísmicas horizontales de la norma, \mathbf{V}_E , ver figura 5.11. Sin embargo,

se debe tener en cuenta, una distribución desproporcionada de los momentos de las vigas entre las columnas ubicadas por debajo y por encima de la viga, que puede dar un gradiente mayor que la implicada por el diagrama de momento del análisis elástico. Por esta razón, se considera apropiado un incremento del 20% de la gradiente del momento.

Por otro lado, se debe reconocer las más serias consecuencias provocadas por una falla de corte, también reconocido por las magnitudes de factores de reducción de resistencia recomendados para flexión ($\phi = 0.9$) y para corte ($\phi = 0.85$), por ello se introduce un factor adicional igual a $0.90/0.85$. Finalmente, la fuerza de corte de diseño para las secciones de columnas donde no se espera la formación de una rótula plástica se determina como:

$$V_u = 1.3\phi_o V_E \quad (5.30)$$

b) Cortante de diseño en columnas del primer piso

Para la determinación de la fuerza de corte de diseño V_u en el extremo superior y en la base de las columnas del primer piso debe predecirse la formación de una rótula plástica también en el extremo superior, aunque el análisis convencional indique que los momentos en el extremo superior son menores que en la base.

El momento en la base está relacionado a la sobrerresistencia de flexión de la rótula plástica en la base de la columna, $M_o^* = \phi_o^* M_E^*$. Para la determinación de la capacidad de sobrerresistencia flexional en la base de la columna, no sólo deberá tenerse en cuenta la sobrerresistencia del acero, sino también la provista por el concreto confinado, la cual se puede obtener con la ecuación 2.5:

$$\lambda_{oc} = 2.35 \left(\frac{P_i}{f'_c A_g} - 0.1 \right)^2$$

De esta forma, la fuerza cortante de diseño para estas columnas se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_u = \frac{\phi_o^* M_E^* + 1.3\phi_o M_{E,arriba}}{l_n + 0.5h_b} \quad (5.31)$$

donde:

$M_{E,arriba}$:es el momento de la columna en la línea central de la viga en el segundo nivel derivado de las fuerzas de la norma

l_n : es la altura libre de la columna del primer piso

h_b : peralte de la viga del segundo nivel

c) Cortante de diseño en columnas de pórticos de dos direcciones

Para este caso, consideraciones adicionales son necesarias debido a la posibilidad de un evento sísmico concurrente a las dos direcciones principales. Se ha observado que la resistencia al corte de columnas cuadradas reforzadas simétricamente es la misma cuando están sometidas a cargas de corte en cualquier dirección.

Si se asume que las resistencias de las vigas que rodean una columna en las dos direcciones son las mismas, la principal fuerza de corte inducida en la columna en la dirección de la diagonal pudo ser $\sqrt{2}$ veces la cortante aplicada bajo evento sísmico unidireccional. Considerando la concurrencia de todas las condiciones de carga crítica, tales como medidas por ϕ_o , ω , y el incremento del 20% en gradiente de momento, se sugiere que para todas las columnas de pórticos de dos direcciones, en el cual rótulas plásticas no se pueden desarrollar, la fuerza de corte de diseño debe ser igual a:

$$V_u = 1.6\phi_o V_E \quad (5.32)$$

y para columnas del primer piso de pórticos de dos direcciones:

$$V_u = \frac{\phi_o^* M_E^* + 1.6\phi_o M_{E,arriba}}{l_n + 0.5h_b} \quad (5.33)$$

Estas fuerzas de corte se pueden usar mientras se considera separadamente fuerzas laterales solamente unidireccionales en cada una de las dos direcciones principales.

d) Cortante en columnas del último piso

Cuando se pueden desarrollar rótulas plásticas en las columnas del último piso antes del comienzo de la fluencia en las vigas del último piso, la cortante de columna puede ser

evaluada de la misma forma que las columnas del primer piso usando cualquier ecuación 5.31 o 5.33. Cuando columnas del último piso están diseñadas para desarrollar rótulas plásticas simultáneamente en ambos extremos, el diseño por corte parece ser el mismo como para vigas.

5.2.9 Diseño del refuerzo transversal

a) Consideraciones generales

Hay cuatro requerimientos de diseño que controlan la cantidad de refuerzo transversal en las columnas:

- resistencia de corte
- prevención del pandeo de las varillas en compresión
- confinamiento del concreto comprimido en regiones de potenciales rótulas plásticas o en la longitud total de las columnas sometidas a muy grandes esfuerzos de compresión, y
- la resistencia de empalmes de varillas traslapadas.

Los requerimientos para el refuerzo transversal varían según la zona a lo largo de una columna. En particular, las zonas del extremo necesitan distinguirse de la zona de la columna entre estas zonas extremas. Esto se debe a que las zonas extremas son potenciales a las rótulas plásticas; y las otras son esperadas permanecer esencialmente elásticas en todo el tiempo. Con estas distinciones, las discusiones que siguen se concentran en regiones extremas de columnas donde acciones sísmicas son más críticas.

El más severo de los cuatro criterios de diseño controlará los requerimientos para la cantidad, espaciamiento, y configuración del refuerzo transversal

b) Configuraciones y formas del refuerzo transversal

El refuerzo transversal requerido es tradicionalmente hecho en forma de estribos; aros de forma rectangular, cuadrado y diamante; estribos de rama simple con gancho para proveer anclaje; y espirales circulares o rectangulares.

En muchas secciones rectangulares un estribo simple periférico 5.14(a) no es suficiente para confinar el concreto apropiadamente o proveer resistencia lateral contra el pandeo a las varillas longitudinales. Por lo tanto, es necesario un arreglo de estribos traslapados rectangulares 5.14(c-f) y/o ganchos suplementarios de amarre 5.14(b). Es más efectivo, si ganchos suplementarios de amarres son firmemente doblados alrededor de una varilla vertical de la columna que ser ajustados firmemente alrededor de los estribos periféricos, lo cual es bastante difícil en la práctica.

En un conjunto de estribos traslapados es preferible tener un estribo periférico encerrando todas las varillas longitudinales, junto con uno o más estribos cubriendo áreas más pequeñas de la sección, como en la figura 5.14(e-f). El detalle de la figura 5.14(d), el cual tiene dos estribos cada uno encerrando seis varillas, es igualmente efectivo, pero más difícil de construir.

Se observa que el estribo de la forma de diamante rodeando las cuatro varillas en el centro de cada cara en la figura 5.14(c) contribuye a A_{sh} en la ecuación (5.40), determinando el área equivalente del refuerzo en la componente de las fuerzas en la dirección requerida. Por ejemplo, dos ramas del estribo inclinadas en 45° a los lados de la sección se pueden considerar haciendo una contribución de $\sqrt{2}$ veces el área de una varilla perpendicular. Esto es, en la figura 5.14(c), A_{sh} o A_v se pueden tomar como $(2+1.41)A_{te}$, donde A_{te} es el área de la varilla de cada estribo teniendo el mismo diámetro.

Como en el caso de vigas, no todas las varillas necesitan ser lateralmente soportadas por una rama de un estribo transversal o por ganchos suplementarios de amarre. El ACI indica que si varillas o grupos de varillas que son lateralmente soportadas por ramas en el mismo estribo transversal están separadas menor o igual a 150mm, cualquier varilla o paquete de varillas entre ellos no necesitan tener soporte efectivo lateral, como se demuestra en las figuras 5.14(a) y 5.14(g).

Estribos con ganchos de 90° claramente no puede confinar un núcleo de concreto después que el recubrimiento del concreto se deteriore. De este modo, varias varillas de la columna son privadas de soporte lateral. Esto ha sido observado frecuentemente en daños de sismos.

Ganchos suplementarios de amarre tipo J con un gancho de 135° en un extremo y 90° en el otro, como se muestra en la figuras 5.14(b), 5.14(e) y 5.14(g), se prefieren debido a la facilidad de construcción. La posición de los ganchos debe alternarse en estribos consecutivos. De esta manera, los ganchos suplementarios pueden efectivamente estabilizar las varillas de compresión pero pueden solamente hacer una contribución limitada al confinamiento del núcleo de concreto. En presencia de altas fuerzas de compresión y demandas de ductilidad, el gancho de 90° puede abrirse. Por tanto, se recomienda que los ganchos tipo J se puedan usar solamente en miembros expuestos a demandas de ductilidad restringida.

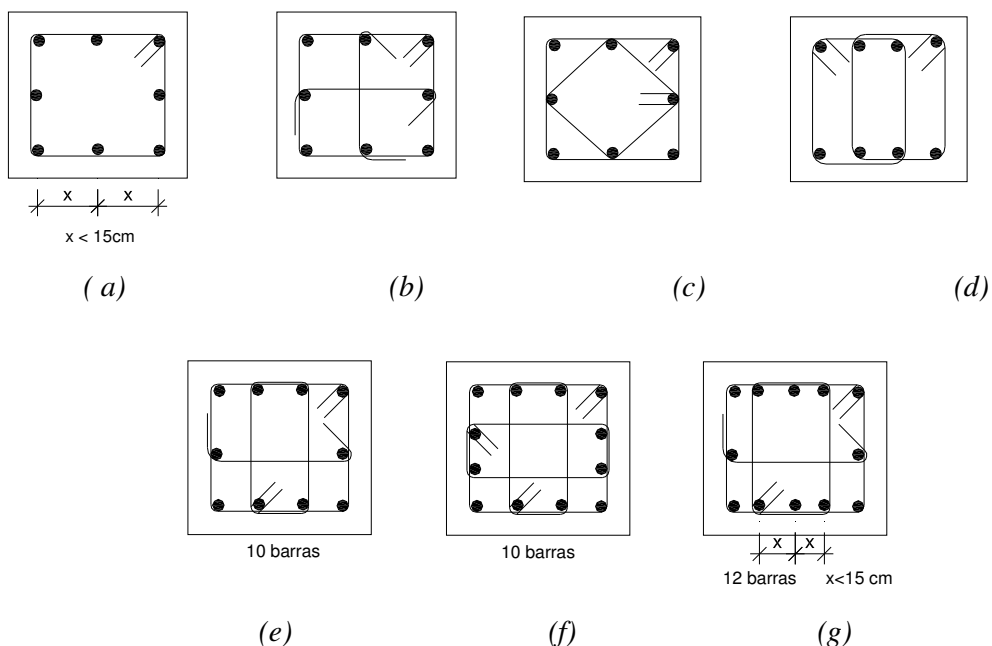


Fig. 5.14 Arreglo de refuerzo en columnas

El uso de estribos con ganchos de 135° puede asegurar desempeño óptimo para la colocación del concreto fresco. Varias soluciones son posibles, cuando debido a las dificultades de construcción, el uso de ganchos suplementarios de amarres intermedios con ganchos de 135° y 180° en cada extremo no es posible.

El refuerzo transversal de las columnas se dispone de manera diferente según sea la zona, zonas de potencial rótula plástica o zonas fuera de estas. Se observa que limitaciones de espaciamiento para el refuerzo de corte son usualmente menos críticos que para el refuerzo de confinamiento.

c) Resistencia al corte

El diseño de las secciones transversales de las columnas, al igual que las vigas, sometidas a cortante debe estar basado en la relación entre la resistencia ideal o nominal V_i y resistencia requerida V_u .

$$V_u = \phi V_i \quad (5.34)$$

De acuerdo a la filosofía del diseño por capacidad, el factor de reducción de resistencia es $\phi = 1$, debido a que V_u se deriva del desarrollo de la sobrerresistencia de los elementos.

La resistencia ideal o nominal al corte es igual a la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto y a la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de corte:

$$V_i = V_c + V_s \quad (5.35)$$

En este caso se considera la contribución del concreto tanto para las zonas donde se espera rótulas plásticas y donde no se espera; salvo en casos en donde exista tracción axial, V_c debe tomarse como cero a menos que se haga un análisis más detallado usando la ecuación 5.37.

Las expresiones de contribución del concreto al cortante se toman de lo establecido por la norma ACI (2005) y la norma peruana:

- Para elementos sometidos a compresión axial:

$$V_c = 0.543 \left(1 + 0.00728 * \frac{Nu}{A_g} \right) \sqrt{f'c} b_w d \quad (5.36)$$

- Para elementos sometidos a tracción axial significativa:

$$V_c = 0.543 \left(1 + 0.02956 \frac{Nu}{A_g} \right) \sqrt{f'c} b_w d \geq 0 \quad (5.37)$$

La resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de corte, como ya es conocido es igual a:

$$V_s = \frac{A_{te} * d * f_{yt}}{s} \quad (5.38)$$

donde:

V_s : resistencia nominal al corte del refuerzo de corte

f_{yt} : es la resistencia a la fluencia del estribo.

A_{te} : área del estribo

s : espaciamiento vertical

De esta forma, el espaciamiento horizontal s debido al corte es igual a:

$$s = \frac{A_{te} * d * f_{yt}}{V_i - V_c} \quad (5.39)$$

El espaciamiento del refuerzo transversal por corte no puede ser mayor a lo siguiente:

- Si $P_u/A_g f'_c \leq 0.12$, $s_c \leq 0.5d$
- Si $P_u/A_g f'_c \geq 0.12$, $s_c \leq 0.75h$

d) Soporte lateral para refuerzo en compresión

La inestabilidad de varillas de compresión, particularmente en la zona potencial de rótula plástica, se debe prevenir. Alguna fluencia de las varillas de la columna, en tensión y compresión, se puede esperar en las zonas del extremo de las columnas “elásticas” encima del segundo nivel, aunque no ocurra el desarrollo total de rótulas plásticas.

Por consiguiente, estribos transversales, a veces referido como refuerzo contra el pandeo, se debe proporcionar en las zonas extremas de todas las columnas del pórtico de la misma forma como para las zonas extremas de las vigas, tal como se describió en la sección 5.1.6(c) y en la ecuación 5.15.

$$\frac{A_{te}}{s} = \frac{\sum A_b f_y}{1600 f_{yt}} \quad (mm^2 / m)$$

La distancia máxima entre los soportes laterales para las varillas de compresión en las columnas se indicó en la sección b).

e) Confinamiento del concreto

El confinamiento es esencial para asegurar adecuada ductilidad rotacional en las zonas potenciales de rótulas plásticas de las columnas sometidas a fuerzas significantes de compresión axial. Por consiguiente, la norma del ACI establece la menor de las siguientes ecuaciones para el área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares A_{sh} , con el propósito que el descascaramiento del concreto de recubrimiento no resulte en una pérdida de la resistencia a la carga axial de la columna.

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (5.40a)$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \quad (5.40b)$$

donde:

A_{ch} : área de la sección transversal medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal, mm^2

A_g : área bruta de la sección del concreto, mm^2

b_c : dimensión transversal del núcleo de la columna medido centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal, mm

s : espaciamiento vertical

La cantidad total de refuerzo de confinamiento, de acuerdo con la ecuación (5.40) se debe proporcionar en las regiones extremas donde se esperan rótulas plásticas. Sin embargo, solamente la mitad de este refuerzo de confinamiento se requiere en zonas adyacentes a potenciales rótulas plásticas y en las zonas extremas de columnas en las cuales, debido a la aplicación de diseño por capacidad, no ocurrirán rótulas plásticas.

Este confinamiento total siempre se requiere en la base de la columna y en el nivel del techo, si se esperan rótulas plásticas en estas zonas.

f) Refuerzo transversal en empalmes traslapados

Los empalmes deben estar provistos con especial refuerzo transversal de acuerdo con los requerimientos establecidos por la norma peruana o la norma del ACI.

Cuando los empalmes en pisos superiores están localizados dentro del extremo de la columna, es probable que el refuerzo transversal para satisfacer el más crítico de los requerimientos: el confinamiento del núcleo del concreto o resistencia del corte, es adecuado para controlar el rompimiento y por tanto la pérdida de resistencia de adherencia dentro de los empalmes. Por tal razón, el área del refuerzo transversal por rama es igual a:

$$\frac{A_{tr}}{s} \geq \frac{d_b}{50} \frac{f_y}{f_{yt}} \quad (5.41)$$

donde:

A_{tr} : área de la sección transversal del refuerzo por rama

d_b : diámetro del refuerzo longitudinal

s : espaciamiento vertical

Se enfatiza una vez más que los empalmes pueden estar ubicados en los extremos de las columnas solamente si las columnas han sido proporcionadas con suficiente reserva de resistencia para eliminar la posibilidad de formación de rótula plástica. De lo contrario, los empalmes de las columnas deben estar ubicadas en el cuarto central de la altura de la columna. Por lo tanto, el espaciamiento del refuerzo transversal por empalmes traslapados en la base de las columnas del primer piso no se aplica.

g) Limitaciones de espaciamiento

Además de encontrar el espaciamiento necesario del refuerzo transversal para controlar los cuatro requerimientos de diseño antes mencionados, se debe tener en cuenta también lo que establece la norma E-060 o la norma del ACI con respecto a la separación del refuerzo transversal, el cual no debe exceder la menor de las siguientes:

1. La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento, $b_{min}/4$
2. Seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal, $6d_b$
3. s_0 , según lo definido en la ecuación (5.41)

$$s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (5.41)$$

El valor de s_0 no debe ser mayor a 150 mm ni se necesita tomarlo menor a 100mm.

donde:

hx : es el máximo valor de la separación entre ramas de estribo cerrado de confinamiento y ganchos suplementarios de amarre en todas las caras de la columna, $hx \leq 350 \text{ mm}$

El primer requisito tiene por objeto obtener un confinamiento adecuado para el concreto. El segundo requisito tiene por objeto restringir el pandeo del refuerzo longitudinal después del descascaramiento.

h) Requerimientos de las zonas extremas

Los requerimientos antes mencionados se aplican en las zonas extremas de las columnas en una longitud l_0 medido desde cada cara del nudo y a ambos lados de la columna. De acuerdo a lo establecido por la norma peruana y a la norma del ACI, no debe ser menor que la mayor de las siguientes:

- altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión
- un sexto de la luz libre del elemento, $l_n/6$
- 450mm

i) Refuerzo transversal en las zonas adyacentes a las zonas extremas

Generalmente, las limitaciones de espaciamiento requerido por la resistencia de corte o confinamiento del concreto en la mitad de la región de una columna son más severas y por tanto gobernarán el espaciamiento del estribo.

El refuerzo por confinamiento en estas zonas se puede reducir porque ninguna deformación plástica se espera y el concreto no necesita mucho confinamiento. Esta reducción se puede obtener aumentando el espaciamiento del refuerzo transversal, el cual puede ser el doble del obtenido para las zonas de rótulas plásticas, $2s_h$.

5.3 Programa de aplicación

Con el fin de simplificar el procedimiento del “diseño por capacidad” antes descrito, se ha elaborado un programa en el entorno de Windows. A continuación se hará una breve descripción:

1. En la ventana de inicio del programa se encuentra un menú en donde se podrá elegir la opción de diseñar una nueva viga o una nueva columna y/o abrir un diseño guardado.

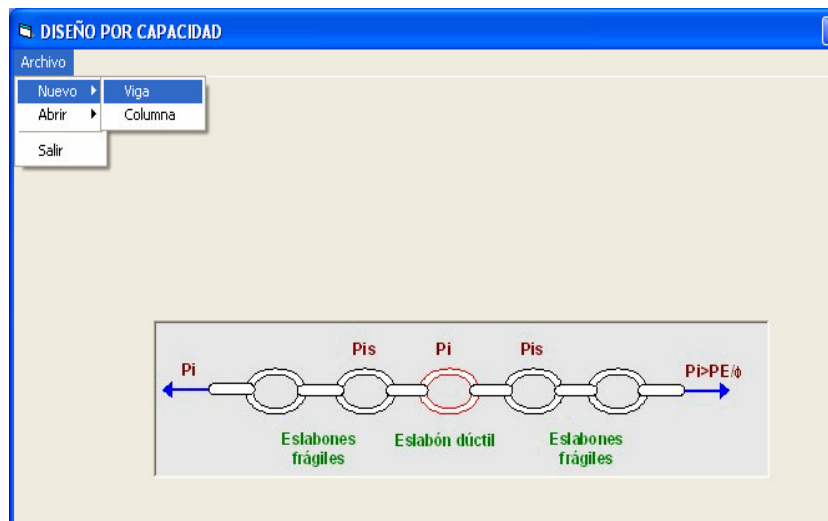


Fig. 5.15 Ventana de inicio y menú principal

2. Si se elige la opción de diseñar una nueva viga aparece la siguiente ventana, en donde se debe ingresar el número de tramos de la viga, sus longitudes, y las secciones de cada tramo y de los apoyos.

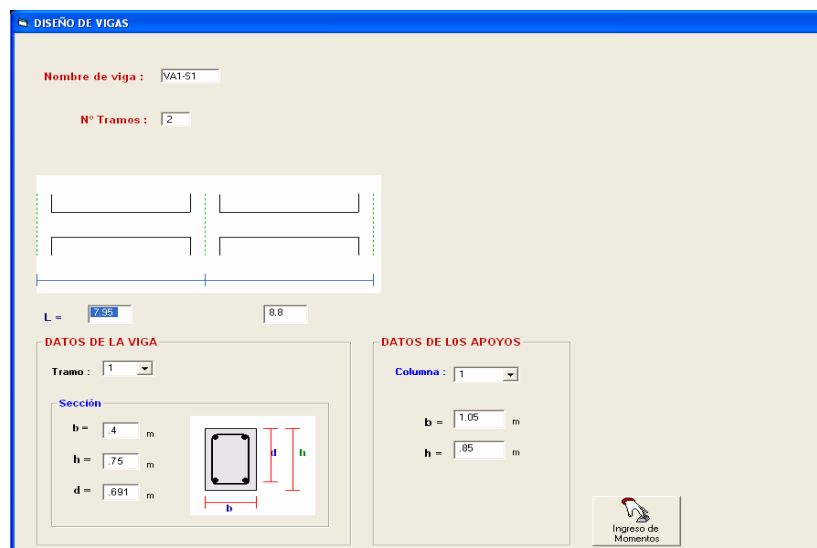


Fig. 5.16 Ventana de ingreso de datos de la viga

- En la siguiente ventana se ingresan los momentos resultantes del análisis lineal para cada combinación de carga a diferentes distancias de cada tramo. Con el botón “Momentos principales” se calcula los momentos en la cara de las columnas y en el centro de la luz.

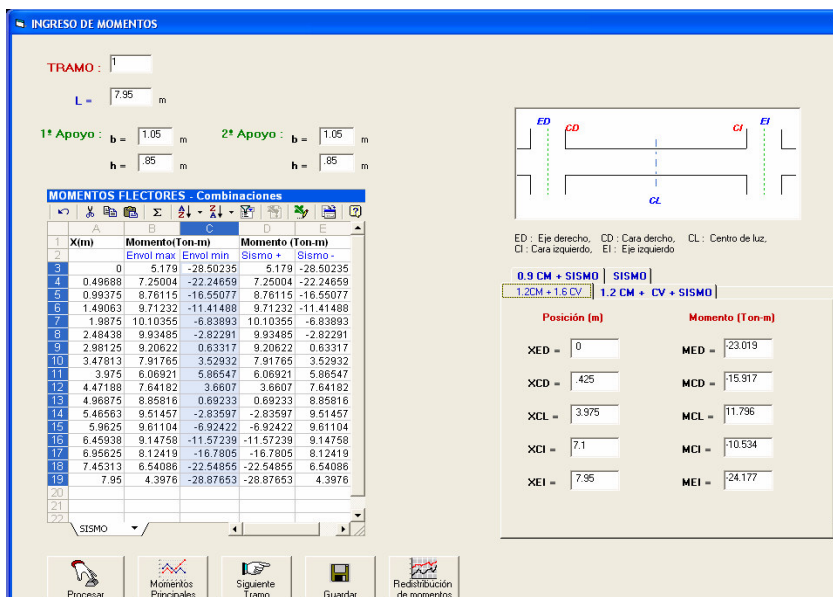


Fig. 5.17 Ventana de ingreso de momentos de la viga

- La siguiente ventana realiza el proceso iterativo para encontrar los factores de redistribución y la redistribución de momentos para cada combinación de carga, lo cual se ha descrito en el capítulo IV.

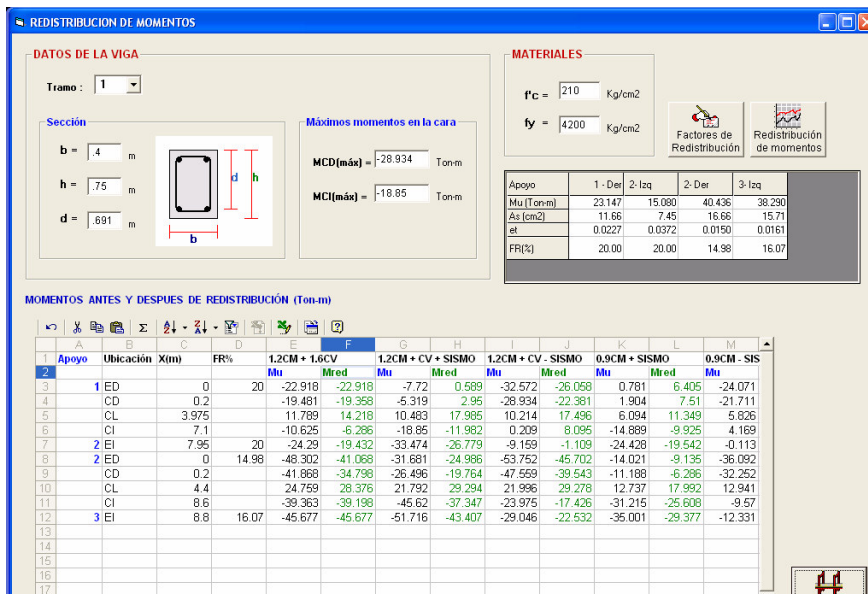


Fig. 5.18 Ventana redistribución de momentos

- En esta ventana se diseña la viga con el máximo momento obtenido después de la redistribución. Con el refuerzo dado por el usuario se determina el acero real y por consiguiente el momento real.

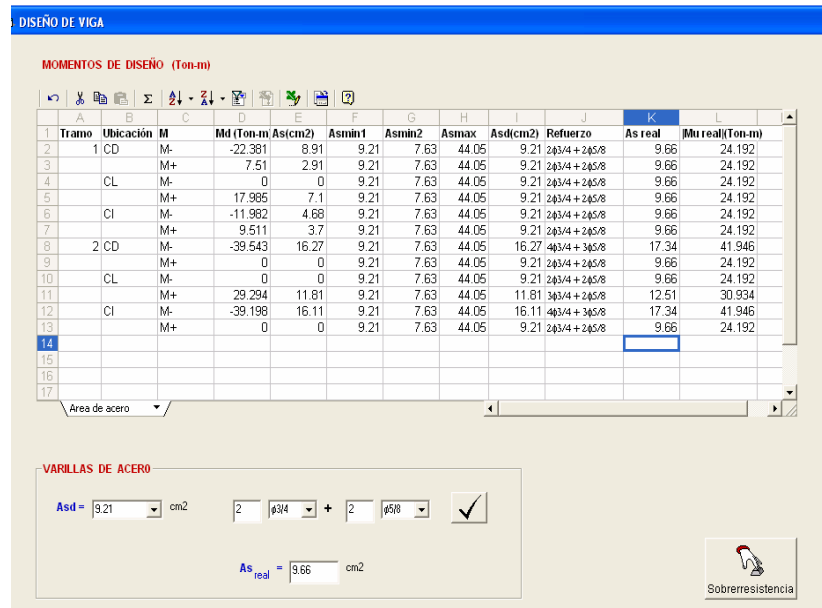


Fig. 5.19 Diseño por flexión de la viga

- Indicando el factor de sobrerresistencia λ_0 del acero se puede determinar la sobrerresistencia de la viga en cada nudo viga-columna y en cada sentido del sismo ϕ_{0+} y ϕ_{0-} ; así como la sobrerresistencia del sistema. Con el factor de reducción ϕ y la relación λ_0/ϕ se puede tener en cuenta que los factores de sobrerresistencia no sean menor a esta relación.

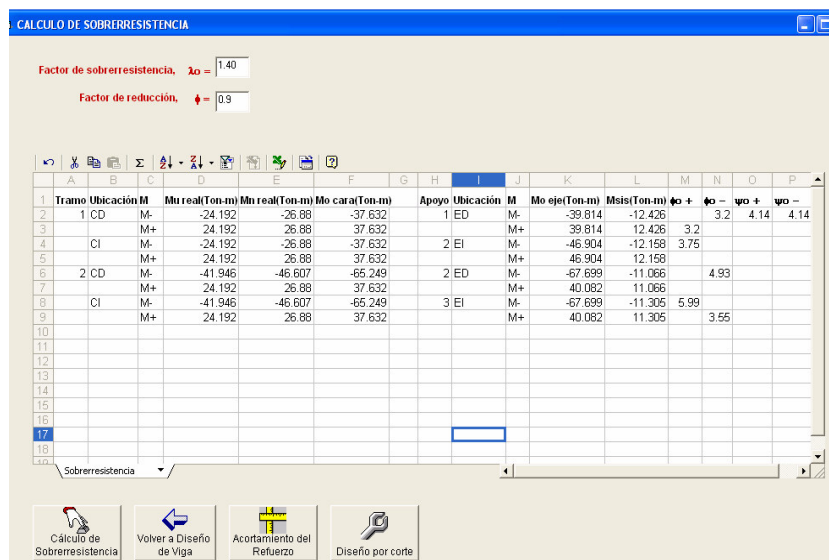


Fig. 5.20 Cálculo de sobrerresistencias

- En esta ventana se diseña el refuerzo transversal de la viga por pandeo y corte, indicando el espaciamiento para cada caso y los espaciamientos mínimos. Finalmente, se indica el espaciamiento en los extremos de la viga y en la zona central.

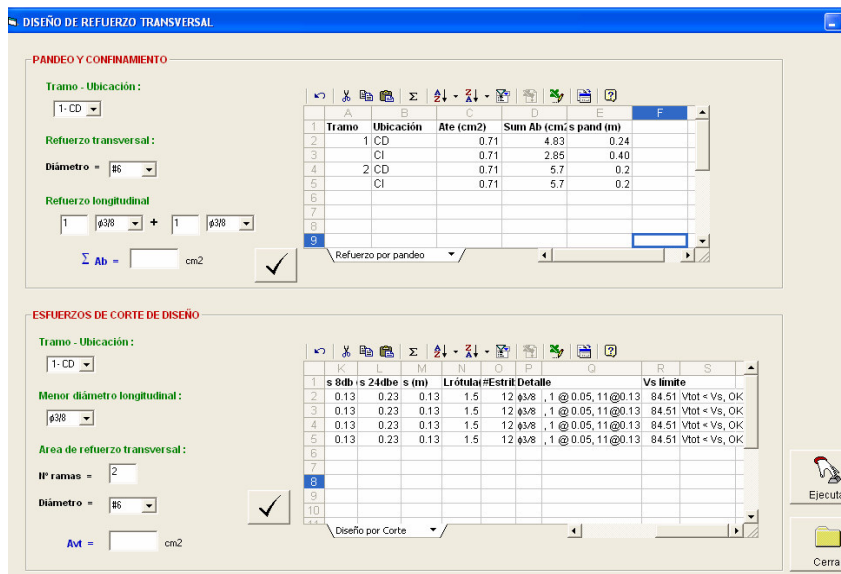


Fig. 5.21 Diseño del refuerzo transversal de la viga

- Para diseñar una columna, se ingresan los datos principales en esta ventana. Asimismo, en esta ventana se podrá calcular el factor de amplificación dinámica de cada piso después de ingresar las alturas de cada piso.

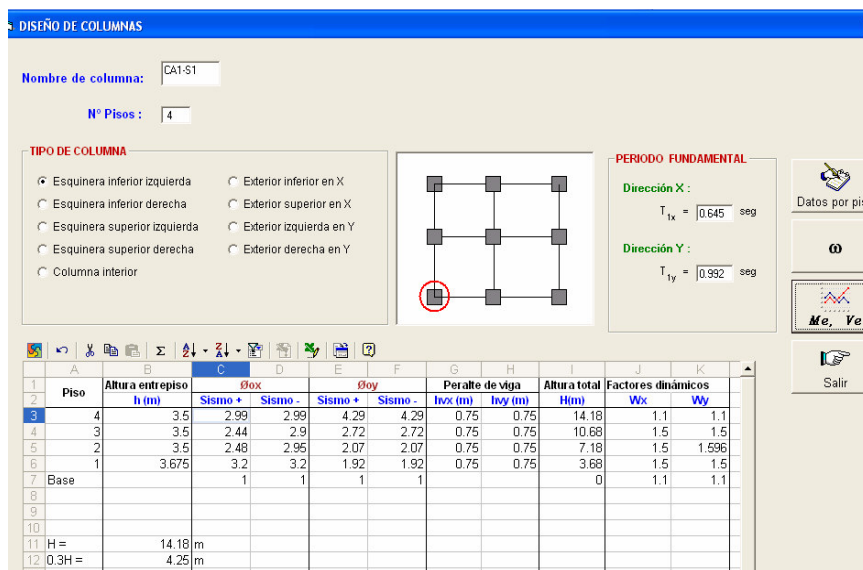


Fig. 5.22 Ingreso de datos para diseñar una columna

- En esta ventana se ingresan las cargas de gravedad debido a las cargas muertas y vivas, así como los momentos y cortantes debidos al sismo solamente. Esto se ingresa para la sección superior e inferior de la columna en cada piso, en cada dirección y sentido del sismo.

INGRESO DE CARGAS

COLUMNA: CAT-S1

PISO	Sección	CARGAS VERTICALES		SISMO +		SISMO -		DIRECCION "X"		DIRECCION "Y"	
		Pcm (Ton)	Pcv (Ton)	ME (Ton)	VE (Ton)	ME (Ton)	VE (Ton)	ME (Ton)	VE (Ton)	ME (Ton)	VE (Ton)
4	Arriba(T)	13.1889	1.911	-13.56005	5.896653	13.56005	-5.896653	-9.45801	3.7435	9.45801	-3.7435
4	Abajo (B)	18.2289009	1.91100001	9.020815	5.896653	-9.020815	-5.896653	6.95464	3.7435	-6.95464	-3.7435
3	Arriba(T)	33.4733	6.852	-15.83226	7.556214	15.83226	-7.556214	-16.15386	6.8839	16.1539	-6.8839
3	Abajo (B)	38.5133018	6.85200024	13.16881	7.556214	-13.16881	-7.556214	9.78263	6.8839	-9.78263	-6.8839
2	Arriba(T)	53.637	11.7954	-6.300349	6.243084	6.300349	-6.243084	-16.65076	7.8604	16.6508	-7.8604
2	Abajo (B)	58.6769981	11.7953997	16.48641	6.243084	-16.48641	-6.243084	13.44104	7.8604	-13.441	-7.8604
1	Arriba(T)	73.5671	16.6618	-4.934538	7.930062	4.934538	-7.930062	-13.0237	16.0187	13.0237	-16.0187
1	Abajo (B)	78.8591003	16.6618004	32.39582	7.930062	-32.39582	-7.930062	46.41538	16.0187	-46.4154	-16.0187

CARGAS POR PISO

Atrás | Aceptar | VEO

Fig. 5.23 Ingreso de datos para diseñar una columna

- En esta ventana se calculan las cargas axiales inducidas por el sismo, en cada dirección y en cada sentido del sismo, y se podrá guardar los datos ingresados para la columna.

CALCULO DE CARGAS AXIALES INDUCIDAS POR LAS ACCIONES SISMICAS

COLUMNA: CAT-S1 LONGITUD DE VIGAS "X": LONGITUD DE VIGAS "Y":

TIPO DE COLUMNA: Esquinera inferior izquierda Vtx: 7.95 m Vty: 6.15 m

Sismo en la dirección "X":

PISO	Sección	Viga fx		VEo(Ton)	Viga fy		VEo(Ton)			
		MEo (+)	MEo (-)		MEo (-)	MEo (+)				
4	4	39.814	-46.904	0	13.09	-40.25	40.25	0	0	-13.09
4	3	39.814	-46.904	0	13.09	-40.25	40.25	0	0	-13.09
3	2	39.814	-46.904	0	13.09	-40.25	40.25	0	0	-13.09
3	1	39.814	-46.904	0	13.09	-40.25	40.25	0	0	-13.09

SOBRRRESISTENCIA DE VIGAS X

Sismo en la dirección "Y":

PISO	Sección	Viga fy		VEo(Ton)	Viga fx		VEo(Ton)			
		MEo (+)	MEo (-)		MEo (-)	MEo (+)				
4	4	40.25	-40.25	0	13.09	-40.25	40.25	0	0	-13.09
4	3	40.25	-40.25	0	13.09	-40.25	40.25	0	0	-13.09
3	2	40.25	-40.25	0	13.09	-40.25	40.25	0	0	-13.09
3	1	40.25	-40.25	0	13.09	-40.25	40.25	0	0	-13.09

SOBRRRESISTENCIA DE VIGAS Y

Volver Inicio | Ejecutar | Guardar | PEO

Fig. 5.24 Cálculo de las cargas axiales inducidas por el sismo

11. Aquí se podrá calcular la carga axial resultante inducida por el sismo y su factor de reducción R_v , así como la carga axial debido a las cargas de gravedad, y la carga axial de diseño para las dos combinaciones de cargas indicadas anteriormente.

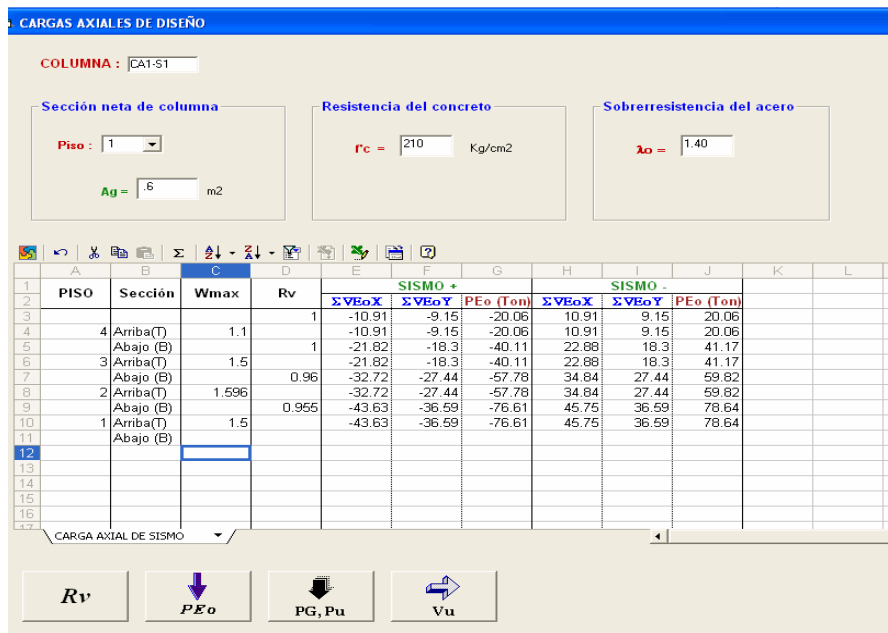


Fig. 5.25 Cálculo de las cargas axiales de diseño, Pu

12. En esta ventana se podrá elegir si se desea tener una rótula plástica en el nivel del techo y calcular las cortantes de diseño para cada dirección principal.

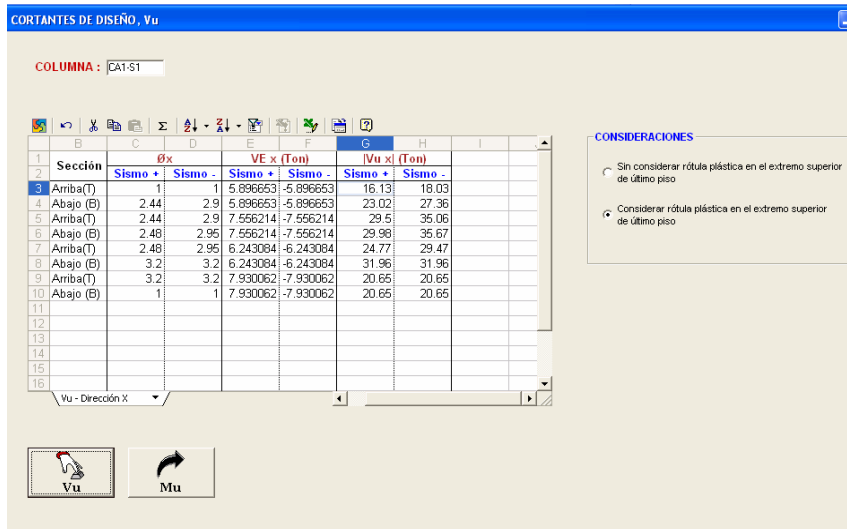


Fig. 5.26 Cálculo de las fuerzas cortantes de diseño, Vu

13. Teniendo en cuenta que el factor de reducción de momento R_m depende de $P_u/A_g f'_c$, dicho factor se calcula para cada dirección y para cada combinación de carga. Finalmente, se calcula los momentos de diseño para cada caso.

MOMENTOS DE DISEÑO, M_u

COLUMNA : CA1-S1

PISO	Sección	Wx	øox +	Vu x +	ME x +	R_m x +		M_u x +	
						1.2CM+CV+Sis	0.9CM+Sis	1.2CM+CV+Sis	0.9CM+Sis
						4	Arriba(T)	1.1	1
5	Abajo (B)	1.5	2.44	23.02	9.02	0.768	0.755	21.38	21.02
6	3 Arriba(T)	1.5	2.44	29.5	-15.83	0.774	0.747	39.71	38.33
7	Abajo (B)	1.5	2.48	29.98	13.17	0.788	0.754	33.29	31.85
8	2 Arriba(T)	1.5	2.48	24.77	-6.3	0.802	0.747	14.33	13.34
9	Abajo (B)	1.5	3.2	31.96	16.49	0.813	0.754	58.49	54.24
10	1 Arriba(T)	1.5	3.2	20.65	-4.93	0.822	0.747	15.65	14.22
11	Abajo (B)	1.1	1	20.65	32.4	0.952	0.937	39.59	39.59

Fig. 5.27 Cálculo de los momentos de diseño, M_u

14. La siguiente ventana presenta un cuadro resumen de (M_u , P_u) para cada dirección X-Y y sentido del sismo; y para cada combinación de carga.

Mu, Pu

COLUMNA : CA1-S1

Piso	Sección	DIRECCION X								DIRECCION Y					
		SISMO +				SISMO -				SISMO +		SISMO -			
		1.2CM+CV+SIS	0.9CM+SIS	Mu	Pu	1.2CM+CV-SIS	0.9CM-SIS	Mu	Pu	1.2CM+CV+SIS	0.9CM+SIS	1.2CM+CV-SIS	0.9CM-SIS		
4	Arriba(T)	16.57	-2.32	16.57	-8.19	16.57	37.79	16.57	31.93	11.56	-2.32	11.56	-8.19	11.56	37.79
5	Abajo (B)	21.38	3.73	21.02	-3.65	28.25	43.84	27.79	36.46	18.98	3.73	18.66	-3.65	21.1	43.84
6	3 Arriba(T)	39.71	6.81	38.33	-9.99	56.71	88.19	55.13	71.3	45.8	6.81	44.2	-9.99	55.03	88.19
7	Abajo (B)	33.29	12.96	31.85	-5.45	47.23	94.24	45.73	75.83	21.07	12.96	20.15	-5.45	25.56	94.24
8	2 Arriba(T)	14.33	18.38	13.34	-9.51	21.25	135.98	20.53	108.09	38.68	18.38	35.93	-9.51	48.15	135.98
9	Abajo (B)	58.49	24.42	54.24	-4.98	71.94	142.03	70.07	112.63	27.05	24.42	25.09	-4.98	33.28	142.03
10	1 Arriba(T)	15.85	28.33	14.22	-10.4	19.04	183.58	19.04	144.85	25.17	28.33	22.87	-10.4	30.62	183.58
11	Abajo (B)	39.59	34.68	39.59	-5.64	39.59	189.93	39.59	149.61	56.73	34.68	56.73	-5.64	56.73	189.93

Fig. 5.28 Cuadro resumen de M_u , P_u para cada dirección y combinación de carga

15. En la siguiente ventana se diseña el refuerzo transversal de la columna, indicando el espaciamiento por corte, pandeo, confinamiento, empalme y espaciamientos mínimos. Finalmente, se indica el espaciamiento en los extremos y en la zona central de la columna.

DATOS DE SECCION

COLUMNA : CA1-S1 Piso : 6

hw = 1.05 m
 bw = 0.40 m
 Ag = 0.42 m²
 bc = 0.32 m
 Ach = 0.29 m²
 dx = 0.99 m
 hx = 0.18 m

Mayor diámetro longitudinal : db = #3/4

Σ Ab = 2.85 cm²
 fy = 4200 Kg/cm²

Area de refuerzo transversal :
 IP ramas X = 3 IP ramas Y = 6
 Diámetro = #3/8
 fyt = 4200 Kg/cm²

Piso	Sección	Ach(m ²)	Max db(cm) s b/4(m) s 6db(m)	so (m)	s confin	s establn	s empal	s (m)	Lextrn	#Estrll	Detalle
1	EXTREMOS DE COLUMNA										
2	4 Arriba(T)	0.29	1.91	0.1	0.11	0.15	0.2	0.4	0.19	0.1	1.05 11 #3/8 , 1 @ 0.05, 10@0.10
3	Abajo (B)	0.29	1.91	0.1	0.11	0.15	0.2	0.4	0.19	0.1	1.05 11 #3/8 , 1 @ 0.05, 10@0.10
4	3 Arriba(T)	0.29	1.91	0.1	0.11	0.15	0.2	0.4	0.19	0.1	1.05 11 #3/8 , 1 @ 0.05, 10@0.10
5	Abajo (B)	0.29	1.91	0.1	0.11	0.15	0.2	0.4	0.19	0.1	1.05 11 #3/8 , 1 @ 0.05, 10@0.10
6	2 Arriba(T)	0.29	1.91	0.1	0.11	0.15	0.2	0.4	0.19	0.1	1.05 11 #3/8 , 1 @ 0.05, 10@0.10
7	Abajo (B)	0.29	1.91	0.1	0.11	0.15	0.2	0.4	0.19	0.1	1.05 11 #3/8 , 1 @ 0.05, 10@0.10
8	1 Arriba(T)	0.29	1.91	0.1	0.11	0.15	0.2	0.4	0.19	0.1	1.05 11 #3/8 , 1 @ 0.05, 10@0.10
9	Abajo (B)	0.29	1.91	0.1	0.11	0.15	0.2	0.4	0.19	0.1	1.05 11 #3/8 , 1 @ 0.05, 10@0.10
10	1 Arriba(T)	0.29	1.91	0.1	0.11	0.15	0.2	0.4	0.19	0.1	1.05 11 #3/8 , 1 @ 0.05, 10@0.10
11	Abajo (B)	0.29	1.91	0.1	0.11	0.15	0.1	0.23	No perm	0.1	1.05 11 #3/8 , 1 @ 0.05, 10@0.10

Fig. 5.29 Cálculo del refuerzo transversal de la columna

CAPITULO VI

ANÁLISIS SISMICO Y DISEÑO DE EDIFICIO APORTICADO APLICANDO DISEÑO POR CAPACIDAD Y DISEÑO POR RESISTENCIA (Norma E-060)

6.1 Análisis sísmico

El análisis sísmico de la edificación se llevó a cabo en el programa SAP 2000 utilizando el análisis dinámico modal espectral. En la figura 6.1 se muestra el modelo tridimensional de la edificación descrita en el capítulo I.

Previamente al análisis, se especificaron los factores de reducción de la rigidez; lo cual, se hizo en el momento de definir las propiedades de la sección de los elementos del sistema de pórticos. La reducción se aplica sólo a los momentos de inercia; para las columnas se aplica alrededor del eje 2 y eje 3, sin embargo, para las vigas se aplica sólo alrededor del eje 3. Estos ejes se refieren a los ejes locales de la sección, especificados por el programa SAP 2000.

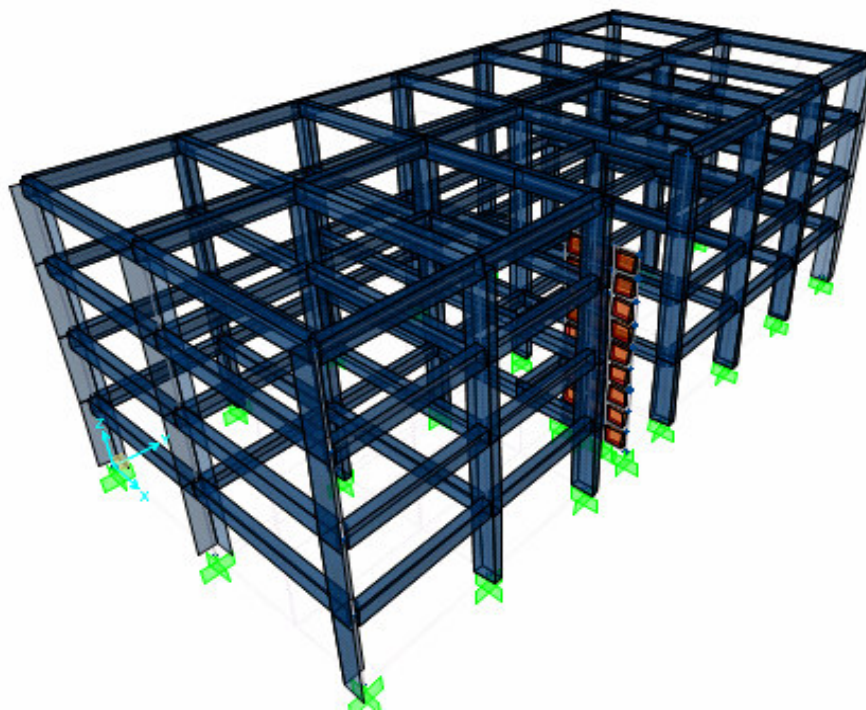


Fig. 6.1 Modelo tridimensional de edificación de cuatro niveles

6.1.1 Factores de reducción para calcular la rigidez efectiva

Después de haber hecho un análisis comparativo en el capítulo III, se decidió usar los factores de reducción de rigidez propuestos por Paulay y Priestley (1992) para realizar el análisis sísmico, los cuales tienen más relación con los factores de la norma de Nueva Zelanda, la cual propone el diseño por capacidad.

La tabla 3.2 indica los factores de reducción de rigidez para los elementos del edificio y son:

- Para vigas rectangulares = 0.40
- Para columnas con $P/A_g f'_c \leq 0.20$ = 0.40

La relación de carga axial $P/A_g f'_c$ es menor a 0.20 en todas las columnas del edificio. Por tanto, este factor se aplicó al momento de inercia de todas las columnas alrededor de los dos ejes locales 2 y 3.

6.1.2 Parámetros sismorresistentes

Los parámetros sismorresistentes necesarios para elaborar el espectro de aceleraciones son:

Factor	Descripción	Valor
Factor de zona, Z	Edificación ubicada en la ciudad de Lima, lo cual corresponde a la costa.	0.4
Factor de suelo, S	El suelo de cimentación del edificio corresponde a un suelo rígido	1.0
Periodo T_p	Periodo en que empieza a descender el espectro de aceleración	0.4
Factor de uso, U	Edificación esencial destinada para una universidad, categoría A	1.5
Factor de amplificación sísmica, C	Según el periodo	$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \leq 2.5$
Factor de reducción de fuerzas, R	Estructura regular aporticada de concreto armado, (norma E.030- artículo 12)	8

6.1.3 Aceleración espectral

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por la norma en el Art. 18.2 b.:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} (g) \quad \frac{C}{R} \geq .125$$

A continuación se muestra el espectro de pseudo-aceleraciones de diseño que se debe ingresar en el programa SAP 2000:

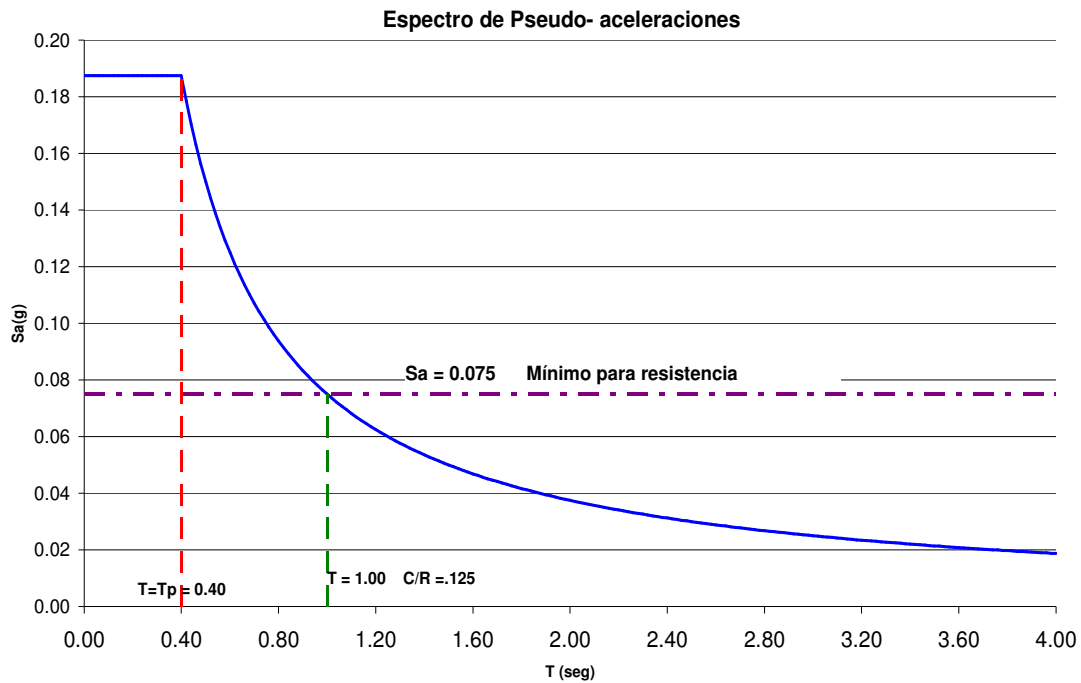


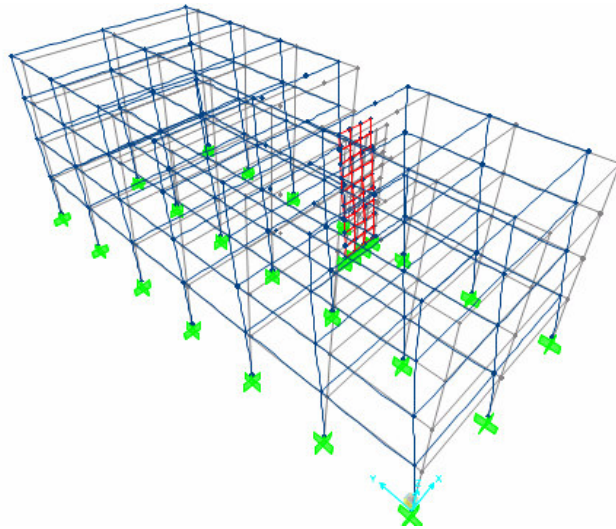
Fig. 6.2 Espectro de pseudo- aceleración

6.1.4 Periodos y modos de vibración

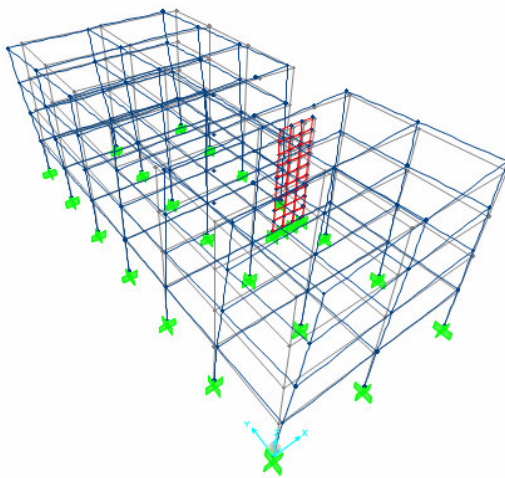
Para encontrar las máximas respuestas elásticas se consideraron los ocho primeros modos de vibración. A continuación se muestran los periodos de los ocho modos de vibración y sus respectivas masas de participación:

Modo	Periodo (seg)	Masa X-X (t.s2/m)	Masa Y-Y (t.s2/m)	Masa Z-Z (t.s2/m)	Masa acumul. X-X	Masa acumul. Y-Y	Masa acumul. Z-Z
1	0.992	0.000	0.842	0.000	0.000	0.842	0.000
2	0.770	0.011	0.000	0.000	0.011	0.842	0.000
3	0.645	0.747	0.000	0.000	0.758	0.842	0.000
4	0.312	0.000	0.106	0.000	0.758	0.948	0.000
5	0.220	0.001	0.000	0.000	0.759	0.948	0.000
6	0.182	0.138	0.000	0.000	0.897	0.948	0.000
7	0.174	0.000	0.038	0.000	0.897	0.987	0.000
8	0.132	0.000	0.000	0.001	0.897	0.987	0.001

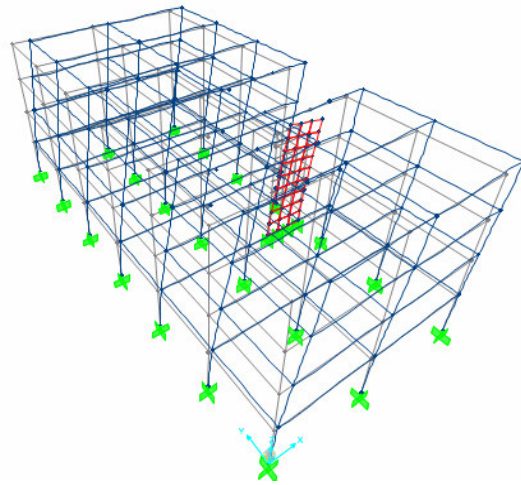
En la figura 6.3 se muestran los tres primeros modos de vibración de la edificación. Se observa que el primer y tercer modo son traslacionales y el segundo es de rotación. El periodo del primer modo corresponde a la dirección menos rígida, dirección Y-Y, y el periodo del tercer modo corresponde a la dirección más rígida, dirección X-X.



a) Primer modo de vibración, $T_1 = 0.992$ seg



b) Segundo modo de vibración, $T_2 = 0.770$ s



c) Tercer modo de vibración, $T_3 = 0.645$ s

Fig. 6.3 Modos de vibración

6.1.5 Criterios de combinación

El criterio de combinación utilizado para encontrar las máximas respuestas elásticas (cortante en la base, desplazamientos totales y relativos de entrepiso, etc) es el que indica la norma E-030 en el artículo 18.2 c:

$$r = 0.25 \sum_{i=1}^n |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^n r_i^2}$$

6.1.6 Cortante en la base

De acuerdo a lo que establece la norma E-030 en su artículo 18.2 d, la cortante en la base obtenida del análisis dinámico no puede ser menor que el 80% de la cortante en la base obtenida del análisis estático para estructuras regulares, esto para cada una de las direcciones consideradas en el análisis.

CALCULO DE LA CORTANTE BASAL- METODO ESTATICO

La cortante en la base obtenida del análisis estático es igual a:

$$V = \frac{ZUCS}{R} . P$$

El peso del edificio se calculará considerando la carga permanente total más el 50 % de la carga viva, de acuerdo lo que establece la norma en su artículo 16.3 a. Por tanto, el peso total de la edificación es:

- Peso vigas y columnas	= 893.77 t
- Peso losas	= 930.46 t
- Peso placa y escalera	= 29.25 t
- Peso acabados y tabiquería	= 379.35 t
- 50% sobrecarga	= 320.86 t
Peso total	= 2553.70 t

$$\text{Área por piso} = 639.70 \text{ m}^2$$

$$\text{Área total} = 2558.78 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso / m}^2 = 0.998 \text{ t/m}^2 \approx 1.0 \text{ t/m}^2$$

El periodo fundamental para cada dirección se estimará de acuerdo al artículo 17.2 a. Los periodos fundamentales obtenidos del análisis dinámico son:

$$T_{yy-D} = 0.992 \text{ s}$$

$$T_{xx-D} = 0.645 \text{ s}$$

Por consiguiente, los periodos para el análisis estático son iguales al 0.85 de los periodos del análisis dinámico, debido a que no se ha considerado el efecto de los elementos no estructurales:

$$T_{yy-E} = 0.843s$$

$$T_{xx-E} = 0.548 s$$

Los factores de amplificación sísmica, son:

$$C_{yy-E} = 1.19$$

$$C_{xx-E} = 1.82$$

Por lo tanto, la cortante basal obtenida del análisis estático para cada dirección es igual a:

$$V_{yy} = 227 t$$

$$V_{xx} = 349 t$$

El 80% de estos cortantes es igual a:

$$0.80 * V_{yy} = 182 t$$

$$0.80 * V_{xx} = 279 t$$

CALCULO DE LA CORTANTE BASAL- METODO DINAMICO

La cortante en la base para el análisis dinámico, se puede obtener a partir de los resultados proporcionados por el programa SAP 2000, según el criterio de combinación antes indicado:

$$V_{yy} = 198 t > 182 t$$

$$V_{xx} = 263 t < 279 t$$

Por lo tanto, para los elementos en la dirección X-X, los momentos y cortantes del análisis sísmico deberán ser corregidos por el factor: $279/263 = 1.06$.

6.1.7 Desplazamientos y distorsiones

Los desplazamientos y distorsiones obtenidos del SAP 2000 fueron multiplicados por 0.75R, según lo indica la norma en el artículo 16.4. Los resultados obtenidos son los siguientes:

Nivel	hi (m)	$\delta_{\max}X$ (cm)	Distorsión X %	$\delta_{\max}Y$ (cm)	Distorsión Y %
4	3.50	12.32	0.92%	15.87	0.78%
3	3.50	9.10	1.07%	13.15	1.10%
2	3.50	5.37	0.99%	9.31	1.47%
1	3.68	1.90	0.52%	4.17	1.13%

Se observa que la mayor distorsión para la dirección X es de **1.07%** y se encuentra en el tercer nivel, y para la dirección Y-Y es de **1.47%** y se encuentra en el segundo nivel. Usando las inercias sin reducción por agrietamiento, los desplazamientos son menores y cumplen con lo especificado en la norma, salvo en el segundo piso en la dirección Y.

6.2 Diseño por capacidad

En este acápite se indica paso a paso el proceso a seguir para diseñar por capacidad los elementos estructurales de la edificación. Asimismo se indica las consideraciones tomadas en cuenta, y los requerimientos mínimos de la norma de concreto armado E-60 que se deben tomar en cuenta.

Como se mencionó en el capítulo II, el mecanismo de colapso seleccionado para la edificación es el de viga débil-columna fuerte, donde se espera que las rótulas plásticas aparezcan en las vigas junto a las caras de los apoyos. Además se espera rótulas plásticas en la base de las columnas del primer piso.

Con el propósito de ilustrar el procedimiento del diseño por capacidad, se diseñan las vigas correspondientes al pórtico A y al pórtico 2; y la columna CA2. En el CD adjunto a la tesis se encuentran los resultados de diseño de los otros elementos, y en el anexo se encuentra la representación gráfica del diseño.

6.2.1 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga que se deben tomar en cuenta para el diseño por capacidad, las cuales corresponden a las establecidas por la norma del ACI 318S-05 en su última edición:

$$1.2CM + 1.6CV$$

$$1.2CM + CV \pm SISMO$$

$$0.9CM \pm SISMO$$

Con estas combinaciones de carga se obtienen los momentos flectores para las vigas, a partir del análisis dinámico lineal. Además se debe tener en cuenta los momentos flectores obtenidos sólo por las cargas de sismo.

Para las columnas, se debe escoger los momentos flectores y los cortantes debidos sólo al sismo, y las cargas axiales debidas a la carga muerta y carga viva, sin combinar.

6.2.2 Diseño de vigas

◆ Viga VA1

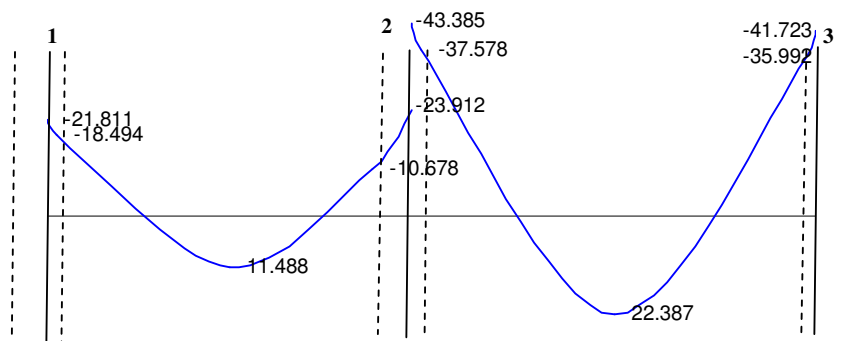
a) *Redistribución de momentos según ACI 318S-05*

Teniendo en cuenta que nuestra norma de concreto (E-060 – 1989) sigue los lineamientos de la norma del ACI de esa fecha, se ha visto conveniente adoptar lo que establece el ACI con referente a la redistribución de momentos, en su última versión.

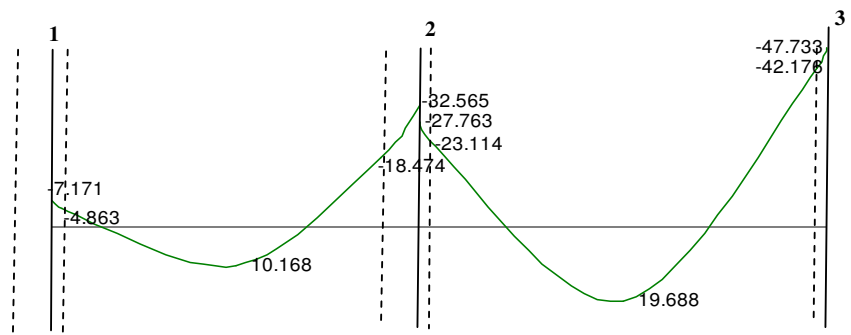
El ACI en su artículo 8.4 indica que el factor de redistribución para redistribuir los momentos negativos de las vigas continuas es igual a $FR = 1000\epsilon_t\%$. También indica que la máxima redistribución es de 20% y la mínima es de 7.5%.

Siguiendo el procedimiento detallado en el capítulo IV, se redistribuyeron los momentos flectores de la viga VA1. Los momentos flectores obtenidos del análisis lineal para cada una de las combinaciones antes especificadas son:

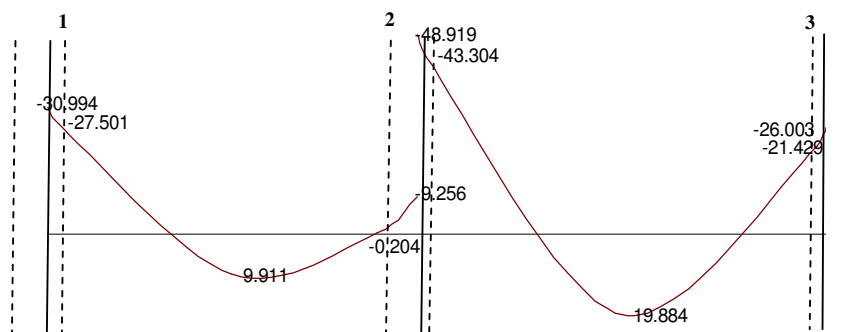
1.2 CM + 1.6CV



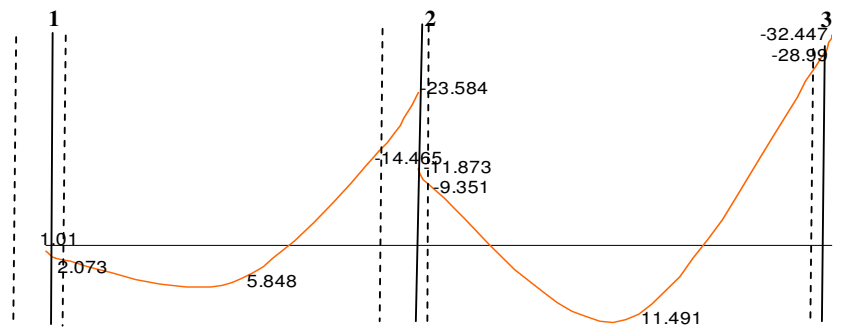
1.2 CM + CV + SISMO



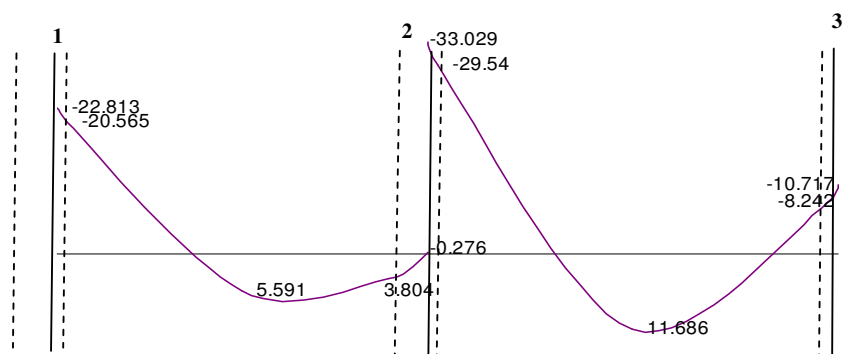
1.2 CM + CV - SISMO



0.9 CM + SISMO

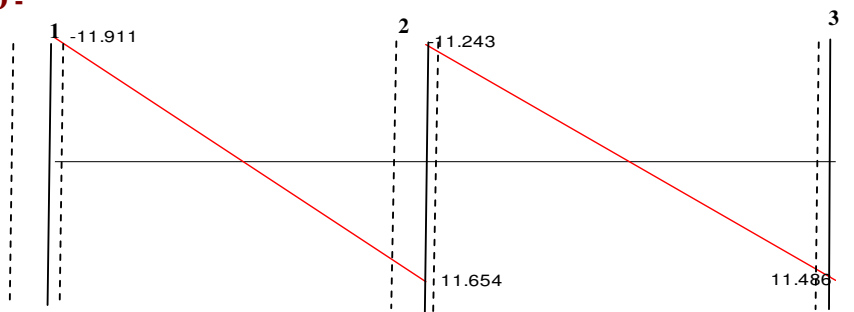


0.9 CM - SISMO

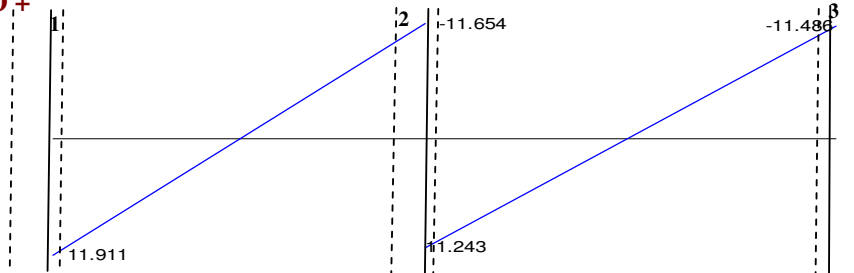


Los momentos del sismo negativo y positivo son:

SISMO -



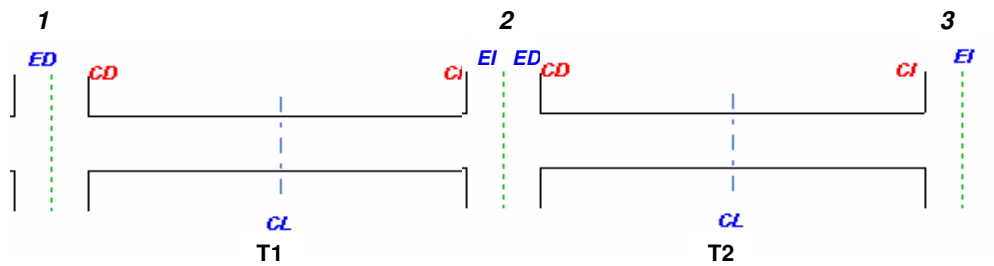
SISMO +



De todas las combinaciones de carga, se escoge el máximo momento negativo en las caras de los apoyos para encontrar los respectivos factores de redistribución, FR:

		Apoyos			
		1	2		3
		C.Der	C. Izq	C. Der	C. Izq
Iteración 1	Mu (t-m)	27.501	18.474	43.304	42.176
	c (cm)	7.65	5.05	12.42	12.07
	et	0.0241	0.0380	0.0137	0.0142
	FR(%)=1000et	20.00	20.00	13.69	14.17
Iteración 2	Mu (t-m)	22.00	14.78	37.38	36.20
	c (cm)	6.05	4.02	10.59	10.23
	et	0.0312	0.0486	0.01657	0.01725
	FR(%)=1000et	20.00	20.00	16.57	17.25
Iteración 3	Mu (t-m)			36.13	34.90
	c (cm)			10.21	9.84
	et			0.01730	0.01806
	FR(%)=1000et			17.30	18.06
Iteración 4	Mu (t-m)			35.81	34.56
	c (cm)			10.12	9.74
	et			0.01749	0.01828
	FR(%)=1000et			17.49	18.28
Iteración 5	Mu (t-m)			35.73	34.47
	c (cm)			10.09	9.71
	et			0.01754	0.01834
	FR(%)=1000et			17.54	18.34
Iteración 6	Mu (t-m)			35.71	34.44
	c (cm)			10.09	9.70
	et			0.01755	0.01836
	FR(%)=1000et			17.55	18.36
Iteración 7	Mu (t-m)			35.71	34.43
	c (cm)			10.09	9.70
	et			0.01756	0.01837
	FR(%)=1000et			17.56	18.37

Con estos factores de redistribución se redistribuyen los momentos para cada combinación de carga. Se usará la nomenclatura del siguiente gráfico para identificar la ubicación de los momentos:



- CD : cara derecha de columna
- ED : eje de columna para el lado derecho de columna
- CI : cara izquierda de columna
- EI : eje de columna para el lado izquierdo de columna
- CL : centro de luz
- Ti : tramo "i" de la viga continua

A continuación se muestra la forma de redistribuir los momentos flectores para la combinación 1.2CM + CV +SISMO:

- Se redistribuye el máximo momento negativo del primer tramo de la viga, el cual está en el eje del apoyo 2:

$$M_{EI-T1} = -32.565 \text{ t-m}$$

$$MR_{EI-T1} = (100-20)/100 * -32.565 = -26.052 \text{ t-m}$$

$$\Delta M = M_{EI-T1} - MR_{EI-T1} = 6.513 \text{ t-m}$$

- La diferencia de momentos se suma al momento del segundo tramo de la viga en el eje del apoyo 2:

$$MR_{ED-T2} = -27.763 + 6.513 = -21.25 \text{ t-m}$$

- Se redistribuye el máximo momento negativo del segundo tramo de la viga, el cual está en el eje del apoyo 3:

$$M_{EI-T2} = -47.733 \text{ t-m}$$

$$MR_{EI-T2} = (100-18.37)/100 * -47.733 = -38.964 \text{ t-m}$$

$$\Delta M = M_{EI-T2} - MR_{EI-T2} = 8.769 \text{ t-m}$$

- La diferencia de momentos se suma al momento del primer tramo de la viga en el eje del apoyo 1:

$$MR_{ED-T1} = -7.171 + 8.769 = 1.598 \text{ t-m}$$

- Finalmente, se encuentran los momentos redistribuidos en las caras de los apoyos y en el centro de la luz de cada tramo usando las ecuaciones 4.13 y 4.14:

Tramo 1

$$M_{max1} = (32.565 + 7.171)/2 + 10.168 = 30.036 \text{ t-m}$$

$$\omega_1 = 8 * 30.036 / 7.95^2 = 3.80 \text{ t/m}$$

$$M_{CD1} = 3.80 * 7.95/2 * 0.20 - 3.80 * .20^2/2 = 2.946 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD1} = (-26.052 - 1.598) / 7.95 * .20 + 1.598 + 2.946 = 3.848 \text{ t-m}$$

$$M_{CL1} = 3.80 * 7.95/2 * 3.975 - 3.80 * 3.975^2/2 = 30.036 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL1} = (-26.052 - 1.598) / 7.95 * 3.975 + 1.598 + 30.036 = 17.809 \text{ t-m}$$

$$M_{CH1} = 3.80 * 7.95/2 * 7.10 - 3.80 * 7.10^2/2 = 11.467 \text{ t-m}$$

$$MR_{CH1} = (-26.052 - 1.598) / 7.95 * 7.10 + 1.598 + 11.467 = -11.624 \text{ t-m}$$

Tramo 2

$$M_{max2} = (47.733 + 27.763)/2 + 19.688 = 57.436 \text{ t-m}$$

$$\omega_2 = 8 * 57.436 / 8.80^2 = 5.933 \text{ t/m}$$

$$M_{CD2} = 5.933 * 8.80/2 * 0.20 - 5.933 * .20^2/2 = 5.103 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD2} = (-38.964 - 21.25) / 8.80 * .20 + 21.25 + 5.103 = -16.549 \text{ t-m}$$

$$M_{CL2} = 5.933 * 8.80/2 * 4.40 - 5.933 * 4.40^2/2 = 57.436 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL2} = (-38.964 - 21.25) / 8.80 * 4.40 + 21.25 + 57.436 = 27.329 \text{ t-m}$$

$$M_{CI2} = 5.933 * 8.80/2 * 8.60 - 5.933 * 8.60^2/2 = 5.103 \text{ t-m}$$

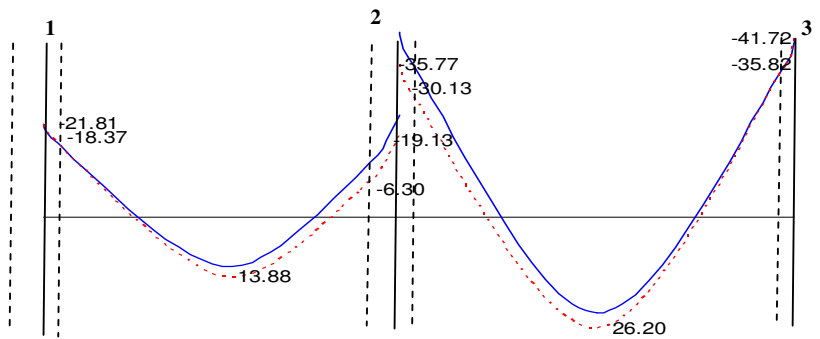
$$MR_{CI2} = (-38.964 - 21.25) / 8.80 * 8.60 + 21.25 + 5.103 = -33.459 \text{ t-m}$$

El mismo procedimiento se sigue para todas las combinaciones de carga. Se debe tener en cuenta que para la combinación de cargas de gravedad, se ha decidido no redistribuir los momentos negativos en los ejes de los apoyos exteriores. De todas las combinaciones de carga se escoge los máximos momentos negativos redistribuidos en las caras de los apoyos, y el máximo momento positivo redistribuido en cada tramo de la viga para el diseño por flexión.

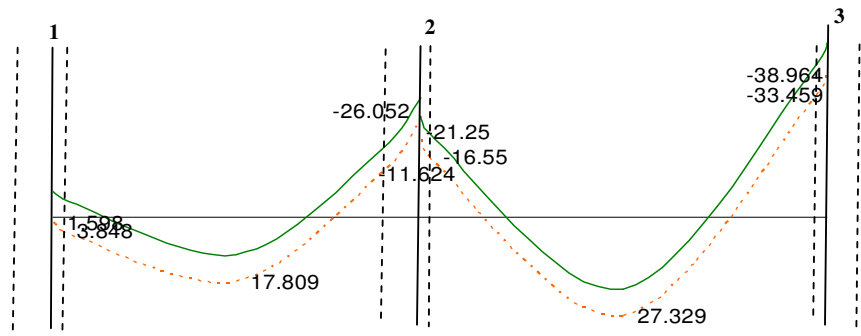
En el siguiente cuadro se muestran los momentos flectores redistribuidos (t-m) para cada combinación de carga:

Apoyo	Ubicación	X(m)	FR%	1.2CM + 1.6CV		1.2CM + CV + SISMO		1.2CM + CV - SISMO		0.9CM + SISMO		0.9CM - SISMO	
				Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred
1	ED	0	20	-21.81	-21.81	-7.17	1.60	-30.99	-24.80	1.01	6.97	-22.81	-18.25
	CD	0.2		-18.49	-18.37	-4.86	3.85	-27.50	-21.24	2.07	8.00	-20.57	-15.97
	CL	3.975		11.49	13.88	10.17	17.81	9.91	17.31	5.85	11.19	5.59	10.77
	CI	7.1		-10.68	-6.30	-18.47	-11.62	-0.20	8.23	-14.47	-9.56	3.80	9.53
2	EI	7.95	20	-23.91	-19.13	-32.57	-26.05	-9.26	-0.67	-23.58	-18.87	-0.28	5.52
2	ED	0	17.56	-43.39	-35.77	-27.76	-21.25	-48.92	-40.33	-11.87	-7.16	-33.03	-27.23
	CD	0.2		-37.58	-30.13	-23.11	-16.55	-43.30	-34.77	-9.35	-4.61	-29.54	-23.77
	CL	4.4		22.39	26.20	19.69	27.33	19.88	27.28	11.49	16.83	11.69	16.87
	CI	8.6		-35.99	-35.82	-42.18	-33.46	-21.43	-15.18	-28.99	-23.06	-8.24	-3.65
3	EI	8.8	18.37	-41.72	-41.72	-47.73	-38.96	-26.00	-19.80	-32.45	-26.49	-10.72	-6.15

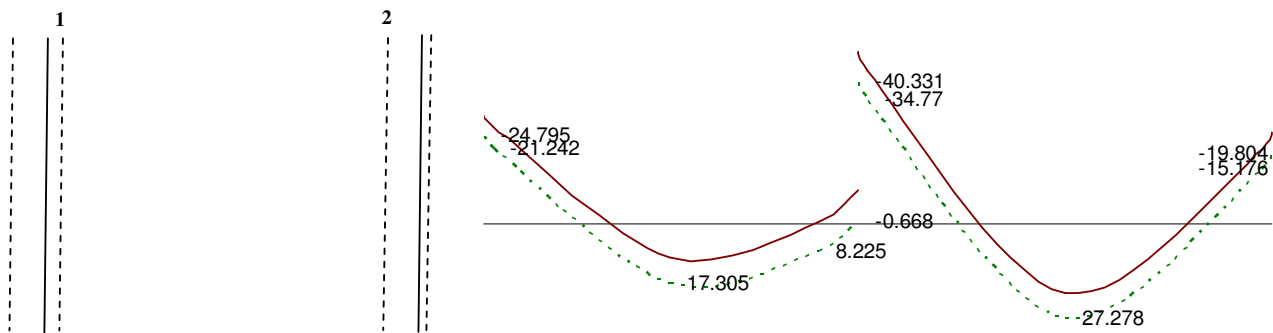
1.2 CM + 1.6CV



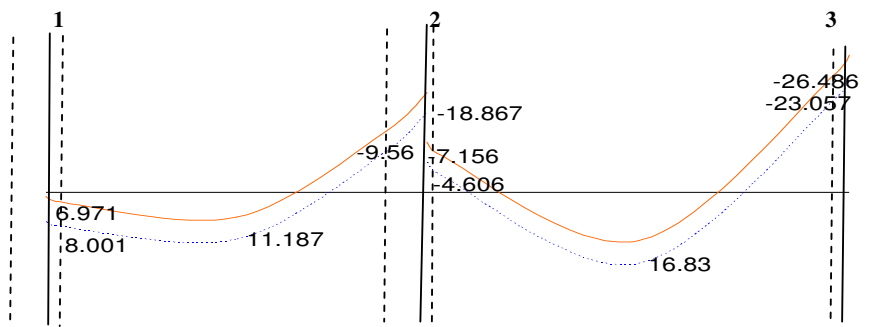
1.2 CM + CV + SISMO



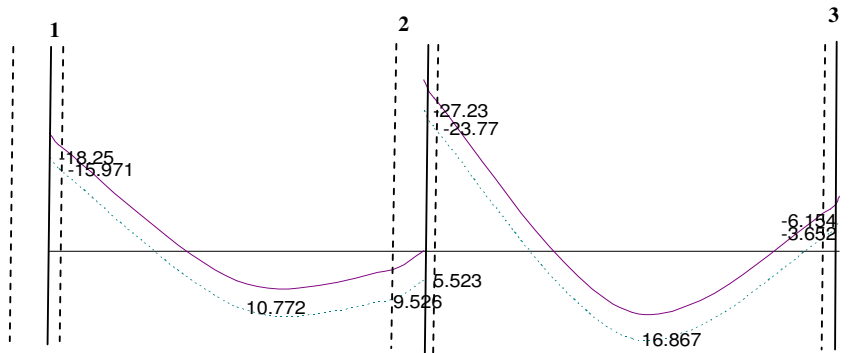
1.2 CM + CV - SISMO



0.9 CM + SISMO



0.9 CM - SISMO



b) Diseño por flexión

Se diseña la viga con los momentos máximos indicados de acuerdo a las ecuaciones 5.1 y

$$5.2: \quad A_s = \frac{M_u}{\phi_y (d - a)} \quad a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

Se sabe que: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.9$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$d = \text{peralte- recubrimiento} - \phi_{\text{estribo}} - \phi_{\text{varilla}} / 2 = (75 - 4 - 0.95 - 1.9/2) = 69.10 \text{ cm}$$

Además, los requerimientos mínimos de la norma de concreto armado que se deben tener en cuenta son:

- Acero máximo: $A_{s_{\max}} = A_{s_b} \quad A_{s_{\max}} = 29.33 \text{ cm}^2$
- Acero mínimo: $A_{s_{\min 1}} = 0.80 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad A_{s_{\min 2}} = \frac{14}{f_y} b_w d$
 $A_{s_{\min 1}} = 7.63 \text{ cm}^2 \quad A_{s_{\min 2}} = 9.21 \text{ cm}^2$
- Acero positivo debe ser mayor o igual al 50% de acero negativo

El área de acero necesario para resistir los momentos de diseño son:

Tramo 1

$$M_{u_{CD1}(-)} = -21.242 \text{ t-m} \quad A_{s_{CD1}(-)} = 8.44 \text{ cm}^2$$

$$M_{u_{CD1}(+)} = 8.001 \text{ t-m} \quad A_{s_{CD1}(+)} = 3.10 \text{ cm}^2$$

$$M_{u_{CL1}(+)} = 17.809 \text{ t-m} \quad A_{s_{CL1}(+)} = 7.03 \text{ cm}^2$$

$$M_{u_{CH}(-)} = -11.624 \text{ t-m} \quad A_{s_{CH}(-)} = 4.54 \text{ cm}^2$$

$$M_{u_{CH}(+)} = 10.240 \text{ t-m} \quad A_{s_{CH}(+)} = 3.99 \text{ cm}^2$$

Tramo 2

$$M_{u_{CD2}(-)} = -34.770 \text{ t-m} \quad A_{s_{CD2}(-)} = 14.17 \text{ cm}^2$$

$$M_{u_{CD2}(+)} = 0.000 \text{ t-m} \quad A_{s_{CD2}(+)} = 0.0 \text{ cm}^2$$

$$M_{u_{CL2}(+)} = 27.329 \text{ t-m} \quad A_{s_{CL2}(+)} = 10.98 \text{ cm}^2$$

$$M_{u_{CI2}(-)} = -8.628 \text{ t-m} \quad A_{s_{CI2}(-)} = 3.35 \text{ cm}^2$$

$$M_{u_{CI2}(+)} = -35.818 \text{ t-m} \quad A_{s_{CI2}(+)} = 14.62 \text{ cm}^2$$

Estas áreas de acero se comparan con las mínimas y se escoge la mayor, se verifica que no sea mayor al área de acero máxima, y que el acero positivo no sea menor al 50% del acero negativo.

Seleccionando el área de acero de diseño, se escogerán las varillas correspondientes. En el siguiente cuadro se muestran las varillas disponibles:

Varillas	3/8	1/2	5/8	3/4	1	1 1/2
d_b (cm)	0.95	1.27	1.59	1.91	2.54	3.81
A_s (cm ²)	0.71	1.27	1.98	2.85	5.07	11.40

En el siguiente cuadro se resume el diseño por flexión de la viga indicando el refuerzo seleccionado:

Tramo	Ubica	M	Md (t-m)	As (cm ²)	As _{min1}	As _{min2}	As _{max}	Asd (cm ²)	Refuerzo	As real	Mu real (t-m)
1	CD	M-	-21.2	8.44	9.21	7.63	29.33	9.21	2 ϕ 3/4 + 2 ϕ 5/8	9.66	24.19
		M+	8	3.1	9.21	7.63	29.33	9.21	2 ϕ 3/4 + 2 ϕ 5/8	9.66	24.19
	CL	M-	0	0	9.21	7.63	29.33	9.21	2 ϕ 3/4 + 2 ϕ 5/8	9.66	24.19
		M+	17.8	7.03	9.21	7.63	29.33	9.21	2 ϕ 3/4 + 2 ϕ 5/8	9.66	24.19
	CI	M-	-11.6	4.54	9.21	7.63	29.33	9.21	2 ϕ 3/4 + 2 ϕ 5/8	9.66	24.19
		M+	9.53	3.71	9.21	7.63	29.33	9.21	2 ϕ 3/4 + 2 ϕ 5/8	9.66	24.19
2	CD	M-	-34.8	14.17	9.21	7.63	29.33	14.17	3 ϕ 3/4 + 3 ϕ 5/8	14.49	35.51
		M+	0	0	9.21	7.63	29.33	9.21	2 ϕ 3/4 + 2 ϕ 5/8	9.66	24.19
	CL	M-	0	0	9.21	7.63	29.33	9.21	2 ϕ 3/4 + 2 ϕ 5/8	9.66	24.19
		M+	27.3	10.98	9.21	7.63	29.33	10.98	2 ϕ 3/4 + 3 ϕ 5/8	11.64	28.89
	CI	M-	-35.8	14.62	9.21	7.63	29.33	14.62	3 ϕ 3/4 + 4 ϕ 5/8	16.47	40.00
		M+	0	0	9.21	7.63	29.33	9.21	2 ϕ 3/4 + 2 ϕ 5/8	9.66	24.19

Con las varillas seleccionadas se calcula el área de acero real de la viga y por consiguiente el momento resistente real, esto con el fin de analizar su sobrerresistencia.

Asimismo se debe decidir si el refuerzo negativo de un extremo de la unión viga-columna va ser igual al refuerzo negativo del otro extremo. En este caso, se decidió que no serán iguales, puesto que la viga en el primer tramo no necesita más refuerzo que el refuerzo corrido y la longitud de anclaje del bastón del refuerzo negativo del segundo tramo puede quedar en la columna, cuyo peralte es de 1.05m.

El corte de las varillas se hace de acuerdo a lo especificado por la norma.

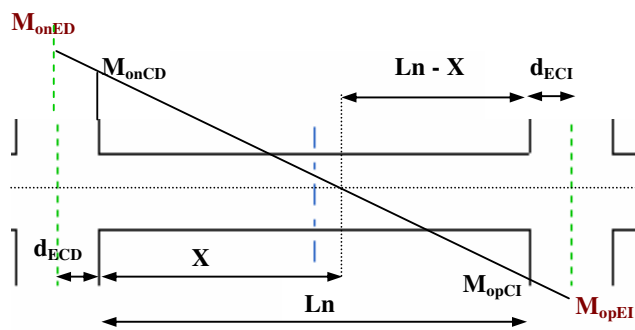
c) **Cálculo de la sobrerresistencia de rótulas plásticas**

La sobrerresistencia de las rótulas plásticas se calcula de acuerdo a la ecuación 5.7

$M_o = \lambda_o M_i$. La sobrerresistencia de la viga, M_o , se debe calcular en el eje de la columna.

El factor de sobrerresistencia de los materiales λ_o considera sólo la sobrerresistencia del acero debido a que la resistencia real es mayor a la resistencia de fluencia especificada y al incremento de la resistencia del acero debido al endurecimiento por deformación. De acuerdo a lo que se indica en el capítulo II, el valor considerado de λ_o es igual a: $\lambda_o=1.40$.

El momento nominal o ideal M_i debe ser el real, el cual se calcula a partir de los momentos resistentes reales: $M_i = M_{u\text{ real}}/\phi$. Este momento M_i corresponde a la cara de la columna. Teniendo en cuenta que la sobrerresistencia de la viga, M_o , debe ser al eje de la columna, se calcula primero a la cara de la columna, y luego se proyecta al eje por semejanza de triángulos, como se indica en la figura 6.4. El diagrama de momentos sobrerresistentes, M_o , siguen la misma forma de los momentos de sismo, M_E , porque la sobrerresistencia de flexión de la viga se expresa en términos de los momentos de sismo, M_E .



$$X = \frac{M_{onCD} * L}{M_{onCD} + M_{onCI}}$$

$$M_{onED} = \frac{M_{onCD}}{X} (X + d_{ECD}) \quad M_{opEI} = \frac{M_{opCI}}{L - X} (L - X + d_{ECI})$$

Fig. 6.4 Diagrama de momentos sobrerresistentes

Las sobrerresistencias en la cara de las columnas son:

Tramo 1

$$M_{iCD1(-)} = -24.192/0.9 = -26.88 \text{ t-m}$$

$$M_{oCD1(-)} = -26.88*1.40 = -37.632 \text{ t-m}$$

$$M_{iCD1(+)} = 24.192/0.9 = 26.88 \text{ t-m}$$

$$M_{oCD1(+)} = 26.88*1.40 = 37.632 \text{ t-m}$$

$$M_{uCH1(-)} = -24.192/0.9 = -26.88 \text{ t-m}$$

$$M_{oCH1(-)} = -26.88*1.40 = -37.632 \text{ t-m}$$

$$M_{uCH1(+)} = 24.192/0.9 = 26.88 \text{ t-m}$$

$$M_{oCH1(+)} = 26.88*1.40 = 37.632 \text{ t-m}$$

Tramo 2

$$M_{iCD2(-)} = -35.510/0.9 = -39.456 \text{ t-m}$$

$$M_{oCD2(-)} = -39.456*1.40 = -55.238 \text{ t-m}$$

$$M_{iCD2(+)} = 24.192/0.9 = 26.88 \text{ t-m}$$

$$M_{oCD2(+)} = 26.880*1.40 = 37.632 \text{ t-m}$$

$$M_{uCI2(-)} = -39.999/0.9 = -44.443 \text{ t-m}$$

$$M_{oCI2(-)} = -44.443*1.40 = -62.221 \text{ t-m}$$

$$M_{uCI2(+)} = 24.192/0.9 = 26.88 \text{ t-m}$$

$$M_{oCI2(+)} = 26.880*1.40 = 37.632 \text{ t-m}$$

Las sobrerresistentes en el eje de las columnas son:

Tramo 1

Considerando el sentido negativo del sismo:

$$X_1(-) = 37.632*6.90/(37.632+37.632) = 3.45$$

$$M_{oEDI(-)} = -37.632/3.45*(3.45+.2) = -39.814 \text{ t-m}$$

$$M_{oEII(+)} = 37.632/(6.90-3.45) * (6.90-3.45+0.85) = 46.904 \text{ t-m}$$

Considerando el sentido positivo del sismo:

$$X_1(+) = 37.632*6.90/(37.632+37.632) = 3.45$$

$$M_{oEDI(+)} = 37.632/3.45*(3.45+.2) = 39.814 \text{ t-m}$$

$$M_{oEII(-)} = -37.632/(6.90-3.45) *(6.90-3.45+0.85) = -46.904 \text{ t-m}$$

Tramo 2

Considerando el sentido negativo del sismo:

$$X_2(-) = 55.238 * 8.40 / (55.238 + 37.632) = 4.996$$

$$M_{oED2}(-) = -55.238 / 4.996 * (4.996 + 0.2) = -57.449 \text{ t-m}$$

$$M_{oEI2}(+) = 37.632 / (8.40 - 4.996) * (8.40 - 4.996 + 0.20) = 39.843 \text{ t-m}$$

Considerando el sentido positivo del sismo:

$$X_2(+) = 37.632 * 8.40 / (37.632 + 62.221) = 3.166$$

$$M_{oED2}(+) = 37.632 / 3.166 * (3.166 + 0.2) = 40.009 \text{ t-m}$$

$$M_{oEI2}(-) = -62.221 / (8.40 - 3.166) * (8.40 - 3.166 + 0.20) = -64.598 \text{ t-m}$$

d) Cálculo del factor de sobrerresistencia

Como se indica en el capítulo V, la sobrerresistencia por flexión de las secciones de la viga se mide a través del factor de sobrerresistencia por flexión, el cual se obtiene con la ecuación 5.8 $\bar{\phi}_o = M_o / M_E$, y se hace para cada sentido del sismo. Con los momentos sobrerresistentes en el eje antes calculados y los momentos de sismo antes indicados se obtienen los factores de sobrerresistencia:

Sismo +

$$\bar{\phi}_o \text{ }_1 = 39.814 / 11.911 = 3.34$$

$$\bar{\phi}_o \text{ }_2 = (46.904 + 40.009) / (11.654 + 11.243) = 3.80$$

$$\bar{\phi}_o \text{ }_3 = 64.598 / 11.486 = 5.62$$

Sismo -

$$\bar{\phi}_o \text{ }_1 = 39.814 / 11.911 = 3.34$$

$$\bar{\phi}_o \text{ }_2 = (46.904 + 57.449) / (11.654 + 11.243) = 4.56$$

$$\bar{\phi}_o \text{ }_3 = 39.843 / 11.486 = 3.47$$

Estos factores deben compararse con el factor obtenido en el caso que el momento de sismo sea igual al momento resistente, es decir se debe comparar con $\bar{\phi}_o = \lambda_0 / \phi = 1.40 / 0.9$

= 1.56. Esto se hace con el fin de evaluar el exceso o deficiencia de resistencia; es decir, si $\phi_0 > 1.56$ indica que se ha suministrado en el nudo una resistencia mayor que la requerida por el sismo; y si $\phi_0 < 1.56$, indica que la resistencia suministrada en el nudo es menor a la requerida por el sismo, lo cual ocurre generalmente cuando se compara el momento de diseño positivo, donde el momento de sismo se ve influenciado o disminuido por el momento de las cargas de gravedad, en este caso se recomienda aumentar el refuerzo de la viga en ese nudo.

En este caso se observa que todos los factores de sobrerresistencia son mayores a 1.56.

e) Cálculo del factor de sobrerresistencia del sistema

También se calcula el factor de sobrerresistencia de la viga como un todo según la ecuación 2.9:

Sismo +

$$\Psi_o = (39.814 + 46.904 + 40.009 + 64.598) / (11.911 + 11.654 + 11.243 + 11.486) = 4.13$$

Sismo -

$$\Psi_o = (39.814 + 46.904 + 57.449 + 39.843) / (11.911 + 11.654 + 11.243 + 11.486) = 3.97$$

En el siguiente cuadro se muestra los factores de sobrerresistencia de la viga VA1:

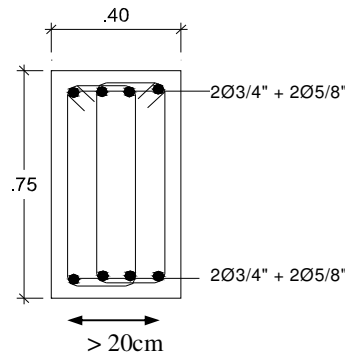
Apoyo	Ubicac	M	Mo eje (t-m)	Msismo (t-m)	$\phi_0 +$	$\phi_0 -$	$\psi_0 +$	$\psi_0 -$
1	ED	M-	-39.81	-11.91		3.34	4.13	3.97
		M+	39.81	11.91	3.34			
2	EI	M-	-46.90	-11.65	3.8			
		M+	46.90	11.65				
2	ED	M-	-57.45	-11.24		4.56		
		M+	40.01	11.24				
3	EI	M-	-64.60	-11.49	5.62			
		M+	39.84	11.49		3.47		

f) Diseño del refuerzo transversal

▪ Diseño por pandeo del refuerzo longitudinal y confinamiento

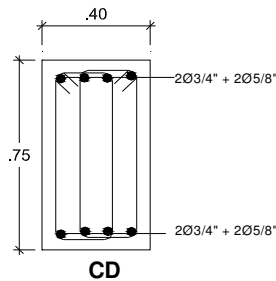
Para calcular el espaciamiento del refuerzo transversal para resistir el pandeo del refuerzo longitudinal y confinamiento, es necesario determinar la ubicación del refuerzo longitudinal previamente diseñado.

- Siguiendo las recomendaciones indicadas por el “diseño por capacidad”, las ramas de los estribos, que restrinjan las barras longitudinales, no deben estar distanciadas más de 200mm. En este caso, se observa que si se coloca sólo un estribo, la distancia entre las ramas es mayor a 20cm, debido a que las vigas del edificio son anchas (b= 40cm), entonces es necesario colocar otro estribo de la forma como se indica en la figura:

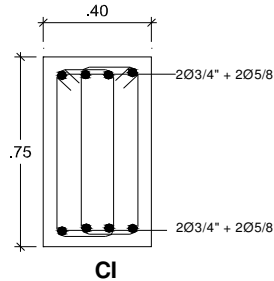


- También se debe identificar el número de varillas longitudinales que cada rama de estribo va a restringir contra el pandeo del refuerzo longitudinal para calcular ΣA_b de la ecuación 5.15. Así en la viga VA1, ΣA_b para cada zona de rótula plástica es igual a:

Tramo1

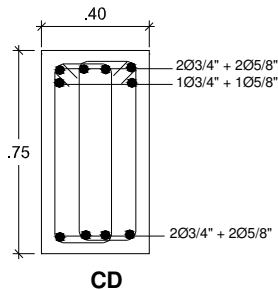


$\Sigma A_b = A_{\phi 3/4"} = 2.85 \text{ cm}^2$

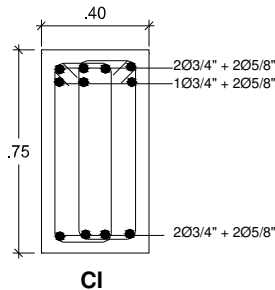


$\Sigma A_b = A_{\phi 3/4"} = 2.85 \text{ cm}^2$

Tramo2



$\Sigma A_b = A_{2\phi 3/4"} = 2 * 2.85 = 5.70 \text{ cm}^2$



$\Sigma A_b = A_{2\phi 3/4"} = 2 * 2.85 = 5.70 \text{ cm}^2$

- Finalmente, el espaciamiento del refuerzo transversal para restringir el pandeo se

calcula con la ecuación 5.15, $\frac{A_{re}}{s} = \frac{\sum A_b f_y}{1600 f_{yt}}$ (mm² / m) :

Tramo 1

$s_{CD1} = 1600 * A_{\phi 3/8} / \sum A_b = 1600 * 71 / 285 = 400 \text{ mm} = 40 \text{ cm}$

$s_{CI1} = 1600 * A_{\phi 3/8} / \sum A_b = 1600 * 71 / 285 = 400 \text{ mm} = 40 \text{ cm}$

Tramo 2

$s_{CD2} = 1600 * A_{\phi 3/8} / \sum A_b = 1600 * 71 / 570 = 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm}$

$s_{CI2} = 1600 * A_{\phi 3/8} / \sum A_b = 1600 * 71 / 570 = 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm}$

▪ Diseño por corte

El refuerzo transversal se diseña con las fuerzas de corte desarrolladas con la sobrerresistencia de flexión de la viga en ambas rótulas plásticas. Se obtiene como superposición de una viga simplemente apoyada sometida a los momentos de sobrerresistencia M_o y a la acción de carga gravitatoria.

Por ejemplo, para el extremo B, la cortante de diseño es igual a la siguiente expresión:

$$V_B = V_{gB} + \frac{M_{oB} + M'_{oA}}{l_{AB}} = V_{gB} + \bar{V}_{E0}$$

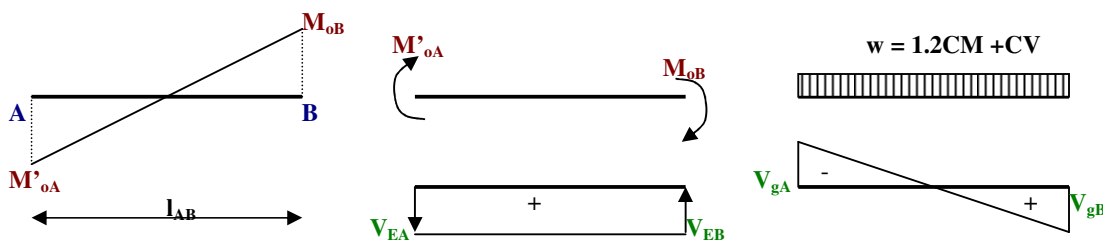


Fig. 6.5 Esquema del cálculo de las fuerzas de corte de la viga

Para el extremo A, la cortante de diseño se obtiene cuando el sismo ocurre en la otra dirección. La cortante debido a las cargas de gravedad se obtiene de la combinación que considera el sismo; es decir se obtiene de $1.2CM + CV$. Las cortantes de diseño, V_u , se calculan en la cara de las columnas:

Tramo 1

$$V_{gCD1} = 13.12 \text{ t}$$

$$V_{ECD1} = (37.632 + 37.632)/6.9 = 10.91 \text{ t}$$

$$V_{CD1} = 24.03 \text{ t}$$

$$V_{gCI1} = 13.12 \text{ t}$$

$$V_{ECI1} = (37.632 + 37.632)/6.9 = 10.91 \text{ t}$$

$$V_{CI1} = 24.03 \text{ t}$$

Tramo 2

$$V_{gCD2} = 24.92 \text{ t}$$

$$V_{ECD2} = (55.238 + 37.632)/8.40 = 11.06 \text{ t}$$

$$V_{CD2} = 35.98 \text{ t}$$

$$V_{gCI2} = 24.92 \text{ t}$$

$$V_{ECI2} = (37.632+62.221)/8.40 = 11.89 \text{ t}$$

$$V_{CI2} = 36.81 \text{ t}$$

Se conoce que $V_u = \phi V_i$, pero de acuerdo a la filosofía del diseño por capacidad, el factor de reducción de resistencia es $\phi = 1$, debido a que V_u es derivada del desarrollo de la sobrerresistencia de los elementos. Por tanto, $V_u = V_i$.

De acuerdo a la ecuación 5.35 conocemos que $V_i = V_c + V_s$, pero en la zonas de rótulas plásticas no se considera la contribución del concreto, $V_c = 0$; por tanto, $V_i = V_s$.

De acuerdo a la ecuación 5.14, se debe comprobar que V_i o V_s no sea mayor a:

$$V_s = 2.11\sqrt{f'c} * b_w * d \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\text{Calculando, } V_{s\text{limite}} = 2.11 * \sqrt{210} * 40 * 69.1 = 84.514 \text{ t}$$

De esta forma se comprueba que todos los cortantes de diseño, V_u , son menores a $V_{s\text{limite}}$; por tanto se puede seguir con el diseño.

El espaciamiento del refuerzo transversal en la zona de rótulas plásticas debido a las

cortantes de diseño se determina a partir de la ecuación 5.13: $s = \frac{A_{te} * d * f_{yt}}{V_i}$

Se sabe que: $f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $d = 69.10 \text{ cm}$
 $A_{te} = A_{\text{estribo } 3/8''} * n^{\circ} \text{ ramas} = 0.71 * 4 = 2.85 \text{ cm}^2$

Tramo 1

$$s_{CD1} = 34.42 \text{ cm}$$

$$s_{CI1} = 34.42 \text{ cm}$$

Tramo 2

$$s_{CD2} = 22.99 \text{ cm}$$

$$s_{CI2} = 22.47 \text{ cm}$$

- Requerimientos mínimos de la norma

Los espaciamientos previamente se deben comparar con los requerimientos mínimos de la norma y escoger el menor espaciamiento. Según esto, el espaciamiento de los estribos centro a centro no debería exceder a:

- $d/4$ $s_{d/4} = 69.10 / 4 = 17 \text{ cm}$
- $8d_b$ $s_{8db} = 8 * \phi 5/8'' = 13 \text{ cm}$
- $24d_{be}$ $s_{24dbe} = 24 * \phi 3/8'' = 23 \text{ cm}$

Por lo tanto, el espaciamiento del refuerzo transversal, s , en las zonas de rótulas plásticas es de 13cm en los dos tramos de la viga. Los estribos deben colocarse con este espaciamiento en una longitud igual a $2h$; es decir en una longitud de 1.50m en cada extremo de la viga.

- Espaciamiento en zona fuera de las rótulas plásticas

En estas zonas, las recomendaciones tradicionales de las normas son que los estribos no deben estar espaciados más de $d/2$; es decir el espaciamiento no debe ser mayor a $69.10/2 = 35 \text{ cm}$.

Por consiguiente la distribución del refuerzo transversal es:

$$2 \square 3/8'', 1@0.05, 11@.13 \text{ c/extremo, resto } @.35$$

♦ **Viga VA2****Redistribución de momentos (t-m)**

Apoyo	Ubicación	X(m)	FR%	1.2CM + 1.6CV		1.2CM + CV + SISMO		1.2CM + CV - SISMO		0.9CM + SISMO		0.9CM - SISMO	
				Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred
1	ED	0	20	-22.52	-22.52	-4.41	3.86	-35.01	-28.01	4.04	9.81	-26.56	-21.25
	CD	0.2		-19.17	-19.05	-2.24	6.00	-31.31	-24.28	4.95	10.71	-24.13	-18.80
	CL	3.975		11.48	13.80	10.19	17.85	9.88	17.47	5.87	11.42	5.56	11.06
	CI	7.1		-10.14	-5.88	-20.62	-13.33	2.89	11.04	-16.81	-11.39	6.70	12.39
2	EI	7.95	20	-23.23	-18.58	-35.29	-28.24	-5.31	2.87	-26.57	-21.25	3.42	9.09
	ED	0	15.76	-43.31	-36.49	-24.67	-17.61	-51.90	-43.72	-8.81	-3.50	-36.04	-30.36
	CD	0.2		-37.51	-30.85	-20.17	-13.08	-46.15	-38.00	-6.43	-1.11	-32.42	-26.75
	CL	4.4		22.23	25.64	19.53	27.20	19.77	27.35	11.40	16.94	11.63	17.13
3	CI	8.6		-36.38	-36.22	-45.46	-37.21	-18.80	-11.77	-32.11	-26.35	-5.46	-0.14
	EI	8.8	16.17	-42.12	-42.12	-51.16	-42.89	-23.24	-16.24	-35.72	-29.94	-7.80	-2.49

Diseño por flexión

Tramo	Ubicación	M	Md (t-m)	As(cm ²)	Asmín1	Asmín2	Asmáx	Asd(cm ²)	Refuerzo	As real	Mu real (t-m)
1	CD	M-	-24.28	9.7	9.21	7.63	29.33	9.70	2φ3/4 + 3φ5/8	11.64	28.89
		M+	10.71	4.18	9.21	7.63	29.33	9.21	2φ3/4 + 2φ5/8	9.66	24.19
	CL	M-	0.00	0	9.21	7.63	29.33	9.21	2φ3/4 + 2φ5/8	9.66	24.19
		M+	17.85	7.05	9.21	7.63	29.33	9.21	2φ3/4 + 2φ5/8	9.66	24.19
2	CD	M-	-38.00	15.58	9.21	7.63	29.33	15.58	3φ3/4 + 4φ5/8	16.47	40.00
		M+	0.00	0	9.21	7.63	29.33	9.21	2φ3/4 + 2φ5/8	9.66	24.19
	CL	M-	0.00	0	9.21	7.63	29.33	9.21	2φ3/4 + 2φ5/8	9.66	24.19
		M+	27.35	10.99	9.21	7.63	29.33	10.99	2φ3/4 + 3φ5/8	11.64	28.89
3	CI	M-	-37.21	15.23	9.21	7.63	29.33	15.23	3φ3/4 + 4φ5/8	16.47	40.00
		M+	0.00	0	9.21	7.63	29.33	9.21	2φ3/4 + 2φ5/8	9.66	24.19

Factores de sobrerresistencia

Tramo	Ubicación	M	Mu real (t-m)	Mn real (t-m)	Mo cara (t-m)	Apoyo	Ubicación	M	Mo eje (t-m)	Msismo (t-m)	$\phi_o +$	$\phi_o -$	$\psi_o +$	$\psi_o -$	
1	CD	M-	-28.89	-32.10	-44.95	1	ED	M-	-47.34	-16.22		2.92	3.12	3.26	
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	39.81	16.22	2.46				
	CI	M-	-24.19	-26.88	-37.63		2	EI	M-	-46.90	-15.89	2.86			
		M+	24.19	26.88	37.63				M+	47.80	15.89				
2	CD	M-	-40.00	-44.44	-62.22	2	ED	M-	-64.60	-14.47		3.7			
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.01	14.47					
	CI	M-	-40.00	-44.44	-62.22		3	EI	M-	-64.60	-14.76	4.38			
		M+	24.19	26.88	37.63				M+	40.01	14.76		2.71		

Diseño por pandeo

Tramo	Ubicación	Ate (cm ²)	Sum Ab (cm ²)	s pandeo (m)
1	CD	0.71	4.83	0.24
	CI	0.71	2.85	0.40
2	CD	0.71	5.70	0.20
	CI	0.71	5.70	0.20

Diseño por corte

Tramo	Ubicación	Nº rama	Avt (cm ²)	Min db(cm)	Vmom (t)	Vg (t)	Vtot (t)	s corte (m)	s d/4 (m)	s 8db (m)	s 24dbe (m)	s (m)	Lrótula (m)	#Estribc	Detalle	Vs límite	
1	CD	4	2.85	1.59	11.97	13.1	25.08	0.33	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	$\phi 3/8$, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
	CI	4	2.85	1.59	10.91	13.1	24.02	0.34	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	$\phi 3/8$, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
2	CD	4	2.85	1.59	11.89	24.9	36.81	0.22	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	$\phi 3/8$, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
	CI	4	2.85	1.59	11.89	24.9	36.81	0.22	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	$\phi 3/8$, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!

Zona >2h

Tramo	s(m)
1	0.35
2	0.35

♦ **Viga VA3****Redistribución de momentos (t-m)**

Apoyo	Ubicación	X(m)	FR%	1.2CM + 1.6CV		1.2CM + CV + SISMO		1.2CM + CV - SISMO		0.9CM + SISMO		0.9CM - SISMO		
				Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	
1	ED	0	20	-24.11	-24.11	-4.92	2.89	-37.59	-30.07	3.96	9.41	-28.71	-22.97	
	CD	0.2		-20.61	-20.49	-2.66	5.14	-33.70	-26.18	4.93	10.38	-26.11	-20.38	
	CL	3.975		11.79	14.10	10.48	18.01	10.23	17.81	6.09	11.57	5.84	11.36	
	CI	7.1		-9.68	-5.56	-21.07	-13.75	4.18	11.81	-17.40	-11.89	7.84	13.18	
2	EI	7.95	20	-23.09	-18.47	-36.29	-29.03	-4.11	3.53	-27.63	-22.10	4.56	9.84	
2	ED	0		13.32	-48.28	-41.85	-28.08	-20.82	-57.33	-49.69	-10.43	-4.91	-39.68	-34.40
	CD	0.2			-41.86	-35.57	-23.07	-15.80	-50.99	-43.35	-7.77	-2.25	-35.69	-30.39
	CL	4.4			24.51	27.73	21.56	29.10	21.75	29.33	12.58	18.07	12.77	18.28
CI	8.6	-39.86	-39.72	-49.50	-41.70	-21.05	-13.53	-34.94	-29.49	-6.49	-0.76			
3	EI	8.8	14	-46.19	-46.19	-55.77	-47.96	-25.97	-18.45	-38.90	-33.45	-9.10	-3.36	

Diseño por flexión

Ubicación	M	Md (t-m)	As(cm ²)	Asmín1	Asmín2	Asmáx	Asd (cm ²)	Refuerzo	As real	Mu real (t-m)
CD	M-	-26.18	10.49	9.21	7.63	29.33	10.49	2φ3/4 + 3φ5/8	11.64	28.893
	M+	10.38	4.04	9.21	7.63	29.33	9.21	2φ3/4 + 2φ5/8	9.66	24.192
CL	M-	0.00	0	9.21	7.63	29.33	9.21	2φ3/4 + 2φ5/8	9.66	24.192
	M+	18.01	7.11	9.21	7.63	29.33	9.21	2φ3/4 + 2φ5/8	9.66	24.192
CI	M-	-13.75	5.39	9.21	7.63	29.33	9.21	2φ3/4 + 2φ5/8	9.66	24.192
	M+	13.18	5.16	9.21	7.63	29.33	9.21	2φ3/4 + 2φ5/8	9.66	24.192
CD	M-	-43.35	17.97	9.21	7.63	29.33	17.97	5φ3/4 + 2φ5/8	18.21	43.877
	M+	0.00	0	9.21	7.63	29.33	9.21	2φ3/4 + 2φ5/8	9.66	24.192
CL	M-	0.00	0	9.21	7.63	29.33	9.21	2φ3/4 + 2φ5/8	9.66	24.192
	M+	29.33	11.82	9.21	7.63	29.33	11.82	3φ3/4 + 2φ5/8	12.51	30.934
CI	M-	-41.70	17.23	9.21	7.63	29.33	17.23	4φ3/4 + 3φ5/8	17.34	41.946
	M+	0.00	0	9.21	7.63	29.33	9.21	2φ3/4 + 2φ5/8	9.66	24.192

Factores de sobrerresistencia

Tramo	Ubicación	M	Mu real (t-m)	Mn real (t-m)	Mo cara (t-m)	Apoyo	Ubicación	M	Mo eje (t-m)	Msismo (t-m)	$\phi_o +$	$\phi_o -$	$\psi_o +$	
1	CD	M-	-28.89	-32.10	-44.95	1	ED	M-	-47.34	-16.34		2.9	3.14	
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	39.81	16.34	2.44			
	CI	M-	-24.19	-26.88	-37.63		2	EI	M-	-46.90	-16.09	2.83		
		M+	24.19	26.88	37.63				M+	47.80	16.09			
2	CD	M-	-43.88	-48.75	-68.25	2	ED	M-	-71.02	-14.65		3.86		
		M+	30.93	34.37	48.12			M+	50.82	14.65				
	CI	M-	-41.95	-46.61	-65.25		3	EI	M-	-67.95	-14.87	4.55		
		M+	30.93	34.37	48.12				M+	50.89	14.87		2.7	

Diseño por pandeo

Tramo	Ubicación	Ate (cm ²)	Sum Abs pandeo (cm ²)	s pandeo (m)
1	CD	0.71	4.83	0.24
	CI	0.71	2.85	0.40
2	CD	0.71	5.70	0.20
	CI	0.71	5.70	0.20

Diseño por corte

Tramo	Ubicación	Nº ramas	Avt (cm ²)	Min db(cm)	Vmom (t)	Vg (t)	Vtot (t)	s corte (m)	s d/4 (m)	s 8db (m)	s 24dbe (m)	s (m)	Lrótula (m)	#Estribos	Detalle	Vs límite
1	CD	4	2.85	1.59	11.97	13.57	25.54	0.32	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	φ3/8 , 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51
	CI	4	2.85	1.59	10.91	13.57	24.48	0.34	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	φ3/8 , 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51
2	CD	4	2.85	1.59	13.85	27.55	41.4	0.20	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	φ3/8 , 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51
	CI	4	2.85	1.59	13.5	27.55	41.04	0.20	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	φ3/8 , 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51

Zona >2h

Tramo	s(m)
1	0.35
2	0.35

♦ **Viga VA4****Redistribución de momentos (t-m)**

Apoyo	Ubicación	X(m)	FR%	1.2CM + 1.6CV		1.2CM + CV + SISMO		1.2CM + CV - SISMO		0.9CM + SISMO		0.9CM - SISMO	
				Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred
1	ED	0	20	-15.81	-15.81	-1.49	7.00	-28.11	-22.49	3.48	10.01	-23.15	-18.52
	CD	0.2		-13.41	-13.32	0.12	8.54	-25.20	-19.50	4.33	10.82	-20.99	-16.30
	CL	3.975		8.27	10.01	8.08	15.25	7.50	14.73	5.53	11.20	4.95	10.64
	CI	7.1		-7.74	-4.63	-17.32	-11.19	2.58	11.07	-15.02	-10.04	4.88	11.40
2	EI	7.95	20	-17.42	-13.93	-29.25	-23.40	-3.77	5.06	-23.99	-19.19	1.49	8.23
	ED	0		-34.42	-27.54	-20.98	-15.13	-44.19	-35.35	-10.53	-5.74	-33.74	-26.99
2	CD	0.2	20	-29.80	-23.07	-17.13	-11.22	-39.27	-30.51	-8.09	-3.25	-30.23	-23.53
	CL	4.4		18.26	21.70	17.08	24.25	17.52	24.75	11.56	17.23	12.00	17.69
	CI	8.6		-27.47	-27.31	-37.63	-29.20	-14.24	-8.54	-29.23	-22.73	-5.84	-1.16
	EI	8.8		-31.99	-31.99	-42.45	-33.96	-17.96	-12.34	-32.68	-26.14	-8.18	-3.55

Diseño por flexión

Tramo	Ubicación	M	Md (t-m)	As(cm ²)	Asmín1	Asmín2	Asmáx	Asd(cm ²)	Refuerzo	As real	Mu real (t m)
1	CD	M-	-19.50	7.72	9.21	7.63	29.33	9.21	2φ3/4 + 2φ5/8	9.66	24.19
		M+	10.82	4.22	9.21	7.63	29.33	9.21	2φ3/4 + 2φ5/8	9.66	24.19
	CL	M-	0.00	0	9.21	7.63	29.33	9.21	2φ3/4 + 2φ5/8	9.66	24.19
		M+	15.25	5.99	9.21	7.63	29.33	9.21	2φ3/4 + 2φ5/8	9.66	24.19
	CI	M-	-11.19	4.37	9.21	7.63	29.33	9.21	2φ3/4 + 2φ5/8	9.66	24.19
		M+	11.40	4.45	9.21	7.63	29.33	9.21	2φ3/4 + 2φ5/8	9.66	24.19
2	CD	M-	-30.51	12.33	9.21	7.63	29.33	12.33	3φ3/4 + 2φ5/8	12.51	30.93
		M+	0.00	0	9.21	7.63	29.33	9.21	2φ3/4 + 2φ5/8	9.66	24.19
	CL	M-	0.00	0	9.21	7.63	29.33	9.21	2φ3/4 + 2φ5/8	9.66	24.19
		M+	24.75	9.89	9.21	7.63	29.33	9.89	2φ3/4 + 3φ5/8	11.64	28.89
	CI	M-	-29.20	11.77	9.21	7.63	29.33	11.77	3φ3/4 + 2φ5/8	12.51	30.93
		M+	0.00	0	9.21	7.63	29.33	9.21	2φ3/4 + 2φ5/8	9.66	24.19

Factores de sobrerresistencia

Tramo	Ubicación	M	Mu real (t/m)	Mn real (t/m)	Mo cara (t-m)
1	CD	M-	-24.19	-26.88	-37.63
		M+	24.19	26.88	37.63
2	CI	M-	-24.19	-26.88	-37.63
		M+	24.19	26.88	37.63
	CD	M-	-30.93	-34.37	-48.12
		M+	24.19	26.88	37.63
CI	M-	-30.93	-34.37	-48.12	
	M+	24.19	26.88	37.63	

Apoyo	Ubicación	M	Mo eje (t/m)	Msismo (t-m)	$\phi_0 +$	$\phi_0 -$	$\psi_0 +$	$\psi_0 -$
1	ED	M-	-39.81	-13.31	2.99	2.99	3.54	3.54
		M+	39.81	13.31				
2	EI	M-	-46.90	-12.74	3.55	3.55	3.98	3.98
		M+	46.90	12.74				
2	ED	M-	-50.16	-11.67	4.12	4.12	3.26	3.26
		M+	39.67	11.67				
3	EI	M-	-50.16	-12.18	4.12	4.12	3.26	3.26
		M+	39.67	12.18				

Diseño por pandeo

Tramo	Ubicación	Ate (cm ²)	Sum Abs pandeo (cm ²)	s pandeo (m)
1	CD	0.71	2.85	0.40
	CI	0.71	2.85	0.40
2	CD	0.71	5.70	0.20
	CI	0.71	5.70	0.20

Diseño por corte

Tramo	Ubicación	Nº ramas	Avt (cm ²)	Min db(cm)	Vmom (t)	Vg (t)	Vtot (t)	s corte (m)	s d/4 (m)	s 8db (m)	s 24dbe (m)	s (m)	Lrótula (m)	#Estribos	Detalle	Vs limite
1	CD	4	2.85	1.59	10.91	10.24	21.14	0.39	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	$\phi 3/8$, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51
	CI	4	2.85	1.59	10.91	10.24	21.14	0.39	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	$\phi 3/8$, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51
2	CD	4	2.85	1.59	10.21	21.17	31.38	0.26	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	$\phi 3/8$, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51
	CI	4	2.85	1.59	10.21	21.17	31.38	0.26	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	$\phi 3/8$, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51

Zona >2h

Tramo	s(m)
1	0.35
2	0.35

♦ **Viga V201****Redistribución de momentos**

Apoyo	Ubicación	X(m)	FR%	1.2CM + 1.6CV		1.2CM + CV + SISMO		1.2CM + CV - SISMO		0.9CM + SISMO		0.9CM - SISMO	
				Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred
1	ED	0	20	-8.63	-8.63	12.32	17.89	-27.69	-22.15	15.41	20.36	-24.59	-19.67
	CD	0.2		-6.98	-6.92	12.72	18.26	-25.16	-19.69	15.23	20.14	-22.65	-17.80
	CL	3.075		4.53	5.37	7.34	12.29	0.74	5.21	5.72	10.05	-0.89	2.95
	CI	5.95		-6.74	-5.12	-19.01	-14.65	7.01	10.48	-16.60	-12.83	9.42	12.26
2	EI	6.15	20	-8.37	-6.69	-21.63	-17.30	6.71	10.11	-18.63	-14.90	9.71	12.48
	ED	0		-8.76	-7.01	1.38	5.70	-17.00	-13.60	4.52	8.25	-13.86	-11.09
	CD	0.2		-7.10	-5.35	2.24	6.54	-14.90	-11.49	4.79	8.49	-12.35	-9.57
	CL	3.075		4.67	6.34	3.79	7.66	4.53	8.08	2.12	5.40	2.85	5.76
3	EI	6.15	20	-7.96	-6.37	-17.06	-13.65	2.88	6.58	-14.21	-11.36	5.73	8.77
	ED	0		-9.27	-7.41	2.03	5.44	-18.54	-14.83	5.35	8.20	-15.21	-12.17
	CD	0.2		-7.62	-5.77	2.87	6.29	-16.45	-12.75	5.60	8.45	-13.71	-10.67
	CL	3.075		3.82	5.66	3.72	7.28	3.09	6.71	2.36	5.30	1.72	4.72
4	EI	6.15	20	-9.16	-7.33	-18.51	-14.81	2.20	5.73	-15.22	-12.17	5.50	8.45
	ED	0		-8.03	-6.43	3.29	6.99	-17.62	-14.10	6.16	9.21	-14.75	-11.80
	CD	0.2		-6.42	-4.81	4.04	7.74	-15.50	-11.97	6.33	9.38	-13.20	-10.25
	CL	3.075		4.61	6.30	4.00	7.70	4.22	7.77	2.34	5.39	2.56	5.50
5	EI	6.15	20	-8.80	-7.04	-18.48	-14.78	2.79	6.37	-15.32	-12.25	5.95	8.89
	ED	0		-8.78	-7.03	2.21	5.90	-17.86	-14.29	5.35	8.42	-14.71	-11.77
	CD	0.2		-7.13	-5.38	3.06	6.75	-15.78	-12.19	5.62	8.68	-13.23	-10.26
	CL	3.075		4.35	6.09	4.40	7.94	3.36	7.30	2.84	5.76	1.79	5.12
6	EI	6.15	20	-6.94	-5.22	-14.83	-11.44	2.47	6.75	-12.34	-9.56	4.96	8.65
	ED	0		-8.57	-6.86	-16.94	-13.55	1.66	5.97	-13.86	-11.09	4.74	8.45
	CD	0.2		-8.29	-6.63	6.74	10.12	-21.55	-17.24	9.70	12.47	-18.59	-14.87
	CL	3.075		-6.66	-5.06	7.07	10.53	-18.98	-14.63	9.45	12.30	-16.60	-12.84
7	EI	6.15	20	4.57	5.39	1.05	5.53	7.09	12.01	-0.59	3.28	5.45	9.77
	CD	0.2		-6.99	-6.93	-25.28	-19.78	12.86	18.36	-22.75	-17.88	15.38	20.26
	CL	3.075		-6.99	-6.93	-25.28	-19.78	12.86	18.36	-22.75	-17.88	15.38	20.26
	CI	5.95		-6.99	-6.93	-25.28	-19.78	12.86	18.36	-22.75	-17.88	15.38	20.26
7	EI	6.15	20	-8.64	-8.64	-27.86	-22.29	12.51	18.04	-24.75	-19.80	15.62	20.54

Diseño por flexión

Tramo	Ubicación	M	Md (t-m)	As (cm ²)	Asmín1	Asmín2	Asmáx	Asd (cm ²)	Refuerzo	As real	Mu real (t-m)
1	CD	M-	-19.69	7.80	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
		M+	20.14	7.98	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
	CL	M-	0.00	0.00	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
		M+	12.29	4.80	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
	CI	M-	-14.65	5.75	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
		M+	12.26	4.79	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
2	CD	M-	-11.49	4.48	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
		M+	8.49	3.30	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
	CL	M-	0.00	0.00	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
		M+	8.08	3.14	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
	CI	M-	-11.55	4.51	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
		M+	9.00	3.50	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
3	CD	M-	-12.75	4.99	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
		M+	8.45	3.28	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
	CL	M-	0.00	0.00	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
		M+	7.28	2.82	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
	CI	M-	-12.65	4.95	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
		M+	8.61	3.34	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
4	CD	M-	-11.97	4.68	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
		M+	9.38	3.65	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
	CL	M-	0.00	0.00	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
		M+	7.77	3.01	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
	CI	M-	-12.61	4.93	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
		M+	9.10	3.54	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
5	CD	M-	-12.19	4.76	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
		M+	8.68	3.37	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
	CL	M-	0.00	0.00	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
		M+	7.94	3.08	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
	CI	M-	-11.44	4.46	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
		M+	8.65	3.36	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
6	CD	M-	-14.63	5.74	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
		M+	12.30	4.81	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
	CL	M-	0.00	0.00	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
		M+	12.01	4.69	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
	CI	M-	-19.78	7.83	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19
		M+	20.26	8.03	9.21	7.63	29.33	9.21	2ø3/4 + 2ø5/8	9.66	24.19

Factores de sobrerresistencia

Tramo	Ubicación	M	Mu real (t-m)	Mn real (t-m)	Mo cara (t-m)	Apoyo	Ubicación	M	Mo eje (t-m)	Msismo (t-m)	$\phi_o +$	$\phi_o -$	$\psi_o +$	$\psi_o -$	
1	CD	M-	-24.19	-26.88	-37.63	1	ED	M-	-40.25	-20.24	1.99	1.99	3.25	3.25	
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	20.24					
	CI	M-	-24.19	-26.88	-37.63	2	EI	M-	-40.25	-13.93	3.48				
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	13.93					
2	CD	M-	-24.19	-26.88	-37.63	2	ED	M-	-40.25	-9.20			3.48		
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	9.20					
	CI	M-	-24.19	-26.88	-37.63	3	EI	M-	-40.25	-9.96	3.94				
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	9.96					
3	CD	M-	-24.19	-26.88	-37.63	3	ED	M-	-40.25	-10.50			3.94		
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	10.50					
	CI	M-	-24.19	-26.88	-37.63	4	EI	M-	-40.25	-10.14	3.91				
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	10.14					
4	CD	M-	-24.19	-26.88	-37.63	4	ED	M-	-40.25	-10.44			3.91		
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	10.44					
	CI	M-	-24.19	-26.88	-37.63	5	EI	M-	-40.25	-10.65	3.87				
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	10.65					
5	CD	M-	-24.19	-26.88	-37.63	5	ED	M-	-40.25	-10.13			3.87		
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	10.13					
	CI	M-	-24.19	-26.88	-37.63	6	EI	M-	-40.25	-9.20	3.45				
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	9.20					
6	CD	M-	-24.19	-26.88	-37.63	6	ED	M-	-40.25	-14.14			3.45		
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	14.14					
	CI	M-	-24.19	-26.88	-37.63	7	EI	M-	-40.25	-20.18	1.99				
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	20.18					

Diseño por pandeo

Tramo	Ubicación	Ate (cm ²)	Sum Ab (cm ²)	s pandeo (m)
1	CD	0.71	2.85	0.40
	CI	0.71	2.85	0.40
2	CD	0.71	2.85	0.40
	CI	0.71	2.85	0.40
3	CD	0.71	2.85	0.40
	CI	0.71	2.85	0.40
4	CD	0.71	2.85	0.40
	CI	0.71	2.85	0.40
5	CD	0.71	2.85	0.40
	CI	0.71	2.85	0.40
6	CD	0.71	2.85	0.40
	CI	0.71	2.85	0.40

Diseño por corte

Tramo	Ubicación	Nº ramas	Avt (cm ²)	Min db(cm)	Vmom (t)	Vg (t)	Vtot (t)	s corte (m)	s d/4 (m)	s 8db (m)	s 24dbe (m)	s (m)	Lrótula (m)	#Estribos	Detalle	Vs límite	
1	CD	4	2.85	1.59	13.09	7.3	20.39	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8 , 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
	CI	4	2.85	1.59	13.09	7.3	20.39	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8 , 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
2	CD	4	2.85	1.59	13.09	7.07	20.16	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8 , 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
	CI	4	2.85	1.59	13.09	7.07	20.16	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8 , 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
3	CD	4	2.85	1.59	13.09	7.28	20.37	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8 , 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
	CI	4	2.85	1.59	13.09	7.28	20.37	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8 , 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
4	CD	4	2.85	1.59	13.09	7.05	20.14	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8 , 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
	CI	4	2.85	1.59	13.09	7.05	20.14	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8 , 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
5	CD	4	2.85	1.59	13.09	7.16	20.25	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8 , 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
	CI	4	2.85	1.59	13.09	7.16	20.25	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8 , 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
6	CD	4	2.85	1.59	13.09	7.06	20.15	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8 , 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
	CI	4	2.85	1.59	13.09	7.06	20.15	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8 , 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!

♦ **Viga V202**

Las vigas en la dirección Y necesitan sólo del refuerzo mínimo. Por tal razón, solo se muestra los factores de sobrerresistencia y el diseño por corte para las vigas V202, V203 y V204.

Factores de sobrerresistencia

Tramo	Ubicación	M	Mu real (t-m)	Mn real (t-m)	Mo cara (t-m)
1	CD	M-	-24.19	-26.88	-37.63
		M+	24.19	26.88	37.63
	CI	M-	-24.19	-26.88	-37.63
		M+	24.19	26.88	37.63
2	CD	M-	-24.19	-26.88	-37.63
		M+	24.19	26.88	37.63
	CI	M-	-24.19	-26.88	-37.63
		M+	24.19	26.88	37.63
3	CD	M-	-24.19	-26.88	-37.63
		M+	24.19	26.88	37.63
	CI	M-	-24.19	-26.88	-37.63
		M+	24.19	26.88	37.63
4	CD	M-	-24.19	-26.88	-37.63
		M+	24.19	26.88	37.63
	CI	M-	-24.19	-26.88	-37.63
		M+	24.19	26.88	37.63
5	CD	M-	-24.19	-26.88	-37.63
		M+	24.19	26.88	37.63
	CI	M-	-24.19	-26.88	-37.63
		M+	24.19	26.88	37.63
6	CD	M-	-24.19	-26.88	-37.63
		M+	24.19	26.88	37.63
	CI	M-	-24.19	-26.88	-37.63
		M+	24.19	26.88	37.63

Apoyo	Ubicación	M	Mo eje (t m)	Msismo (t-m)	$\phi_o +$	$\phi_o -$	$\psi_o +$	$\psi_o -$
1	ED	M-	-40.3	-18.6	2.16	2.16	3.32	3.32
		M+	40.3	18.6				
2	EI	M-	-40.3	-13.3	3.51	3.51		
		M+	40.3	13.3				
2	ED	M-	-40.3	-9.6	3.9	3.51		
		M+	40.3	9.6				
3	EI	M-	-40.3	-10.2	3.9	3.9		
		M+	40.3	10.2				
3	ED	M-	-40.3	-10.5	3.9	3.9		
		M+	40.3	10.5				
4	EI	M-	-40.3	-10.1	3.9	3.9		
		M+	40.3	10.1				
4	ED	M-	-40.3	-10.5	3.85	3.9		
		M+	40.3	10.5				
5	EI	M-	-40.3	-10.6	3.85	3.85		
		M+	40.3	10.6				
5	ED	M-	-40.3	-10.3	3.48	3.48		
		M+	40.3	10.3				
6	EI	M-	-40.3	-9.6	2.17	2.17		
		M+	40.3	9.6				
6	ED	M-	-40.3	-13.6	2.17	2.17		
		M+	40.3	13.6				
7	EI	M-	-40.3	-18.5	18.5	18.5		
		M+	40.3	18.5				

Diseño por pandeo

Tramo	Ubicación	Ate (cm ²)	Sum Abs (cm ²)	s pandeo (m)
1	CD	0.71	2.85	0.40
	CI	0.71	2.85	0.40
2	CD	0.71	2.85	0.40
	CI	0.71	2.85	0.40
3	CD	0.71	2.85	0.40
	CI	0.71	2.85	0.40
4	CD	0.71	2.85	0.40
	CI	0.71	2.85	0.40
5	CD	0.71	2.85	0.40
	CI	0.71	2.85	0.40
6	CD	0.71	2.85	0.40
	CI	0.71	2.85	0.40

Diseño por corte

Tramo	Ubicación	Nº ramas	Avt (cm ²)	Min db(cm)	Vmom (t)	Vg (t)	Vtot (t)	s corte (m)	s d/4 (m)	s 8db (m)	s 24db (m)	s (m)	Lrótula (m)	#Estribos	Detalle	Vs límite
1	CD	4	2.85	1.59	13.09	7.37	20.46	0.40	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	φ3/8, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51 Vtot < Vs, OK!
	CI	4	2.85	1.59	13.09	7.37	20.46	0.40	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	φ3/8, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51 Vtot < Vs, OK!
2	CD	4	2.85	1.59	13.09	7.08	20.17	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	φ3/8, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51 Vtot < Vs, OK!
	CI	4	2.85	1.59	13.09	7.08	20.17	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	φ3/8, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51 Vtot < Vs, OK!
3	CD	4	2.85	1.59	13.09	7.29	20.38	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	φ3/8, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51 Vtot < Vs, OK!
	CI	4	2.85	1.59	13.09	7.29	20.38	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	φ3/8, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51 Vtot < Vs, OK!
4	CD	4	2.85	1.59	13.09	7.04	20.13	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	φ3/8, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51 Vtot < Vs, OK!
	CI	4	2.85	1.59	13.09	7.04	20.13	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	φ3/8, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51 Vtot < Vs, OK!
5	CD	4	2.85	1.59	13.09	7.19	20.28	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	φ3/8, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51 Vtot < Vs, OK!
	CI	4	2.85	1.59	13.09	7.19	20.28	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	φ3/8, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51 Vtot < Vs, OK!
6	CD	4	2.85	1.59	13.09	7.06	20.15	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	φ3/8, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51 Vtot < Vs, OK!
	CI	4	2.85	1.59	13.09	7.06	20.15	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	φ3/8, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51 Vtot < Vs, OK!

♦ **Viga V203****Factores de sobrerresistencia**

Tramo	Ubicación	M	Mu real (t-m)	Mn real (t-m)	Mo cara (t-m)	Apoyo	Ubicación	M	Mo eje (t-m)	Msismo (t-m)	$\phi_o +$	$\phi_o -$	$\psi_o +$	$\psi_o -$
1	CD	M-	-24.19	-26.88	-37.63	1	ED	M-	-40.25	-14.03		2.87	4.28	4.28
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	14.03	2.87			
	CI	M-	-24.19	-26.88	-37.63	2	EI	M-	-40.25	-10.41	4.45			
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	10.41				
2	CD	M-	-24.19	-26.88	-37.63	2	ED	M-	-40.25	-7.66		4.45		
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	7.66				
	CI	M-	-24.19	-26.88	-37.63	3	EI	M-	-40.25	-8.04	4.97			
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	8.04				
3	CD	M-	-24.19	-26.88	-37.63	3	ED	M-	-40.25	-8.15		4.97		
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	8.15				
	CI	M-	-24.19	-26.88	-37.63	4	EI	M-	-40.25	-7.90	5			
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	7.90				
4	CD	M-	-24.19	-26.88	-37.63	4	ED	M-	-40.25	-8.21		5		
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	8.21				
	CI	M-	-24.19	-26.88	-37.63	5	EI	M-	-40.25	-8.26	4.92			
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	8.26				
5	CD	M-	-24.19	-26.88	-37.63	5	ED	M-	-40.25	-8.10		4.92		
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	8.10				
	CI	M-	-24.19	-26.88	-37.63	6	EI	M-	-40.25	-7.58	4.44			
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	7.58				
6	CD	M-	-24.19	-26.88	-37.63	6	ED	M-	-40.25	-10.55		4.44		
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	10.55				
	CI	M-	-24.19	-26.88	-37.63	7	EI	M-	-40.25	-13.93	2.89			
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	13.93		2.89		

Diseño por pandeo

Tramo	Ubicación	Ate (cm ²)	Sum Ab (cm ²)	s pandeo (m)
1	CD	0.71	2.85	0.40
	CI	0.71	2.85	0.40
2	CD	0.71	2.85	0.40
	CI	0.71	2.85	0.40
3	CD	0.71	2.85	0.40
	CI	0.71	2.85	0.40
4	CD	0.71	2.85	0.40
	CI	0.71	2.85	0.40
5	CD	0.71	2.85	0.40
	CI	0.71	2.85	0.40
6	CD	0.71	2.85	0.40
	CI	0.71	2.85	0.40

Diseño por corte

Tramo	Ubica	Nº ramas	Avt (cm ²)	Min db (cm)	Vmom (t)	Vg (t)	Vtot (t)	s corte (m)	s d/4 (m)	s 8db (m)	s 24dbe (m)	s (m)	Lrótula (m)	#Estribos	Detalle	Vs límite	
1	CD	4	2.85	1.59	13.09	7.31	20.4	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
	CI	4	2.85	1.59	13.09	7.31	20.4	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
2	CD	4	2.85	1.59	13.09	7.09	20.2	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
	CI	4	2.85	1.59	13.09	7.09	20.2	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
3	CD	4	2.85	1.59	13.09	7.25	20.3	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
	CI	4	2.85	1.59	13.09	7.25	20.3	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
4	CD	4	2.85	1.59	13.09	7.03	20.1	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
	CI	4	2.85	1.59	13.09	7.03	20.1	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
5	CD	4	2.85	1.59	13.09	7.18	20.3	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
	CI	4	2.85	1.59	13.09	7.18	20.3	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
6	CD	4	2.85	1.59	13.09	7.06	20.2	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
	CI	4	2.85	1.59	13.09	7.06	20.2	0.41	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8, 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!

♦ **Viga V204****Factores de sobrerresistencia**

Tramo	Ubicación	M	Mu real (t-m)	Mn real (t-m)	Mo cara (t-m)	Apoyo	Ubicación	M	Mo eje (t-m)	Msismo (t-m)	$\phi_0 +$	$\phi_0 -$	$\psi_0 +$	$\psi_0 -$	
1	CD	M-	-24.19	-26.88	-37.63	1	ED	M-	-40.25	-8.85		4.55	8.18	8.18	
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	8.85	4.55				
	CI	M-	-24.19	-26.88	-37.63	2	EI	M-	-40.25	-5.49	9.18				
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	5.49					
2	CD	M-	-24.19	-26.88	-37.63	2	ED	M-	-40.25	-3.28		9.18			
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	3.28					
	CI	M-	-24.19	-26.88	-37.63	3	EI	M-	-40.25	-3.89	10.02				
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	3.89					
3	CD	M-	-24.19	-26.88	-37.63	3	ED	M-	-40.25	-4.15		10.02			
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	4.15					
	CI	M-	-24.19	-26.88	-37.63	4	EI	M-	-40.25	-3.98	9.92				
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	3.98					
4	CD	M-	-24.19	-26.88	-37.63	4	ED	M-	-40.25	-4.13		9.92			
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	4.13					
	CI	M-	-24.19	-26.88	-37.63	5	EI	M-	-40.25	-4.03	10.44				
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	4.03					
5	CD	M-	-24.19	-26.88	-37.63	5	ED	M-	-40.25	-3.69		10.44			
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	3.69					
	CI	M-	-24.19	-26.88	-37.63	6	EI	M-	-40.25	-3.17	9.25				
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	3.17					
6	CD	M-	-24.19	-26.88	-37.63	6	ED	M-	-40.25	-5.53		9.25			
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	5.53					
	CI	M-	-24.19	-26.88	-37.63	7	EI	M-	-40.25	-8.85	4.55				
		M+	24.19	26.88	37.63			M+	40.25	8.85		4.55			

Diseño por pandeo

Tramo	Ubicación	Ate (cm ²)	Sum Ab (cm ²)	s pandeo (m)
1	CD	0.71	2.85	0.40
	CI	0.71	2.85	0.40
2	CD	0.71	2.85	0.40
	CI	0.71	2.85	0.40
3	CD	0.71	2.85	0.40
	CI	0.71	2.85	0.40
4	CD	0.71	2.85	0.40
	CI	0.71	2.85	0.40
5	CD	0.71	2.85	0.40
	CI	0.71	2.85	0.40
6	CD	0.71	2.85	0.40
	CI	0.71	2.85	0.40

Diseño por corte

Tramo	Ubicación	Nº ramas	Avt (cm ²)	Min db(cm)	Vmom (t)	Vg (t)	Vtot (t)	s corte (m)	s d/4 (m)	s 8db (m)	s 24dbe (m)	s (m)	Lrótula (m)	#Estribos	Detalle	Vs limite	
1	CD	4	2.85	1.59	13.09	5.78	18.87	0.44	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8 , 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
	CI	4	2.85	1.59	13.09	5.78	18.87	0.44	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8 , 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
2	CD	4	2.85	1.59	13.09	5.79	18.88	0.44	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8 , 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
	CI	4	2.85	1.59	13.09	5.79	18.88	0.44	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8 , 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
3	CD	4	2.85	1.59	13.09	5.85	18.94	0.44	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8 , 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
	CI	4	2.85	1.59	13.09	5.85	18.94	0.44	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8 , 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
4	CD	4	2.85	1.59	13.09	5.77	18.86	0.44	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8 , 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
	CI	4	2.85	1.59	13.09	5.77	18.86	0.44	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8 , 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
5	CD	4	2.85	1.59	13.09	5.78	18.87	0.44	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8 , 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
	CI	4	2.85	1.59	13.09	5.78	18.87	0.44	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8 , 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
6	CD	4	2.85	1.59	13.09	5.78	18.87	0.44	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8 , 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!
	CI	4	2.85	1.59	13.09	5.78	18.87	0.44	0.17	0.13	0.23	0.13	1.5	12	ø3/8 , 1 @ 0.05, 11@0.13	84.51	Vtot < Vs, OK!

6.2.3 Diseño de columnas

En el capítulo V se indica que para simplificar el proceso de diseño, se permite que cada sección de la columna se diseñe sólo con los momentos provenientes de la acción sísmica actuando en cada una de las dos direcciones principales de la estructura; es decir, se diseñan separadamente en las dos direcciones principales.

El procedimiento que se describe a continuación es tomando en cuenta todos los niveles de la columna, pero se detallan los resultados por nivel:

◆ Columna CA2

a) Cargas actuantes

Las cargas no combinadas de gravedad y de sismo obtenidas del análisis lineal, se muestran a continuación:

PISO	Sección	CARGAS VERTICALES		DIRECCION "X"				DIRECCION "Y"			
		Pcm (t)	Pcv (t)	SISMO +		SISMO -		SISMO +		SISMO -	
				ME (t/m)	VE (t)	ME (t-m)	VE (t)	ME (t-m)	VE (t)	ME (t/m)	VE (t)
4	Sup (T)	-30.57	-4.13	-24.66	10.12	24.66	-10.12	-8.84	3.47	8.84	-3.47
	Inf (B)	-35.61	-4.13	15.40	10.12	-15.40	-10.12	6.55	3.47	-6.55	-3.47
3	Sup (T)	-69.68	-15.70	-21.52	10.13	21.52	-10.13	-15.49	6.55	15.49	-6.55
	Inf (B)	-74.72	-15.70	20.02	10.13	-20.02	-10.13	9.21	6.55	-9.21	-6.55
2	Sup (T)	-108.82	-27.24	-12.94	9.17	12.94	-9.17	-16.14	7.53	16.14	-7.53
	Inf (B)	-113.86	-27.24	23.09	9.17	-23.09	-9.17	12.76	7.53	-12.76	-7.53
1	Sup (T)	-147.96	-38.79	-2.49	8.62	2.49	-8.62	-12.84	15.64	12.84	-15.64
	Inf (B)	-153.25	-38.79	34.30	8.62	-34.30	-8.62	45.15	15.64	-45.15	-15.64

(*) El SAP considera las cargas de gravedad con signo (-). Para el diseño se considera las cargas axiales por compresión (+) y las cargas axiales por tensión (-).

b) Factores de sobrerresistencia

En esta sección se indican los factores de sobrerresistencia que magnifican los momentos y cortantes de las columnas. Los factores de sobrerresistencia en la dirección X-X corresponden a la sobrerresistencia, con respecto al sismo, de las vigas del eje A en el apoyo2; y los de la dirección Y-Y, corresponden a las vigas del eje 2 en el apoyo A.

Dentro del mecanismo de colapso seleccionado, se permitirá rótulas plásticas en la base de las columnas del primer y en el extremo superior de las columnas del último piso; por tanto, en estas zonas no se considera la sobrerresistencia de las vigas. Por tanto, los factores de sobrerresistencia son:

Piso	Altura entrepiso h (m)	ϕ_{ox}		ϕ_{oy}	
		Sismo +	Sismo -	Sismo +	Sismo -
4	3.50	1.00	1.00	1.00	1.00
3	3.50	2.83	3.86	2.87	2.87
2	3.50	2.86	3.70	2.16	2.16
1	3.68	3.80	4.56	1.99	1.99
Base		1.00	1.00	1.00	1.00

c) Factores de amplificación dinámica, ω

El factor de amplificación dinámica ω para pórticos de dos direcciones y para los niveles encima de $0.3H$ se determina con la ecuación 5.22 $\omega = 0.5T_1 + 1.1$, donde $1.5 < \omega < 1.9$. Teniendo en cuenta lo descrito en el apéndice 5.2.4, el factor de amplificación dinámica para cada nivel y para cada dirección es igual a:

- ω para la base de las columnas del primer piso y extremo superior de las columnas del último piso es: $\omega = 1.10$
- ω mínimo para el segundo nivel y penúltimo nivel, $\omega = 1.50$
- ω para los pisos encima de $0.3H$ es:

$$0.3H = 0.3 * 14.175 = 4.25m$$

$$T_{1x-x} = 0.645 \text{ seg} \quad \omega_{x-x} = 0.5 * 0.645 + 1.1 = 1.423 \Rightarrow \omega_{x-x} = 1.500$$

$$T_{1y-y} = 0.992 \text{ seg} \quad \omega_{y-y} = 0.5 * 0.992 + 1.1 = 1.596 \Rightarrow \omega_{y-y} = 1.596$$

- ω para los pisos debajo de $0.3H$ es lineal desde de 1.10 en la base hasta $\omega_{0.3H}$.

De esta forma, la distribución del factor de amplificación dinámica ω es la siguiente:

Piso	h entrepiso (m)	H total (m)	ω_x	ω_y
4	3.50	14.18	1.10	1.10
3	3.50	10.68	1.50	1.50
2	3.50	7.18	1.50	1.60
1	3.68	3.68	1.50	1.53
Base	0.00	0.00	1.10	1.10

d) Cálculo de las fuerzas axiales de diseño

Para calcular las fuerzas axiales de diseño se deben tener en cuenta las fuerzas inducidas por el sismo y por las cargas de gravedad:

- Fuerza axial inducida por el sismo

La fuerza axial inducida por el sismo, V_{E0} , en cada piso proviene de la fuerza de corte inducida por el sismo en las vigas adyacentes en el desarrollo de sus sobrerresistencias, es decir, se calculan con los momentos sobrerresistentes de la viga en el eje de la columna. De esta forma, las fuerzas axiales inducidas por el sismo se obtienen con la ecuación 5.27

$$P_{Eo} = R_v \sum V_{Eo} .$$

La columna CA2 está entre dos tramos adyacentes de las vigas en el eje A y junto al tramo exterior de las vigas en el eje 2. A continuación se muestra las cortantes de las vigas en cada piso inducidas por el sismo:

Dirección X:

PISO	SISMO + (t-m)				SISMO - (t-m)			
	Viga 1x		Viga 2x		Viga 1x		Viga 2x	
	MEo (+)	MEo (-)	MEo(+)	MEo(-)	MEo (-)	MEo (+)	MEo(-)	MEo(+)
4	39.814	-46.904	39.674	-50.161	-39.814	46.904	-50.161	39.674
3	39.814	-46.904	50.819	-67.949	-47.338	47.804	-71.024	50.890
2	39.814	-46.904	40.009	-64.598	-47.338	47.804	-64.598	40.009
1	39.814	-46.904	40.009	-64.598	-39.814	46.904	-57.449	39.843

Sismo +

$$V_{E0X(+)} = (M_{oED1(+)} + M_{oEI1(-)})/L_1 - (M_{oED2(+)} + M_{oEI2(-)})/L_2$$

$$V_{E0X-4(+)} = (39.814 + 46.904) / 7.95 - (39.674 + 50.161) / 8.80 = 0.70 \text{ t}$$

$$V_{E0X-3(+)} = (39.814 + 46.904) / 7.95 - (50.819 + 67.949) / 8.80 = -2.59 \text{ t}$$

$$V_{E0X-2(+)} = (39.814 + 46.904) / 7.95 - (40.009 + 64.598) / 8.80 = -0.98 \text{ t}$$

$$V_{E0X-1(+)} = (39.814 + 46.904) / 7.95 - (40.009 + 64.598) / 8.80 = -0.98 \text{ t}$$

Sismo -

$$V_{E0X(-)} = -(M_{oED1(-)}+M_{oEI1(+)})/L_1 + (M_{oED2(-)}+M_{oEI2(+)})/L_2$$

$$V_{E0X-4(-)} = -(39.814+46.904) /7.95 + (50.161 + 39.674)/8.80 = -0.70 \text{ t}$$

$$V_{E0X-3(-)} = -(47.338+47.804) /7.95 + (71.024 + 50.890)/8.80 = 1.89 \text{ t}$$

$$V_{E0X-2(-)} = -(47.338+47.804) /7.95 + (64.598 + 40.009)/8.80 = -0.08 \text{ t}$$

$$V_{E0X-1(-)} = -(39.814+46.904) /7.95 + (57.449 + 39.843)/8.80 = 0.15 \text{ t}$$

Dirección Y:

PISO	SISMO + (t-m)				SISMO - (t-m)			
	Viga 1y				Viga 1y			
	MEo (+)	MEo (-)			MEo (-)	MEo (+)		
4	40.25	-40.25			-40.25	40.25		
3	40.25	-40.25			-40.25	40.25		
2	40.25	-40.25			-40.25	40.25		
1	40.25	-40.25			-40.25	40.25		

Sismo +

$$V_{E0Y(+)} = - (M_{oED1(+)}+M_{oEI1(-)})/L_1$$

$$V_{E0Y-4(+)} = -(40.25 + 40.25) /6.15 = -13.09 \text{ T}$$

$$V_{E0Y-3(+)} = -(40.25 + 40.25) /6.15 = -13.09 \text{ T}$$

$$V_{E0Y-2(+)} = -(40.25 + 40.25) /6.15 = -13.09 \text{ T}$$

$$V_{E0Y-1(+)} = -(40.25 + 40.25) /6.15 = -13.09 \text{ T}$$

Sismo -

$$V_{E0Y(-)} = (M_{oED1(-)}+M_{oEI1(+)})/L_1$$

$$V_{E0Y-4(-)} = (40.25 + 40.25) /6.15 = 13.09 \text{ T}$$

$$V_{E0Y-3(-)} = (40.25 + 40.25) /6.15 = 13.09 \text{ T}$$

$$V_{E0Y-2(-)} = (40.25 + 40.25) /6.15 = 13.09 \text{ T}$$

$$V_{E0Y-1(-)} = (40.25 + 40.25) /6.15 = 13.09 \text{ T}$$

La sumatoria de las fuerzas de corte de todos los pisos encima del nivel considerado se muestran a continuación:

Piso	Sección	SISMO + (t-m)			SISMO - (t-m)		
		$\Sigma VEoX$	$\Sigma VEoY$	ΣVEo	$\Sigma VEoX$	$\Sigma VEoY$	ΣVEo
4	Sup	0.7	-13.09	-12.39	-0.7	13.09	12.39
	Inf	0.7	-13.09	-12.39	-0.7	13.09	12.39
3	Sup	-1.89	-26.18	-28.07	1.19	26.18	27.37
	Inf	-1.89	-26.18	-28.07	1.19	26.18	27.37
2	Sup	-2.87	-39.27	-42.14	1.11	39.27	40.38
	Inf	-2.87	-39.27	-42.14	1.11	39.27	40.38
1	Sup	-3.85	-52.36	-56.21	1.25	52.36	53.61
	Inf	-3.85	-52.36	-56.21	1.25	52.36	53.61

El factor de reducción R_v de la carga axial V_{E0} se obtiene de la tabla 5.2 en función del número de pisos encima del nivel considerado, y del factor de amplificación dinámica ω , el cual se toma el mayor entre ω_x y ω_y ; cuando es necesario se interpola:

Piso	Nº pisos encima	ω	R_v
4	0	1.10	1
3	1	1.50	1
2	2	1.60	0.960
1	3	1.53	0.952

Por tanto, la carga axial debido al sismo es igual a:

Piso	Sección	R_v	SISMO + (t)		SISMO - (t)	
			ΣVEo	PEo	ΣVEo	PEo
4	Sup	1	-12.39	-12.39	12.39	12.39
	Inf		-12.39	-12.39	12.39	12.39
3	Sup	1	-28.07	-28.07	27.37	27.37
	Inf		-28.07	-28.07	27.37	27.37
2	Sup	0.960	-42.14	-40.47	40.38	38.76
	Inf		-42.14	-40.47	40.38	38.76
1	Sup	0.952	-56.21	-53.51	53.61	51.05
	Inf		-56.21	-53.51	53.61	51.05

- Fuerza axial inducida por las cargas de gravedad

Para el cálculo de las fuerzas axiales inducidas por las cargas de gravedad se consideran las siguientes combinaciones de carga:

$$P_G^{(C1)} = 1.2CM + CV$$

$$P_G^{(C2)} = 0.9CM$$

Piso	Sección	P _{cm} (t)	P _{cv} (t)	PG (t)	
				1.2CM + CV	0.9CM
4	Sup	30.57	4.13	40.81	27.51
	Inf	35.61	4.13	46.86	32.05
3	Sup	69.68	15.70	99.32	62.71
	Inf	74.72	15.70	105.37	67.25
2	Sup	108.82	27.24	157.82	97.94
	Inf	113.86	27.24	163.87	102.47
1	Sup	147.96	38.79	216.35	133.17
	Inf	153.25	38.79	222.7	137.93

Finalmente, la carga axial de diseño **Pu** es igual a:

Piso	Sección	Pu (t)			
		SISMO +		SISMO -	
		1.2CM + CV + Sis	0.9CM + Sis	1.2CM + CV - Sis	0.9CM - Sis
4	Sup	28.42	15.12	53.20	39.90
	Inf	34.47	19.66	59.25	44.44
3	Sup	71.25	34.65	126.69	90.08
	Inf	77.30	39.18	132.73	94.62
2	Sup	117.35	57.47	196.60	136.71
	Inf	123.40	62.00	202.65	141.25
1	Sup	162.83	79.65	267.39	184.21
	Inf	169.18	84.41	273.74	188.97

Las respectivas fracciones de carga axial son:

Piso	Sección	Pu / A _g f' _c			
		SISMO +		SISMO -	
		1.2CM + CV + Sis	0.9CM + Sis	1.2CM + CV - Sis	0.9CM - Sis
4	Sup	0.023	0.012	0.042	0.032
	Inf	0.027	0.016	0.047	0.035
3	Sup	0.057	0.027	0.101	0.071
	Inf	0.061	0.031	0.105	0.075
2	Sup	0.093	0.046	0.156	0.109
	Inf	0.098	0.049	0.161	0.112
1	Sup	0.129	0.063	0.212	0.146
	Inf	0.134	0.067	0.217	0.150

e) Cálculo de la cortante de diseño

La cortante de diseño de la columna se calcula con la ecuación 5.32 $V_u = 1.6\phi_o V_E$ para los pisos encima del nivel 1; para el primer nivel y para el último nivel, cuando se ha considerado formación de rótulas plásticas, la cortante de diseño se calcula con la ecuación

$$5.33 \quad V_u = \frac{\phi_o^* M_E^* + 1.6\phi_o M_{E,arriba}}{l_n + 0.5h_b} :$$

- Para la base de las columnas del primer piso:

$$\phi_0^* = \lambda_0 / \phi_c$$

$$\lambda_0 = \lambda_{0\text{acero}} + \lambda_{0\text{concreto}}$$

Para calcular $\lambda_{0\text{concreto}}$, se considera para cada sentido del sismo la menor fracción de carga axial, puesto que la cortante crítica o la cortante de diseño es cuando la resistencia al corte proporcionado por el concreto es menor, y esto ocurre cuando la carga axial es menor.

$$\lambda_0(+)= 1.40 + 2.35*(0.067-0.1)^2 = 1.403$$

$$\phi_0^*(+)= 1.403 / 0.9 = 1.558$$

$$\lambda_0(-)= 1.40 + 2.35*(0.150-0.1)^2 = 1.406$$

$$\phi_0^*(-)= 1.432 / 0.9 = 1.562$$

Dirección X:

$$Vu_{1BX}(+) = (1.558*1.1*34.301+1.6*3.8*2.494)/(3.30+0.5*.75)= 20.13 \text{ t}$$

$$Vu_{1BX}(-) = (1.562*1.1*34.301+1.6*4.56*2.494)/(3.30+0.5*.75)= 20.99 \text{ t}$$

Dirección Y:

$$Vu_{1BY}(+) = (1.558*1.1*34.301+1.6*1.99*12.840)/(3.30+0.5*.75)= 32.18 \text{ t}$$

$$Vu_{1BY}(-) = (1.562*1.1*45.149+1.6*1.99*12.840)/(3.30+0.5*.75)= 32.23 \text{ t}$$

- Para el extremo superior del último piso:

$$\lambda_0(+)= 1.40 + 2.35*(0.012-0.1)^2 = 1.418$$

$$\phi_0^*(+)= 1.418 / 0.9 = 1.576$$

$$\lambda_0(-)= 1.40 + 2.35*(0.032-0.1)^2 = 1.411$$

$$\phi_0^*(-)= 1.411 / 0.9 = 1.568$$

Dirección X:

$$Vu_{4TX}(+) = (1.576*1.1*24.664+1.6*2.83*15.397)/(3.125+0.5*.75)= 32.13 \text{ t}$$

$$Vu_{4TX}(-) = (1.568*1.1*24.664+1.6*3.86*15.397)/(3.125+0.5*.75)= 39.32 \text{ t}$$

Dirección Y:

$$Vu_{4TY(+)} = (1.576*1.1*8.840+1.6*2.87*6.548)/(3.125+0.5*.75)= 12.97 \text{ t}$$

$$Vu_{4TY(-)} = (1.568*1.1*8.840+1.6*2.87*6.548)/(3.125+0.5*.75)= 12.95 \text{ t}$$

- Para los otros pisos:

Se calculan con la simple ecuación 5.32 $Vu = 1.6\phi V_E$:

Dirección X:

PISO	Sección	ϕx		VEx (t)		Vu x (t)	
		Sismo +	Sismo -	Sismo +	Sismo -	Sismo +	Sismo -
4	Sup(T)	1	1	10.12	-10.12	32.13	39.32 (*)
	Inf (B)	2.83	3.86	10.12	-10.12	45.81	62.48
3	Sup(T)	2.83	3.86	10.13	-10.13	45.87	62.56
	Inf (B)	2.86	3.7	10.13	-10.13	46.36	59.97
2	Sup(T)	2.86	3.7	9.17	-9.17	41.98	54.31
	Inf (B)	3.8	4.56	9.17	-9.17	55.77	66.93
1	Sup(T)	3.8	4.56	8.62	-8.62	52.42	62.90
	Inf (B)	1	1	8.62	-8.62	20.13	20.99 (*)

Dirección Y:

PISO	Sección	ϕy		VEy (t)		Vu y (t)	
		Sismo +	Sismo -	Sismo +	Sismo -	Sismo +	Sismo -
4	Sup(T)	1.00	1.00	3.47	-3.47	12.97	12.95 (*)
	Inf (B)	2.87	2.87	3.47	-3.47	15.92	15.92
3	Sup(T)	2.87	2.87	6.55	-6.55	30.07	30.07
	Inf (B)	2.16	2.16	6.55	-6.55	22.63	22.63
2	Sup(T)	2.16	2.16	7.53	-7.53	26.04	26.04
	Inf (B)	1.99	1.99	7.53	-7.53	23.99	23.99
1	Sup(T)	1.99	1.99	15.64	-15.64	49.79	49.79
	Inf (B)	1.00	1.00	15.64	-15.64	32.18	32.23 (*)

(*) Estos cortantes se calcularon en los apartados anteriores

f) Momentos de diseño de las columnas

Los momentos de diseño se determinan a partir de la ecuación 5.24, $M_u = \phi_o \omega M_E - 0.3h_b V_u$ o de la ecuación 5.25 $M_{u,r} = R_m (\phi_o \omega M_E - 0.3h_b V_u)$. Se sabe que M_E es el momento de sismo en el eje del nudo viga-columna, V_u es la cortante de diseño de la columna, h_b es el peralte de la viga, en este caso y para las dos direcciones es igual a 0.75m, y R_m es el factor de reducción del momento que se obtiene de la tabla 5.1.

Los factores de reducción R_m por estar en función de ω y de la fracción de carga axial, se debe obtener para cada dirección principal (X-Y), para cada combinación de carga, y para cada sentido del sismo:

Dirección X:

PISO	Sección	ω_x	Pu/f'cAg				Rmx			
			SISMO +		SISMO -		SISMO +		SISMO -	
			1.2CM+CV+SIS	0.9CM+SIS	1.2CM+CV-SIS	0.9CM-SIS	1.2CM+CV+SIS	0.9CM+SIS	1.2CM+CV-SIS	0.9CM-SIS
4	Sup(T)	1.10	0.023	0.012	0.042	0.032	0.949	0.945	0.964	0.956
	Inf (B)	1.50	0.027	0.016	0.047	0.035	0.835	0.805	0.883	0.854
3	Sup(T)	1.50	0.057	0.027	0.101	0.071	0.904	0.835	1	0.932
	Inf (B)	1.50	0.061	0.031	0.105	0.075	0.912	0.844	1	0.940
2	Sup(T)	1.50	0.093	0.046	0.156	0.109	0.983	0.880	1	1
	Inf (B)	1.50	0.098	0.049	0.161	0.112	0.995	0.888	1	1
1	Sup(T)	1.50	0.129	0.063	0.212	0.146	1	0.916	1	1
	Inf (B)	1.10	0.134	0.067	0.217	0.150	1	0.977	1	1

Dirección Y:

PISO	Sección	ω_y	Pu/f'cAg				Rmy			
			SISMO +		SISMO -		SISMO +		SISMO -	
			1.2CM+CV+SIS	0.9CM+SIS	1.2CM+CV-SIS	0.9CM-SIS	1.2CM+CV+SIS	0.9CM+SIS	1.2CM+CV-SIS	0.9CM-SIS
4	Sup(T)	1.10	0.023	0.012	0.042	0.032	0.949	0.945	0.964	0.956
	Inf (B)	1.50	0.027	0.016	0.047	0.035	0.835	0.805	0.883	0.854
3	Sup(T)	1.50	0.057	0.027	0.101	0.071	0.904	0.835	1	0.932
	Inf (B)	1.60	0.061	0.031	0.105	0.075	0.907	0.828	1	0.940
2	Sup(T)	1.60	0.093	0.046	0.156	0.109	0.983	0.869	1	1
	Inf (B)	1.53	0.098	0.049	0.161	0.112	0.995	0.885	1	1
1	Sup(T)	1.53	0.129	0.063	0.212	0.146	1	0.915	1	1
	Inf (B)	1.10	0.134	0.067	0.217	0.150	1	0.977	1	1

Finalmente, se obtienen los momentos de diseño de las columnas M_u :

Dirección X:

Sismo +

PISO	Sección	ω_x	ϕ_{ox+}	V_{ux+}	M_{Ex+}	$R_{m x +}$		$ M_{u x +} $	
						1.2CM+CV+Sis	0.9CM+Sis	1.2CM+CV+Sis	0.9CM+Sis
4	Sup(T)	1.10	1	32.13	-24.664	0.949	0.945	30.15	30.15
	Inf (B)	1.50	2.83	45.81	15.397	0.835	0.805	45.97	44.32
3	Sup(T)	1.50	2.83	45.87	-21.516	0.904	0.835	73.24	67.65
	Inf (B)	1.50	2.86	46.36	20.018	0.912	0.844	68.81	63.68
2	Sup(T)	1.50	2.86	41.98	-12.937	0.983	0.880	45.27	40.53
	Inf (B)	1.50	3.80	55.77	23.092	0.995	0.888	118.48	105.74
1	Sup(T)	1.50	3.80	52.42	-2.494	1	0.916	2.43	2.22
	Inf (B)	1.10	1	20.13	34.301	1	0.977	41.92	41.92

Sismo -

PISO	Sección	ω_x	\emptyset_{ox}	Vu_x	ME _x	R _{m x}		Mu _x	
						1.2CM+CV-Sis	0.9CM-Sis	1.2CM+CV-Sis	0.9CM-Sis
4	Sup(T)	1.10	1	39.32	24.66	0.964	0.956	30.15	30.15
	Inf (B)	1.50	3.86	62.48	-15.40	0.883	0.854	66.31	64.13
3	Sup(T)	1.50	3.86	62.56	21.52	1	0.932	110.50	102.99
	Inf (B)	1.50	3.70	59.97	-20.02	1	0.940	97.61	91.75
2	Sup(T)	1.50	3.70	54.31	12.94	1	1	59.58	59.58
	Inf (B)	1.50	4.56	66.93	-23.09	1	1	142.89	142.89
1	Sup(T)	1.50	4.56	62.9	2.49	1	1	2.91	2.91
	Inf (B)	1.10	1	20.99	-34.30	1	1	41.92	41.92

*Dirección Y:***Sismo +**

PISO	Sección	ω_y	\emptyset_{oy}	Vuy	ME _y	R _{m y}		Mu _y	
						1.2CM+CV+Sis	0.9CM+Sis	1.2CM+CV+Sis	0.9CM+Sis
4	Sup(T)	1.10	1	12.97	-8.84	0.949	0.945	10.80	10.80
	Inf (B)	1.50	2.87	15.92	6.55	0.835	0.805	20.54	19.81
3	Sup(T)	1.50	2.87	30.07	-15.49	0.904	0.835	54.16	50.03
	Inf (B)	1.60	2.16	22.63	9.21	0.907	0.828	24.18	22.08
2	Sup(T)	1.60	2.16	26.04	-16.14	0.983	0.869	48.93	43.26
	Inf (B)	1.53	1.99	23.99	12.76	0.995	0.885	33.25	29.57
1	Sup(T)	1.53	1.99	49.79	-12.84	1	0.915	27.85	25.49
	Inf (B)	1.10	1	32.18	45.15	1	0.977	55.18	55.18

Sismo -

PISO	Sección	ω_y	\emptyset_{oy}	Vu_y	ME _y	R _{m y}		Mu _y	
						1.2CM+CV-Sis	0.9CM-Sis	1.2CM+CV-Sis	0.9CM-Sis
4	Sup(T)	1.10	1	12.95	8.84	0.964	0.956	10.8	10.8
	Inf (B)	1.50	2.87	15.92	-6.55	0.883	0.854	21.73	21.01
3	Sup(T)	1.50	2.87	30.07	15.49	1	0.932	59.92	55.84
	Inf (B)	1.60	2.16	22.63	-9.21	1	0.94	26.66	25.06
2	Sup(T)	1.60	2.16	26.04	16.14	1	1	49.78	49.78
	Inf (B)	1.53	1.99	23.99	-12.76	1	1	33.41	33.41
1	Sup(T)	1.53	1.99	49.79	12.84	1	1	27.85	27.85
	Inf (B)	1.10	1	32.23	-45.15	1	1	55.18	55.18

g) Resumen de las cargas de diseño

A continuación se muestra un cuadro resumen de los momentos flectores Mu y cargas axiales Pu de diseño para cada combinación de carga:

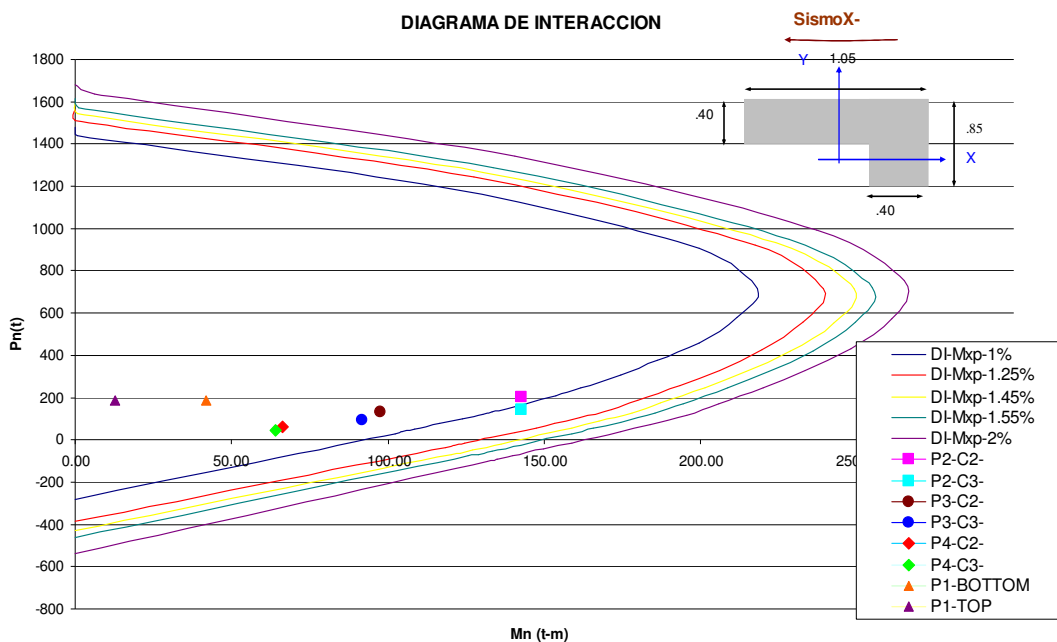
Piso	Sección	DIRECCION X								DIRECCION Y							
		SISMO +				SISMO -				SISMO +				SISMO -			
		1.2CM + CV + SIS		0.9CM + SIS		1.2CM + CV - SIS		0.9CM - SIS		1.2CM + CV + SIS		0.9CM + SIS		1.2CM + CV - SIS		0.9CM - SIS	
	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu	
4	Sup(T)	30.15	28.42	30.15	15.12	30.15	53.20	30.15	39.90	10.80	28.42	10.80	15.12	10.80	53.20	10.80	39.90
	Inf (B)	45.97	34.47	44.32	19.66	66.31	59.25	64.13	44.44	20.54	34.47	19.81	19.66	21.73	59.25	21.01	44.44
3	Sup(T)	73.24	71.25	67.65	34.65	110.5	126.69	102.99	90.08	54.16	71.25	50.03	34.65	59.92	126.69	55.84	90.08
	Inf (B)	68.81	77.30	63.68	39.18	97.61	132.73	91.75	94.62	24.18	77.30	22.08	39.18	26.66	132.73	25.06	94.62
2	Sup(T)	45.27	117.35	40.53	57.47	59.58	196.6	59.58	136.71	48.93	117.35	43.26	57.47	49.78	196.6	49.78	136.71
	Inf (B)	118.48	123.40	105.74	62.00	142.89	202.65	142.89	141.25	33.25	123.4	29.57	62.00	33.41	202.65	33.41	141.25
1	Sup(T)	9.95	162.83	9.11	79.65	12.61	267.39	12.61	184.21	32.16	162.83	29.42	79.65	32.16	267.39	32.16	184.21
	Inf (B)	41.92	169.18	41.92	84.41	41.92	273.74	41.92	188.97	55.18	169.18	55.18	84.41	55.18	273.74	55.18	188.97

h) Diseño del refuerzo longitudinal

El refuerzo longitudinal se determina a través de los diagramas de interacción para cada dirección principal X-Y. Teniendo en cuenta que la columna CA2 es de sección L, ha sido necesario elaborar diagramas de interacción para cada sentido del momento.

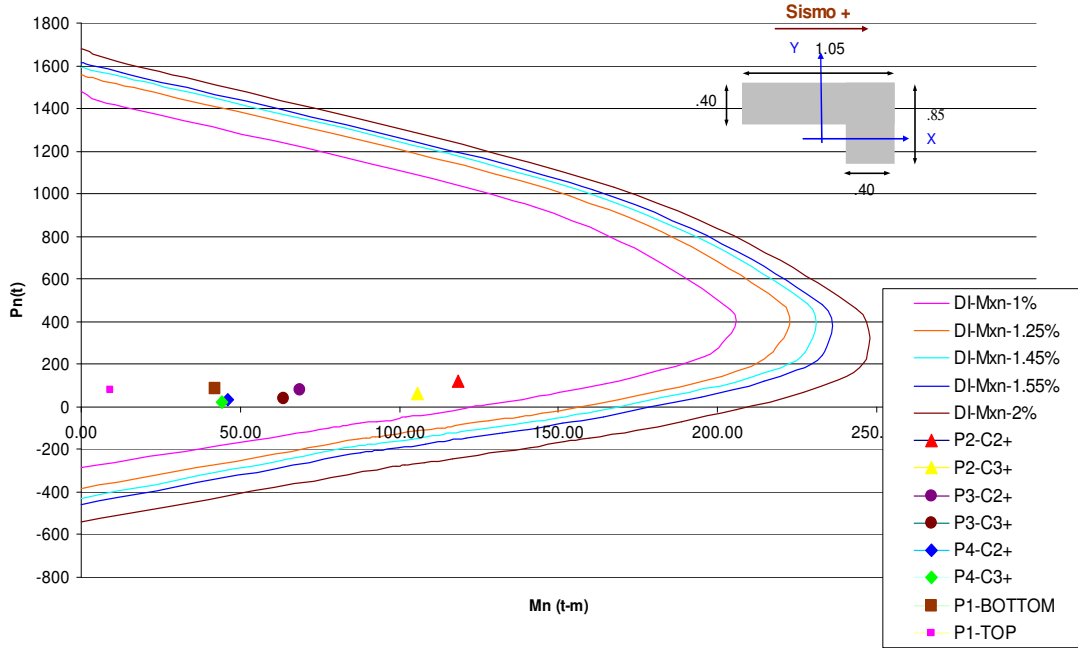
Teniendo en cuenta la cuantía mínima de 0.01 y la cuantía máxima de 0.06, se elaboraron diagramas de interacción para varias distribuciones de refuerzo, y luego se superpusieron sobre estos diagramas las combinaciones más críticas M_i , P_i para cada nivel de la columna CA2.

Sismo X -



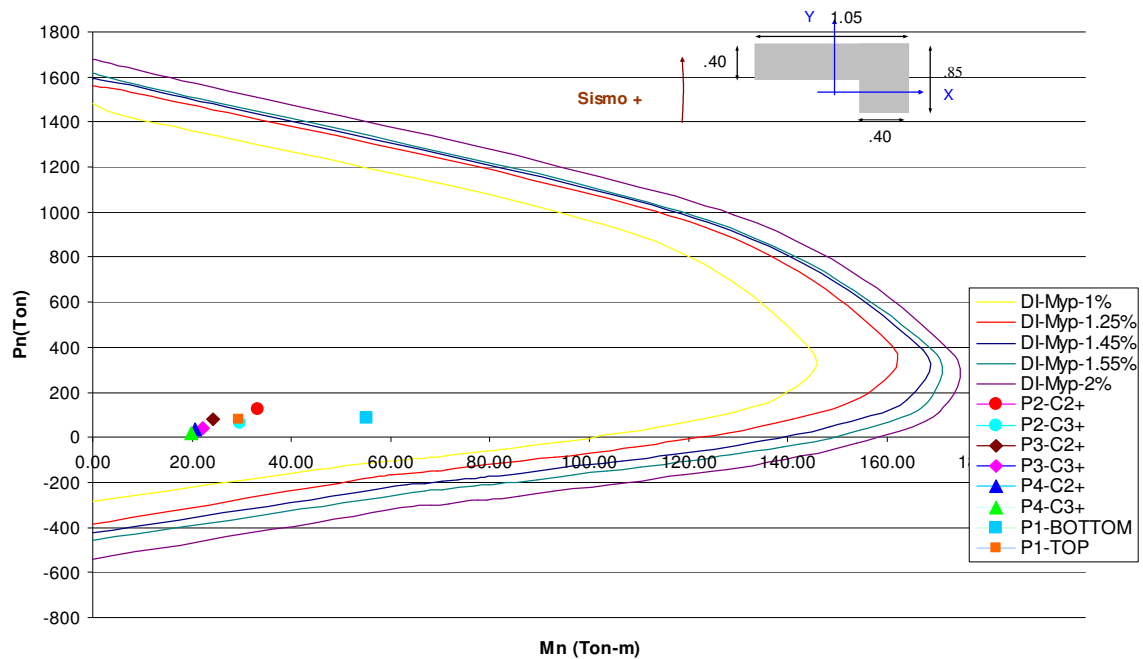
Sismo X +

DIAGRAMA DE INTERACCION

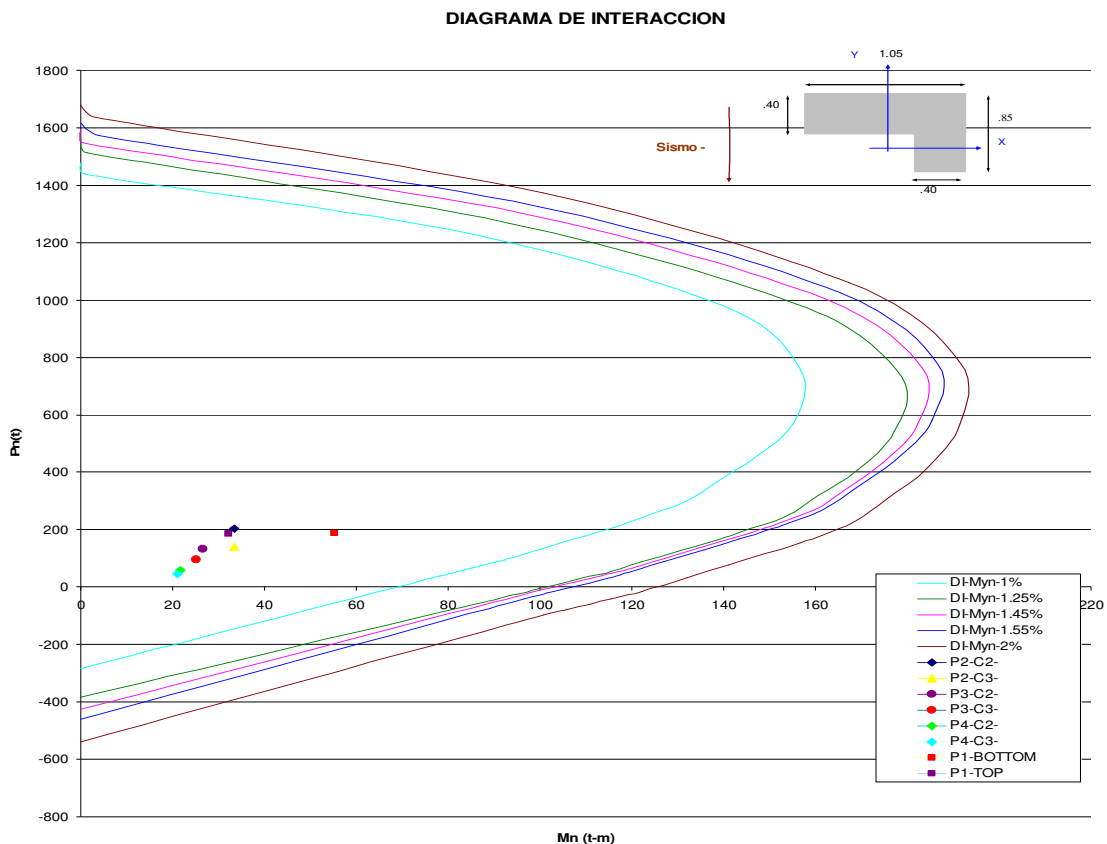


Sismo Y +

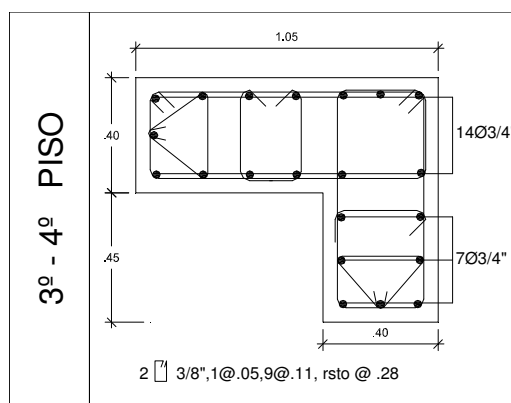
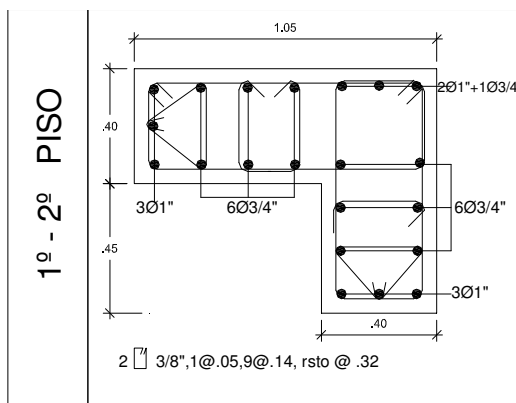
DIAGRAMA DE INTERACCION



Sismo Y -



De estos diagramas de interacción, se puede observar que la columna CA2 necesita una cuantía de 1% en el primer, tercer y cuarto nivel. Para el segundo nivel necesita una cuantía de 1.25%. Por tanto, la distribución del refuerzo longitudinal para estas cuantías es como se muestra a continuación:



i) Diseño del refuerzo transversal

El refuerzo transversal se diseña para los siguientes requerimientos:

- resistencia al corte
- prevención del pandeo
- confinamiento del concreto comprimido en regiones de potenciales rótulas plásticas
- resistencia de empalmes de varillas traslapadas

▪ Diseño por corte

El factor de reducción de resistencia es $\phi = 1$, debido a que V_u es derivada del desarrollo de la sobrerresistencia de los elementos; por tanto $V_u = V_i$.

En este caso se considera la contribución del concreto tanto para las zonas donde se espera rótulas plásticas y donde no se espera; por tanto la resistencia ideal al corte es igual a la ecuación 5.35, $V_i = V_c + V_s$.

La contribución del concreto al cortante se calcula usando la ecuación 5.36 ó 5.37, según sea el caso,

$$V_c = 0.543 \left(1 + 0.00728 * \frac{Nu}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d$$

Piso	Sección	Pu (t)	dx (m)	dy (m)	Vcx (t)	Vcy (t)
4	Sup(T)	15.12	0.99	0.79	67.43	66.47
	Inf (B)	19.66	0.99	0.79	67.80	66.83
3	Sup(T)	34.65	0.99	0.79	69.00	68.02
	Inf (B)	39.18	0.99	0.79	69.36	68.37
2	Sup(T)	57.47	0.99	0.79	70.83	69.82
	Inf (B)	62.00	0.99	0.79	71.20	70.18
1	Sup(T)	79.65	0.99	0.79	72.62	71.58
	Inf (B)	84.41	0.99	0.79	73.00	71.96

El espaciamiento se calcula usando la ecuación 5.38, $V_s = \frac{A_{te} * d * f_{yt}}{s}$:

Piso	Sección	VuX (t)	VuY (t)	Nº ramasX	Nº ramasY	Avtx (cm ²)	Avty (cm ²)	s corteX (m)	s corteY (m)
4	Sup(T)	39.32	12.97	5	6	3.56	4.28	0.5	0.4
	Inf (B)	62.48	15.92	5	6	3.56	4.28	0.5	0.4
3	Sup(T)	62.56	30.07	5	6	3.56	4.28	0.5	0.4
	Inf (B)	59.97	22.63	5	6	3.56	4.28	0.5	0.4
2	Sup(T)	54.31	26.04	5	6	3.56	4.28	0.5	0.4
	Inf (B)	66.93	23.99	5	6	3.56	4.28	0.5	0.4
1	Sup(T)	62.90	49.79	5	6	3.56	4.28	0.5	0.4
	Inf (B)	20.99	32.18	5	6	3.56	4.28	0.5	0.4

▪ Diseño por prevención al pandeo

Los estribos transversales contra el pandeo, al igual que las vigas se determinan con la

ecuación 5.15,
$$\frac{A_{te}}{s} = \frac{\sum A_b f_y}{1600 f_{yt}}$$

La configuración y forma del refuerzo transversal que se ha usado en la columna CA2 está de acuerdo a lo que se describe en la sección 5.2.9 b). La varilla longitudinal que la rama de estribo va a restringir contra el pandeo es:

- Para el primero, tercero y cuarto piso, la varilla es de #3/4" $\Rightarrow \Sigma A_b = 2.85 \text{ cm}^2$
- Para el segundo piso, la varilla es de #1" $\Rightarrow \Sigma A_b = 5.07 \text{ cm}^2$

Entonces, el espaciamiento por pandeo es igual a:

Piso	Sección	s pandeo (m)
4	Sup(T)	0.40
	Inf (B)	0.40
3	Sup(T)	0.40
	Inf (B)	0.40
2	Sup(T)	0.22
	Inf (B)	0.22
1	Sup(T)	0.40
	Inf (B)	0.40

▪ Diseño por confinamiento del concreto comprimido

Se diseña por confinamiento para asegurar adecuada ductilidad rotacional en las regiones de rótulas plásticas en las columnas sometidas a fuerzas significantes de compresión axial.

El espaciamiento del refuerzo transversal se diseña con la menor de las siguientes ecuaciones 5.40a ó 5.40b:

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

Se sabe que:

$$A_g = 0.60\text{m}^2$$

$$A_{ch} = 0.45\text{m}^2$$

$$b_c = 0.47\text{m (equivalente)}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{sh} = N^{\circ}\text{ramas} \cdot A_{vt} = 5 \cdot 0.71 = 3.56\text{cm}^2$$

$$S_1 = 0.16\text{m}$$

$$S_2 = 0.17\text{m} \Rightarrow s_{\text{conf}} = 0.16\text{m}$$

Solamente la mitad de este refuerzo de confinamiento se requiere en regiones adyacentes a potenciales rótulas plásticas y en las regiones extremas de columnas en las cuales no ocurrirán rótulas plásticas. Es decir, el espaciamiento en estas zonas es igual a: $s_{\text{conf}} = 0.16 \cdot 2 = 0.32\text{m}$.

De esta forma, el espaciamiento que se requiere por confinamiento en todos los niveles de la columna es el siguiente:

Piso	Sección	s conf(m)
4	Sup(T)	0.16
	Inf (B)	0.32
3	Sup(T)	0.32
	Inf (B)	0.32
2	Sup(T)	0.32
	Inf (B)	0.32
1	Sup(T)	0.32
	Inf (B)	0.16

▪ Diseño por empalmes traslapados

Para controlar la pérdida de resistencia de adherencia dentro de los empalmes se diseña el

refuerzo transversal con la ecuación 5.41, $\frac{A_{tr}}{s} \geq \frac{d_b}{50} \frac{f_y}{f_{yt}}$:

Se sabe que:

$$f_y = f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_{b-3/4"} = 1.905 \text{ cm}$$

$$d_{b-1"} = 2.540 \text{ cm}$$

$$A_{tr3/8"} = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow s_{3/4"} = 0.19 \text{ m}$$

$$s_{1"} = 0.14 \text{ m}$$

Este espaciamiento no se aplica en la base de las columnas del primer piso debido a que no se permite empalme en esta zona.

Por lo tanto, el espaciamiento que se requiere por empalmes en todos los niveles de la columna es el siguiente:

Piso	Sección	s empalme (m)
4	Sup(T)	0.19
	Inf (B)	0.19
3	Sup(T)	0.19
	Inf (B)	0.19
2	Sup(T)	0.14
	Inf (B)	0.14
1	Sup(T)	0.19
	Inf (B)	No permitido

▪ Limitaciones de la norma

El menor de estos espaciamientos calculados se debe comparar con los mínimos establecidos por la norma peruana o la norma del ACI, los cuales tienen los mismos objetivos de garantizar un adecuado confinamiento para el concreto, y restringir el pandeo del refuerzo longitudinal después del descascamiento:

1. $b_{\min}/4$

2. $6d_b$

3. $s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$

El valor de s_0 no debe ser mayor a 150 mm ni se necesita tomarlo menor a 100mm.

$$b_{\min} / 4 = 0.85 / 4 = 0.21 \text{ m}$$

$$6d_{b3/4"} = 6 * 0.019 = 0.11 \text{ m}$$

$$6d_{b1"} = 6 * 0.019 = 0.15 \text{ m}$$

$$s_0 = 100 + (350 - 200) / 3 = 0.15 \text{ m}$$

▪ Longitud de la zona extrema

Los estribos transversales estan ubicados en una longitud l_0 medido desde cada cara del nudo y a ambos lados de la columna. Esta longitud está de acuerdo a lo establecido por la norma peruana y a la norma del ACI:

- $h_c = 1.05\text{m}$
 - $L_n/6 = 3.30/6 = 0.55\text{m}$
 - $45\text{ cm} = 0.45\text{m}$
- $\Rightarrow l_0 = 1.05\text{m}$

▪ Refuerzo transversal en las zona central

En esta zona se diseña por corte o confinamiento, la que sea menor, teniendo en cuenta que el espaciamiento por confinamiento en esta zona es el doble del obtenido con la ecuación 5.40.

Por lo tanto el espaciamiento del refuerzo transversal en estas zonas es igual a 0.32m.

En los siguientes cuadros se resume el diseño del refuerzo transversal:

EXTREMOS DE COLUMNA

Piso	Sección	VuX (t)	VuY (t)	Pu (t)	Ag (m ²)	Vcx (t)	Vcy (t)	Nº ramasX	Nº ramasY	Avtx (cm ²)	Avty (cm ²)	dx (m)	dy (m)	s corteX (m)	s corteY (m)
4	Sup(T)	39.32	12.97	15.12	0.6	67.43	66.47	5	6	3.56	4.28	0.99	0.79	0.50	0.40
	Inf (B)	62.48	15.92	19.66	0.6	67.80	66.83	5	6	3.56	4.28	0.99	0.79	0.50	0.40
3	Sup(T)	62.56	30.07	34.65	0.6	69.00	68.02	5	6	3.56	4.28	0.99	0.79	0.50	0.40
	Inf (B)	59.97	22.63	39.18	0.6	69.36	68.37	5	6	3.56	4.28	0.99	0.79	0.50	0.40
2	Sup(T)	54.31	26.04	57.47	0.6	70.83	69.82	5	6	3.56	4.28	0.99	0.79	0.50	0.40
	Inf (B)	66.93	23.99	62	0.6	71.20	70.18	5	6	3.56	4.28	0.99	0.79	0.50	0.40
1	Sup(T)	62.9	49.79	79.65	0.6	72.62	71.58	5	6	3.56	4.28	0.99	0.79	0.50	0.40
	Inf (B)	20.99	32.18	84.41	0.6	73.00	71.96	5	6	3.56	4.28	0.99	0.79	0.50	0.40

Piso	Sección	Ach (m ²)	Max db (cm)	s b/4 (m)	s 6db (m)	so (m)	s conf (m)	s pandeo (m)	s empalme (m)	s (m)	Lextremo (m)	#Estribos	Detalle	s (m)
4	Sup(T)	0.45	1.91	0.21	0.11	0.15	0.32	0.40	0.19	0.11	1.05	10	φ3/8 , 1 @ 0.05, 9@0.11	0.32
	Inf (B)	0.45	1.91	0.21	0.11	0.15	0.32	0.40	0.19	0.11	1.05	10	φ3/8 , 1 @ 0.05, 9@0.11	
3	Sup(T)	0.45	1.91	0.21	0.11	0.15	0.32	0.40	0.19	0.11	1.05	10	φ3/8 , 1 @ 0.05, 9@0.11	0.32
	Inf (B)	0.45	1.91	0.21	0.11	0.15	0.32	0.40	0.19	0.11	1.05	10	φ3/8 , 1 @ 0.05, 9@0.11	
2	Sup(T)	0.45	2.54	0.21	0.15	0.15	0.32	0.23	0.14	0.14	1.05	8	φ3/8 , 1 @ 0.05, 7@0.14	0.32
	Inf (B)	0.45	2.54	0.21	0.15	0.15	0.32	0.23	0.14	0.14	1.05	8	φ3/8 , 1 @ 0.05, 7@0.14	
1	Sup(T)	0.45	1.91	0.21	0.11	0.15	0.32	0.40	0.19	0.11	1.05	10	φ3/8 , 1 @ 0.05, 9@0.11	0.32
	Inf (B)	0.45	1.91	0.21	0.11	0.15	0.16	0.40	No permitido	0.11	1.05	10	φ3/8 , 1 @ 0.05, 9@0.11	

EXTREMOS DE COLUMNA

ZONA CENTRAL

6.3 Diseño por resistencia (Norma E-060)

En esta sección se indica el diseño por resistencia de las mismas vigas y columna que se diseñaron por capacidad. El diseño por resistencia es el que indica la norma peruana de concreto E-060 y la norma de concreto armado del ACI.

El requisito básico para el diseño por resistencia se puede expresar como:

$$\text{Resistencia de diseño} \geq \text{Resistencia requerida}$$

$$\phi(\text{resistencia nominal}) \geq U$$

En el procedimiento de diseño por resistencia, el margen de seguridad se proporciona multiplicando la carga de servicio por un factor de carga, y la resistencia nominal por un factor de reducción de resistencia.

También se consideran los requisitos mínimos que establece la norma del ACI en el capítulo 21 para que la edificación sea capaz de soportar una serie de movimientos cíclicos en el rango inelástico de respuesta sin ningún deterioro crítico de la resistencia de los elementos. Las disposiciones que establece el capítulo 21 son para proporcionar una ductilidad adecuada a la estructura.

6.3.1 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga que se toman en cuenta en el diseño corresponden a las establecidas por la norma del ACI 318S-05 en su última edición:

$$1.2CM + 1.6CV$$

$$1.2CM + CV + \text{SISMO}$$

$$0.9CM + \text{SISMO}$$

Con estas combinaciones de carga se obtienen los momentos flectores para las vigas, cargas axiales y momentos flectores para las columnas, a partir del análisis dinámico lineal.

6.3.2 Factores de reducción de resistencia

La resistencia de diseño de un elemento se toma como la resistencia nominal multiplicada por los factores de reducción de resistencia, ϕ , dados:

- Secciones controladas por tracción, es decir secciones donde la deformación unitaria neta de tracción, ϵ_t es igual o mayor a 0.005, justo cuando el concreto en compresión alcanza su límite de deformación unitaria asumido de 0.003.....0.90
- Secciones controladas por compresión :
 - Elementos con refuerzo en espiral..... 0.70
 - Otros elementos reforzados.....0.65
- Cortante y torsión.....0.75

6.3.3 Diseño de vigas

a) Diseño por flexión

Las vigas se diseñan con los máximos momentos en la cara de las columnas y en el centro de la luz, según las ecuaciones 5.1 y 5.2:

$$As = \frac{M_u}{\phi_y (d - a/2)} \quad a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

Se sabe que: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $\phi = 0.9$
 $b = 40 \text{ cm}$
 $d = \text{peralte} - \text{recubrimiento} - \phi_{\text{estribo}} - \phi_{\text{varilla}} / 2 = (75 - 4 - 0.95 - 1.9/2) = 69.10 \text{ cm}$

Además, los requerimientos mínimos de la norma de concreto armado que se deben tener en cuenta son:

- Acero máximo: $As_{\text{max}} = 0.50As_b$
 $As_{\text{max}} = 29.33 \text{ cm}^2$

- Acero mínimo: $A_{s_{min1}} = 0.80 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d$ $A_{s_{min2}} = \frac{14}{f_y} b_w d$
 $A_{s_{min1}} = 7.63 \text{ cm}^2$ $A_{s_{min2}} = 9.21 \text{ cm}^2$
- Acero positivo debe ser mayor o igual al 50% de acero negativo

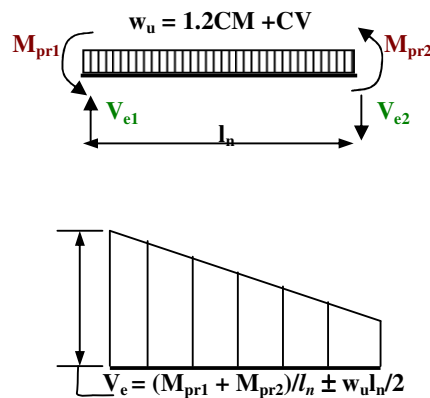
b) Diseño por corte

La fuerza cortante de diseño debe ser una buena aproximación del cortante máximo que se puede desarrollar en la viga. Suponiendo que las vigas de un pórtico llegan a la fluencia en el caso de un sismo grande, la resistencia al cortante requerida en elementos de pórtico está relacionada con la resistencia a flexión de dicho elemento más que con las fuerzas cortantes mayoradas obtenidas del análisis de cargas laterales.

La fuerza de cortante de diseño, V_e , se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable, M_{pr} , y que el momento está cargado con cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz.

La resistencia probable M_{pr} se debe a que la resistencia real del refuerzo longitudinal puede exceder la resistencia de fluencia especificada y debido a que es probable que ocurra endurecimiento por deformación del refuerzo en un nudo sometido a grandes rotaciones. De esta forma los momentos en los extremos M_{pr} están basados en una resistencia de tracción en el acero de $1.25f_y$, donde f_y es la resistencia a la fluencia especificada.

Estas condiciones descritas se ilustran en la siguiente figura:



Diseñando por resistencia, la cortante por diseño es igual a $V_u = \phi(V_c + V_s)$; sin embargo, el ACI en el capítulo 21 indica que en la zonas de rótulas plásticas no se debe considerar la contribución del concreto, $V_c = 0$; por tanto, $V_u = \phi V_s$.

Se debe comprobar que V_s no sea mayor a: $V_s = 2.11\sqrt{f'_c} * b_w * d \quad \text{kg/cm}^2$

Para encontrar el espaciamiento del refuerzo transversal en la zona de rótulas plásticas debido a las cortantes de diseño se calcula usando la siguiente expresión:

$$s = \frac{\phi * A_{te} * d * f_{yt}}{V_u}$$

La norma del ACI establece que el refuerzo transversal se deben disponer en una longitud igual a dos veces la altura de la viga, medida desde la cara de elemento de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos del elemento en flexión. Además, se indica que el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder el menor de:

- $d/4$ $s_{d/4} = 69.10 / 4 = 17 \text{ cm}$
- $8d_b$ $s_{8db} = 8 * \phi 5/8'' = 13 \text{ cm}$
- $24d_{be}$ $s_{24dbe} = 24 * \phi 3/8'' = 23 \text{ cm}$

Finalmente, cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento; es decir el espaciamiento no debe ser mayor a $69.10/2 = 35 \text{ cm}$.

A continuación se muestra el diseño de las vigas del eje A y eje 2:

♦ **Viga VA1****DISEÑO POR FLEXION**

Viga	Tramo	Apoyo	M	Mu* (t-m)	As (cm ²)	a(cm)	As _{min} 1	As _{min} 2	As _{max}	As* (cm ²)	Cuantía					As _{real}	Mn _{real}
VA1	1 Tramo	Izq.	M -	-27.50	11.05	6.50	9.21	7.63	29.33	11.05	2	3/4	+	3	5/8	11.64	32.10
			M +	2.07	0.80	0.47	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
		Centro	M+	11.49	4.48	2.64	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
		Der.	M -	-18.47	7.30	4.29	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
	M +		4.17	1.61	0.95	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88	
	2 Tramo	Izq.	M -	-43.30	17.95	10.56	9.21	7.63	29.33	17.95	5	3/4	+	2	5/8	18.21	48.75
			M +	0.00	0.00	0.00	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
		Centro	M+	22.38	8.91	5.24	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
Der.		M -	-42.17	17.44	10.26	9.21	7.63	29.33	17.44	5	3/4	+	2	5/8	18.21	48.75	
	M +	0.00	0.00	0.00	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88		

DISEÑO POR CORTE

Viga	Tramo	Apoyo	Vu (t)	Est.	Nº ramas	Av (cm ²)	Vc (t)	Vs (t)	V _{Smax} (t)	V _S < V _{Smax}	s (cm)	db	s (8db)	s (24db)	s (d/4)	s _{real} (cm)	L (m)	#Estr	Detalle
VA1	1 Tramo	Izq.	25.36	3/8	4	2.85	0.00	33.82	84.11	OK!	24.46	1.59	12.7	22.86	17.28	13	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		CL	8.24	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11	OK!	24.46	1.59	12.7	22.86	17.28	35	3.90	12	11 @ 0.35
		Der.	21.42	3/8	4	2.85	0.00	28.56	84.11	OK!	28.96	1.59	12.7	22.86	17.28	13	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
	2 Tramo	Izq.	38.92	3/8	4	2.85	0.00	51.90	84.11	OK!	15.94	1.59	12.7	22.86	17.28	13	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		CL	11.11	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11	OK!	15.94	1.59	12.7	22.86	17.28	35	5.40	16	15 @ 0.35
		Der.	38.63	3/8	4	2.85	0.00	51.51	84.11	OK!	16.06	1.59	12.7	22.86	17.28	13	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13

♦ **Viga VA2****DISEÑO POR FLEXION**

Viga	Tramo	Apoyo	M	Mu* (t-m)	As (cm ²)	a(cm)	As _{min} 1	As _{min} 2	As _{max}	As* (cm ²)	Cuantía				As _{real}	Mn _{real} (t-m)	
VA2	1 Tramo	Izq.	M -	-31.28	12.66	7.45	9.21	7.63	29.33	12.66	2	3/4	+	4	5/8	13.62	37.23
			M +	4.95	1.91	1.12	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
		Centro	M+	11.48	4.48	2.64	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
	2 Tramo	Izq.	M -	-46.15	19.25	11.32	9.21	7.63	29.33	19.25	4	3/4	+	4	5/8	19.32	51.45
			M +	0.00	0.00	0.00	9.21	7.63	29.33	9.62	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
		Centro	M+	22.22	8.84	5.20	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	3	5/8	11.64	32.10
Der.	M -	-20.62	8.18	4.81	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88		
	M +	6.70	2.59	1.53	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88		
Der.	M -	-45.46	18.93	11.13	9.21	7.63	29.33	18.93	4	3/4	+	4	5/8	19.32	51.45		
	M +	0.00	0.00	0.00	9.21	7.63	29.33	9.46	2	3/4	+	3	5/8	11.64	32.10		

DISEÑO POR CORTE

Viga	Tramo	Apoyo	Vu	Est	N° ramas	Av (cm ²)	Vc (t)	Vs (t)	Vsmax (t)	Vs<Vs _{max}	s (cm)	db	s (8db)	s (24db)	s (d/4)	s real (cm)	L (m)	#Estr	Detalle
VA2	1 Tramo	Izq.	27.54	3/8	4	2.85	0.00	36.72	84.11	OK!	22.52	1.59	12.70	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	8.99	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	3.90	12	11 @ 0.35
		Der.	21.17	3/8	4	2.85	0.00	28.22	84.11	OK!	29.31	1.59	12.70	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
	2 Tramo	Izq.	40.02	3/8	4	2.85	0.00	53.36	84.11	OK!	15.50	1.59	12.70	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	11.59	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	5.40	16	15 @ 0.35
		Der.	39.12	3/8	4	2.85	0.00	52.15	84.11	OK!	15.86	1.59	12.70	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13

♦ Viga VA3

DISEÑO POR FLEXION

Viga	Tramo	Apoyo	M	Mu* (t-m)	As (cm ²)	a(cm)	As _{min} 1	As _{min} 2	As _{max}	As* (cm ²)	Cuantía				As _{real}	Mn _{real}	
VA3	1 Tramo	Izq.	M -	-33.70	13.70	8.06	9.21	7.63	29.33	13.70	3	3/4	+	3	5/8	14.49	39.45
			M +	4.93	1.90	1.12	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
		Centro	M+	11.794	4.61	2.71	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
		Der.	M -	-21.07	8.36	4.92	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
			M +	7.84	3.04	1.79	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
		2 Tramo	Izq.	M -	-50.99	21.49	12.64	9.21	7.63	29.33	21.49	5	3/4	+	4	5/8	22.17
	M +			0.00	0.00	0.00	9.21	7.63	29.33	10.74	2	3/4	+	3	5/8	11.64	32.10
	Centro		M+	24.513	9.79	5.76	9.21	7.63	29.33	9.79	2	3/4	+	3	5/8	11.64	32.10
	Der.	M -	-49.50	20.79	12.23	9.21	7.63	29.33	20.79	4	3/4	+	5	5/8	21.30	56.20	
M +		0.00	0.00	0.00	9.21	7.63	29.33	10.40	2	3/4	+	3	5/8	11.64	32.10		

DISEÑO POR CORTE

Viga	Tramo	Apoyo	Vu (t)	Est	Nº ramas	Av (cm ²)	Vc (t)	Vs (t)	Vsmax (t)	Vs<Vs _{max}	s (cm)	db	s (8db)	s (24db)	s (d/4)	s real (cm)	L (m)	#Est	Detalle
VA3	1 Tramo	Izq.	27.07	3/8	4	2.85	0.00	36.09	84.11	OK!	22.92	1.59	12.70	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	9.02	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	3.90	12	11 @ 0.35
		Der.	21.04	3/8	4	2.85	0.00	28.05	84.11	OK!	29.49	1.59	12.70	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
	2 Tramo	Izq.	40.98	3/8	4	2.85	0.00	54.64	84.11	OK!	15.14	1.59	12.70	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	13.14	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	5.40	16	15 @ 0.35
		Der.	40.67	3/8	4	2.85	0.00	54.23	84.11	OK!	15.25	1.59	12.70	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13

♦ Viga VA4

DISEÑO POR FLEXION

Viga	Tramo	Apoyo	M	Mu* (t-m)	As (cm ²)	a(cm)	As _{mín 1}	As _{mín 2}	As _{máx}	As* (cm ²)	Cuantía				As _{real}	Mn _{real}	
VA4	1 Tramo	Izq.	M -	-25.20	10.08	5.93	9.21	7.63	29.33	10.08	2	3/4	+	3	5/8	11.64	32.10
			M +	4.33	1.67	0.98	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
		Centro	M+	8.269	3.21	1.89	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
			Der.	M -	-17.32	6.83	4.02	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	1	5/8	7.68
		M +		4.88	1.88	1.11	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
		2 Tramo	Izq.	M -	-39.27	16.15	9.50	9.21	7.63	29.33	16.15	3	3/4	+	4	5/8	16.47
	M +			0.00	0.00	0.00	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
	Centro		M+	18.262	7.21	4.24	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
		Der.	M -	-37.63	15.42	9.07	9.21	7.63	29.33	15.42	3	3/4	+	4	5/8	16.47	44.44
M +	0.00		0.00	0.00	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88		

DISEÑO POR CORTE

Viga	Tramo	Apoyo	Vu (t)	Est	Nº ramas	Av (cm ²)	Vc (t)	Vs (t)	Vs _{max} (t)	Vs<Vs _{max}	s (cm)	db	s (8db)	s (24db)	s (d/4)	s real (cm)	L (m)	#Est	Detalle
VA4	1 Tramo	Izq.	21.81	3/8	4	2.85	0.00	29.09	84.11	OK!	28.44	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	7.58	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	3.90	12	11 @ 0.35
		Der.	17.52	3/8	4	2.85	0.00	23.37	84.11	OK!	35.40	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
	2 Tramo	Izq.	31.85	3/8	4	2.85	0.00	42.47	84.11	OK!	19.48	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	10.50	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	5.40	16	15 @ 0.35
		Der.	31.63	3/8	4	2.85	0.00	42.18	84.11	OK!	19.61	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13

♦ **Viga V201****DISEÑO POR**

Viga	Tramo	Apoyo	M	Mu*	As ($\frac{1}{2}$)	a(cm)	As _{min}	As _{min}	As _{máx}	As* ($\frac{1}{2}$)	Cuantía				As	Mn _{real}
V201	1 Tramo	Izq.	M -	-	10.06	5.92	9.21	7.63	29.33	10.06	2	3/4	+	3	11.64	32.10
			M +	15.23	5.98	3.52	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
		Centro	M+	7.344	2.85	1.67	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
			M -	-	7.52	4.42	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
		Der.	M -	-	7.52	4.42	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
			M +	9.42	3.66	2.16	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
	2 Tramo	Izq.	M -	-	5.85	3.44	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
			M +	4.79	1.85	1.09	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
		Centro	M+	4.67	1.80	1.06	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
			M -	-	5.89	3.46	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
		Der.	M -	-	5.89	3.46	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
			M +	5.96	2.31	1.36	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
	3 Tramo	Izq.	M -	-	6.48	3.81	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
			M +	5.60	2.17	1.27	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
		Centro	M+	3.817	1.47	0.87	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
			M -	-	6.43	3.78	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
		Der.	M -	-	6.43	3.78	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
			M +	5.65	2.18	1.29	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
	4 Tramo	Izq.	M -	-	6.09	3.58	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
			M +	6.33	2.45	1.44	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
		Centro	M+	4.614	1.78	1.05	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
			M -	-	6.42	3.78	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
		Der.	M -	-	6.42	3.78	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
			M +	6.15	2.38	1.40	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
5 Tramo	Izq.	M -	-	6.21	3.65	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88	
		M +	5.62	2.17	1.28	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88	
	Centro	M+	4.402	1.70	1.00	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88	
		M -	-	5.82	3.43	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88	
	Der.	M -	-	5.82	3.43	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88	
		M +	4.96	1.91	1.13	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88	
6 Tramo	Izq.	M -	-	7.51	4.42	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88	
		M +	9.45	3.68	2.16	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88	
	Centro	M+	7.087	2.75	1.62	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88	
		M -	-	10.11	5.95	9.21	7.63	29.33	10.11	2	3/4	+	3	11.64	32.10	
	Der.	M -	-	10.11	5.95	9.21	7.63	29.33	10.11	2	3/4	+	3	11.64	32.10	
		M +	15.38	6.04	3.56	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88	

DISEÑO POR CORTE

Viga	Tramo	Apoyo	Vu (t)	Est	N° ramas	Av (cm ²)	Vc (t)	Vs (t)	Vs _{max} (t)	Vs<Vs _{max}	s (cm)	db	s (8db)	s (24db)	s (d/4)	s real (cm)	L (m)	#Est	Detalle
V201	1 Tramo	Izq.	20.23	3/8	4	2.85	0.00	26.97	84.11	OK!	30.7	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	11.65	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	2.75	9	8 @ 0.35
		Der.	18.59	3/8	4	2.85	0.00	24.79	84.11	OK!	33.4	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
	2 Tramo	Izq.	18.81	3/8	4	2.85	0.00	25.08	84.11	OK!	33	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	12.22	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	2.75	9	8 @ 0.35
		Der.	19.04	3/8	4	2.85	0.00	25.38	84.11	OK!	32.6	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
	3 Tramo	Izq.	18.91	3/8	4	2.85	0.00	25.21	84.11	OK!	32.8	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	12.12	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	2.75	9	8 @ 0.35
		Der.	18.94	3/8	4	2.85	0.00	25.25	84.11	OK!	32.8	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
	4 Tramo	Izq.	18.91	3/8	4	2.85	0.00	25.21	84.11	OK!	32.8	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	12.12	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	2.75	9	8 @ 0.35
		Der.	18.94	3/8	4	2.85	0.00	25.25	84.11	OK!	32.8	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
	5 Tramo	Izq.	18.92	3/8	4	2.85	0.00	25.22	84.11	OK!	32.8	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	12.11	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	2.75	9	8 @ 0.35
		Der.	18.93	3/8	4	2.85	0.00	25.24	84.11	OK!	32.8	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
	6 Tramo	Izq.	18.49	3/8	4	2.85	0.00	24.66	84.11	OK!	33.5	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	13.22	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	2.75	9	8 @ 0.35
		Der.	20.00	3/8	4	2.85	0.00	26.66	84.11	OK!	31	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13

♦ **Viga V202****DISEÑO POR FLEXION**

Viga	Tramo	Apoyo	M	Mu*	As (cm ²)	a(cm)	As _{mín 1}	As _{mín 2}	As _{máx}	As* (cm ²)	Cuantía				AS _{real}	Mn _{real}	
V202	1 Tramo	Izq.	M -	-24.16	9.64	5.67	9.21	7.63	29.33	9.64	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
			M +	13.23	5.18	3.05	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
		Centro	M+	6.827	2.64	1.56	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
		Der.	M -	-18.00	7.11	4.18	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
			M +	9.23	3.59	2.11	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
		2 Tramo	Izq.	M -	-15.03	5.90	3.47	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66
	M +			5.34	2.06	1.21	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
	Centro		M+	4.689	1.81	1.06	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
	Der.		M -	-15.41	6.06	3.56	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
			M +	6.03	2.33	1.37	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
	3 Tramo		Izq.	M -	-16.38	6.45	3.79	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66
		M +		5.577	2.16	1.27	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
		Centro	M+	3.843	1.48	0.87	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
		Der.	M -	-16.33	6.43	3.78	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
			M +	5.67	2.19	1.29	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
		4 Tramo	Izq.	M -	-15.71	6.18	3.63	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66
	M +			6.28	2.43	1.43	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
	Centro		M+	4.573	1.76	1.04	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
	Der.		M -	-16.16	6.36	3.74	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
			M +	6.16	2.38	1.40	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
	5 Tramo		Izq.	M -	-15.88	6.25	3.67	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66
		M +		5.75	2.22	1.31	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
		Centro	M+	4.435	1.71	1.01	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
		Der.	M -	-15.10	5.93	3.49	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
M +			5.41	2.09	1.23	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88	
6 Tramo		Izq.	M -	-18.05	7.13	4.19	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
	M +		9.21	3.58	2.11	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88	
	Centro	M+	6.464	2.50	1.47	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88	
	Der.	M -	-24.28	9.69	5.70	9.21	7.63	29.33	9.69	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88	
		M +	10.68	4.16	2.45	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88	

DISEÑO POR CORTE

Viga	Tramo	Apoyo	Vu (t)	Est	Nº ramas	Av (cm ²)	Vc (t)	Vs (t)	Vs _{max} (t)	Vs<Vs _{max}	s (cm)	db	s (8db)	s (24db)	s (d/4)	s real (cm)	L (m)	#Est	Detalle
V202	1 Tramo	Izq.	19.07	3/8	4	2.85	0.00	25.43	84.11	OK!	32.5	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	11.65	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	2.65	9	8 @ 0.35
		Der.	18.59	3/8	4	2.85	0.00	24.79	84.11	OK!	33.4	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
	2 Tramo	Izq.	18.81	3/8	4	2.85	0.00	25.08	84.11	OK!	33	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	12.22	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	2.65	9	8 @ 0.35
		Der.	19.04	3/8	4	2.85	0.00	25.38	84.11	OK!	32.6	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
	3 Tramo	Izq.	18.91	3/8	4	2.85	0.00	25.21	84.11	OK!	32.8	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	12.12	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	2.65	9	8 @ 0.35
		Der.	18.94	3/8	4	2.85	0.00	25.25	84.11	OK!	32.8	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
	4 Tramo	Izq.	18.91	3/8	4	2.85	0.00	25.21	84.11	OK!	32.8	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	12.12	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	2.65	9	8 @ 0.35
		Der.	18.94	3/8	4	2.85	0.00	25.25	84.11	OK!	32.8	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
	5 Tramo	Izq.	18.92	3/8	4	2.85	0.00	25.22	84.11	OK!	32.8	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	12.11	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	2.65	9	8 @ 0.35
		Der.	18.93	3/8	4	2.85	0.00	25.24	84.11	OK!	32.8	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
	6 Tramo	Izq.	18.49	3/8	4	2.85	0.00	24.66	84.11	OK!	33.5	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	12.07	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	2.65	9	8 @ 0.35
		Der.	18.84	3/8	4	2.85	0.00	25.12	84.11	OK!	32.9	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13

♦ **Viga V203****DISEÑO POR FLEXION**

Viga	Tramo	Apoyo	M	Mu*	As	a(cm)	As _{mín}	As _{mín}	As _{máx}	As*	Cuantía				As	Mn _{real}	
V203	1 Tramo	Izq.	M -	-	8.06	4.74	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
			M +	8.76	3.40	2.00	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
		Centro	M+	6.044	2.34	1.37	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
	Der.	M -	-	5.81	3.42	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88	
		M +	6.49	2.51	1.48	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88	
		M -	-	5.11	3.00	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88	
	2 Tramo	Izq.	M +	3.60	1.39	0.82	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
			M -	-	5.26	3.10	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
		Centro	M+	4.763	1.84	1.08	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
	Der.	M -	-	5.26	3.10	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88	
		M +	4.02	1.55	0.91	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88	
		M -	-	5.61	3.30	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88	
	3 Tramo	Izq.	M +	3.41	1.31	0.77	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
			M -	-	5.61	3.30	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
		Centro	M+	3.765	1.45	0.85	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
	Der.	M -	-	5.61	3.30	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88	
		M +	3.50	1.35	0.79	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88	
		M -	-	5.32	3.13	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88	
	4 Tramo	Izq.	M +	4.18	1.61	0.95	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
			M -	-	5.46	3.21	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
		Centro	M+	4.611	1.78	1.05	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88
	Der.	M -	-	5.46	3.21	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88	
		M +	3.97	1.53	0.90	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88	
		M -	-	5.43	3.19	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88	
5 Tramo	Izq.	M +	3.69	1.42	0.84	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88	
		M -	-	5.15	3.03	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88	
	Centro	M+	4.462	1.72	1.01	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88	
Der.	M -	-	5.15	3.03	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88		
	M +	3.59	1.38	0.81	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88		
	M -	-	5.81	3.42	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88		
6 Tramo	Izq.	M +	6.48	2.51	1.48	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88	
		M -	-	8.12	4.77	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88	
	Centro	M+	5.748	2.22	1.31	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88	
Der.	M -	-	8.12	4.77	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88		
	M +	8.93	3.47	2.04	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	5/8	9.66	26.88		

DISEÑO POR CORTE

Viga	Tramo	Apoyo	Vu (t)	Est	Nº ramas	Av (cm ²)	Vc (t)	Vs (t)	Vs _{max} (t)	Vs<Vs _{max}	s (cm)	db	s (8db)	s (24db)	s (d/4)	s real (cm)	L (m)	#Est	Detalle
V203	1 Tramo	Izq.	19.07	3/8	4	2.85	0.00	25.43	84.11	OK!	32.5	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	11.65	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	2.65	9	8 @ 0.35
		Der.	18.59	3/8	4	2.85	0.00	24.79	84.11	OK!	33.4	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
	2 Tramo	Izq.	18.81	3/8	4	2.85	0.00	25.08	84.11	OK!	33	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	12.22	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	2.65	9	8 @ 0.35
		Der.	19.04	3/8	4	2.85	0.00	25.38	84.11	OK!	32.6	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
	3 Tramo	Izq.	18.91	3/8	4	2.85	0.00	25.21	84.11	OK!	32.8	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	12.12	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	2.65	9	8 @ 0.35
		Der.	18.94	3/8	4	2.85	0.00	25.25	84.11	OK!	32.8	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
	4 Tramo	Izq.	18.91	3/8	4	2.85	0.00	25.21	84.11	OK!	32.8	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	12.12	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	2.65	9	8 @ 0.35
		Der.	18.94	3/8	4	2.85	0.00	25.25	84.11	OK!	32.8	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
	5 Tramo	Izq.	18.92	3/8	4	2.85	0.00	25.22	84.11	OK!	32.8	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	12.11	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	2.65	9	8 @ 0.35
		Der.	18.93	3/8	4	2.85	0.00	25.24	84.11	OK!	32.8	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
	6 Tramo	Izq.	18.49	3/8	4	2.85	0.00	24.66	84.11	OK!	33.5	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	12.07	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	2.65	9	8 @ 0.35
		Der.	18.84	3/8	4	2.85	0.00	25.12	84.11	OK!	32.9	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13

◆ **Viga V204**

DISEÑO POR FLEXION

Viga	Tramo	Apoyo	M	Mu*	As (cm ²)	a(cm)	As _{min}	As _{min}	As _{máx}	As*	Cuantía				As	Mn _{real}
V204	1 Tramo	Izq.	M -	-	5.43	3.19	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
			M +	4.87	1.88	1.11	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
		Centro	M+	5.154	1.99	1.17	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
	2 Tramo	Izq.	M -	-7.54	2.92	1.72	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
			M +	0.02	0.01	0.00	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
		Centro	M+	3.617	1.39	0.82	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
	3 Tramo	Izq.	M -	-9.08	3.53	2.08	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
			M +	0.38	0.14	0.08	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
		Centro	M+	3.25	1.25	0.74	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
	4 Tramo	Izq.	M -	-9.07	3.52	2.07	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
			M +	0.30	0.11	0.07	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
		Centro	M+	3.408	1.31	0.77	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
	5 Tramo	Izq.	M -	-8.72	3.39	1.99	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
			M +	0.574	0.22	0.13	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
		Centro	M+	3.408	1.31	0.77	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
	6 Tramo	Izq.	M -	-8.53	3.31	1.95	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
			M +	0.11	0.04	0.03	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
		Centro	M+	3.6	1.39	0.82	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
	7 Tramo	Izq.	M -	-7.81	3.03	1.78	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
			M +	0.00	0.00	0.00	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
		Centro	M+	5.067	1.96	1.15	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
	8 Tramo	Izq.	M -	-9.39	3.65	2.15	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
			M +	2.13	0.82	0.48	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
		Centro	M+	5.067	1.96	1.15	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88
9 Tramo	Izq.	M -	-	5.42	3.19	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88	
		M +	4.93	1.90	1.12	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88	
	Centro	M+	5.067	1.96	1.15	9.21	7.63	29.33	9.21	2	3/4	+	2	9.66	26.88	

DISEÑO POR CORTE

Viga	Tramo	Apoyo	Vu (t)	Est	Nº ramas	Av (cm ²)	Vc (t)	Vs (t)	Vs _{max} (t)	Vs<Vs _{max}	s (cm)	db	s (8db)	s (24db)	s (d/4)	s real (cm)	L (m)	#Est	Detalle
V204	1 Tramo	Izq.	17.74	3/8	4	2.85	0.00	23.66	84.11	OK!	34.96	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	11.72	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	2.65	9	8 @ 0.35
		Der.	17.39	3/8	4	2.85	0.00	23.19	84.11	OK!	35.67	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
	2 Tramo	Izq.	17.52	3/8	4	2.85	0.00	23.36	84.11	OK!	35.41	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	12.27	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	2.65	9	8 @ 0.35
		Der.	17.85	3/8	4	2.85	0.00	23.80	84.11	OK!	34.76	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
	3 Tramo	Izq.	17.66	3/8	4	2.85	0.00	23.54	84.11	OK!	35.13	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	12.13	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	2.65	9	8 @ 0.35
		Der.	17.71	3/8	4	2.85	0.00	23.61	84.11	OK!	35.03	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
	4 Tramo	Izq.	17.85	3/8	4	2.85	0.00	23.80	84.11	OK!	34.76	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	11.94	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	2.65	9	8 @ 0.35
		Der.	17.52	3/8	4	2.85	0.00	23.36	84.11	OK!	35.41	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
	5 Tramo	Izq.	17.68	3/8	4	2.85	0.00	23.57	84.11	OK!	35.09	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	12.11	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	2.65	9	8 @ 0.35
		Der.	17.68	3/8	4	2.85	0.00	23.57	84.11	OK!	35.09	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
	6 Tramo	Izq.	17.29	3/8	4	2.85	0.00	23.06	84.11	OK!	35.87	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13
		Centro	12.16	3/8	4	2.85	21.23	0.00	84.11							34.55	2.65	9	8 @ 0.35
		Der.	17.83	3/8	4	2.85	0.00	23.78	84.11	OK!	34.79	1.59	12.7	22.86	17.28	12.70	1.50	12	φ3/8, 1@0.05, 11 @ 0.13

6.3.4 Diseño de columnas

a) *Diseño por flexocompresión*

Las columnas sometidas a flexión y carga axial se diseñan con las disposiciones del capítulo 21 de la norma del ACI en su última versión, las cuales se aplican a las columnas resistentes a momento inducidos por el sismo, y en las cuales, las fuerzas de diseño se han determinado en base a la capacidad de la estructura de disipar energía en el rango inelástico de respuestas (reducción por ductilidad). Estas disposiciones se aplican si la fracción de fuerza axial mayorada de compresión $P_u/A_g f'_c$ es mayor a 0.10.

Según esto, el artículo 21.4.2 del ACI indica que la resistencia a la flexión de cualquier columna debe satisfacer la siguiente expresión:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb}$$

En la columna CA2 y en todas las columnas del edificio, se necesita verificar esta expresión en los tres primeros pisos, puesto que en el último piso $P_u/A_g f'_c > 0.10$.

De la misma forma que el diseño por capacidad, el diseño por flexocompresión se hace con el uso de los diagramas de interacción, los cuales se elaboran para dirección principal X-Y y para cada sentido del sismo. Se elaboraron diagramas de interacción para varias distribuciones de refuerzo, teniendo en cuenta la cuantía mínima de 0.01 y la cuantía máxima de 0.06.

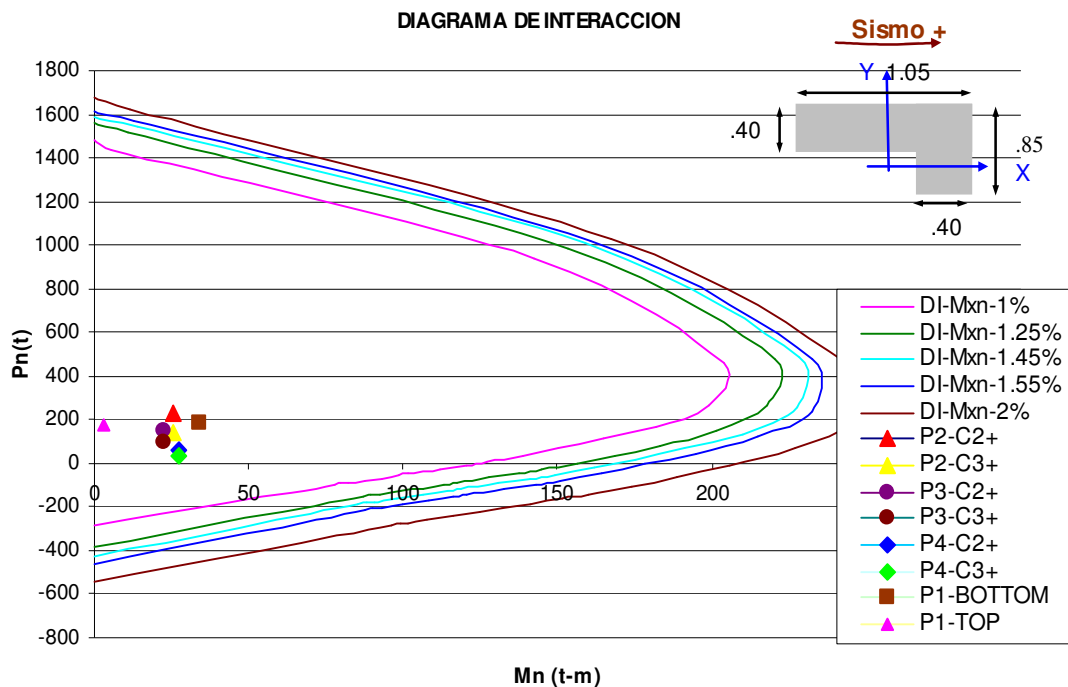
En el siguiente cuadro se indican las resistencias nominales (M_n , P_n) que debe tener la columna para las dos combinaciones de carga que toma en cuenta el sismo. Las resistencias nominales se obtienen de las resistencias requeridas o últimas divididas por sus respectivos factores de reducción. Ingresando estas solicitaciones (M_n , P_n) en los diagramas de interacción se puede determinar la cuantía del refuerzo longitudinal que satisface todas las solicitaciones.

Posteriormente, con la fuerza axial mayorada, que considera las fuerzas de gravedad y de sismo, en la condición que de cómo resultado la resistencia a flexión más baja se determina

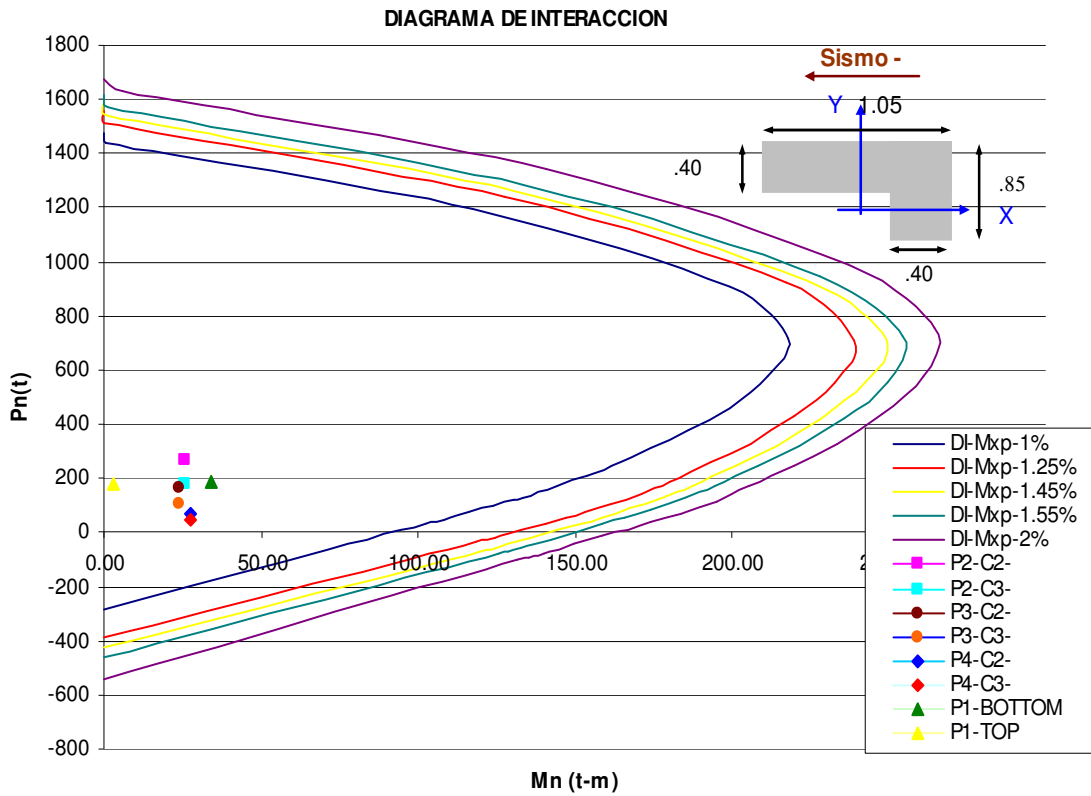
la resistencia nominal en flexión de las columnas con el fin de poder verificar la expresión indicada anteriormente. Esta verificación se realiza para la dirección menos resistente, es decir, para la dirección Y-Y.

PISO	Sección	CARGAS VERTICALES			CARGA AXIAL, Pn (T)				Momento, Mn (t-m)	
		Pcm (t)	Pcv (t)	Psis (t)	1.2CM+CV+SIS	1.2CM+CV-SIS	0.9CM+SIS	0.9CM-SIS	Mn XX	Mn YY
4	Sup (T)	30.57	4.13	2.74	58.58	67.00	38.12	46.54	27.40	9.823
	Inf (B)	35.61	4.13	2.74	67.89	76.30	45.10	53.51	17.11	7.275
3	Sup (T)	69.68	15.70	7.18	141.75	163.85	85.43	107.53	23.91	17.210
	Inf (B)	74.72	15.70	7.18	151.06	173.15	92.41	114.51	22.24	10.235
2	Sup (T)	108.82	27.24	12.54	223.51	262.10	131.37	169.97	14.37	17.932
	Inf (B)	113.86	27.24	12.54	232.81	271.41	138.35	176.95	25.66	14.176
1	Sup (T)	147.96	38.79	17.78	305.50	360.19	177.52	232.22	2.77	14.266
	Inf (B)	153.25	38.79	17.78	315.27	369.96	184.85	239.54	34.30	50.166

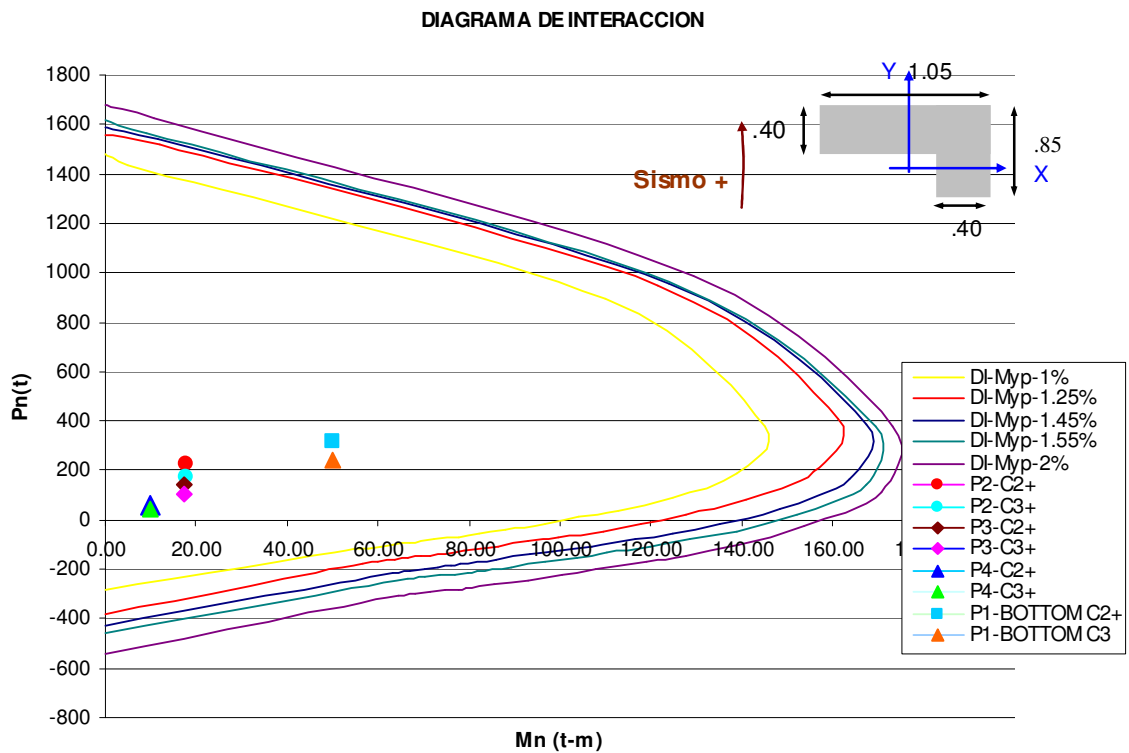
Sismo X +



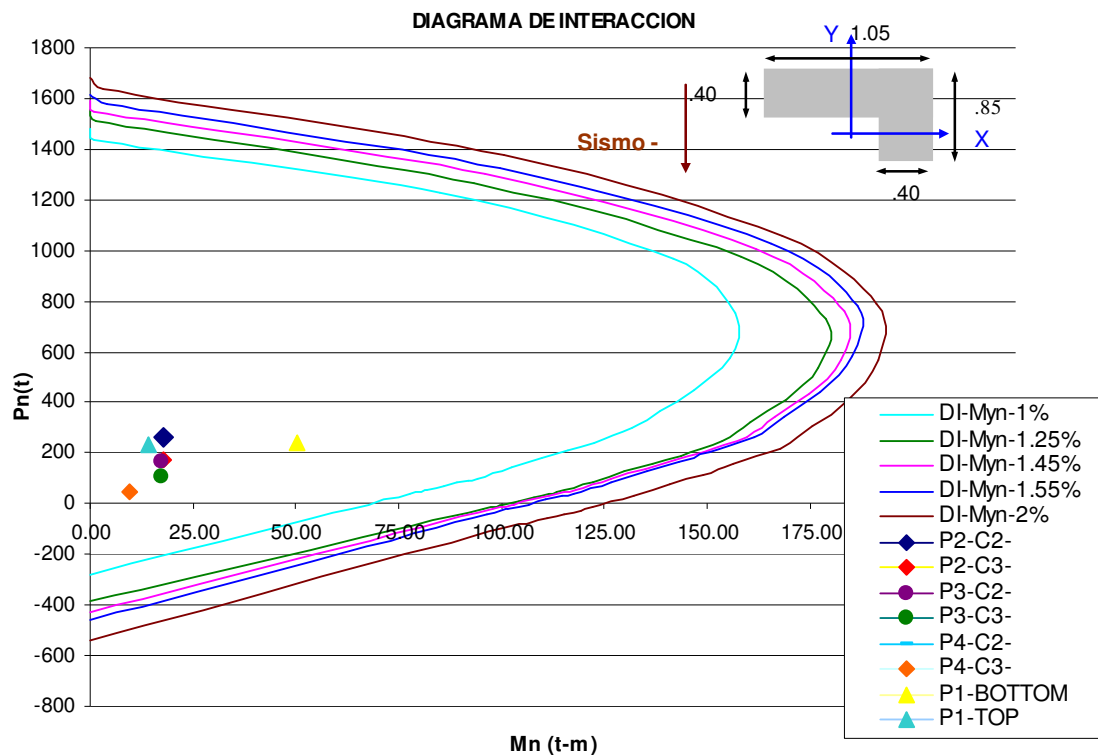
Sismo X -



Sismo Y +



Sismo Y -



La verificación de la expresión $\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb}$ en el centro del nudo se hizo con los momentos de menor resistencia de flexión correspondientes a la fuerza axial 0.9CM-SIS, en la dirección Y-Y. Se observa que la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan a los nudos, evaluados en las caras del nudo es mayor a 1.2 veces la suma de los momentos nominales de las vigas que llegan al nudo. En la columna CA2 en la dirección Y-Y, sólo llega por un lado las vigas del eje 2.

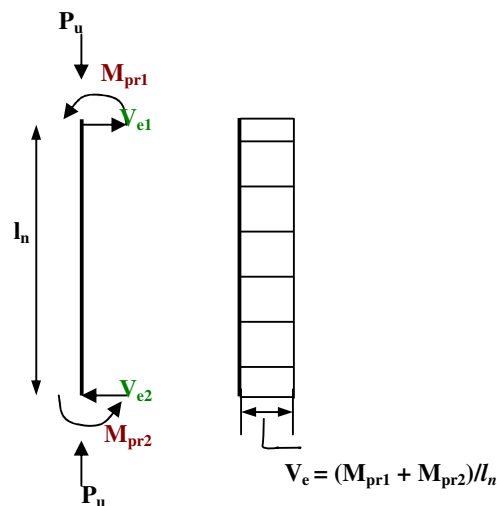
PISO	Sección	P (t) = 0.9CM-SIS	Mn (t-m)	ΣMn	1.2ΣMv	ΣMn > 1.2ΣMv
4	Sup (T)	46.54		176.80	32.26	OK!
	Inf (B)	53.51	81.78			
3	Sup (T)	107.53	95.02	204.48	32.26	OK!
	Inf (B)	114.51	96.51			
2	Sup (T)	169.97	107.97	229.5	32.26	OK!
	Inf (B)	176.95	109.38			
1	Sup (T)	232.22	120.12			
	Inf (B)	239.54				

El refuerzo longitudinal de todas las columnas del edificio corresponde a la cuantía mínima 1%. Con este refuerzo, la resistencia a la flexión de todas las columnas satisface la expresión del ACI antes indicada.

b) Diseño por corte

La fuerza de cortante de diseño, V_e , se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento. Estas fuerzas se deben determinar usando las resistencias a flexión máximas probables, M_{pr} , en cada extremo del elemento, correspondientes al rango de cargas axiales mayoradas P_u que actúan en él.

De la misma manera que las vigas, los momentos en los extremos M_{pr} están basados en una resistencia de tracción en el acero de $1.25f_y$, donde f_y es la resistencia a la fluencia especificada. Estas condiciones descritas se ilustran en la siguiente figura:



Las fuerzas axiales mayoradas que determinan la máxima resistencia a la flexión de la columna CA2 corresponden a la combinación 1.2CM+CV+SIS. La cortante de diseño calculada de esta forma es igual a $V_u = \phi(V_c + V_s)$. La contribución del concreto V_c se calcula según la ecuación 5.37.

Para encontrar el espaciamiento del refuerzo transversal debido a las cortantes de diseño se

calcula usando la siguiente expresión: $s = \frac{A_{te} * d * f_{yt}}{V_u / 0.75 - V_c}$.

En el siguiente cuadro se muestra el cálculo del espaciamiento del refuerzo transversal debido a la cortante:

PISO	Sección	1.2CM+CV +SIS (t)	Mn _{max} X (t-m)	Mn _{max} Y (t-m)	1.25*Mn _{max} X	1.25*Mn _{max} Y	Ve X (t)	Ve Y (t)	Vcx (t)	Vcy (t)	Vsx (t)	Vsy (t)	Nº ram x	Nº ram y	sx (m)	sy (m)
4	Sup (T)	58.58	147.06	117.37	183.83	146.71	118.99	94.74	70.92	69.91	87.73	56.40	5	6	0.17	0.25
	Inf (B)	67.89	150.41	119.47	188.01	149.34										
3	Sup (T)	141.75	173.67	132.13	217.09	165.16	140.05	106.24	77.60	76.50	109.13	65.16	5	6	0.14	0.22
	Inf (B)	151.06	176.46	133.48	220.58	166.85										
2	Sup (T)	223.51	191.59	139.95	239.49	174.94	153.93	112.08	84.17	82.97	121.07	66.46	5	6	0.12	0.21
	Inf (B)	232.81	193.24	140.24	241.55	175.30										
1	Sup (T)	305.50	200.12	142.53	250.15	178.16	151.70	108.09	90.76	89.47	111.50	54.66	5	6	0.13	0.26
	Inf (B)	315.27	200.36	142.84	250.45	178.55										

También se debe tener en cuenta el confinamiento para asegurar adecuada ductilidad rotacional en las regiones de rótulas plásticas en las columnas sometidas a fuerzas significantes de compresión axial. El espaciamiento del refuerzo transversal se diseña con la menor de las siguientes ecuaciones 5.40a ó 5.40b:

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

Se sabe que:

$$A_g = 0.60\text{m}^2$$

$$A_{ch} = 0.45\text{m}^2$$

$$bc = 0.47\text{m (equivalente)}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{sh} = N^\circ \text{ramas} * A_{vt} = 5 * 0.71 = 3.56\text{cm}^2$$

$$S_1 = 0.16\text{m}$$

$$S_2 = 0.17\text{m} \Rightarrow s_{\text{conf}} = 0.16\text{m}$$

En la zona central, sólo se debe requerir la mitad de este refuerzo; es decir, el espaciamiento en estas zonas es igual a: $s_{\text{conf}} = 0.16 * 2 = 0.32\text{m}$.

El menor de estos espaciamientos calculados se debe comparar con los mínimos establecidos por la norma peruana o la norma del ACI, los cuales tienen los mismos objetivos de garantizar un adecuado confinamiento para el concreto, y restringir el pandeo del refuerzo longitudinal después del descascaramiento:

$$4. \quad b_{\text{min}}/4$$

$$5. \quad 6d_b$$

$$6. \quad s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

El valor de s_0 no debe ser mayor a 150 mm ni se necesita tomarlo menor a 100mm.

$$b_{\text{min}}/4 = 0.85/4 = 0.21\text{m}$$

$$6d_{b3/4} = 6 * 0.019 = 0.11\text{m}$$

$$s_0 = 100 + (350 - 200)/3 = 0.15\text{m}$$

Los estribos transversales están ubicados en una longitud l_0 medido desde cada cara del nudo y a ambos lados de la columna. Esta longitud está de acuerdo a lo establecido por la norma peruana y a la norma del ACI:

$$- \quad h_c = 1.05\text{m}$$

$$- \quad L_n/6 = 3.30/6 = 0.55\text{m}$$

$$- \quad 45 \text{ cm} = 0.45\text{m} \quad \Rightarrow \quad l_0 = 1.05\text{m}$$

En esta zona se diseña por corte o confinamiento, la que sea menor, teniendo en cuenta que el espaciamiento por confinamiento en esta zona es el doble del obtenido con la ecuación 5.40. Por lo tanto, el espaciamiento del refuerzo transversal en estas zonas es igual a 0.32m.

De esta forma, el refuerzo transversal en todos los pisos es:

#3/8", 1@ 0.05, 9@0.11, resto @ 0.32 c/extremo

6.4 Comparación de diseños

6.4.1 Comparación de vigas

En los siguientes cuadros se muestra el refuerzo longitudinal de las vigas correspondientes a los ejes A y 2. El diseño de las otras vigas se encuentra en el CD adjunto al presente trabajo:

- Vigas transversales

Viga	Tramo	Cara	Diseño por Capacidad		Diseño por Resistencia	
			Cuantía	As (cm ²)	Cuantía	As (cm ²)
VA1	1	CD-	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 3φ5/8"	11.64
		CD+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CL+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI-	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
	2	CD-	3φ3/4" + 3φ5/8"	14.49	5φ3/4" + 2φ5/8"	18.21
		CD+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CL+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI-	3φ3/4" + 4φ5/8"	16.47	5φ3/4" + 2φ5/8"	18.21
		CI+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
VA2	1	CD-	2φ3/4" + 3φ5/8"	11.64	2φ3/4" + 4φ5/8"	13.62
		CD+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CL+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI-	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
	2	CD-	3φ3/4" + 4φ5/8"	16.47	4φ3/4" + 4φ5/8"	19.32
		CD+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CL+	2φ3/4" + 3φ5/8"	11.64	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI-	3φ3/4" + 4φ5/8"	16.47	4φ3/4" + 4φ5/8"	19.32
		CI+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
VA3	1	CD-	2φ3/4" + 3φ5/8"	11.64	3φ3/4" + 3φ5/8"	14.49
		CD+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CL+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI-	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
	2	CD-	5φ3/4" + 2φ5/8"	18.21	5φ3/4" + 4φ5/8"	22.17
		CD+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 3φ5/8"	11.64
		CL+	3φ3/4" + 2φ5/8"	12.51	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI-	4φ3/4" + 3φ5/8"	17.34	4φ3/4" + 5φ5/8"	21.30
		CI+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 3φ5/8"	11.64
VA4	1	CD-	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 3φ5/8"	11.64
		CD+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CL+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI-	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
	2	CD-	3φ3/4" + 2φ5/8"	12.51	3φ3/4" + 4φ5/8"	16.47
		CD+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CL+	2φ3/4" + 3φ5/8"	11.64	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI-	3φ3/4" + 2φ5/8"	12.51	3φ3/4" + 4φ5/8"	16.47
		CI+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66

- **Vigas longitudinales**

Viga	Tramo	Cara	Diseño por Capacidad		Diseño por Resistencia	
			Cuantía	As (cm ²)	Cuantía	As (cm ²)
V201-V202	1	CD-	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 3φ5/8"	11.64
		CD+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CL+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI-	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
	2	CD-	3φ3/4" + 3φ5/8"	9.66	5φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CD+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CL+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI-	3φ3/4" + 4φ5/8"	9.66	5φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
	3	CD-	3φ3/4" + 3φ5/8"	9.66	5φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CD+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CL+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI-	3φ3/4" + 4φ5/8"	9.66	5φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
	5	CD-	3φ3/4" + 3φ5/8"	9.66	5φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CD+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CL+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI-	3φ3/4" + 4φ5/8"	9.66	5φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
	6	CD-	3φ3/4" + 3φ5/8"	9.66	5φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CD+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CL+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI-	3φ3/4" + 4φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 3φ5/8"	11.64
CI+		2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	
V203-V204	1	CD-	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CD+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CL+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI-	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
	2	CD-	3φ3/4" + 3φ5/8"	9.66	5φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CD+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CL+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI-	3φ3/4" + 4φ5/8"	9.66	5φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
	3	CD-	3φ3/4" + 3φ5/8"	9.66	5φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CD+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CL+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI-	3φ3/4" + 4φ5/8"	9.66	5φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
	5	CD-	3φ3/4" + 3φ5/8"	9.66	5φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CD+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CL+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI-	3φ3/4" + 4φ5/8"	9.66	5φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
	6	CD-	3φ3/4" + 3φ5/8"	9.66	5φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CD+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CL+	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66
		CI-	3φ3/4" + 4φ5/8"	9.66	3φ3/4" + 4φ5/8"	9.66
CI+		2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	2φ3/4" + 2φ5/8"	9.66	

6.4.2 Comparación de columnas

El siguiente cuadro muestra el refuerzo longitudinal de las columnas correspondientes a los ejes A, B, C y D. El diseño de las otras columnas se encuentra en el CD adjunto al presente trabajo:

Columna	Piso	Diseño por Capacidad		Diseño por Resistencia	
		Cuantía	As (cm ²)	Cuantía	As (cm ²)
CA1-CA2-CA3	4	21φ3/4"	59.85	21φ3/4"	59.85
	3	21φ3/4"	59.85	21φ3/4"	59.85
	2	21φ3/4"	59.85	21φ3/4"	59.85
	1	21φ3/4"	59.85	21φ3/4"	59.85
CB1	4	6φ1" + 8φ3/4"	53.20	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
	3	18φ1"	91.21	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
	2	14φ1" + 4φ3/4"	82.34	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
	1	8φ1" + 6φ3/4"	57.64	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
CB2	4	6φ1" + 8φ3/4"	53.20	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
	3	18φ1"	91.21	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
	2	14φ1" + 4φ3/4"	82.34	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
	1	2φ1" + 12φ3/4"	57.64	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
CB3	4	6φ1" + 8φ3/4"	53.20	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
	3	18φ1"	91.21	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
	2	14φ1" + 4φ3/4"	82.34	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
	1	6φ1" + 8φ3/4"	53.20	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
CC1	4	6φ1" + 8φ3/4"	53.20	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
	3	18φ1"	91.21	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
	2	14φ1" + 4φ3/4"	82.34	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
	1	6φ1" + 8φ3/4"	53.20	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
CC2	4	6φ1" + 8φ3/4"	53.20	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
	3	20φ1"	101.34	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
	2	18φ1"	92.21	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
	1	6φ1" + 8φ3/4"	53.20	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
CC3	4	2φ1" + 12φ3/4"	44.33	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
	3	6φ1" + 8φ3/4"	53.20	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
	2	2φ1" + 12φ3/4"	44.33	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
	1	2φ1" + 12φ3/4"	44.33	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
CD1	4	6φ1" + 8φ3/4"	53.20	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
	3	18φ1"	91.21	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
	2	14φ1" + 4φ3/4"	82.34	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
	1	8φ1" + 6φ3/4"	57.64	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
CD2	4	6φ1" + 8φ3/4"	53.20	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
	3	20φ1"	101.34	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
	2	18φ1"	92.21	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
	1	6φ1" + 8φ3/4"	53.20	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
CD3	4	2φ1" + 12φ3/4"	44.33	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
	3	2φ1" + 12φ3/4"	44.33	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
	2	2φ1" + 12φ3/4"	44.33	2φ1" + 12φ3/4"	44.33
	1	2φ1" + 12φ3/4"	44.33	2φ1" + 12φ3/4"	44.33

Comentarios :

Después de haber diseñado las vigas y columnas de la edificación en estudio por ambas metodologías, se observa lo siguiente:

- Todas las vigas transversales diseñadas por capacidad requieren menor refuerzo negativo que si fueran diseñadas por resistencia. Sin embargo, algunas de estas vigas requieren mayor refuerzo positivo en el centro de la luz. Esto se debe a la redistribución de momentos que se aplica para el “diseño por capacidad”.
- El refuerzo longitudinal de las vigas longitudinales, tanto positivo como negativo, no difiere en ambos métodos. Esto se debe a que en ambos casos predomina el refuerzo mínimo.
- Todas las vigas, tanto transversales como longitudinales, requieren de mayor refuerzo transversal si son diseñadas por capacidad. Esto no se debe a la separación del refuerzo transversal, que es igual en ambos casos, sino al ancho de las vigas. De acuerdo a lo que indica el “diseño por capacidad”, las vigas del edificio en estudio de 40cm de ancho requieren de doble estribo en la zona de rótula plástica.
- Las columnas de sección “L” requieren sólo de refuerzo mínimo en ambas metodologías.
- Las columnas rectangulares diseñadas por capacidad requieren de mayor refuerzo longitudinal que si fueran diseñadas por resistencia.

6.5 Comparación de costos

De acuerdo a las diferencias indicadas en el diseño de las vigas y columnas entre ambas metodologías, se ha visto conveniente realizar un cuadro comparativo a nivel de costos de estas estructuras:

DISEÑO POR CAPACIDAD

Descripción	Und	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1.0 VIGAS				
1.1 Concreto 210 kg/cm ²	m ³	245.82	284.20	69,862.04
1.2 Encofrado y Desencofrado	m ²	1147.16	44.05	50,532.40
1.3 Acero	Kg	25758.90	3.80	97,883.82
2.0 COLUMNAS				
2.1 Concreto 210 kg/cm ²	m ³	146.52	408.32	59,827.05
2.2 Encofrado y Desencofrado	m ²	749.19	38.20	28,619.06
2.3 Acero	Kg	28207.77	3.58	100,983.83

TOTAL = S/. 407,708.19

DISEÑO POR RESISTENCIA

Descripción	Und	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1.0 VIGAS				
1.1 Concreto 210 kg/cm ²	m ³	245.82	284.20	69,862.04
1.2 Encofrado y Desencofrado	m ²	1147.16	44.05	50,532.40
1.3 Acero	Kg	23393.50	3.80	88,895.30
2.0 COLUMNAS				
2.1 Concreto 210 kg/cm ²	m ³	146.52	408.32	59,827.05
2.2 Encofrado y Desencofrado	m ²	749.19	38.20	28,619.06
2.3 Acero	Kg	23716.71	3.58	84,905.81

TOTAL = S/. 382,641.66

Diferencia = S/. 25,066.53 7%
 \$ 7,957.63

En el siguiente cuadro se observa que si la edificación es diseñada por capacidad, existe un incremento del costo de la estructura del 7% con respecto a la edificación diseñada por resistencia. El “diseño por capacidad” indica que existe la tendencia de incrementar los costos de la estructura. Sin embargo, este incremento dependerá de la edificación en particular y del factor de sobrerresistencia del acero considerado. Durante el desarrollo del presente trabajo se ha observado que si se consideraba un factor de sobrerresistencia del acero de 1.25, el incremento sería del orden del 5% (ver archivo en CD adjunto).

El incremento del 7% no es considerable y puede llegar a compensarse con la seguridad del buen desempeño de la edificación.

Además, se debe tener en cuenta que la edificación en estudio, diseñada por resistencia, ha tomado en cuenta la rigidez efectiva de los elementos, lo cual significa menos refuerzo, pero no es lo habitual en la práctica profesional; es decir, si se comparara con lo que es habitual, el incremento sería mucho menor.

CAPITULO VII

ANALISIS NO LINEALES

7.1 Introducción

Este capítulo presenta una breve descripción de los procedimientos analíticos no-lineales para evaluar el desempeño del edificio en estudio, diseñado por ambos métodos: el método del “diseño por capacidad” y el método por resistencia de la norma peruana E-060.

Estos procedimientos no-lineales ayudan a demostrar cómo los edificios se comportan realmente cuando están sometidos a movimientos sísmicos, identificando los modos de falla y el colapso progresivo. Aunque los análisis lineales (estático o dinámico) dan una buena indicación de la capacidad elástica de las edificaciones e indican donde la primera fluencia ocurrirá, no pueden predecir mecanismos de falla y explicar la redistribución de fuerzas durante la fluencia progresiva del edificio. Sin embargo, con los resultados obtenidos de los análisis lineales, descritos por las normas sísmicas, se diseñan las edificaciones y se predice la máxima respuesta inelástica, práctica usada en muchos países.

De esta manera, con los análisis no-lineales se podrá verificar el comportamiento de la edificación de acuerdo a lo establecido por la filosofía del “diseño por capacidad” y comparar con el comportamiento de la edificación diseñada según la norma E-060. Asimismo, se podrá comparar las respuestas máximas, como las distorsiones de entrepiso, con el calculado a partir de un análisis lineal.

7.2 Procedimientos de análisis no-lineal

Los procedimientos de análisis no-lineales descritos en las siguientes secciones son: el análisis no-lineal estático incremental “pushover”, usando el método espectro de capacidad, y el análisis no-lineal dinámico incremental IDA. El análisis no-lineal dinámico incremental, el cual se basa en análisis no-lineal tiempo historia, usa los registros sísmicos peruanos de los últimos años. Este análisis es muy probable que provea la

información más confiable con respecto al comportamiento estructural pero es más trabajoso e impráctico para usos generales.

Tres conceptos básicos son necesarios para la descripción de estos procedimientos:

- **Capacidad**

Es una representación de la competencia de la estructura para resistir la demanda sísmica. La capacidad general de una estructura depende de la resistencia y capacidades de deformación de los componentes individuales de la estructura.

- **Demanda o solicitud**

Es una representación del movimiento sísmico. Para una estructura dada y un movimiento sísmico, la demanda de desplazamiento es una estimación de la máxima respuesta esperada de la edificación durante un movimiento sísmico.

- **Desempeño**

Una vez que la curva de capacidad y el desplazamiento de demanda son definidos, se puede hacer un control del desempeño. Un control de desempeño verifica que componentes estructurales y no estructurales son dañados más allá de los límites aceptables del objetivo de desempeño para las fuerzas y desplazamientos implicados por la demanda de desplazamiento.

7.3 Análisis no-lineal estático incremental “pushover”

7.3.1 Descripción

El propósito del análisis no-lineal estático “pushover” es evaluar el desempeño estructural calculando la resistencia y capacidades de deformación usando un algoritmo no-lineal estático incremental y comparando con las demandas en los niveles de desempeño correspondientes. La evaluación está basada sobre el cálculo de parámetros estructurales importantes, tales como la distorsión global y de entrepiso o fuerzas y deformaciones de los elementos. El análisis toma en cuenta la no-linealidad geométrica e inelasticidad de los materiales, así como la redistribución de fuerzas internas. Por consiguiente, provee crucial

información sobre los parámetros de respuesta que no pueden ser obtenidos con métodos elásticos convencionales (estático o dinámico).

Las principales características de respuesta que pueden obtenerse con el análisis “pushover” son:

- a) La máxima resistencia al cortante basal de la estructura, V_{base} , y el mecanismo de colapso.
- b) Evaluación si la estructura puede alcanzar el mecanismo de colapso sin agotar la capacidad de rotación plástica de los miembros.
- c) El desplazamiento monotónico en el último nivel y capacidad global de ductilidad de la estructura.
- d) La concentración de daño las distorsiones de entrepiso que se pueden esperar durante la respuesta sísmica no-lineal.

Este análisis, como su nombre lo indica, consiste en cargar horizontalmente o “empujar” la edificación con un patrón de cargas laterales seleccionadas, las cuales son incrementadas monótonicamente hasta que el desplazamiento límite es excedido o la edificación colapsa. La secuencia de agrietamiento, aparición de rótulas plásticas y falla de los componentes estructurales se van observando a través del procedimiento. El desplazamiento límite es escogido para representar el máximo desplazamiento probable a ser experimentado durante el movimiento sísmico esperado.

El patrón de cargas laterales se debe aproximar a las fuerzas de inercia esperadas en el edificio durante un sismo. Aunque, claramente, la distribución de fuerzas variará con la severidad del sismo y con el tiempo, usualmente el patrón de cargas es invariante durante el análisis. Esta aproximación produce predicciones adecuadas de las demandas de deformación de los elementos para estructuras aperticadas de baja o mediana altura, donde el comportamiento de la estructura es dominada por el modo fundamental. Sin embargo, el análisis “pushover” puede ser totalmente inexacto para estructuras de largos periodos, donde los efectos de los modos superiores tienden a ser importantes.

7.3.2 Capacidad estructural

La capacidad de una estructura está representada por la curva de capacidad. La mejor forma de elaborar la curva de capacidad es graficando los valores de la cortante basal V , con el respectivo desplazamiento en el nivel del techo, D_{techo} , obtenidos en cada paso en que se incrementa las cargas laterales (ver figura 7.1).

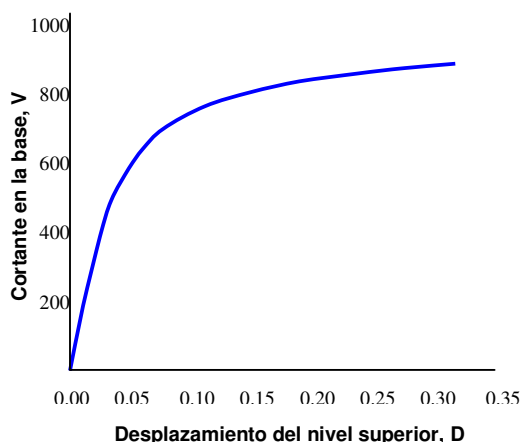


Fig. 7.1 Curva de Capacidad o curva pushover

De acuerdo a los comentarios del ATC 40, la curva de capacidad es generalmente construida para representar la respuesta del primer modo de la estructura basada en la hipótesis que el modo fundamental de vibración es la respuesta predominante de la estructura.

De esta forma, el patrón de cargas laterales mayormente usado en el análisis “pushover” es la **distribución triangular invertida**, la cual representa la respuesta del primer modo y es frecuentemente sugerida por normas sismorresistente cuando las masas de los pisos son iguales. Este patrón considera que la estructura es sometida a una distribución lineal de la aceleración a través de la altura del edificio. El incremento de fuerza en cada paso para un piso “ i ” se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\Delta F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^N W_i h_i} \Delta V_b \quad (7.1)$$

donde:

W_i : peso del piso i

h_i : elevación del piso i

ΔV_b : incremento de la cortante basal del edificio

Esta distribución de cargas se utilizó en el programa de cómputo IDARC [26], pero a modo de comparación también se utilizó otra distribución de cargas laterales denominada por IDARC como **distribución potencial generalizada**, la cual fue introducida para capturar diferentes modos de deformación, y la influencia de los modos superiores en la respuesta. El incremento de fuerza en cada paso para un piso “ i ” se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\Delta F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^N W_i h_i^k} \Delta V_b \quad (7.2)$$

donde k es el parámetro que controla la forma de la distribución de fuerza. El valor recomendado para k puede ser calculado como una función del periodo fundamental de la estructura (T):

$k = 1.0$ para $T \leq 0.5$ s, produce una variación lineal (distribución triangular invertido)

$k = 2.0$ para $T \geq 2.5$ s, produce una distribución parabólica de aceleraciones.

$k = 1 + \frac{T - 0.5}{2}$ cualquier otro caso

7.3.3 Demanda de la estructura

Para juzgar aceptabilidad de un objetivo de desempeño dado, el máximo desplazamiento probable para el movimiento sísmico especificado debe ser estimado a lo largo de la curva de capacidad. Existen varios métodos para estimar este desplazamiento; sin embargo, para este estudio se ha utilizado el **Método del Espectro de Capacidad**.

El Método del Espectro de Capacidad fue propuesto por Freeman en 1975, como un método rápido para la evaluación del riesgo sísmico [1]. En las últimas décadas, muchos investigadores han retomado el método para obtener los desplazamientos laterales y las distorsiones de pisos en edificios a partir de un análisis no lineal estático, debido a que es más apropiado, en relación al Método de Superposición Modal. El método constituye un procedimiento simple para determinar el **punto de desempeño** de una estructura cuando se

ve sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad. Mediante un procedimiento gráfico, se compara la capacidad para resistir fuerzas laterales con la demanda sísmica, representada por medio de un espectro de demanda reducido. El punto de desempeño representa la condición por el cual la capacidad de la estructura es igual a la demanda sísmica impuesta sobre la estructura por el movimiento sísmico especificado.

A continuación se describe el desarrollo del Método del Espectro de Capacidad:

I. Conversión de la Curva de Capacidad al Espectro de Capacidad

La capacidad de la estructura se representa por medio de la curva de capacidad que relaciona la cortante basal V , con el desplazamiento en la parte superior D_{techo} , como se describió anteriormente. Sin embargo, para usar este método es necesario convertir la curva de capacidad al llamado espectro de capacidad, el cual es una representación de la curva de capacidad en formato Espectro de Respuesta Aceleración – Desplazamiento (ADRS), es decir (S_a vs. S_d). Las ecuaciones requeridas para hacer la transformación son:

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (W_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (W_i \phi_{i1}^2) / g} \right] \quad (7.3)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (W_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N W_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (W_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (7.4)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (7.5)$$

$$S_d = \frac{D_{techo}}{PF_1 \phi_{techo,1}} \quad (7.6)$$

donde:

PF_1 : factor de participación modal para el primer modo natural

α_1 : coeficiente de masa modal para el primer modo natural

- W_i / g : masa asignada al nivel i
 $\phi_{\text{techo},1}$: amplitud del modo 1 en el último nivel
 N : número de niveles
 V : cortante basal
 W : carga muerta de la edificación más la probable carga viva
 D_{techo} : desplazamiento en el nivel superior
 S_a : aceleración espectral
 S_d : desplazamiento espectral

Con estas ecuaciones se calcula para cada punto de la curva de capacidad V , D_{techo} , los puntos asociados S_a , S_d del espectro de capacidad.

II. Representación bilineal de la curva de capacidad

La representación bilineal de la curva de capacidad se utiliza para estimar el espectro de demanda reducido llamado también espectro inelástico. Para obtener esta representación, es necesario definir el punto de fluencia y el punto de agotamiento de la capacidad o desempeño de la estructura.

Actualmente, no existe un consenso dentro de la comunidad internacional para la definición de estos dos puntos. Han sido formuladas varias propuestas, que se traducen en un amplio espectro de desplazamientos límites y ductilidades.

Así por ejemplo, el desplazamiento de fluencia se puede definir como:

- a) el punto de intersección de la rigidez tangente inicial con la resistencia nominal,
- b) la intersección de la rigidez efectiva a través de la primera fluencia con la resistencia nominal,
- c) el desplazamiento en la primera fluencia, entre otras posibilidades.

El desplazamiento último, también ha sido definido de diversas formas:

- a) el desplazamiento correspondiente a la resistencia pico,
- b) el desplazamiento correspondiente al 20% o 50% de la resistencia pico o nominal,

- c) el desplazamiento en la fractura inicial del refuerzo transversal.

El procedimiento propuesto en FEMA 356 [11] para obtener la representación bilineal de la curva de capacidad, ha sido ampliamente utilizado dentro de la comunidad internacional. Para propósito de este estudio, se ha adoptado dicho procedimiento con algunas pequeñas variaciones en la determinación del desplazamiento último y el cálculo de la rigidez efectiva de la estructura, con el fin de ser consecuentes con lo que se ha venido desarrollando en los capítulos anteriores. Según esto, se describe el procedimiento mediante los siguientes pasos:

1. Se define el desplazamiento último D_u y su correspondiente cortante basal V_u , en el momento que un elemento de la edificación haya alcanzado su momento o resistencia última. Estos valores definen el punto B de la figura 7.2. El FEMA 356 estima este desplazamiento con el método del coeficiente de desplazamiento.
2. Se calcula el área bajo la curva de capacidad A_{curva} , utilizando un método de integración como la regla de los trapecios.
3. Se calcula la rigidez lateral efectiva de la estructura o pendiente inicial K_e de la curva bilineal. Se obtiene uniendo, con una línea recta, el origen O y el punto sobre la curva de capacidad, en donde se ha producido la primera fluencia (D_y', V_y').

$$K_e = \frac{V_y'}{D_y'} \quad (7.7)$$

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

$$D_y = \frac{V_y}{K_e} \quad (7.8)$$

6. Se define la curva bilineal mediante las rectas OA y AB y se calcula el área de la curva bilineal $A_{bilineal}$.

7. Se determina el error ϵ en la representación bilineal como:

$$\epsilon = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} * 100 \quad (7.9)$$

si el error ϵ excede el nivel de tolerancia preestablecido, se requiere un proceso iterativo, en donde el nuevo valor de cortante basal de fluencia sería:

$$V_y^{i+1} = \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}} * V_y^i \quad (7.10)$$

y se repiten los pasos 4 a 7 con el nuevo V_y .

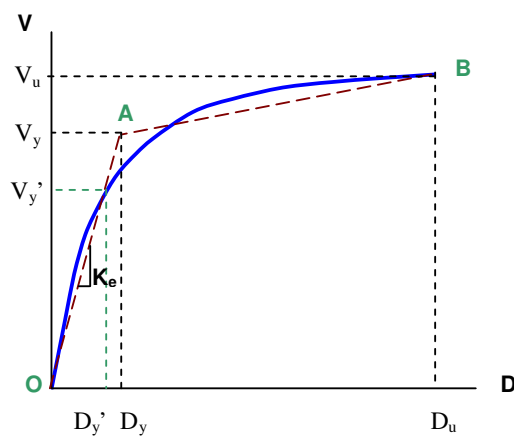


Fig. 7.2 Representación bilineal de la curva de capacidad

III. Desarrollo del espectro de demanda

La demanda sísmica generalmente viene definida por un espectro de respuesta elástico, el cual presenta la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad (1GDL) como una función de sus frecuencias. El espectro de respuesta elástico que establece la norma peruana sismorresistente E-030, al igual que muchos otros códigos, representa la respuesta de aceleraciones S_a vs. el periodo T , y se ha obtenido para un 5% de amortiguamiento. La ecuación 7.11 y la figura 7.3 definen el espectro elástico de la norma E-030:

$$S_{ae}(g) = ZUCS \quad (7.11)$$

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad C \leq 2.5 \quad (7.12)$$

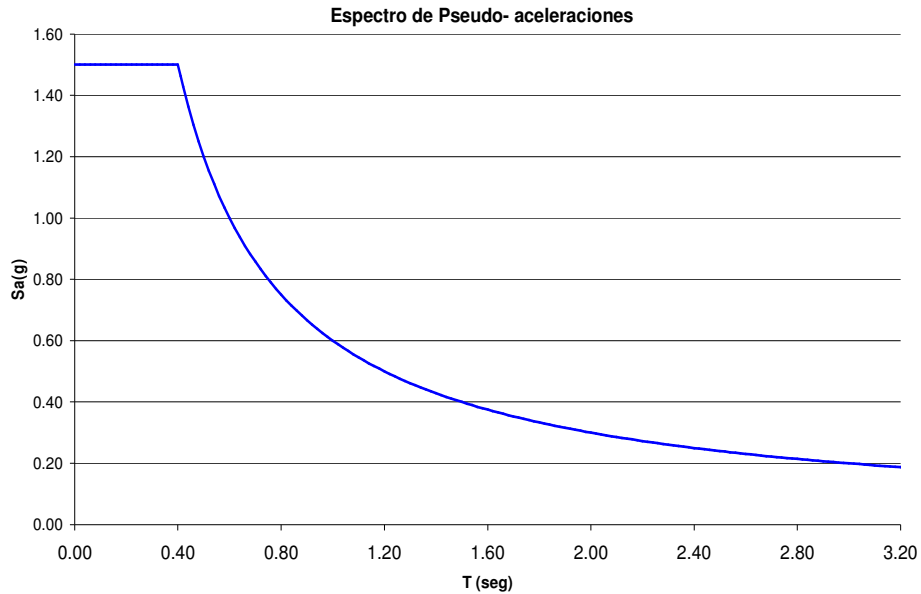


Fig. 7.3 Espectro elástico de aceleración de la norma E-030

En los últimos años se ha promovido el uso de espectros de respuesta en el formato ADRS (S_a vs S_d) para propósitos de diseño basado en el desempeño sísmico. Por consiguiente, el espectro de aceleración en el formato tradicional debe convertirse a este formato ADRS, al igual que la curva de capacidad. La ventaja de este formato es que la capacidad y la demanda puedan superponerse en el mismo diagrama, permitiendo una solución gráfica del nivel de desempeño de una estructura.

La figura 7.4 muestra el mismo espectro en cada formato. En el formato ADRS, líneas radiando desde el origen tienen periodo constante. Cualquier punto sobre el espectro ADRS, se puede calcular el periodo T usando la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}} \quad (7.13)$$

Similarmente, para cualquier punto sobre el espectro tradicional, el desplazamiento espectral, S_d , se puede calcular usando la siguiente ecuación:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (7.14)$$

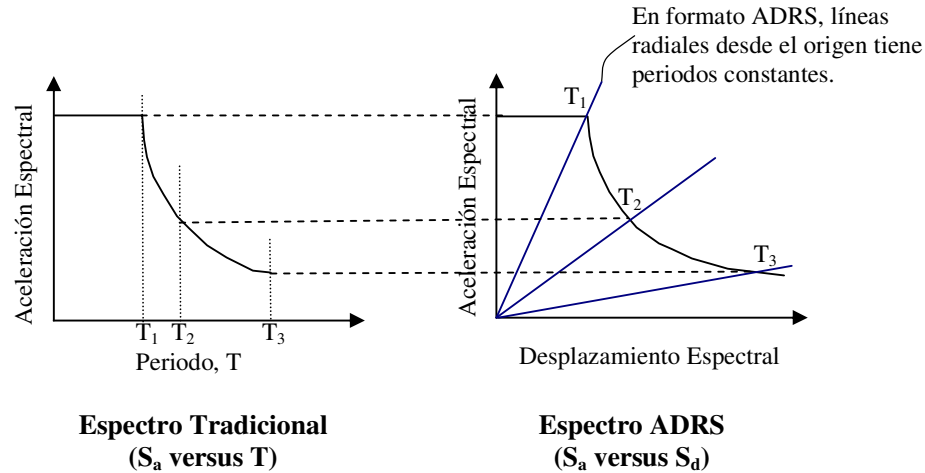


Fig. 7.4 Espectro de respuesta en formato tradicional y en formato ADRS

El espectro de respuesta elástico (espectro de diseño 5% de amortiguamiento) antes descrito, debe reducirse para representar la demanda no lineal de la estructura. De acuerdo a la descripción del método de espectro de capacidad hecha por el ATC 40, el espectro inelástico se obtiene a partir de la reducción del espectro elástico lineal, por medio de un amortiguamiento histerético equivalente β_{eq} , que reemplaza los efectos de la disipación de energía histerética del sistema inelástico.

Chopra y Goel [8] han mostrado que el método de espectro de capacidad, como es desarrollado por el ATC 40 para reducir el espectro de demanda elástico, da resultados que difieren grandemente de los proporcionados por otros autores (subestima la respuesta), y en algunos casos no converge a una solución. Sin embargo, Chopra y Goel no han sido los primeros en cuestionar los procedimientos de ATC 40, antes en 1994 lo hizo Krawinkler quien presentaba las siguientes críticas al procedimiento:

- No hay justificación física que justifique la relación entre la energía histerética disipada en la excitación máxima y el amortiguamiento viscoso equivalente, especialmente para grandes deformaciones inelásticas. Es decir, se cuestiona el cálculo del amortiguamiento viscoso equivalente para grandes deformaciones.
- El periodo asociado al punto de desempeño, puede estar muy lejos de lo que se obtendría de un análisis no-lineal dinámico.

Teniendo en cuenta lo antes dicho, Reinhorn recomienda que se mantenga el método de espectro de capacidad, en el formato ADRS, pero que el espectro de demanda inelástico se le obtenga a partir del espectro elástico dividido por el factor de reducción de las fuerzas sísmicas R_μ , de tal forma que:

$$S_a = \frac{S_{ac}}{R_\mu} \quad (7.15)$$

$$S_d = \frac{\mu S_{de}}{R_\mu} = \frac{\mu T^2}{R_\mu 4\pi^2} S_{ac} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (7.16)$$

donde:

μ : factor de ductilidad definida como la relación entre el máximo desplazamiento y el desplazamiento de fluencia.

R_μ : factor de reducción por ductilidad, es decir debido a la disipación de energía histerética de estructuras dúctiles.

El valor de R_μ es diferente al R que aparece en las diferentes normativas sísmicas, debido a que R llevan implícitamente otros factores como el de sobrerresistencia.

Existe una gran cantidad de trabajos para estimar los factores de reducción R_μ , entre los que más destacan son:

- **Newmark y Hall**

Han determinado las siguientes expresiones:

$$R_\mu = 1 \quad \text{si } T < T_a \quad (7.17)$$

$$R_\mu = (2\mu - 1)^{\beta/2} \quad \text{si } T_a < T < T_b \quad (7.18)$$

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad \text{si } T_b < T < T_c' \quad (7.19)$$

$$R_\mu = \frac{T}{T_c} \mu \quad \text{si } T_c' < T < T_c \quad (7.20)$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{si } T > T_c \quad (7.21)$$

donde:

$$T_a = 1/33 \text{ seg}$$

$$T_b = 0.125 \text{ seg}$$

T_c : es el periodo al final de la rama de aceleración constante e inicio de la rama descendente (ver figura 7.5).

T_c' : es el equivalente a T_c pero para el espectro inelástico.

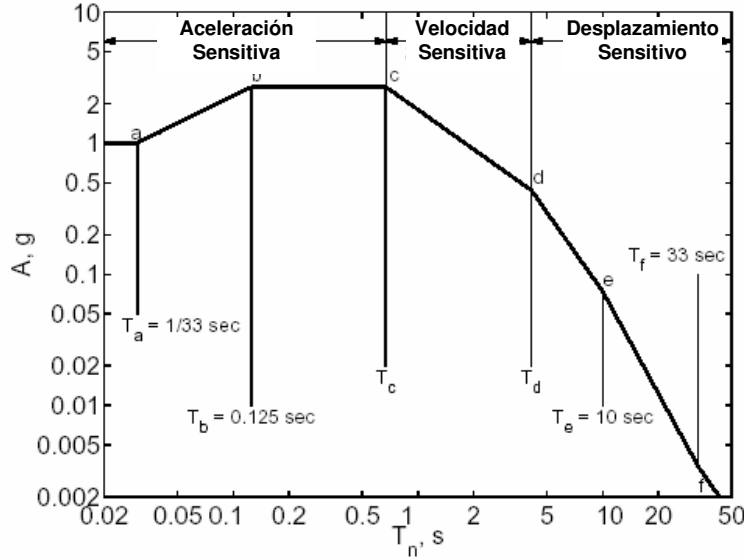


Fig. 7.5 Espectro de diseño elástico Newmark-Hall

▪ **Krawinkler y Nassar (1992)**

Proponen la siguiente ecuación producto del estudio de la respuesta dinámica de sistemas de un grado de libertad, sujetos a acelerogramas de sismos registrados en el oeste de Estados Unidos. La gran mayor parte de registros utilizados en el estudio son registros de suelo firme y aluvial.

$$R_\mu = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c} \tag{7.22}$$

$$c(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \tag{7.23}$$

donde:

c : es función del periodo del sistema T y de la relación entre la rigidez post- fluencia y la rigidez inicial elástica α . Los valores de a y b , se indican en la tabla 7.1.

Tabla 7.1 Valores a y b obtenidos por Nassar y Krawinkler en función de α

α	a	b
0.00	1.00	0.42
0.02	1.00	0.37
0.10	0.80	0.29

▪ **Vidic, Fajfar y Fishinger (1994)**

Al encontrar la respuesta no-lineal de un sistema de 1GDL, con comportamiento Bilineal, han determinado las siguientes ecuaciones:

$$R_{\mu} = 1.35(\mu - 1)^{0.95} \frac{T}{T_0} + 1 \quad T \leq T_0 \quad (7.24)$$

$$R_{\mu} = 1.35(\mu - 1)^{0.95} + 1 \quad T \geq T_0 \quad (7.25)$$

$$T_0 = 0.75\mu^{0.2}T_c \leq T_c \quad (7.26)$$

donde:

T_c : es el periodo de transición entre el dominio de aceleración constante y velocidad constante. Por otra parte, μ , es la demanda de ductilidad.

En estos trabajos más destacados se ha considerado un modelo elastoplástico perfecto o un modelo bilineal. No se ha considerado el incremento de la rigidez post-fluencia, el deterioro de resistencia, el deterioro de rigidez y el efecto de cierre de grietas, variables que si las considera el estudio desarrollado por Li Hyung Lee y Sang [1] .

IV. Determinación del punto de desempeño o demanda

El método de espectro de capacidad permite encontrar el punto de desempeño gráficamente en el formato ADRS, el cual sería el punto de intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda inelástico (ver figura 7.6).

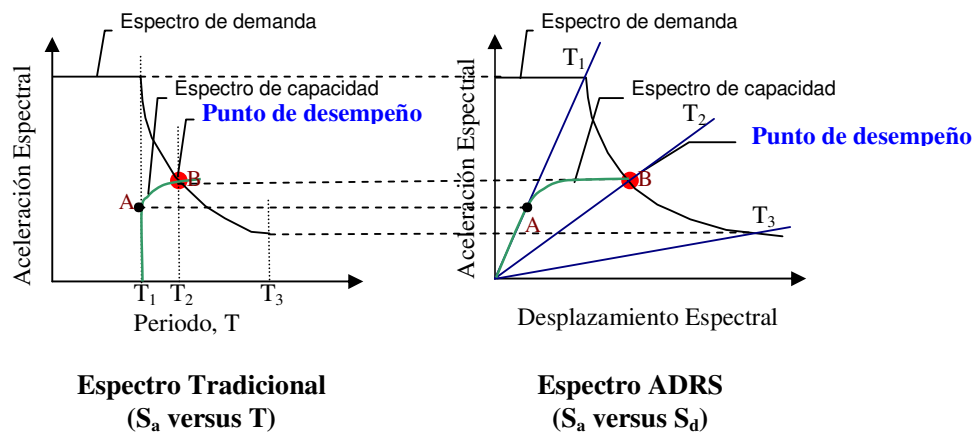


Fig. 7.6 Espectro de capacidad y espectro de demanda en formato tradicional y formato ADRS

La figura 7.6 muestra el espectro de capacidad, el espectro de demanda y el punto de desempeño en los dos tipos de formatos. En la misma figura, se observa a lo largo del espectro de capacidad que el periodo T_1 es constante hasta el punto A, que corresponde al rango elástico. Cuando el espectro de capacidad y el espectro de demanda interceptan en el punto B, el periodo es diferente T_2 . Esto indica que cuando una estructura es sometida a un desplazamiento inelástico, el periodo aumenta.

Resumiendo lo antes descrito, el punto de desempeño se encuentra siguiendo el procedimiento iterativo que a continuación se indica:

1. Se coloca el espectro de capacidad y el espectro de demanda elástico 5% en un solo gráfico.
2. Se impone una ductilidad del sistema μ .
3. Se calcula el factor de reducción R_μ
4. Se encuentra el espectro inelástico dividiendo el espectro elástico por R_μ
5. Se determina el punto de intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda inelástico y se calcula la ductilidad efectiva μ_{ef} , dividiendo el desplazamiento máximo entre el desplazamiento de fluencia.
6. Se compara la ductilidad efectiva con la ductilidad impuesta en el paso dos, si el error es menor a una tolerancia dada, se habrá encontrado el punto de demanda, caso contrario se repite desde el paso dos con la ductilidad efectiva calculada.

7.3.4 Verificación del desempeño

Una vez determinado el punto de desempeño (la demanda de desplazamiento y aceleración) de una estructura para un movimiento sísmico determinado, es necesario verificar si está dentro de los límites admisibles del nivel de desempeño deseado para la estructura. En otras palabras, debe comprobarse si se han alcanzado los objetivos de desempeño esperados, los cuales están en función de los niveles de desempeño y el nivel de movimiento sísmico.

- **Niveles de desempeño**

Se refiere a los rangos de daño que una estructura pueda sufrir ante un evento sísmico. Los niveles de desempeño están establecidos en función a tres aspectos fundamentales:

1. Los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales.
2. La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños.
3. La funcionalidad de la edificación posterior al terremoto

Se definen tres niveles de desempeño:

- 1. Ocupación Inmediata (IO)**

Condición de daño post-sismo, en la cual la edificación puede ser habitada inmediatamente. El rango de daño se define de insignificante a ligero. Daño insignificante implica que la serviciabilidad es continua, debido a que la edificación se encuentra sin daño. Daño ligera implica que la serviciabilidad es inmediata dado que la edificación tiene daño leve. Los servicios públicos no experimentan interrupción en su servicio.

- 2. Seguridad de vida (LS)**

Condición de daño post-sismo en que la edificación permanece estable y en pie. Pueden producirse algunos heridos, sin embargo el riesgo de la vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo. El rango de daño se define de moderado a importante; el primero, implica que se requieren algunas reparaciones de los elementos estructurales; y el segundo, implica que la serviciabilidad de la edificación es posible luego de ejecutar reparaciones.

- 3. Prevención del colapso (CP)**

Este nivel corresponde al daño límite después de ocurrido un sismo, en el cual la edificación está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. El rango de daño se define de importante a severo. Daño importante, en el cual ha ocurrido un daño estructural significativo. Daño severo, en el cual la estructura está al borde del colapso parcial.

▪ **Niveles de movimientos sísmicos**

El movimiento sísmico es combinado con un nivel de desempeño deseado para formar un objetivo de desempeño. Generalmente, el movimiento sísmico es expresado en términos del periodo de retorno T_r o probabilidad de excedencia (aproximación probabilística). El periodo de retorno T_r (intervalo de recurrencia) puede relacionarse directamente con una probabilidad de excedencia p_e para un número específico de t años, mediante la siguiente expresión:

$$T_r = -\frac{t}{\ln(1-p_e)} \quad (7.27)$$

La tabla 7.2 muestra los tres niveles de movimiento sísmico de diseño:

Tabla 7.2 Niveles de sismo de diseño

Niveles de sismo de diseño	Periodo de retorno, T_r	Probabilidad de excedencia
Sismo de servicio (Frecuente)	72 años	50% en 50 años
Sismo de diseño (Raro)	475 años	10% en 50 años
Sismo máximo (Muy raro)	975 años	5% en 50 años

De acuerdo a estas probabilidades y a la norma E-030, estudios han estimado valores para el factor de zona Z para cada nivel de sismo:

- Sismo de servicio (Frecuente) : $Z = 0.20$
- Sismo de diseño (Raro) : $Z = 0.40$
- Sismo máximo (Muy raro) : $Z = 0.50$

▪ **Objetivos de desempeño**

Un objetivo de desempeño sísmico es definido seleccionando un nivel de desempeño de la edificación para un nivel de movimiento sísmico. Conforme a la filosofía general que acogen la mayoría de códigos de diseño sismorresistente, se plantean los siguientes objetivos de desempeño:

- COMUN (edificaciones comunes)
- IMPORTANTE (edificaciones importantes)
- ESENCIAL (edificaciones esenciales)

Las definiciones corresponden a la categorización de edificaciones de la norma peruana sismorresistente E-030. La tabla 7.3 presenta un resumen de los objetivos de desempeño de las edificaciones antes definidas.

Tabla 7.3 Objetivos de desempeño

NIVEL DE SISMO DE DISEÑO	NIVEL DE DESEMPEÑO		
	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención del colapso
Sismo de servicio (Frecuente)	Importante	Común	
Sismo de diseño (Raro)	Esencial	Importante	Común
Sismo máximo (Muy raro)		Esencial	Importante

▪ **Límites de los niveles de desempeño**

En la actualidad no existe un consenso general que permita establecer una única relación entre un parámetro que represente la respuesta estructural, como por ejemplo la distorsión de entrepiso. A continuación se muestra algunos límites de la distorsión o desplazamiento de entrepiso que proponen algunas investigaciones:

Tabla 7.4 Límites de la distorsión de entrepiso para los diferentes niveles de desempeño

Nivel de desempeño	ATC 40	FEMA 273	Bertero	Vision 2000
Ocupación inmediata	0.01	0.01	0.002-0.005	0.002-0.005
Seguridad de vida	0.01-0.02	0.01-0.02	0.01-0.02	0.015
Prevención del colapso	$0.33V_i/P_i$	0.04	0.02-0.04	0.025

Para evaluar el desempeño de cada elemento estructural de la edificación, se ha tomado los criterios de aceptación numérica propuestos por FEMA 356 para comparar la rotación plástica de las vigas y columnas para los diferentes niveles de desempeño, estos valores se muestran en las tablas 7.5 y 7.6 respectivamente.

Tabla 7.5 Límites de rotación plástica de vigas de pórticos concreto armado para los diferentes niveles de desempeño - FEMA 356/Noviembre 2000

Conditions			Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
			a	b	c	IO	Component Type			
Primary		Secondary								
							LS	CP	LS	CP
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.050	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.020	0.040	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.020	0.030	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.020	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.020	0.030	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.010	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.010	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.010	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹										
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

1. Cuando más que una de las condiciones i, ii, iii y iv ocurre para un componente dado, use el mínimo valor numérico apropiado de la tabla.
2. “C” y “NC” son abreviaciones para indicar la existencia o no del refuerzo transversal. Un componente con refuerzo transversal es “C”, si en la región de rótula plástica, los estribos están espaciados en $\leq d/3$, o si, para componentes de moderada y alta demanda de ductilidad, la resistencia proporcionada por los estribos V_s es al menos tres cuarto de la cortante de diseño, Cualquier otro caso, es considerado como “NC”.
3. Interpolación lineal entre los valores listados en la tabla es permitida.

Tabla 7.6 Límites de rotación plástica de columnas de pórticos de concreto armado para los diferentes niveles de desempeño - FEMA 356/Noviembre 2000

Conditions			Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
			a	b	c	IO	Component Type			
Primary		Secondary								
							LS	CP	LS	CP
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤0.1	C	≤3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤0.1	C	≥6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥0.4	C	≤3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥0.4	C	≥6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤0.1	NC	≤3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤0.1	NC	≥6	0.006	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥0.4	NC	≤3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥0.4	NC	≥6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear^{1,3}										
All cases			-	-	-	-	-	-	0.003	0.004
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}										
Hoop spacing ≤d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing >d/2			0.00	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70 Po^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1. Cuando más que una de las condiciones i, ii, iii y iv ocurre para un componente dado, use el mínimo valor numérico apropiado de la tabla.
2. “C” y “NC” son abreviaciones para indicar la existencia o no del refuerzo transversal. Un componente con refuerzo transversal es “C”, si en la región de rótula plástica, los estribos están espaciados en ≤d/3, o si, para componentes de moderada y alta demanda de ductilidad, la resistencia proporcionada por los estribos V_s es al menos tres cuarto de la cortante de diseño, Cualquier otro caso, es considerado como “NC”.
3. Para calificar, las columnas deben tener refuerzo transversal que consista en estribos. De otra forma, las acciones deben ser tratadas como fuerza controlada.
4. Interpolación lineal entre los valores listados en la tabla es permitida.

7.4 Análisis No-lineal Dinámico Incremental IDA

7.4.1 Descripción

El análisis incremental dinámico IDA (Vamvatsikos & Cornell, 2002) [33] es un método de análisis paramétrico que ha surgido recientemente en varias formas diferentes para estimar de manera más completa el desempeño estructural bajo cargas sísmicas. Surge de la misma forma como un análisis estático repetido e incrementado produce un análisis no lineal estático o pushover, por extensión un simple análisis tiempo historia deriva en un análisis incremental dinámico, donde la intensidad del registro sísmico es escalada. Este concepto lo inició Vitelmo Bertero en 1977.

Este método involucra un modelo estructural sometido a varios registros de movimientos sísmicos, cada uno de los cuales es escalado a diferentes niveles de intensidad, produciendo una curva que muestra el parámetro de respuesta graficado contra la intensidad usada para controlar el incremento del movimiento sísmico. Las curvas IDA pueden llevarse a cabo para un número suficientemente grande de movimientos sísmicos y realizar una evaluación estadística de los resultados. Esto implica que para un valor dado de intensidad, la mediana y una medida de dispersión (84% percentil) del parámetro de respuesta o demanda son calculados asumiendo una distribución lognormal para el parámetro de respuesta y la intensidad.

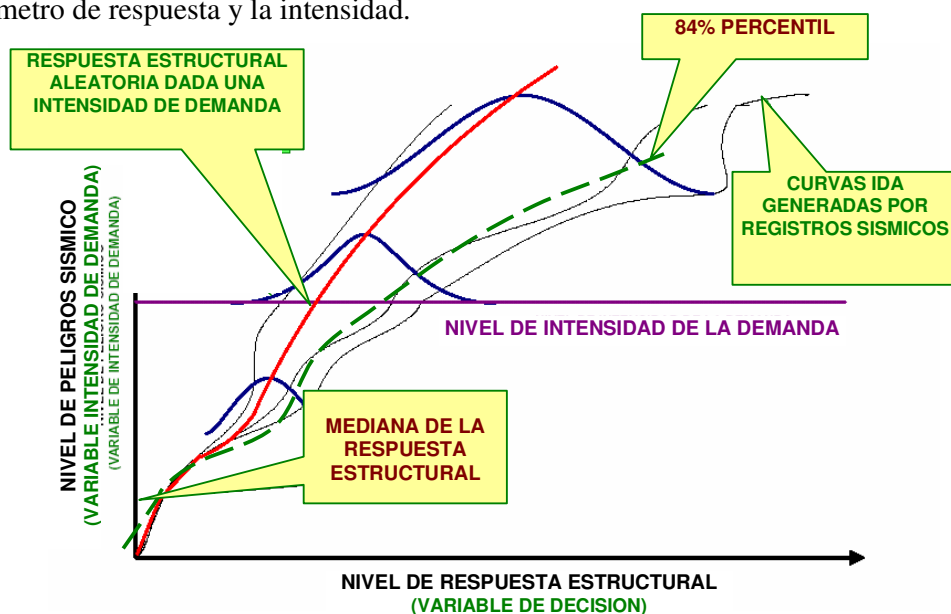


Fig. 7.7 Análisis Incremental Dinámico y su uso en análisis probabilístico de demanda sísmica

IDA es un método prometedor para satisfacer las necesidades de la ingeniería sísmica basada en el desempeño PBEE; una en particular, es estimar la frecuencia media anual de exceder un nivel especificado de daño estructural. Esto se debe a que la información proporcionada por las curvas IDA y sus estadísticas puede ser usada para desarrollar una curva de peligro para la demanda, D , usando la siguiente ecuación:

$$\lambda_D(d) = \int P[D \geq d | S_a = x] d\lambda_{S_a}(x) \quad (7.28)$$

donde:

$\lambda_D(d)$: frecuencia media anual de D excediendo d

$P[D \geq d | S_a = x]$: probabilidad de D excediendo d dado que S_a es igual a x

$\lambda_{S_a}(x)$: frecuencia media anual de S_a excediendo x

La curva de peligro de la demanda se puede obtener, para una curva de peligro sísmico dado, a través de una formulación descrita por Luco y Cornell (1998), la cual resulta en la siguiente expresión para la frecuencia media anual de la demanda D exceda un valor d :

$$P[D \geq d] = k_0 \left[\left(\frac{d}{a} \right)^{1/b} \right]^{-k} \exp \left[\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} \sigma_{\ln D | S_a}^2 \right] \quad (7.29)$$

La información que proporciona el método IDA es la relación que existe entre la demanda media, D , con la intensidad (aceleración pseudoespectral), S_a , la cual se denomina *Modelo Probabilístico de Demanda*:

$$D = a S_a^b \quad (7.30)$$

Se debe tener en cuenta que la dispersión de la demanda, D , para todos los niveles relevantes de intensidad, S_a , esté cerca de ser constante.

Asimismo para determinar la demanda en un nivel de intensidad, IDA acopla al análisis no lineal dinámico, el análisis probabilístico de peligro sísmico PSHA. Por ejemplo, Cornell expresa el peligro sísmico como:

$$P[S_a \geq x] = k_0 x^{-k} \quad (7.31)$$

Los principales objetivos del método IDA son:

- a) Entendimiento total del rango de respuesta o “demanda” versus el rango de niveles potenciales de un registro de movimiento sísmico.
- b) Mejor entendimiento de las implicaciones de niveles de movimientos sísmicos raros o muy severos.
- c) Mejor entendimiento de los cambios en la naturaleza de la respuesta estructural cuando la intensidad del movimiento sísmico incrementa (por ejemplo, patrones de máxima distorsión de entrepiso, comienzo de la degradación de rigidez y resistencia, etc).
- d) Estimación de la capacidad dinámica del sistema estructural global.
- e) Proporciona el comportamiento histerético de la estructura y sus elementos.
- f) Dado un estudio IDA con múltiples registros, se observa cuánto estable o variable son todos estos ítems desde un registro de movimiento sísmico a otro.

7.4.2 Medidas de intensidad del movimiento sísmico

En el contexto de la ecuación 7.28, las medidas de intensidad implican evaluación de la frecuencia media anual de intensidades a través de un análisis de peligro sísmico. La simplicidad favorece medidas escalares, y en particular, medidas para que los resultados del análisis de peligro sísmico sean aprovechables. Por ejemplo, escogiendo PGA puede inicialmente estar apelando, pero esto implica que la distribución de $P[S_a \geq x]$ pueda tener una variabilidad muy grande, lo cual significa que requerirá una gran muestra de registros y análisis no lineales para estimar $P[S_a \geq x]$ con suficiente confianza. Una ordenada espectral bien seleccionada es $S_a[T_1, \%$] en el periodo fundamental, T_1 , y en un nivel de amortiguamiento, $\%$. $S_a[T_1, \%$] es un mejoramiento sobre PGA y ha sido la más popular elección en el pasado reciente. Es una cuestión de debate si S_a es la mejor opción (mejor implica un balance entre simplicidad y precisión).

Los registros sísmicos se escalan de tal forma que la aceleración espectral S_a^* en el periodo fundamental T_1 sea la misma en todos los registros. La figura 7.9 muestra que la aceleración espectral es la misma S_a^* en todos los espectros de aceleración de los registros escalados para el periodo fundamental T_1 . Asimismo, se muestra la forma de obtener los PGA^* correspondientes a los $S_a^*[T_1, \%]$ especificados y los factores de escalamiento. Para esto, es necesario previamente encontrar los espectros de respuesta de los registros seleccionados, al nivel de amortiguamiento $\%$ seleccionado, y encontrar la aceleración espectral S_{an} de la edificación de acuerdo a su periodo en el modo fundamental correspondiente a cada dirección principal de la edificación.

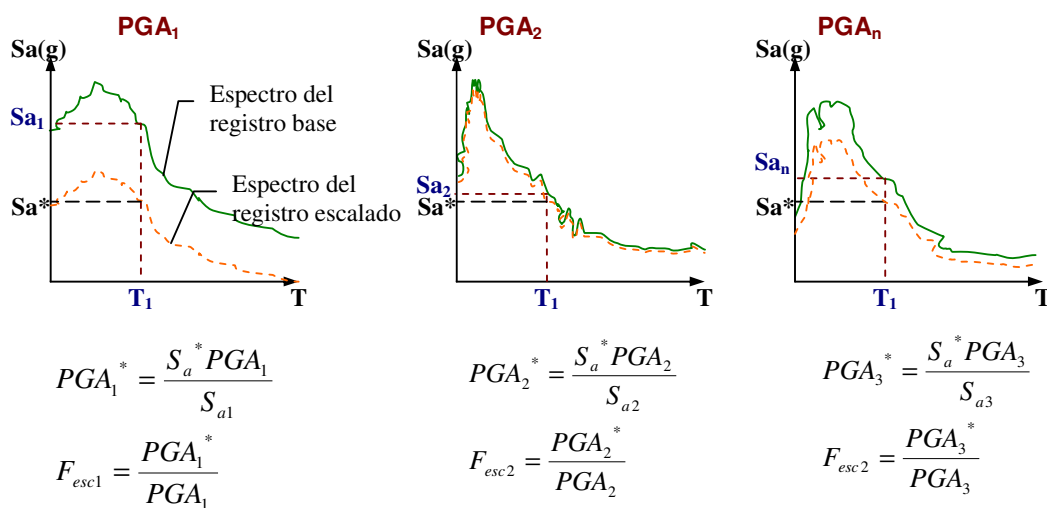


Fig. 7.8 Espectros de aceleración para diferentes registros sísmicos escalados con sus respectivos factores de escalamiento

Típicamente la medida de intensidad $S_a[T_1, \%]$ corresponde a un nivel de amortiguamiento del 5%. Sin embargo, $S_a[T_1, 5\%]$ no toma en cuenta el contenido de frecuencias en $T < T_1$, el cual domina los efectos de los modos superiores, ni en $T > T_1$, en donde domina los efectos de la elongación del periodo para sistemas inelásticos [4]. Esto puede llevar también a que la distribución de $P[S_a \geq x]$ tenga una variabilidad muy grande. Esta variabilidad se puede entender cuando escalando los registros a un S_a común en T_1 , se encuentra la mediana de los respectivos espectros de respuesta, y se observa que la aceleración espectral S_a en T_1 es la misma en todos los espectros pero existe una gran variabilidad en las ordenadas espectrales en periodos incluso muy cerca de T_1 . Esta variabilidad debe ser reducida para permitir el uso de un número menor de registros, lo cual se consigue mejorando la medida de intensidad, lo cual se puede conseguir aumentando el nivel de amortiguamiento. A

medida que aumente el nivel de amortiguamiento los espectros de respuesta son más tenues, y por tanto, disminuye la variabilidad de la coordenada espectral en periodos cercanos a T_1 .

Asimismo se observa que aumentando el nivel de amortiguamiento, %, la dispersión de la demanda disminuye para un nivel grande de intensidad, y también disminuye la dispersión de la intensidad para una misma demanda. Un nivel de 10% de amortiguamiento se considera en el análisis cuando la edificación está en el rango no lineal, y 5% de amortiguamiento cuando la estructura está en el rango lineal o elástico.

7.4.3 Registros seleccionados para el análisis IDA

En un análisis no lineal tiempo historia, el principal problema es la selección del tipo y el número de los registros de aceleración a usar. Normalmente, la selección de estos registros apunta a que los sismos tengan un rango de contenido de frecuencias adecuado a los alrededores del dominio de interés. Además, en la selección se debe tener en cuenta las magnitudes que deben presentar, el contenido de energía, la duración, como la atenuación con la distancia, etc.

De acuerdo a estos delineamientos, la selección de los registros, que se usarán en el análisis IDA, ha tenido principalmente en cuenta el contenido de frecuencias, la magnitud y los que producen mayores $S_a[T_1, %]$. En la Tabla 7.5 se muestran los sismos que se han producido en el Perú entre 1951 y 2001. De estos registros se han seleccionado 12 registros de aceleración horizontal, que corresponden a cinco sismos severos:

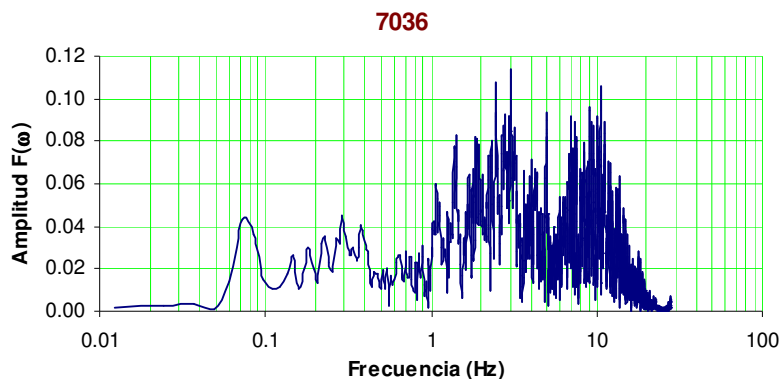
- 17 de octubre 1966 (Lima)
- 31 de mayo 1970 (Huaraz)
- 03 de octubre 1974 (Lima)
- 12 de noviembre 1996 (Nazca)
- 23 de junio 2001 (Arequipa)

Tabla 7.5 Sismos peruanos 1951-2001

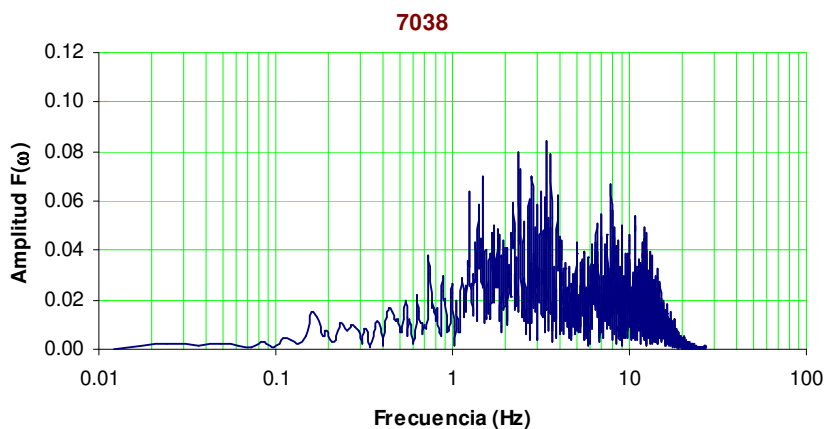
COD	FECHA	DENOMINACION	COMPONENTE	DATA	PGA	PGA (g)	M	Obs.
7032	31-Ene-51	1639 GCT-N82W	HORIZONTAL	1478	-60.4	0.06	5.0	
7033	31-Ene-51	1639 GCT-NO8W	HORIZONTAL	1480	45.7	0.05	5.0	
7035	17-Oct-66	N82W	HORIZONTAL	3283	-180.6	0.18	7.5	NTE 030
7036	17-Oct-66	NO8E	HORIZONTAL	3282	-269.3	0.27	7.5	NTE 030
7038	31-May-70	Huaraz	HORIZONTAL	2259	-104.8	0.11	7.7	NTE 030
7039	31-May-70	Huaraz	HORIZONTAL	2259	-97.8	0.10	7.7	NTE 030
7041	29-Nov-71	N82W	HORIZONTAL	2010	53.6	0.05	5.3	
7042	29-Nov-71	N08E	HORIZONTAL	2010	86.5	0.09	5.3	
7044	05-Ene-74	N82W	HORIZONTAL	1804	66.8	0.07	6.6	
7045	05-Ene-74	NO8E	HORIZONTAL	1804	-72.3	0.07	6.6	
7046	05-Ene-74	ZARATE L	HORIZONTAL	1641	-139.6	0.14	6.6	
7048	05-Ene-74	ZARATE V	HORIZONTAL	1642	-156.2	0.16	6.6	
7050	03-Oct-74	1421 GCT NO8E (Lima)	HORIZONTAL	4899	179.0	0.18	7.5	NTE 030
7051	03-Oct-74	1421 GCT N82W (Lima)	HORIZONTAL	4899	-192.5	0.20	7.5	NTE 030
7052	03-Oct-74	1421 GCT N82W HUACO (Lima)	HORIZONTAL	4879	192.4	0.20	7.5	
7054	03-Oct-74	1421 GCT HUACO (Lima)	HORIZONTAL	4879	-207.1	0.21	7.5	
7056	09-Nov-74		HORIZONTAL	2392	46.2	0.05	6.2	
7057	09-Nov-74		HORIZONTAL	2391	-69.2	0.07	6.2	
7058	09-Nov-74	LA MOLINA	HORIZONTAL	1972	-116.8	0.12	6.2	
7060	09-Nov-74	LA MOLINA	HORIZONTAL	1971	-93.7	0.10	6.2	
Nazca L	12-Nov-96	Nazca (Estación Camacho)	HORIZONTAL	6207	539.9	0.55	7.5	
Nazca T	12-Nov-96	Nazca (Estación Camacho)	HORIZONTAL	6207	539.9	0.55	7.5	
Moq EW	23-Jun-01	Arequipa (Estación Moquegua)	HORIZONTAL	6501	291.4	0.30	7.9	
Moq NS	23-Jun-01	Arequipa (Estación Moquegua)	HORIZONTAL	6501	220.1	0.22	7.9	

En la figura 7.10 se muestran los espectros de Fourier de los cinco movimientos sísmicos seleccionados con el fin de demostrar que presentan un adecuado contenido de frecuencias a los alrededores del dominio de interés $f_{yy} = 1.01\text{Hz}$ ($T_y = 0.992\text{seg}$) y $f_{xx} = 1.55\text{Hz}$ ($T_y = 0.645\text{seg}$). En el anexo se encuentran los acelerogramas respectivos.

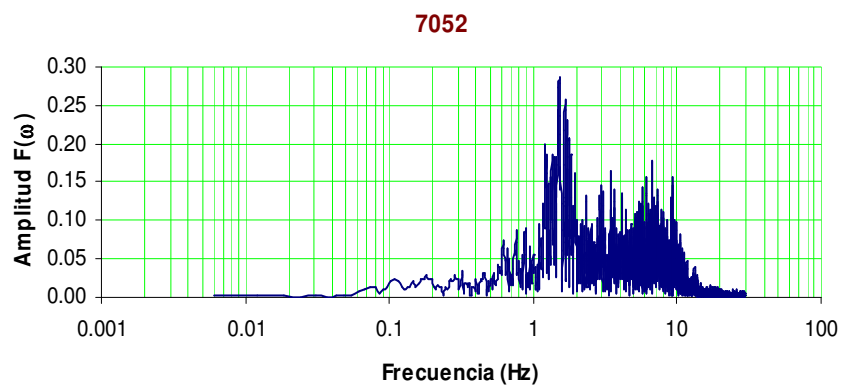
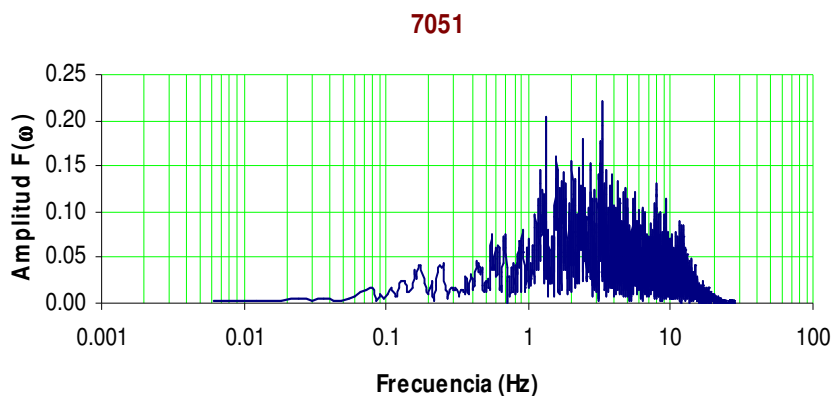
- 17 de octubre 1966 (Lima)



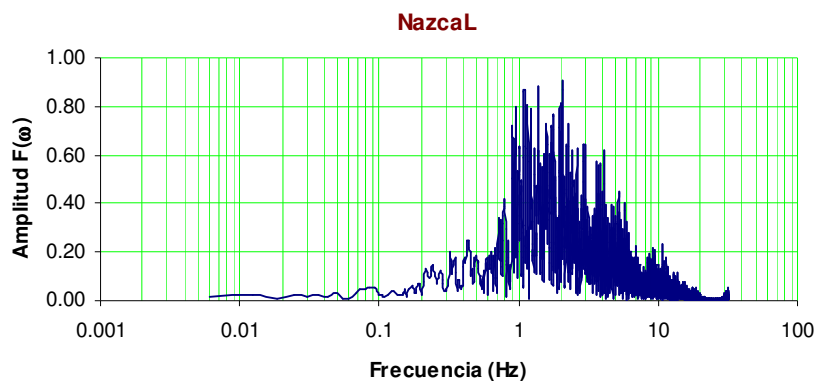
- 31 de mayo 1970 (Huaraz)



- 03 de octubre 1974 (Lima)



- 12 de noviembre 1996 (Nazca)



- 23 de junio 2001 (Arequipa)

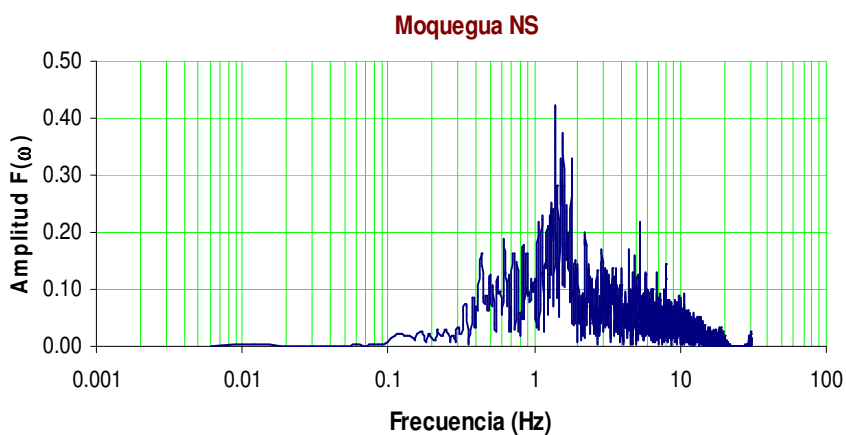


Fig. 7.9 Espectros de Fourier de los sismos seleccionados

7.4.4 Análisis probabilístico de peligro sísmico

Como se mencionó anteriormente, el análisis IDA acopla al análisis no lineal dinámico, el análisis probabilístico de peligro sísmico para determinar la demanda en un nivel de intensidad (ver Fig. 7.11).

En vista de la rareza de los eventos sísmicos y la variabilidad de sus características, se ha vuelto común describir la amenaza sísmica en términos probabilísticos. Muchos trabajos recientes comúnmente han preferido caracterizar el movimiento sísmico por su aceleración

espectral S_a , es decir la aceleración espectral máxima que el sismo inducirá en un sistema de 1GDL con periodo fundamental, T_1 , y un nivel de amortiguamiento %.

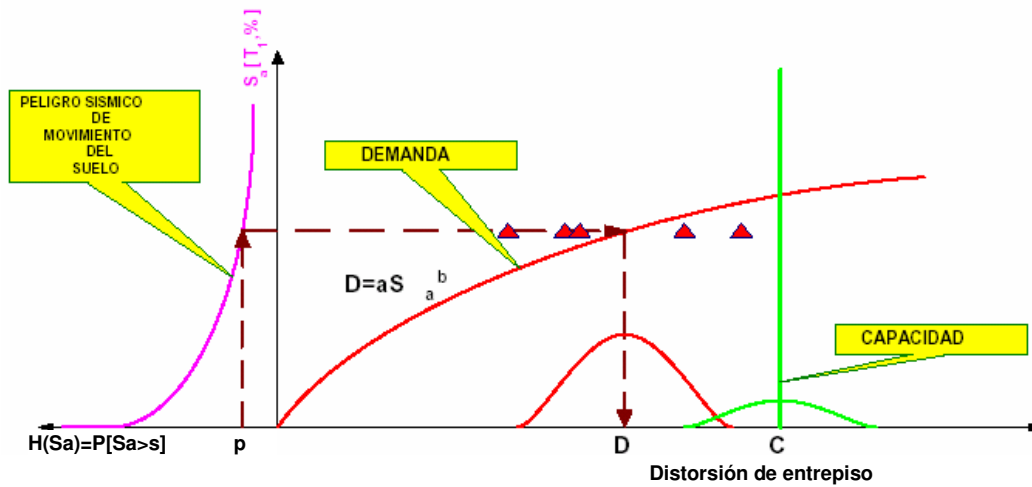


Fig. 7.10 Análisis incremental dinámico para determinar la demanda en un nivel de intensidad

Por consiguiente, definimos el peligro sísmico como la probabilidad que S_a supere un nivel dado a lo largo del tiempo que se considera de interés.

Para el presente trabajo se sigue el procedimiento del estudio de A. Gálvez & W. Sheen [12] para la evaluación del peligro sísmico, el cual se describe a continuación:

1. Para cada registro seleccionado, se estima mediante la ordenada de la aceleración espectral, a un determinado nivel de amortiguamiento y en el periodo fundamental T_1 de la estructura, la sensibilidad de la respuesta de la estructura a la excitación, $S_a [T_1, \%]$.
2. Obtenida la aceleración espectral, $S_a [T_1, \%]$ para cada registro, se regresa PGA vs S_a , que no es lo mismo que regresionar S_a vs PGA, debido a que la correlación no puede ser perfecta. Según esto, definimos PGA con la siguiente expresión:

$$PGA = a_1 S_a^{b1} \quad (7.32)$$

$$G(y) = a_1 y^{b1}$$

La derivada de $G(y)$ con respecto a y es:

$$DG(y) = a_1 y^{b1} \frac{b1}{y} \quad (7.33)$$

a_1 y b_1 son los coeficientes de regresión estimados para los registros dados.

3. El peligro sísmico se evaluará según el $Sa[T_1, \%]$, esto es el peligro de una estructura dada, no según PGA que se sabe es una distribución Extrema II(u, k). Siendo PGA una variable aleatoria, Sa será una función aleatoria, con distribuciones a encontrar. Si PGA es extrema EII(u, k), los valores para una cierta vida útil o periodo son:

Para costa central del Perú:

Valores de u :

Anual	: u = 0.050397
50 años	: u = 0.187721
100 años	: u = 0.236976
150 años	: u = 0.271579
175 años	: u = 0.286027

Valores de k :

$k = 2.9749$ en todos los casos

La función densidad de PGA es:

$$f_{PGA}(G(y)) = \left(\frac{k}{u}\right) \left(\frac{u}{G(y)}\right)^{k+1} \exp\left[-\left(\frac{u}{G(y)}\right)^k\right] \quad (7.34)$$

La función acumulativa de PGA es:

$$F_{PGA}(G(y)) = \exp\left[-\left(\frac{u}{G(y)}\right)^k\right] \quad (7.35)$$

La función densidad de probabilidad de Sa es:

$$f_{Sa}(y) = f_{PGA}(G(y)) |DG(y)| \quad (7.36)$$

La función acumulativa de probabilidad de Sa es:

$$F_{Sa}(y) = \int_0^y f_{Sa}(y) dy \quad (7.37)$$

El PELIGRO SISMICO, expresado como la probabilidad acumulada de exceder una aceleración espectral dada, Sa, es:

$$H(S_a) = 1 - F_{S_a}(S_a) \quad (7.38)$$

A continuación se muestran los valores de los parámetros necesarios para encontrar las curvas de peligro sísmico. Se debe indicar que para encontrar los coeficientes de regresión se usaron los 12 espectros de respuesta de los registros sísmicos antes indicados, al 10% amortiguamiento debido a que en el nivel de peligro sísmico de diseño y servicio la edificación se encuentra en el rango no-lineal. Los coeficientes de regresión son:

- Para la dirección YY, $T_{yy} = 0.992$ seg
 - $a1 = 0.5727$ $b1 = 0.4718$
- Para la dirección YY, $T_{xx} = 0.645$ seg
 - $a1 = 0.4842$ $b1 = 0.5943$

Los factores de k y u para una probabilidad anual son:

$$u = 0.050397$$

$$k = 2.9749$$

Con estos parámetros definidos y dando valores para S_a entre 0.01 y 2.00 con incrementos de 0.01g se obtienen las curvas de peligro sísmico para el periodo fundamental de cada dirección principal de la edificación (ver Fig. 7.12).

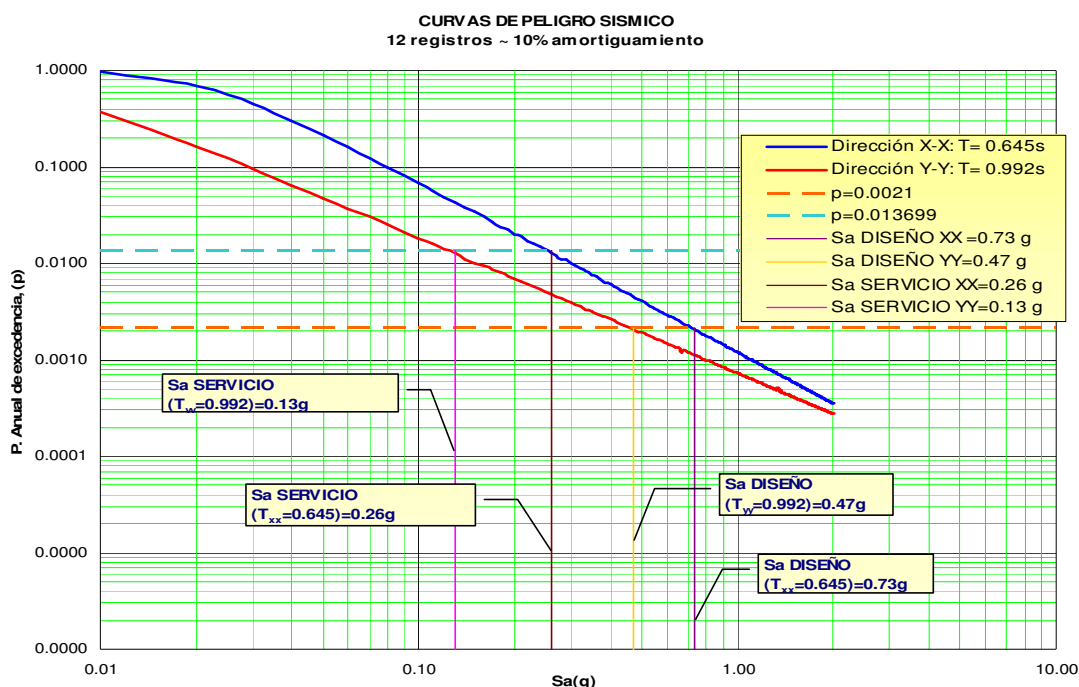


Fig. 7.11 Curvas de peligro sísmico de 12 registros con 10% amortiguamiento

Para conocer las medidas de intensidad $Sa[T_1, 10\%]$ y poder determinar la demanda, es necesario conocer el nivel de sismo de diseño, puesto que este nos lleva a encontrar el peligro sísmico o la probabilidad acumulada anual, p , de ser excedido. Conociendo p se podrá encontrar la respectiva aceleración espectral Sa .

La probabilidad acumulada anual de excedencia, p , es igual a:

$$p = 1 - (1 - P_n)^{1/n} \quad (7.39)$$

donde:

- P_n : probabilidad de exceder en n años
- p : probabilidad de exceder en 1 año
- n : número de años

Para propósitos del presente trabajo se consideran dos niveles de sismo:

- El **sismo se servicio** que corresponde al 50% de probabilidad de ser excedido en 50 años; por tanto, $p = 0.013699$
- El **sismo se diseño** que corresponde al 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años; por tanto, $p = 0.002105$

Con estas probabilidades anuales de excedencia se encontraron las aceleraciones espectrales para cada nivel de sismo y para cada dirección principal de la edificación; así se tiene:

- Dirección YY:
 Sa (servicio) = 0.13g
 Sa (diseño) = 0.47g
- Dirección XX:
 Sa (servicio) = 0.26g
 Sa (diseño) = 0.73g

7.4.5 Medida de demanda

La medida de demanda es una cantidad observable que puede ser la máxima cortante basal, rotaciones de los nudos, ductilidades máximas del piso, índices de daños propuestos, máximo desplazamiento en el piso superior o la máxima distorsión de entrepiso. Es posible usar dos o más medidas de demandas, todas resultantes del mismo análisis no lineal, para evaluar diferentes características de la respuesta, estados límites o modos de falla.

Las medidas de demanda del modelo estructural se registran para cada nivel de intensidad del movimiento sísmico escalado, estos valores son los que se grafican versus el nivel de intensidad como curvas continuas. Todas estas curvas exhiben una región lineal elástica, la cual termina cuando la primera no-linealidad aparece, es decir, cuando cualquier elemento alcanza el fin de su elasticidad. La pendiente S_a /Demanda de este segmento en cada curva IDA se le conoce como “rigidez elástica” de la estructura, la cual variará de registro a registro.

7.4.6 Modelos histeréticos

Para el análisis dinámico no lineal, la caracterización monotónica carga-deformación no es suficiente, puesto que cuando una estructura es sísmicamente excitada, es cargada y descargada, con muchas inversiones irregulares de carga, las cuales toma la estructura para múltiples demandas dentro del rango inelástico. Por consiguiente, para analizar una estructura cerca del colapso bajo tales cargas, se requiere un modelamiento aproximado del comportamiento histerético de sus elementos estructurales, el cual se toma en cuenta en los análisis no lineales tiempo historia.

El modelamiento histerético de elementos estructurales es hecho usualmente coincidiendo los modelos matemáticos de relaciones carga-deformación con los datos experimentales de las pruebas de carga cíclica. Por tanto, es indispensable elegir con cuidado el modelo matemático de curvas de histéresis que refleje los detalles de construcción y comportamiento de un determinado elemento estructural bajo cargas cíclicas.

En los sistemas de concreto armado, la distribución del refuerzo longitudinal y transversal, el tipo de confinamiento y el tipo de elemento estructural (viga, columna o muro), influyen

considerablemente en la forma de los ciclos histeréticos. Así, en la figura 7.13 se observa el comportamiento dúctil sin pérdida de resistencia que presentan las vigas doblemente reforzadas y con un buen confinamiento.

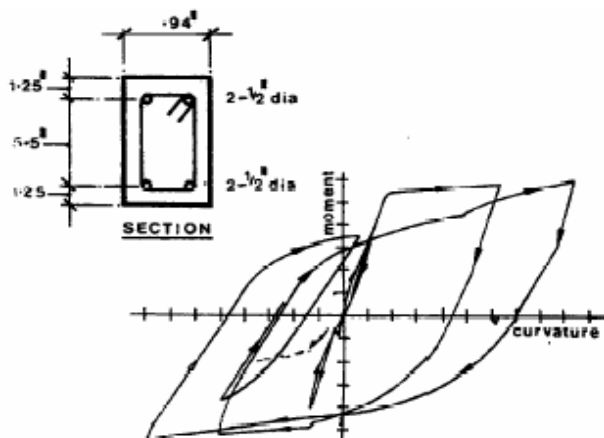


Fig. 7.12 Curvas de histéresis momento-curvatura de una viga doblemente reforzada sometida a carga cíclica (Park et al., 1972)

El caso contrario corresponde a una viga sin confinamiento, que presenta pérdida de resistencia y degradación de rigidez (figura 7.14).

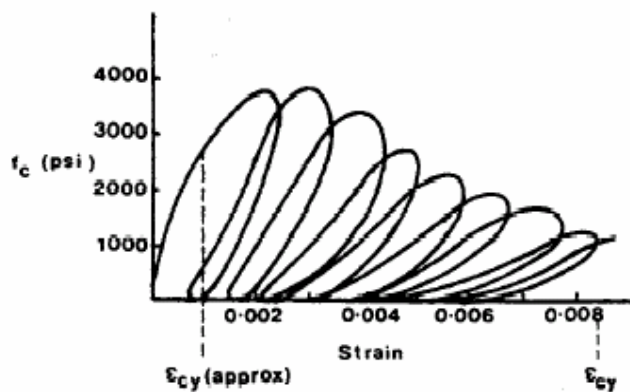


Fig. 7.13 Curvas esfuerzo-deformación para un elemento de concreto sin confinar sometido a carga cíclica (Sinha et al., 1964)

Para poder elegir adecuadamente los modelos histeréticos a usar, se debe conocer el comportamiento de los elementos de una estructura bajo cargas cíclicas. Por tal razón, a continuación se describe el comportamiento de los elementos de un sistema aporticado.

COMPORTAMIENTO BAJO CARGAS CICLICAS**▪ Elementos bajo flexión uniaxial**

El comportamiento de estos elementos supone que la resistencia al corte es significativamente mayor que la resistencia a flexión.

Después de producirse el agrietamiento por flexión, comienza un ablandamiento gradual de la respuesta que está gobernado por factores como: propagación de las grietas a lo largo de la longitud del elemento, tracción del concreto, comienzo de la no linealidad del concreto en compresión.

Después de la fluencia, como se muestra en la figura 7.15 (a) y (b), la resistencia del elemento continua aumentando, en primer lugar, debido a la reducción en la profundidad del eje neutro causada por la gran deformación post-fluencia del acero en tracción, que a su vez incrementa el nivel del brazo de las fuerzas internas, y en segundo lugar, debido a que puede iniciarse el endurecimiento por deformación del refuerzo de tracción.

El desprendimiento del recubrimiento para deformaciones cercanas a 0.002 tiene un efecto negativo sobre la resistencia. Dependiendo de la magnitud de las deformaciones, el acero de compresión puede también fluir y, dejar de contribuir a la rigidez tangente del miembro. Esto se compensa satisfactoriamente con el incremento en la resistencia y rigidez del núcleo de concreto, debido al inicio gradual del estado de esfuerzos triaxial en la zona comprimida.

Degradación de rigidez

Característica típica del comportamiento de los miembros de concreto armado. La degradación de rigidez se observa en la descarga cuando la fuerza aplicada tiende a cero y la rama de descarga se suaviza gradualmente, pues inicialmente la rigidez es alta, aproximadamente del orden de la rigidez elástica. Asimismo, la rigidez tangente decrece cuando se incrementa el valor de la deformación en el comienzo de la descarga.

La curva de recarga debida a la inversión de la dirección de la carga aplicada es inicialmente muy débil, más que en la parte final de la curva de descarga. Esto se debe a

que la inversión de la carga produce la abertura de grietas en la nueva cara del elemento a tracción, antes de la recuperación completa de la adherencia por deslizamiento, es decir, antes de que las grietas producidas en la fase de carga anterior, se cierren. Durante la recarga, las grietas en la zona de compresión se cierran gradualmente, lo que produce una reactivación del concreto que se manifiesta en un endurecimiento de la curva de recarga. Esto también puede aparecer en la curva de recarga en la dirección opuesta y los lazos de histéresis resultantes son estrangulados hacia el origen. Este efecto se conoce como estrechamiento o como “pinching”

Después del endurecimiento, la curva de recarga comienza a suavizarse de nuevo, debido a la fluencia del acero en tensión. La recarga en los ciclos posteriores siguen el mismo patrón pero con un comportamiento más débil. La rigidez total de las ramas de recarga, decrece con el incremento de la magnitud de la deformación máxima alcanzada en el ciclo previo.

Pérdida de resistencia

Estos efectos son más evidentes entre un ciclo de deformación y el próximo, aún alcanzando el mismo nivel de deformación que ciclos anteriores. Se debe a múltiples fenómenos, los más importantes son:

- La alternancia de la apertura y cierre de grietas producen una pérdida de resistencia y una degradación de la rigidez del concreto a compresión, debido a la existencia de ligeros desplazamientos relativos, por cortante entre las grietas.
- El deterioro cíclico de la adherencia a lo largo de las barras, que incrementa gradualmente el ancho de grietas y reduce el efecto de endurecimiento.
- El deterioro gradual del comportamiento cíclico a cortante, junto con el deterioro de la transferencia de cortante a través de las grietas abiertas.

En las vigas bien diseñadas y detalladas, la degradación de la resistencia con los ciclos es menor. Sin embargo, si la viga está sometida a ciclos sucesivos de amplitud constantes de fuerza o deflexión, tal deterioro es notable entre el primer y segundo ciclo, pero posteriormente disminuye prácticamente a cero, conduciendo a un comportamiento histerético muy estable y una capacidad de disipación de energía notable, (ver figura 7.15 (b)).

La degradación de la resistencia con los ciclos decrece cuando el acero transversal aumenta, debido que éste mejora el comportamiento a cortante cíclico y aumenta el confinamiento del concreto.

Todo este comportamiento descrito corresponde a las vigas de pórticos de concreto armado, ya sean con sección transversal y refuerzo longitudinal simétrico o con sección transversal en “T” y refuerzo longitudinal asimétrico. Usualmente las vigas tienen refuerzo asimétrico debido a que dentro de las regiones críticas en los extremos de las vigas, la cantidad de acero superior es mayor al acero inferior. La principal diferencia del comportamiento cíclico a flexión entre estos dos tipos de vigas es que las últimas, exhiben lazos histeréticos asimétricos.

Para vigas con áreas de acero superior e inferior muy distintas, el efecto de estrechamiento es más señalado.

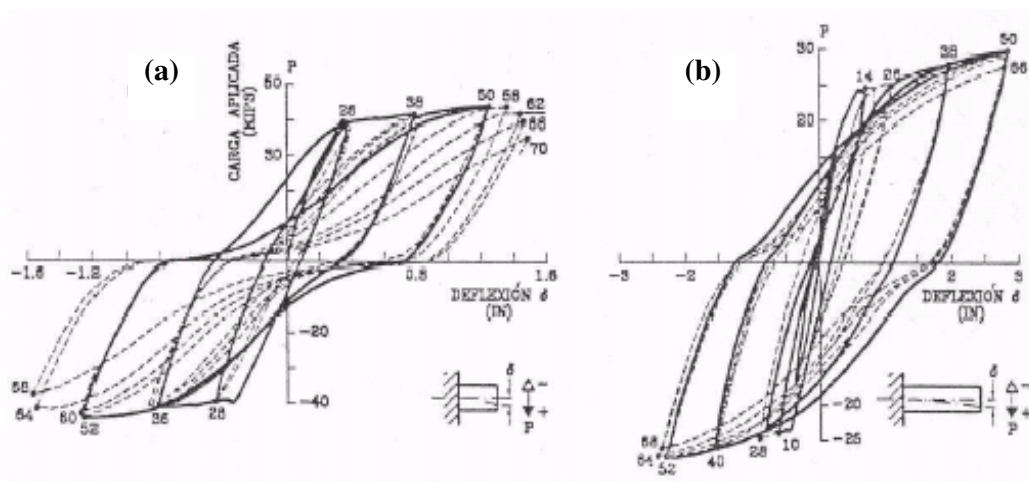


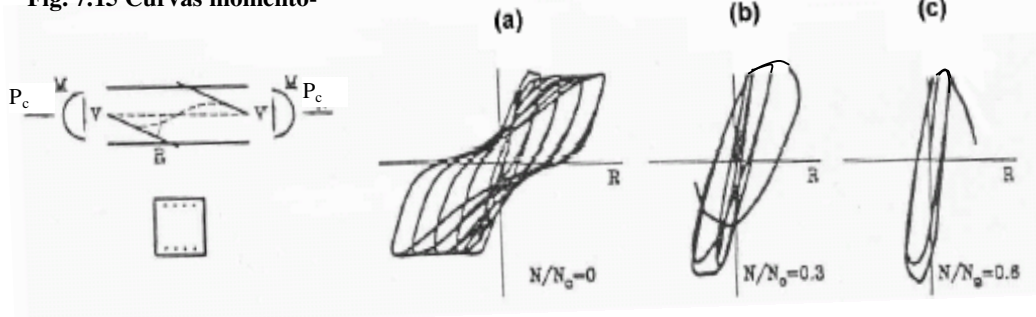
Fig. 7.14 Curvas esfuerzo-deformación de vigas con sección transversal y distribución del refuerzo simétrico [13]

- **Elementos bajo flexión y con fuerza axial**

A partir de los ensayos realizados por muchos investigadores, se ha podido observar que la degradación de la resistencia con los ciclos aumenta considerablemente con el valor de la relación de fuerza axial $P/A_g f'_c$, especialmente cuando ésta se aproxima al valor de carga balanceada, la cual se toma como aproximadamente igual a 0.4. La figura 7.16 muestra tres relaciones momento-rotación con diferentes valores de $P/A_g f'_c$, esto es 0.00, 0.03 y 0.06.

Para este último valor, la columna se comporta de forma frágil, mostrando una baja capacidad de disipación de energía, es decir $P_c/A_g f'_c = 0.0$ histéresis $P_c/A_g f'_c = 0.3$ y $P_c/A_g f'_c = 0.6$

Fig. 7.15 Curvas momento-



rotación de columnas sometidas a flexión uniaxial y bajo carga axial constante [13]

Sin embargo, este efecto negativo puede ser contrarrestado por el confinamiento del núcleo del concreto, es decir, colocando los estribos a una pequeña separación. De esta forma, la pérdida de resistencia es pequeña para valores medios y altos de $P_c/A_g f'_c$.

El efecto de la carga axial hace que el comportamiento cíclico de las columnas sea diferente al de las vigas, debido a que la carga axial ayuda a cerrar las grietas, evitando de esta manera que se presente el fenómeno de estrechamiento.

Considerando los resultados de trabajos experimentales, se ha observado que tanto el momento de fluencia y último de la curva envolvente de los lazos de histéresis aumentan con el valor de la fuerza axial, mientras ésta no exceda la carga balanceada. De igual forma sucede con la rigidez de la curva inicial y de las curvas de descarga y recarga. El comportamiento descrito supone que la resistencia al corte es significativamente mayor que la resistencia a flexión.

▪ Elementos bajo flexión y fuerza axial con esfuerzos de cortante elevados

Esta situación se presenta en elementos en que la flexión gobierna el comportamiento de la relación esfuerzo-deformación; sin embargo las deformaciones por cortante se vuelven importantes cuando la esbeltez (l/d) disminuye. Experimentalmente se ha observado que para valores de l/d menores a 2, las curvas cortante-deformación tienen la forma que se presenta en la figura 7.17.

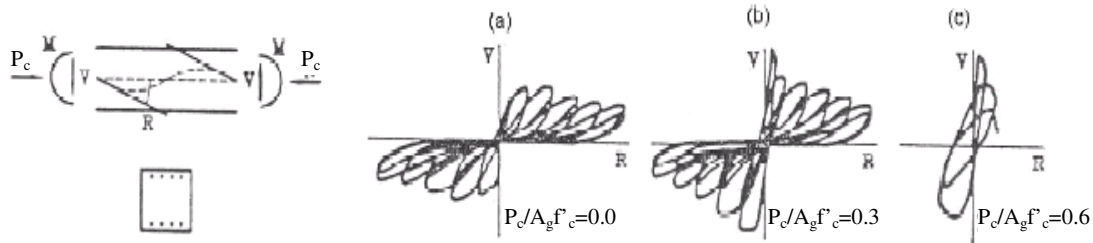


Fig. 7.16 Ciclos de histéresis cortante-deformación de elementos de concreto armado que fallan a cortante, bajo carga axial y flexión asimétrica cíclica [13]

De la figura 7.17 se observa que el deterioro de la rigidez y de la resistencia es drástico, y existe un fuerte efecto de estrechamiento con la consiguiente disminución de la capacidad de disipación de energía. Estas fallas y las de tipo cortante son muy frágiles y por tanto se deben evitar en el diseño de elementos de concreto armado.

La carga axial tiene un efecto importante sobre el comportamiento a cortante de las columnas (Atalay y Penzien 1975), debido a que a medida que aumenta la carga axial disminuye el efecto de estrechamiento, siempre que no sobrepase el valor de la carga balanceada.

MODELO ANALITICO DEL COMPORTAMIENTO HISTERETICO

De todo lo anterior, se concluye que, un modelo histerético debe ser capaz de representar la evolución de la rigidez, la resistencia y el efecto de estrechamiento bajo cualquier historia de desplazamientos.

Existe una serie de modelos constitutivos que representan el comportamiento histerético de los elementos, unos más complicados que otros, pero la mayoría consideran tres factores fundamentales:

- Deterioro de la rigidez en la descarga inelástica
- Cambio de rigidez por cierre de grietas
- Deterioro en la resistencia

En algunas referencias, como Park & Paulay [18], indican que una mejor idealización de la forma real de los ciclos para las vigas y columnas sería el prototipo de respuesta de Ramberg-Osgood (1943) o la respuesta de rigidez degradada sugerida por Clough (1966),

aunque este último no reproduce el efecto de estrechamiento que ocurre en las vigas cuando las áreas de acero superior e inferior son significativamente distintos, y en las columnas. Otras referencias, como FEMA 376 [11], sugieren el modelo de Takeda (1970) y Clough modificado; y otras, sugieren el modelo de Park(1973) y Otani (1981).

Sin embargo, teniendo en cuenta los modelos sugeridos y el programa de cómputo IDARC [26] utilizado para el análisis no lineal dinámico, se ha preferido usar el modelo de Park, el cual se describe a continuación.

Modelo de Park

Este modelo es considerado uno de los más completos, siendo ampliamente utilizado para el análisis dinámico no lineal de estructuras. El modelo incorpora la degradación de la rigidez, pérdida de resistencia y el efecto de estrechamiento. El comportamiento histerético se describe por medio de una curva envolvente trilineal, similar a la utilizada en el modelo de Takeda, pero incluye una novedad en la determinación de la degradación de rigidez de rama de descarga.

La extensión de la descarga desde la rama post-agrietamiento de la curva elástica, intercepta la rama de pre-agrietamiento de la curva de carga envolvente trilineal en la dirección de descarga, en una ordenada igual al valor del momento de cedencia multiplicado por un factor α (ver figura 7.18 (a)). Por lo tanto, este parámetro controla la degradación de la rigidez del modelo. Los autores del modelo proponen valores de α alrededor de 2.0. En el IDARC, el parámetro α se denomina HC.

El estrechamiento es modelado definiendo el punto escogido para la rama de recarga sea el punto en donde se cierran las grietas. El nivel de fuerza correspondiente a este punto es una ordenada igual a un porcentaje, γ , del momento de fluencia M_y , esto es $M_\gamma = \gamma M_y$, y el nivel de deformación es obtenido como un promedio de la deformación de fluencia y últimas como se muestra en la figura 7.18 (b). A partir de este punto la rama de recarga se rigidiza y se dirige hacia el punto de deformación máxima alcanzada en el ciclo previo en esa dirección. El factor γ en el IDARC ha sido denominado como HS.

La degradación de la resistencia de un ciclo se representa por el parámetro β_1 que es función de la cantidad de energía disipada y por el parámetro β_2 que es función de la ductilidad. Estos parámetros se les denominan en el IDARC como HBE y HBD respectivamente.

A través de trabajos experimentales, se han propuestos ciertos valores de los parámetros, los cuales varían de acuerdo con el tipo de elemento estructural, las propiedades de los materiales y la calidad de la construcción. Kunnath et al. (1990) encontró que para secciones de elementos de concreto armado correctamente detalladas, los resultados de análisis son insensibles a cambios sustanciales de los valores de los parámetros, pero esto no siempre es así. Por ello, para el análisis no lineal de estructuras de concreto armado, es conveniente calibrar los valores de los parámetros correspondientes a los elementos a representar, realizando ensayos experimentales.

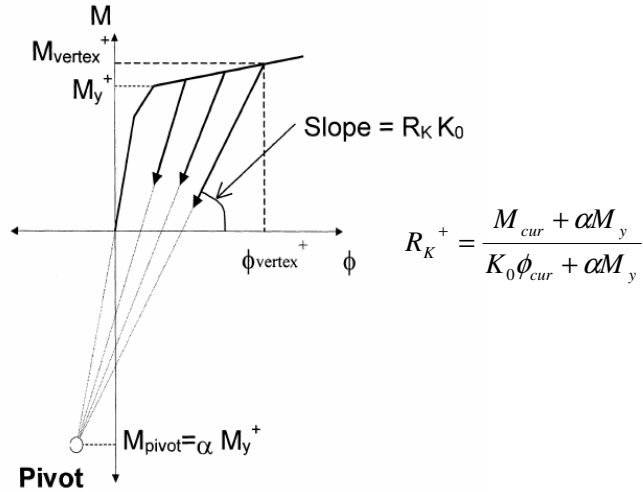
Para propósitos del presente trabajo, los valores supuestos de estos parámetros son:

- Para las vigas:

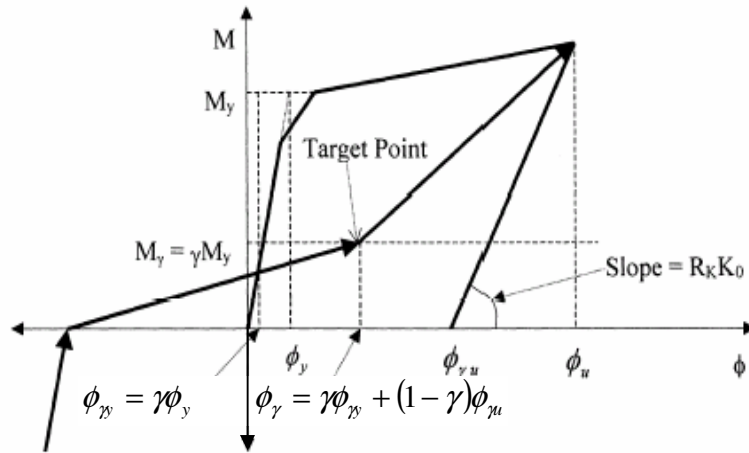
HC = 15	(Degradación ligera de rigidez)
HBD = 0.05	(Casi no hay deterioración de resistencia)
HBE = 0.05	(Casi no hay deterioración de resistencia)
HS = 0	(No hay estrechamiento)

- Para las columnas:

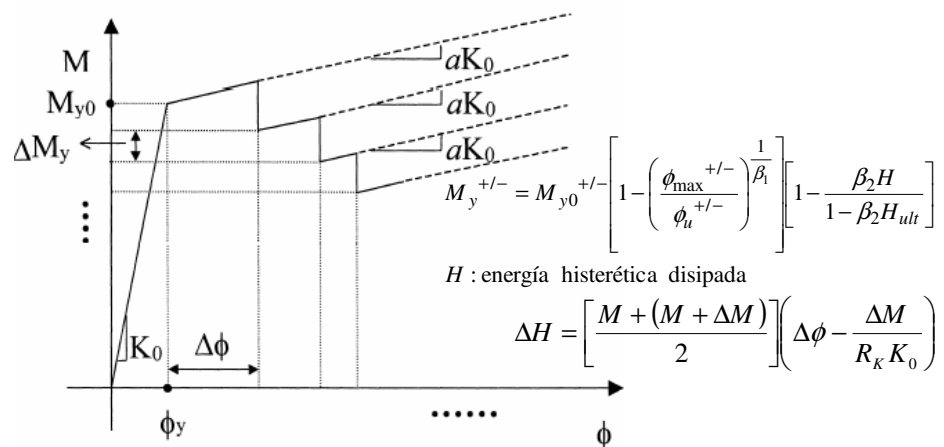
HC = 50	(Casi no hay degradación de rigidez)
HBD = 0.15	(Deterioración ligera de resistencia)
HBE = 0.08	(Deterioración ligera de resistencia)
HS = 0	(No hay estrechamiento)



a) Modelamiento de la degradación de rigidez



b) Modelamiento del efecto de estrechamiento o “pinching”



c) Representación esquemática de la degradación de resistencia

Fig. 7.17 Parámetros de control para el modelo histérico de Park [26]

CAPITULO VIII

RESULTADOS DE LOS ANALISIS NO-LINEALES

8.1 Análisis no-lineal estático “Pushover”

En la presente sección se muestran los resultados del análisis no-lineal estático “pushover” para las dos direcciones principales del edificio X-Y. El procedimiento que se sigue es el descrito en el capítulo VII.

Este análisis se ha hecho con el programa no-lineal IDARC [26], el cual permite ingresar el edificio solamente en dos dimensiones; por lo tanto, se realizan análisis independientes para cada dirección del edificio. Debido a que la edificación es casi simétrica, se considera que los resultados encontrados de esta manera son aproximados a la realidad. Con este programa, además de encontrar la curva de capacidad se ha podido ver el mecanismo de colapso y el comportamiento de cada elemento durante el análisis.

Debido a que la edificación es considerada como una estructura importante, la evaluación del punto de desempeño o la demanda sísmica sobre la edificación se hace para satisfacer los requerimientos de Seguridad de Vida (LS) para un Sismo de Diseño(Raro), y para para satisfacer los requerimientos de Ocupación Inmediata (IO) para un Sismo de Servicio(Frecuente). En otras palabras, el punto de desempeño se determina para cada uno de estos niveles de sismo; posteriormente, la demanda sísmica para cada nivel de sismo, se compara con sus respectivos límites aceptables o niveles de desempeño.

La evaluación de la demanda sísmica (desplazamientos, distorsiones, cortante basal, rotación de rótulas plásticas, etc) se hace a nivel global del edificio y a nivel local de los componentes del edificio. Para el nivel global, se evalúa la distorsión máxima de entrepiso. Para el nivel local, se evalúa la rotación de rótulas plásticas de las vigas y columnas.

Es necesario indicar también que las propiedades mecánicas del concreto y acero indicados en el programa IDARC corresponden a los indicados en el capítulo III; las propiedades de

las columnas se hace ingresando la envolvente momento curvatura, debido a la asimetría de la sección de algunas columnas, y por tanto, de su refuerzo; las propiedades de las vigas se hace ingresando las dimensiones de la sección y el refuerzo; finalmente, se indica usar un modelo trilineal para las envolventes momento-curvatura o momento-rotación.

El análisis estático no-lineal “pushover” se realiza para la edificación diseñada por capacidad y diseñada por resistencia.

Para decidir el patrón de distribución de carga lateral, se hizo una comparación entre las curvas de capacidad obtenidas usando una distribución triangular invertida y usando una distribución potencial, la cual toma en cuenta la influencia de los modos superiores (ver sección 7.2.3). De esta comparación, se ha decidido usar la distribución potencial, ver figura 8.1.

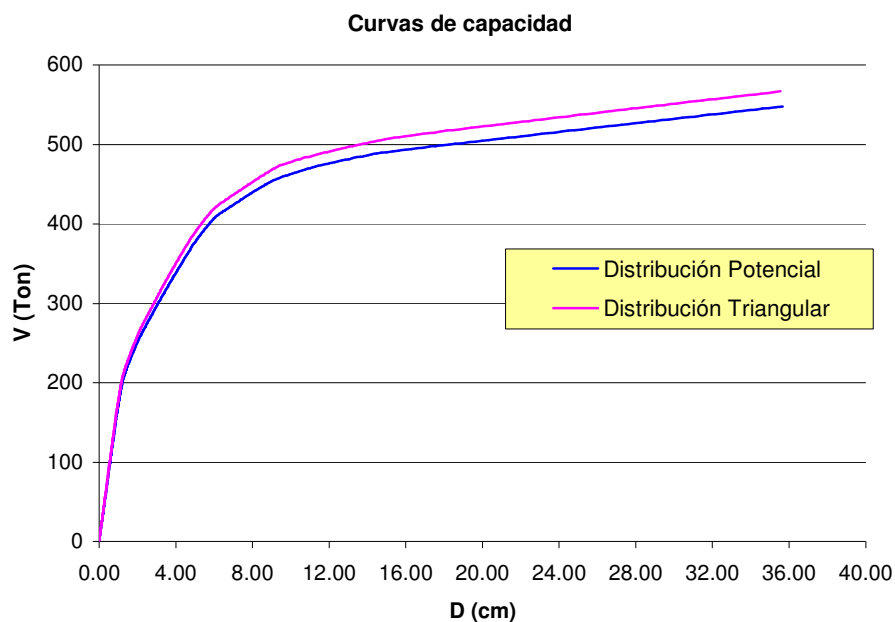


Fig. 8.1 Comparación de curvas de capacidad en la dirección Y-Y usando dos tipos de distribución de carga lateral.

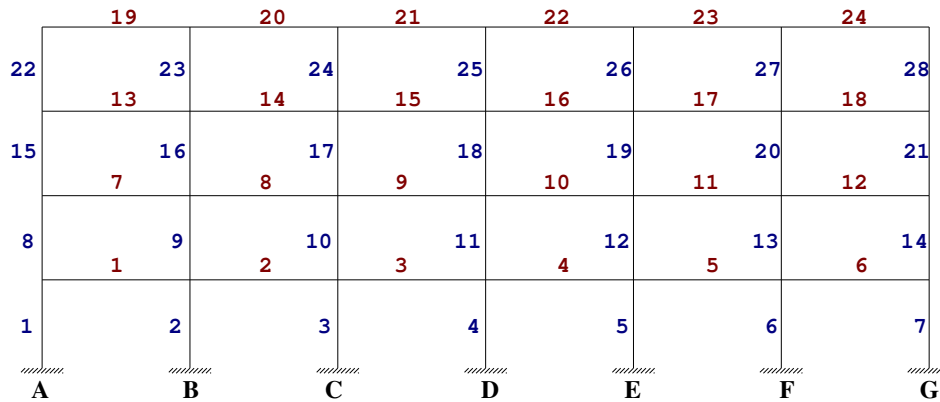
8.1.1 Identificación de los elementos estructurales del edificio en el IDARC

Con el propósito de identificar cada elemento estructural, se indica a continuación la denominación de cada elemento en el IDARC para cada dirección de análisis:

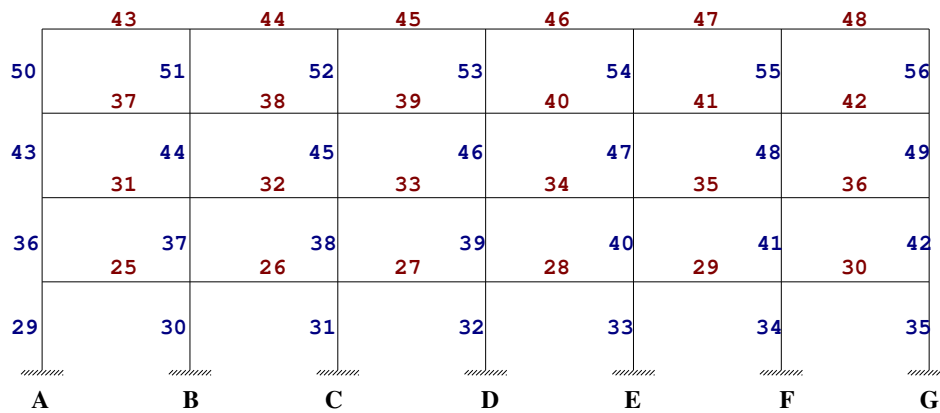
▪ **Elementos para el análisis en la dirección Y-Y**

En esta dirección se ha identificado 87 columnas (considerando la placa de escalera en los tres niveles como columna) y 68 vigas:

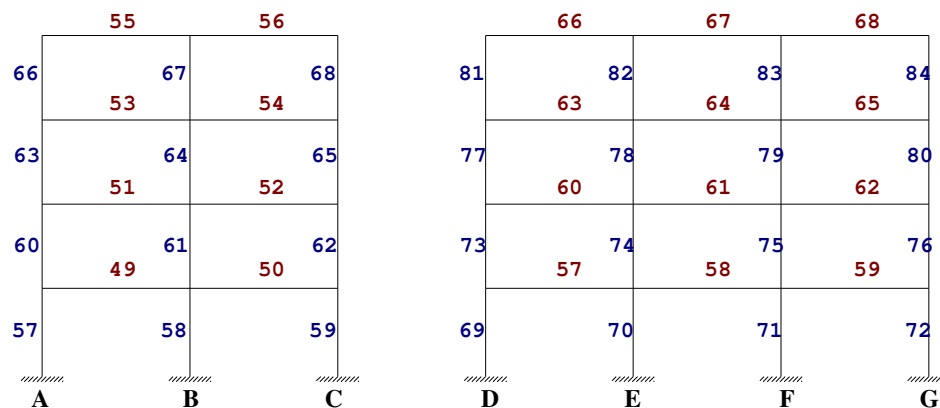
Pórtico Eje 1:



Pórtico Eje 2:



Pórticos Eje 3:



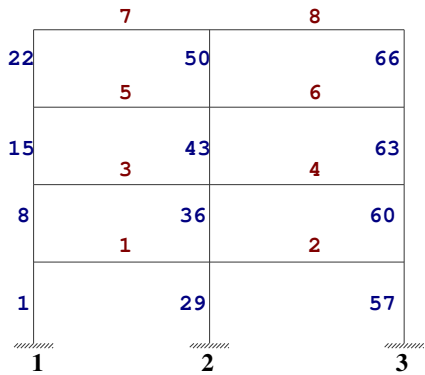
Eje de placa de escalera



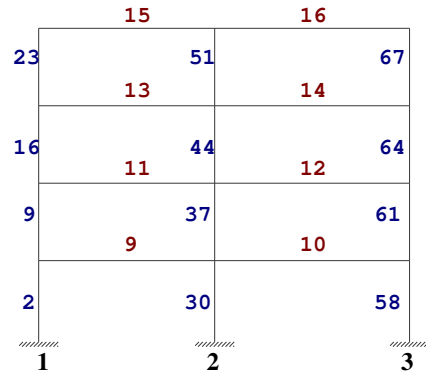
- *Elementos para el análisis en la dirección X-X*

En esta dirección se ha identificado 84 columnas, 56 vigas y 3 placas (correspondientes a la escalera):

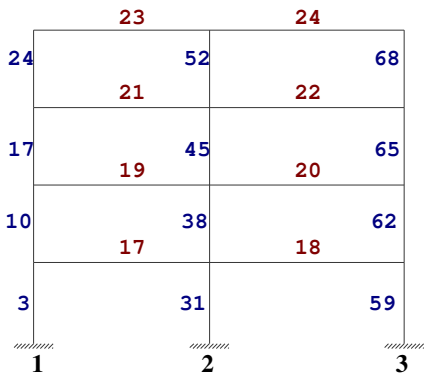
Pórtico Eje A:



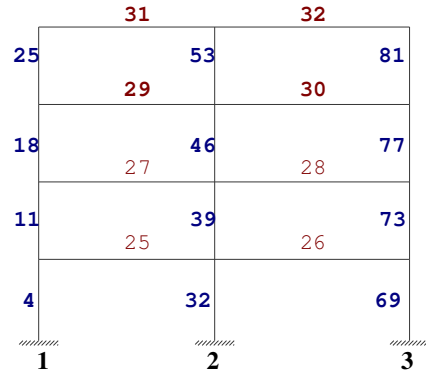
Pórtico Eje B:

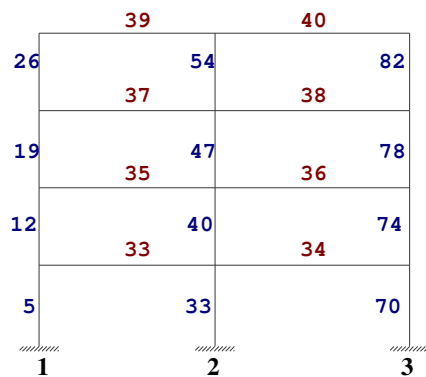
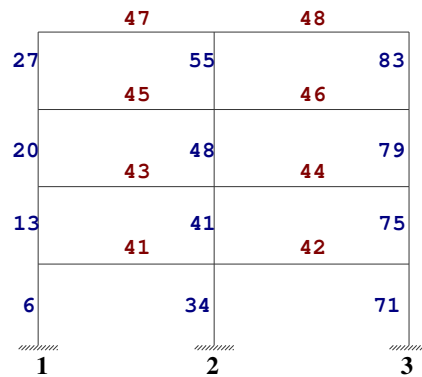
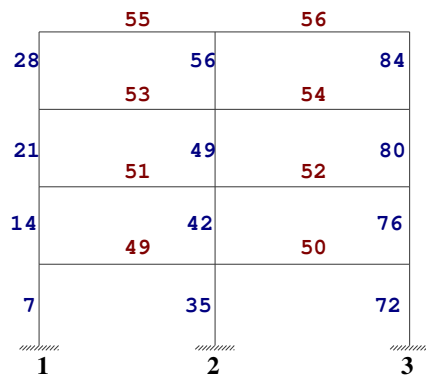
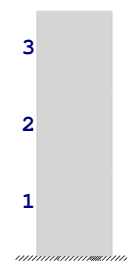


Pórtico Eje C:



Pórtico Eje D:



Pórtico Eje E:**Pórtico Eje F:****Pórtico Eje G:****Eje de placa de escalera:****8.1.2 Análisis en la dirección Y-Y**

Los resultados se presentan para la edificación diseñada por capacidad y por resistencia en forma paralela:

- ***Curva de capacidad y su representación bilineal***

Para determinar la representación bilineal ha sido necesario identificar el punto de la primera fluencia y el punto del desplazamiento último. El punto de la primera fluencia se identifica cuando el primer elemento ha fluido. El punto de desplazamiento último corresponde al primer elemento que alcance su resistencia máxima; es decir, alcance su límite a la prevención de colapso. Esto ha sido posible con la secuencia del mecanismo de colapso que presenta el programa y revisando las demandas de rotación de las rótulas plásticas en cada paso de incremento de carga de los elementos que han fluido.

• **EDIFICACION DISEÑADA POR CAPACIDAD**

El punto de la primer fluencia se identifica en el extremo inferior de la columna 57 (CA3 - 1ºPiso), el cual corresponde al paso 350 cuando la fracción de la cortante basal es igual a $V/W = 0.1312$.

La resistencia última se identifica cuando el extremo inferior de la columna 29 (CA2 - 1ºPiso) alcanza su rotación límite en el nivel de prevención de colapso(PC), esto ocurre en el paso 549 cuando la fracción de la cortante basal es igual a $V/W = 0.2059$.

REPRESENTACION BILINEAL

Primera fluencia:

Paso	D _y ' (cm)	V _y ' (t)
350	3.92	335.05

Ke = 85.42 t/cm

Resistencia última:

Paso	D _u (cm)	V _u (t)
549	27.61	525.81

Cálculo del punto de fluencia: (D_y, V_y):

A_{curva} = 12200.56

$\epsilon = (A_{curva} - A_{bilineal}) / A_{curva} * 100$

V _y (t)	D _y (cm)	A _{bilineal}	ε (%)
450.00	5.268	12084.00	0.955
454.34	5.319	12130.56	0.574
456.96	5.349	12158.68	0.343
458.54	5.368	12175.56	0.205
459.48	5.379	12185.66	0.122
460.04	5.385	12191.68	0.073
460.37	5.389	12195.28	0.043
460.57	5.392	12197.42	0.026
460.69	5.393	12198.69	0.015
460.76	5.394	12199.45	0.009
460.81	5.394	12199.90	0.005
460.83	5.395	12200.17	0.003
460.85	5.395	12200.33	0.002
460.86	5.395	12200.51	0.000
460.87	5.395	12200.55	0.000
460.87	5.395	12200.55	0.000
460.87	5.395	12200.56	0.000

PTO DE FLUENCIA

v/w = 0.1805

PUNTOS DE LA CURVA BILINEAL

Punto	D (cm)	V (t)
Origen	0.00	0.000
Fluencia	5.395	460.867
Ultimo	27.606	525.806

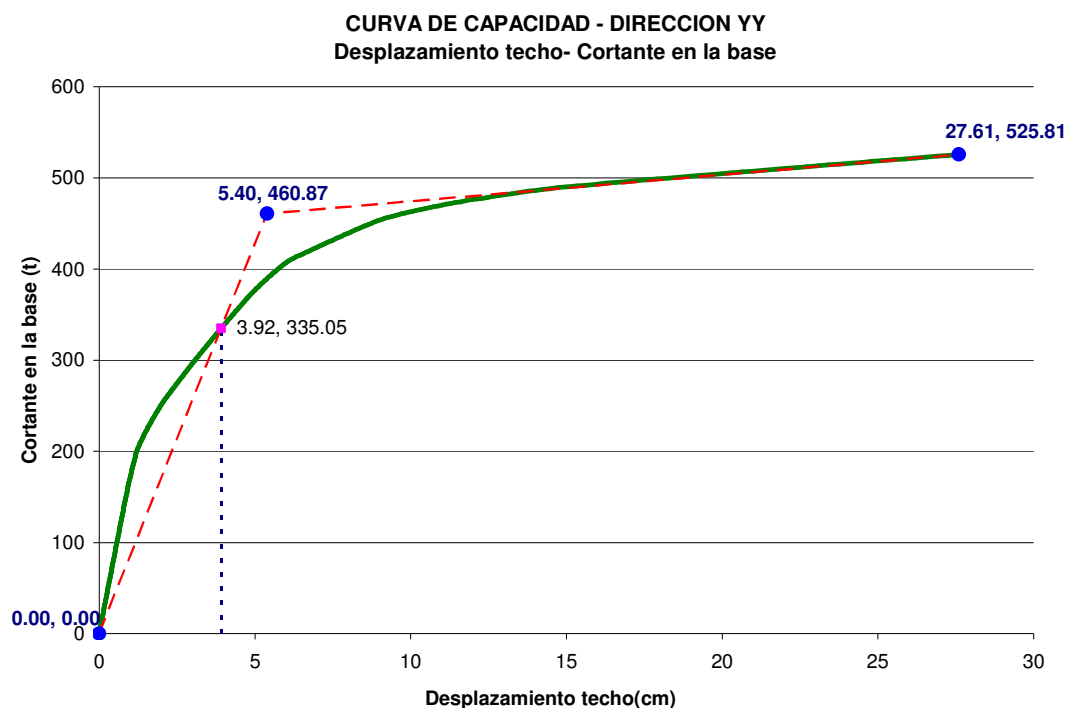


Fig. 8.2 Curva de capacidad y su representación bilineal en la dirección Y-Y
Diseño por capacidad

- **EDIFICACION DISEÑADA POR RESISTENCIA**

El punto de la primer fluencia se identifica en el extremo inferior de la columna 57 (CA3 - 1ºPiso), el cual corresponde al paso 353 cuando la fracción de la cortante basal es igual a $V/W = 0.1324$.

La resistencia última se identifica cuando el extremo inferior de la columna 29 (CA2 - 1ºPiso) alcanza su rotación límite en el nivel de prevención de colapso(PC), esto ocurre en el paso 527 cuando la fracción de la cortante basal es igual a $V/W = 0.1976$.

REPRESENTACION BILINEAL**Primera fluencia:**

Paso	Dy' (cm)	Vy' (t)
353	3.99	338.11

$$K_e = 84.704 \text{ t/cm}$$

Resistencia última:

Paso	Du (cm)	Vu (t)
527	25.78	504.61

Cálculo del punto de fluencia: (Dy, Vy):

$$A_{\text{curva}} = 11085.84$$

$$\epsilon = (A_{\text{curva}} - A_{\text{bilineal}}) / A_{\text{curva}} * 100$$

Vy (t)	Dy (cm)	A _{bilineal}	ε (%)
430.11	5.078	10766.78	2.878
442.86	5.228	10893.10	1.739
450.69	5.328	10970.75	1.038
455.42	5.377	11017.61	0.615
458.24	5.410	11045.56	0.363
459.91	5.430	11062.12	0.214
460.90	5.441	11071.89	0.126
461.48	5.448	11077.64	0.074
461.82	5.452	11081.03	0.043
462.02	5.455	11083.01	0.025
462.14	5.455	11084.18	0.015
462.21	5.457	11084.86	0.009
462.25	5.457	11085.26	0.005
462.29	5.458	11085.72	0.001
462.30	5.458	11085.80	0.000
462.30	5.458	11085.81	0.000
462.30	5.458	11085.82	0.000

PTO DE FLUENCIA

$$v/w = 0.1810$$

PUNTOS DE LA CURVA BILINEAL

Punto	D (cm)	V (t)
Origen	0.00	0.000
Fluencia	5.46	462.304
Ultimo	25.78	504.611

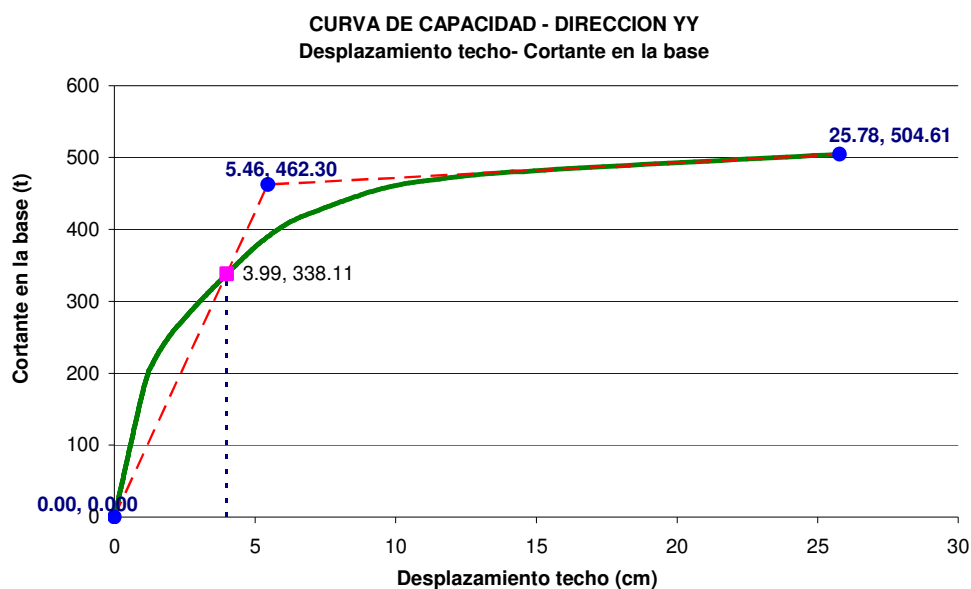


Fig. 8.3 Curva de capacidad y su representación bilineal en la dirección Y-Y
Diseño por resistencia

- ***Espectro de demanda y punto de desempeño para el sismo de diseño y servicio***

De acuerdo a la metodología descrita en el capítulo VII se elabora el espectro inelástico de demanda y el punto de desempeño. La superposición de los espectros de capacidad y demanda se muestra en formato ADRS (Sa-Sd).

- **EDIFICACION DISEÑADA POR CAPACIDAD**

SISMO DE DISEÑO - ESPECTRO INELASTICO

Newmark y Hall

Ductilidad estimada

$$\mu = 3.08$$

$$R\mu = 3.08 \quad T > T_c$$

Ubicada en la costa central:

$$Z = 0.4 \text{ g}$$

Cimentada sobre suelo rígido :

$$S = 1.0$$

Edificación importante:

$$T_p = 0.4 \text{ s}$$

$$U = 1.5$$

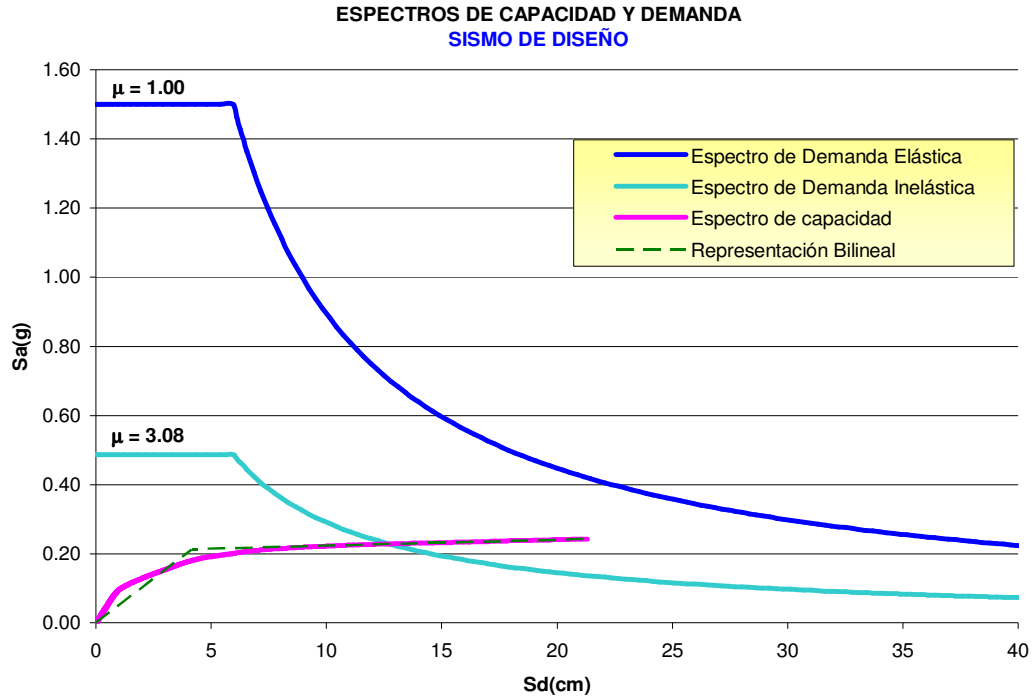


Fig. 8.4 Espectros de capacidad y demanda en la dirección Y-Y en formato ADRS
Diseño por Capacidad – Sismo de Diseño

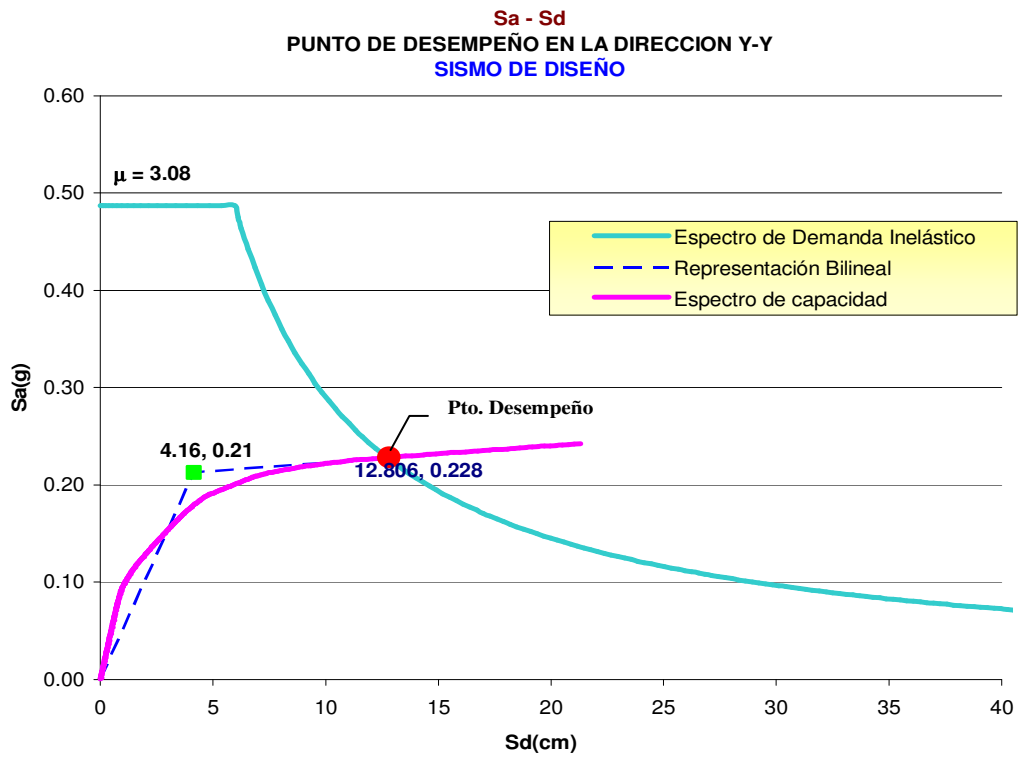


Fig. 8.5 Punto de desempeño en la dirección Y-Y
Diseño por Capacidad – Sismo de Diseño

PF1 = 1.296
 α = 0.849
 H = 14.175 m
 Peso = 2553.70 t

PUNTO DE DESEMPEÑO

Sa (g)	Sd (cm)	Du (cm)	T (s)
0.228	12.806	16.591	1.5023

PUNTO DE FLUENCIA

Sa (g)	Sd (cm)	Dy (cm)	T (s)
0.213	4.164	5.395	0.888

$\mu = D_u/D_y = 3.08$

∴ ES IGUAL A LA DUCTILIDAD DEL ESPECTRO DE DEMANDA

SISMO DE SERVICIO - ESPECTRO INELASTICO

Newmark y Hall

Dutilidad estimada

$\mu = 1.61$
 $R\mu = 1.61$ T > Tc

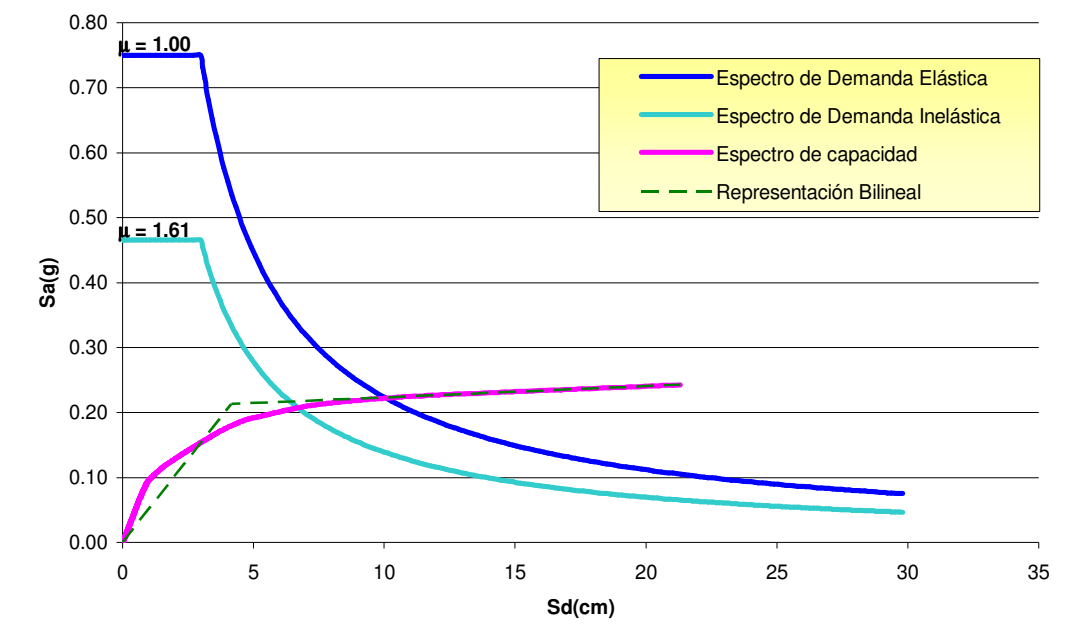
Ubicada en la costa central:
 Cimentada sobre suelo rígido :

Z = 0.2 g
 S = 1.0
 Tp = 0.4 s

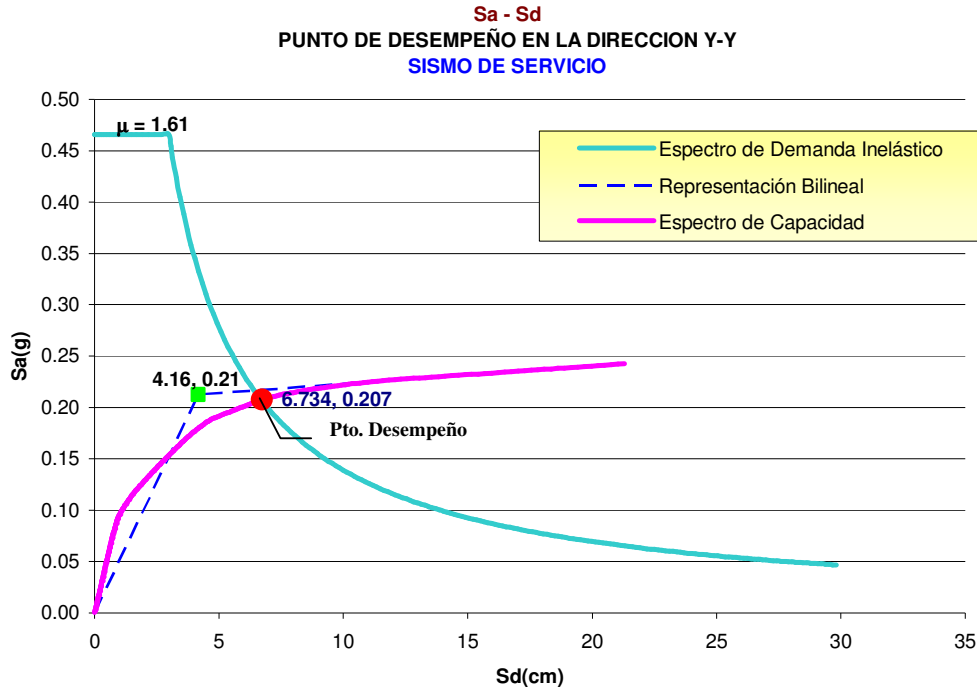
Edificación importante:

U = 1.5

**ESPECTROS DE CAPACIDAD Y DEMANDA
 SISMO DE SERVICIO**



**Fig. 8.6 Espectros de capacidad y demanda en la dirección Y-Y en formato ADRS
 Diseño por Capacidad – Sismo de Servicio**



PF1 = 1.296
 α = 0.849
 H = 14.175 m
 Peso = 2553.70 t

PUNTO DE DESEMPEÑO

Sa (g)	Sd (cm)	Du (cm)	T (s)
0.207	6.734	8.725	1.144

PUNTO DE FLUENCIA

Sa (g)	Sd (cm)	Dy (cm)	T (s)
0.213	4.164	5.395	0.888

$\mu = D_u/D_y = 1.62$

∴ ES CASI IGUAL A LA DUCTILIDAD DEL ESPECTRO DE DEMANDA

• **EDIFICACION DISEÑADA POR RESISTENCIA**

SISMO DE DISEÑO - ESPECTRO INELASTICO

Newmark y Hall

Dutilidad estimada

$\mu = 3.1$
 $R\mu = 3.1$ $T > T_c$

Ubicada en la costa central:
 Cimentada sobre suelo rígido :

$Z = 0.4$ g
 $S = 1.0$
 $T_p = 0.4$ s

Edificación importante:

$U = 1.5$

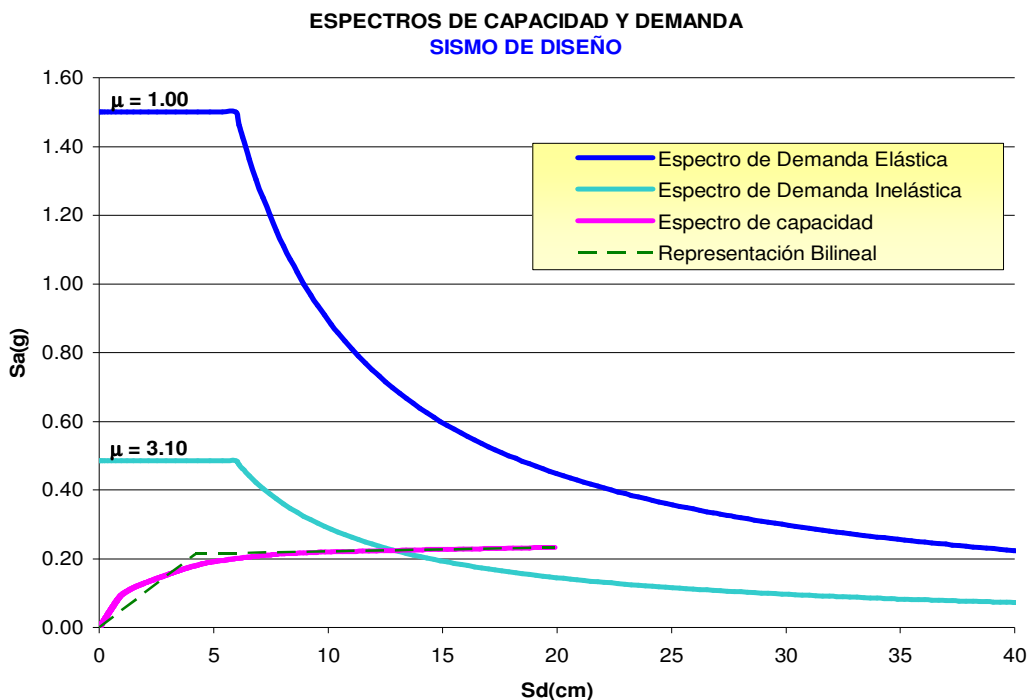


Fig. 8.8 Espectros de capacidad y demanda en la dirección Y-Y en formato ADRS
Diseño por Resistencia – Sismo de Diseño

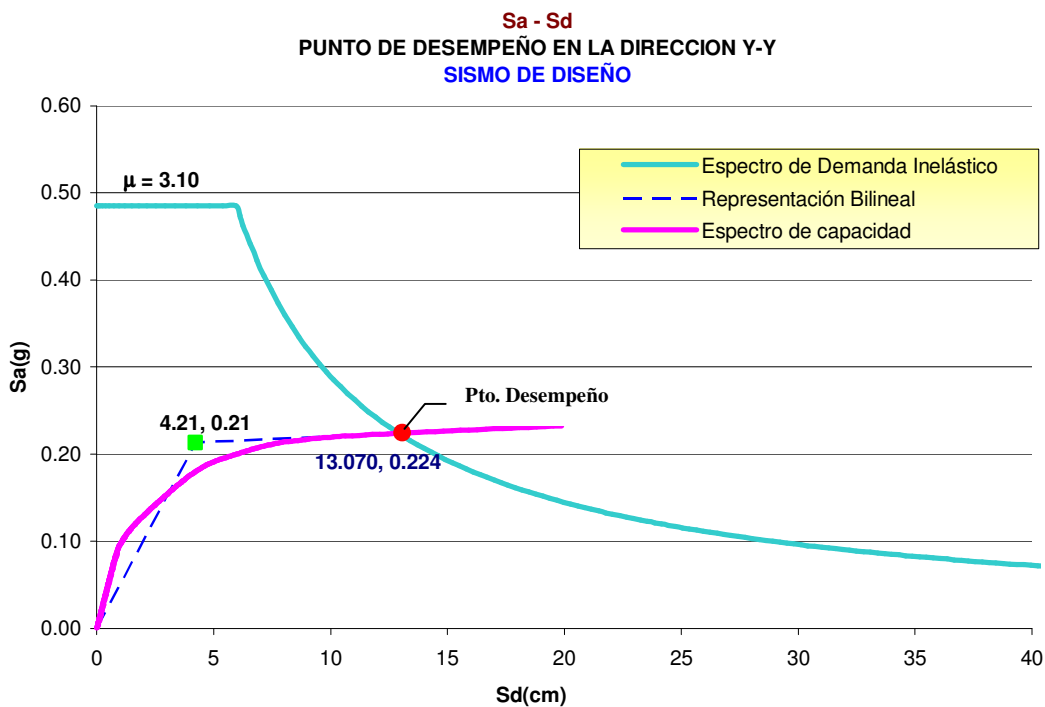


Fig. 8.9 Punto de desempeño en la dirección Y-Y
Diseño por Resistencia – Sismo de Diseño

PF1 = 1.296
 α = 0.849
 H = 14.175 m
 Peso = 2553.70 t

PUNTO DE DESEMPEÑO

Sa (g)	Sd (cm)	Du (cm)	T (s)
0.224	13.07	16.933	1.531

PUNTO DE FLUENCIA

Sa (g)	Sd (cm)	Dy (cm)	T (s)
0.213	4.213	5.458	0.892

$\mu = D_u/D_y = 3.10$

∴ ES IGUAL A LA DUCTILIDAD DEL ESPECTRO DE DEMANDA

SISMO DE SERVICIO - ESPECTRO INELASTICO

Newmark y Hall

Dutilidad estimada

$\mu = 1.61$
 $R\mu = 1.61$ T > Tc

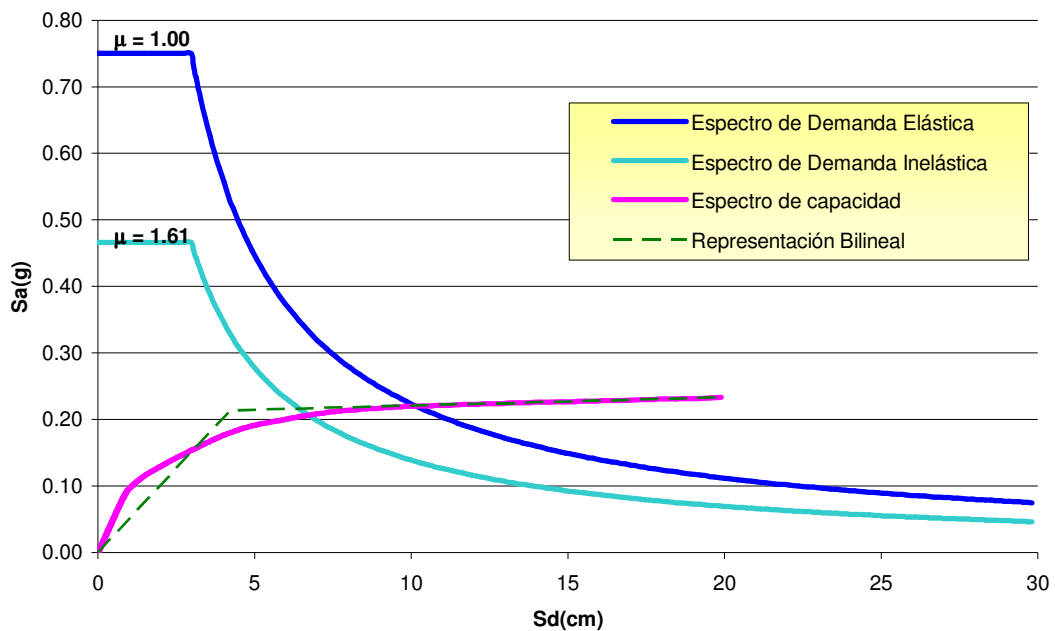
Ubicada en la costa central:
 Cimentada sobre suelo rígido :

Z = 0.2 g
 S = 1.0
 Tp = 0.4 s

Edificación importante:

U = 1.5

**ESPECTROS DE CAPACIDAD Y DEMANDA
 SISMO DE SERVICIO**



**Fig. 8.10 Espectros de capacidad y demanda en la dirección Y-Y en formato ADRS
 Diseño por Resistencia – Sismo de Servicio**

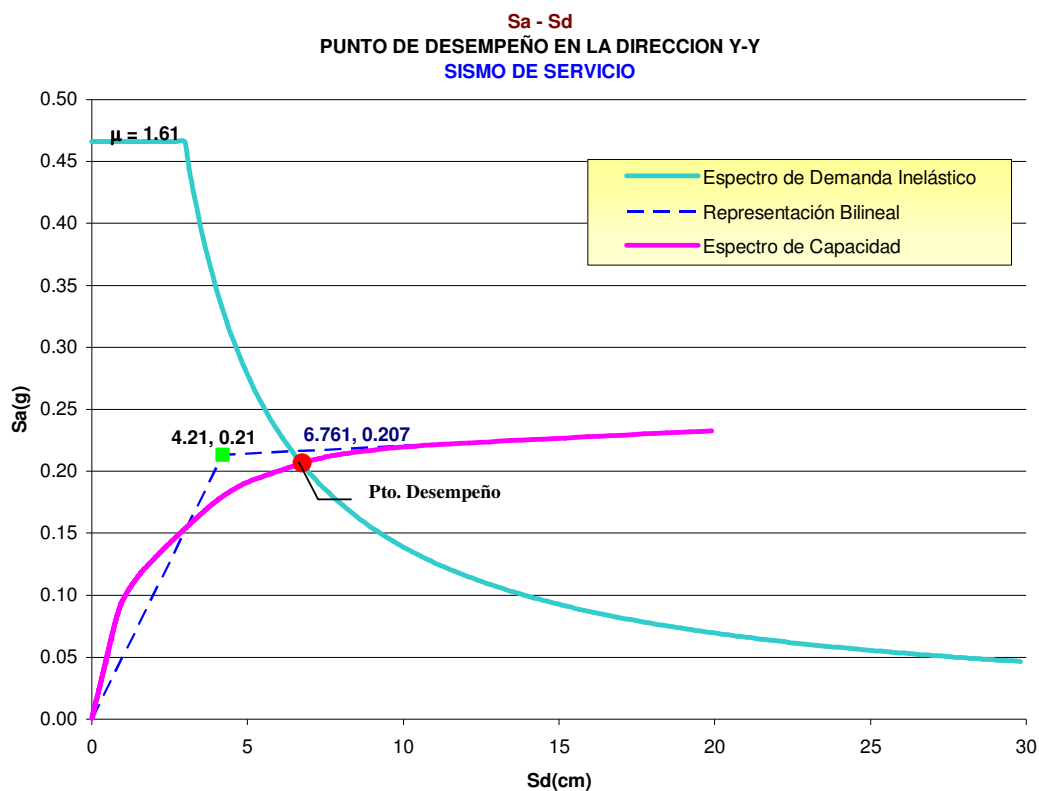


Fig. 8.11 Punto de desempeño en la dirección Y-Y
Diseño por Resistencia – Sismo de Servicio

PF1 = 1.296
 α = 0.849
 H = 14.175 m
 Peso = 2553.70 t

PUNTO DE DESEMPEÑO

Sa (g)	Sd (cm)	Du (cm)	T (s)
0.207	6.761	8.760	1.147

PUNTO DE FLUENCIA

Sa (g)	Sd (cm)	Dy (cm)	T (s)
0.213	4.213	5.458	0.892

$\mu = D_u/D_y = 1.60$

∴ ES CASI IGUAL A LA DUCTILIDAD DEL ESPECTRO DE DEMANDA

- *Evaluación de la demanda global del punto de desempeño*

- **EDIFICACION DISEÑADA POR CAPACIDAD**

Nivel de Sismo	Paso	Sd (cm)	Sa (g)	T (s)	V (t)	D (cm)	Distorsión Global (%)
Sismo de Servicio	470	6.73	0.21	1.14	449.20	8.72	0.62
Sismo de Diseño	517	12.81	0.23	1.50	495.16	16.59	1.17

Nivel de Sismo	Distorsiones de entrepiso (%)				Distorsión límite (%)
	1º Piso	2º Piso	3º Piso	4º Piso	
Sismo de Servicio	0.653	0.772	0.640	0.375	1.00
Sismo de Diseño	1.198	1.371	1.209	0.812	2.00

- **EDIFICACION DISEÑADA POR RESISTENCIA**

Nivel de Sismo	Paso	Sd (cm)	Sa (g)	T(s)	V (t)	D (cm)	Distorsión Global (%)
Sismo de Servicio	468	6.76	0.21	1.147	448.17	8.76	0.62
Sismo de Diseño	508	13.07	0.22	1.531	486.48	16.93	1.19

Nivel de Sismo	Distorsiones de entrepiso (%)				Distorsión límite (%)
	1º Piso	2º Piso	3º Piso	4º Piso	
Sismo de Servicio	0.647	0.774	0.651	0.378	1.00
Sismo de Diseño	1.218	1.385	1.228	0.829	2.00

- *Evaluación de la demanda local del punto de desempeño*

La demanda local del punto de desempeño se evalúa a través de la rotación plástica de los elementos de concreto armado. En los siguientes cuadros, se evalúa la rotación plástica de los primeros elementos que han entrado en el estado plástico o han fluido, lo cual se puede observar en el mecanismo de rótulas plásticas.

- EDIFICACION DISEÑADA POR CAPACIDAD**

Rotación plástica de columnas

Columna	Ubicación rótula	A _g (cm ²)	Pu (t)	Pu/A _g f' _c	Vu (t)	b _w (cm)	d (cm)	Vu/b _w d√f' _c	Límite de rotación plástica			Demanda de rotación plástica		Comparación	
									IO	LS	PC	Sismo de Servicio	Sismo de Diseño	θ _{pss} ≤ θ _{IO}	θ _{pSD} ≤ θ _{LS}
1	Ext. Inf.	6000	189.93	0.151	32.89	105	54.90	0.394	0.0047	0.0145	0.0192	0.0056	0.0114	No!	Ok!
2	Ext. Inf.	4200	199.90	0.227	21.60	105	34.10	0.416	0.0042	0.0137	0.0179	0.0044	0.0097	No!	Ok!
3	Ext. Inf.	4200	200.81	0.228	21.28	105	34.10	0.410	0.0041	0.0137	0.0179	0.0044	0.0097	No!	Ok!
4	Ext. Inf.	4200	200.21	0.227	21.48	105	34.10	0.414	0.0042	0.0137	0.0179	0.0044	0.0097	No!	Ok!
5	Ext. Inf.	4200	199.67	0.226	21.27	105	34.10	0.410	0.0042	0.0137	0.0179	0.0044	0.0097	No!	Ok!
6	Ext. Inf.	4200	198.96	0.226	21.51	105	34.10	0.415	0.0042	0.0137	0.0179	0.0044	0.0097	No!	Ok!
7	Ext. Inf.	6000	117.31	0.093	32.65	105	54.90	0.391	0.0050	0.0150	0.0200	0.0051	0.0106	No!	Ok!
29	Ext. Inf.	6000	273.74	0.217	32.23	105	54.90	0.386	0.0042	0.0138	0.0180	0.0050	0.0107	No!	Ok!
30	Ext. Inf.	4200	262.66	0.298	21.60	105	34.10	0.416	0.0037	0.0130	0.0167	0.0044	0.0096	No!	Ok!
31	Ext. Inf.	4200	235.33	0.267	21.93	105	34.10	0.423	0.0039	0.0133	0.0172	0.0043	0.0094	No!	Ok!
32	Ext. Inf.	4200	225.87	0.256	22.14	105	34.10	0.427	0.0040	0.0134	0.0174	0.0042	0.0092	No!	Ok!
33	Ext. Inf.	4200	248.37	0.282	21.24	105	34.10	0.409	0.0038	0.0132	0.0170	0.0045	0.0097	No!	Ok!
34	Ext. Inf.	4200	239.91	0.272	21.45	105	34.10	0.413	0.0039	0.0133	0.0171	0.0043	0.0093	No!	Ok!
35	Ext. Inf.	6000	221.41	0.176	32.29	105	54.90	0.387	0.0045	0.0142	0.0187	0.0051	0.0106	No!	Ok!
57	Ext. Inf.	6000	163.52	0.130	32.36	105	54.90	0.387	0.0048	0.0147	0.0195	0.0054	0.0111	No!	Ok!
58	Ext. Inf.	4200	223.02	0.253	20.39	105	34.10	0.393	0.0040	0.0135	0.0175	0.0045	0.0099	No!	Ok!
59	Ext. Inf.	4200	191.26	0.217	15.04	105	34.10	0.290	0.0042	0.0138	0.0181	0.0046	0.0102	No!	Ok!
69	Ext. Inf.	4200	111.66	0.127	14.60	105	34.10	0.281	0.0048	0.0147	0.0196	0.0046	0.0103	Ok!	Ok!
70	Ext. Inf.	4200	200.17	0.227	21.17	105	34.10	0.408	0.0042	0.0137	0.0179	0.0043	0.0097	No!	Ok!
71	Ext. Inf.	4200	186.18	0.211	21.41	105	34.10	0.413	0.0043	0.0139	0.0181	0.0044	0.0097	No!	Ok!
72	Ext. Inf.	6000	188.83	0.150	32.77	105	54.90	0.392	0.0047	0.0145	0.0192	0.0052	0.0106	No!	Ok!
(*) 20	Ext. Sup.	4200	91.36	0.104	43.90	105	34.10	0.846	0.0050	0.0150	0.0199	0.0032	0.0053	Ok!	Ok!
25	Ext. Sup.	4200	38.79	0.044	19.75	105	34.10	0.381	0.0050	0.0150	0.0200	0.0030	0.0068	Ok!	Ok!
(*) 45	Ext. Sup.	4200	108.18	0.123	46.49	105	34.10	0.896	0.0048	0.0148	0.0196	0.0029	0.0050	Ok!	Ok!

(*) Estas columnas no entran en el rango plástico, se han colocado para verificar que permanecen en el rango elástico

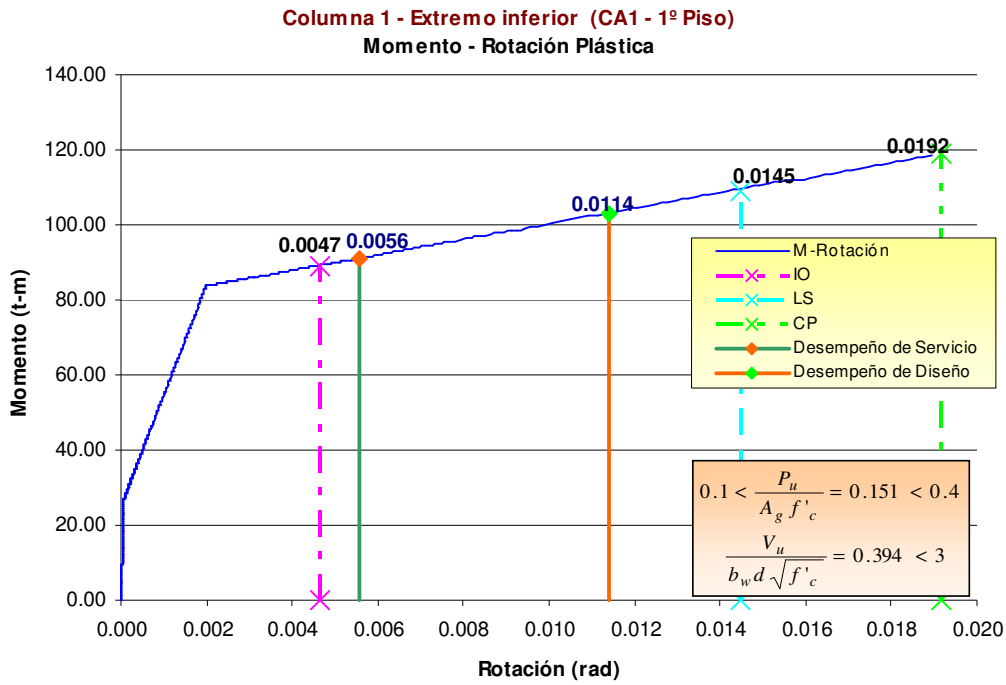


Fig. 8.12 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C1 (CA1- 1ºP)
Diseño por Capacidad

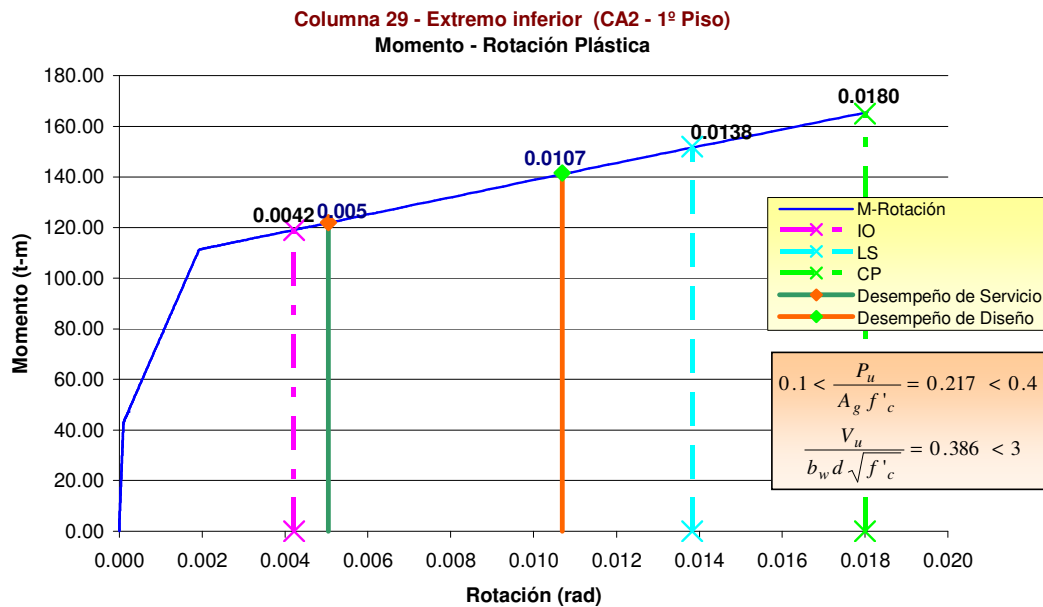


Fig. 8.13 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C29 (CA2- 1ºP)
Diseño por Capacidad

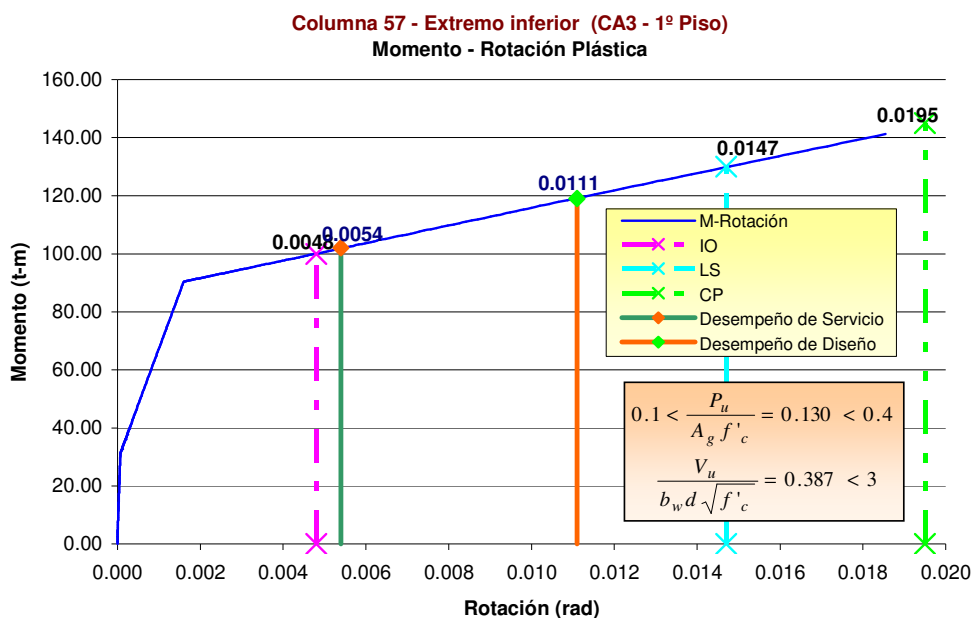


Fig. 8.14 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C57 (CA3- 1ºP)
Diseño por Capacidad

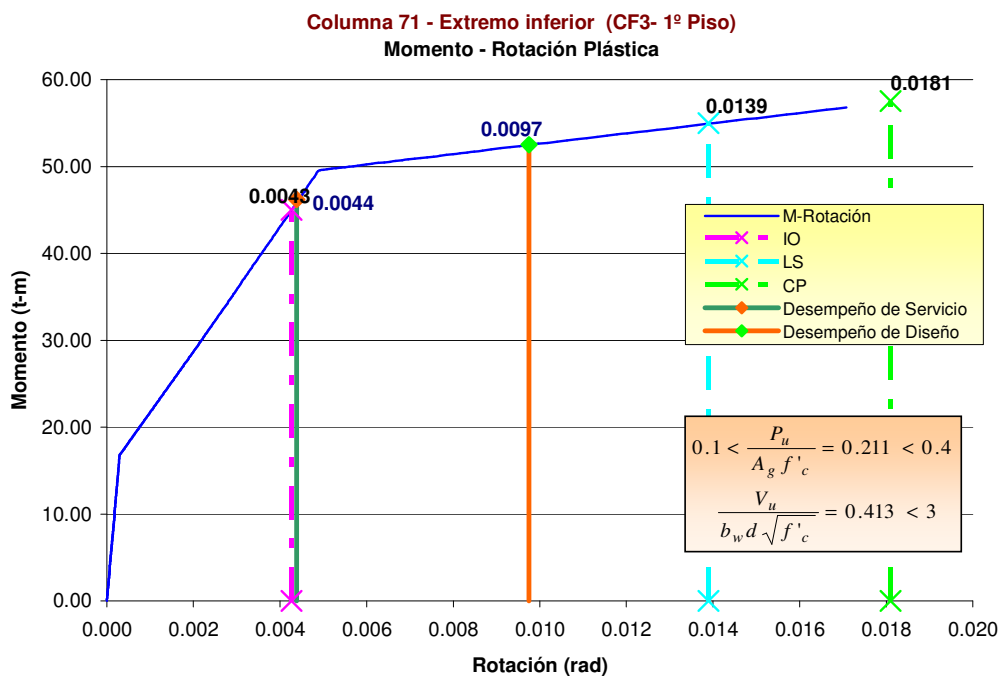


Fig. 8.15 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C71 (CF3- 1ºP)
Diseño por Capacidad

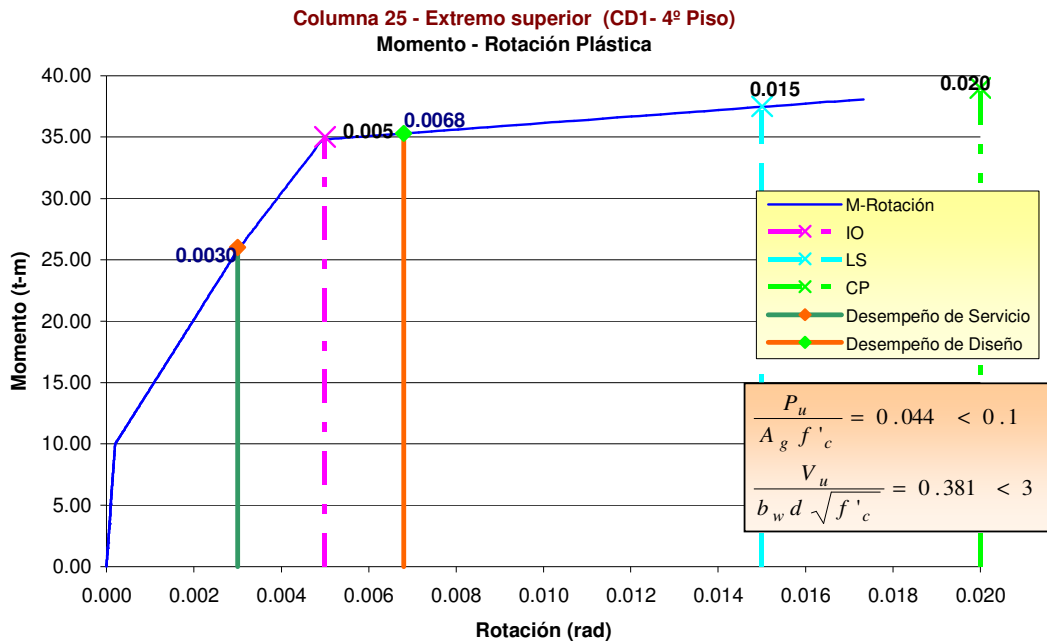


Fig. 8.16 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C25 (CD1- 4ºP)
Diseño por Capacidad

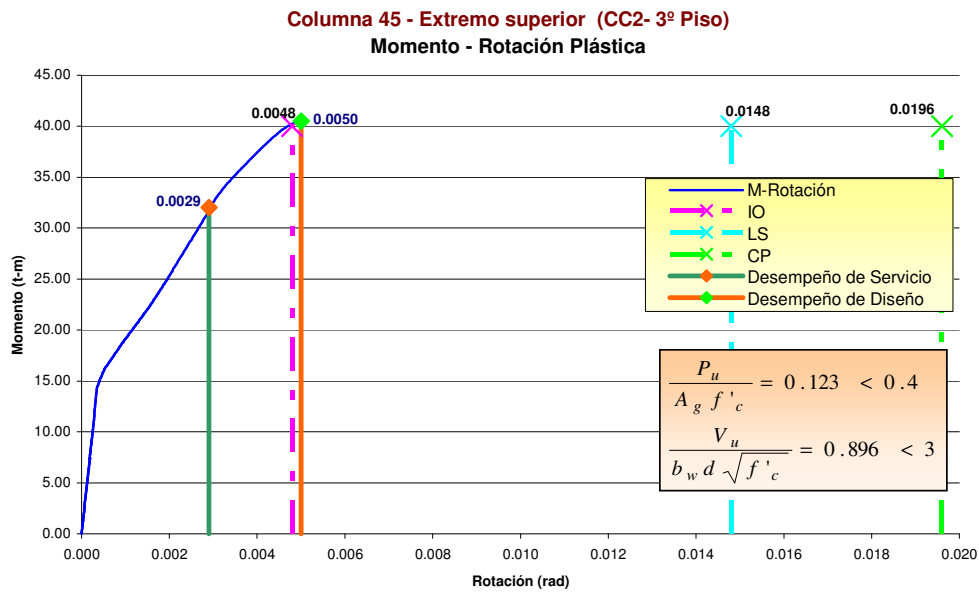


Fig. 8.17 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C45 (CC2- 3ºP)
Diseño por Capacidad

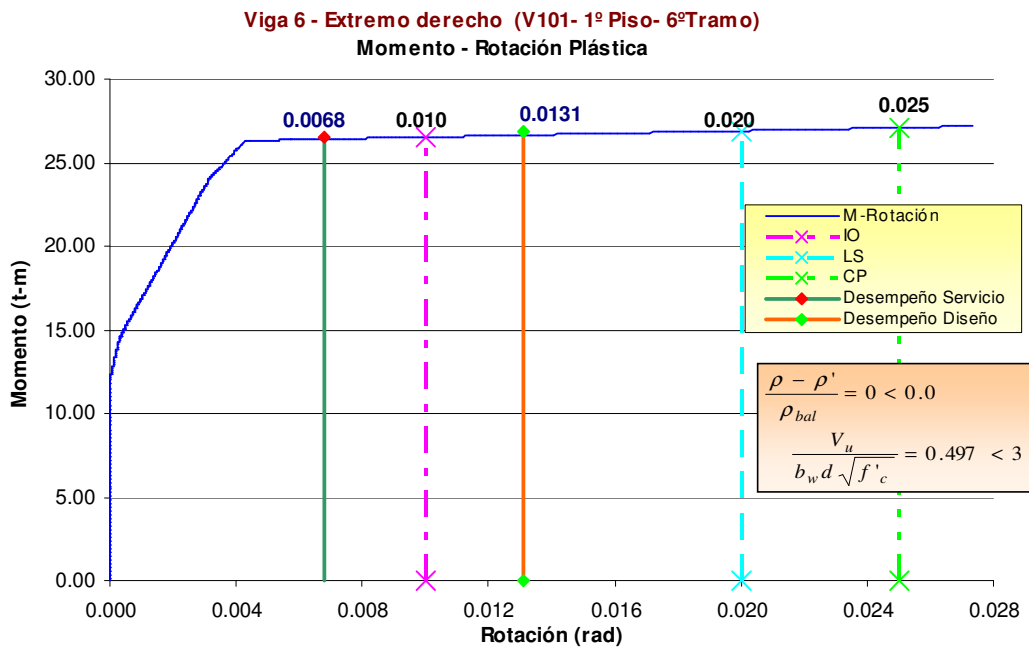
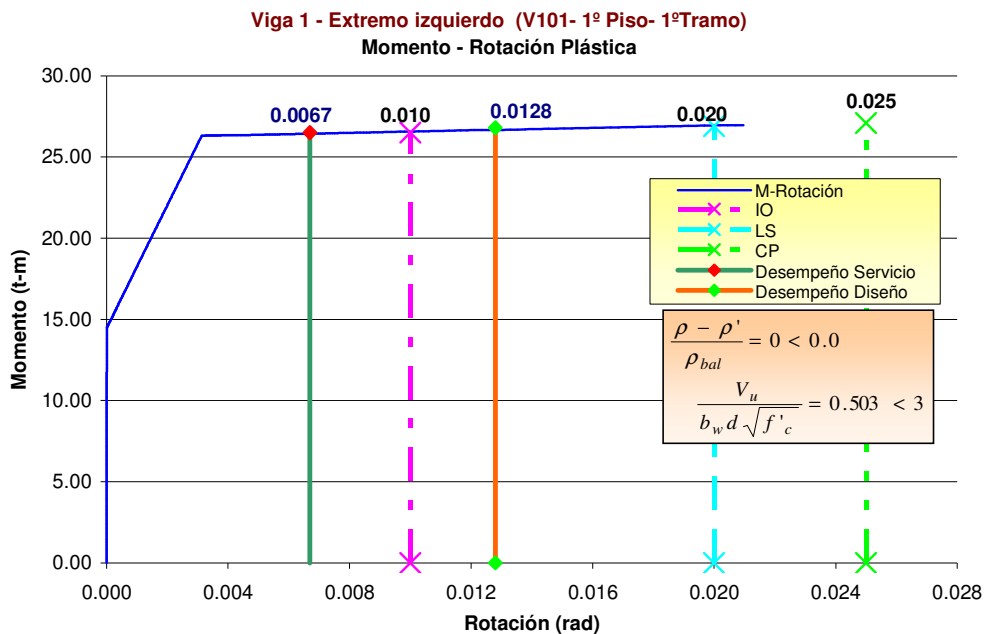
Rotación plástica de vigas

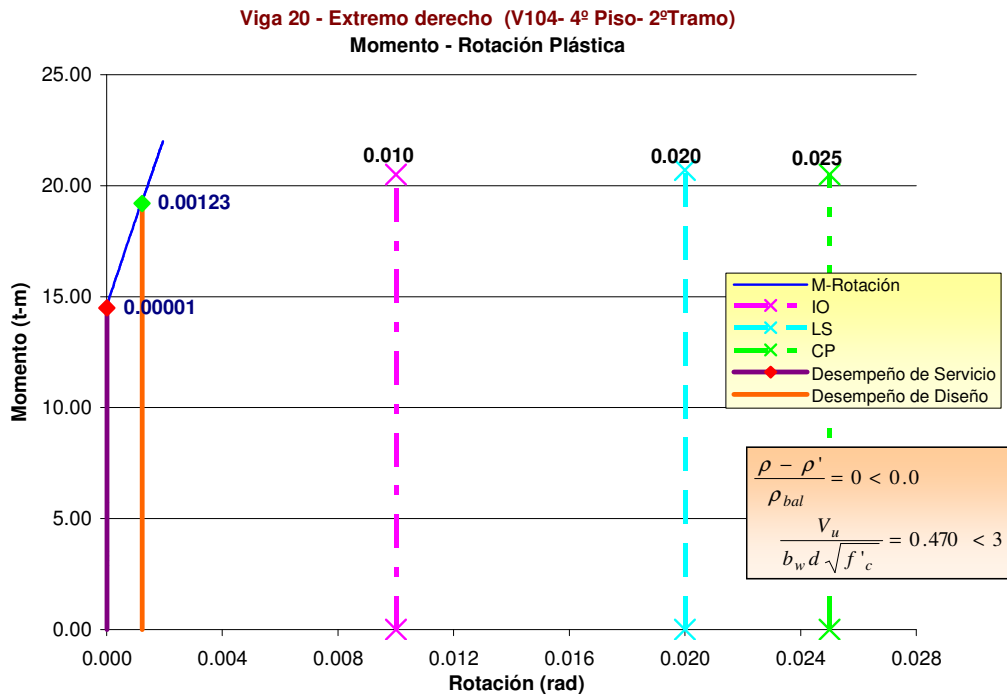
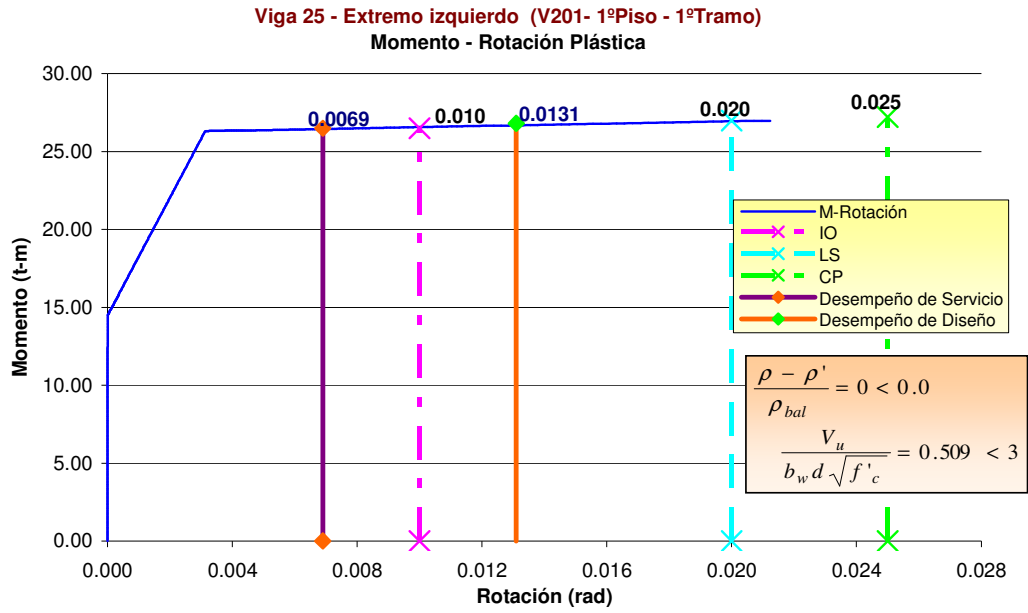
Viga	Ubicación rótula	As (cm ²)	As' (cm ²)	(A _s -A _s ')/A _{sb}	Vu (t)	bw (cm)	d (cm)	Vu/bwd√f'c	Limite de rotación plástica			Demanda de rotación plástica		Comparación	
									IO	LS	PC	Sismo de Servicio	Sismo de Diseño	θ _{PSS} ≤ θ _{IO}	θ _{PSD} ≤ θ _{LS}
1	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	20.13	40.00	69.10	0.503	0.0100	0.0200	0.0250	0.0067	0.0128	Ok!	Ok!
1	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	20.13	40.00	69.10	0.503	0.0100	0.0200	0.0250	0.0058	0.0121	Ok!	Ok!
2	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	19.88	40.00	69.10	0.496	0.0100	0.0200	0.0250	0.0058	0.0121	Ok!	Ok!
2	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	19.88	40.00	69.10	0.496	0.0100	0.0200	0.0250	0.0058	0.0121	Ok!	Ok!
3	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	20.11	40.00	69.10	0.502	0.0100	0.0200	0.0250	0.0058	0.0121	Ok!	Ok!
3	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	20.11	40.00	69.10	0.502	0.0100	0.0200	0.0250	0.0058	0.0121	Ok!	Ok!
4	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	19.89	40.00	69.10	0.497	0.0100	0.0200	0.0250	0.0058	0.0121	Ok!	Ok!
4	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	19.89	40.00	69.10	0.497	0.0100	0.0200	0.0250	0.0058	0.0121	Ok!	Ok!
5	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	19.98	40.00	69.10	0.499	0.0100	0.0200	0.0250	0.0058	0.0121	Ok!	Ok!
5	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	19.98	40.00	69.10	0.499	0.0100	0.0200	0.0250	0.0057	0.0121	Ok!	Ok!
6	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	19.89	40.00	69.10	0.497	0.0100	0.0200	0.0250	0.0058	0.0121	Ok!	Ok!
6	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	19.89	40.00	69.10	0.497	0.0100	0.0200	0.0250	0.0068	0.0131	Ok!	Ok!
25	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	20.39	40.00	69.10	0.509	0.0100	0.0200	0.0250	0.0069	0.0131	Ok!	Ok!
25	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	20.39	40.00	69.10	0.509	0.0100	0.0200	0.0250	0.0060	0.0124	Ok!	Ok!
26	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	20.16	40.00	69.10	0.503	0.0100	0.0200	0.0250	0.0060	0.0123	Ok!	Ok!
26	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	20.16	40.00	69.10	0.503	0.0100	0.0200	0.0250	0.0060	0.0124	Ok!	Ok!
27	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	20.37	40.00	69.10	0.509	0.0100	0.0200	0.0250	0.0060	0.0124	Ok!	Ok!
27	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	20.37	40.00	69.10	0.509	0.0100	0.0200	0.0250	0.0060	0.0124	Ok!	Ok!
28	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	20.14	40.00	69.10	0.503	0.0100	0.0200	0.0250	0.0060	0.0124	Ok!	Ok!
28	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	20.14	40.00	69.10	0.503	0.0100	0.0200	0.0250	0.0059	0.0123	Ok!	Ok!
29	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	20.25	40.00	69.10	0.506	0.0100	0.0200	0.0250	0.0059	0.0123	Ok!	Ok!
29	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	20.25	40.00	69.10	0.506	0.0100	0.0200	0.0250	0.0060	0.0124	Ok!	Ok!
30	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	20.15	40.00	69.10	0.503	0.0100	0.0200	0.0250	0.0031	0.0124	Ok!	Ok!
30	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	20.15	40.00	69.10	0.503	0.0100	0.0200	0.0250	0.0040	0.0131	Ok!	Ok!
49	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	20.09	40.00	69.10	0.502	0.0100	0.0200	0.0250	0.0068	0.0129	Ok!	Ok!
49	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	20.09	40.00	69.10	0.502	0.0100	0.0200	0.0250	0.0058	0.0121	Ok!	Ok!
50	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	20.01	40.00	69.10	0.500	0.0100	0.0200	0.0250	0.0058	0.0121	Ok!	Ok!
50	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	20.01	40.00	69.10	0.500	0.0100	0.0200	0.0250	0.0065	0.0127	Ok!	Ok!

(Continuación)

									Limite de rotación plástica			Demanda de rotación plástica		Comparación	
Viga	Ubicación rótula	As (cm ²)	As' (cm ²)	(A _s -A _s ')/A _{sb}	Vu (t)	bw (cm)	d (cm)	Vu/bwd√f'c	IO	LS	PC	Sismo de Servicio	Sismo de Diseño	θ _{PSS} ≤ θ _{IO}	θ _{PSD} ≤ θ _{LS}
57	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	19.93	40.00	69.10	0.498	0.0100	0.0200	0.0250	0.0065	0.0127	Ok!	Ok!
57	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	19.93	40.00	69.10	0.498	0.0100	0.0200	0.0250	0.0058	0.0121	Ok!	Ok!
58	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	20.01	40.00	69.10	0.500	0.0100	0.0200	0.0250	0.0058	0.0121	Ok!	Ok!
58	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	20.01	40.00	69.10	0.500	0.0100	0.0200	0.0250	0.0057	0.0120	Ok!	Ok!
59	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	19.89	40.00	69.10	0.497	0.0100	0.0200	0.0250	0.0058	0.0121	Ok!	Ok!
59	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	19.89	40.00	69.10	0.497	0.0100	0.0200	0.0250	0.0068	0.0131	Ok!	Ok!
7	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	20.20	40.00	69.10	0.504	0.0100	0.0200	0.0250	0.0065	0.0128	Ok!	Ok!
12	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	19.89	40.00	69.10	0.497	0.0100	0.0200	0.0250	0.0063	0.0127	Ok!	Ok!
31	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	20.46	40.00	69.10	0.511	0.0100	0.0200	0.0250	0.0065	0.0129	Ok!	Ok!
36	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	20.15	40.00	69.10	0.503	0.0100	0.0200	0.0250	0.0064	0.0128	Ok!	Ok!
(*)20	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	18.81	40.00	69.10	0.470	0.0100	0.0200	0.0250	0.0000	0.0012	Ok!	Ok!

(*) Esta viga no entra en el rango plástico, se ha colocado para verificar que permanecen en el rango elástico





- EDIFICACION DISEÑADA POR RESISTENCIA**

Rotación plástica de columnas

Columna	Ubicación rótula	A _g (cm ²)	Pu (t)	Pu/A _g f' _c	Vu (t)	b _w (cm)	d (cm)	Vu/b _w d√f' _c	Límite de rotación plástica			Demanda de rotación plástica		Comparación	
									IO	LS	PC	Sismo de Servicio	Sismo de Diseño	θ _{PS} ≤ θ _{IO}	θ _{PSD} ≤ θ _{LS}
1	Ext. Inf.	6000	136.92	0.109	97.47	105.00	54.90	1.167	0.0049	0.0149	0.0199	0.0056	0.0116	No!	Ok!
2	Ext. Inf.	4200	171.49	0.194	43.16	105.00	34.10	0.832	0.0044	0.0141	0.0184	0.0047	0.0108	No!	Ok!
3	Ext. Inf.	4200	166.66	0.189	42.79	105.00	34.10	0.825	0.0044	0.0141	0.0185	0.0046	0.0108	No!	Ok!
4	Ext. Inf.	4200	165.46	0.188	42.69	105.00	34.10	0.823	0.0044	0.0141	0.0185	0.0046	0.0108	No!	Ok!
5	Ext. Inf.	4200	165.61	0.188	42.71	105.00	34.10	0.823	0.0044	0.0141	0.0185	0.0046	0.0108	No!	Ok!
6	Ext. Inf.	4200	168.95	0.192	42.96	105.00	34.10	0.828	0.0044	0.0141	0.0185	0.0046	0.0108	No!	Ok!
7	Ext. Inf.	6000	133.20	0.106	97.34	105.00	54.90	1.165	0.0050	0.0149	0.0199	0.0051	0.0108	No!	Ok!
29	Ext. Inf.	6000	240.47	0.191	107.57	105.00	54.90	1.288	0.0044	0.0141	0.0185	0.0050	0.0109	No!	Ok!
30	Ext. Inf.	4200	272.31	0.309	45.24	105.00	34.10	0.872	0.0036	0.0129	0.0165	0.0041	0.0096	No!	Ok!
31	Ext. Inf.	4200	233.95	0.265	45.09	105.00	34.10	0.869	0.0039	0.0133	0.0172	0.0043	0.0099	No!	Ok!
32	Ext. Inf.	4200	223.58	0.253	45.05	105.00	34.10	0.868	0.0040	0.0135	0.0174	0.0043	0.0101	No!	Ok!
33	Ext. Inf.	4200	248.22	0.281	45.15	105.00	34.10	0.870	0.0038	0.0132	0.0170	0.0041	0.0098	No!	Ok!
34	Ext. Inf.	4200	243.17	0.276	45.13	105.00	34.10	0.870	0.0038	0.0132	0.0171	0.0042	0.0099	No!	Ok!
35	Ext. Inf.	6000	181.43	0.144	105.59	105.00	54.90	1.264	0.0047	0.0146	0.0193	0.0050	0.0108	No!	Ok!
57	Ext. Inf.	6000	154.34	0.122	99.12	105.00	54.90	1.187	0.0049	0.0148	0.0196	0.0054	0.0113	No!	Ok!
58	Ext. Inf.	4200	193.31	0.219	44.84	105.00	34.10	0.864	0.0042	0.0138	0.0180	0.0046	0.0107	No!	Ok!
59	Ext. Inf.	4200	119.71	0.136	39.17	105.00	34.10	0.755	0.0048	0.0146	0.0194	0.0042	0.0104	Ok!	Ok!
69	Ext. Inf.	4200	110.20	0.125	38.43	105.00	34.10	0.741	0.0048	0.0148	0.0196	0.0043	0.0105	Ok!	Ok!
70	Ext. Inf.	4200	171.71	0.195	43.18	105.00	34.10	0.832	0.0044	0.0141	0.0184	0.0046	0.0107	No!	Ok!
71	Ext. Inf.	4200	162.50	0.184	42.47	105.00	34.10	0.818	0.0044	0.0142	0.0186	0.0047	0.0108	No!	Ok!
72	Ext. Inf.	6000	128.11	0.102	96.85	105.00	54.90	1.159	0.0050	0.0150	0.0200	0.0052	0.0108	No!	Ok!
(*)20	Ext. Sup.	4200	75.13	0.085	41.63	105.00	34.10	0.802	0.0050	0.0150	0.0200	0.0041	0.0065	Ok!	Ok!
(*)25	Ext. Sup.	4200	30.21	0.034	36.28	105.00	34.10	0.699	0.0050	0.0150	0.0200	0.0034	0.0088	Ok!	Ok!
(*)45	Ext. Sup.	4200	106.02	0.120	45.30	105.00	34.10	0.873	0.0049	0.0148	0.0197	0.0038	0.0061	Ok!	Ok!

(*) Estas columnas no entran en el rango plástico, se han colocado para verificar que permanecen en el rango elástico

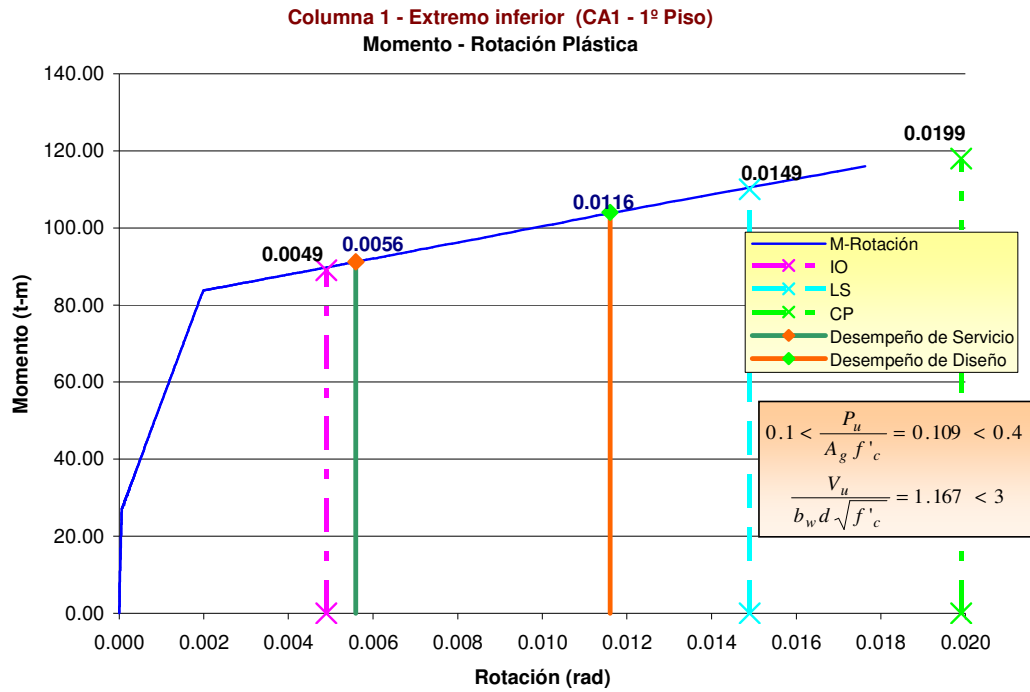


Fig. 8.22 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C1 (CA1- 1ºP)
Diseño por Resistencia

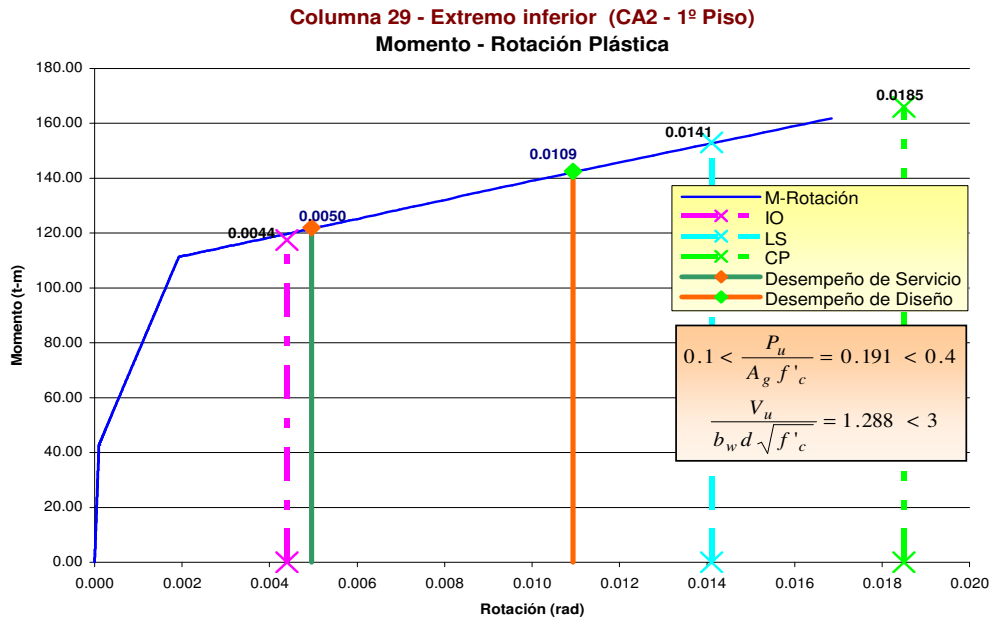


Fig. 8.23 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C29 (CA2- 1ºP)
Diseño por Resistencia

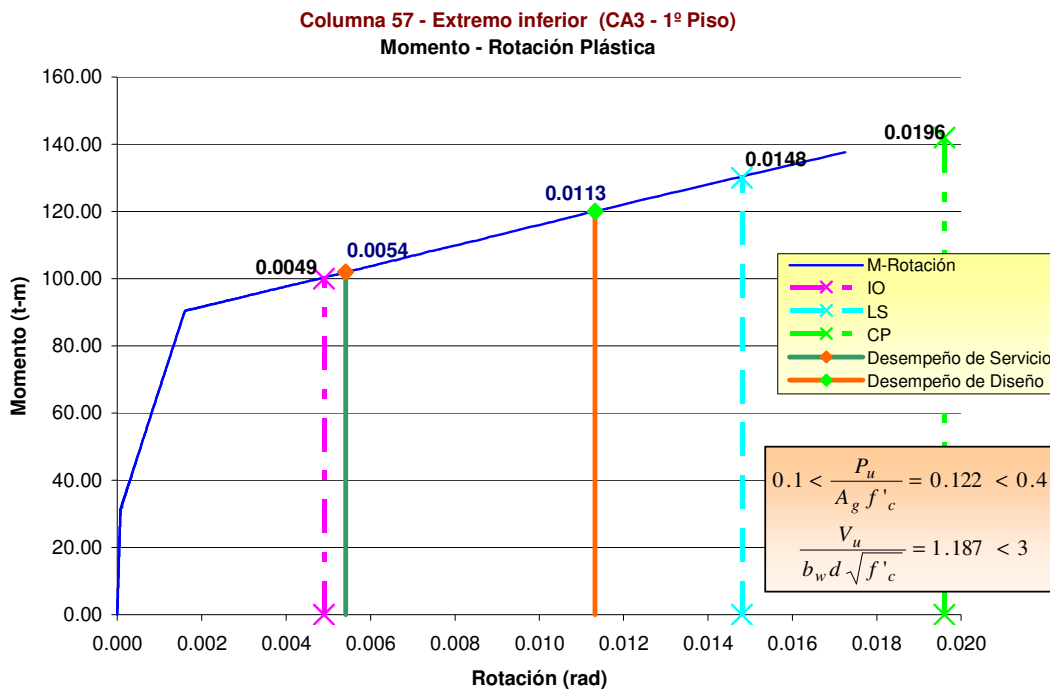


Fig. 8.24 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C57 (CA3- 1ºP)
Diseño por Resistencia

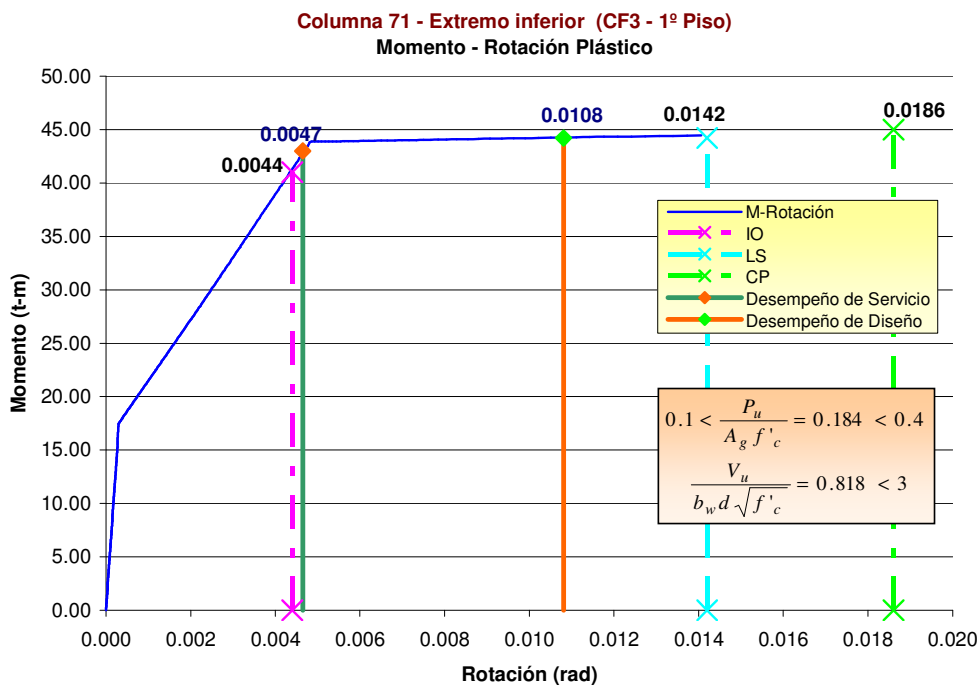


Fig. 8.25 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C71 (CF3- 1ºP)
Diseño por Resistencia

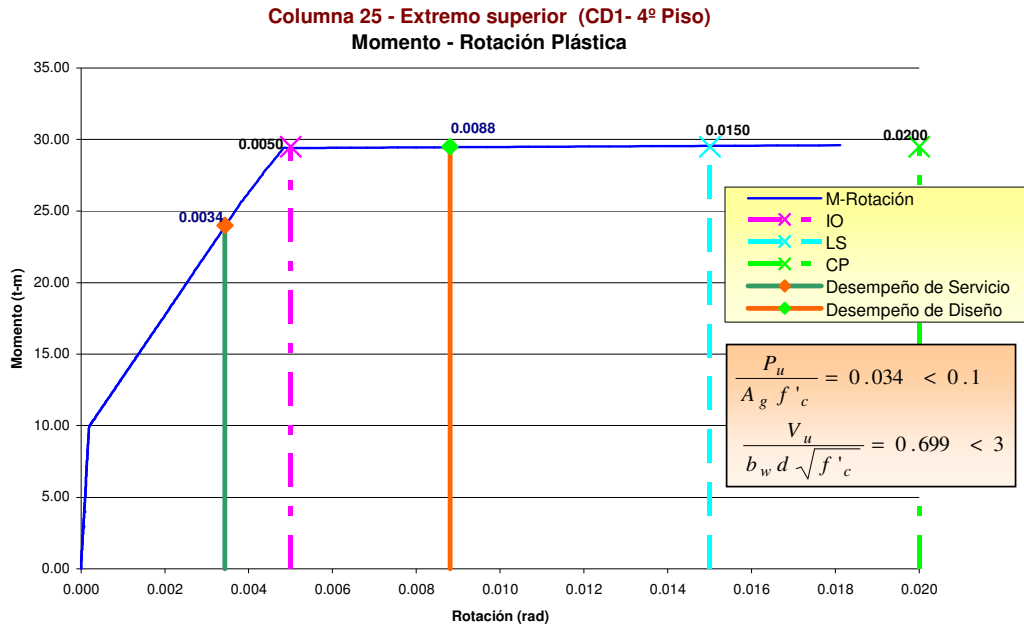


Fig. 8.26 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C25 (CD1- 4ºP)
Diseño por Resistencia

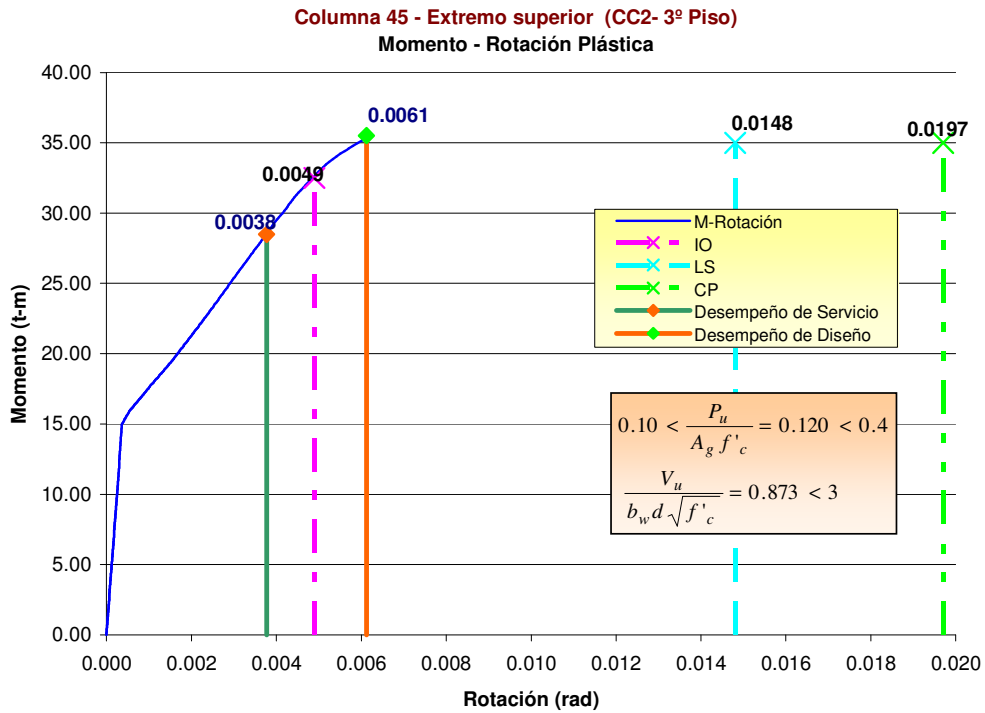


Fig. 8.27 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C45 (CC2- 3ºP)
Diseño por Resistencia

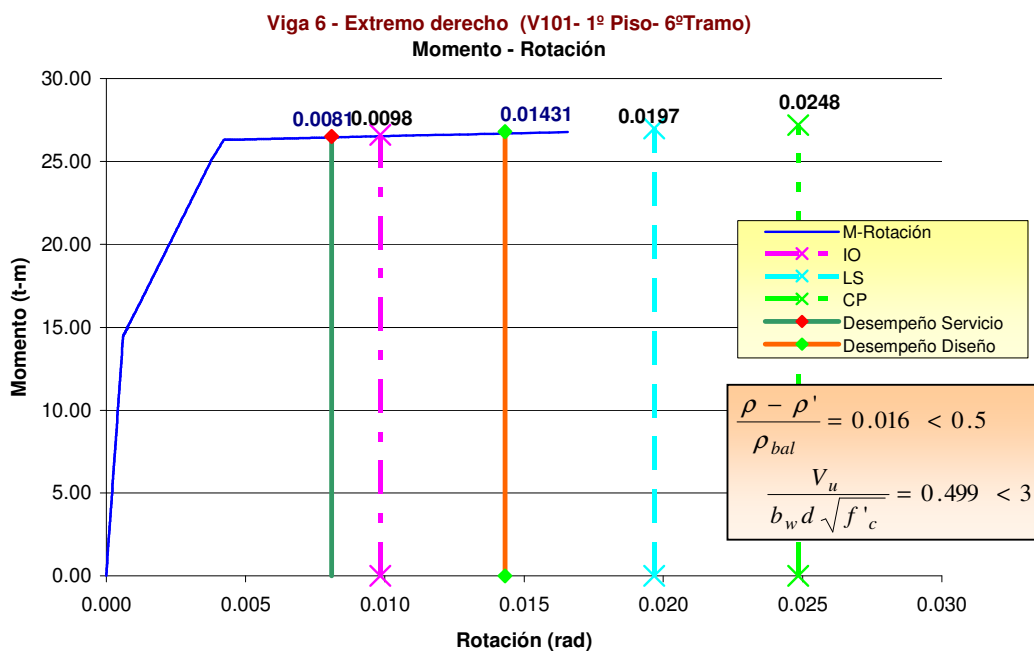
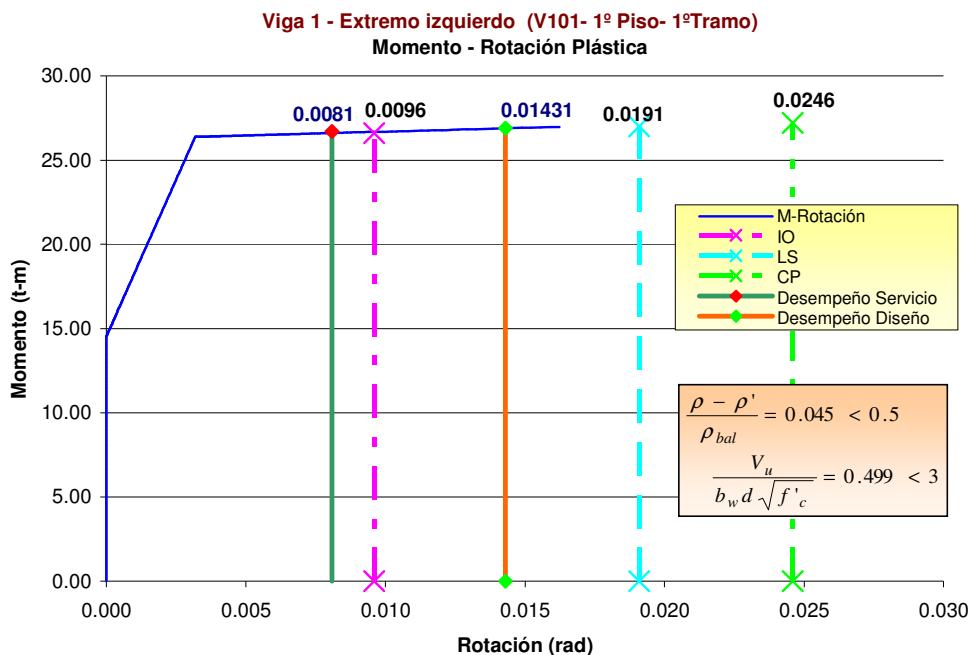
Rotación plástica de vigas

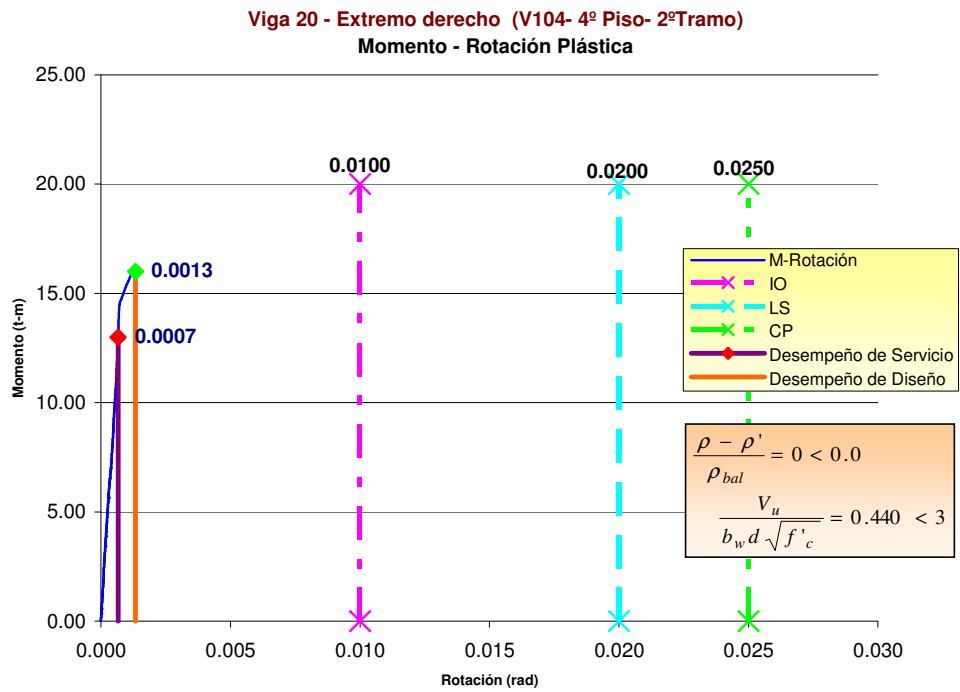
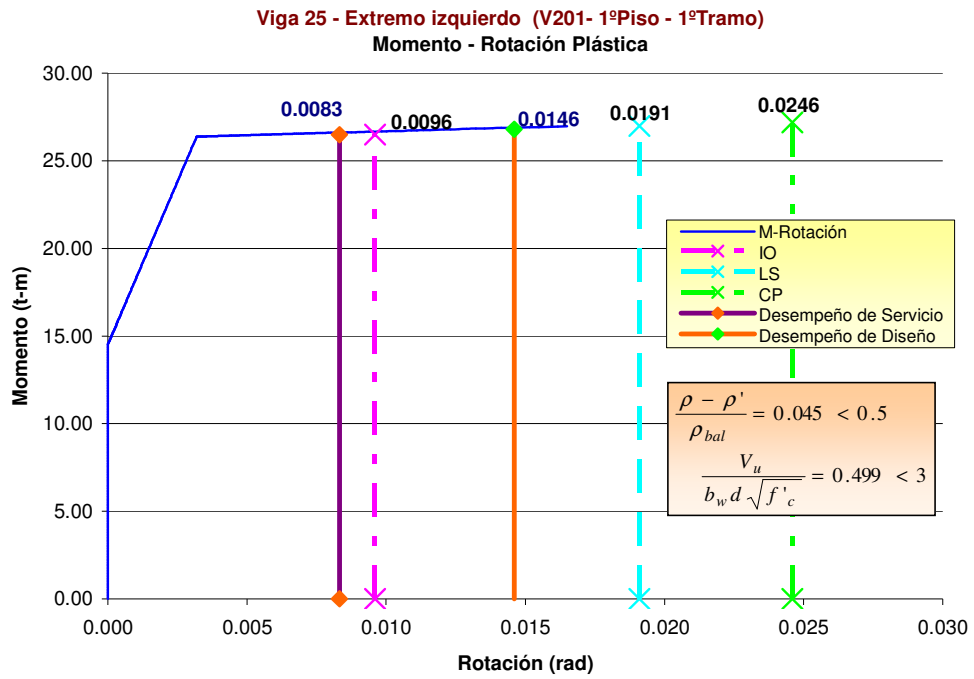
Viga	Ubicación rótula	As (cm ²)	As' (cm ²)	(A _s -A _s ')/A _{sb}	Vu (t)	bw (cm)	d (cm)	Vu/bwd√f'c	Limite de rotación plástica			Demanda de rotación plástica		Comparación	
									IO	LS	PC	Sismo de Servicio	Sismo de Dise�o	θ _{pss} ≤ θ _{IO}	θ _{pSD} ≤ θ _{LS}
1	Ext. Izq.	11.64	9.66	0.045	19.979	40.00	69.10	0.499	0.0096	0.0191	0.0246	0.0067	0.0129	Ok!	Ok!
1	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	18.313	40.00	69.10	0.457	0.0100	0.0200	0.0250	0.0058	0.0119	Ok!	Ok!
2	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	18.677	40.00	69.10	0.466	0.0100	0.0200	0.0250	0.0056	0.0118	Ok!	Ok!
2	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	18.657	40.00	69.10	0.466	0.0100	0.0200	0.0250	0.0056	0.0118	Ok!	Ok!
3	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	18.687	40.00	69.10	0.467	0.0100	0.0200	0.0250	0.0056	0.0119	Ok!	Ok!
3	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	18.647	40.00	69.10	0.466	0.0100	0.0200	0.0250	0.0056	0.0119	Ok!	Ok!
4	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	18.687	40.00	69.10	0.467	0.0100	0.0200	0.0250	0.0056	0.0119	Ok!	Ok!
4	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	18.647	40.00	69.10	0.466	0.0100	0.0200	0.0250	0.0056	0.0119	Ok!	Ok!
5	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	18.697	40.00	69.10	0.467	0.0100	0.0200	0.0250	0.0056	0.0119	Ok!	Ok!
5	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	18.637	40.00	69.10	0.465	0.0100	0.0200	0.0250	0.0056	0.0119	Ok!	Ok!
6	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	18.343	40.00	69.10	0.458	0.0100	0.0200	0.0250	0.0059	0.0122	Ok!	Ok!
6	Ext. Der.	11.64	9.66	0.045	19.959	40.00	69.10	0.498	0.0096	0.0191	0.0246	0.0063	0.0127	Ok!	Ok!
25	Ext. Izq.	11.64	9.66	0.045	20.002	40.00	69.10	0.499	0.0096	0.0191	0.0246	0.0070	0.0132	Ok!	Ok!
25	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	18.386	40.00	69.10	0.459	0.0100	0.0200	0.0250	0.0062	0.0126	Ok!	Ok!
26	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	18.386	40.00	69.10	0.459	0.0100	0.0200	0.0250	0.0060	0.0125	Ok!	Ok!
26	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	18.616	40.00	69.10	0.465	0.0100	0.0200	0.0250	0.0059	0.0124	Ok!	Ok!
27	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	18.486	40.00	69.10	0.462	0.0100	0.0200	0.0250	0.0059	0.0124	Ok!	Ok!
27	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	18.516	40.00	69.10	0.462	0.0100	0.0200	0.0250	0.0059	0.0124	Ok!	Ok!
28	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	18.486	40.00	69.10	0.462	0.0100	0.0200	0.0250	0.0059	0.0124	Ok!	Ok!
28	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	18.516	40.00	69.10	0.462	0.0100	0.0200	0.0250	0.0060	0.0125	Ok!	Ok!
29	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	18.496	40.00	69.10	0.462	0.0100	0.0200	0.0250	0.0060	0.0125	Ok!	Ok!
29	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	18.506	40.00	69.10	0.462	0.0100	0.0200	0.0250	0.0059	0.0124	Ok!	Ok!
30	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	18.286	40.00	69.10	0.457	0.0100	0.0200	0.0250	0.0064	0.0127	Ok!	Ok!
30	Ext. Der.	11.64	9.66	0.045	19.772	40.00	69.10	0.494	0.0096	0.0191	0.0246	0.0064	0.0127	Ok!	Ok!
49	Ext. Izq.	11.64	9.66	0.045	19.869	40.00	69.10	0.496	0.0096	0.0191	0.0246	0.0067	0.0130	Ok!	Ok!
49	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	18.423	40.00	69.10	0.460	0.0100	0.0200	0.0250	0.0057	0.0121	Ok!	Ok!
50	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	18.637	40.00	69.10	0.465	0.0100	0.0200	0.0250	0.0057	0.0121	Ok!	Ok!
50	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	18.677	40.00	69.10	0.466	0.0100	0.0200	0.0250	0.0066	0.0129	Ok!	Ok!

(Continuación)

Viga	Ubicación rótula	As (cm ²)	As' (cm ²)	(A _s -A _s ')/A _{sb}	Vu (t)	bw (cm)	d (cm)	Vu/bwd√f'c	Limite de rotación plástica			Demanda de rotación plástica		Comparación	
									IO	LS	PC	Sismo de Servicio	Sismo de Dise�o	θ _{pss} ≤ θ _{io}	θ _{pSD} ≤ θ _{LS}
57	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	18.747	40.00	69.10	0.468	0.0100	0.0200	0.0250	0.0066	0.0129	Ok!	Ok!
57	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	18.587	40.00	69.10	0.464	0.0100	0.0200	0.0250	0.0057	0.0120	Ok!	Ok!
58	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	18.667	40.00	69.10	0.466	0.0100	0.0200	0.0250	0.0056	0.0119	Ok!	Ok!
58	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	18.667	40.00	69.10	0.466	0.0100	0.0200	0.0250	0.0054	0.0117	Ok!	Ok!
59	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	18.383	40.00	69.10	0.459	0.0100	0.0200	0.0250	0.0058	0.0121	Ok!	Ok!
59	Ext. Der.	11.64	9.66	0.045	19.909	40.00	69.10	0.497	0.0096	0.0191	0.0246	0.0062	0.0127	Ok!	Ok!
7	Ext. Izq.	11.64	9.66	0.045	19.98	40.00	69.10	0.499	0.0096	0.0191	0.0246	0.0066	0.0130	Ok!	Ok!
12	Ext. Der.	11.64	9.66	0.045	19.96	40.00	69.10	0.498	0.0096	0.0191	0.0246	0.0059	0.0123	Ok!	Ok!
31	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	19.07	40.00	69.10	0.476	0.0100	0.0200	0.0250	0.0066	0.0131	Ok!	Ok!
36	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	18.84	40.00	69.10	0.470	0.0100	0.0200	0.0250	0.0065	0.0129	Ok!	Ok!
(*)20	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	17.62	40.00	69.10	0.440	0.0100	0.0200	0.0250	0.0000	0.0004	Ok!	Ok!

(*) Esta viga no entra en el rango plástico, se ha colocado para verificar que permanecen en el rango elástico

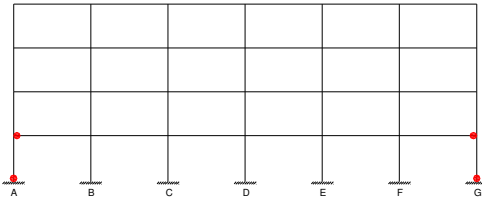




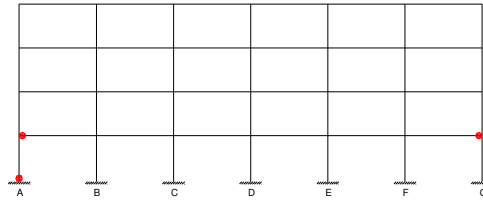
▪ **Mecanismo de colapso**

• **EDIFICACION DISEÑADA POR CAPACIDAD**

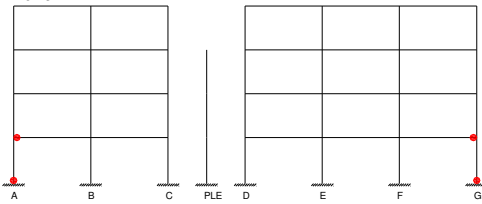
PASO = 396
 $v/w = .1485$
 EJE 1



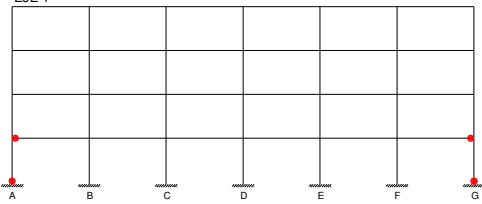
EJE 2



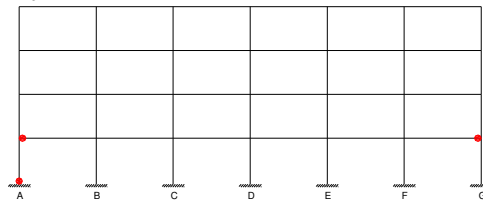
EJE 3



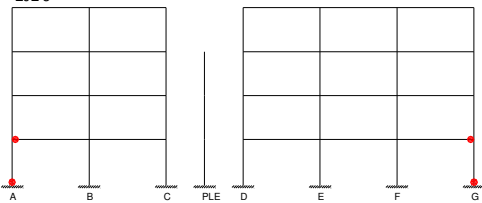
PASO = 396
 $v/w = .1485$
 EJE 1



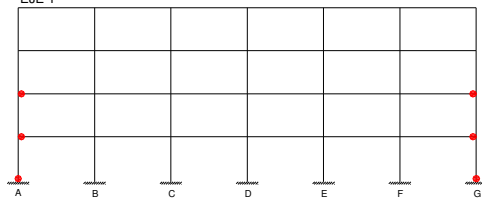
EJE 2



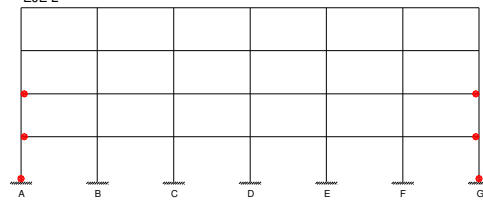
EJE 3



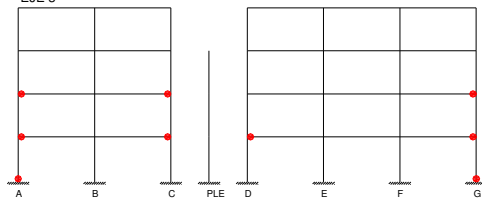
PASO = 417
 $v/w = .1564$
 EJE 1



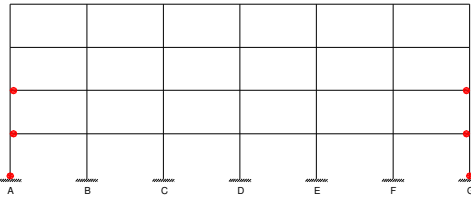
EJE 2



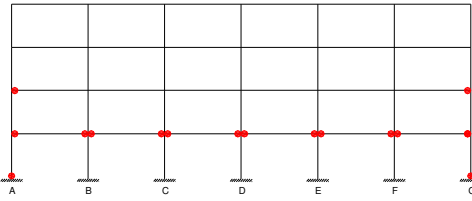
EJE 3



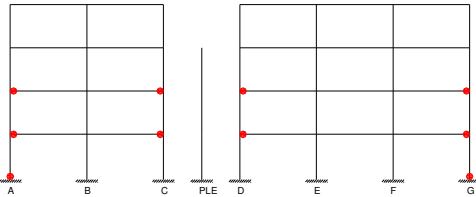
PASO = 425
 $v/w = .1594$
EJE 1



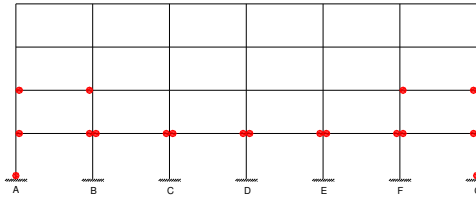
EJE 2



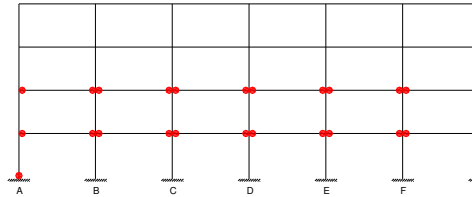
EJE 3



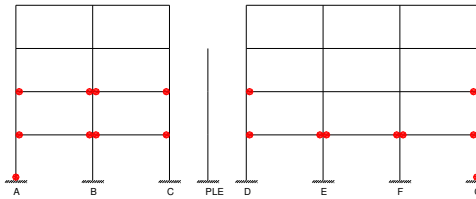
PASO = 433
 $v/w = .1624$
EJE 1



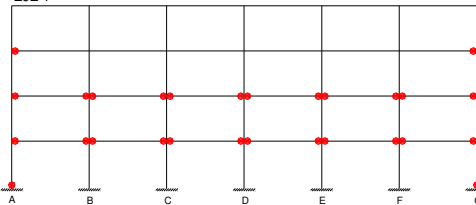
EJE 2



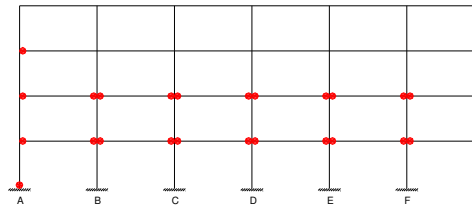
EJE 3



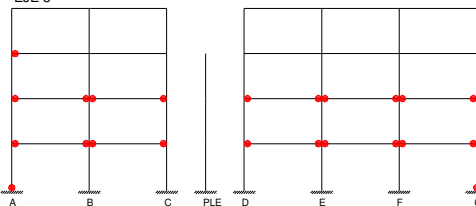
PASO = 470
 $v/w = .1762$
EJE 1



EJE 2



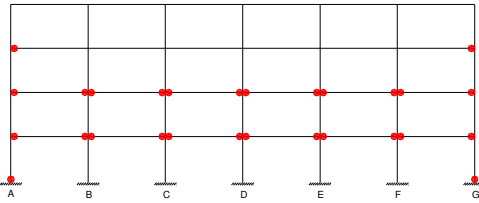
EJE 3



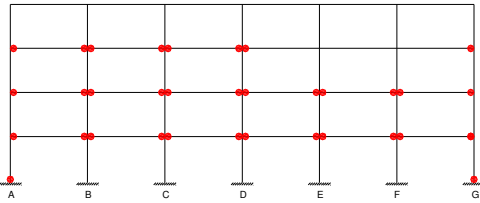
COMPORTAMIENTO DEL EDIFICIO
PARA EL SISMO DE SERVICIO

PASO = 476
 $v/w = .1785$

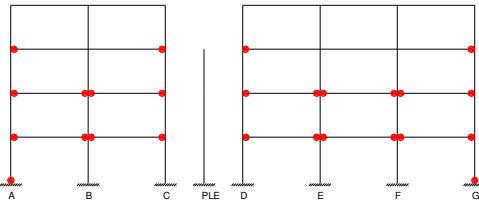
EJE 1



EJE 2

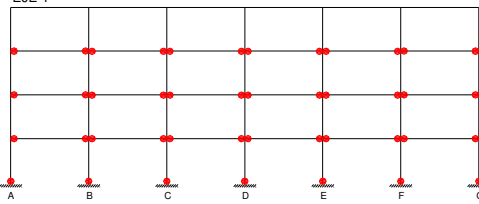


EJE 3

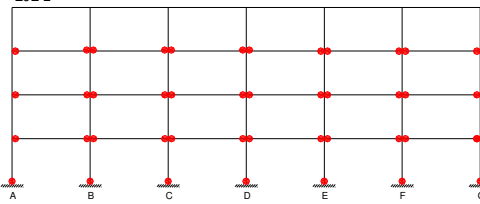


PASO = 494
 $v/w = .1852$

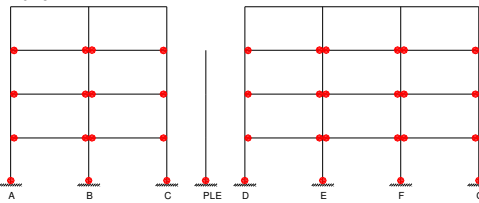
EJE 1



EJE 2

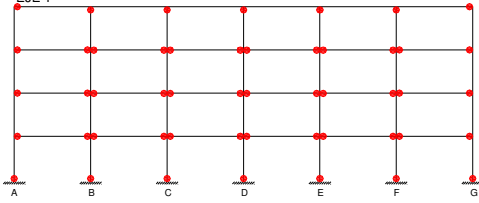


EJE 3

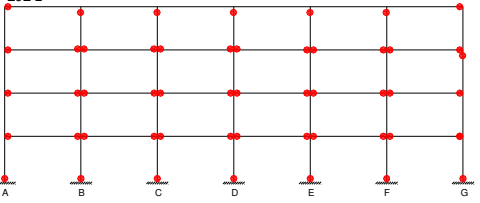


PASO = 517
 $v/w = .1939$

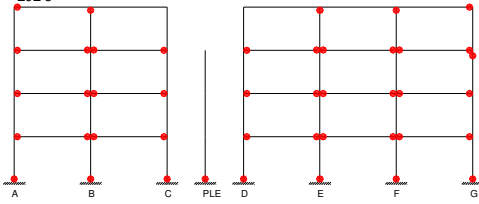
EJE 1



EJE 2



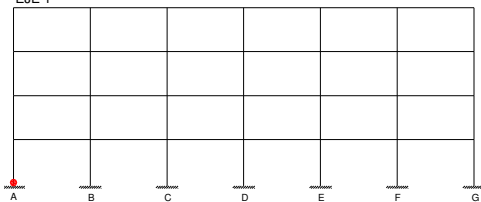
EJE 3



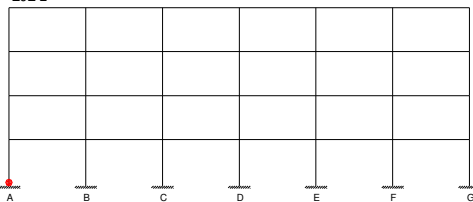
COMPORTAMIENTO DEL EDIFICIO
 PARA EL SISMO DE DISEÑO

• **EDIFICACION DISEÑADA POR RESISTENCIA**

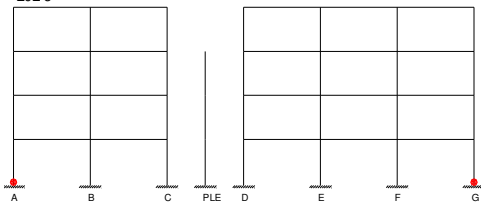
PASO = 393
 $v/w = .1474$
EJE 1



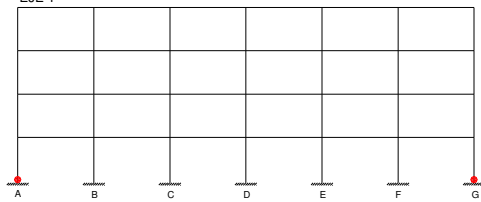
EJE 2



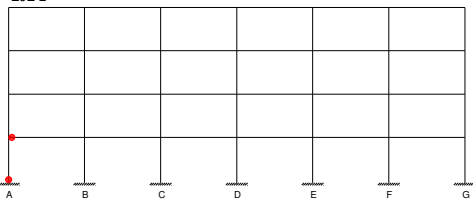
EJE 3



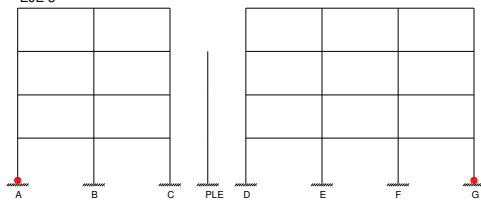
PASO = 397
 $v/w = .1489$
EJE 1



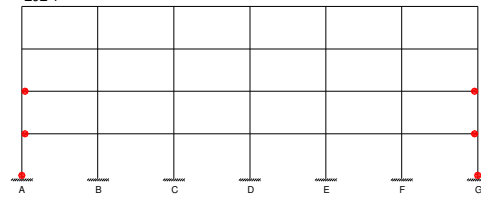
EJE 2



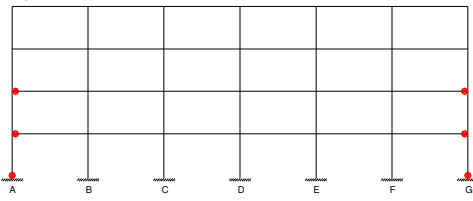
EJE 3



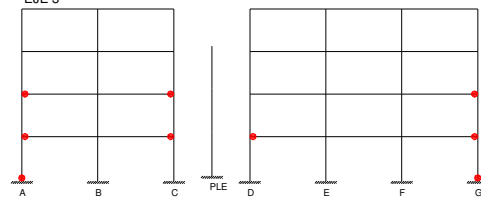
PASO = 413
 $v/w = .1549$
EJE 1



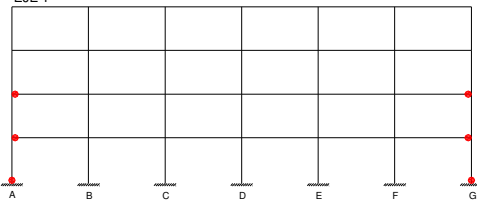
EJE 2



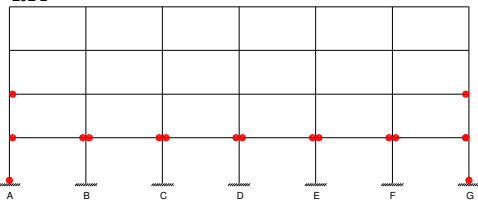
EJE 3



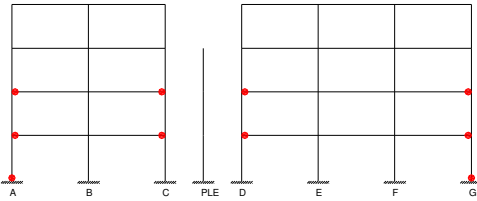
PASO = 425
 $v/w = .1594$
 EJE 1



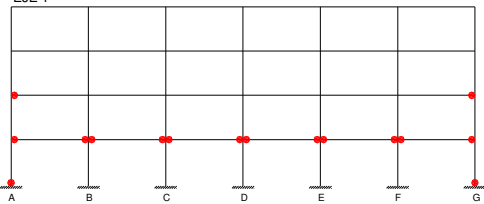
EJE 2



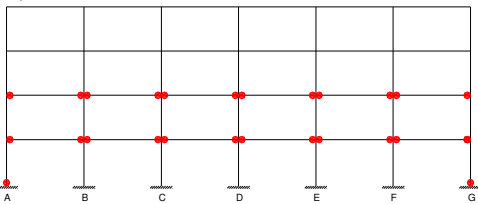
EJE 3



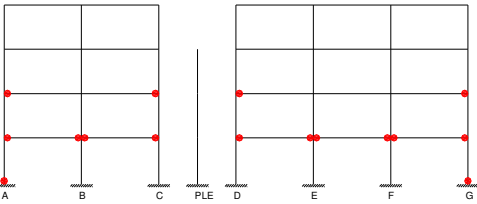
PASO = 434
 $v/w = .1627$
 EJE 1



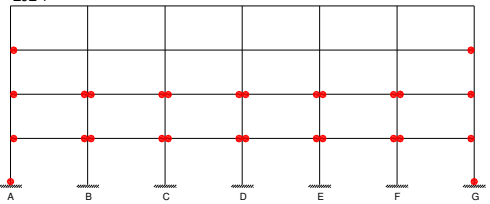
EJE 2



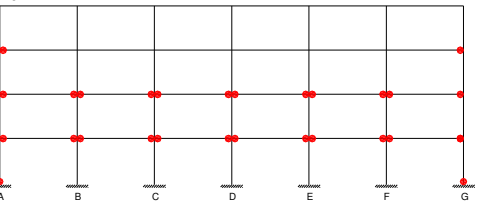
EJE 3



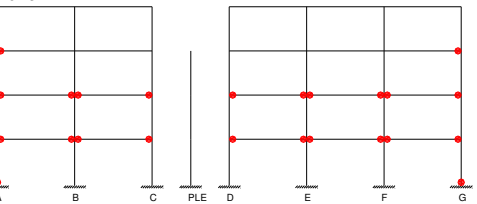
PASO = 468
 $v/w = .1755$
 EJE 1



EJE 2

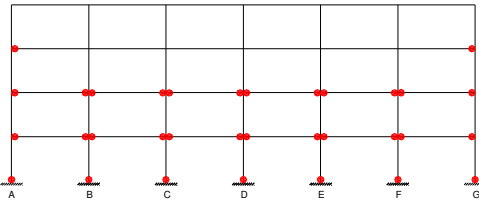


EJE 3

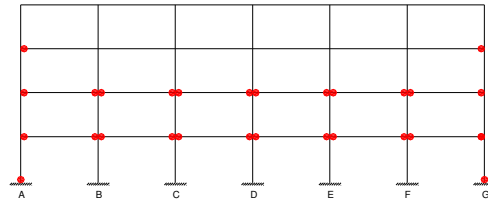


COMPORTAMIENTO DEL EDIFICIO PARA
 EL SISMO DE SERVICIO

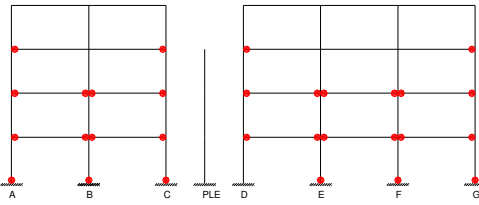
PASO = 476
 $v/w = .1785$
EJE 1



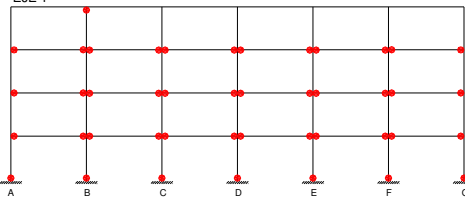
EJE 2



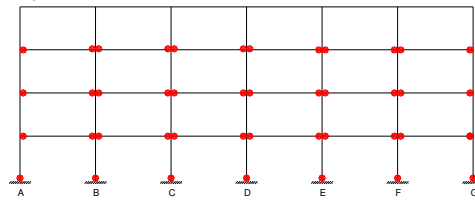
EJE 3



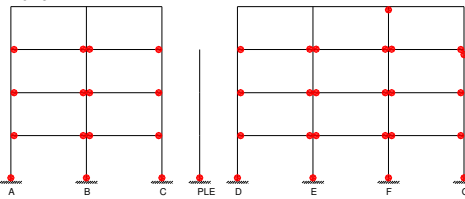
PASO = 493
 $v/w = .1849$
EJE 1



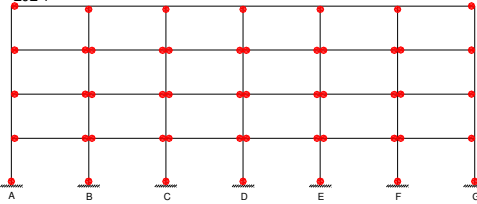
EJE 2



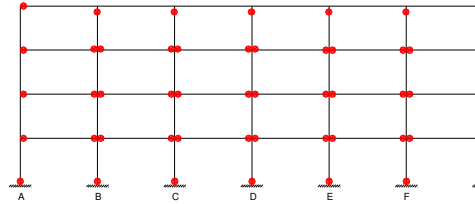
EJE 3



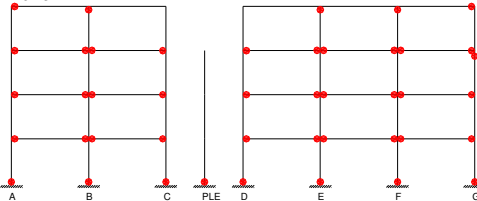
PASO = 508
 $v/w = .1905$
EJE 1



EJE 2



EJE 3



COMPORTAMIENTO DEL EDIFICIO
PARA EL SISMO DE DISEÑO

▪ ***Interpretación y comparación de resultados del análisis no-lineal estático en la dirección Y-Y***

En términos generales, los resultados obtenidos del análisis no-lineal estático para ambos casos: edificación diseñada por capacidad y edificación diseñada por resistencia, no difieren considerablemente:

- En ambos casos, el primer elemento que alcanza la fluencia es la columna 57, con una fracción de cortante similar de $V/W=0.131$ casi en el mismo instante. Asimismo, el primer elemento que alcanza su límite en el nivel de prevención de colapso es la columna 29; sin embargo, para la edificación diseñada por resistencia esto ocurre antes y con una fracción de cortante $V/W=0.198$, 4% menor que el primer caso.
- Evaluando el punto de desempeño para los dos niveles de sismo, se tiene que las respuestas globales (desplazamiento en el techo, distorsión global del edificio y máxima distorsión de entrepiso), son relativamente menores en el primer caso. Para el primer caso y durante el sismo de servicio, el desplazamiento en el techo es igual a 8.72cm, y es aproximadamente 0.5% menor que el segundo caso; la distorsión global es igual a 0.62%, y es igual en ambos casos; y la máxima distorsión de entrepiso es igual 0.77%, y es aproximadamente 0.25% menor que el segundo caso. Para el sismo de diseño, las respuestas globales para el primer caso son: el desplazamiento en el techo es igual a 16.60cm, la distorsión global es igual a 1.17%, y la máxima distorsión global es igual a 1.37%; estas respuestas son aproximadamente 2% menores que el segundo caso.
- Las distorsiones máximas de entrepiso para el sismo de diseño y para el sismo de servicio, en ambos casos, son menores a los límites establecidos por el ATC 40 [3] y el FEMA 376 [11]. Sin embargo; si se compara con los límites establecidos por Bertero y Vision 2000 para el sismo de servicio, las distorsiones máximas de entrepiso del edificio son mayores a estos límites, pero menores para el sismo de diseño.

- Asimismo, la ductilidad de desplazamiento obtenida para el sismo de diseño es relativamente similar en ambos casos, $\mu = 3.10$, con una diferencia insignificante del 0.6%. Del mismo modo ocurre para el sismo de servicio, donde la ductilidad es igual a $\mu = 1.60$.
- Evaluando la demanda local del punto de desempeño en ambos casos, se observa que para el sismo de servicio, la rotación plástica de las primeras columnas que fluyen es mayor al límite, el cual corresponde al límite de ocupación inmediata (IO). Esto ocurre sobre todo para las columnas extremas, en las columnas interiores se puede decir que la rotación plástica está muy próxima al límite. Sin embargo, para el sismo de diseño, la rotación plástica de todas las primeras columnas que fluyen es menor al límite, el cual corresponde al límite de seguridad de vida (LS). La diferencia que existe entre las rotaciones plásticas de las columnas en ambos casos no es significativa. La rotación plástica de las primeras vigas que fluyen, tanto para el sismo de servicio como para el sismo de diseño, es menor que sus respectivos límites. Asimismo, la diferencia que existe entre las rotaciones plásticas de las vigas en ambos casos no es significativa.
- La secuencia de la formación de las rótulas plásticas es bastante similar en ambos casos. Para el sismo de servicio, las rótulas plásticas aparecen en ambos extremos de las vigas del primer y segundo piso y en la base de las columnas extremas del primer piso. Para el sismo de diseño, el mecanismo de colapso corresponde al mecanismo para el cual se diseñó; las rótulas plásticas aparecen en ambos extremos de todas las vigas, excepto las del último piso, en la base de las columnas del primer piso y en el extremo superior de las columnas del último piso. Además aparece una rótula plástica en el extremo superior de dos columnas extremas en el tercer piso, lo cual se considera aceptable.

Sin tomar en cuenta la insignificante diferencia de las respuestas globales y locales de la edificación, se hace una comparación del desplazamiento en el techo y la máxima distorsión de entrepiso con los calculados a partir del análisis sísmico lineal, considerando y sin considerar la rigidez efectiva:

- El desplazamiento en el techo obtenido a partir del análisis no-lineal estático es 16.60cm, el desplazamiento obtenido a partir del análisis sísmico lineal considerando la rigidez efectiva es 15.90cm, y sin considerar la rigidez efectiva o sección no agrietada de los elementos, es 9.80cm. Esto equivale decir, que el desplazamiento obtenido a partir del análisis lineal considerando la rigidez efectiva es sólo 4% menor al obtenido del análisis no-lineal estático, y sin considerar la rigidez efectiva, es 41% menor (ver sección 8.3).

- Asimismo, la máxima distorsión de entrepiso obtenida a partir del análisis no-lineal estático es del orden de 1.37%, la obtenida a partir del análisis sísmico lineal considerando la rigidez efectiva es de 1.47%, y sin considerar la rigidez efectiva es de 0.92%. Es decir, la máxima distorsión de entrepiso obtenida a partir del análisis lineal considerando la rigidez efectiva es 7% mayor a la obtenida a partir del análisis no-lineal estático, y sin considerar la rigidez efectiva, es 33% menor (ver sección 8.3).

- Por consiguiente, si se considera la rigidez efectiva de los elementos de la edificación, el desplazamiento en el techo y las máximas distorsiones de entrepiso en el rango no lineal, obtenidos a partir de un análisis lineal elástico, son más próximos a los resultados obtenidos de un análisis no-lineal estático.

8.1.3 Análisis en la dirección X-X

- *Curva de capacidad y su representación bilineal*

- **EDIFICACION DISEÑADA POR CAPACIDAD**

El punto de la primer fluencia se identifica en el extremo inferior de la placa 1 de la escalera, lo cual corresponde al paso 427 cuando la fracción de la cortante basal es igual a $V/W = 0.1707$.

La resistencia última se identifica cuando el extremo inferior de la columna 35 (CG2 - 1ºPiso) alcanza su rotación límite en el nivel de prevención de colapso (PC), esto ocurre en el paso 896 cuando la fracción de la cortante basal es igual a $V/W = 0.3578$.

REPRESENTACION BILINEAL

Primera fluencia:

Paso	D _y ' (cm)	V _y ' (t)
427	3.52	435.92

Ke = 123.95 t/cm

Resistencia última:

Paso	D _u (cm)	V _u (t)
896	36.77	913.71

Cálculo del punto de fluencia: (D_y, V_y):

A_{curva} = 25821.66

$\epsilon = (A_{curva} - A_{bilineal})/A_{curva} * 100$

V _y (t)	D _y (cm)	A _{bilineal}	ε (%)
603.43	4.868	25668.55	0.593
607.03	4.897	25721.46	0.388
609.39	4.916	25756.22	0.253
610.94	4.929	25778.98	0.165
611.95	4.937	25793.85	0.108
612.61	4.942	25803.55	0.070
613.04	4.946	25809.87	0.046
613.32	4.948	25813.98	0.030
613.51	4.950	25816.66	0.019
613.63	4.951	25818.41	0.013
613.70	4.951	25819.55	0.008
613.75	4.952	25820.28	0.005
613.79	4.952	25820.76	0.003
613.81	4.952	25821.08	0.002
613.82	4.952	25821.28	0.001

PTO DE FLUENCIA

$$v/w = 0.2404$$

PUNTOS DE LA CURVA BILINEAL

Punto	D (cm)	V (t)
Origen	0.00	0.000
Fluencia	4.952	613.821
Ultimo	36.770	913.713

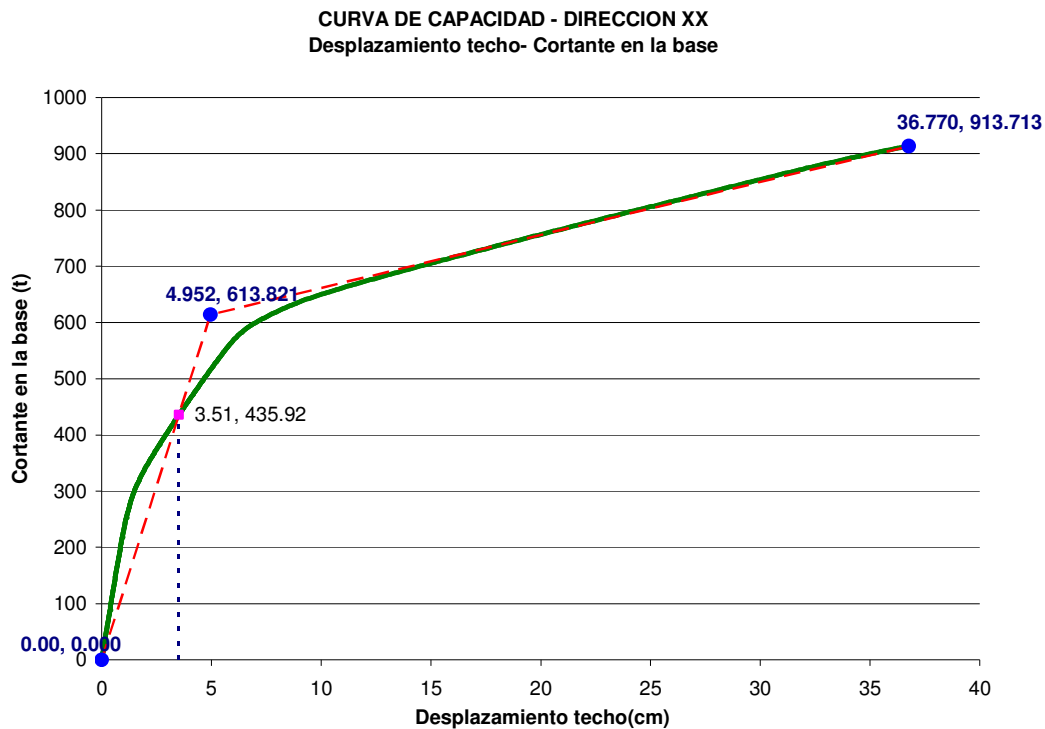


Fig. 8.32 Curva de capacidad y su representación bilineal en la dirección X-X
Diseño por capacidad

- **EDIFICACION DISEÑADA POR RESISTENCIA**

El punto de la primer fluencia se identifica en el extremo inferior de la placa 1 de la escalera, lo cual corresponde al paso 432 cuando la fracción de la cortante basal es igual a $V/W = 0.1727$.

La resistencia última se identifica cuando el extremo inferior de la columna 35 (CG2 - 1ºPiso) alcanza su rotación plástica límite en el nivel de prevención de colapso (PC), esto ocurre en el paso 893 cuando la fracción de la cortante basal es igual a $V/W = 0.3567$.

REPRESENTACION BILINEAL

Primera fluencia:

Paso	D _y ' (cm)	V _y ' (t)
432	3.42	441.02

$$K_e = 128.78 \text{ t/cm}$$

Resistencia última:

Paso	D _u (cm)	V _u (t)
893	39.29	910.90

Cálculo del punto de fluencia: (D_y, V_y):

$$A_{\text{curva}} = 27995.78 \quad \epsilon = (A_{\text{curva}} - A_{\text{bilineal}})/A_{\text{curva}} * 100$$

V _y (t)	D _y (cm)	A _{bilineal}	ε (%)
620.00	4.814	27878.79	0.418
622.60	4.835	27920.69	0.268
624.28	4.848	27947.66	0.172
625.35	4.856	27964.98	0.110
626.04	4.861	27976.07	0.070
626.48	4.865	27983.18	0.045
626.76	4.867	27987.72	0.029
626.94	4.868	27990.63	0.018
627.06	4.869	27992.49	0.012
627.13	4.870	27993.68	0.008
627.18	4.870	27994.44	0.005
627.21	4.870	27994.92	0.003
627.23	4.871	27995.23	0.002
627.24	4.871	27995.43	0.001
627.25	4.871	27995.56	0.001
627.26	4.871	27995.64	0.001
627.26	4.871	27995.69	0.000
627.26	4.871	27995.73	0.000
627.26	4.871	27995.75	0.000
627.26	4.871	27995.76	0.000
627.26	4.871	27995.77	0.000

PTO DE FLUENCIA

$$v/w = 0.2456$$

PUNTOS DE LA CURVA BILINEAL

Punto	D (cm)	V (t)
Origen	0.00	0.000
Fluencia	4.871	627.263
Ultimo	39.286	910.904

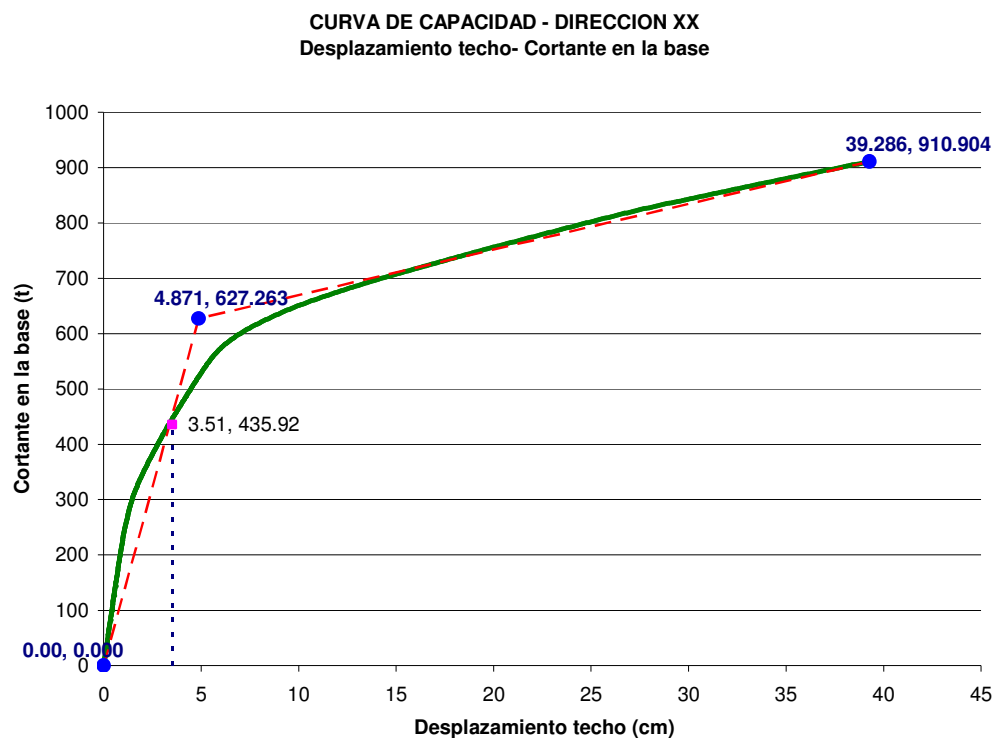


Fig. 8.33 Curva de capacidad y su representación bilineal en la dirección X-X
Diseño por resistencia

▪ ***Espectro de demanda y punto de desempeño para el sismo de diseño y servicio***

De acuerdo a la metodología descrita en el capítulo VII se elabora el espectro inelástico de demanda y el punto de desempeño. La superposición de los espectros de capacidad y demanda se muestra en formato ADRS (S_a-S_d).

• **EDIFICACION DISEÑADA POR CAPACIDAD**

SISMO DE DISEÑO - ESPECTRO INELASTICO

Newmark y Hall

Dutilidad estimada

$$\mu = 2.72$$

$$R\mu = 2.72 \quad T > T_c$$

Ubicada en la costa central:

$$Z = 0.4 \text{ g}$$

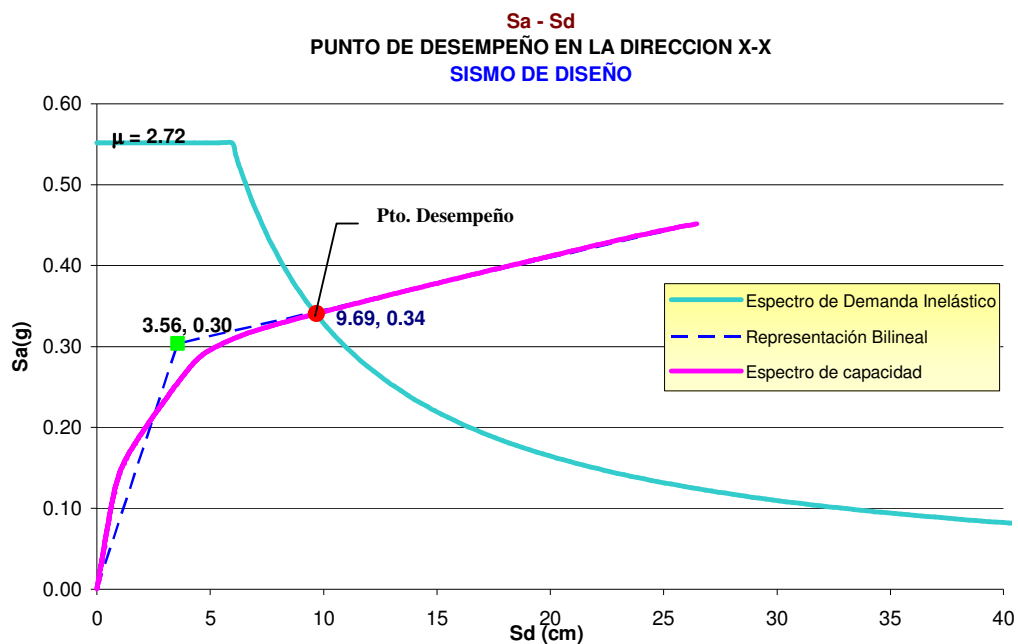
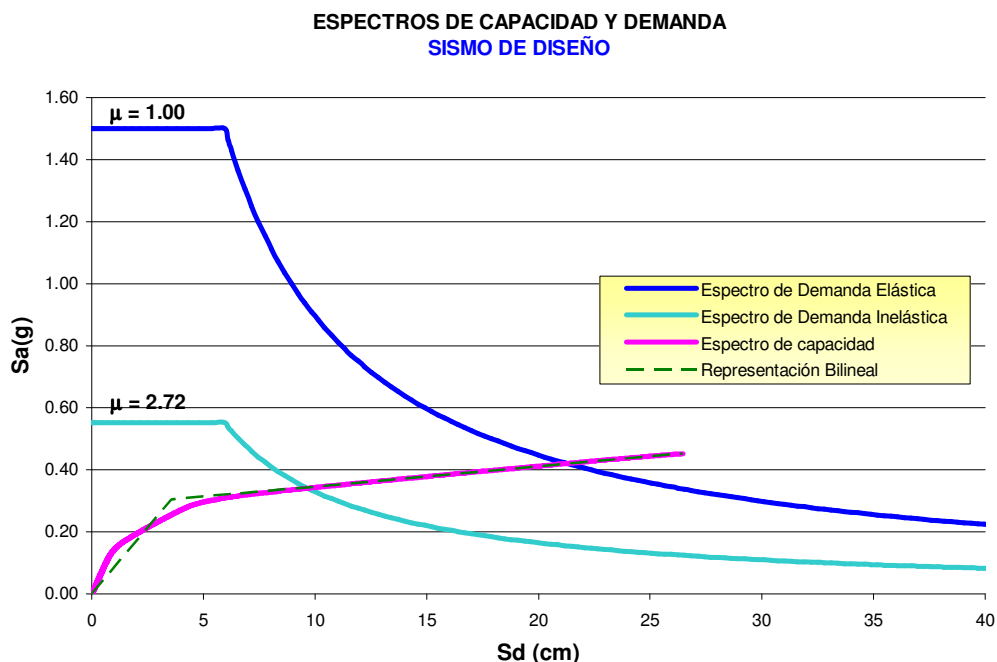
Cimentada sobre suelo rígido :

$$S = 1.0$$

Edificación importante:

$$T_p = 0.4 \text{ s}$$

$$U = 1.5$$



PF1 = 1.389
 α = 0.792
 H = 14.175 m
 Peso = 2553.697 t

PUNTO DE DESEMPEÑO

Sa (g)	Sd (cm)	Du (cm)	T (s)
0.341	9.685	13.456	1.070

PUNTO DE FLUENCIA

Sa (g)	Sd (cm)	Dy (cm)	T (s)
0.303	3.564	4.952	0.688

$\mu = D_u/D_y = 2.72$

∴ ES IGUAL A LA DUCTILIDAD DEL ESPECTRO DE DEMANDA

SISMO DE SERVICIO - ESPECTRO INELASTICO

Newmark y Hall

Dutilidad estimada

$\mu = 1.45$
 $R\mu = 1.45$ $T > T_c$

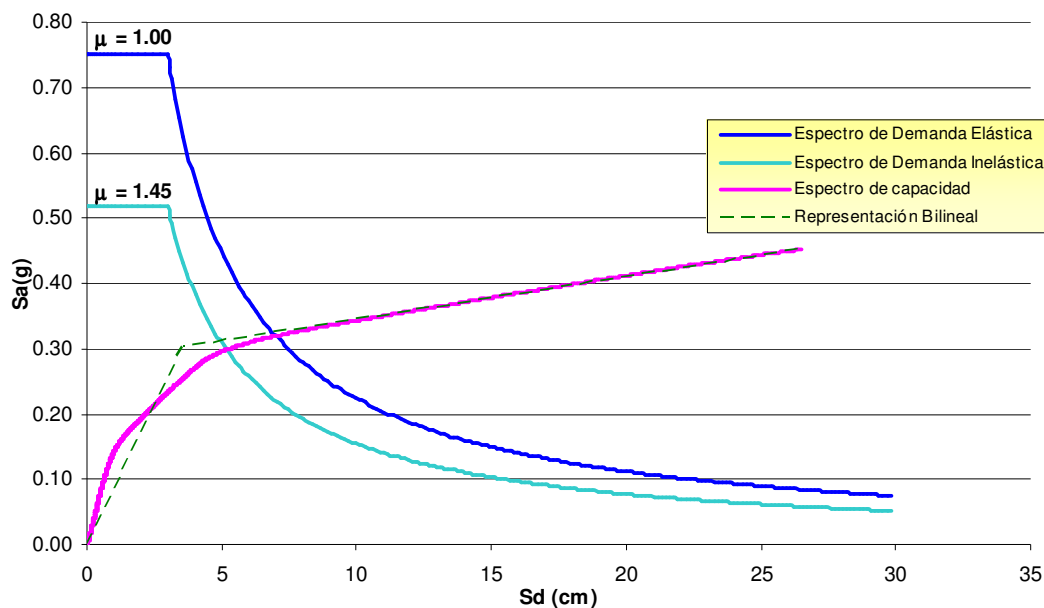
Ubicada en la costa central:
 Cimentada sobre suelo rígido :

Z = 0.2 g
 S = 1.0
 $T_p = 0.4$ s

Edificación importante:

U = 1.5

**ESPECTROS DE CAPACIDAD Y DEMANDA
 SISMO DE SERVICIO**



**Fig. 8.36 Espectros de capacidad y demanda en la dirección X-X en formato ADRS
 Diseño por Capacidad – Sismo de Servicio**

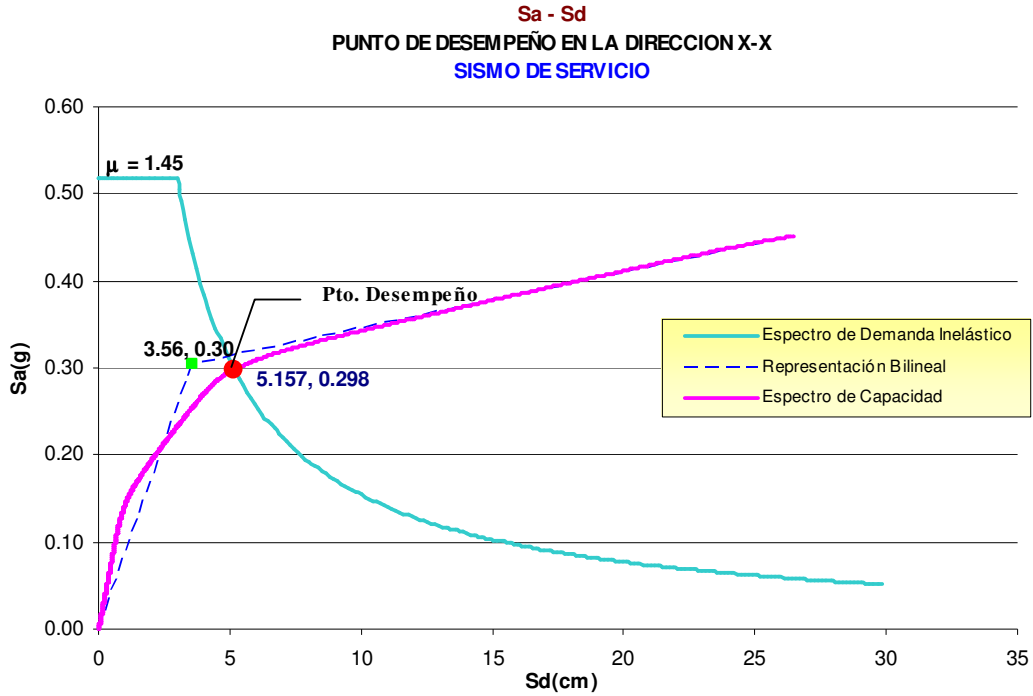


Fig. 8.37 Punto de desempeño en la dirección X-X
Diseño por Capacidad – Sismo de Servicio

PF1 = 1.389
 α = 0.792
 H = 14.175 m
 Peso = 2553.697 t

PUNTO DE DESEMPEÑO

Sa (g)	Sd (cm)	Du (cm)	T (s)
0.298	5.157	7.165	0.834

PUNTO DE FLUENCIA

Sa (g)	Sd (cm)	Dy (cm)	T (s)
0.303	3.564	4.952	0.688

$\mu = D_u/D_y = 1.45$

∴ ES IGUAL A LA DUCTILIDAD DEL ESPECTRO DE DEMANDA

• **EDIFICACION DISEÑADA POR RESISTENCIA**

SISMO DE DISEÑO - ESPECTRO INELASTICO

Newmark y Hall

Dutilidad estimada

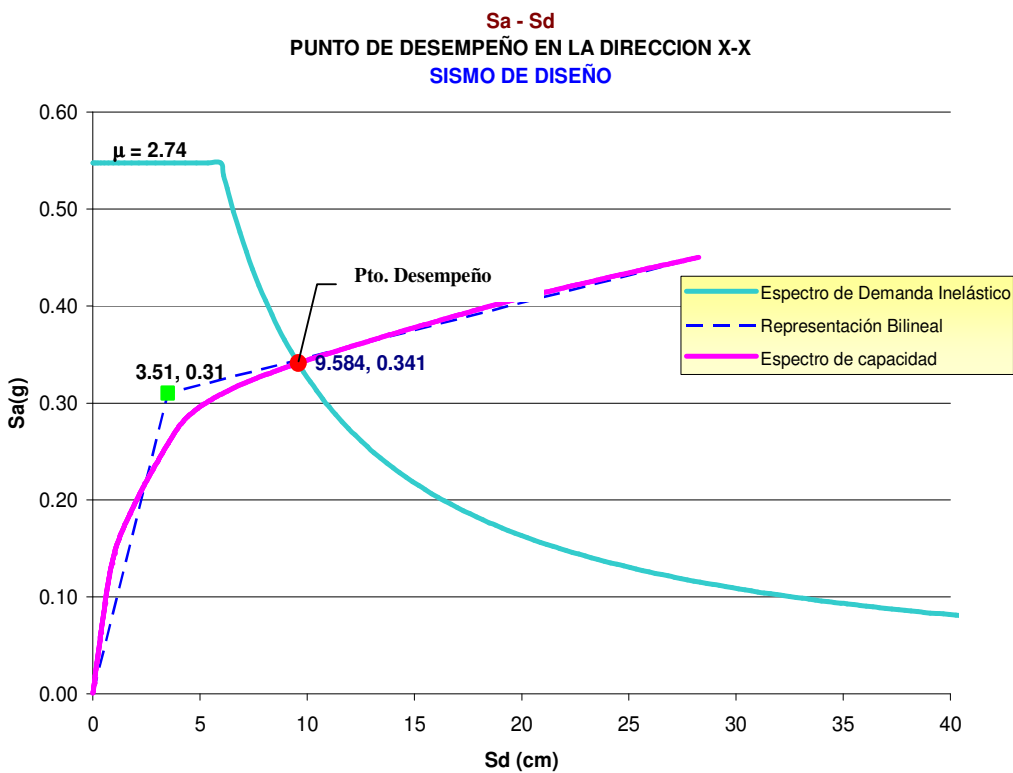
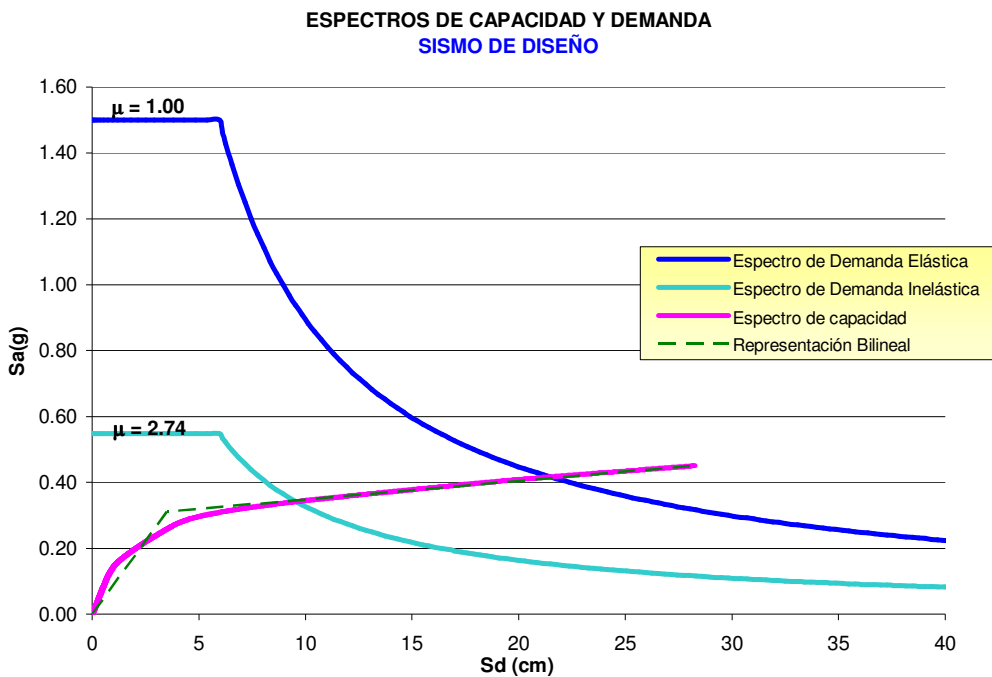
$\mu = 2.74$
 $R\mu = 2.74$ $T > T_c$

Ubicada en la costa central:
 Cimentada sobre suelo rígido :

Z = 0.4 g
 S = 1.0

Edificación importante:

$T_p = 0.4$ s
 U = 1.5



PF1 = 1.389
 α = 0.792
 H = 14.175 m
 Peso = 2553.697 t

PUNTO DE DESEMPEÑO

Sa (g)	Sd (cm)	Du (cm)	T (s)
0.341	9.584	13.315	1.063

PUNTO DE FLUENCIA

Sa (g)	Sd (cm)	Dy (cm)	T (s)
0.310	3.506	4.871	0.675

$\mu = D_u/D_y = 2.73$

∴ ES CASI IGUAL A LA DUCTILIDAD DEL ESPECTRO DE DEMANDA

SISMO DE SERVICIO - ESPECTRO INELASTICO

Newmark y Hall

Dutilidad estimada

$\mu = 1.46$

Ubicada en la costa central:

$R\mu = 1.46 \quad T > T_c$

Cimentada sobre suelo rígido :

Z = 0.2 g

Edificación importante:

S = 1.0

$T_p = 0.4 \text{ s}$

U = 1.5

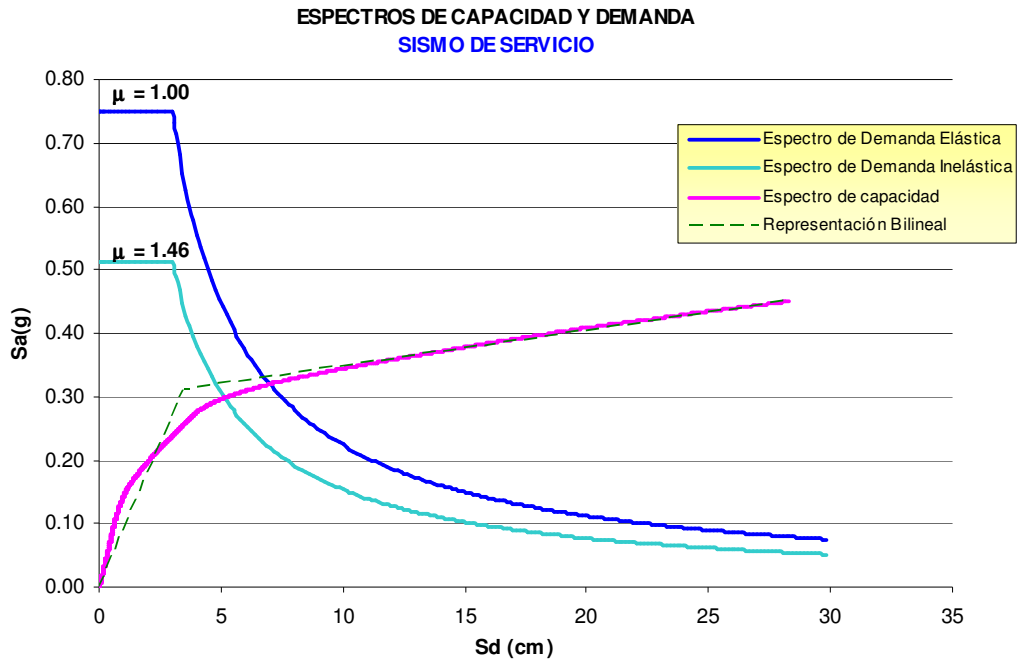


Fig. 8.40 Espectros de capacidad y demanda en la dirección X-X en formato ADRS
 Diseño por Resistencia – Sismo de Servicio

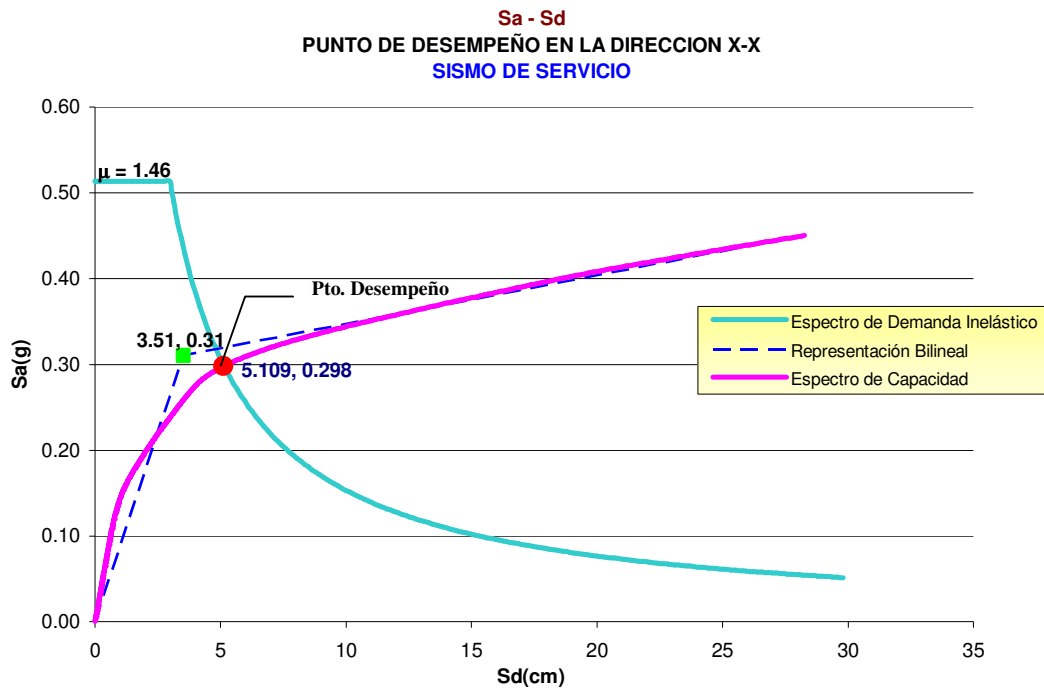


Fig. 8.41 Punto de desempeño en la dirección X-X
Diseño por Resistencia – Sismo de Servicio

PF1 = 1.389
 α = 0.792
 H = 14.175 m
 Peso = 2553.697 t

PUNTO DE DESEMPEÑO

Sa (g)	Sd (cm)	Du (cm)	T (s)
0.298	5.109	7.098	0.830

PUNTO DE FLUENCIA

Sa (g)	Sd (cm)	Dy (cm)	T (s)
0.310	3.506	4.871	0.675

$\mu = D_u/D_y = 1.46$

∴ ES IGUAL A LA DUCTILIDAD DEL ESPECTRO DE DEMANDA

- *Evaluación de la demanda global del punto de desempeño*

- **EDIFICACION DISEÑADA POR CAPACIDAD**

Nivel de Sismo	Paso	Sd (cm)	Sa (g)	T (s)	V (t)	D (cm)	Distorsión Global (%)
Sismo de Servicio	591	5.157	0.298	0.834	603.18	7.16	0.510
Sismo de Diseño	675	9.685	0.341	1.070	688.99	13.46	0.950

Nivel de Sismo	Distorsiones de entrepiso (%)				Distorsión límite (%)
	1º Piso	2º Piso	3º Piso	4º Piso	
Sismo de Servicio	0.371	0.546	0.572	0.527	1.00
Sismo de Diseño	0.737	0.995	1.045	1.004	2.00

- **EDIFICACION DISEÑADA POR RESISTENCIA**

Nivel de Sismo	Paso	Sd (cm)	Sa (g)	T (s)	V (t)	D (cm)	Distorsión Global (%)
Sismo de Servicio	590	5.109	0.298	0.831	602.42	7.10	0.500
Sismo de Diseño	676	9.584	0.341	1.063	690.01	13.32	0.940

Nivel de Sismo	Distorsiones de entrepiso (%)				Distorsión límite (%)
	1º Piso	2º Piso	3º Piso	4º Piso	
Sismo de Servicio	0.383	0.542	0.560	0.511	1.00
Sismo de Diseño	0.750	0.988	1.026	0.975	2.00

- *Evaluación de la demanda local del punto de desempeño*

La demanda local del punto de desempeño se evalúa a través de la rotación plástica de los elementos de concreto armado. En los siguientes cuadros, se evalúa la rotación plástica de los primeros elementos que han entrado en el estado plástico, lo cual se puede observar en el mecanismo de rótulas plásticas.

- **EDIFICACION DISEÑADA POR CAPACIDAD**

Rotación plástica de columnas

Columna	Ubicación rótula	A _g (cm ²)	Pu (Ton)	Pu/A _g f' _c	Vu (Ton)	b _w (cm)	d (cm)	Vu/b _w d√f' _c	Límite de rotación plástica			Demanda de rotación plástica		Comparación	
									IO	LS	PC	Sismo de Servicio	Sismo de Diseño	θ _{PSS} ≤ θ _{IO}	θ _{PSD} ≤ θ _{LS}
1	Ext. Inf.	6000	189.93	0.151	22.23	85.00	67.81	0.266	0.0047	0.0145	0.0192	0.0027	0.0065	Ok!	Ok!
2	Ext. Inf.	4200	199.90	0.227	14.77	40.00	99.10	0.257	0.0042	0.0137	0.0179	0.0020	0.0056	Ok!	Ok!
3	Ext. Inf.	4200	200.81	0.228	14.14	40.00	99.10	0.246	0.0042	0.0137	0.0179	0.0020	0.0056	Ok!	Ok!
4	Ext. Inf.	4200	200.21	0.227	13.68	40.00	99.10	0.238	0.0042	0.0137	0.0179	0.0020	0.0056	Ok!	Ok!
5	Ext. Inf.	4200	199.67	0.226	13.60	40.00	99.10	0.237	0.0042	0.0137	0.0179	0.0020	0.0056	Ok!	Ok!
6	Ext. Inf.	4200	198.96	0.226	13.65	40.00	99.10	0.238	0.0042	0.0137	0.0179	0.0020	0.0056	Ok!	Ok!
7	Ext. Inf.	6000	117.31	0.093	19.34	85.00	67.81	0.232	0.0050	0.0150	0.0200	0.0027	0.0065	Ok!	Ok!
29	Ext. Inf.	6000	273.74	0.217	20.99	85.00	67.81	0.251	0.0042	0.0138	0.0181	0.0024	0.0060	Ok!	Ok!
30	Ext. Inf.	4200	262.66	0.298	17.99	40.00	99.10	0.313	0.0037	0.0130	0.0167	0.0020	0.0055	Ok!	Ok!
31	Ext. Inf.	4200	235.33	0.267	19.73	40.00	99.10	0.343	0.0039	0.0133	0.0172	0.0019	0.0054	Ok!	Ok!
32	Ext. Inf.	4200	225.87	0.256	18.82	40.00	99.10	0.328	0.0040	0.0134	0.0174	0.0019	0.0054	Ok!	Ok!
33	Ext. Inf.	4200	248.37	0.282	16.77	40.00	99.10	0.292	0.0038	0.0132	0.0170	0.0021	0.0056	Ok!	Ok!
34	Ext. Inf.	4200	239.91	0.272	17.02	40.00	99.10	0.296	0.0039	0.0133	0.0171	0.0019	0.0054	Ok!	Ok!
35	Ext. Inf.	6000	221.41	0.176	19.08	85.00	67.81	0.228	0.0045	0.0142	0.0187	0.0026	0.0063	Ok!	Ok!
57	Ext. Inf.	6000	163.52	0.130	28.81	85.00	67.81	0.345	0.0048	0.0147	0.0195	0.0024	0.0058	Ok!	Ok!
58	Ext. Inf.	4200	223.02	0.253	17.26	40.00	99.10	0.300	0.0040	0.0135	0.0175	0.0020	0.0056	Ok!	Ok!
59	Ext. Inf.	4200	191.26	0.217	16.33	40.00	99.10	0.284	0.0042	0.0138	0.0181	0.0024	0.0061	Ok!	Ok!
69	Ext. Inf.	4200	111.66	0.127	15.57	40.00	99.10	0.271	0.0048	0.0147	0.0196	0.0025	0.0062	Ok!	Ok!
70	Ext. Inf.	4200	200.17	0.227	15.23	40.00	99.10	0.265	0.0042	0.0137	0.0179	0.0020	0.0056	Ok!	Ok!
71	Ext. Inf.	4200	186.18	0.211	14.34	40.00	99.10	0.250	0.0043	0.0139	0.0182	0.0021	0.0056	Ok!	Ok!
72	Ext. Inf.	6000	188.83	0.150	20.56	85.00	67.81	0.246	0.0047	0.0145	0.0192	0.0025	0.0060	Ok!	Ok!
(*) 20	Ext. Sup.	4200	91.36	0.104	30.09	40.00	99.10	0.524	0.0050	0.0150	0.0199	0.0020	0.0036	Ok!	Ok!
(*) 45	Ext. Sup.	4200	108.18	0.123	59.24	40.00	99.10	1.031	0.0049	0.0148	0.0196	0.0020	0.0036	Ok!	Ok!

(*) Estas columnas no entran en el rango plástico, se han colocado para verificar que permanecen en el rango elástico

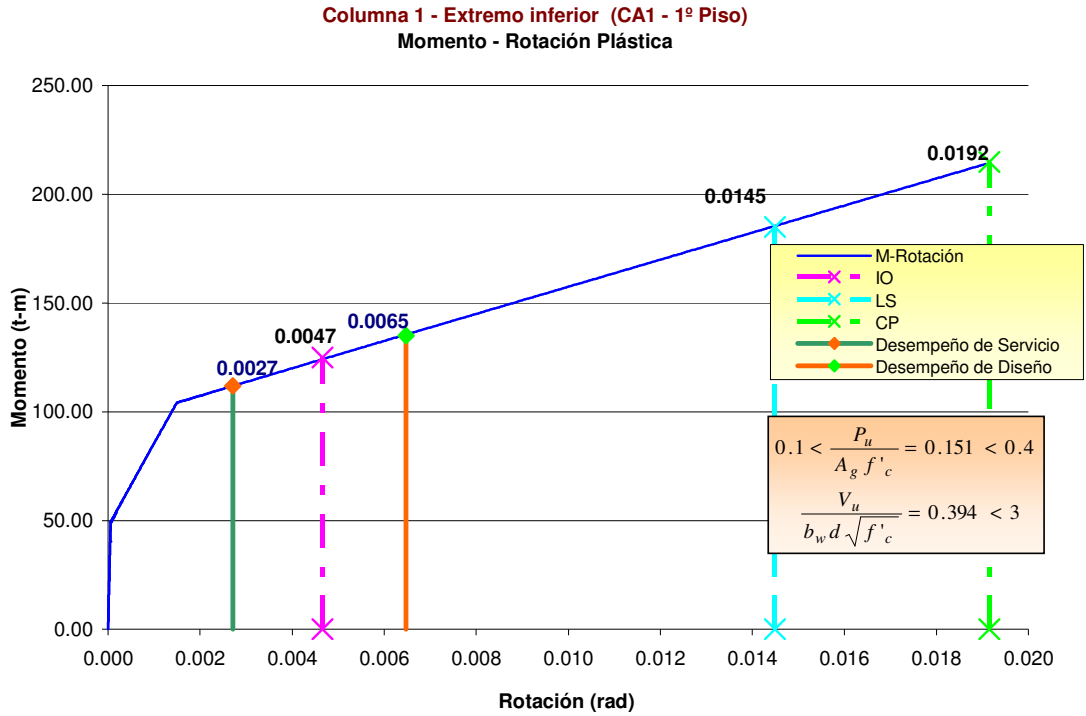


Fig. 8.42 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C1 (CA1- 1ºP)
Diseño por Capacidad

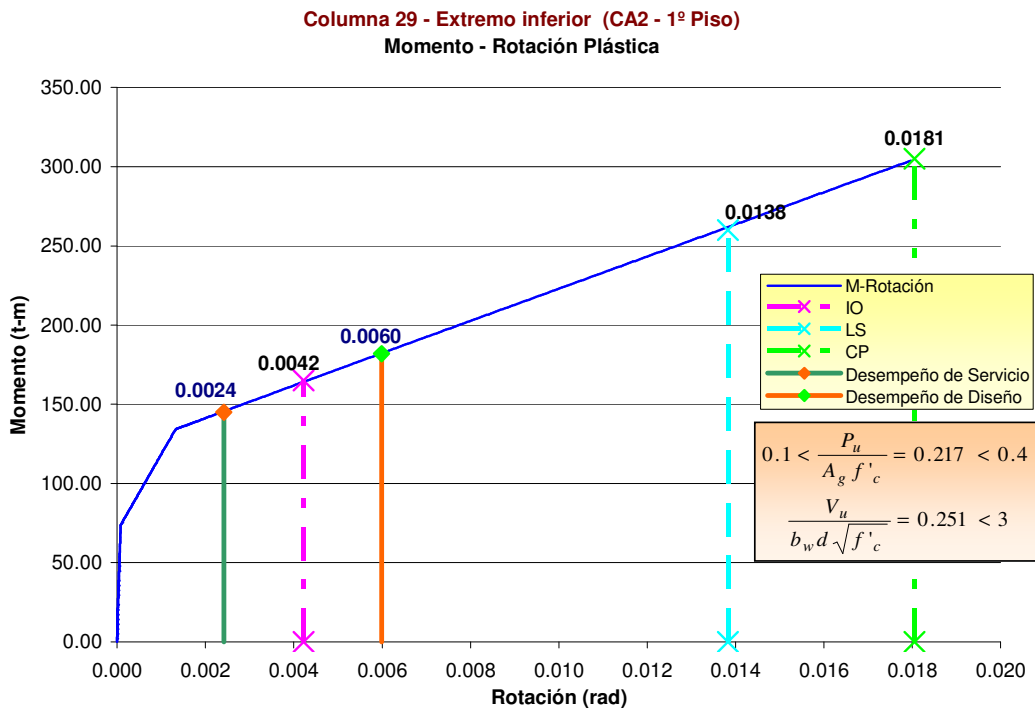


Fig. 8.43 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C29 (CA2- 1ºP)
Diseño por Capacidad

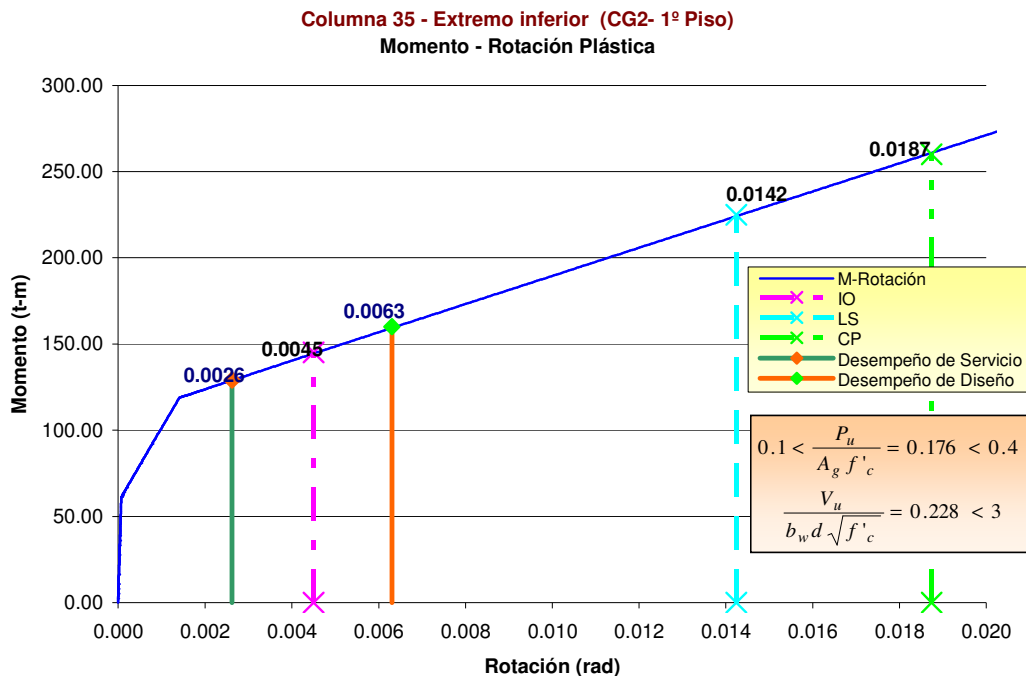


Fig. 8.44 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C35 (CG2- 1ºP)
Diseño por Capacidad

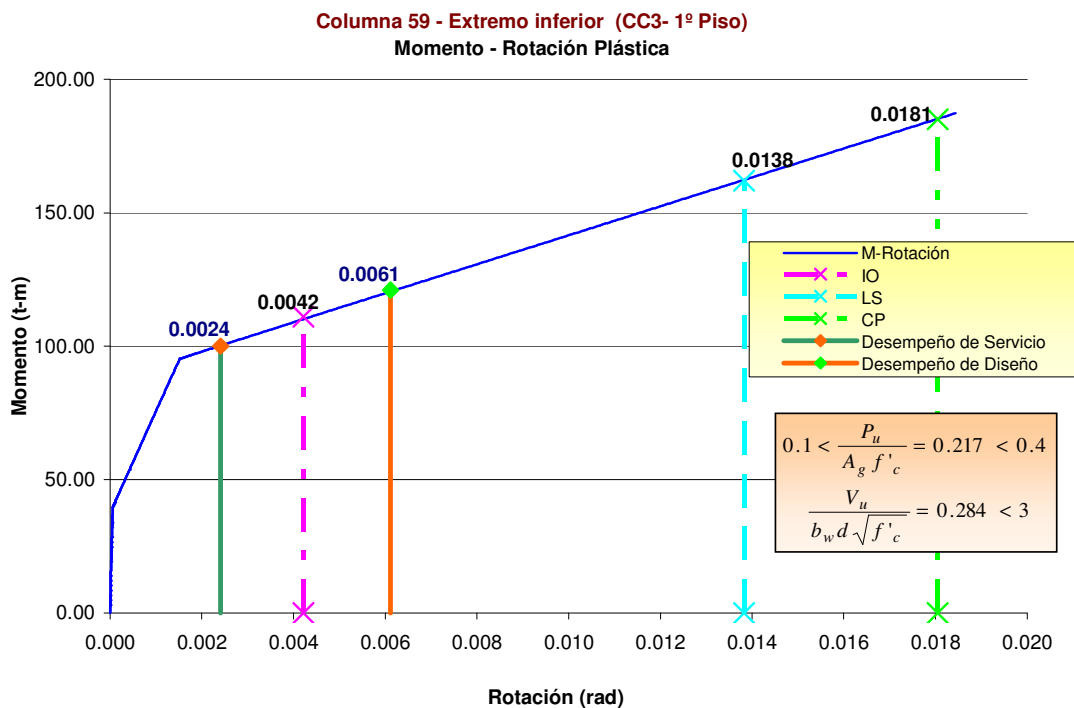


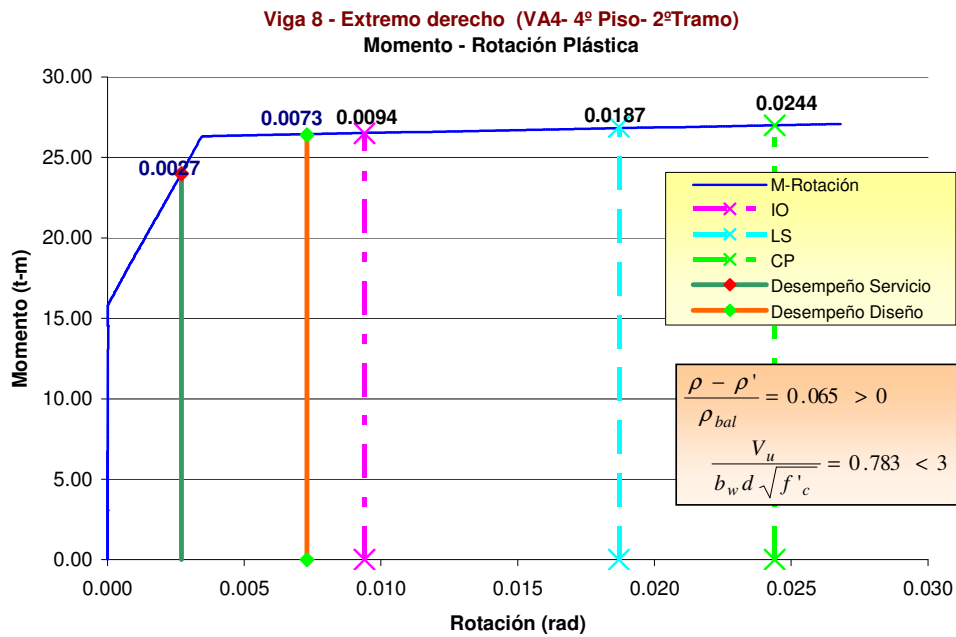
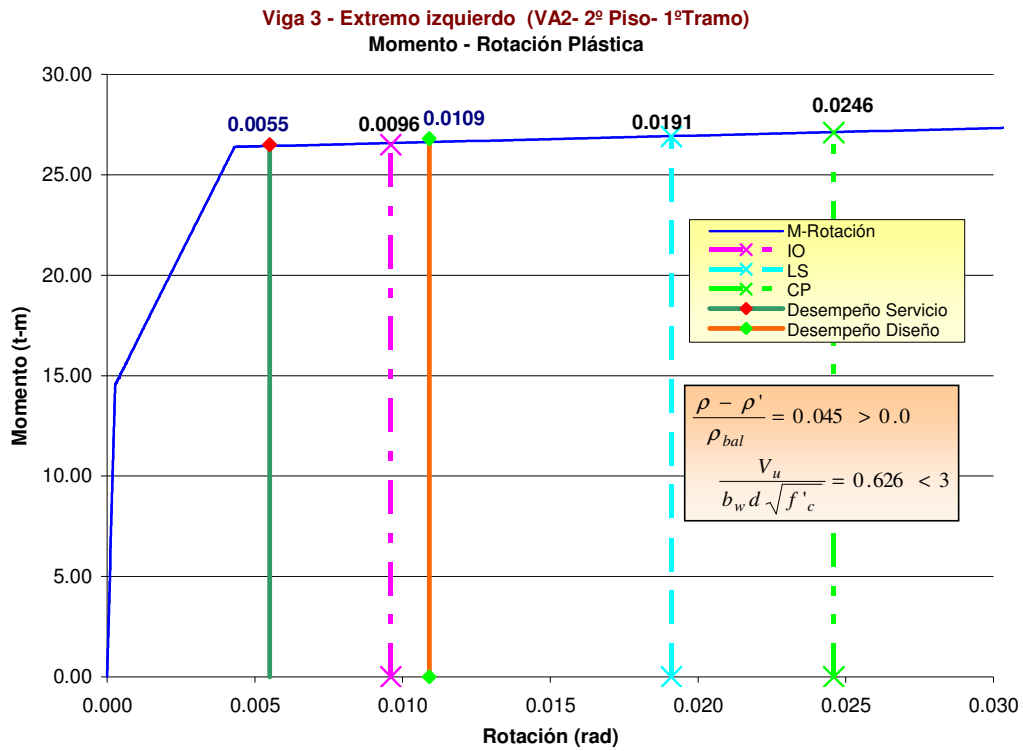
Fig. 8.45 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C59 (CC3- 1ºP)
Diseño por Capacidad

Rotación plástica de vigas

Viga	Ubicación rótula	As (cm ²)	As' (cm ²)	(As-As')/Asb	Vu (t)	bw (cm)	d (cm)	Vu/bwd√f'c	Limite de rotación plástica			Demanda de rotación plástica		Comparación	
									IO	LS	PC	Sismo de Servicio	Sismo de Dise�o	θ _{PS} ≤ θ _{IO}	θ _{PSD} ≤ θ _{LS}
1	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	24.02	40.00	69.10	0.600	0.0100	0.0200	0.0250	0.0042	0.0090	Ok!	Ok!
1	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	24.02	40.00	69.10	0.600	0.0100	0.0200	0.0250	0.0034	0.0080	Ok!	Ok!
3	Ext. Izq.	11.64	9.66	0.045	25.08	40.00	69.10	0.626	0.0096	0.0191	0.0246	0.0055	0.0109	Ok!	Ok!
3	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	24.02	40.00	69.10	0.600	0.0100	0.0200	0.0250	0.0046	0.0100	Ok!	Ok!
5	Ext. Izq.	11.64	9.66	0.045	25.54	40.00	69.10	0.638	0.0096	0.0191	0.0246	0.0052	0.0107	Ok!	Ok!
5	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	24.48	40.00	69.10	0.611	0.0100	0.0200	0.0250	0.0043	0.0098	Ok!	Ok!
7	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	21.14	40.00	69.10	0.528	0.0100	0.0200	0.0250	0.0046	0.0101	Ok!	Ok!
7	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	21.14	40.00	69.10	0.528	0.0100	0.0200	0.0250	0.0034	0.0089	Ok!	Ok!
11	Ext. Izq.	12.51	9.66	0.065	31.66	40.00	69.10	0.790	0.0094	0.0187	0.0244	0.0055	0.0109	Ok!	Ok!
11	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	30.14	40.00	69.10	0.752	0.0100	0.0200	0.0250	0.0045	0.0099	Ok!	Ok!
13	Ext. Izq.	12.51	9.66	0.065	31.66	40.00	69.10	0.790	0.0094	0.0187	0.0244	0.0052	0.0107	Ok!	Ok!
13	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	30.14	40.00	69.10	0.752	0.0100	0.0200	0.0250	0.0043	0.0098	Ok!	Ok!
19	Ext. Izq.	12.51	9.66	0.065	31.67	40.00	69.10	0.791	0.0094	0.0187	0.0244	0.0055	0.0109	Ok!	Ok!
19	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	30.15	40.00	69.10	0.753	0.0100	0.0200	0.0250	0.0045	0.0099	Ok!	Ok!
21	Ext. Izq.	12.51	9.66	0.065	31.66	40.00	69.10	0.790	0.0094	0.0187	0.0244	0.0053	0.0107	Ok!	Ok!
21	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	30.14	40.00	69.10	0.752	0.0100	0.0200	0.0250	0.0044	0.0098	Ok!	Ok!
27	Ext. Izq.	11.64	9.66	0.045	31.21	40.00	69.10	0.779	0.0096	0.0191	0.0246	0.0055	0.0109	Ok!	Ok!
27	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	30.15	40.00	69.10	0.753	0.0100	0.0200	0.0250	0.0045	0.0099	Ok!	Ok!
29	Ext. Izq.	12.51	9.66	0.065	31.67	40.00	69.10	0.791	0.0094	0.0187	0.0244	0.0053	0.0107	Ok!	Ok!
29	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	30.15	40.00	69.10	0.753	0.0100	0.0200	0.0250	0.0044	0.0098	Ok!	Ok!
35	Ext. Izq.	11.64	9.66	0.045	31.20	40.00	69.10	0.779	0.0096	0.0191	0.0246	0.0055	0.0109	Ok!	Ok!
35	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	30.14	40.00	69.10	0.752	0.0100	0.0200	0.0250	0.0046	0.0099	Ok!	Ok!
37	Ext. Izq.	11.64	9.66	0.045	31.20	40.00	69.10	0.779	0.0096	0.0191	0.0246	0.0052	0.0107	Ok!	Ok!
37	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	30.14	40.00	69.10	0.752	0.0100	0.0200	0.0250	0.0043	0.0098	Ok!	Ok!

(Continuación)

Viga	Ubicación rótula	As (cm ²)	As' (cm ₂)	(As-A _s ')/A _{sb}	Vu (t)	bw (cm)	d (cm)	Vu/bwd√f'c	Limite de rotación plástica			Demanda de rotación plástica		Comparación	
									IO	LS	PC	Sismo de Servicio	Sismo de Dise�o	θ _{pSS} ≤ θ _{IO}	θ _{pSD} ≤ θ _{LS}
43	Ext. Izq.	11.64	9.66	0.045	31.20	40.00	69.10	0.779	0.0096	0.0191	0.0246	0.0055	0.0109	Ok!	Ok!
43	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	30.14	40.00	69.10	0.752	0.0100	0.0200	0.0250	0.0045	0.0099	Ok!	Ok!
45	Ext. Izq.	11.64	9.66	0.045	31.20	40.00	69.10	0.779	0.0096	0.0191	0.0246	0.0052	0.0107	Ok!	Ok!
45	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	30.14	40.00	69.10	0.752	0.0100	0.0200	0.0250	0.0044	0.0098	Ok!	Ok!
51	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	23.93	40.00	69.10	0.597	0.0100	0.0200	0.0250	0.0055	0.0109	Ok!	Ok!
51	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	23.93	40.00	69.10	0.597	0.0100	0.0200	0.0250	0.0046	0.0099	Ok!	Ok!
52	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	22.37	40.00	69.10	0.558	0.0100	0.0200	0.0250	0.0042	0.0090	Ok!	Ok!
52	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	22.37	40.00	69.10	0.558	0.0100	0.0200	0.0250	0.0042	0.0090	Ok!	Ok!
53	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	23.93	40.00	69.10	0.597	0.0100	0.0200	0.0250	0.0052	0.0107	Ok!	Ok!
53	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	23.93	40.00	69.10	0.597	0.0100	0.0200	0.0250	0.0043	0.0098	Ok!	Ok!
54	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	22.36	40.00	69.10	0.558	0.0100	0.0200	0.0250	0.0039	0.0088	Ok!	Ok!
54	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	22.36	40.00	69.10	0.558	0.0100	0.0200	0.0250	0.0040	0.0088	Ok!	Ok!
8	Ext. Der.	12.51	9.66	0.065	31.38	40.00	69.10	0.783	0.0094	0.0187	0.0244	0.0027	0.0073	Ok!	Ok!



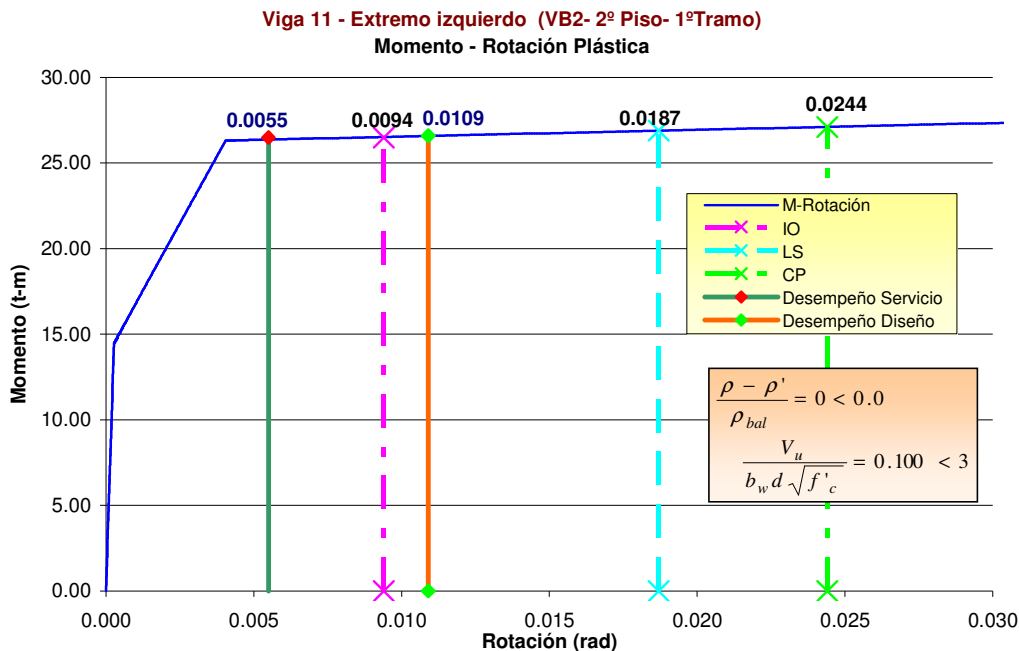


Fig. 8.48 Curva Momento – Rotación Plástica Viga 11 (VB2- 1ºTramo)
Diseño por Capacidad

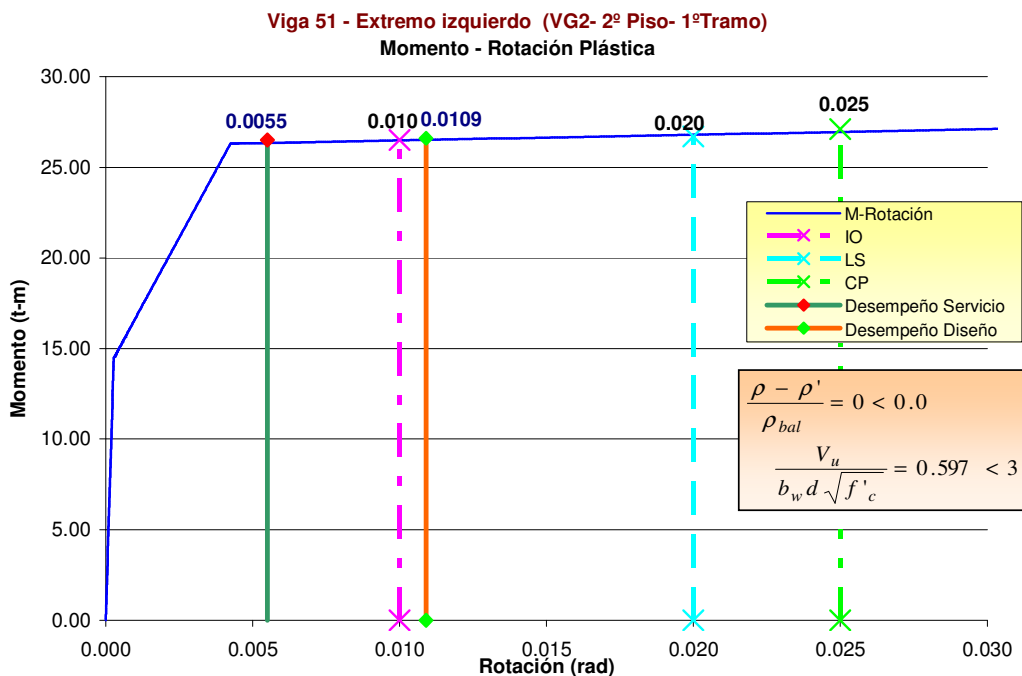
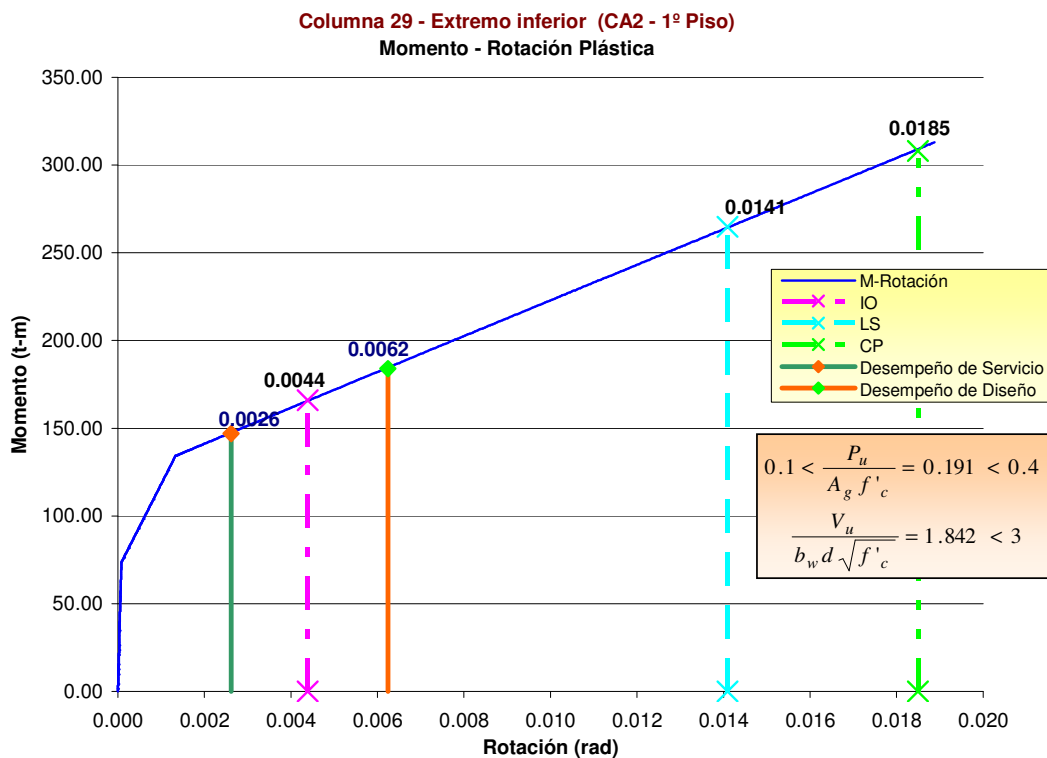
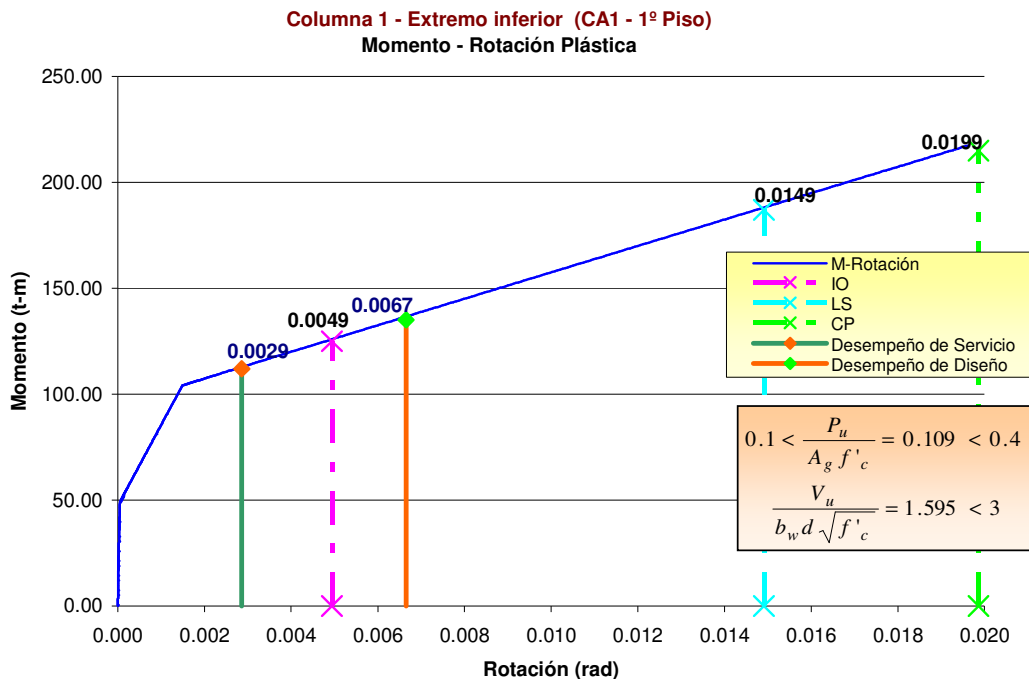


Fig. 8.49 Curva Momento – Rotación Plástica Viga 51 (VG2- 1ºTramo)
Diseño por Capacidad

- **EDIFICACION DISEÑADA POR RESISTENCIA**

Rotación plástica de columnas

Columna	Ubicación rótula	A _g (cm ²)	Pu (t)	Pu/A _g f _c	Vu (t)	b _w (cm)	d (cm)	Vu/b _w d√f _c	Límite de rotación plástica			Demanda de rotación plástica		Comparación	
									IO	LS	PC	Sismo de Servicio	Sismo de Diseño	θ _{pss} ≤ θ _{IO}	θ _{pSD} ≤ θ _{LS}
1	Ext. Inf.	6000	136.92	0.109	133.23	85.00	67.81	1.595	0.0049	0.0149	0.0199	0.0029	0.0067	Ok!	Ok!
2	Ext. Inf.	4200	171.49	0.194	121.82	40.00	99.10	2.121	0.0048	0.0141	0.0184	0.0024	0.0061	Ok!	Ok!
3	Ext. Inf.	4200	166.66	0.189	121.22	40.00	99.10	2.110	0.0044	0.0141	0.0185	0.0024	0.0060	Ok!	Ok!
4	Ext. Inf.	4200	165.46	0.188	114.65	40.00	99.10	1.996	0.0044	0.0141	0.0185	0.0024	0.0061	Ok!	Ok!
5	Ext. Inf.	4200	165.61	0.188	121.09	40.00	99.10	2.108	0.0044	0.0141	0.0185	0.0024	0.0061	Ok!	Ok!
6	Ext. Inf.	4200	168.95	0.192	121.50	40.00	99.10	2.115	0.0044	0.0141	0.0185	0.0024	0.0061	Ok!	Ok!
7	Ext. Inf.	6000	133.20	0.106	132.94	85.00	67.81	1.592	0.0050	0.0149	0.0199	0.0029	0.0067	Ok!	Ok!
29	Ext. Inf.	6000	240.47	0.191	153.87	85.00	67.81	1.842	0.0044	0.0141	0.0185	0.0026	0.0062	Ok!	Ok!
30	Ext. Inf.	4200	272.31	0.309	126.72	40.00	99.10	2.206	0.0036	0.0129	0.0165	0.0022	0.0058	Ok!	Ok!
31	Ext. Inf.	4200	233.95	0.265	128.29	40.00	99.10	2.233	0.0039	0.0134	0.0173	0.0023	0.0059	Ok!	Ok!
32	Ext. Inf.	4200	223.58	0.253	128.33	40.00	99.10	2.234	0.0040	0.0135	0.0174	0.0023	0.0059	Ok!	Ok!
33	Ext. Inf.	4200	248.22	0.281	120.93	40.00	99.10	2.105	0.0038	0.0132	0.0170	0.0022	0.0058	Ok!	Ok!
34	Ext. Inf.	4200	243.17	0.276	127.91	40.00	99.10	2.227	0.0038	0.0132	0.0171	0.0023	0.0058	Ok!	Ok!
35	Ext. Inf.	6000	181.43	0.144	150.67	85.00	67.81	1.804	0.0047	0.0146	0.0193	0.0028	0.0065	Ok!	Ok!
57	Ext. Inf.	6000	154.34	0.122	136.80	85.00	67.81	1.638	0.0049	0.0148	0.0196	0.0025	0.0060	Ok!	Ok!
58	Ext. Inf.	4200	193.31	0.219	117.94	40.00	99.10	2.053	0.0042	0.0138	0.0180	0.0024	0.0061	Ok!	Ok!
59	Ext. Inf.	4200	119.71	0.136	104.91	40.00	99.10	1.826	0.0048	0.0146	0.0194	0.0026	0.0063	Ok!	Ok!
69	Ext. Inf.	4200	110.20	0.125	102.85	40.00	99.10	1.790	0.0048	0.0148	0.0196	0.0026	0.0064	Ok!	Ok!
70	Ext. Inf.	4200	171.71	0.195	115.39	40.00	99.10	2.009	0.0044	0.0141	0.0184	0.0024	0.0061	Ok!	Ok!
71	Ext. Inf.	4200	162.50	0.184	114.30	40.00	99.10	1.990	0.0044	0.0142	0.0186	0.0024	0.0061	Ok!	Ok!
72	Ext. Inf.	6000	128.11	0.102	124.89	85.00	67.81	1.495	0.0050	0.0150	0.0200	0.0026	0.0061	Ok!	Ok!
(*)20	Ext. Sup.	4200	75.13	0.085	95.70	40.00	99.10	1.666	0.0050	0.0150	0.0200	0.0020	0.0036	Ok!	Ok!
(*)45	Ext. Sup.	4200	106.02	0.120	102.89	40.00	99.10	1.791	0.0049	0.0148	0.0197	0.0020	0.0036	Ok!	Ok!



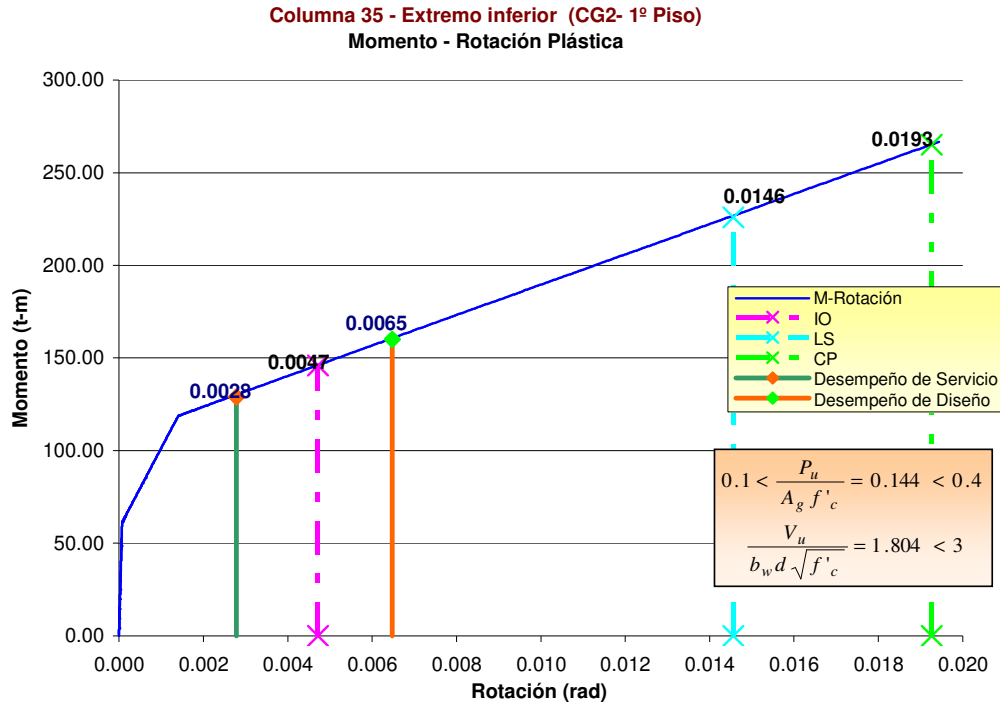


Fig. 8.52 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C35 (CG2- 1ºP)
Diseño por Resistencia

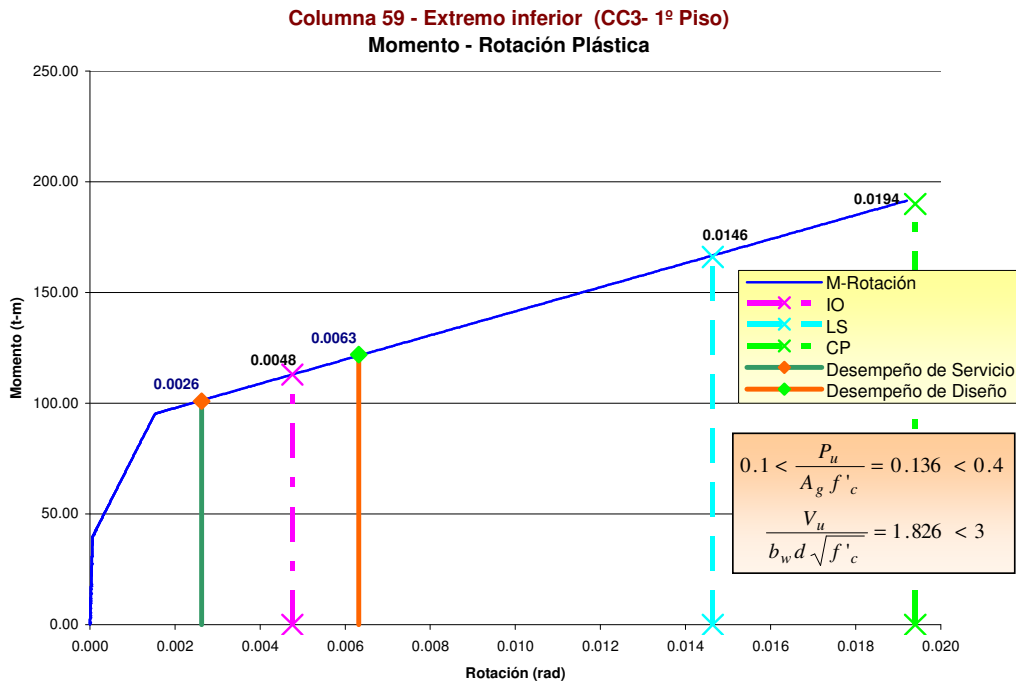


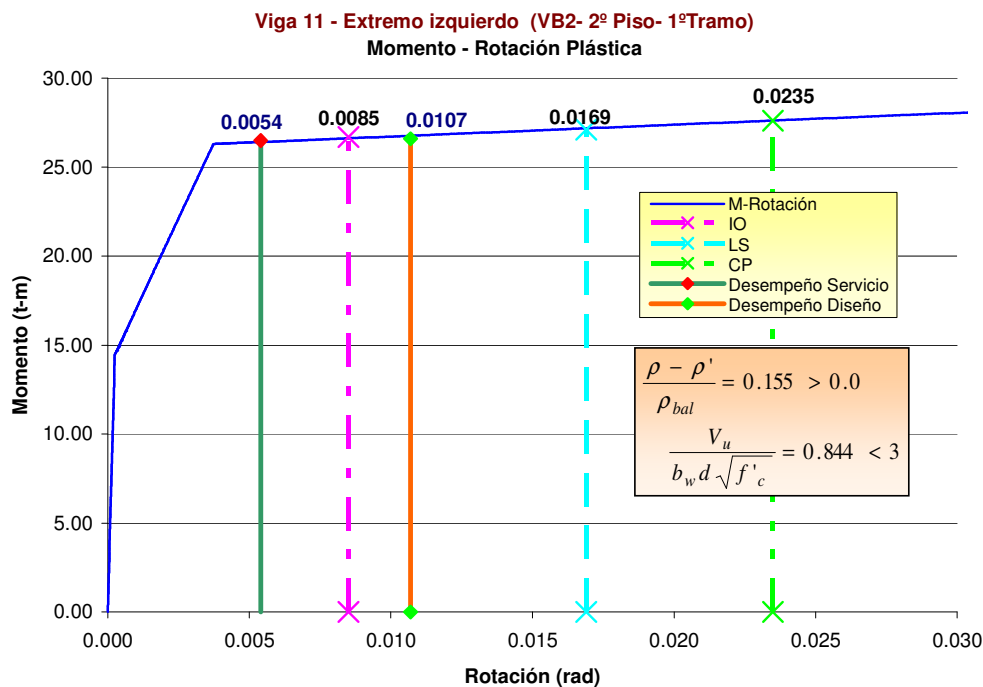
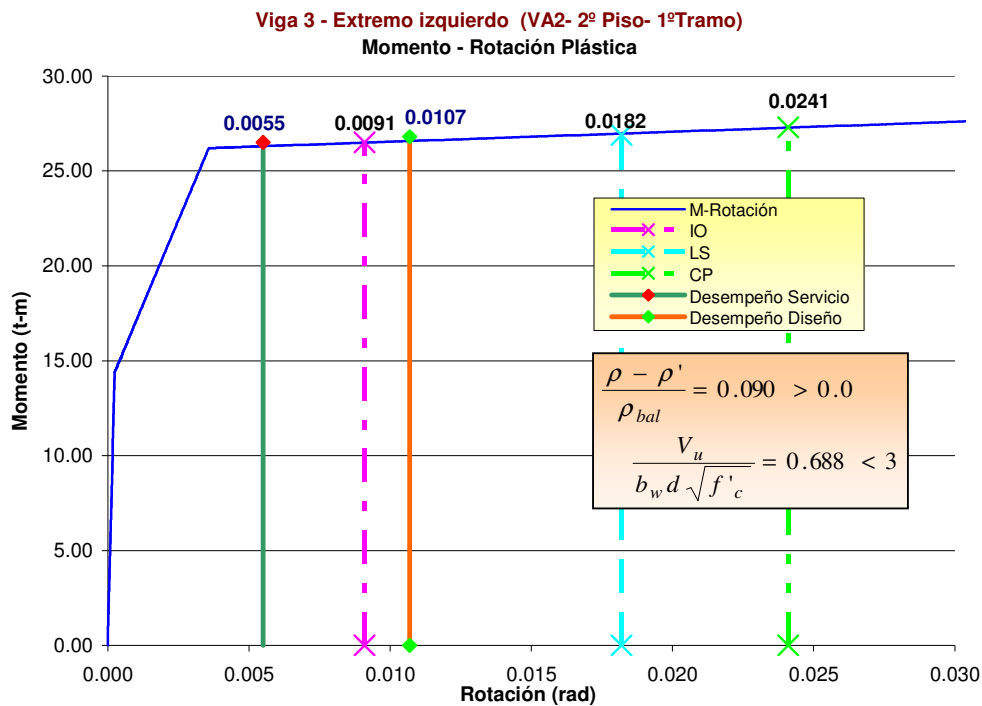
Fig. 8.53 Curva Momento – Rotación Plástica Columna C59 (CC3 - 1ºP)
Diseño por Resistencia

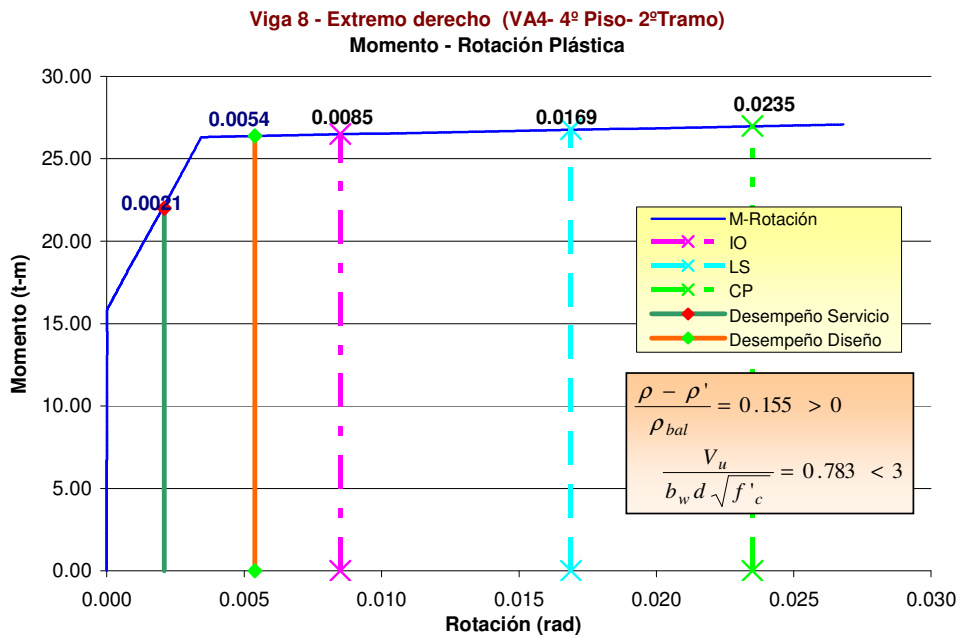
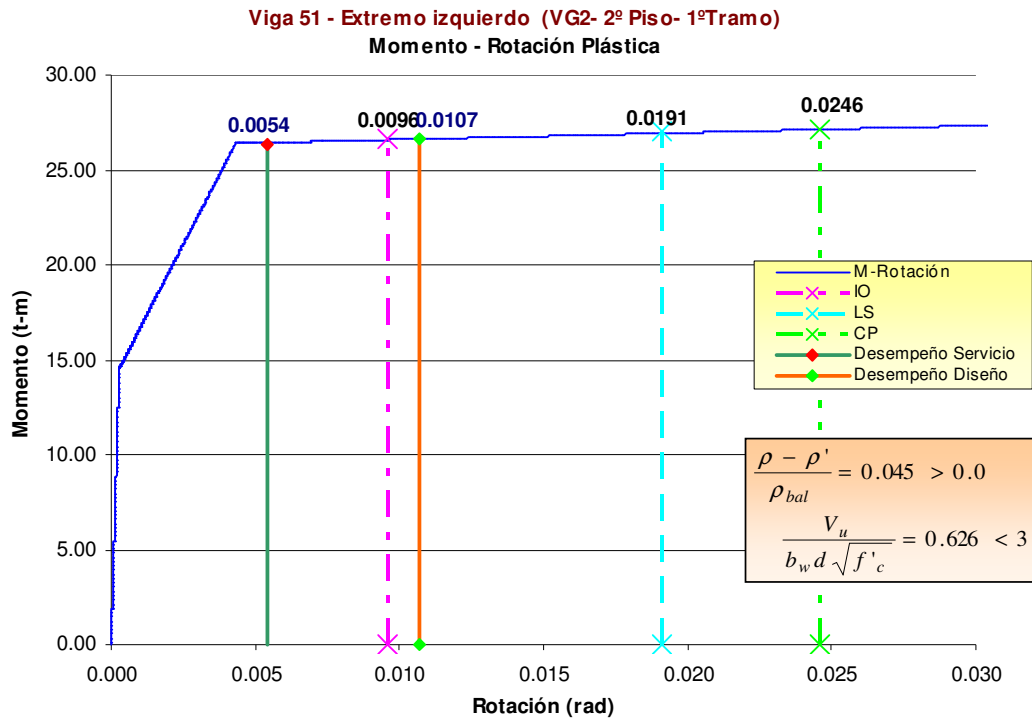
Rotación plástica de vigas

Viga	Ubicación rótula	As (cm ²)	As' (cm ²)	(As-As')/Asb	Vu (t)	bw (cm)	d (cm)	Vu/bwd√f'c	Limite de rotación plástica			Demanda de rotación plástica		Comparación	
									IO	LS	PC	Sismo de Servicio	Sismo de Dise�o	θ _{PS} ≤ θ _{IO}	θ _{PSD} ≤ θ _{LS}
1	Ext. Izq.	11.64	9.66	0.045	25.36	40.00	69.10	0.633	0.0096	0.0191	0.0246	0.0043	0.0090	Ok!	Ok!
1	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	21.42	40.00	69.10	0.535	0.0100	0.0200	0.0250	0.0034	0.0080	Ok!	Ok!
3	Ext. Izq.	13.62	9.66	0.090	27.54	40.00	69.10	0.688	0.0091	0.0182	0.0241	0.0055	0.0107	Ok!	Ok!
3	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	21.17	40.00	69.10	0.529	0.0100	0.0200	0.0250	0.0045	0.0098	Ok!	Ok!
5	Ext. Izq.	14.49	9.66	0.110	27.07	40.00	69.10	0.676	0.0089	0.0178	0.0239	0.0051	0.0104	Ok!	Ok!
5	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	21.04	40.00	69.10	0.525	0.0100	0.0200	0.0250	0.0041	0.0095	Ok!	Ok!
7	Ext. Izq.	11.64	9.66	0.045	21.81	40.00	69.10	0.545	0.0096	0.0191	0.0246	0.0040	0.0093	Ok!	Ok!
7	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	18.49	40.00	69.10	0.462	0.0100	0.0200	0.0250	0.0041	0.0094	Ok!	Ok!
11	Ext. Izq.	16.47	9.66	0.155	33.81	40.00	69.10	0.844	0.0085	0.0169	0.0235	0.0054	0.0107	Ok!	Ok!
11	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	26.19	40.00	69.10	0.654	0.0100	0.0200	0.0250	0.0044	0.0098	Ok!	Ok!
13	Ext. Izq.	16.47	9.66	0.155	33.81	40.00	69.10	0.844	0.0085	0.0169	0.0235	0.0051	0.0104	Ok!	Ok!
13	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	26.19	40.00	69.10	0.654	0.0100	0.0200	0.0250	0.0042	0.0096	Ok!	Ok!
19	Ext. Izq.	16.47	9.66	0.155	34.04	40.00	69.10	0.850	0.0085	0.0169	0.0235	0.0054	0.0107	Ok!	Ok!
19	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	29.21	40.00	69.10	0.729	0.0100	0.0200	0.0250	0.0045	0.0098	Ok!	Ok!
21	Ext. Izq.	16.47	9.66	0.155	34.04	40.00	69.10	0.850	0.0085	0.0169	0.0235	0.0055	0.0110	Ok!	Ok!
21	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	29.21	40.00	69.10	0.729	0.0100	0.0200	0.0250	0.0045	0.0100	Ok!	Ok!
27	Ext. Izq.	15.36	9.66	0.129	33.53	40.00	69.10	0.837	0.0087	0.0174	0.0237	0.0054	0.0107	Ok!	Ok!
27	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	25.97	40.00	69.10	0.648	0.0100	0.0200	0.0250	0.0045	0.0098	Ok!	Ok!
29	Ext. Izq.	15.36	9.66	0.129	33.53	40.00	69.10	0.837	0.0087	0.0174	0.0237	0.0051	0.0105	Ok!	Ok!
29	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	25.97	40.00	69.10	0.648	0.0100	0.0200	0.0250	0.0042	0.0096	Ok!	Ok!
35	Ext. Izq.	15.36	9.66	0.129	33.61	40.00	69.10	0.839	0.0087	0.0174	0.0237	0.0054	0.0107	Ok!	Ok!
35	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	25.90	40.00	69.10	0.647	0.0100	0.0200	0.0250	0.0044	0.0098	Ok!	Ok!
37	Ext. Izq.	15.36	9.66	0.129	33.61	40.00	69.10	0.839	0.0087	0.0174	0.0237	0.0051	0.0104	Ok!	Ok!
37	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	25.90	40.00	69.10	0.647	0.0100	0.0200	0.0250	0.0042	0.0096	Ok!	Ok!

(Continuación)

Viga	Ubicación rótula	As (cm ²)	As' (cm ²)	(A _s -A _{s'})/A _{sb}	Vu (t)	bw (cm)	d (cm)	Vu/bwd√f'c	Limite de rotación plástica			Demanda de rotación plástica		Comparación	
									IO	LS	PC	Sismo de Servicio	Sismo de Diseño	θ _{ps} ≤ θ _{IO}	θ _{psD} ≤ θ _{LS}
43	Ext. Izq.	15.36	9.66	0.129	33.61	40.00	69.10	0.839	0.0087	0.0174	0.0237	0.0054	0.0107	Ok!	Ok!
43	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	26.00	40.00	69.10	0.649	0.0100	0.0200	0.0250	0.0044	0.0098	Ok!	Ok!
45	Ext. Izq.	15.36	9.66	0.129	33.61	40.00	69.10	0.839	0.0087	0.0174	0.0237	0.0051	0.0104	Ok!	Ok!
45	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	26.00	40.00	69.10	0.649	0.0100	0.0200	0.0250	0.0042	0.0096	Ok!	Ok!
51	Ext. Izq.	11.64	9.66	0.045	24.96	40.00	69.10	0.623	0.0096	0.0191	0.0246	0.0054	0.0107	Ok!	Ok!
51	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	20.74	40.00	69.10	0.518	0.0100	0.0200	0.0250	0.0045	0.0098	Ok!	Ok!
52	Ext. Izq.	11.64	9.66	0.045	24.96	40.00	69.10	0.623	0.0096	0.0191	0.0246	0.0043	0.0092	Ok!	Ok!
52	Ext. Der.	11.64	9.66	0.045	20.74	40.00	69.10	0.518	0.0096	0.0191	0.0246	0.0036	0.0081	Ok!	Ok!
53	Ext. Izq.	11.64	9.66	0.045	24.96	40.00	69.10	0.623	0.0096	0.0191	0.0246	0.0051	0.0104	Ok!	Ok!
53	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	20.74	40.00	69.10	0.518	0.0100	0.0200	0.0250	0.0042	0.0095	Ok!	Ok!
54	Ext. Izq.	11.64	9.66	0.045	24.96	40.00	69.10	0.623	0.0096	0.0191	0.0246	0.0041	0.0089	Ok!	Ok!
54	Ext. Der.	11.64	9.66	0.045	20.74	40.00	69.10	0.518	0.0096	0.0191	0.0246	0.0033	0.0078	Ok!	Ok!
8	Ext. Der.	16.47	9.66	0.155	31.63	40.00	69.10	0.790	0.0085	0.0169	0.0235	0.0021	0.0054	Ok!	Ok!

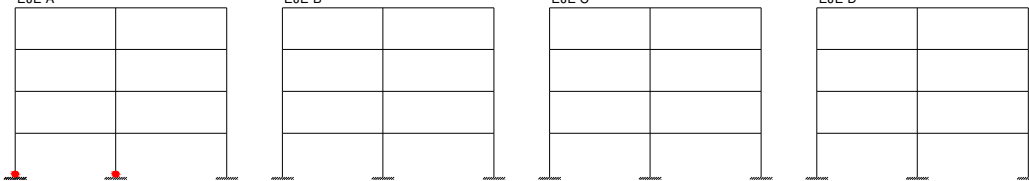




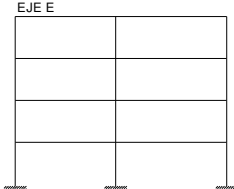
▪ **Mecanismo de colapso**

• **EDIFICACION DISEÑADA POR CAPACIDAD**

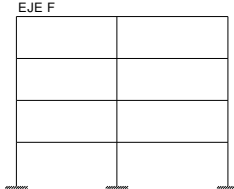
PASO = 514
 $v/w = 0.2054$
 EJE A



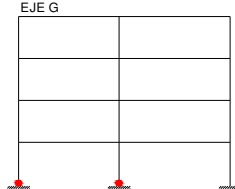
EJE E



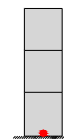
EJE F



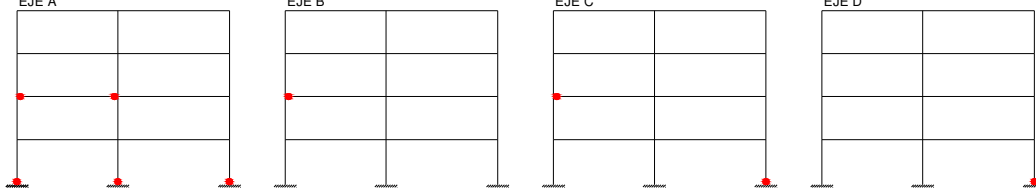
EJE G



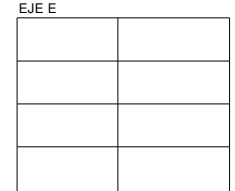
EJE PLACA



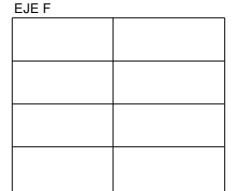
PASO = 555
 $v/w = 0.2218$
 EJE A



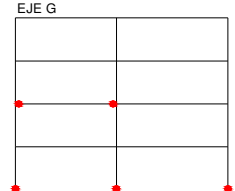
EJE E



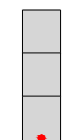
EJE F



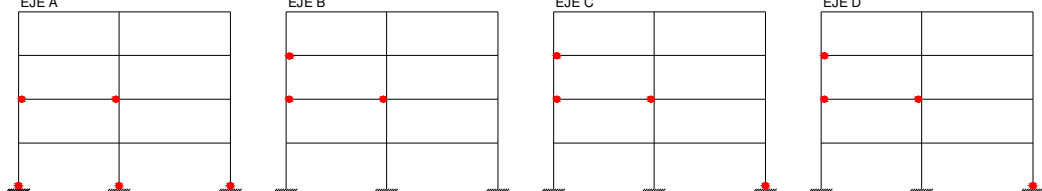
EJE G



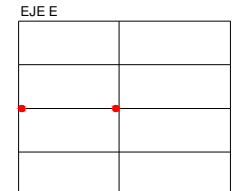
EJE PLACA



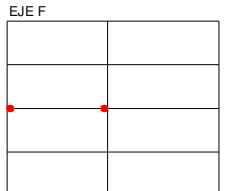
PASO = 560
 $v/w = 0.2238$
 EJE A



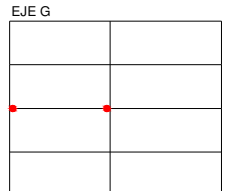
EJE E



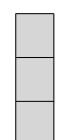
EJE F



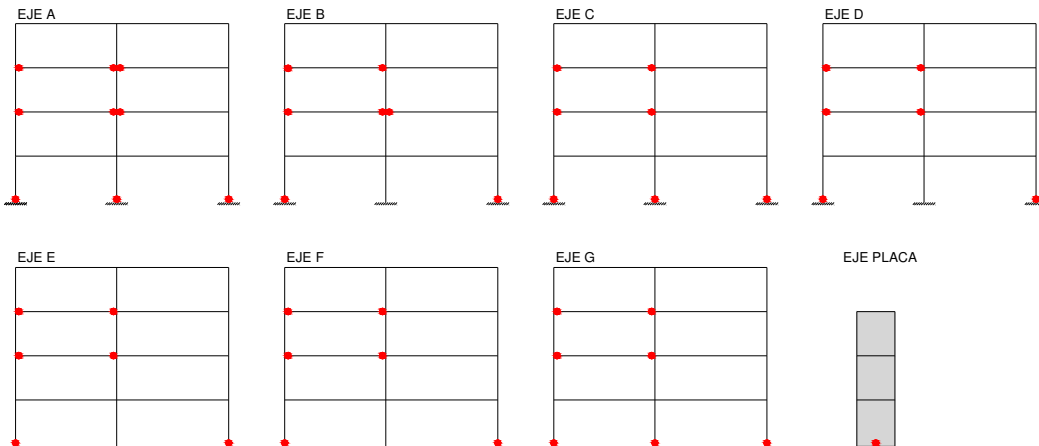
EJE G



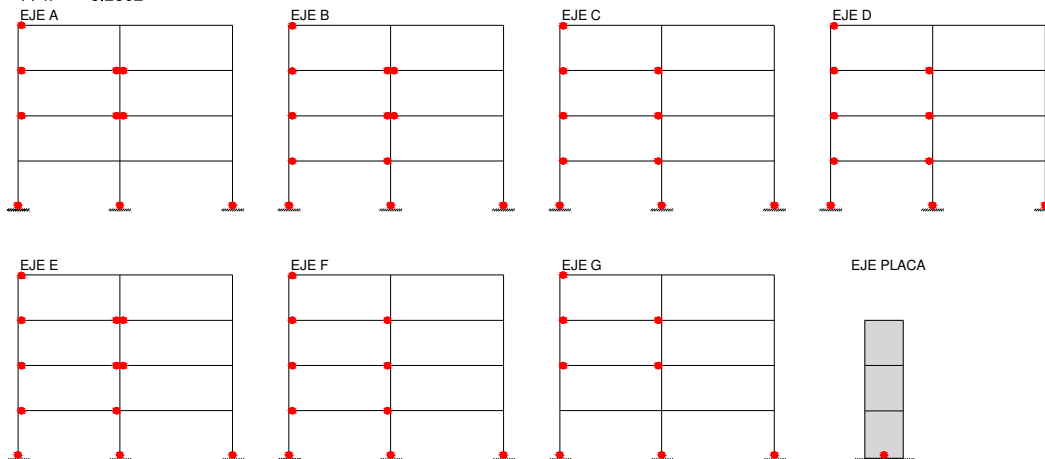
EJE PLACA



PASO = 575
 $v/w = 0.2298$

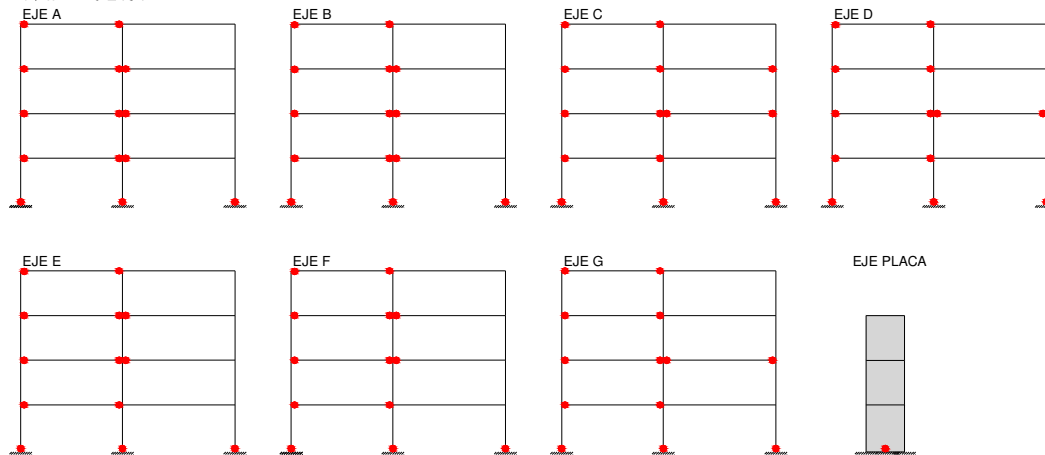


PASO = 591
 $v/w = 0.2362$

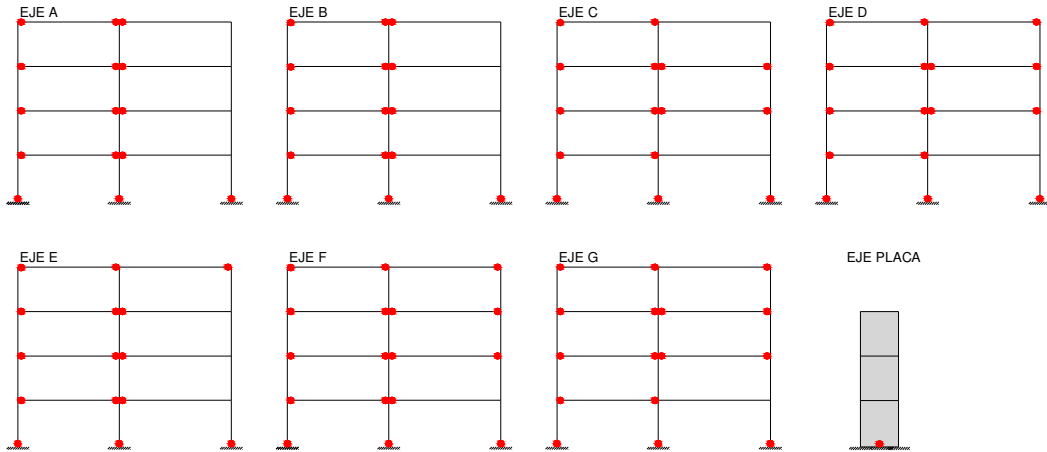


COMPORTAMIENTO DEL EDIFICIO
PARA EL SISMO DE SERVICIO

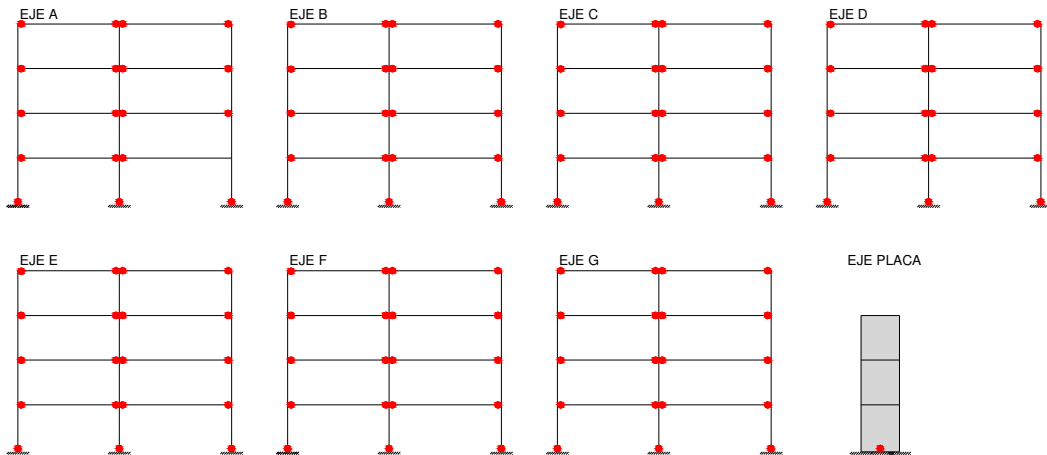
PASO = 614
 $v/w = 0.2454$



PASO = 628
 $v/w = 0.2510$



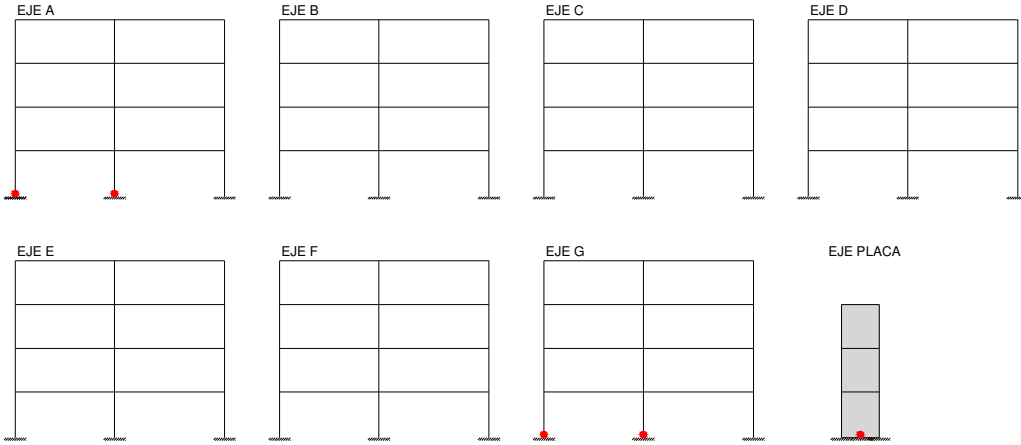
PASO = 675
 $v/w = 0.2698$



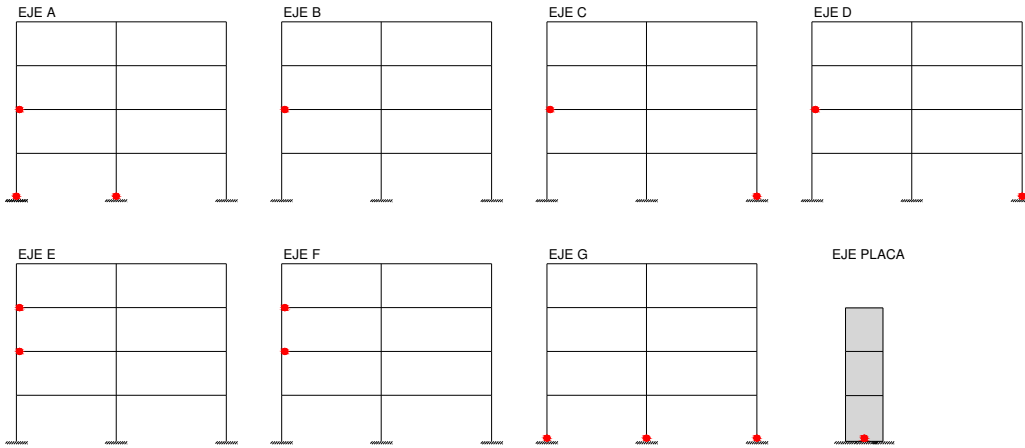
COMPORTAMIENTO DEL EDIFICIO
 PARA EL SISMO DE DISEÑO

• **EDIFICACION DISEÑADA POR RESISTENCIA**

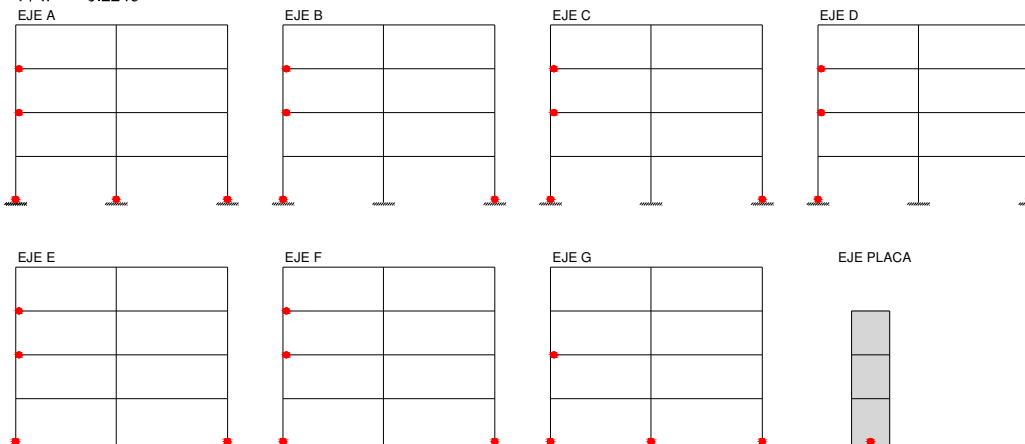
PASO = 513
 $v/w = 0.2051$



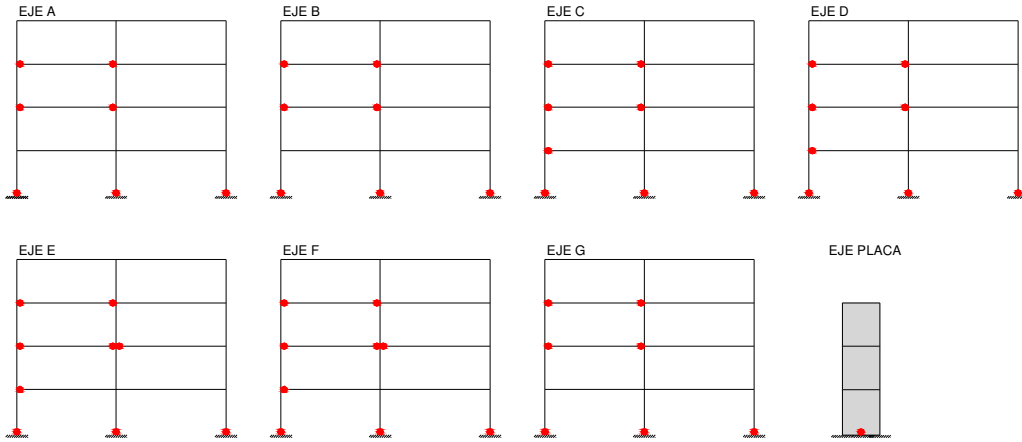
PASO = 543
 $v/w = 0.2171$



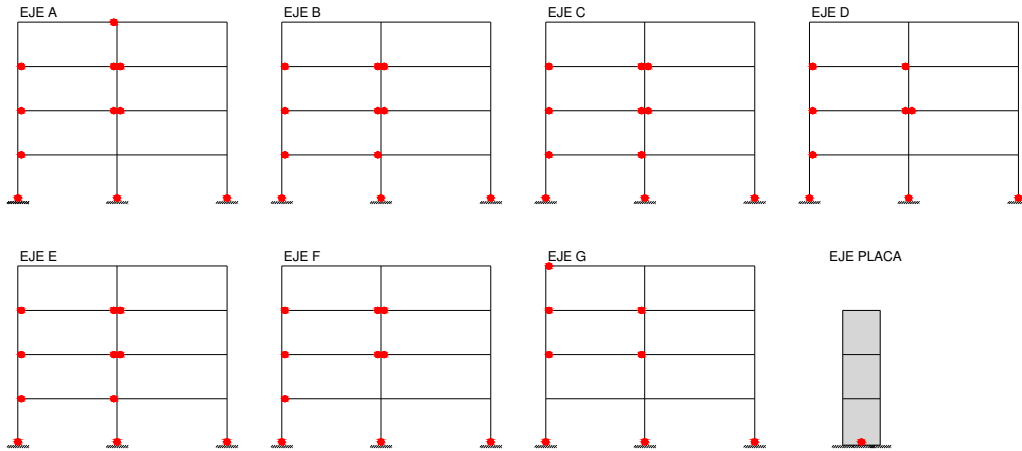
PASO = 561
 $v/w = 0.2243$



PASO = 573
 $v/w = 0.2291$

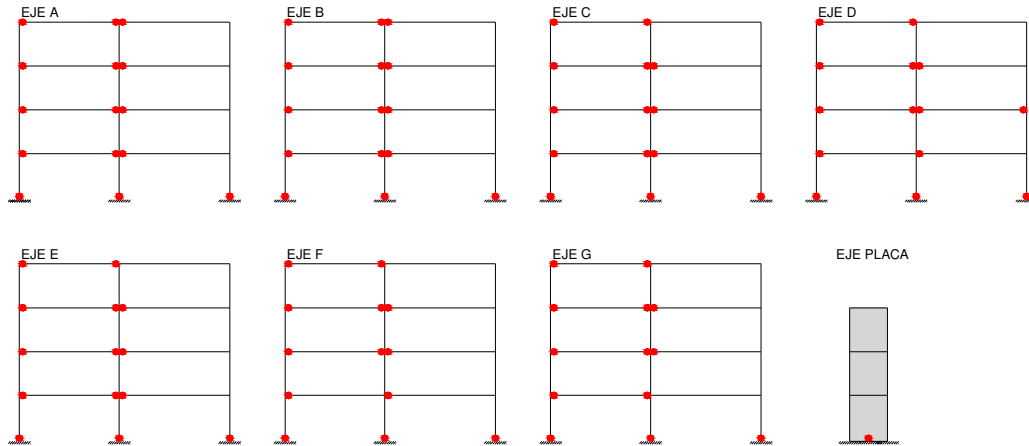


PASO = 590
 $v/w = 0.2359$

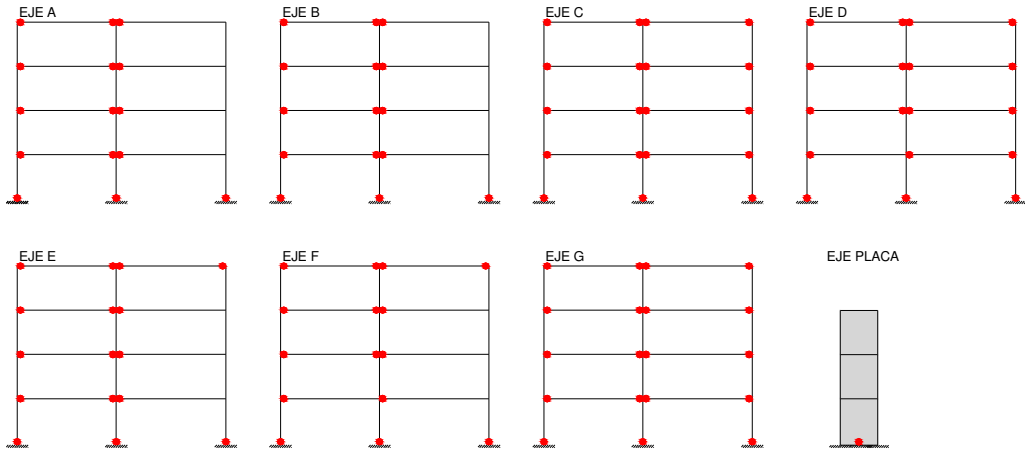


COMPORTAMIENTO DEL EDIFICIO
 PARA EL SISMO DE SERVICIO

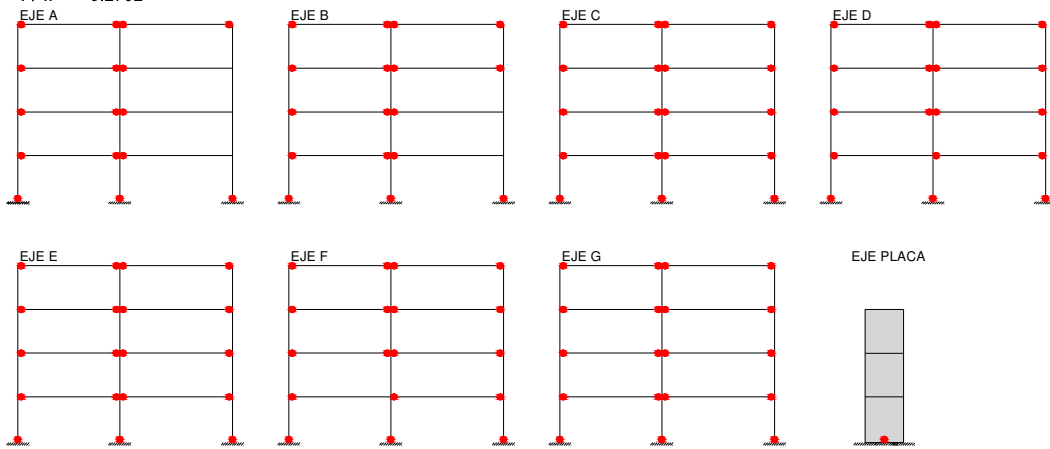
PASO = 612
 $v/w = 0.2447$



PASO = 643
 $v/w = 0.2571$



PASO = 676
 $v/w = 0.2702$



COMPORTAMIENTO DEL EDIFICIO
PARA EL SISMO DE DISEÑO

▪ ***Interpretación y comparación de resultados del análisis no-lineal estático en la dirección X-X***

Al igual que el análisis en la dirección Y-Y, los resultados obtenidos del análisis no-lineal estático para ambos casos: edificación diseñada por capacidad y edificación diseñada por resistencia, no difieren considerablemente:

- En ambos casos, el primer elemento que alcanza la fluencia es la placa de la escalera, con una fracción de cortante similar de $V/W=0.171$. Asimismo, el primer elemento que alcanza su límite en el nivel de prevención de colapso es la columna 35, con una fracción de cortante similar de $V/W=0.358$.
- Evaluando el punto de desempeño para los dos niveles de sismo, se tiene que las respuestas globales (desplazamiento en el techo, distorsión global del edificio y máxima distorsión de entrepiso), son relativamente mayores en el primer caso. Para el primer caso y durante el sismo de servicio, el desplazamiento en el techo es igual a 7.16cm, y es 0.85% mayor que el segundo caso; la distorsión global es igual a 0.50%, y es similar en ambos casos; y la máxima distorsión de entrepiso es igual a 0.57%, y es aproximadamente 2% mayor que el segundo caso. Para el sismo de diseño, las respuestas globales para el primer caso son: el desplazamiento en el techo es igual a 13.46cm, la distorsión global es igual a 0.95%, y la máxima distorsión global es igual a 1.05%; estas respuestas son aproximadamente 1% mayores que el segundo caso.
- Las máximas distorsiones de entrepiso para el sismo de diseño y servicio, en ambos casos, son menores a los límites establecidos por el ATC 40 [3] y el FEMA 273 [11]. Sin embargo; si se compara con los límites establecidos por Bertero y Vision 2000 para el sismo de servicio, las distorsiones máximas de entrepiso del edificio son relativamente mayores a estos límites, pero menores para el sismo de diseño.
- La ductilidad de desplazamiento obtenida para el sismo de diseño es relativamente similar en ambos casos, siendo igual a $\mu = 2.72$, con una diferencia insignificante del 0.7%. Del mismo modo ocurre para el sismo de servicio, donde la ductilidad es

igual a $\mu = 1.45$. Estos valores de ductilidad son menores con respecto a los obtenidos en la otra dirección, debido a que la dirección X-X es mucho más rígida.

- La influencia de la mayor rigidez de la dirección X-X se observa en la demanda local del punto de desempeño. En ambos casos, la rotación plástica de las primeras columnas que fluyen es mucho menor al límite, tanto para el sismo de servicio como para el sismo de diseño. La diferencia que existe entre las rotaciones plásticas de las columnas en ambos casos no es significativa. La rotación plástica de las primeras vigas que fluyen, tanto para el sismo de servicio como para el sismo de diseño, es menor que sus respectivos límites. Asimismo, la diferencia que existe entre las rotaciones plásticas de las vigas en ambos casos no es significativa.
- La secuencia de la formación de las rótulas plásticas es similar en ambos casos, las primeras rótulas plásticas aparecen en algunas columnas extremas, luego en las vigas del segundo y tercer piso en un solo tramo. Para el sismo de servicio, las rótulas plásticas están en las vigas del primer, segundo y tercer piso, pero en un solo tramo de la viga, y en la base de todas las columnas del primer piso. Para el sismo de diseño, las rótulas plásticas aparecen en ambos extremos de todas las vigas y en la base de las columnas del primer piso.

Al igual que en el análisis en la dirección Y-Y se hace una comparación del desplazamiento en el techo y la máxima distorsión de entrepiso con los calculados a partir del análisis sísmico lineal, considerando y sin considerar la rigidez efectiva:

- El desplazamiento en el techo obtenido a partir del análisis no-lineal estático es 13.45cm, el desplazamiento obtenido a partir del análisis sísmico lineal considerando la rigidez efectiva es 12.30cm, y sin considerar la rigidez efectiva o sección no agrietada de los elementos, es 7.80cm. Esto equivale decir, que el desplazamiento obtenido a partir del análisis lineal considerando la rigidez efectiva es sólo 8.5% menor al obtenido del análisis no-lineal estático, y sin considerar la rigidez efectiva, es 42% menor (ver sección 8.3).
- Asimismo, la máxima distorsión de entrepiso obtenida a partir del análisis no-lineal estático es del orden de 1.05%, la obtenida a partir del análisis sísmico lineal considerando la rigidez efectiva es de 1.07%, y sin considerar la rigidez efectiva es

de 0.68%. Es decir, la máxima distorsión de entrepiso obtenida a partir del análisis lineal considerando la rigidez efectiva es 2% mayor a la obtenida a partir del análisis no-lineal estático, y sin considerar la rigidez efectiva, es 35% menor (ver sección 8.3).

- Por consiguiente, si se considera la rigidez efectiva de los elementos de la edificación, el desplazamiento en el techo y las máximas distorsiones de entrepiso en el rango no lineal, obtenidos a partir de un análisis lineal elástico, son más próximos a los resultados obtenidos de un análisis no-lineal estático.

8.2 Análisis No-lineal Dinámico Incremental IDA

En la presente sección se muestran los resultados del análisis no-lineal dinámico incremental IDA para las dos direcciones principales del edificio X-Y.

De la misma forma, como en el análisis no-lineal estático, este análisis se ha hecho con ayuda del programa no-lineal IDARC para cada dirección del edificio, independientemente. El análisis no-lineal dinámico se realiza para cada registro sísmico con diferentes PGA, los cuales corresponden a cada medida de intensidad sísmica $Sa[T_1, \%]$; es decir, el programa IDARC escala cada registro sísmico al PGA que se le está indicando en el ingreso de datos. La forma de encontrar los PGA para cada medida de intensidad sísmica se describe en el capítulo VII.

Para cada uno de estos análisis, se obtienen las máximas demandas o respuestas estructurales (cortante en la base, desplazamiento en el nivel superior y distorsiones de entrepiso); así como, el mecanismo de colapso y el comportamiento de cada elemento. A partir de estas máximas demandas indicadas, las cuales se obtienen para cada registro sísmico y para cada nivel de intensidad sísmica, se pueden generar sus respectivas curvas IDA. El análisis IDA se realiza para la edificación diseñada por capacidad y diseñada por resistencia

Así como en el análisis no-lineal estático, la evaluación de la demanda sísmica sobre la edificación se hace para satisfacer los requerimientos de Seguridad de Vida (LS) para un

Sismo de Diseño(Raro), y para para satisfacer los requerimientos de Ocupación Inmediata (IO) para un Sismo de Servicio(Frecuente).

8.2.1 Aceleraciones espectrales $S_a[T_1, 10\%]$ para cada nivel de sismo

Las máximas aceleraciones espectrales S_a que un sismo inducirá en la edificación en su periodo fundamental, T_1 , y con 10% de amortiguamiento para cada nivel de peligro sísmico se obtuvieron en el capítulo anterior y son:

- **$T_1 = 0.992s$ (Dirección YY)**

S_a (Sismo de servicio) = 0.13g

S_a (Sismo de diseño) = 0.47g

Teniendo en cuenta que el análisis se realiza independientemente para cada dirección principal, se tomará también en cuenta la aceleración máxima espectral S_a , que un sismo inducirá en la otra dirección, para cada nivel de peligro sísmico, con el fin de ilustrar el comportamiento de la estructura en esa dirección.

- **$T_1 = 0.645s$ (Dirección XX)**

S_a (Sismo de servicio) = 0.26g

S_a (Sismo de diseño) = 0.73g

8.2.2 Análisis en la dirección Y-Y

- ***Curvas IDA de la máxima distorsión de entrepiso (%)***

A continuación se presentan las curvas IDA $S_a[T_1, \%]$ – Máxima distorsión de entrepiso(%) para los 12 registros sísmicos seleccionados. Los resultados de cada análisis no-lineal tiempo historia y el cálculo de la mediana se encuentra en el CD que se anexa a la tesis.

• **EDIFICACION DISEÑADA POR CAPACIDAD**

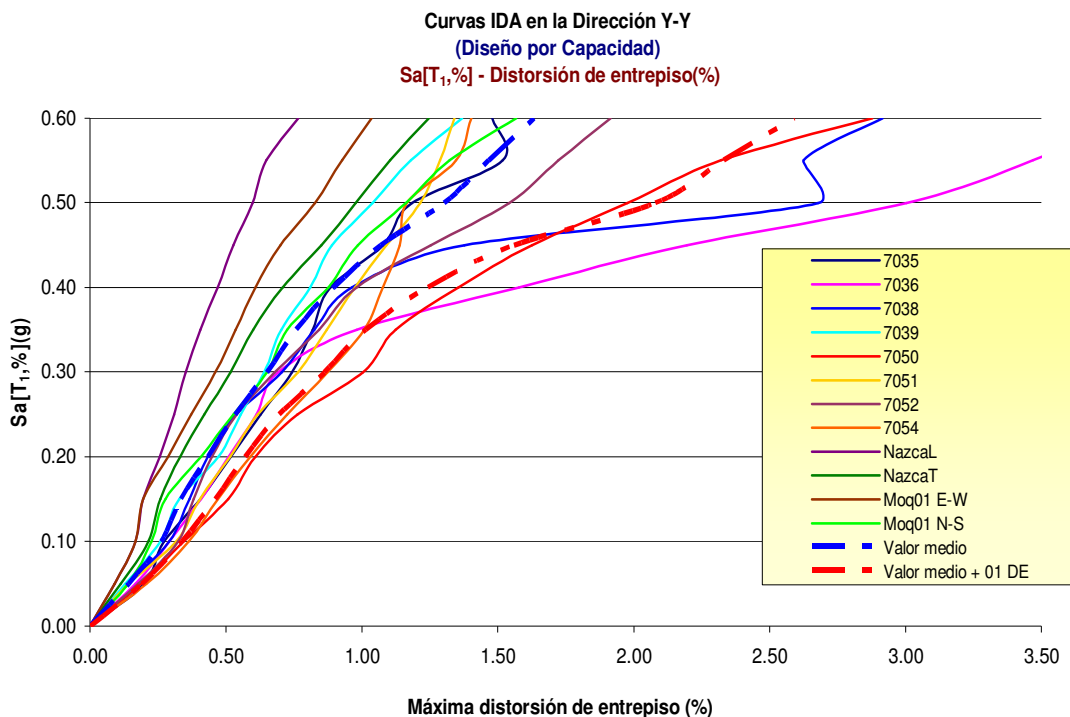


Fig. 8.58 Curvas IDA de 12 registros sísmicos, curva mediana y curva percentil 84% en la dirección YY - Diseño por capacidad

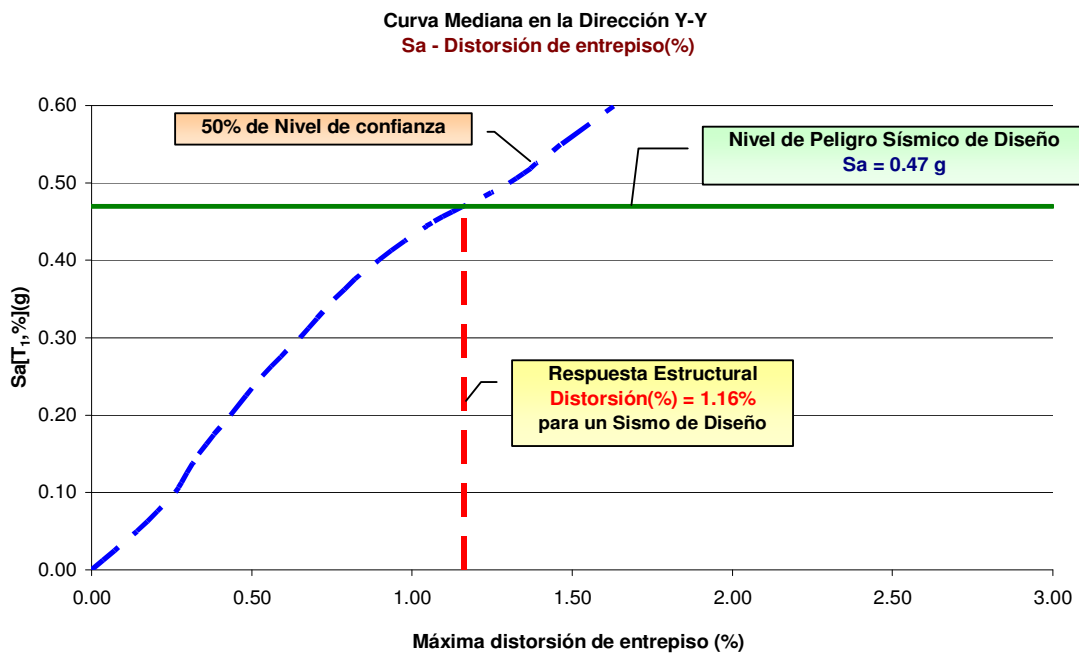


Fig. 8.59 Máxima distorsión de entrepiso en la dirección YY en el nivel del Sismo de Diseño Diseño por Capacidad

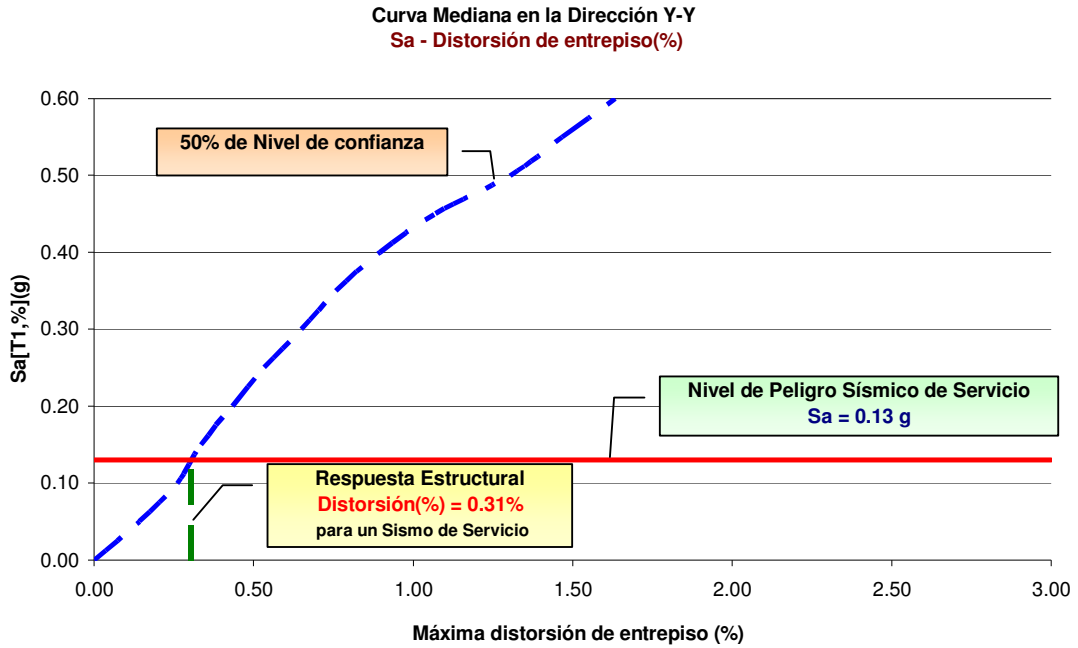


Fig. 8.60 Máxima distorsión de entrepiso en la dirección YY en el nivel del Sismo de Servicio Diseño por Capacidad

• **EDIFICACION DISEÑADA POR RESISTENCIA**

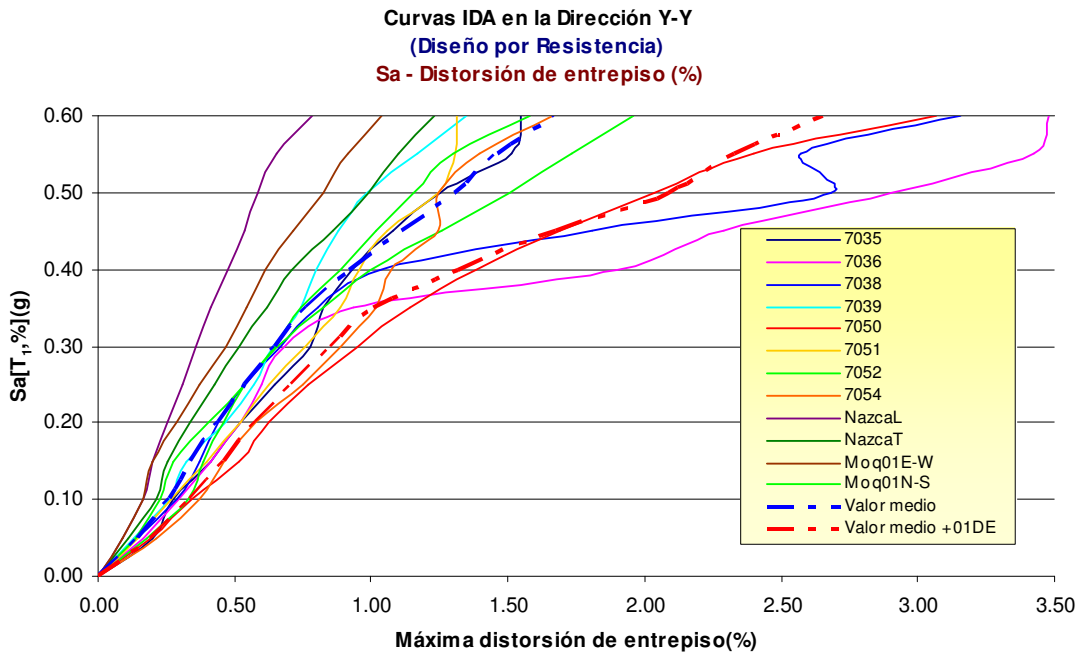


Fig. 8.61 Curvas IDA de los 12 registros sísmicos, mediana y 84% percentil en la dirección Y-Y Diseño por Resistencia

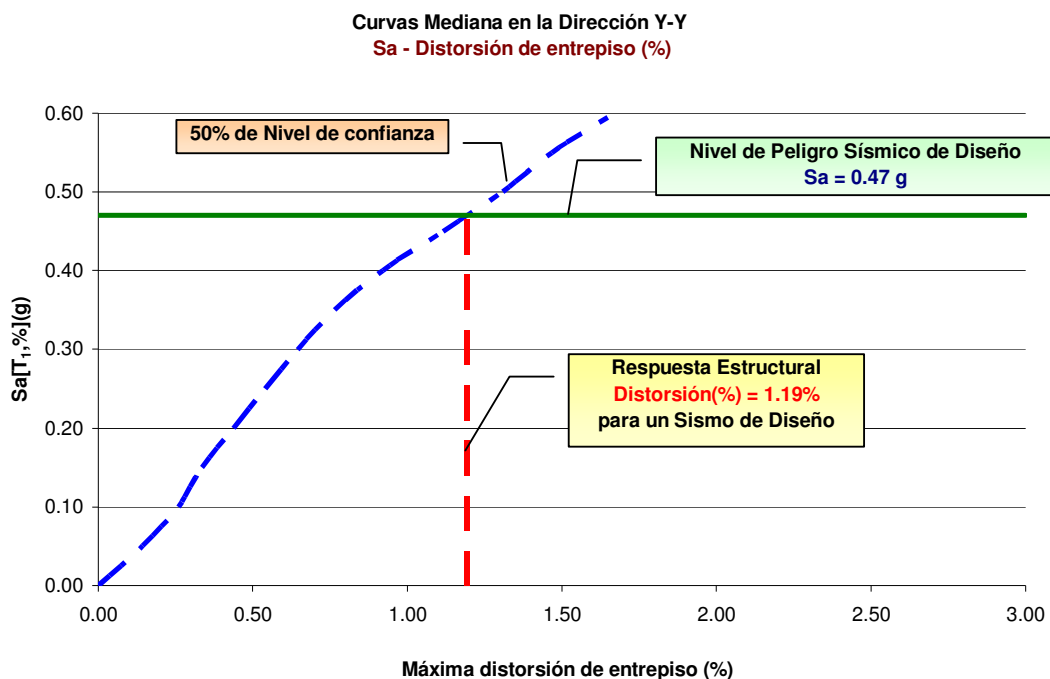


Fig. 8.62 Máxima distorsión de entrepiso en la dirección YY en el nivel del Sismo de Diseño
Diseño por Resistencia

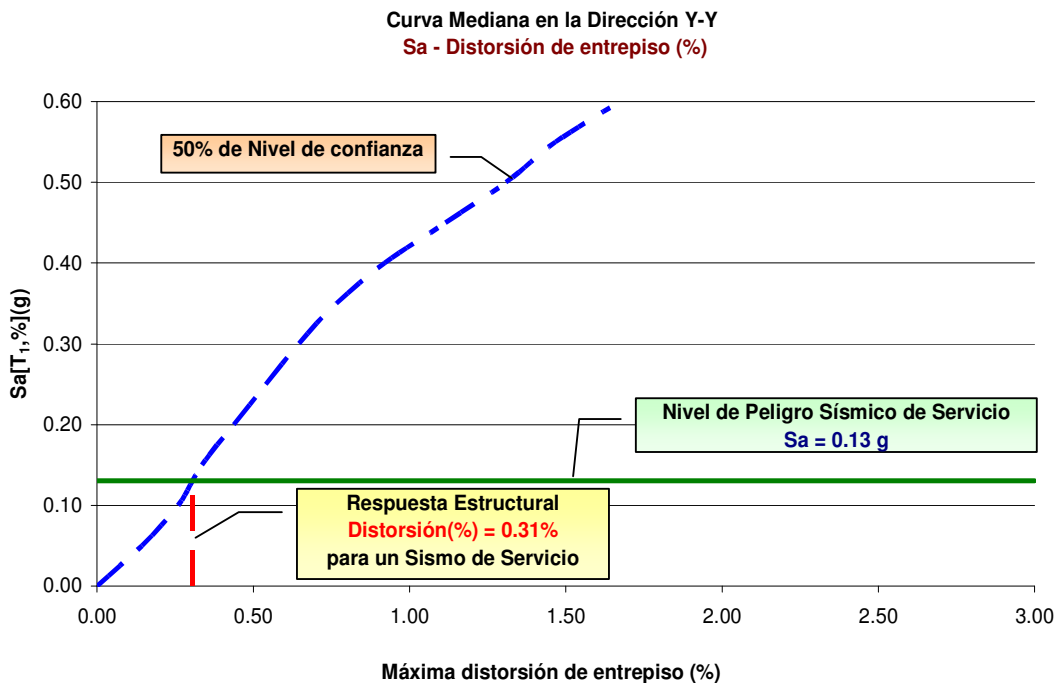


Fig. 8.62 Máxima distorsión de entrepiso en la dirección YY en el nivel del Sismo de Servicio
Diseño por Resistencia

▪ ***Evaluación de las demandas globales a partir de la curva mediana***

Para evaluar las demandas globales se ha tomado la curva mediana, lo cual significa que dada la aceleración espectral correspondiente a un nivel de peligro sísmico determinado, el 50% de los registros sísmicos producen iguales o menores a las siguientes demandas globales:

• **EDIFICACION DISEÑADA POR CAPACIDAD**

Nivel sísmico	Sa (g)	V (t)	D (cm)	Distorsión de entrepiso (%)
Sismo de Servicio	0.13	328	3.23	0.310
Sismo de Diseño	0.47	611	12.64	1.160

• **EDIFICACION DISEÑADA POR RESISTENCIA**

Nivel sísmico	Sa (g)	V (t)	D (cm)	Distorsión de entrepiso (%)
Sismo de Servicio	0.13	332	3.23	0.310
Sismo de Diseño	0.47	599	12.78	1.190

▪ ***Evaluación de la demanda local***

La demanda local se evalúa a través de la rotación plástica de las vigas y columnas. Para el sismo de diseño, se ha tomado los resultados obtenidos del registro sísmico codificado como 7035 (17 de octubre de 1966 – Lima); y para el sismo de servicio, los resultados obtenidos del registro sísmico codificado como 7054 (03 de octubre de 1974- Lima). Estos registros sísmicos han sido elegidos con el criterio de que sus respectivas curvas IDA son próximas a la curva mediana en el nivel de peligro sísmico determinado. En los siguientes cuadros se evalúa la rotación plástica de los primeros elementos que han entrado en el estado plástico o han fluido.

- **EDIFICACION DISEÑADA POR CAPACIDAD**

Rotación plástica de columnas

Colum.	Ubicación rótula	A _g (cm ²)	Pu (t)	Pu/A _g f' _c	Vu (t)	b _w (cm)	d (cm)	Vu/b _w d √f' _c	Límite de rotación plástica			Demanda de rotación total, θ		Demanda de rotación plástica, θ _p = θ - θ _y		Comparación	
									IO	LS	PC	Sismo de Servicio (7054)	Sismo de Diseño (7035)	Sismo de Servicio (7054)	Sismo de Diseño (7035)	θ _{pSS} ≤ θ _{IO}	θ _{pSD} ≤ θ _{LS}
1	Ext. Inf.	6000	189.93	0.151	32.89	105.00	54.90	0.394	0.0047	0.0145	0.0192	0.0042	0.0109	0.0029	0.0094	Ok!	Ok!
7	Ext. Inf.	6000	117.31	0.093	32.65	105.00	54.90	0.391	0.0050	0.0150	0.0200	0.0042	0.0110	0.0029	0.0089	Ok!	Ok!
29	Ext. Inf.	6000	273.74	0.217	32.23	105.00	54.90	0.386	0.0042	0.0138	0.0180	0.0042	0.0110	0.0026	0.0092	Ok!	Ok!
57	Ext. Inf.	6000	163.52	0.130	32.36	105.00	54.90	0.387	0.0048	0.0147	0.0195	0.0042	0.0109	0.0028	0.0094	Ok!	Ok!
59	Ext. Inf.	4200	191.26	0.217	15.04	105.00	34.10	0.290	0.0042	0.0138	0.0181	0.0042	0.0110	0.0025	0.0085	Ok!	Ok!
69	Ext. Inf.	4200	111.66	0.127	14.60	105.00	34.10	0.281	0.0048	0.0147	0.0196	0.0042	0.0110	0.0025	0.0085	Ok!	Ok!
72	Ext. Inf.	6000	188.83	0.150	32.77	105.00	54.90	0.392	0.0047	0.0145	0.0192	0.0042	0.0110	0.0028	0.0090	Ok!	Ok!
(*) 9	Ext. Sup.	4200	143.66	0.163	43.03	105.00	34.10	0.829	0.0046	0.0144	0.0190	0.0029	0.0063	0.0000	0.0000	Ok!	Ok!
(*) 25	Ext. Inf.	4200	43.05	0.049	32.89	105.00	34.10	0.634	0.0050	0.0150	0.0200	0.0015	0.0031	0.0000	0.0000	Ok!	Ok!

(*) No existe rótula plástica en el Sismo de diseño

Rotación plástica de vigas

Viga	Ubicación rótula	As (cm ²)	As' (cm ²)	(As-A_s')/A_sb	Vu (t)	bw (cm)	d (cm)	Vu /bwd√f'c	Limite de rotación plástica			Demanda de rotación total, θ		Demanda de rotación plástica, θ _p		Comparación	
									IO	LS	PC	Sismo de Servicio (7054)	Sismo de Diseño (7035)	Sismo de Servicio (7054)	Sismo de Diseño (7035)	θ _{pSS} ≤ θ _{IO}	θ _{pSD} ≤ θ _{LS}
(*)1	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	20.13	40.00	69.10	0.503	0.0100	0.0200	0.0250	0.0048	0.0107	0.0033	0.0093	Ok!	Ok!
1	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	20.13	40.00	69.10	0.503	0.0100	0.0200	0.0250		0.0100		0.0086		Ok!
6	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	19.89	40.00	69.10	0.497	0.0100	0.0200	0.0250		0.0103		0.0090		Ok!
(*)6	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	19.89	40.00	69.10	0.497	0.0100	0.0200	0.0250	0.0043	0.0108	0.0029	0.0094	Ok!	Ok!
(*)25	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	20.39	40.00	69.10	0.509	0.0100	0.0200	0.0250	0.0048	0.0109	0.0034	0.0095	Ok!	Ok!
25	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	20.39	40.00	69.10	0.509	0.0100	0.0200	0.0250		0.0106		0.0092		Ok!
30	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	20.15	40.00	69.10	0.503	0.0100	0.0200	0.0250		0.0107		0.0094		Ok!
(*)30	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	20.15	40.00	69.10	0.503	0.0100	0.0200	0.0250	0.0044	0.0111	0.0029	0.0097	Ok!	Ok!
(*)49	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	20.09	40.00	69.10	0.502	0.0100	0.0200	0.0250	0.0048	0.0108	0.0033	0.0095	Ok!	Ok!
49	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	20.09	40.00	69.10	0.502	0.0100	0.0200	0.0250		0.0102		0.0089		Ok!
50	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	20.01	40.00	69.10	0.500	0.0100	0.0200	0.0250		0.0102		0.0089		Ok!
50	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	20.01	40.00	69.10	0.500	0.0100	0.0200	0.0250		0.0100		0.0087		Ok!
57	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	19.93	40.00	69.10	0.498	0.0100	0.0200	0.0250		0.0102		0.0088		Ok!
57	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	19.93	40.00	69.10	0.498	0.0100	0.0200	0.0250		0.0105		0.0092		Ok!
59	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	19.89	40.00	69.10	0.497	0.0100	0.0200	0.0250		0.0103		0.0090		Ok!
(*)59	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	19.89	40.00	69.10	0.497	0.0100	0.0200	0.0250	0.0044	0.0108	0.0030	0.0095	Ok!	Ok!
7	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	20.20	40.00	69.10	0.504	0.0100	0.0200	0.0250		0.0126		0.0112		Ok!
28	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	19.89	40.00	69.10	0.497	0.0100	0.0200	0.0250		0.0107		0.0094		Ok!

(*) Elementos que presentan rótula plásticas durante el Sismo de Servicio

En las figuras 8.63, 8.64 y 8.65 se muestra el comportamiento histerético de la columna 1 (CA1-1º piso), viga 25 (V201-1º piso-1º tramo) y columna 25 (CD1-4º piso), respectivamente, los cuales siguen el modelo trilineal de Park. El tercer tramo de la envolvente de la histéresis de la columna 1 y viga 25 indica la presencia de rótula plástica o el estado de fluencia de los elementos. La envolvente de la histéresis de la columna 25 en el extremo inferior tiene dos tramos, lo cual indica que sólo existe agrietamiento y no existe rótula plástica.

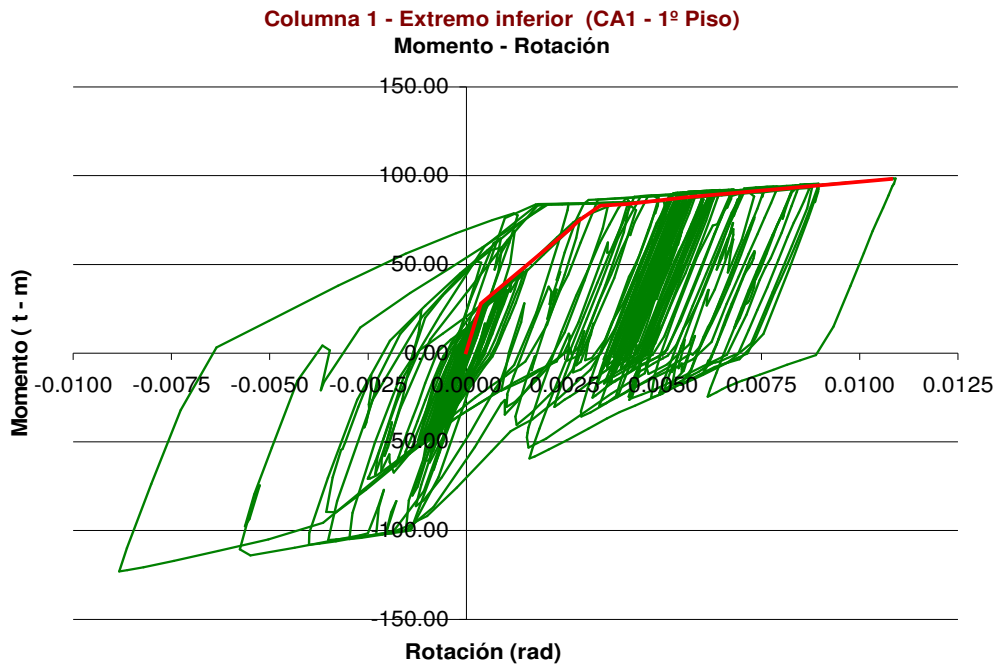


Fig. 8.63 Comportamiento histerético de la columna 1 (CA1 – 1ºPiso) en la dirección YY
Sismo de Diseño – Diseño por Capacidad

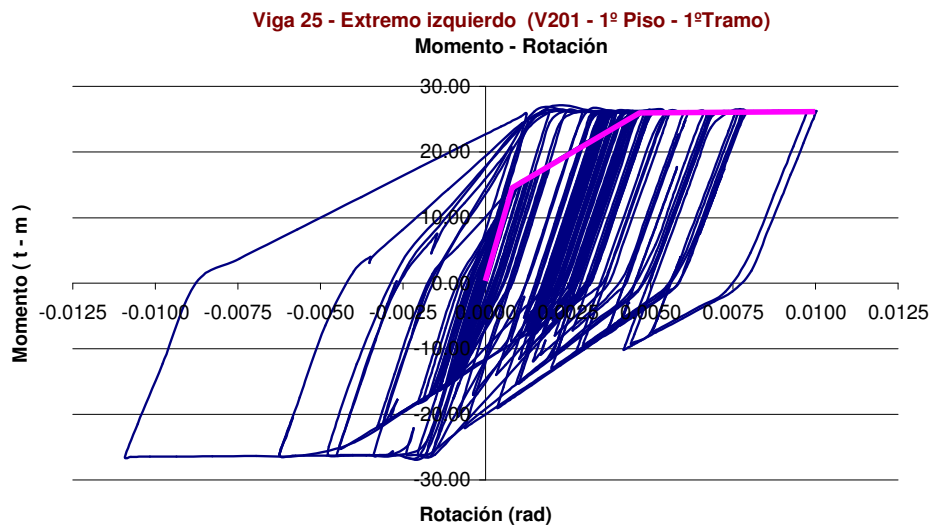
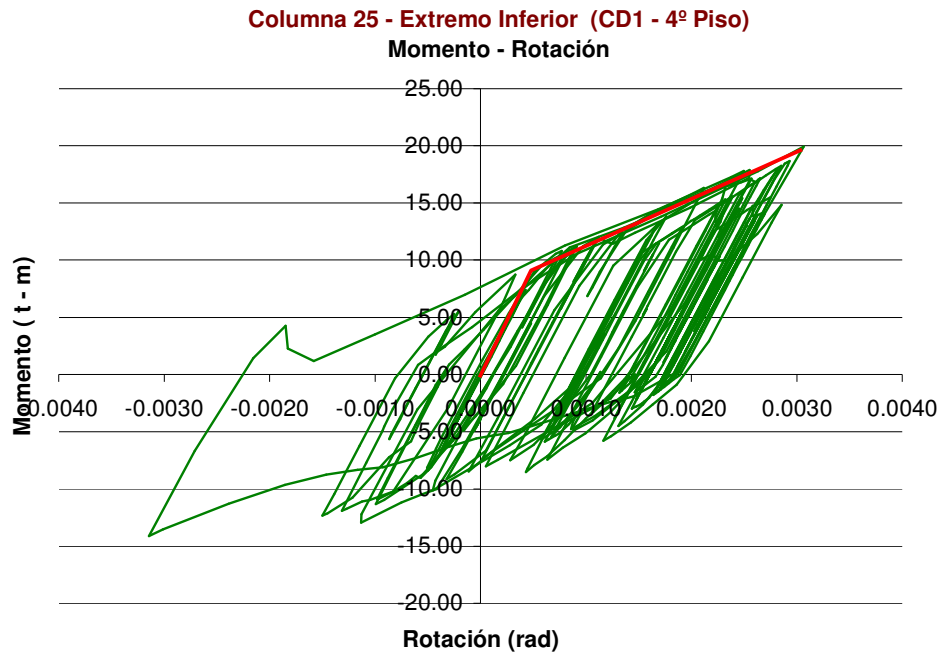


Fig. 8.64 Comportamiento histerético de la viga 25 (V201 – 1ºPiso – 1ºTramo) en la dirección YY
Sismo de Diseño – Diseño por Capacidad



**Fig. 8.65 Comportamiento hysterético de la columna 25 (CD1 – 4ºPiso) en la dirección YY
Sismo de Diseño – Diseño por Capacidad**

- EDIFICACION DISEÑADA POR RESISTENCIA**

Rotación plástica de columnas

Colum.	Ubicación rótula	A_g (cm ²)	Pu (t)	Pu/A _g f' _c	Vu (t)	b _w (cm)	d (cm)	Vu/b _w d √f' _c	Límite de rotación plástica			Demanda de rotación total, θ		Demanda de rotación plástica, $\theta_p = \theta - \theta_y$		Comparación	
									IO	LS	PC	Sismo de Servicio (7054)	Sismo de Diseño (7035)	Sismo de Servicio (7054)	Sismo de Diseño (7035)	$\theta_{pSS} \leq \theta_{IO}$	$\theta_{pSD} \leq \theta_{LS}$
1	Ext. Inf.	6000	136.92	0.109	97.47	105.00	54.90	1.167	0.0049	0.0149	0.0199	0.0040	0.0106	0.0023	0.0091	Ok!	Ok!
7	Ext. Inf.	6000	133.20	0.106	97.34	105.00	54.90	1.165	0.0050	0.0149	0.0199	0.0040	0.0106	0.0024	0.0086	Ok!	Ok!
29	Ext. Inf.	6000	240.47	0.191	107.57	105.00	54.90	1.288	0.0044	0.0141	0.0185	0.0040	0.0106	0.0022	0.0086	Ok!	Ok!
57	Ext. Inf.	6000	154.34	0.122	99.12	105.00	54.90	1.187	0.0049	0.0148	0.0196	0.0040	0.0106	0.0022	0.0088	Ok!	Ok!
59	Ext. Inf.	4200	119.71	0.136	39.17	105.00	34.10	0.755	0.0048	0.0146	0.0194	0.0040	0.0106	0.0021	0.0080	Ok!	Ok!
69	Ext. Inf.	4200	110.20	0.125	38.43	105.00	34.10	0.741	0.0048	0.0148	0.0196	0.0040	0.0106	0.0022	0.0080	Ok!	Ok!
72	Ext. Inf.	6000	128.11	0.102	96.85	105.00	54.90	1.159	0.0050	0.0150	0.0200	0.0040	0.0106	0.0026	0.0085	Ok!	Ok!
(*)9	Ext. Sup.	4200	122.20	0.139	30.75	105.00	34.10	0.593	0.0047	0.0146	0.0194	0.0030	0.0070	0.0000	0.0049	Ok!	Ok!
25	Ext. Inf.	4200	34.44	0.039	41.31	105.00	34.10	0.796	0.0050	0.0150	0.0200	0.0027	0.0139	0.0000	0.0128	Ok!	Ok!

(*) No existe rótula plástica en el Sismo de diseño

Rotación plástica de vigas

Viga	Ubicación rótula	As (cm ²)	As' (cm ²)	(As-A _s ') / A _{sb}	Vu (t)	bw (cm)	d (cm)	Vu/bw d√f'c	Limite de rotación plástica			Demanda de rotación total, θ		Demanda de rotación plástica, $\theta_p = \theta - \theta_y$		Comparación	
									IO	LS	PC	Sismo de Servicio (7054)	Sismo de Diseño (7035)	Sismo de Servicio (7054)	Sismo de Diseño (7035)	$\theta_{pSS} \leq \theta_{IO}$	$\theta_{pSD} \leq \theta_{LS}$
(*)1	Ext. Izq.	11.64	9.66	0.045	19.98	40.00	69.10	0.499	0.0096	0.0191	0.0246	0.0048	0.0106	0.0033	0.0093	Ok!	Ok!
1	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	18.31	40.00	69.10	0.457	0.0100	0.0200	0.0250		0.0101		0.0088		Ok!
6	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	18.34	40.00	69.10	0.458	0.0100	0.0200	0.0250		0.0102		0.0088		Ok!
(*)6	Ext. Der.	11.64	9.66	0.045	19.96	40.00	69.10	0.498	0.0096	0.0191	0.0246	0.0043	0.0106	0.0028	0.0092	Ok!	Ok!
(*)25	Ext. Izq.	11.64	9.66	0.045	20.00	40.00	69.10	0.499	0.0096	0.0191	0.0246	0.0049	0.0107	0.0034	0.0093	Ok!	Ok!
25	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	18.39	40.00	69.10	0.459	0.0100	0.0200	0.0250		0.0112		0.0098		Ok!
30	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	18.29	40.00	69.10	0.457	0.0100	0.0200	0.0250		0.0111		0.0097		Ok!
(*)30	Ext. Der.	11.64	9.66	0.045	19.77	40.00	69.10	0.494	0.0096	0.0191	0.0246	0.0038	0.0107	0.0027	0.0093	Ok!	Ok!
(*)49	Ext. Izq.	11.64	9.66	0.045	19.87	40.00	69.10	0.496	0.0096	0.0191	0.0246	0.0048	0.0106	0.0033	0.0092	Ok!	Ok!
49	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	18.42	40.00	69.10	0.460	0.0100	0.0200	0.0250		0.0098		0.0085		Ok!
50	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	18.64	40.00	69.10	0.465	0.0100	0.0200	0.0250		0.0098		0.0085		Ok!
50	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	18.68	40.00	69.10	0.466	0.0100	0.0200	0.0250		0.0101		0.0088		Ok!
57	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	18.75	40.00	69.10	0.468	0.0100	0.0200	0.0250		0.0102		0.0088		Ok!
57	Ext. Der.	9.66	9.66	0.000	18.59	40.00	69.10	0.464	0.0100	0.0200	0.0250		0.0103		0.0089		Ok!
59	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	18.38	40.00	69.10	0.459	0.0100	0.0200	0.0250		0.0099		0.0086		Ok!
(*)59	Ext. Der.	11.64	9.66	0.045	19.91	40.00	69.10	0.497	0.0096	0.0191	0.0246	0.0036	0.0105	0.0025	0.0091	Ok!	Ok!
7	Ext. Izq.	11.64	9.66	0.045	19.98	40.00	69.10	0.499	0.0096	0.0191	0.0246		0.0128		0.0115		Ok!
28	Ext. Izq.	9.66	9.66	0.000	18.84	40.00	69.10	0.470	0.0100	0.0200	0.0250		0.0104		0.0091		Ok!

(*) Elementos que presentan rótula plásticas durante el Sismo de Servicio

El comportamiento histerético de la columna 1 (CA1-1º piso) y viga 25 (V201-1º piso-1º tramo) es similar cuando la edificación es diseñada por capacidad. Sin embargo, el comportamiento histerético de la columna 25 en el extremo inferior es diferente, en este caso la envolvente de la histéresis tiene tres tramos, lo indica que la columna 25 diseñada por resistencia ha fluido en esta zona, y por consiguiente existe rótula plástica en el extremo inferior.

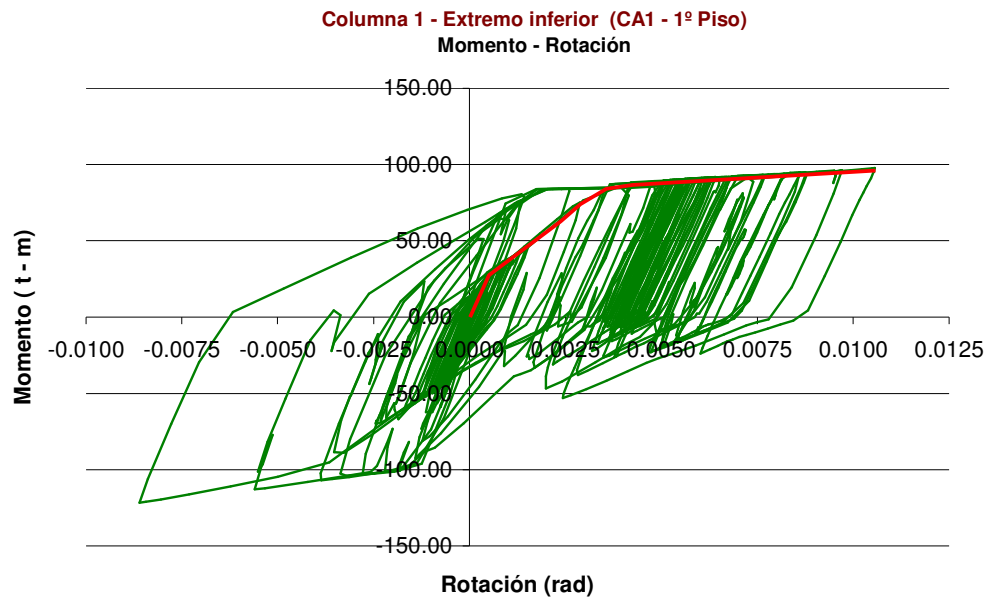


Fig. 8.66 Comportamiento histerético de la columna 1 (CA1 – 1ºPiso) en la dirección YY
Sismo de Diseño – Diseño por Resistencia

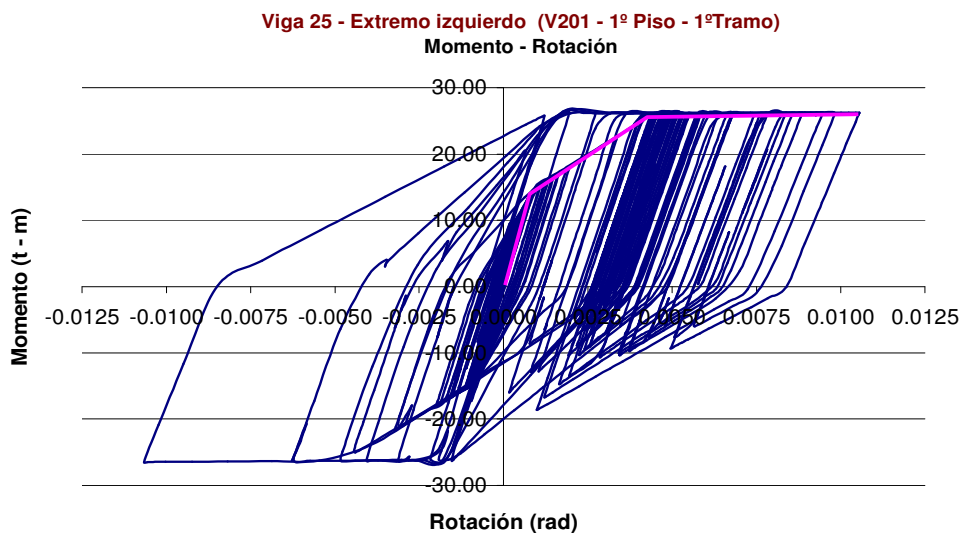
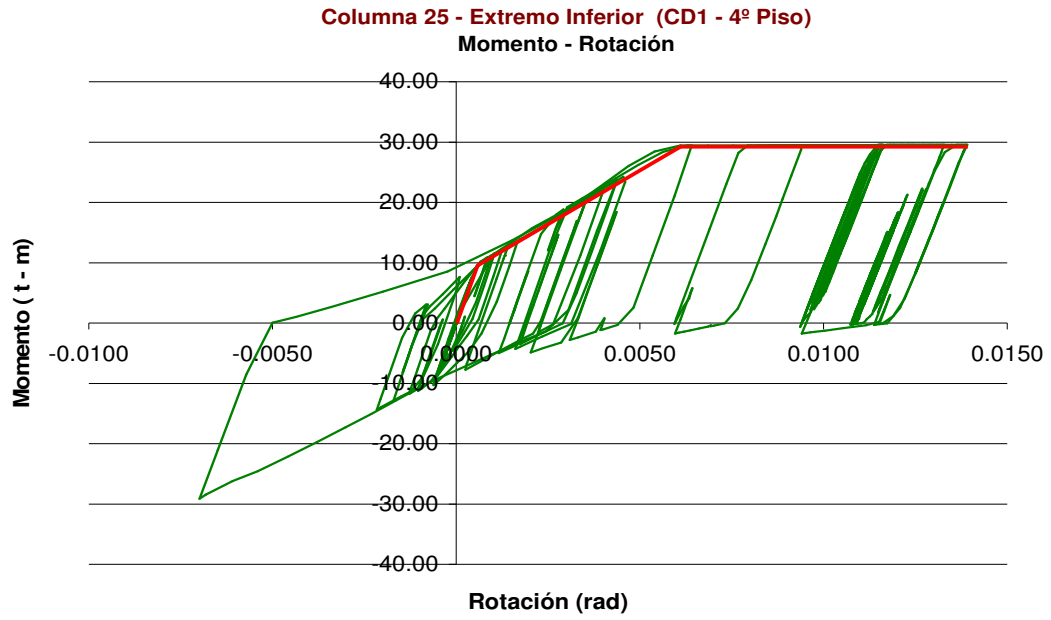


Fig. 8.67 Comportamiento histerético de la viga 25 (V201 – 1ºPiso – 1ºTramo) en la dirección YY
Sismo de Diseño – Diseño por Resistencia



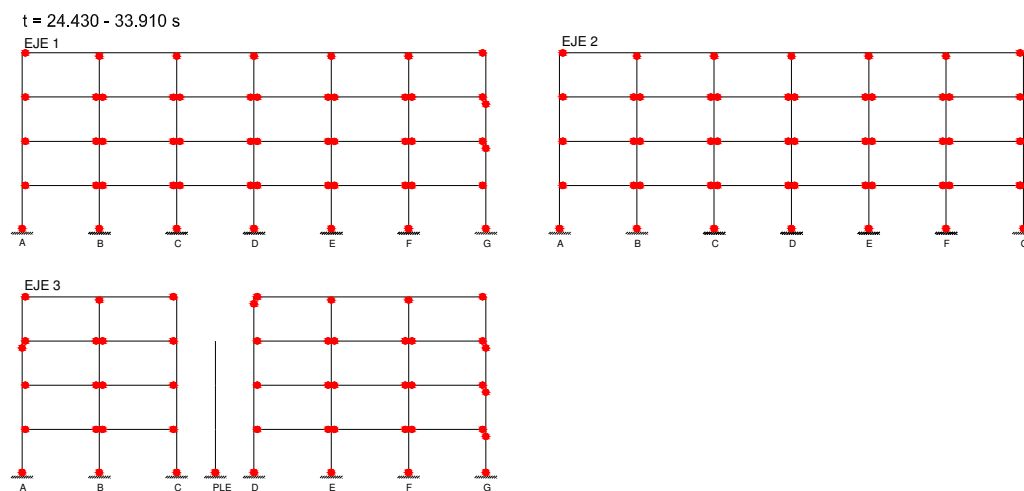
**Fig. 8.68 Comportamiento hysterético de la columna 25 (CD1 – 4ºPiso) en la dirección YY
Sismo de Diseño – Diseño por Resistencia**

▪ **Mecanismos de colapso para el Sismo de Diseño**

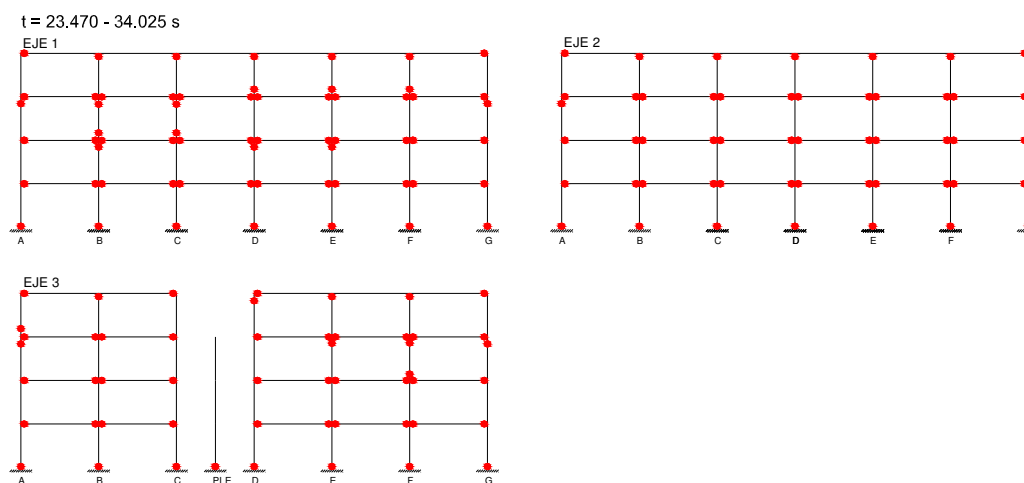
A continuación se muestra los mecanismos de colapso de la edificación correspondientes a los registros sísmicos 7035 (17-Oct-66-Lima), 7051 (03-Oct-74-Lima) y 7054 (03-Oct-74-Lima) escalados de tal forma que en el nivel de peligro sísmico de diseño ($S_a = 0.47g$), sus demandas se aproximen a las demandas de la curva IDA mediana. Asimismo se presenta el mecanismo de colapso correspondiente al registro sísmico 7038 (31 -May-70 - Huaraz) escalado de tal forma que en el nivel de peligro sísmico ($S_a = 0.47g$), sus demandas se aproximen a las demandas de la curva IDA percentil 84%:

SISMO 7035 (17 -Oct-66 - Lima)

• **EDIFICACION DISEÑADA POR CAPACIDAD**



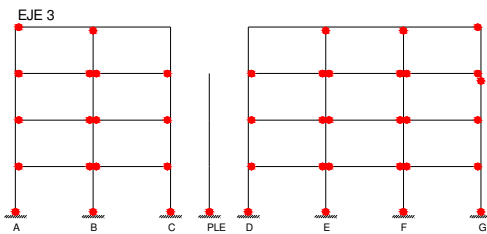
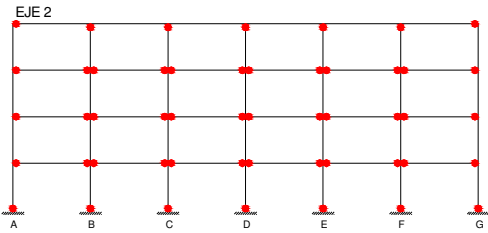
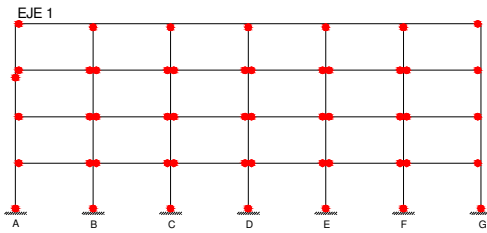
• **EDIFICACION DISEÑADA POR RESISTENCIA**



SISMO 7051 (03 -Oct-74 - Lima)

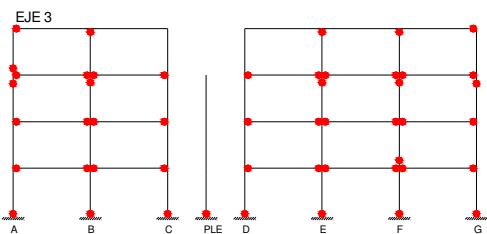
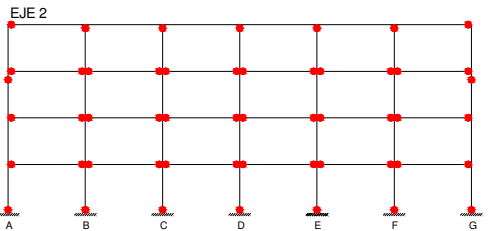
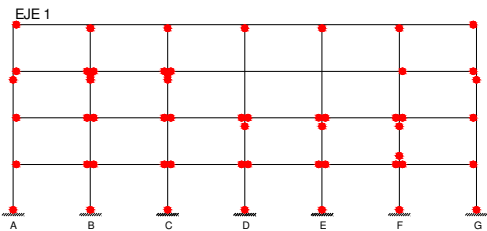
• **EDIFICACION DISEÑADA POR CAPACIDAD**

t = 18.100 - 19.920 s



• **EDIFICACION DISEÑADA POR RESISTENCIA**

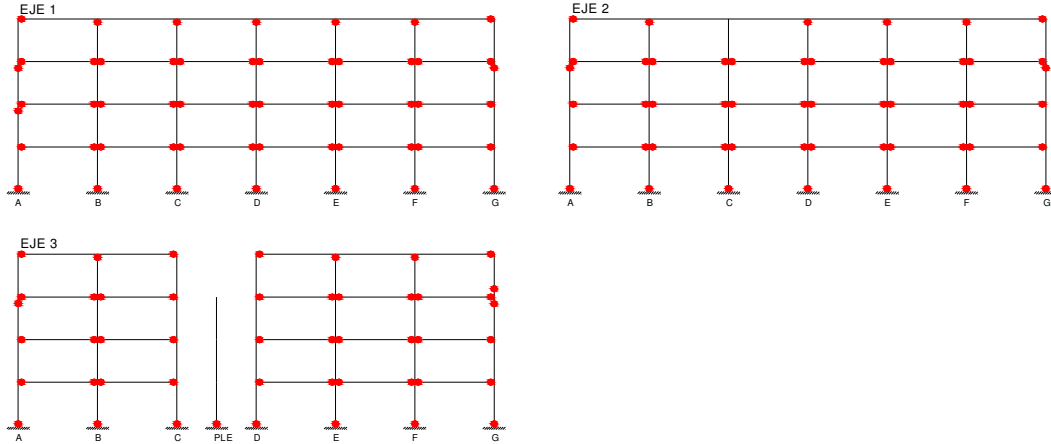
t = 30.460 - 46.500 s



SISMO 7054 (03 -Oct-74 - Lima)

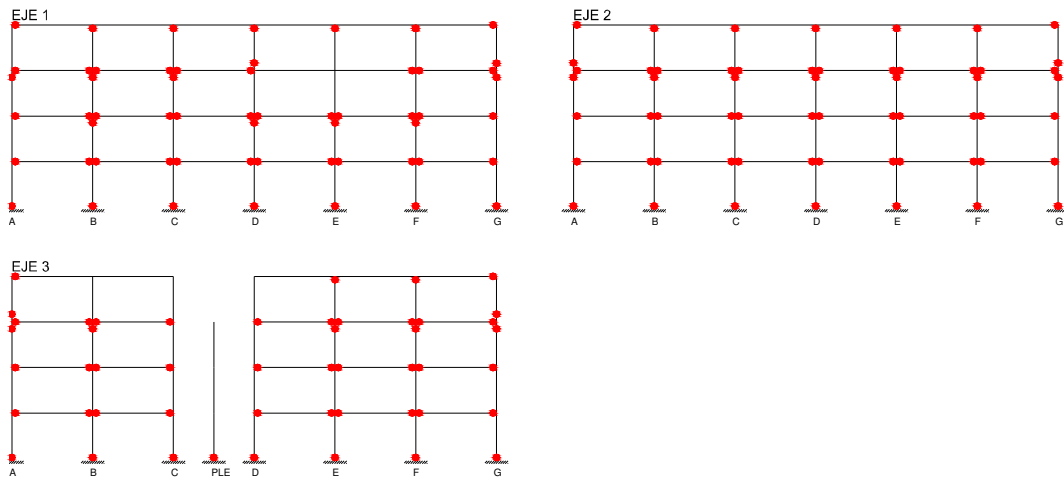
• **EDIFICACION DISEÑADA POR CAPACIDAD**

t = 24.675 - 48.785 s



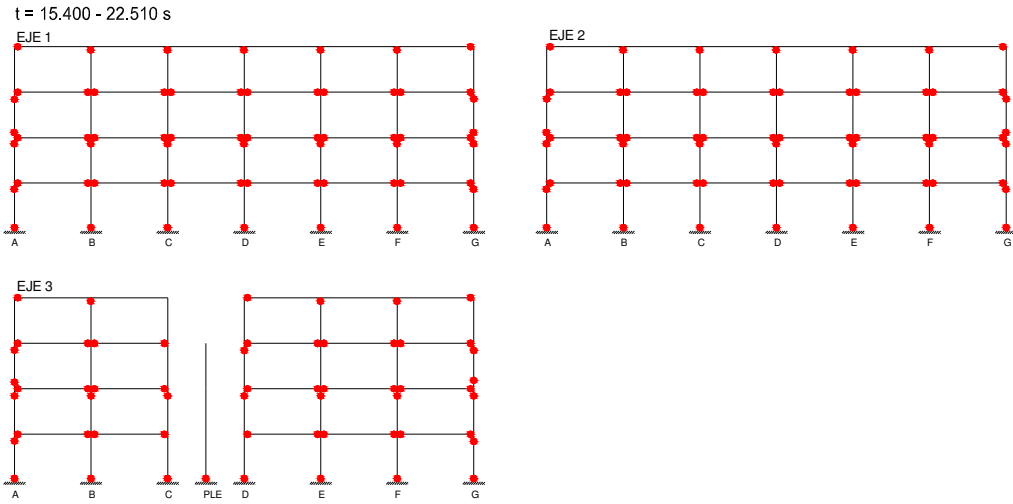
• **EDIFICACION DISEÑADA POR RESISTENCIA**

t = 24.605 - 52.905 s

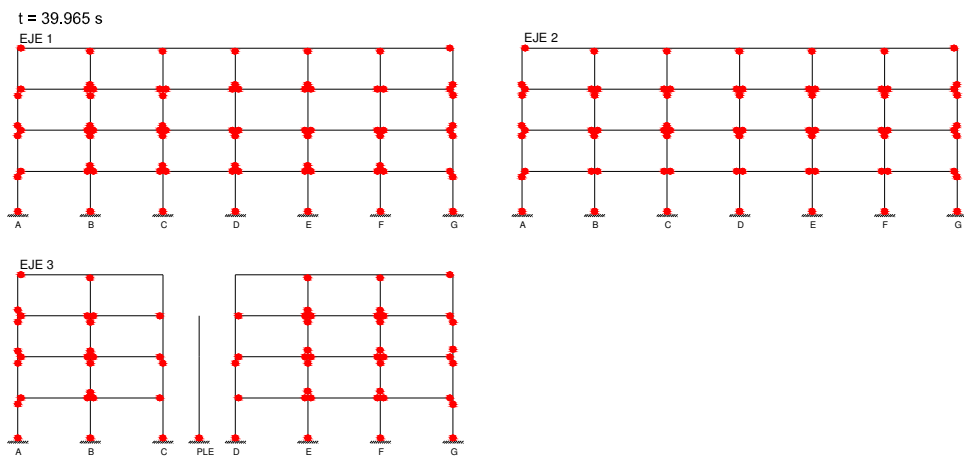


SISMO 7038 (31 -May-70 - Huaraz)

• **EDIFICACION DISEÑADA POR CAPACIDAD**



• **EDIFICACION DISEÑADA POR RESISTENCIA**



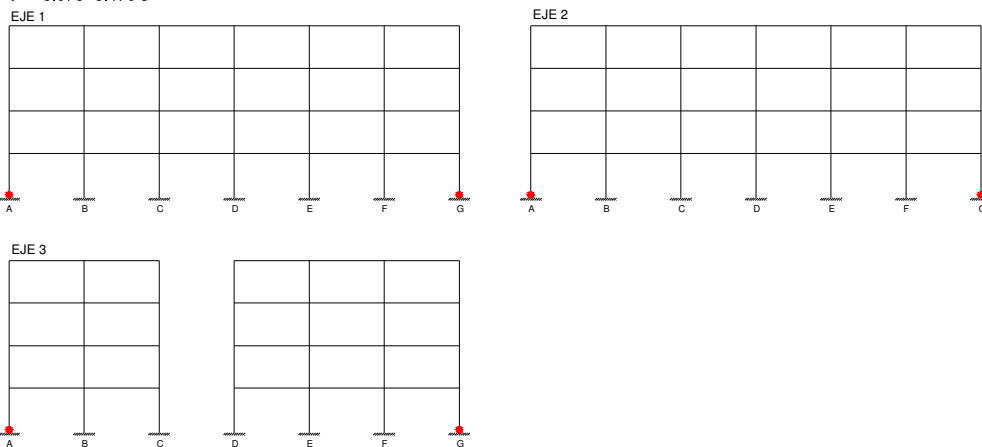
▪ **Mecanismos de colapso para el Sismo de Servicio**

A continuación se muestra los mecanismos de colapso de la edificación correspondientes al registro sísmico 7039 (31 -May-70 - Huaraz) escalado de tal forma en el nivel de peligro sísmico de servicio ($S_a = 0.13g$), sus demandas se aproximen a las demandas de la curva IDA mediana. Asimismo se presenta el mecanismo de colapso correspondiente al registro sísmico 7054 (03 -Oct-74 - Lima) escalado de tal forma que en el nivel de peligro sísmico ($S_a = 0.13g$), sus demandas se aproximen a las demandas de la curva IDA percentil 84%:

SISMO 7039 (31 -May-70 - Huaraz)

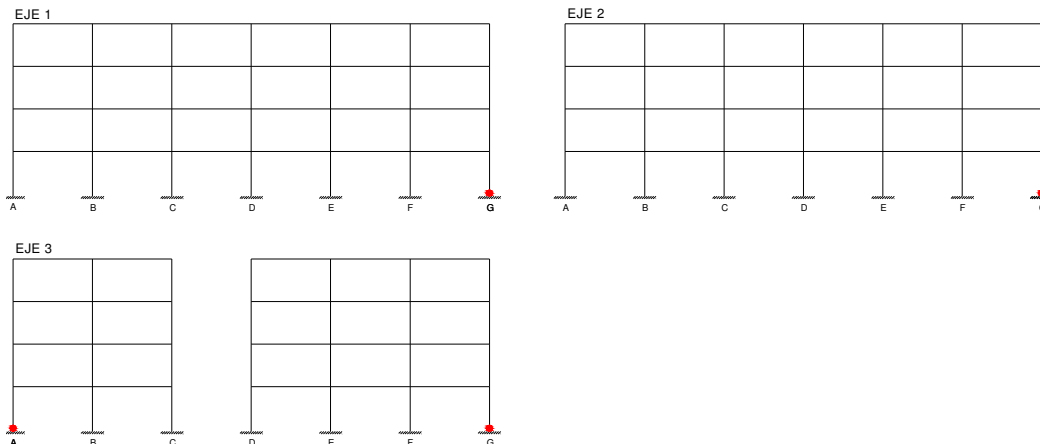
• **EDIFICACION DISEÑADA POR CAPACIDAD**

$t = 5.075 - 5.470$ s



• **EDIFICACION DISEÑADA POR RESISTENCIA**

$t = 5.100 - 5.500$ s

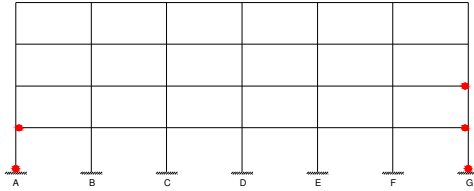


SISMO 7054 (03 -Oct-74 - Lima)

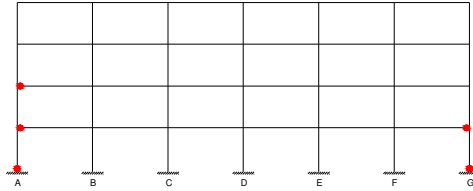
• **EDIFICACION DISEÑADA POR CAPACIDAD**

t = 17.985 -18.010 s

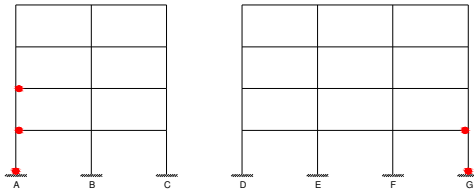
EJE 1



EJE 2



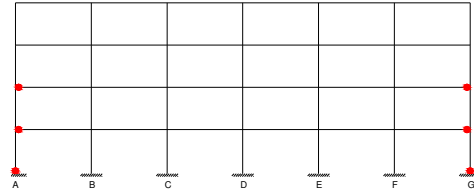
EJE 3



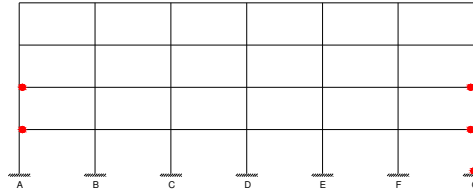
• **EDIFICACION DISEÑADA POR RESISTENCIA**

t = 18.005 -25.635 s

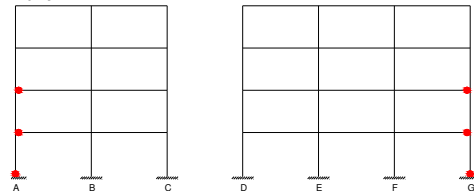
EJE 1



EJE 2



EJE 3



▪ ***Interpretación y comparación de resultados del análisis no-lineal dinámico incremental IDA en la dirección Y-Y***

Las respuestas globales obtenidas del análisis no-lineal dinámico incremental IDA para ambos casos: edificación diseñada por capacidad y edificación diseñada por resistencia, no difieren considerablemente; sin embargo, la diferencia se observa en el mecanismo de colapso de la edificación para diferentes registros sísmicos y en las demandas locales. La evaluación de las respuestas globales se hace sobre la curva mediana de todas las curvas IDA, lo cual indica que el 50% de los registros sísmicos presentan demandas globales iguales o menores a las obtenidas para cada nivel de peligro sísmico:

- Para el nivel de peligro sísmico de servicio, $Sa[T_1, \%] = 0.13g$, la máxima distorsión de entrepiso (0.31%) y el desplazamiento del techo (3.23cm) son iguales para ambos casos. Para el nivel de peligro sísmico de diseño, $Sa[T_1, \%] = 0.47g$, existe una diferencia entre ambos casos del orden de 2.5% para la máxima distorsión de entrepiso, y una diferencia de 1% para el desplazamiento del techo. Estas respuestas para el primer caso son 1.16% y 12.64cm respectivamente.
- Las máximas distorsiones de entrepiso para el sismo de diseño y servicio, en ambos casos, son menores a los límites establecidos por el ATC 40, el FEMA 376, Bertero y Vision 2000.
- Evaluando las demandas locales, se observa que la rotación plástica de las primeras columnas que fluyen es mayor para la edificación diseñada por capacidad que para la edificación diseñada por resistencia. La diferencia es del orden del 15%-25% para el sismo de servicio y del orden del 5% para el sismo de diseño. La rotación plástica de las primeras vigas que fluyen es relativamente mayor para la edificación diseñada por capacidad, en casi todas las vigas, y en ambos niveles de sismo. La diferencia es del orden del 4%. Sin embargo; la rotación plástica de las columnas y vigas en ambos casos son menores a los límites establecidos por FEMA 356.
- Se encuentra considerable diferencia entre los mecanismos de colapso del análisis no-lineal tiempo historia de ambos casos. La comparación se hace en base a tres

registros sísmicos escalados cuyas curvas IDA coinciden con la curva mediana en el nivel de peligro sísmico de diseño.

- **Sismo 7035 (17-Oct-66-Lima)**

El mecanismo de colapso de la edificación diseñada por capacidad corresponde al mecanismo de viga débil-columna fuerte, el cual se ha planteado como objetivo durante el diseño, incluyendo rótulas plásticas en el extremo superior de las columnas del último piso. También se observa cinco rótulas plásticas en los extremos superiores de cinco columnas exteriores, las cuales se consideran aceptables para el diseño por capacidad. Sin embargo; en la edificación diseñada por resistencia, además de las rótulas plásticas en todas las vigas, en la base de las columnas del primer piso, y de las esperadas en el extremo superior de las columnas del último piso, se observa que hay trece rótulas plásticas en las columnas interiores, y seis, en las columnas exteriores. Además, se observa que estas rótulas producen que seis columnas interiores hayan rotulado en ambos extremos, lo cual se ha evitado en el diseño por capacidad.

- **Sismo 7051 (03-Oct-74-Lima)**

En la edificación diseñada por capacidad se observa el mecanismo de colapso proyectado durante el diseño. En este caso, sólo se presentan dos rótulas plásticas adicionales en los extremos superiores de dos columnas exteriores del tercer piso. Sin embargo; en la edificación diseñada por resistencia, se observa que algunas vigas no han fluido, las cuales corresponden al tercer piso del eje 1. Además se observa diez rótulas en las columnas interiores, y siete rótulas en las columnas exteriores del tercer piso; asimismo, sólo una columna interior ha rotulado en ambos extremos.

- **Sismo 7054 (03-Oct-74-Lima)**

En este caso, también se observa el mecanismo de colapso proyectado durante el diseño para la edificación diseñada por capacidad. Pero además se observa seis rótulas plásticas en los extremos superiores de las columnas exteriores del tercer piso. Sin embargo; en la edificación diseñada por resistencia, se observa que algunas vigas no han fluido, las cuales corresponden al tercer piso del eje 1. Además, se observa quince rótulas en las columnas interiores, y once rótulas en las

columnas exteriores correspondientes al tercer y cuarto piso; asimismo, sólo una columna interior se ha rotulado en ambos extremos.

- También se hace la comparación del mecanismo de colapso correspondiente al registro sísmico 7038 (31-May-70-Huaraz) escalado al nivel de peligro sísmico de diseño, cuya curva IDA coincide con la curva percentil 84%. Esta curva indica que las demandas globales son mucho mayores, y el 84% de los registros sísmicos presentan demandas globales menores o iguales a las obtenidas en esta curva en el nivel de peligro sísmico de diseño:

- **Sismo 7038 (31-May-70-Huaraz)**

Como se esperaba en este caso, el daño de la edificación es más severa. Para la edificación diseñada por capacidad se observa rótulas plásticas en los extremos superiores de trece columnas interiores, veintiocho rótulas plásticas en columnas exteriores, y doce columnas exteriores presentan rótulas plásticas en ambos extremos, pero en ningún caso se presenta el fenómeno denominado “piso plando”. Sin embargo, en la edificación diseñada por resistencia se observa cuarenta rótulas plásticas en las columnas interiores, tanto en el extremo inferior como superior, donde catorce columnas presentan rótulas plásticas en ambos extremos, y por tanto el fenómeno de “piso blando” está propenso a ocurrir.

- Para el sismo de servicio se observa que el mecanismo de colapso, para cada registro indicado, es relativamente el mismo en ambos casos. Para el registro sísmico 7039 (31-May-70-Huaraz), cuya curva IDA se aproxima a la curva mediana en el nivel de peligro sísmico de servicio, sólo se observa rótulas plásticas en la base de las columnas exteriores del primer piso. Para el registro sísmico 7054(03-Oct-74-Lima), cuya curva IDA se aproxima a la curva percentil 84% en el nivel de peligro sísmico de servicio, se observa además rótulas plásticas en los extremos exteriores de las vigas extremas del primer y segundo piso.

De la misma forma que en el análisis no-lineal estático, se hace una comparación del desplazamiento del techo y la máxima distorsión de entrepiso con los calculados a partir del análisis sísmico lineal, considerando y sin considerar la rigidez efectiva:

- El desplazamiento en el techo obtenido a partir del análisis no-lineal dinámico incremental es 12.65cm, el desplazamiento obtenido a partir del análisis sísmico lineal considerando la rigidez efectiva es 15.90cm, y sin considerar la rigidez efectiva o sección no agrietada de los elementos, es 9.80cm. Esto equivale decir, que el desplazamiento obtenido a partir del análisis lineal considerando la rigidez efectiva es 26% mayor al obtenido del análisis no-lineal dinámico incremental, y sin considerar la rigidez efectiva, es 23% menor (ver sección 8.3).
- Asimismo, la máxima distorsión de entrepiso obtenida a partir del análisis no-lineal dinámico incremental es de 1.17%, la obtenida a partir del análisis sísmico lineal considerando la rigidez efectiva es de 1.47%, y sin considerar la rigidez efectiva es de 0.92%. Es decir, la máxima distorsión de entrepiso obtenida a partir del análisis lineal considerando la rigidez efectiva es 26% mayor a la obtenida a partir del análisis no-lineal dinámico incremental, y sin considerar la rigidez efectiva, es 21% menor (ver sección 8.3).
- Estos valores indican que los resultados del análisis no-lineal son intermedios a los que se obtienen del análisis lineal. Sin embargo, por seguridad, la máxima distorsión de entrepiso se debe obtener a partir del análisis lineal considerando la rigidez efectiva.

8.2.3 Análisis en la dirección X-X

- *Curvas IDA de la máxima distorsión de entrepiso (%)*

En la figura 8.69 se presentan las curvas IDA $Sa[T_1, \%$] – Máxima distorsión de entrepiso(%) para los 12 registros sísmicos seleccionados en la dirección X-X. Los resultados de cada análisis y el cálculo de la mediana se encuentra en el CD que se anexa a la tesis.

- **EDIFICACION DISEÑADA POR CAPACIDAD**

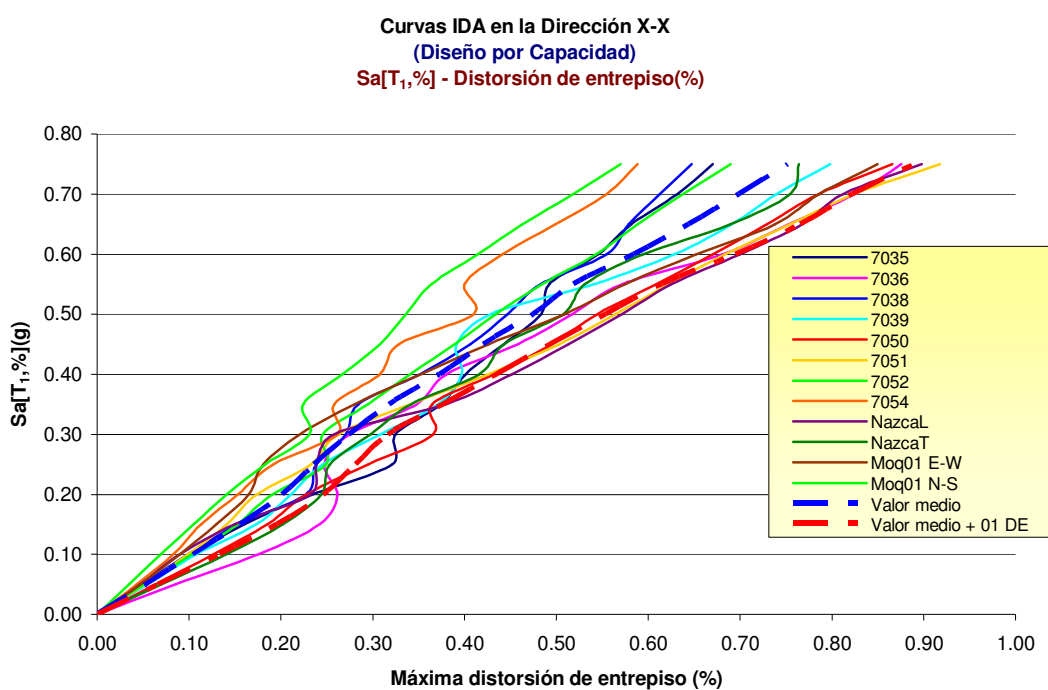


Fig. 8.69 Curvas IDA de 12 registros sísmicos, curva mediana y curva percentil 84% en la dirección XX - Diseño por Capacidad

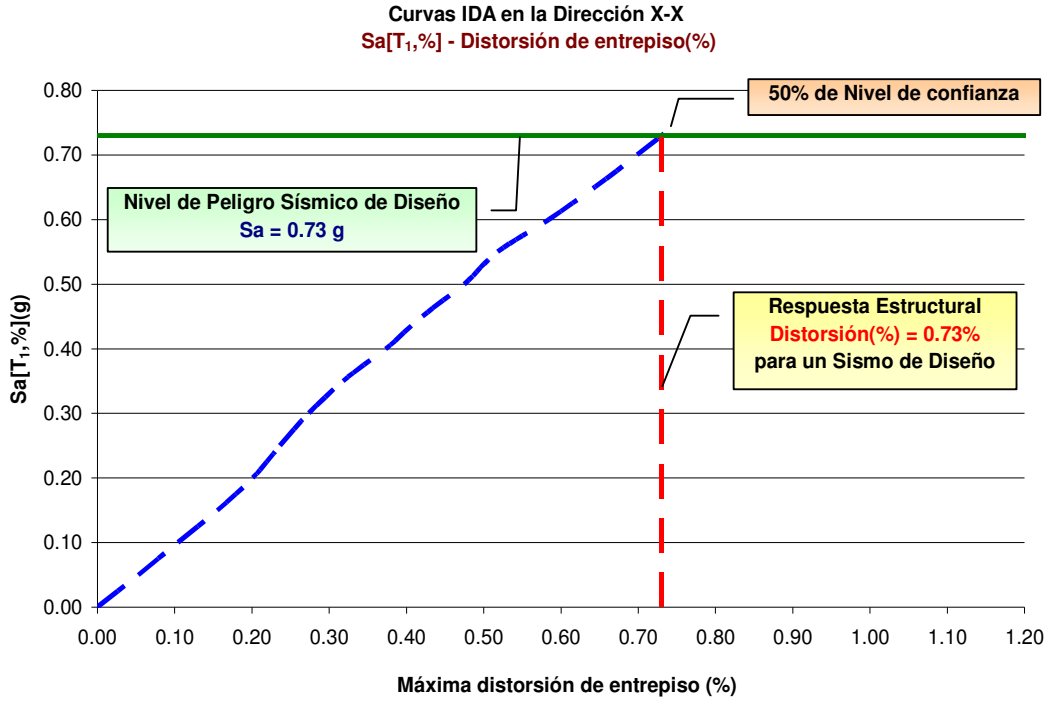


Fig. 8.70 Máxima distorsión de entrepiso en la dirección XX en el nivel del Sismo de Diseño Diseño por Capacidad

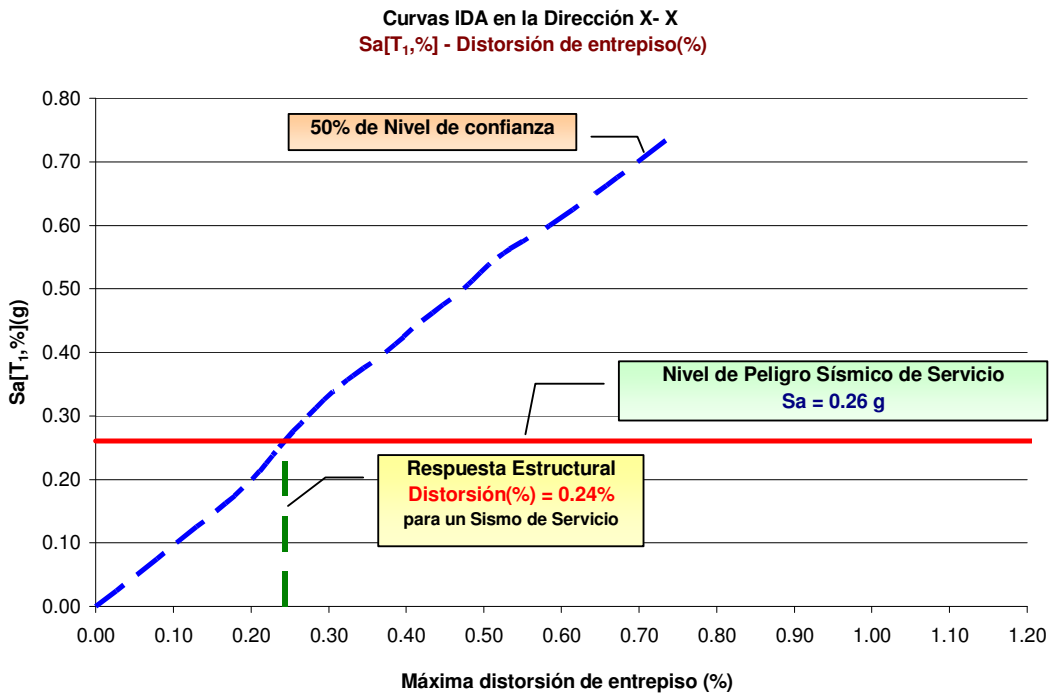


Fig. 8.71 Máxima distorsión de entrepiso en la dirección XX en el nivel del Sismo de Servicio Diseño por Capacidad

• **EDIFICACION DISEÑADA POR RESISTENCIA**

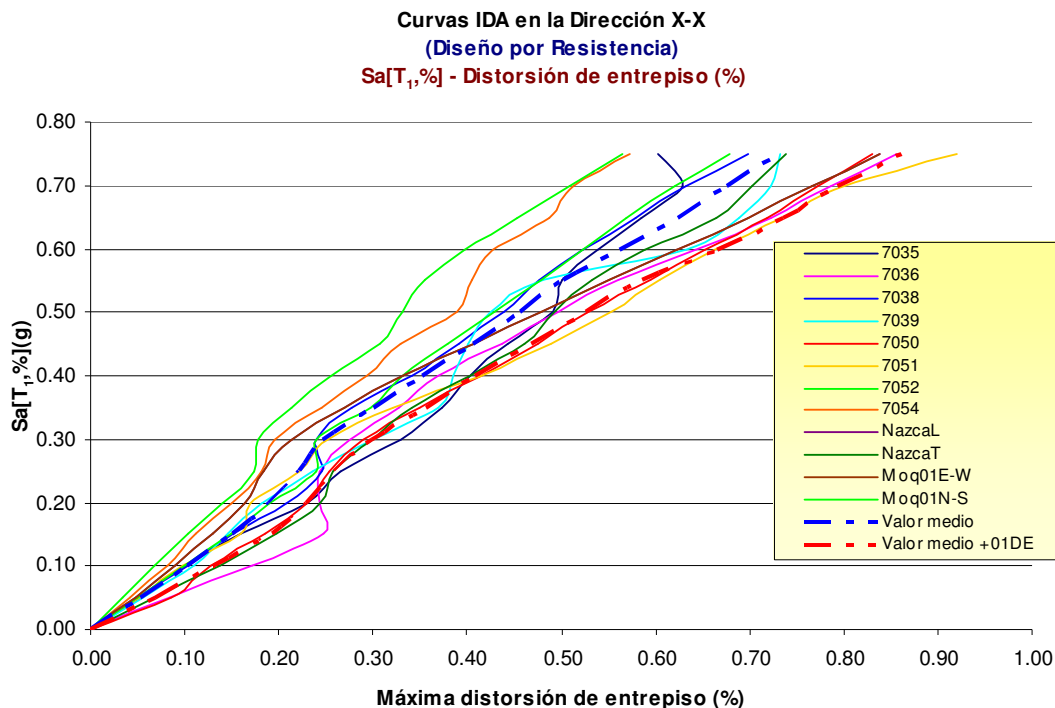


Fig. 8.72 Curvas IDA de 12 registros sísmicos, curva mediana y curva percentil 84% en la dirección XX - Diseño por Resistencia

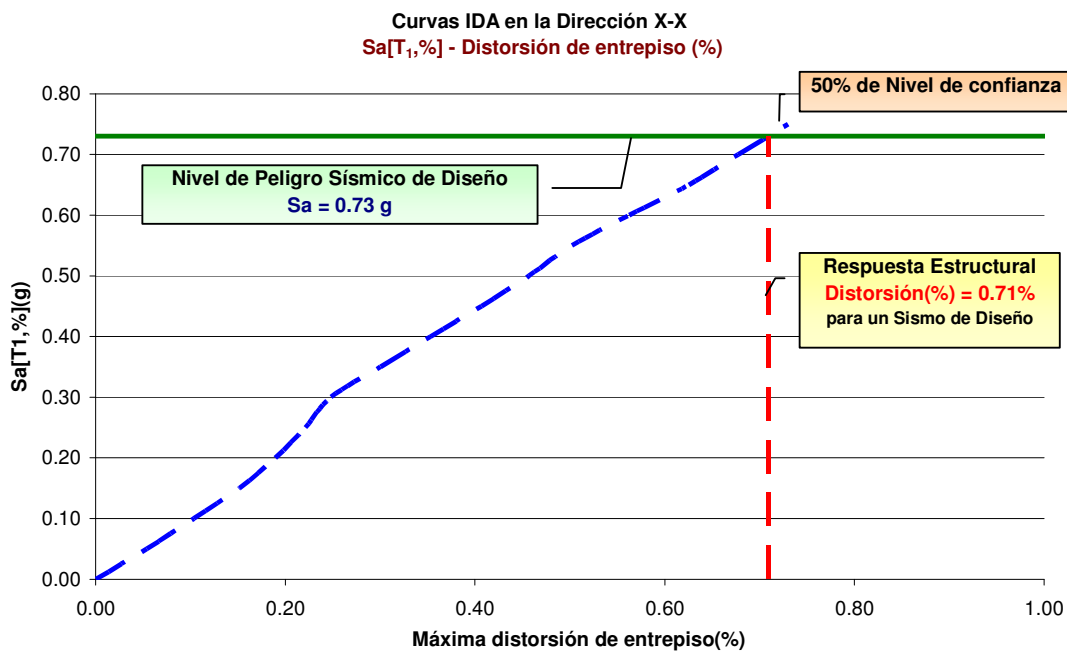


Fig. 8.73 Máxima distorsión de entrepiso en la dirección XX en el nivel del Sismo de Diseño Diseño por Resistencia

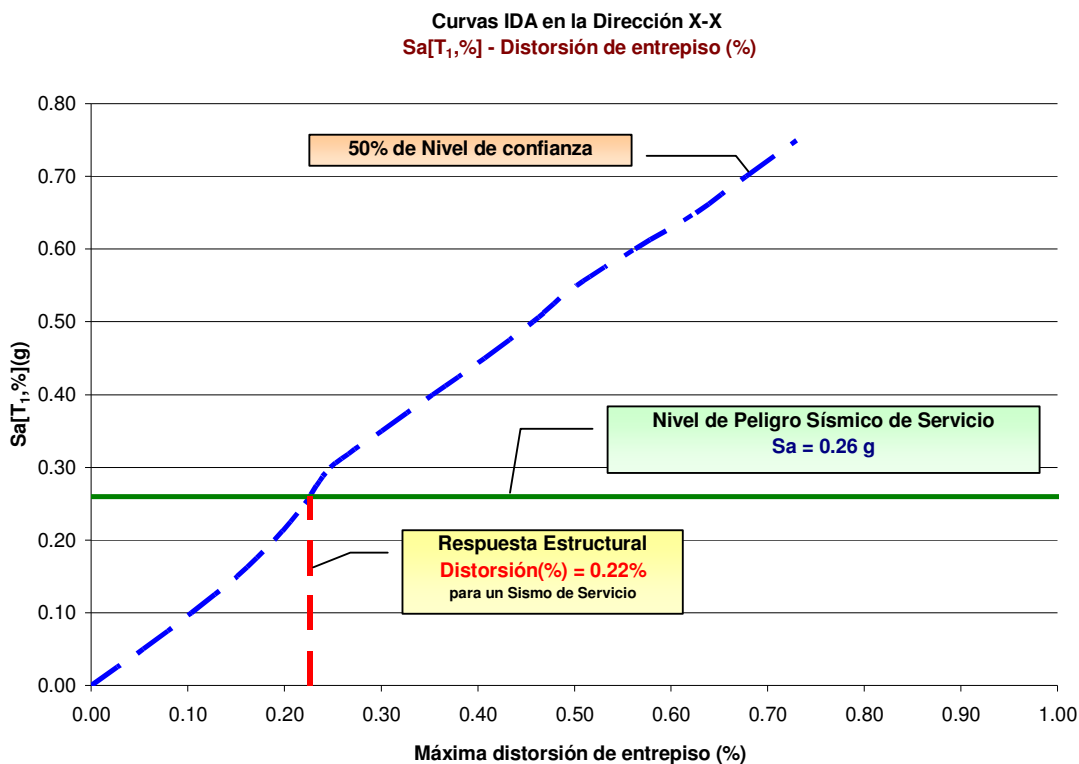


Fig. 8.74 Máxima distorsión de entrepiso en la dirección XX en el nivel del Sismo de Servicio
Diseño por Resistencia

▪ *Evaluación de las demandas globales a partir de la curva mediana*

Para evaluar las demandas globales se ha tomado la curva mediana, lo cual significa que dada la aceleración espectral correspondiente a un nivel de peligro sísmico determinado, el 50% de los registros sísmicos producen iguales o menores a las siguientes demandas globales:

• **EDIFICACION DISEÑADA POR CAPACIDAD**

Nivel sísmico	Sa (g)	V (t)	D (cm)	Distorsión de entrepiso (%)
Sismo de Servicio	0.26	468	2.95	0.240
Sismo de Diseño	0.73	836	8.88	0.730

• **EDIFICACION DISEÑADA POR RESISTENCIA**

Nivel sísmico	Sa(g)	V (t)	D (cm)	Distorsión de entrepiso (%)
Sismo de Servicio	0.26	458	2.74	0.230
Sismo de Diseño	0.73	796	8.74	0.710

▪ **Evaluación de la demanda local**

La demanda local se evalúa a través de la rotación plástica de las vigas y columnas. Para el sismo de diseño se ha tomado los resultados obtenidos del registro sísmico codificado como 7051 (03 de octubre de 1974 – Lima) con el criterio de que su curva IDA es próxima a la curva percentil 84% en el nivel de peligro sísmico de diseño. Para el sismo de servicio no se ha evaluado ningún elemento porque en todos los registros sísmicos la edificación no entra en fluencia.

• **EDIFICACION DISEÑADA POR CAPACIDAD**

Rotación plástica de columnas

Colum.	Ubicación rótula	A _g (cm ²)	Pu (t)	Pu/A _g f' _c	Vu (t)	b _w (cm)	d (cm)	Vu /b _w d√f' _c	Límite de rotación plástica			Demanda de rotación total, θ		Demanda de rotación plástica, θ _p = θ - θ _y		Comparación	
									IO	LS	PC	Sismo de Servicio	Sismo de Diseño (7051)	Sismo de Servicio	Sismo de Diseño (7051)	θ _{pSS} ≤ θ _{IO}	θ _{pSD} ≤ θ _{LS}
1	Ext. Inf.	6000	189.93	0.151	22.23	85.00	67.81	0.266	0.0047	0.0145	0.0192		0.0071		0.0055	Ok!	Ok!
7	Ext. Inf.	6000	117.31	0.093	19.34	85.00	67.81	0.232	0.0050	0.0150	0.0200		0.0071		0.0056	Ok!	Ok!
29	Ext. Inf.	6000	273.74	0.217	20.99	85.00	67.81	0.251	0.0042	0.0138	0.0180		0.0071		0.0053	Ok!	Ok!
35	Ext. Inf.	6000	221.41	0.176	19.08	85.00	67.81	0.228	0.0045	0.0142	0.0187		0.0071		0.0055	Ok!	Ok!
57	Ext. Inf.	6000	163.52	0.130	28.81	85.00	67.81	0.345	0.0048	0.0147	0.0195		0.0071		0.0050	Ok!	Ok!
59	Ext. Inf.	4200	191.26	0.217	16.33	40.00	99.10	0.284	0.0042	0.0138	0.0181		0.0071		0.0053	Ok!	Ok!
69	Ext. Inf.	4200	111.66	0.127	15.57	40.00	99.10	0.271	0.0048	0.0147	0.0196		0.0071		0.0054	Ok!	Ok!
72	Ext. Inf.	6000	188.83	0.150	20.56	85.00	67.81	0.246	0.0047	0.0145	0.0192		0.0071		0.0052	Ok!	Ok!

Rotación plástica de vigas

Viga	Ubicación rótula	As (cm ²)	As' (cm ²)	(As-As') /Asb	Vu (t)	bw (cm)	d (cm)	Vu /bwd√f'c	Limite de rotación plástica			Demanda de rotación total, θ		Demanda de rotación plástica, θp = θ - θy		Comparación	
									IO	LS	PC	Sismo de Servicio	Sismo de Dise�o (7051)	Sismo de Servicio	Sismo de Dise�o (7051)	θpSS ≤ θIO	θpSD ≤ θLS
3	Ext. Der.	9.66	9.66	0.00	24.02	40.00	69.10	0.600	0.0100	0.0200	0.0250		0.0099		0.0078	Ok!	Ok!
11	Ext. Der.	9.66	9.66	0.00	30.14	40.00	69.10	0.752	0.0100	0.0200	0.0250		0.0091		0.0075	Ok!	Ok!
13	Ext. Der.	9.66	9.66	0.00	30.14	40.00	69.10	0.752	0.0100	0.0200	0.0250		0.0097		0.0086	Ok!	Ok!
19	Ext. Der.	9.66	9.66	0.00	30.15	40.00	69.10	0.753	0.0100	0.0200	0.0250		0.0099		0.0079	Ok!	Ok!
21	Ext. Der.	9.66	9.66	0.00	30.14	40.00	69.10	0.752	0.0100	0.0200	0.0250		0.0097		0.0077	Ok!	Ok!
27	Ext. Der.	9.66	9.66	0.00	30.15	40.00	69.10	0.753	0.0100	0.0200	0.0250		0.0099		0.0078	Ok!	Ok!
29	Ext. Der.	9.66	9.66	0.00	30.15	40.00	69.10	0.753	0.0100	0.0200	0.0250		0.0097		0.0076	Ok!	Ok!
35	Ext. Der.	9.66	9.66	0.00	30.14	40.00	69.10	0.752	0.0100	0.0200	0.0250		0.0099		0.0079	Ok!	Ok!
43	Ext. Der.	9.66	9.66	0.00	30.14	40.00	69.10	0.752	0.0100	0.0200	0.0250		0.0099		0.0079	Ok!	Ok!
51	Ext. Der.	9.66	9.66	0.00	23.93	40.00	69.10	0.597	0.0100	0.0200	0.0250		0.0099		0.0078	Ok!	Ok!

En las figuras 8.75 y 8.76 se muestra el comportamiento hist rico de la columna 1 (CA1-1  piso) y viga 3 (VA2-2  piso-1  tramo), respectivamente, los cuales siguen el modelo trilineal de Park. El tercer tramo de la envolvente de la histéresis de la columna 1 y viga 3 indica la presencia de rótula plástica o el estado de fluencia de los elementos.

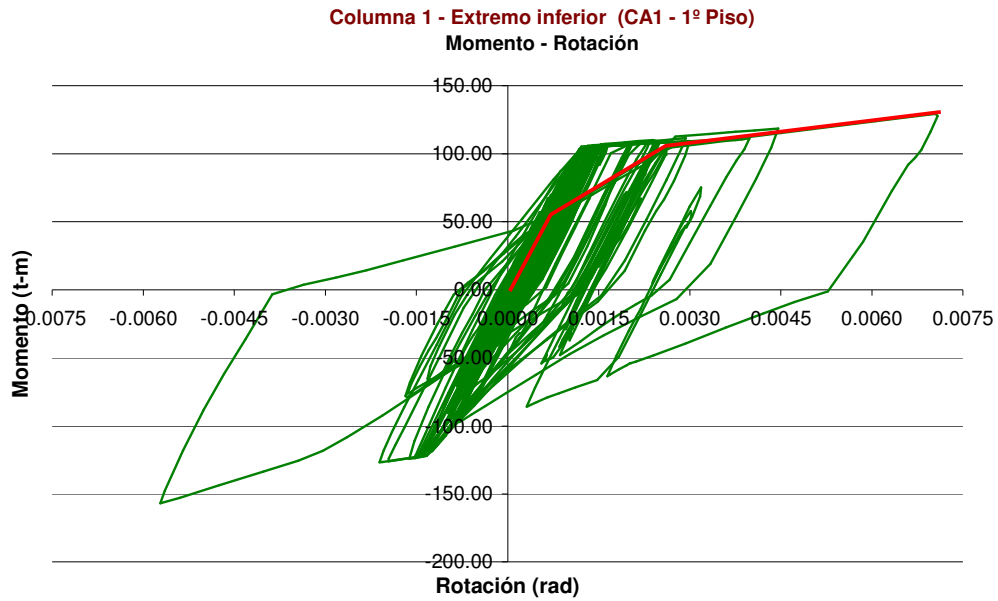


Fig. 8.75 Comportamiento histerético de la columna 1 (CA1 – 1ºPiso) en la dirección XX
Sismo de Diseño – Diseño por Capacidad

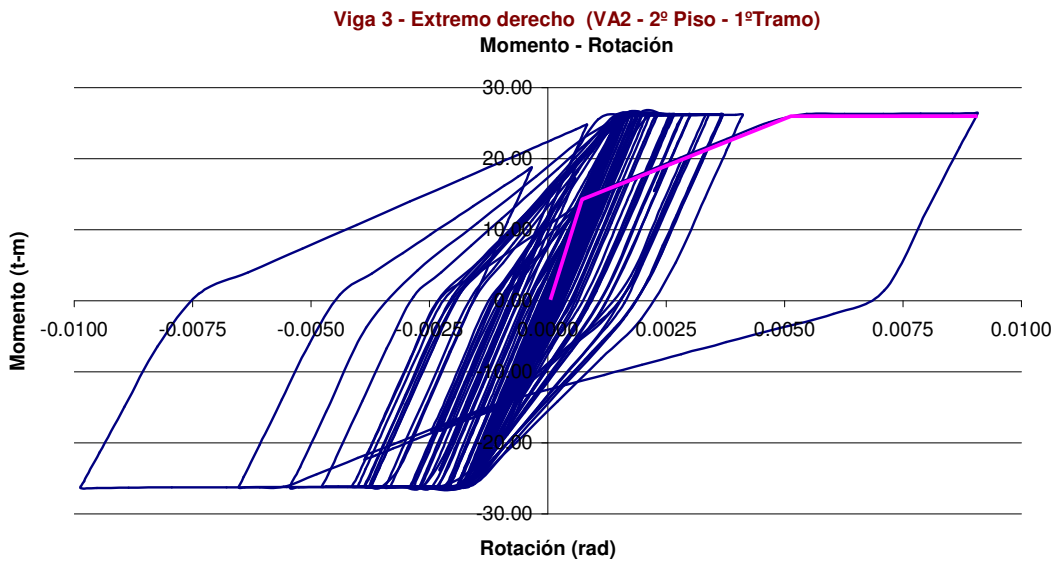


Fig. 8.76 Comportamiento histerético de la viga 3 (VA2 – 2ºPiso – 1ºTramo) en la dirección XX
Sismo de Diseño – Diseño por Capacidad

• **EDIFICACION DISEÑADA POR RESISTENCIA**

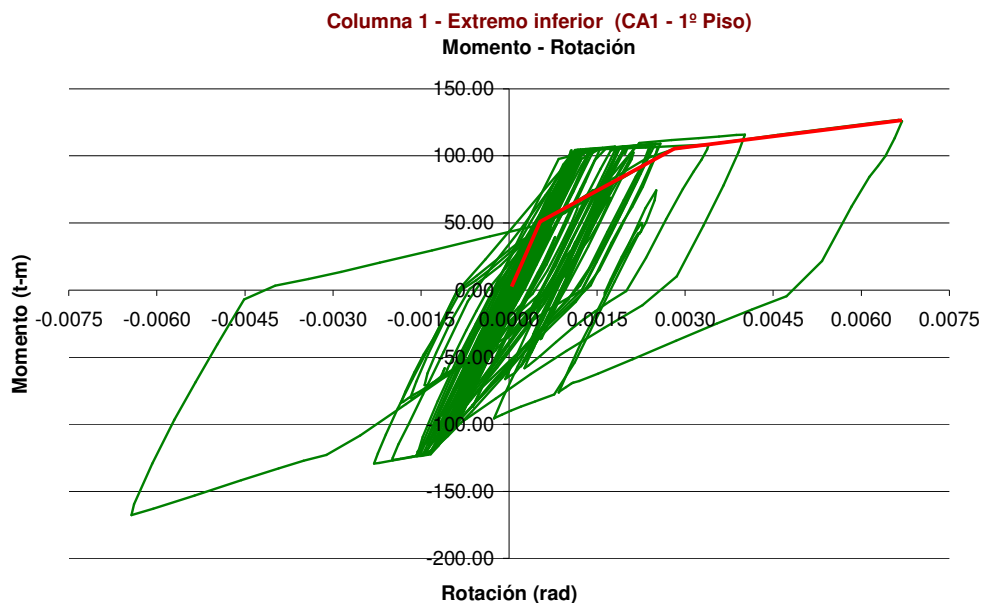
Rotación plástica de columnas

Colum.	Ubicación rótula	A _g (cm ²)	Pu (t)	Pu/A _g f' _c	Vu (t)	b _w (cm)	d (cm)	Vu /b _w d√f' _c	Límite de rotación plástica			Demanda de rotación total, θ		Demanda de rotación plástica, θ _p = θ - θ _y		Comparación	
									IO	LS	PC	Sismo de Servicio	Sismo de Diseño (7051)	Sismo de Servicio	Sismo de Diseño (7051)	θ _{PSS} ≤ θ _{IO}	θ _{PSD} ≤ θ _{LS}
1	Ext. Inf.	6000	136.92	0.109	133.23	85.00	67.81	1.595	0.0049	0.0149	0.0199		0.0067		0.0052	Ok!	Ok!
7	Ext. Inf.	6000	133.20	0.106	132.94	85.00	67.81	1.592	0.0050	0.0149	0.0199		0.0067		0.0052	Ok!	Ok!
29	Ext. Inf.	6000	240.47	0.191	153.87	85.00	67.81	1.842	0.0044	0.0141	0.0185		0.0067		0.0049	Ok!	Ok!
35	Ext. Inf.	6000	181.43	0.144	150.67	85.00	67.81	1.804	0.0047	0.0146	0.0193		0.0067		0.0051	Ok!	Ok!
57	Ext. Inf.	6000	154.34	0.122	136.80	85.00	67.81	1.638	0.0049	0.0148	0.0196		0.0067		0.0046	Ok!	Ok!
59	Ext. Inf.	4200	119.71	0.136	104.91	40.00	99.10	1.826	0.0048	0.0146	0.0194		0.0067		0.0049	Ok!	Ok!
69	Ext. Inf.	4200	110.20	0.125	102.85	40.00	99.10	1.790	0.0048	0.0148	0.0196		0.0067		0.0050	Ok!	Ok!
72	Ext. Inf.	6000	128.11	0.102	124.89	85.00	67.81	1.495	0.0050	0.0150	0.0200		0.0071		0.0052	Ok!	Ok!

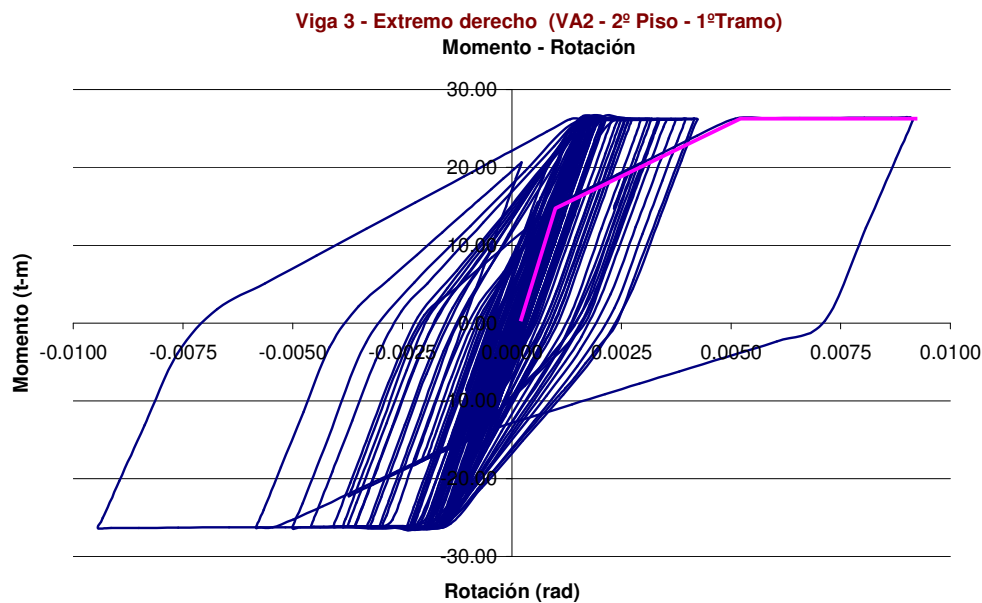
Rotación plástica de vigas

Viga	Ubicación rótula	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	(A _s -A _s ') /A _{sb}	Vu (t)	b _w (cm)	d (cm)	Vu /b _w d√f' _c	Límite de rotación plástica			Demanda de rotación total, θ		Demanda de rotación plástica, θ _p = θ - θ _y		Comparación	
									IO	LS	PC	Sismo de Servicio	Sismo de Diseño (7051)	Sismo de Servicio	Sismo de Diseño (7051)	θ _{PSS} ≤ θ _{IO}	θ _{PSD} ≤ θ _{LS}
3	Ext. Der.	9.66	9.66	0.00	21.17	40.00	69.1	0.529	0.0100	0.0200	0.0250		0.0094		0.0074	Ok!	Ok!
11	Ext. Der.	9.66	9.66	0.00	26.19	40.00	69.1	0.654	0.0100	0.0200	0.0250		0.0095		0.0075	Ok!	Ok!
13	Ext. Der.	9.66	9.66	0.00	26.19	40.00	69.1	0.654	0.0100	0.0200	0.0250		0.0091		0.0082	Ok!	Ok!
19	Ext. Der.	9.66	9.66	0.00	29.21	40.00	69.1	0.729	0.0100	0.0200	0.0250		0.0096		0.0076	Ok!	Ok!
21	Ext. Der.	9.66	9.66	0.00	29.21	40.00	69.1	0.729	0.0100	0.0200	0.0250		0.0091		0.0082	Ok!	Ok!
27	Ext. Der.	9.66	9.66	0.00	25.97	40.00	69.1	0.648	0.0100	0.0200	0.0250		0.0095		0.0075	Ok!	Ok!
29	Ext. Der.	9.66	9.66	0.00	25.97	40.00	69.1	0.648	0.0100	0.0200	0.0250		0.0091		0.0080	Ok!	Ok!
35	Ext. Der.	9.66	9.66	0.00	25.90	40.00	69.1	0.647	0.0100	0.0200	0.0250		0.0096		0.0075	Ok!	Ok!
43	Ext. Der.	9.66	9.66	0.00	26.00	40.00	69.1	0.649	0.0100	0.0200	0.0250		0.0096		0.0075	Ok!	Ok!
51	Ext. Der.	9.66	9.66	0.00	20.74	40.00	69.1	0.518	0.0100	0.0200	0.0250		0.0095		0.0075	Ok!	Ok!

En las figuras 8.77 y 8.78 se muestra el comportamiento histerético de la columna 1 (CA1-1º piso) y viga 3 (V201-1º piso-1º tramo) diseñadas por resistencia, los cuales son muy similares cuando la edificación es diseñada por capacidad:



**Fig. 8.77 Comportamiento histerético de la columna 1 (CA1 – 1ºPiso) en la dirección XX
Sismo de Diseño – Diseño por Resistencia**



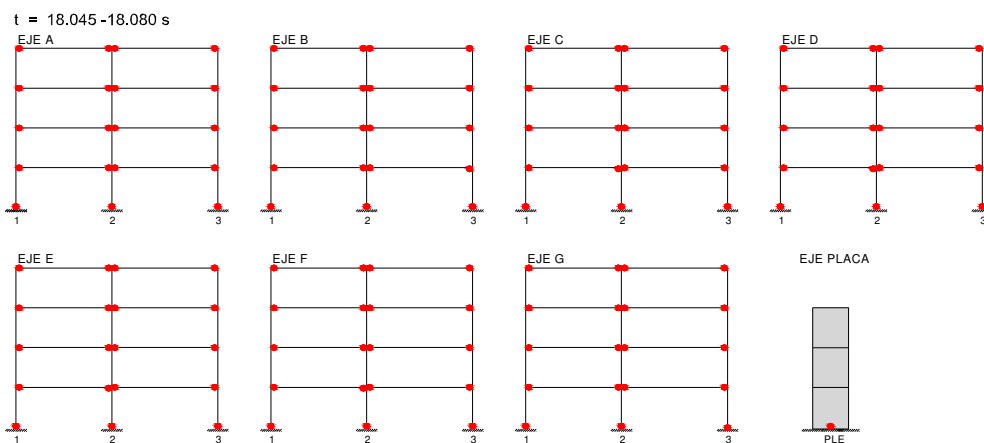
**Fig. 8.78 Comportamiento histerético de la viga 3 (VA2 – 2ºPiso – 1ºTramo) en la dirección XX
Sismo de Diseño – Diseño por Resistencia**

▪ **Mecanismo de colapso para el Sismo de Diseño**

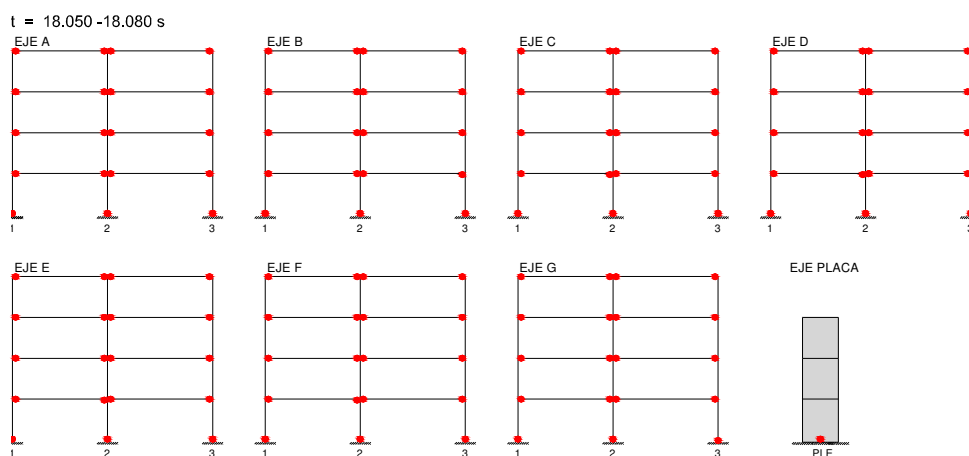
El mecanismo de colapso que a continuación se muestra corresponde al registro sísmico 7051 (03 -Oct-74 - Lima) cuya curva IDA se aproximan a la curva percentil 84% en el nivel de peligro sísmico de diseño ($S_a = 0.73g$):

SISMO 7051 (03 -Oct-74 - Lima)

• **EDIFICACION DISEÑADA POR CAPACIDAD**



• **EDIFICACION DISEÑADA POR RESISTENCIA**



▪ **Mecanismo de colapso para el Sismo de Servicio**

Para el nivel de peligro sísmico de servicio, no se presenta ningún mecanismo de colapso en cualquiera de los registros sísmicos seleccionados.

▪ ***Interpretación y comparación de resultados del análisis no-lineal dinámico incremental IDA en la dirección X-X***

La diferencia entre las respuestas globales del análisis no-lineal dinámico incremental IDA de la edificación diseñada por capacidad, y la edificación diseñada por resistencia, es pequeña. De la misma forma que en el análisis en la dirección Y-Y, la evaluación de las respuestas globales se hace sobre la curva mediana de todas las curvas IDA, lo cual indica que el 50% de los registros sísmicos presentan demandas globales iguales o menores a las obtenidas para cada nivel de peligro sísmico:

- Las respuestas globales son mayores para la edificación diseñada por capacidad en los dos niveles de peligro sísmico. De esta manera, para el nivel de peligro sísmico de servicio, $Sa[T1, \%] = 0.13g$, su máxima distorsión de entrepiso es igual a 0.24%, y es 4% mayor; y el desplazamiento del techo es igual a 2.95cm, y es 8% mayor. Para el nivel de peligro sísmico de diseño, $Sa[T1, \%]=0.47g$, la diferencia entre ambos casos es del orden de 3% para la máxima distorsión de entrepiso, y del 2% para el desplazamiento del techo, siendo la máxima distorsión de entrepiso igual a 0.73% y el desplazamiento del techo igual a 8.90cm.
- Las máximas distorsiones de entrepiso para el sismo de diseño y servicio, en ambos casos, son menores a los límites establecidos por el ATC 40, el FEMA 356, Bertero y Vision 2000.
- Las demandas locales sólo se evalúan para el nivel de peligro sísmico de diseño, puesto que en el nivel de servicio, no hay presencia de rótulas plásticas. De esta manera, se observa que la rotación plástica de las primeras columnas que fluyen es mayor para la edificación diseñada por capacidad que para la edificación diseñada por resistencia, la diferencia es del orden del 6%. Asimismo, la rotación plástica de las primeras vigas que fluyen es también mayor para la edificación diseñada por capacidad, la diferencia es del orden del 5%. Sin embargo; la rotación plástica de las columnas y vigas son menores a los límites establecidos por FEMA 356.

- No se observa ninguna diferencia entre los mecanismos de colapso del análisis no-lineal tiempo historia en el nivel de peligro sísmico de diseño. Esto ocurre en todos los registros sísmicos seleccionados. El mecanismo que se observa en ambos casos es el de viga débil-columna fuerte. Para el nivel de peligro sísmico de servicio no hay presencia de rótulas plásticas.

De la misma forma que en el análisis no-lineal estático, se hace una comparación del desplazamiento del techo y la máxima distorsión de entrepiso con los calculados a partir del análisis sísmico lineal, considerando y sin considerar la rigidez efectiva:

- El desplazamiento en el techo obtenido a partir del análisis no-lineal dinámico incremental es 8.90cm, el desplazamiento obtenido a partir del análisis sísmico lineal considerando la rigidez efectiva es 12.32cm, y sin considerar la rigidez efectiva o sección no agrietada de los elementos, es 7.82cm. Esto equivale decir, que el desplazamiento obtenido a partir del análisis lineal considerando la rigidez efectiva es 38% mayor al obtenido del análisis no-lineal dinámico incremental, y sin considerar la rigidez efectiva, es 12% menor (ver sección 8.3).
- Asimismo, la máxima distorsión de entrepiso obtenida a partir del análisis no-lineal dinámico incremental es de 0.73%, la obtenida a partir del análisis sísmico lineal considerando la rigidez efectiva es de 1.07%, y sin considerar la rigidez efectiva es de 0.68%. Es decir, la máxima distorsión de entrepiso obtenida a partir del análisis lineal considerando la rigidez efectiva es 47% mayor a la obtenida a partir del análisis no-lineal dinámico incremental, y sin considerar la rigidez efectiva, es 7% menor (ver sección 8.3).
- Estos resultados también indican que el desplazamiento en el techo y la máxima distorsión de entrepiso, en el rango no lineal, se deben obtener a partir de un análisis lineal elástico considerando la rigidez efectiva de los elementos de la edificación para tener más seguridad con respecto al comportamiento de la estructura.

8.3. Cuadro resumen de los resultados obtenidos del análisis lineal y de los análisis no lineales

A continuación se resume para cada dirección de la edificación estudiada, los resultados obtenidos en el nivel del sismo de diseño y en los diferentes análisis realizados en el presente trabajo:

- **EDIFICACION DISEÑADA POR CAPACIDAD**

Dirección Y-Y:

Parámetro	Análisis lineal - sección no agrietada	Análisis lineal - sección agrietada(*)	ANLE "pushover"	ANLDI "IDA"
Cortante en la base, V (t)	284.73	198.00	486.48	611.00
Desplazamiento en el techo, D (cm)	9.79	15.89	16.59	12.64
Distorsión máxima de entrepiso (%)	0.92	1.47	1.37	1.16

Dirección X-X:

Parámetro	Análisis lineal - sección no agrietada	Análisis lineal - sección agrietada (*)	ANLE "pushover"	ANLDI "IDA"
Cortante en la base, V (t)	355.62	279.00	688.99	836.00
Desplazamiento en el techo, D (cm)	7.82	12.32	13.46	8.88
Distorsión máxima de entrepiso (%)	0.68	1.07	0.99	0.73

- **EDIFICACION DISEÑADA POR RESISTENCIA**

Dirección Y-Y:

Parámetro	Análisis lineal - sección no agrietada	Análisis lineal - sección agrietada (*)	ANLE "pushover"	ANLDI "IDA"
Cortante en la base, V (t)	284.73	198.00	486.48	599.00
Desplazamiento en el techo, D (cm)	9.79	15.89	16.93	12.78
Distorsión máxima de entrepiso (%)	0.92	1.47	1.39	1.19

Dirección X-X:

Parámetro	Análisis lineal - sección no agrietada	Análisis lineal - sección agrietada (*)	ANLE “pushover”	ANLDI “IDA”
Cortante en la base, V (t)	355.62	279.00	690.01	796.00
Desplazamiento en el techo, D (cm)	7.82	12.32	13.32	8.74
Distorsión máxima de entrepiso (%)	0.68	1.07	0.99	0.71

(*) Con estos resultados la edificación fue diseñada por capacidad y por resistencia

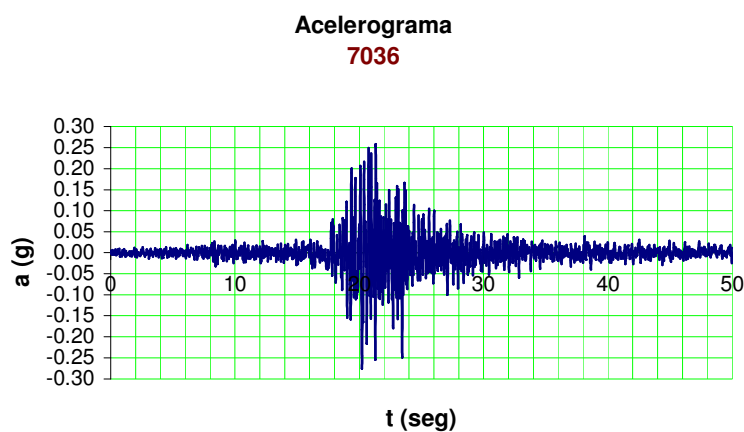
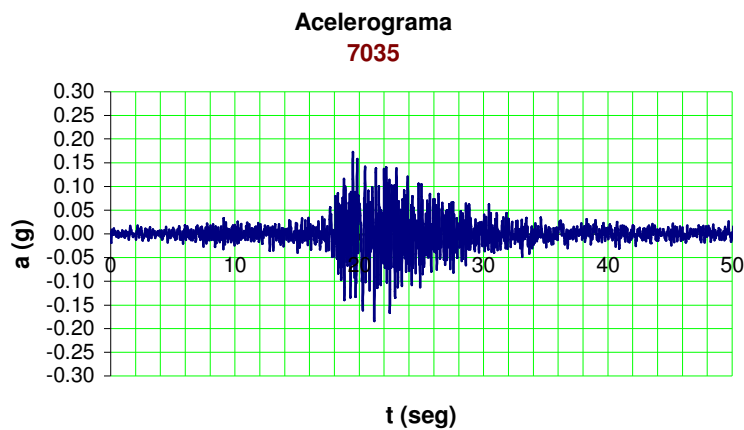
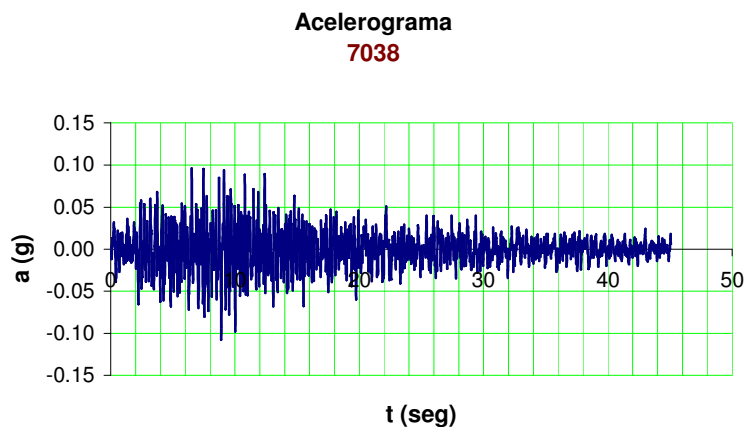
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Aguiar Falconi, R. (2003), "Sistema de computación CEINCI3 para evaluar daño sísmico en los países bolivarianos", Centro de Investigaciones Científicas, CEINCI, de la Escuela Politécnica del Ejército, Ecuador.
- [2] Amado, J. (2003), "Ejemplo de diseño sísmico de un edificio estructurado con pórticos de hormigón armado según el proyecto de reglamento argentino para construcciones sismorresistentes INPRES-CIRSOC 103, Parte II, Edición 2000".
- [3] Applied Technology Council ATC 40 (Nov 1996), "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", California Seismic Safety Commission.
- [4] Bozorgnia, Y. & Bertero, V. (2004), "Earthquake engineering from engineering seismology to performance-based engineering", International Code Council, pp. 9-21/9-26.
- [5] Committee 318 and PCA (2005), "Notes on 318-05 building Code Requirements for Structural Concrete with Design Applications", Portland Cement Association, pp. Cap8:1-14.
- [6] Crowley, H. (2003), "Periods of vibration for displacement-based assessment of RC buildings", Thesis for Master degree in Earthquake Engineering supervised by Dr. Rui Pinho, European School of Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk, pp. 41-56.
- [7] Chadwell, Ch. (1998), "UCFyber cross section analysis software for structural engineers", University of California at Berkeley.
- [8] Chopra, A. K. and Goel, R. (February 2000), "Capacity- Demand diagram methods based on inelastic design spectrum", Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand.
- [9] Do Carmo, R. and Lopes, S. (2005), "Ductility and linear analysis with moment redistribution in reinforced high-strength concrete beams", Canadian Journal Civil Engineering Vol 32: 194-203 (2005).
- [10] Elwood, K. J. & Eberhard, M. O. (2006), "Effective Stiffness of Reinforced Concrete Columns", Research Digest N° 2006-1. Publication of the Pacific Earthquake Engineering Research Center PEER.
- [11] Federal Emergency Management Agency FEMA 356 Seismic Rehabilitation Guidelines.
- [12] Gálvez, A. y Sheen, W., "Evaluación de la vulnerabilidad sísmica".

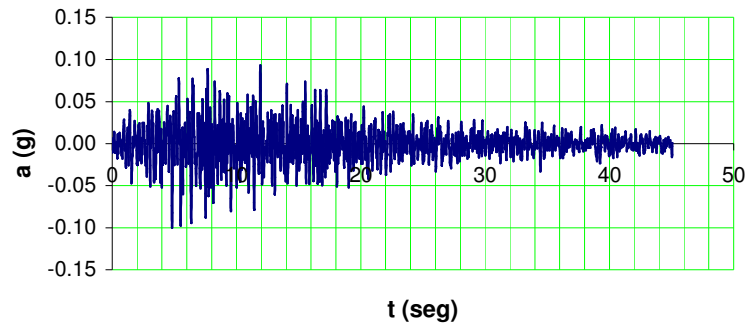
- [13] León Bonett Diaz, Ricardo (2003), “Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada”, Tesis doctoral para optar el grado de Doctor en Ingeniería, Universidad Politécnica de Cataluña, pp. 47-97/131-161.
- [14] New Zealand Standard NZS 4203 (1992), “Code of practice for general structural design and design loadings for buildings”, New Zealand Standards Association, Wellington, New Zealand.
- [15] New Zealand Standard NZS 3101: Part 1 (1995), “Code of practice for the design of concrete structures”, New Zealand Standards Association, Wellington, New Zealand.
- [16] Otani, Shunsuke (2004), “Earthquake resistant design of reinforced concrete buildings past and future”, Journal of Advanced Concrete Technology Vol 2, N° 1, Japan Concrete Institute.
- [17] Otani, S., Li, S. and Aoyama, H. (August 1988), “Moment redistribution in earthquake resistant design of reinforced concrete frames”, Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering Vol VIII: 693-698 (SG-14), Tokyo – Kyoto, Japan.
- [18] Park, R. y Paulay, T. (1980), “Estructuras de concreto reforzado”, Facultad de Ingeniería Civil Universidad de Canterbury Christchurch, Nueva Zelanda.
- [19] Paulay, T. (August 1988), “Seismic design in reinforced concrete, the state of the art in New Zealand”, Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering Vol VIII: 687-692 (SG-11), Tokyo – Kyoto, Japan.
- [20] Paulay, T. and Priestley, M. J. N. (1992), “Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings”, USA, 1992, pp. 158-240
- [21] Piqué del Pozo, J. (2004), “Diseño por capacidad: estrategia neozelandesa de diseño sismorresistente”, Revista “El Ingeniero Civil”.
- [22] Priestley, M. J. N. (2003), “Myths and fallacies in earthquake engineering, revisited”, The Mallet Milne Lecture, pp. 9-31.
- [23] Reglamento Nacional de Construcciones Norma Técnica de Edificación E.030 (2003), “Diseño Sismorresistente”.
- [24] Reglamento Nacional de Construcciones Norma Técnica de Edificación E.060, “Concreto Armado”.
- [25] Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes - Construcciones de Hormigón Armado, INPRES – CIRSOC 103 Parte II- 2005.
- [26] Reinhorn, A. and Valles, R. E. (2002), “IDARC-2D Version 6.1: Inelastic damage analysis of reinforced concrete of building structures user’s guide”, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, California.

- [27] Reinhorn, A., "Bending of beams moment redistribution", Department of Civil, Structural and Environmental Engineering, University at Buffalo.
- [28] Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318S-05), 2005. American Concrete Institute.
- [29] Rivera, A., Berríos M., Campbell, B. y Durán, M (2005), "Comparación de programas de análisis sísmico no lineal de estructuras de hormigón armado", Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica IX Jornadas, Concepción – Chile.
- [30] Shakir, A. and Rogowsky, D., "Evaluation of ductility and allowable moment redistribution in reinforced concrete structures", Canadian Journal Civil Engineering Vol 27: 1286-1299 (2000).
- [31] Scott, R. and Whittle, R. (2005), "Moment redistribution effects in beams", Magazine of Concrete Research Vol 57, Issue 1: 9-20 (February 2005).
- [32] Portland Cement Association PCA (2005), "Time saving design aids for reinforced concrete – Moment Redistribution". URL: www.cement.org/buildings/design_aids.asp.
- [33] Vamvatsikos, Dimitrios (2002), "Seismic performance, capacity and reliability of structures as seen through incremental dynamic analysis", Thesis for the degree of Doctor of Philosophy supervised by C. Allin Cornell, Stanford University, pp 6- 46.
- [34] Vamvatsikos, D. and Cornell, C. (2003), "The incremental dynamic analysis and its application to performance-based earthquake engineering", 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 479.
- [35] Wangsadinata Wiratman Dr. Ir (Nov 1999), "Capacity Design, a concept to ensure seismic resistance of building structures", First National Conference on Earthquake Engineering – Institute Technologic Bandung, India.

ANEXOS

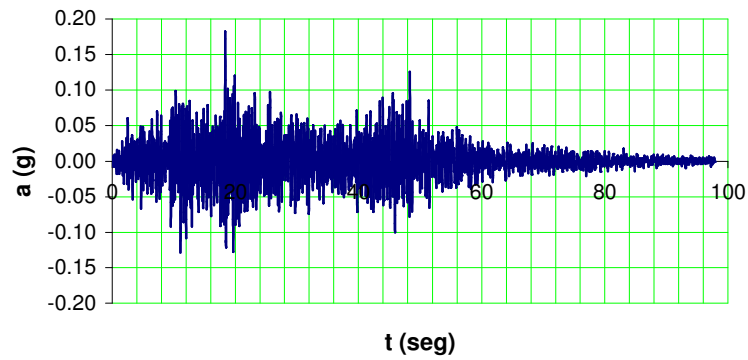
ACELEROGRAMAS DE LOS 12 REGISTROS SISMICOS SELECCIONADOS▪ **17 de octubre 1966 (Lima)**▪ **31 de mayo 1970 (Huaraz)**

Acelerograma
7039

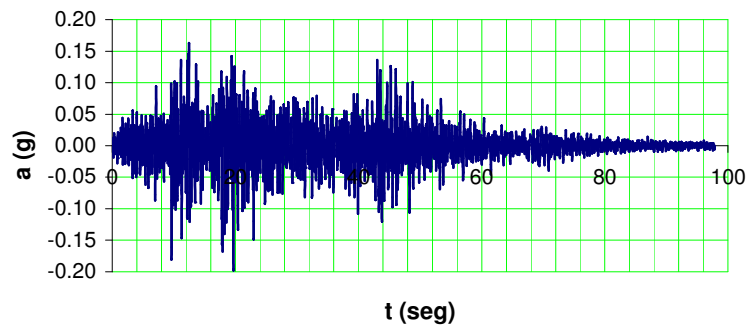


- **03 de octubre 1974 (Lima)**

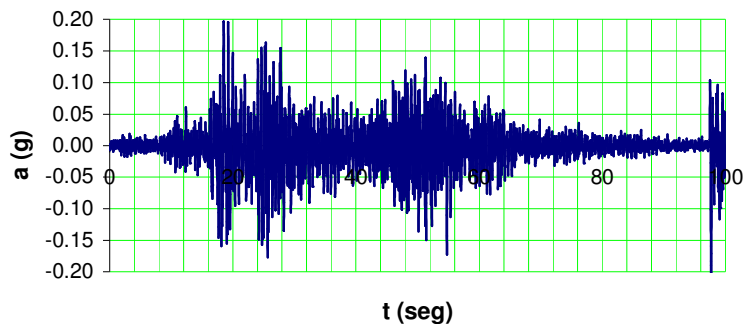
Acelerograma
7050



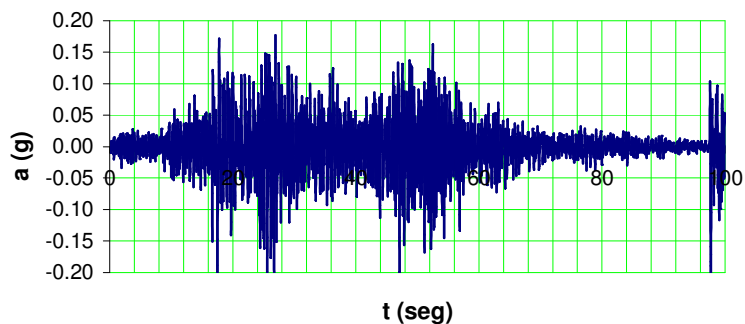
Acelerograma
7051



Acelerograma
7052

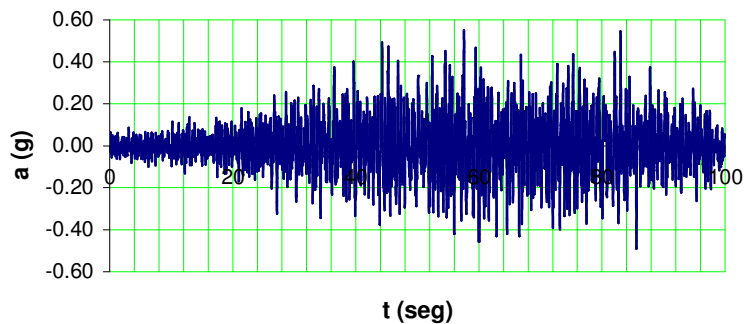


Acelerograma
7054

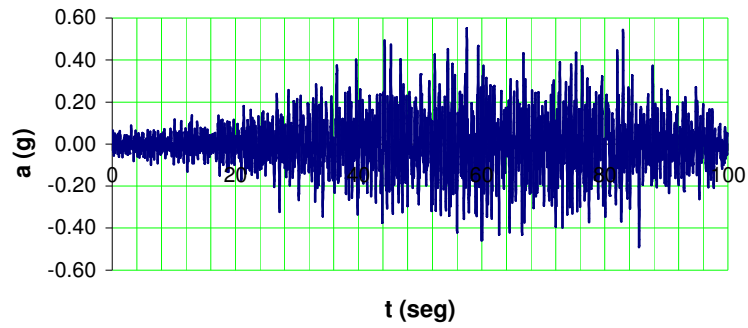


- 12 de noviembre 1996 (Nazca)

Acelerograma
NazcaT

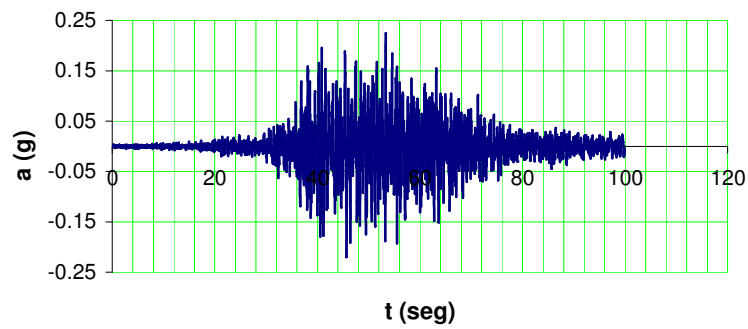


**Acelerograma
NazcaL**

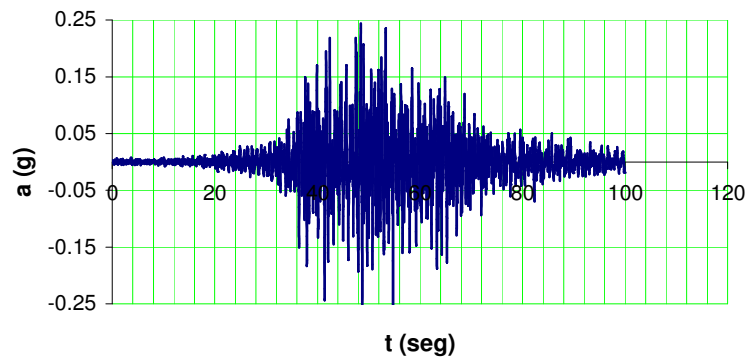


- **23 de junio 2001 (Arequipa)**

**Acelerograma
Moquegua NS**



**Acelerograma
Moquegua EW**



INGRESO DE DATOS DE LA EDIFICACION DISEÑADA POR CAPACIDAD EN LA DIRECCION Y PARA EL ANALISIS NO LINEAL (Pushover o IDA) EN EL PROGRAMA IDARC

```

EDIFICIO APORTICADO 4 PISOS-DIRECCION Y
A CONTROL DATA
4, 5, 2, 1, 0, 1, 1, 0, 1
A1 ELEMENT TYPES
87, 1, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0
A2 ELEMENT DATA
87, 68, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0
A3 UNITS
2
A4 FLOOR ELEVATIONS
3675. 7175. 10675. 14175.
A5 IDENTICAL FRAMES
1, 1, 1, 1, 1
A6 COLUMN LINES
7, 7, 3, 4, 1
A7 NODAL WEIGHTS
1, 1, 208.58, 285.60, 286.42, 286.47, 285.73, 285.76, 204.80
2, 413.43, 488.64, 415.62, 397.06, 449.30, 431.88, 305.98
3, 299.85, 337.99, 195.67
4, 178.37, 298.50, 277.02, 198.55
5, 84.97
2, 1, 209.86, 285.50, 287.12, 286.76, 286.54, 285.11, 205.34
2, 412.08, 483.65, 412.38, 393.76, 446.34, 427.90, 305.03
3, 299.87, 334.74, 195.24
4, 177.96, 296.68, 276.05, 198.14
5, 95.92
3, 1, 211.04, 285.44, 287.93, 287.29, 287.24, 284.77, 206.27
2, 411.93, 481.15, 411.54, 392.60, 445.29, 425.73, 305.35
3, 301.03, 334.44, 196.12
4, 178.04, 297.20, 275.93, 199.23
5, 49.88
4, 1, 158.75, 225.55, 226.72, 226.61, 226.94, 226.12, 155.94
2, 334.64, 396.49, 355.86, 335.03, 358.65, 345.05, 243.33
3, 237.73, 274.94, 179.96
4, 160.13, 236.66, 220.75, 152.32
5, 0
B ENVELOPE GENERATION
0
B1 CONCRETE PROPERTIES
1, 0.0206, 21.32, 0.2, 0.00284, 0.3, 27.59
2, 0.0206, 21.32, 0.2, 0.00284, 0.3, 44.93
B2 REINFORCEMENT PROPERTIES
1, 0.4119, 0.4905, 196.2, 0.827, 2.5
C HYSTERETIC RULES
2
1, 1, 15, 0.05, 0.05, 1, 0
2, 1, 50, 0.15, 0.08, 1, 0
D COLUMN PROPERTIES
1
COLUMN DATA
1
1, 936.74, 10254, 3883, 3675, 0, 375
-2, 6.69E+11, 3.41E+03, 2.647E+05, 8.214E+05, 4.186E-06, 2.501E-03, 1.81
4.223E+05, 9.733E+05, 4.823E-06, 9.339E-04, 5.02
1
2, 1308.53, 7600.81, 2665.44, 3675, 0, 375
-2, 1.194E+11, 2.39E+03, 1.668E+05, 4.915E+05, 1.088E-05, 2.460E-03, 2.81
1.668E+05, 4.915E+05, 1.088E-05, 2.460E-03, 2.81
1
3, 1316.35, 7600.81, 2665.44, 3675, 0, 375
-2, 1.194E+11, 2.39E+03, 1.674E+05, 4.883E+05, 1.088E-05, 2.460E-03, 3.08
1.674E+05, 4.883E+05, 1.088E-05, 2.460E-03, 3.08
1
4, 1314.868, 7600.81, 2665.44, 3675, 0, 375
-2, 1.194E+11, 2.39E+03, 1.673E+05, 4.884E+05, 1.085E-05, 2.460E-03, 3.05
1.673E+05, 4.884E+05, 1.085E-05, 2.460E-03, 3.05
1
5, 1314.005, 7600.81, 2665.44, 3675, 0, 375
-2, 1.194E+11, 2.39E+03, 1.673E+05, 4.884E+05, 1.085E-05, 2.460E-03, 3.05
1.673E+05, 4.884E+05, 1.085E-05, 2.460E-03, 3.05
1

```

6, 1307.927, 7600.81, 2665.44, 3675, 0, 375
-2, 1.194E+11, 2.39E+03, 1.668E+05, 4.875E+05, 1.090E-05, 5.38E-03, 3.07
1.668E+05, 4.875E+05, 1.090E-05, 5.38E-03, 3.07
1
7, 917.159, 10254, 3883, 3675, 0, 375
-2, 6.69E+11, 3.41E+03, 4.191E+05, 9.717E+05, 4.854E-06, 9.379E-04, 5.02
2.627E+05, 8.426E+05, 4.562E-06, 2.520E-03, 1.62
1
8, 691.10, 10254, 3883, 3500, 375, 375
-2, 6.69E+11, 1.28E+07, 2.400E+05, 7.015E+05, 3.510E-06, 2.753E-03, 1.80
3.830E+05, 9.210E+05, 4.626E-06, 9.896E-04, 5.33
1
9, 960.56, 8216.65, 2764.66, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.436E+05, 5.600E+05, 1.070E-05, 2.48E-03, 3.68
1.436E+05, 5.600E+05, 1.070E-05, 2.48E-03, 3.68
1
10, 967.29, 8216.65, 2764.66, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.441E+05, 5.580E+05, 1.080E-05, 2.60E-03, 3.34
1.441E+05, 5.580E+05, 1.080E-05, 2.60E-03, 3.34
1
11, 965.79, 8216.65, 2764.66, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.440E+05, 5.590E+05, 1.085E-05, 2.59E-03, 3.32
1.440E+05, 5.590E+05, 1.085E-05, 2.59E-03, 3.32
1
12, 965.91, 8216.65, 2764.66, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.440E+05, 5.590E+05, 1.085E-05, 2.59E-03, 3.32
1.440E+05, 5.590E+05, 1.085E-05, 2.59E-03, 3.32
1
13, 959.83, 8216.65, 2764.66, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.436E+05, 5.585E+05, 1.080E-05, 2.48E-03, 3.79
1.436E+05, 5.585E+05, 1.080E-05, 2.48E-03, 3.79
1
14, 676.27, 10254, 3883, 3500, 375, 375
-2, 6.69E+11, 1.28E+07, 3.806E+05, 9.198E+05, 4.649E-06, 9.928E-04, 5.33
2.386E+05, 7.266E+05, 3.885E-06, 2.773E-03, 1.62
1
15, 444.881, 10254, 3883, 3500, 375, 375
-2, 6.69E+11, 1.28E+07, 2.154E+05, 6.880E+05, 4.282E-06, 3.055E-03, 1.37
3.437E+05, 8.637E+05, 4.417E-06, 1.081E-03, 4.87
1
16, 613.371, 8404.74, 3240.44, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.205E+05, 5.592E+05, 1.068E-05, 2.91E-03, 2.28
1.205E+05, 5.592E+05, 1.068E-05, 2.91E-03, 2.28
1
17, 618.039, 8404.74, 3240.44, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.208E+05, 5.600E+05, 1.070E-05, 2.90E-03, 2.28
1.208E+05, 5.600E+05, 1.070E-05, 2.90E-03, 2.28
1
18, 617.008, 8404.74, 3240.44, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.207E+05, 5.600E+05, 1.066E-05, 2.91E-03, 2.27
1.207E+05, 5.600E+05, 1.066E-05, 2.91E-03, 2.27
1
19, 617.432, 8404.74, 3240.44, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.208E+05, 5.600E+05, 1.066E-05, 2.91E-03, 2.27
1.208E+05, 5.600E+05, 1.066E-05, 2.91E-03, 2.27
1
20, 613.142, 8404.74, 3240.44, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.205E+05, 5.592E+05, 1.068E-05, 2.91E-03, 2.28
1.205E+05, 5.592E+05, 1.068E-05, 2.91E-03, 2.28
1
21, 435.722, 10254, 3883, 3500, 375, 375
-2, 6.69E+11, 1.28E+07, 3.422E+05, 8.641E+05, 4.426E-06, 1.086E-03, 4.80
2.145E+05, 7.083E+05, 4.686E-06, 3.065E-03, 1.11
1
22, 197.51, 10254, 3883, 3500, 375, 375
-2, 6.69E+11, 1.28E+07, 1.906E+05, 6.219E+05, 4.365E-06, 3.403E-03, 0.98
3.041E+05, 8.177E+05, 4.411E-06, 1.120E-03, 4.13
1
23, 266.47, 7506.76, 3372.37, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 9.737E+04, 3.390E+05, 9.450E-06, 3.72E-03, 1.34
9.737E+04, 3.390E+05, 9.450E-06, 3.72E-03, 1.34
1
24, 268.04, 7506.76, 3372.37, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 9.748E+04, 3.409E+05, 9.490E-06, 3.72E-03, 1.30
9.748E+04, 3.409E+05, 9.490E-06, 3.72E-03, 1.30
1
25, 267.76, 7506.76, 3372.37, 3500, 375, 375

-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 9.746E+04, 3.408E+05, 9.485E-06, 3.72E-03, 1.31
9.746E+04, 3.408E+05, 9.485E-06, 3.72E-03, 1.31

1

26, 268.34, 7506.76, 3372.37, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 9.750E+04, 3.410E+05, 9.492E-06, 3.72E-03, 1.30
9.750E+04, 3.410E+05, 9.492E-06, 3.72E-03, 1.30

1

27, 267.00, 7506.76, 3372.37, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 9.741E+04, 3.400E+05, 9.400E-06, 3.72E-03, 1.32
9.741E+04, 3.400E+05, 9.400E-06, 3.72E-03, 1.32

1

28, 194.22, 10254, 3883, 3500, 375, 375
-2, 6.69E+11, 1.28E+07, 3.036E+05, 8.174E+05, 4.416E-06, 1.203E-03, 4.11
1.903E+05, 6.213E+05, 4.371E-06, 3.408E-03, 0.98

1

29, 1883.34, 10254, 3883, 3675, 0, 375
-2, 6.69E+11, 3.41E+03, 4.188E+05, 1.092E+06, 4.387E-06, 1.843E-03, 2.94
5.205E+05, 1.144E+06, 5.822E-06, 7.494E-04, 2.82

1

30, 2241.05, 7600.81, 3358.27, 3675, 0, 375
-2, 1.194E+11, 2.39E+03, 2.290E+05 5.085E+05, 1.240E-05, 2.028E-03, 1.91
2.290E+05 5.085E+05, 1.240E-05, 2.028E-03, 1.91

1

31, 1933.70, 7506.76, 3372.37, 3675, 0, 375
-2, 1.194E+11, 2.39E+03, 2.085E+05, 5.376E+05, 1.211E-05, 2.15E-03, 2.09
2.085E+05, 5.376E+05, 1.211E-05, 2.15E-03, 2.09

1

32, 1856.27, 7600.81, 2665.44, 3675, 0, 375
-2, 1.194E+11, 2.39E+03, 2.034E+05, 5.614E+05, 1.205E-05, 2.210E-03, 1.70
2.034E+05, 5.614E+05, 1.205E-05, 2.210E-03, 1.70

1

33, 2092.73, 7600.81, 3358.27, 3675, 0, 375
-2, 1.194E+11, 2.39E+03, 2.191E+05, 4.970E+05, 1.215E-05, 2.102E-03, 1.85
2.191E+05, 4.970E+05, 1.215E-05, 2.102E-03, 1.85

1

34, 2001.66, 7506.76, 3372.37, 3675, 0, 375
-2, 1.194E+11, 2.39E+03, 2.131E+05, 5.430E+05, 1.220E-05, 2.12E-03, 2.14
2.131E+05, 5.430E+05, 1.220E-05, 2.12E-03, 2.14

1

35, 1385.91, 10254, 3883, 3675, 0, 375
-2, 6.69E+11, 3.41E+03, 4.940E+05, 1.061E+06, 5.240E-06, 8.401E-04, 4.31
3.096E+05, 9.238E+05, 3.888E-06, 2.150E-03, 2.49

1

36, 1383.71, 10703.454, 3945.297, 3500, 375, 375
-2, 6.69E+11, 1.28E+07, 3.094E+05, 1.137E+06, 4.271E-06, 2.026E-03, 2.82
4.937E+05, 1.245E+06, 5.086E-06, 8.110E-04, 6.75

1

37, 1639.75, 8216.65, 2764.66, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.889E+05, 6.420E+05, 1.205E-05, 2.21E-03, 2.77
1.889E+05, 6.420E+05, 1.205E-05, 2.21E-03, 2.77

1

38, 1422.51, 8404.74, 3240.44, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.744E+05, 6.440E+05, 1.080E-05, 2.27E-03, 3.34
1.744E+05, 6.440E+05, 1.080E-05, 2.27E-03, 3.34

1

39, 1363.69, 8404.74, 3240.44, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.705E+05, 6.435E+05, 1.178E-05, 2.30E-03, 3.30
1.705E+05, 6.435E+05, 1.178E-05, 2.30E-03, 3.30

1

40, 1530.63, 8216.65, 2764.66, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.817E+05, 6.210E+05, 1.165E-05, 2.26E-03, 3.53
1.817E+05, 6.210E+05, 1.165E-05, 2.26E-03, 3.53

1

41, 1463.30, 8216.65, 2764.66, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.772E+05, 6.140E+05, 1.155E-05, 2.29E-03, 3.53
1.772E+05, 6.140E+05, 1.155E-05, 2.29E-03, 3.53

1

42, 1019.36, 10254, 3883, 3500, 375, 375
-2, 6.69E+11, 1.28E+07, 4.354E+05, 9.897E+05, 4.885E-06, 9.160E-04, 4.91
2.729E+05, 8.840E+05, 4.746E-06, 2.436E-03, 1.65

1

43, 886.755, 10254, 3883, 3500, 375, 375
-2, 6.69E+11, 1.28E+07, 2.597E+05, 8.128E+05, 4.260E-06, 2.548E-03, 1.72
4.143E+05, 9.560E+05, 4.720E-06, 9.450E-04, 5.24

1

44, 1045.355, 8404.74, 3240.44, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.493E+05, 6.050E+05, 1.120E-05, 2.42E-03, 3.67

1.493E+05, 6.050E+05, 1.120E-05, 2.42E-03, 3.67
1
45, 916.013, 8338.98, 2851.69, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.407E+05, 6.395E+05, 1.122E-05, 2.44E-03, 3.99
1.407E+05, 6.395E+05, 1.122E-05, 2.44E-03, 3.99
1
46, 875.917, 8338.98, 2851.69, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.380E+05, 6.335E+05, 1.118E-05, 2.45E-03, 4.08
1.380E+05, 6.335E+05, 1.118E-05, 2.45E-03, 4.08
1
47, 973.039, 8404.74, 3240.44, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.445E+05, 6.000E+05, 1.112E-05, 2.45E-03, 3.52
1.445E+05, 6.000E+05, 1.112E-05, 2.45E-03, 3.52
1
48, 930.689, 8404.74, 3240.44, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.417E+05, 5.870E+05, 1.106E-05, 2.47E-03, 4.07
1.417E+05, 5.870E+05, 1.106E-05, 2.47E-03, 4.07
1
49, 654.934, 10254, 3883, 3500, 375, 375
-2, 6.69E+11, 1.28E+07, 3.772E+05, 9.004E+05, 4.506E-06, 9.980E-04, 5.64
2.364E+05, 7.230E+05, 3.925E-06, 2.794E-03, 1.59
1
50, 389.72, 10254, 3883, 3500, 375, 375
-2, 6.69E+11, 1.28E+07, 2.099E+05, 6.789E+05, 4.376E-06, 3.126E-03, 1.15
3.348E+05, 8.415E+05, 4.317E-06, 1.107E-03, 4.89
1
51, 453.46, 7506.76, 3372.37, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.098E+05, 3.620E+05, 9.600E-06, 3.55E-03, 1.43
1.098E+05, 3.620E+05, 9.600E-06, 3.55E-03, 1.43
1
52, 410.24, 7506.76, 3372.37, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.070E+05, 3.580E+05, 9.590E-06, 3.58E-03, 1.41
1.070E+05, 3.580E+05, 9.590E-06, 3.58E-03, 1.41
1
53, 389.22, 7506.76, 3372.37, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.056E+05, 3.550E+05, 9.520E-06, 3.60E-03, 1.41
1.056E+05, 3.550E+05, 9.520E-06, 3.60E-03, 1.41
1
54, 416.34, 7506.76, 3372.37, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.074E+05, 3.590E+05, 9.560E-06, 3.58E-03, 1.40
1.074E+05, 3.590E+05, 9.560E-06, 3.58E-03, 1.40
1
55, 400.30, 7506.76, 3372.37, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.063E+05, 3.555E+05, 9.650E-06, 3.59E-03, 1.45
1.063E+05, 3.555E+05, 9.650E-06, 3.59E-03, 1.45
1
56, 289.98, 10254, 3883, 3500, 375, 375
-2, 6.69E+11, 1.28E+07, 3.189E+05, 8.387E+05, 4.465E-06, 1.154E-03, 4.35
1.999E+05, 5.821E+05, 3.429E-06, 3.268E-03, 1.37
1
57, 1351.03, 10254, 3883, 3675, 0, 375
-2, 6.69E+11, 3.41E+03, 3.061E+05, 8.867E+05, 3.623E-06, 2.174E-03, 2.63
4.884E+05, 1.031E+06, 4.977E-06, 8.468E-04, 5.10
1
58, 1351.03, 7506.76, 3372.37, 3675, 0, 375
-2, 1.194E+11, 2.39E+03, 1.697E+05, 4.654E+05, 1.085E-05, 2.41E-03, 3.32
1.697E+05, 4.654E+05, 1.085E-05, 2.41E-03, 3.32
1
59, 902.90, 7600.81, 3358.27, 3675, 0, 375
-2, 1.194E+11, 2.39E+03, 1.398E+05, 3.490E+05, 9.950E-06, 3.200E-03, 2.15
1.398E+05, 3.490E+05, 9.950E-06, 3.200E-03, 2.15
1
60, 994.71, 10254, 3883, 3500, 375, 375
-2, 6.69E+11, 1.28E+07, 2.705E+05, 8.557E+05, 4.440E-06, 2.453E-03, 1.76
4.315E+05, 9.897E+05, 4.885E-06, 1.442E-03, 4.91
1
61, 1114.091, 8216.65, 2764.66, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.539E+05, 5.760E+05, 1.100E-05, 2.43E-03, 3.68
1.539E+05, 5.760E+05, 1.100E-05, 2.43E-03, 3.68
1
62, 672.513, 7600.81, 3358.27, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.244E+05, 3.310E+05, 9.680E-06, 3.465E-03, 1.53
1.244E+05, 3.310E+05, 9.680E-06, 3.465E-03, 1.53
1
63, 639.33, 10254, 3883, 3500, 375, 375
-2, 6.69E+11, 1.28E+07, 2.349E+05, 7.200E+05, 3.945E-06, 2.810E-04, 1.56
3.747E+05, 9.014E+05, 4.523E-06, 1.002E-03, 5.56

1
64, 715.16, 8404.74, 3240.44, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.273E+05, 5.600E+05, 1.075E-05, 2.80E-03, 3.03
1.273E+05, 5.600E+05, 1.075E-05, 2.80E-03, 3.03

1
65, 443.17, 7506.76, 3372.37, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.092E+05, 3.600E+05, 9.620E-06, 3.55E-03, 1.51
1.092E+05, 3.600E+05, 9.620E-06, 3.55E-03, 1.51

1
66, 282.75, 10254, 3883, 3500, 375, 375
-2, 6.69E+11, 1.28E+07, 1.992E+05, 5.810E+05, 3.445E-06, 3.278E-03, 1.36
3.177E+05, 8.380E+05, 4.476E-06, 1.158E-03, 4.32

1
67, 316.52, 7506.76, 3372.37, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.007E+05, 3.420E+05, 9.480E-06, 3.67E-03, 1.42
1.007E+05, 3.420E+05, 9.480E-06, 3.67E-03, 1.42

1
68, 213.17, 7600.81, 3358.27, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 9.382E+04, 2.665E+05, 8.790E-06, 3.920E-03, 1.41
9.382E+04, 2.665E+05, 8.790E-06, 3.920E-03, 1.41

1
69, 830.54, 7600.81, 3358.27, 3675, 0, 375
-2, 1.194E+11, 2.39E+03, 1.350E+05, 3.486E+05, 9.900E-06, 3.285E-03, 1.75
1.350E+05, 3.486E+05, 9.900E-06, 3.285E-03, 1.75

1
70, 1365.12, 7600.81, 2665.44, 3675, 0, 375
-2, 1.194E+11, 2.39E+03, 1.706E+05, 4.970E+05, 1.090E-05, 2.435E-03, 2.83
1.706E+05, 4.970E+05, 1.090E-05, 2.435E-03, 2.83

1
71, 1262.7, 7600.81, 2665.44, 3675, 0, 375
-2, 1.194E+11, 2.39E+03, 1.638E+05, 4.859E+05, 1.082E-05, 2.480E-03, 2.91
1.638E+05, 4.859E+05, 1.082E-05, 2.480E-03, 2.91

1
72, 880.56, 10254, 3883, 3675, 0, 375
-2, 6.69E+11, 3.41E+03, 4.133E+05, 9.564E+05, 4.730E-06, 9.465E-04, 5.20
2.590E+05, 7.870E+05, 3.922E-06, 2.553E-03, 1.85

1
73, 617.40, 7600.81, 3358.27, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.208E+05, 3.240E+05, 9.580E-06, 3.52E-03, 1.49
1.208E+05, 3.240E+05, 9.580E-06, 3.52E-03, 1.49

1
74, 1001.25, 8216.65, 2764.66, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.464E+05, 5.625E+05, 1.090E-05, 2.47E-03, 3.79
1.464E+05, 5.625E+05, 1.090E-05, 2.47E-03, 3.79

1
75, 927.33, 8216.65, 2764.66, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.414E+05, 5.425E+05, 1.065E-05, 2.66E-03, 3.70
1.414E+05, 5.425E+05, 1.065E-05, 2.66E-03, 3.70

1
76, 649.58, 10254, 3883, 3500, 375, 375
-2, 6.69E+11, 1.28E+07, 3.764E+05, 9.006E+05, 4.511E-06, 9.99E-04, 5.61
2.359E+05, 8.019E+05, 4.133E-06, 2.553E-03, 1.77

1
77, 405.29, 7600.81, 3358.27, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.066E+05, 2.980E+05, 9.330E-06, 3.74E-03, 1.33
1.066E+05, 2.980E+05, 9.330E-06, 3.74E-03, 1.33

1
78, 640.17, 8404.74, 3240.44, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.223E+05, 5.570E+05, 1.070E-05, 2.87E-03, 2.60
1.223E+05, 5.570E+05, 1.070E-05, 2.87E-03, 2.60

1
79, 593.73, 8404.74, 3240.44, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 1.192E+05, 5.525E+05, 1.063E-05, 2.43E-03, 3.35
1.192E+05, 5.525E+05, 1.063E-05, 2.43E-03, 3.35

1
80, 420.02, 10254, 3883, 3500, 375, 375
-2, 6.69E+11, 1.28E+07, 3.397E+05, 8.627E+05, 4.452E-06, 1.093E-03, 4.74
2.129E+05, 6.521E+05, 3.878E-06, 3.084E-03, 1.35

1
81, 193.33, 7600.81, 3358.27, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 9.250E+04, 2.600E+05, 8.840E-06, 3.95E-03, 1.51
9.250E+04, 2.600E+05, 8.840E-06, 3.95E-03, 1.51

1
82, 278.53, 7506.76, 3372.37, 3500, 375, 375
-2, 1.194E+11, 2.56E+03, 9.818E+04, 3.400E+05, 9.440E-06, 3.70E-03, 1.38
9.818E+04, 3.400E+05, 9.440E-06, 3.70E-03, 1.38

1

```

83, 260.39, 7506.76, 3372.37, 3500, 375, 375
  -2, 1.194E+11, 2.56E+03, 9.697E+04,      3.350E+05, 9.380E-06, 3.73E-03, 1.43
      9.697E+04,      3.350E+05, 9.380E-06, 3.73E-03, 1.43
1
84, 189.28, 10254, 3883, 3675, 375, 375
  -2, 6.69E+11, 1.28E+07, 3.028E+05, 8.015E+05, 4.220E-06, 1.205E-03, 4.28
      1.898E+05, 5.932E+05, 3.999E-06, 3.145E-03, 1.10
1
85, 261.27, 14075, 7500, 3675, 0, 125
  -2, 1.439E+11, 5.12E+03, 1.410E+05, 2.48997E+05, 1.18E-05, 8.34E-03, 2.16
      1.410E+05, 2.48997E+05, 1.18E-05, 8.34E-03, 2.16
1
86, 191.84, 14075, 7500, 3500, 125, 125
  -2, 1.439E+11, 5.48E+03, 1.375E+05, 2.40538E+05, 1.18E-05, 8.50E-03, 2.17
      1.375E+05, 2.40538E+05, 1.18E-05, 8.50E-03, 2.17
1
87, 261.27, 14075, 7500, 3500, 125, 125
  -2, 1.439E+11, 5.48E+03, 1.329E+05, 2.31190E+05, 1.29E-05, 8.80E-03, 2.08
      1.329E+05, 2.31190E+05, 1.29E-05, 8.80E-03, 2.08

```

E BEAM PROPERTIES

0

E1 BEAM DATA

1

```

1, 2, 1, 6150, 200, 200
  -1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 650

```

L1 COLUMNS CONNECTIVITY

```

1, 1, 1, 1, 0, 1
2, 2, 1, 2, 0, 1
3, 3, 1, 3, 0, 1
4, 4, 1, 4, 0, 1
5, 5, 1, 5, 0, 1
6, 6, 1, 6, 0, 1
7, 7, 1, 7, 0, 1
8, 8, 1, 1, 1, 2
9, 9, 1, 2, 1, 2
10,10, 1, 3, 1, 2
11,11, 1, 4, 1, 2
12,12, 1, 5, 1, 2
13,13, 1, 6, 1, 2
14,14, 1, 7, 1, 2
15,15, 1, 1, 2, 3
16,16, 1, 2, 2, 3
17,17, 1, 3, 2, 3
18,18, 1, 4, 2, 3
19,19, 1, 5, 2, 3
20,20, 1, 6, 2, 3
21,21, 1, 7, 2, 3
22,22, 1, 1, 3, 4
23,23, 1, 2, 3, 4
24,24, 1, 3, 3, 4
25,25, 1, 4, 3, 4
26,26, 1, 5, 3, 4
27,27, 1, 6, 3, 4
28,28, 1, 7, 3, 4
29,29, 2, 1, 0, 1
30,30, 2, 2, 0, 1
31,31, 2, 3, 0, 1
32,32, 2, 4, 0, 1
33,33, 2, 5, 0, 1
34,34, 2, 6, 0, 1
35,35, 2, 7, 0, 1
36,36, 2, 1, 1, 2
37,37, 2, 2, 1, 2
38,38, 2, 3, 1, 2
39,39, 2, 4, 1, 2
40,40, 2, 5, 1, 2
41,41, 2, 6, 1, 2
42,42, 2, 7, 1, 2
43,43, 2, 1, 2, 3
44,44, 2, 2, 2, 3
45,45, 2, 3, 2, 3
46,46, 2, 4, 2, 3
47,47, 2, 5, 2, 3
48,48, 2, 6, 2, 3
49,49, 2, 7, 2, 3
50,50, 2, 1, 3, 4
51,51, 2, 2, 3, 4

```

52,52, 2, 3, 3, 4
53,53, 2, 4, 3, 4
54,54, 2, 5, 3, 4
55,55, 2, 6, 3, 4
56,56, 2, 7, 3, 4
57,57, 3, 1, 0, 1
58,58, 3, 2, 0, 1
59,59, 3, 3, 0, 1
60,60, 3, 1, 1, 2
61,61, 3, 2, 1, 2
62,62, 3, 3, 1, 2
63,63, 3, 1, 2, 3
64,64, 3, 2, 2, 3
65,65, 3, 3, 2, 3
66,66, 3, 1, 3, 4
67,67, 3, 2, 3, 4
68,68, 3, 3, 3, 4
69,69, 4, 1, 0, 1
70,70, 4, 2, 0, 1
71,71, 4, 3, 0, 1
72,72, 4, 4, 0, 1
73,73, 4, 1, 1, 2
74,74, 4, 2, 1, 2
75,75, 4, 3, 1, 2
76,76, 4, 4, 1, 2
77,77, 4, 1, 2, 3
78,78, 4, 2, 2, 3
79,79, 4, 3, 2, 3
80,80, 4, 4, 2, 3
81,81, 4, 1, 3, 4
82,82, 4, 2, 3, 4
83,83, 4, 3, 3, 4
84,84, 4, 4, 3, 4
85,85, 5, 1, 0, 1
86,86, 5, 1, 1, 2
87,87, 5, 1, 2, 3

BEAM CONNECTIONS

1, 1, 1, 1, 1, 2
2, 1, 1, 1, 2, 3
3, 1, 1, 1, 3, 4
4, 1, 1, 1, 4, 5
5, 1, 1, 1, 5, 6
6, 1, 1, 1, 6, 7
7, 1, 2, 1, 1, 2
8, 1, 2, 1, 2, 3
9, 1, 2, 1, 3, 4
10, 1, 2, 1, 4, 5
11, 1, 2, 1, 5, 6
12, 1, 2, 1, 6, 7
13, 1, 3, 1, 1, 2
14, 1, 3, 1, 2, 3
15, 1, 3, 1, 3, 4
16, 1, 3, 1, 4, 5
17, 1, 3, 1, 5, 6
18, 1, 3, 1, 6, 7
19, 1, 4, 1, 1, 2
20, 1, 4, 1, 2, 3
21, 1, 4, 1, 3, 4
22, 1, 4, 1, 4, 5
23, 1, 4, 1, 5, 6
24, 1, 4, 1, 6, 7
25, 1, 1, 2, 1, 2
26, 1, 1, 2, 2, 3
27, 1, 1, 2, 3, 4
28, 1, 1, 2, 4, 5
29, 1, 1, 2, 5, 6
30, 1, 1, 2, 6, 7
31, 1, 2, 2, 1, 2
32, 1, 2, 2, 2, 3
33, 1, 2, 2, 3, 4
34, 1, 2, 2, 4, 5
35, 1, 2, 2, 5, 6
36, 1, 2, 2, 6, 7
37, 1, 3, 2, 1, 2
38, 1, 3, 2, 2, 3
39, 1, 3, 2, 3, 4
40, 1, 3, 2, 4, 5

```
41, 1, 3, 2, 5, 6
42, 1, 3, 2, 6, 7
43, 1, 4, 2, 1, 2
44, 1, 4, 2, 2, 3
45, 1, 4, 2, 3, 4
46, 1, 4, 2, 4, 5
47, 1, 4, 2, 5, 6
48, 1, 4, 2, 6, 7
49, 1, 1, 3, 1, 2
50, 1, 1, 3, 2, 3
51, 1, 2, 3, 1, 2
52, 1, 2, 3, 2, 3
53, 1, 3, 3, 1, 2
54, 1, 3, 3, 2, 3
55, 1, 4, 3, 1, 2
56, 1, 4, 3, 2, 3
57, 1, 1, 4, 1, 2
58, 1, 1, 4, 2, 3
59, 1, 1, 4, 3, 4
60, 1, 2, 4, 1, 2
61, 1, 2, 4, 2, 3
62, 1, 2, 4, 3, 4
63, 1, 3, 4, 1, 2
64, 1, 3, 4, 2, 3
65, 1, 3, 4, 3, 4
66, 1, 4, 4, 1, 2
67, 1, 4, 4, 2, 3
68, 1, 4, 4, 3, 4
M ANALYSIS OPTION (INELASTIC ANALYSIS)
2
M1 STATIC LOADS
0, 0, 0, 0
M2 MONOTONIC PUSH-OVER ANALYSIS
1
FORCE CONTROL
5
0.3, 800, 2.5
1.246
RESPONSE SNAPSHOTS
8
1, 0.05, 0.075, 0.10, 0.125, 0.15, 0.175, 0.20, 0.225
1, 1, 1, 1, 1
1, 1, 1, 1, 1
STORY OUTPUT CONTROL
4 1 4 3 2 1
EdificioY4.out
EdificioY3.out
EdificioY2.out
EdificioY1.out
ELEMENT HYSTERESIS OUTPUT
10, 10, 0, 0, 0, 0
COLUMN OUTPUT
1, 2, 6, 7, 29, 35, 57, 59, 69, 72
BEAM OUTPUT
1, 6, 7, 25, 28, 30, 49, 50, 57, 60
```

INGRESO DE DATOS DE LA EDIFICACION DISEÑADA POR CAPACIDAD EN LA DIRECCION X PARA EL ANALISIS NO LINEAL (Pushover o IDA) EN EL PROGRAMA IDARC

EDIFICIO APORTICADO 4 PISOS-DIRECCION X

A CONTROL DATA

4, 7, 2, 1, 0, 1, 1, 0, 1

A1 ELEMENT TYPES

84, 56, 3, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0

A2 ELEMENT DATA

84, 56, 3, 0, 0, 0, 0, 0, 0

A3 UNITS

2

A4 FLOOR ELEVATIONS

3675, 7175, 10675, 14175

A5 IDENTICAL FRAMES

1, 1, 1, 1, 1, 1, 1

A6 COLUMN LINES

3, 3, 4, 3, 3, 3, 3

A7 NODAL WEIGHTS

1, 1, 208.58, 413.43, 299.85

2, 285.60, 488.64, 337.99

3, 286.42, 415.62, 195.67, 84.97

4, 286.47, 397.06, 178.37

5, 285.73, 449.30, 298.50

6, 285.76, 431.88, 277.02

7, 204.80, 305.98, 198.55

2, 1, 209.86, 412.08, 299.87

2, 285.50, 483.65, 334.74

3, 287.12, 412.38, 195.24, 95.92

4, 286.76, 393.76, 177.96

5, 286.54, 446.34, 296.68

6, 285.11, 427.90, 276.05

7, 205.34, 305.03, 198.14

3, 1, 211.04, 411.93, 301.03

2, 285.44, 481.15, 334.44

3, 287.93, 411.54, 196.12, 49.88

4, 287.29, 392.60, 178.04

5, 287.24, 445.29, 297.20

6, 284.77, 425.73, 275.93

7, 206.27, 305.35, 199.23

4, 1, 158.75, 334.64, 237.73

2, 225.55, 396.49, 274.94

3, 226.72, 355.86, 179.96, 0

4, 226.61, 335.03, 160.13

5, 226.94, 358.65, 236.66

6, 226.12, 345.05, 220.75

7, 155.94, 243.33, 152.32

B ENVELOPE GENERATION

0

B1 CONCRETE PROPERTIES

1, 0.0206, 21.32, 0.2, 0.00284, 0.3, 27.59

2, 0.0206, 21.32, 0.2, 0.00284, 0.3, 44.93

B2 REINFORCEMENT PROPERTIES

1, 0.4119, 0.4905, 196.2, 0.827, 2.5

C HYSTERETIC RULES

3

1, 1, 15, 0.05, 0.05, 1, 0

2, 1, 50, 0.15, 0.08, 1, 0

3, 1, 50, 0.15, 0.08, 0.25, 0

D COLUMN PROPERTIES

1

COLUMN DATA

1

1, 936.74, 11455.669, 7900, 3675, 0, 375

-2, 1.16E+12, 3.48E+03, 4.814E+05, 1.022E+06, 3.156E-06, 1.886E-03, 3.18

4.839E+05, 1.196E+06, 3.559E-06, 8.903E-04, 7.97

1

2, 1308.53, 8508.000, 3850, 3675, 0, 375

-2, 8.228E+11, 2.44E+03, 4.668E+05, 1.210E+06, 3.628E-06, 9.620E-04, 5.73

4.668E+05, 1.210E+06, 3.628E-06, 9.620E-04, 5.73

1

3, 1316.35, 8508.000, 3850, 3675, 0, 375

-2, 8.228E+11, 2.44E+03, 4.677E+05, 1.211E+06, 3.620E-06, 9.590E-04, 5.78

4.677E+05, 1.211E+06, 3.620E-06, 9.590E-04, 5.78
1
4, 1314.868, 8508.000, 3850, 3675, 0, 375
-2, 8.228E+11, 2.44E+03, 4.672E+05, 1.211E+06, 3.621E-06, 9.601E-04, 5.77
4.672E+05, 1.211E+06, 3.621E-06, 9.601E-04, 5.77
1
5, 1314.005, 8508.000, 3850, 3675, 0, 375
-2, 8.228E+11, 2.44E+03, 4.672E+05, 1.211E+06, 3.621E-06, 9.601E-04, 5.77
4.672E+05, 1.211E+06, 3.621E-06, 9.601E-04, 5.77
1
6, 1307.927, 8508.000, 3850, 3675, 0, 375
-2, 8.228E+11, 2.44E+03, 4.669E+05, 1.210E+06, 3.629E-06, 9.621E-03, 5.73
4.669E+05, 1.210E+06, 3.629E-06, 9.621E-03, 5.73
1
7, 917.159, 11455.669, 7900, 3675, 0, 375
-2, 1.16E+12, 3.48E+03, 4.733E+05, 9.923E+05, 2.961E-06, 1.897E-03, 3.33
4.818E+05, 1.184E+06, 3.520E-06, 8.956E-04, 8.06
1
8, 691.10, 11455.669, 7900, 3500, 375, 375
-2, 1.16E+12, 3.66E+03, 4.364E+05, 9.265E+05, 3.064E-06, 2.054E-03, 2.85,
4.510E+05, 1.123E+06, 3.430E-06, 9.666E-04, 7.28
1
9, 960.56, 9265.476, 3320, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 4.124E+05, 1.436E+06, 3.568E-06, 1.028E-03, 6.56
4.124E+05, 1.436E+06, 3.568E-06, 1.028E-03, 6.56
1
10, 967.29, 9265.476, 3320, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 4.111E+05, 1.436E+06, 3.562E-06, 1.026E-03, 6.61
4.111E+05, 1.436E+06, 3.562E-06, 1.026E-03, 6.61
1
11, 965.79, 9265.476, 3320, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 4.114E+05, 1.436E+06, 3.564E-06, 1.027E-03, 6.60
4.114E+05, 1.436E+06, 3.564E-06, 1.027E-03, 6.60
1
12, 965.91, 9265.476, 3320, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 4.114E+05, 1.436E+06, 3.564E-06, 1.027E-03, 6.60
4.114E+05, 1.436E+06, 3.564E-06, 1.027E-03, 6.60
1
13, 959.83, 9265.476, 3320, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 4.126E+05, 1.448E+06, 3.634E-06, 1.029E-03, 6.34
4.126E+05, 1.448E+06, 3.634E-06, 1.029E-03, 6.34
1
14, 676.27, 11455.669, 7900, 3500, 375, 375
-2, 1.16E+12, 3.66E+03, 4.257E+05, 8.878E+05, 2.806E-06, 2.067E-03, 3.06,
4.569E+05, 1.122E+06, 3.446E-06, 9.722E-04, 7.17
1
15, 444.881, 11455.669, 7900, 3500, 375, 375
-2, 1.16E+12, 3.66E+03, 3.532E+05, 8.091E+05, 2.802E-06, 2.250E-03, 2.66,
4.329E+05, 1.057E+06, 3.366E-06, 1.064E-03, 6.28
1
16, 613.371, 9543.440, 3320, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 3.649E+05, 1.367E+06, 3.484E-06, 1.040E-03, 7.76
3.649E+05, 1.367E+06, 3.484E-06, 1.040E-03, 7.76
1
17, 618.039, 9543.440, 3320, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 3.643E+05, 1.380E+06, 3.545E-06, 1.038E-03, 7.58
3.643E+05, 1.380E+06, 3.545E-06, 1.038E-03, 7.58
1
18, 617.008, 9543.440, 3320, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 3.551E+05, 1.374E+06, 3.512E-06, 1.039E-03, 7.68
3.551E+05, 1.374E+06, 3.512E-06, 1.039E-03, 7.68
1
19, 617.432, 9543.440, 3320, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 3.550E+05, 1.374E+06, 3.512E-06, 1.039E-03, 7.69
3.550E+05, 1.374E+06, 3.512E-06, 1.039E-03, 7.69
1
20, 613.142, 9543.440, 3320, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 3.649E+05, 1.367E+06, 3.484E-06, 1.040E-03, 7.76
3.649E+05, 1.367E+06, 3.484E-06, 1.040E-03, 7.76
1
21, 435.722, 11455.669, 7900, 3500, 375, 375
-2, 1.16E+12, 3.66E+03, 3.543E+05, 8.143E+05, 2.875E-06, 2.257E-03, 2.60,
4.269E+05, 1.057E+06, 3.378E-06, 1.067E-03, 6.23
1
22, 197.51, 11455.669, 7900, 3500, 375, 375
-2, 1.16E+12, 3.66E+03, 2.929E+05, 7.547E+05, 3.087E-06, 2.472E-03, 2.10,
3.487E+05, 9.989E+05, 3.382E-06, 1.176E-03, 5.29

1
23, 266.47, 8371.758, 3820, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 2.714E+05, 8.664E+05, 3.055E-06, 1.672E-03, 2.64
2.714E+05, 8.664E+05, 3.055E-06, 1.672E-03, 2.64

1
24, 268.04, 8371.758, 3820, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 2.726E+05, 8.664E+05, 3.054E-06, 1.684E-03, 2.65
2.726E+05, 8.664E+05, 3.054E-06, 1.684E-03, 2.65

1
25, 267.76, 8371.758, 3820, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 2.720E+05, 8.579E+05, 3.020E-06, 1.670E-03, 2.74
2.720E+05, 8.579E+05, 3.020E-06, 1.670E-03, 2.74

1
26, 268.34, 8371.758, 3820, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 2.725E+05, 8.579E+05, 3.020E-06, 1.670E-03, 2.74
2.725E+05, 8.579E+05, 3.020E-06, 1.670E-03, 2.74

1
27, 267.00, 8371.758, 3820, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 2.721E+05, 8.579E+05, 3.021E-06, 1.670E-03, 2.73
2.721E+05, 8.579E+05, 3.021E-06, 1.670E-03, 2.73

1
28, 194.22, 11455.669, 7900, 3500, 375, 375
-2, 1.16E+12, 3.66E+03, 2.878E+05, 7.541E+05, 3.090E-06, 2.475E-03, 2.10,
3.495E+05, 9.987E+05, 3.385E-06, 1.177E-03, 5.27

1
29, 1883.34, 11455.669, 7900, 3675, 0, 375
-2, 1.16E+12, 3.48E+03, 7.222E+05, 1.317E+06, 3.074E-06, 1.420E-03, 5.10,
5.787E+05, 1.361E+06, 3.688E-06, 6.888E-04, 12.32

1
30, 2241.05, 8102.319, 3831, 3675, 0, 375
-2, 8.228E+11, 2.44E+03, 6.078E+05, 1.315E+06, 4.001E-06, 7.456E-04, 5.72,
6.078E+05, 1.315E+06, 4.001E-06, 7.456E-04, 5.72

1
31, 1933.70, 8371.758, 3820, 3675, 0, 375
-2, 8.228E+11, 2.44E+03, 5.539E+05, 1.383E+06, 3.810E-06, 8.102E-04, 6.43
5.539E+05, 1.383E+06, 3.810E-06, 8.102E-04, 6.43

1
32, 1856.27, 8508.000, 3850, 3675, 0, 375
-2, 8.228E+11, 2.44E+03, 5.615E+05, 1.361E+06, 3.857E-06, 8.059E-04, 7.10
5.615E+05, 1.361E+06, 3.857E-06, 8.059E-04, 7.10

1
33, 2092.73, 8102.319, 3831, 3675, 0, 375
-2, 8.228E+11, 2.44E+03, 5.888E+05, 1.280E+06, 3.949E-06, 7.768E-04, 5.69,
5.888E+05, 1.280E+06, 3.949E-06, 7.768E-04, 5.69

1
34, 2001.66, 8371.758, 3820, 3675, 0, 375
-2, 8.228E+11, 2.44E+03, 5.936E+05, 1.410E+06, 3.891E-06, 7.946E-04, 6.18
5.936E+05, 1.410E+06, 3.891E-06, 7.946E-04, 6.18

1
35, 1385.91, 11455.669, 7900, 3675, 0, 375
-2, 1.16E+12, 3.48E+03, 5.976E+05, 1.165E+06, 3.093E-06, 1.624E-03, 4.14,
5.320E+05, 1.294E+06, 3.680E-06, 7.798E-04, 9.81

1
36, 1383.71, 13760.000, 7950, 3500, 375, 375
-2, 1.16E+12, 3.66E+03, 5.938E+05, 1.403E+06, 3.193E-06, 1.491E-03, 5.15
5.522E+05, 1.554E+06, 3.818E-06, 7.375E-04, 13.19

1
37, 1639.75, 9265.476, 3320, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 5.688E+05, 1.626E+06, 3.830E-06, 8.333E-04, 9.06
5.688E+05, 1.626E+06, 3.830E-06, 8.333E-04, 9.06

1
38, 1422.51, 9543.440, 3320, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 5.112E+05, 1.580E+06, 3.725E-06, 8.293E-04, 10.96
5.112E+05, 1.580E+06, 3.725E-06, 8.293E-04, 10.96

1
39, 1363.69, 9543.440, 3320, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 4.960E+05, 1.501E+06, 3.501E-06, 8.428E-04, 12.17
4.960E+05, 1.501E+06, 3.501E-06, 8.428E-04, 12.17

1
40, 1530.63, 9265.476, 3320, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 5.278E+05, 1.571E+06, 3.692E-06, 8.612E-04, 9.18
5.278E+05, 1.571E+06, 3.692E-06, 8.612E-04, 9.18

1
41, 1463.30, 9265.476, 3320, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 5.260E+05, 1.575E+06, 3.741E-06, 8.787E-04, 8.37
5.260E+05, 1.575E+06, 3.741E-06, 8.787E-04, 8.37

1

42, 1019.36, 11455.669, 7900, 3500, 375, 375
-2, 1.16E+12, 3.66E+03, 5.076E+05, 1.026E+06, 2.957E-06, 1.834E-03, 3.52,
4.924E+05, 1.235E+06, 3.729E-06, 8.685E-04, 7.88
1
43, 886.755, 11455.669, 7900, 3500, 375, 375
-2, 1.16E+12, 3.66E+03, 4.683E+05, 9.625E+05, 2.840E-06, 1.918E-03, 3.43,
4.597E+05, 1.183E+06, 3.548E-06, 9.042E-04, 7.82
1
44, 1045.355, 9543.440, 3320, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 4.353E+05, 1.478E+06, 3.583E-06, 9.205E-04, 9.34
4.353E+05, 1.478E+06, 3.583E-06, 9.205E-04, 9.34
1
45, 916.013, 9861.040, 3300, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 3.917E+05, 1.477E+06, 3.618E-06, 1.179E-03, 11.54
3.917E+05, 1.477E+06, 3.618E-06, 1.179E-03, 11.54
1
46, 875.917, 9861.040, 3300, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 3.992E+05, 1.440E+06, 3.504E-06, 8.818E-04, 11.96
3.992E+05, 1.440E+06, 3.504E-06, 8.818E-04, 11.96
1
47, 973.039, 9543.440, 3320, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 4.135E+05, 1.457E+06, 3.552E-06, 9.392E-04, 9.10
4.135E+05, 1.457E+06, 3.552E-06, 9.392E-04, 9.10
1
48, 930.689, 9543.440, 3320, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 4.209E+05, 1.442E+06, 3.526E-06, 9.505E-04, 9.01
4.209E+05, 1.442E+06, 3.526E-06, 9.505E-04, 9.01
1
49, 654.934, 11455.669, 7900, 3500, 375, 375
-2, 1.16E+12, 3.66E+03, 4.140E+05, 8.856E+05, 2.827E-06, 2.081E-03, 2.99,
4.250E+05, 1.121E+06, 3.470E-06, 9.799E-04, 7.02
1
50, 389.72, 11455.669, 7900, 3500, 375, 375
-2, 1.16E+12, 3.66E+03, 3.465E+05, 7.982E+05, 2.873E-06, 2.296E-03, 2.53,
3.778E+05, 1.043E+06, 3.363E-06, 1.087E-03, 6.06
1
51, 453.46, 8371.758, 3820, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 3.216E+05, 9.171E+05, 3.085E-06, 1.514E-03, 3.21
3.216E+05, 9.171E+05, 3.085E-06, 1.514E-03, 3.21
1
52, 410.24, 8371.758, 3820, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 3.126E+05, 9.182E+05, 3.135E-06, 1.551E-03, 2.93
3.126E+05, 9.182E+05, 3.135E-06, 1.551E-03, 2.93
1
53, 389.22, 8371.758, 3820, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 3.080E+05, 9.148E+05, 3.171E-06, 1.568E-03, 2.84
3.080E+05, 9.148E+05, 3.171E-06, 1.568E-03, 2.84
1
54, 416.34, 8371.758, 3820, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 3.114E+05, 9.186E+05, 3.125E-06, 1.545E-03, 2.96
3.114E+05, 9.186E+05, 3.125E-06, 1.545E-03, 2.96
1
55, 400.30, 8371.758, 3820, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 3.097E+05, 9.166E+05, 3.152E-06, 1.558E-03, 2.89
3.097E+05, 9.166E+05, 3.152E-06, 1.558E-03, 2.89
1
56, 289.98, 11455.669, 7900, 3500, 375, 375
-2, 1.16E+12, 3.66E+03, 3.310E+05, 7.575E+05, 2.830E-06, 2.382E-03, 2.42,
4.188E+05, 1.000E+06, 3.235E-06, 1.132E-03, 5.92
1
57, 1351.03, 11455.669, 7900, 3675, 0, 375
-2, 1.16E+12, 3.48E+03, 5.232E+05, 1.307E+06, 3.761E-06, 7.873E-04, 9.12,
5.763E+05, 1.164E+06, 3.181E-06, 1.642E-03, 3.97
1
58, 1351.03, 8371.758, 3820, 3675, 0, 375
-2, 8.228E+11, 2.44E+03, 4.902E+05, 1.228E+06, 3.627E-06, 9.930E-04, 4.96
4.902E+05, 1.228E+06, 3.627E-06, 9.930E-04, 4.96
1
59, 902.90, 8102.319, 3831, 3675, 0, 375
-2, 8.228E+11, 2.44E+03, 3.890E+05, 9.345E+05, 3.398E-06, 1.187E-03, 3.88,
3.890E+05, 9.345E+05, 3.398E-06, 1.187E-03, 3.88
1
60, 994.71, 11455.669, 7900, 3500, 375, 375
-2, 1.16E+12, 3.66E+03, 4.876E+05, 1.213E+06, 3.595E-06, 8.753E-04, 8.08,
5.068E+05, 1.005E+06, 2.880E-06, 1.847E-03, 3.58
1
61, 1114.091, 9265.476, 3320, 3500, 375, 375

-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 4.358E+05, 1.473E+06, 3.588E-06, 9.797E-04, 7.17
4.358E+05, 1.473E+06, 3.588E-06, 9.797E-04, 7.17
1
62, 672.513, 8102.319, 3831, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 3.422E+05, 8.628E+05, 3.336E-06, 1.344E-03, 3.22,
3.422E+05, 8.628E+05, 3.336E-06, 1.344E-03, 3.22
1
63, 639.33, 11455.669, 7900, 3500, 375, 375
-2, 1.16E+12, 3.66E+03, 4.289E+05, 1.119E+06, 3.487E-06, 9.859E-04, 6.91,
4.046E+05, 8.824E+05, 2.842E-06, 2.095E-03, 2.94
1
64, 715.16, 9543.440, 3320, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 3.821E+05, 1.403E+06, 3.553E-06, 1.010E-03, 7.94
3.821E+05, 1.403E+06, 3.553E-06, 1.010E-03, 7.94
1
65, 443.17, 8371.758, 3820, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 3.163E+05, 9.353E+05, 3.217E-06, 1.524E-03, 2.95
3.163E+05, 9.353E+05, 3.217E-06, 1.524E-03, 2.95
1
66, 282.75, 11455.669, 7900, 3500, 375, 375
-2, 1.16E+12, 3.66E+03, 4.108E+05, 1.000E+06, 3.239E-06, 1.136E-03, 5.86,
3.206E+05, 7.492E+05, 2.784E-06, 2.392E-03, 2.44
1
67, 316.52, 8371.758, 3820, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 2.958E+05, 8.812E+05, 3.068E-06, 1.640E-03, 2.77
2.958E+05, 8.812E+05, 3.068E-06, 1.640E-03, 2.77
1
68, 213.17, 8102.319, 3831, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 2.194E+04, 6.816E+05, 2.920E-06, 1.737E-02, 2.47
2.194E+04, 6.816E+05, 2.920E-06, 1.737E-02, 2.47
1
69, 830.54, 8102.319, 3831, 3675, 0, 375
-2, 8.228E+11, 2.44E+03, 3.736E+05, 9.091E+05, 3.343E-06, 1.234E-03, 3.70
3.736E+05, 9.091E+05, 3.343E-06, 1.234E-03, 3.70
1
70, 1365.12, 8508.000, 3850, 3675, 0, 375
-2, 8.228E+11, 2.44E+03, 4.615E+05, 1.215E+06, 3.567E-06, 9.435E-04, 6.10
4.615E+05, 1.215E+06, 3.567E-06, 9.435E-04, 6.10
1
71, 1262.7, 8508.000, 3850, 3675, 0, 375
-2, 8.228E+11, 2.44E+03, 4.491E+05, 1.182E+06, 3.510E-06, 9.770E-04, 5.89
4.491E+05, 1.182E+06, 3.510E-06, 9.770E-04, 5.89
1
72, 880.56, 11455.669, 7900, 3675, 0, 375
-2, 1.16E+12, 3.48E+03, 4.612E+05, 1.183E+06, 3.556E-06, 9.057E-04, 7.79
4.516E+05, 9.978E+05, 3.112E-06, 1.921E-03, 3.13
1
73, 617.40, 8102.319, 3831, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 3.108E+05, 8.247E+05, 3.130E-06, 1.385E-03, 3.31,
3.108E+05, 8.247E+05, 3.130E-06, 1.385E-03, 3.31
1
74, 1001.25, 9265.476, 3320, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 4.387E+05, 1.437E+06, 3.531E-06, 1.015E-03, 6.86
4.387E+05, 1.437E+06, 3.531E-06, 1.015E-03, 6.86
1
75, 927.33, 9265.476, 3320, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 4.189E+05, 1.397E+06, 3.445E-06, 1.039E-03, 6.98
4.189E+05, 1.397E+06, 3.445E-06, 1.039E-03, 6.98
1
76, 649.58, 11455.669, 7900, 3500, 375, 375
-2, 1.16E+12, 3.66E+03, 4.553E+05, 1.120E+06, 3.477E-06, 9.817E-04, 6.99,
3.850E+05, 8.845E+05, 2.832E-06, 2.085E-03, 2.97
1
77, 405.29, 8102.319, 3831, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 3.009E+05, 7.389E+05, 2.962E-06, 1.564E-03, 2.96,
3.009E+05, 7.389E+05, 2.962E-06, 1.564E-03, 2.96
1
78, 640.17, 9543.440, 3320, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 3.698E+05, 1.368E+06, 3.460E-06, 1.032E-03, 7.95
3.698E+05, 1.368E+06, 3.460E-06, 1.032E-03, 7.95
1
79, 593.73, 9543.440, 3320, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 3.504E+05, 1.366E+06, 3.502E-06, 1.046E-03, 7.63
3.504E+05, 1.366E+06, 3.502E-06, 1.046E-03, 7.63
1
80, 420.02, 11455.669, 7900, 3500, 375, 375
-2, 1.16E+12, 3.66E+03, 3.893E+05, 1.055E+06, 3.397E-06, 1.074E-03, 6.13,

3.562E+05, 8.040E+05, 2.832E-06, 2.269E-03, 2.61
1
81, 193.33, 8102.319, 3831, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 2.231E+05, 6.818E+05, 2.946E-06, 1.756E-03, 2.36,
2.231E+05, 6.818E+05, 2.946E-06, 1.756E-03, 2.36
1
82, 278.53, 8371.758, 3820, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 2.684E+05, 8.769E+05, 3.128E-06, 1.660E-03, 2.61
2.684E+05, 8.769E+05, 3.128E-06, 1.660E-03, 2.61
1
83, 260.39, 8371.758, 3820, 3500, 375, 375
-2, 8.228E+11, 2.56E+03, 2.718E+05, 8.581E+05, 3.027E-06, 1.676E-03, 2.69
2.718E+05, 8.581E+05, 3.027E-06, 1.676E-03, 2.69
1
84, 189.28, 11455.669, 7900, 3500, 375, 375
-2, 1.16E+12, 3.66E+03, 4.084E+05, 9.661E+05, 3.177E-06, 1.180E-03, 5.66,
2.695E+05, 7.531E+05, 3.095E-06, 2.479E-03, 2.09

E BEAM PROPERTIES

0

E1 BEAM DATA

1

1, 2, 1, 7950, 200, 850
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
2, 2, 1, 8800, 200, 200
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1734, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1734, 9.525, 65
1
3, 2, 1, 7950, 200, 850
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1164, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
4, 2, 1, 8800, 200, 200
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1821, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1734, 9.525, 65
1
5, 2, 1, 7950, 200, 850
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1164, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
6, 2, 1, 8800, 200, 200
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1821, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1734, 9.525, 65
1
7, 2, 1, 7950, 200, 850
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
8, 2, 1, 8800, 200, 200
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1251, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1251, 9.525, 65
1
9, 2, 1, 7950, 200, 850
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1164, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
10, 2, 1, 8800, 200, 200
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1647, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1536, 9.525, 65
1
11, 2, 1, 7950, 200, 850
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1251, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
12, 2, 1, 8800, 200, 200
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1734, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1647, 9.525, 65
1
13, 2, 1, 7950, 200, 850
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1251, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
14, 2, 1, 8800, 200, 200
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1647, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1647, 9.525, 65
1

15, 2, 1, 7950, 200, 850
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
16, 2, 1, 8800, 200, 200
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1251, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1251, 9.525, 65
1
17, 2, 1, 7950, 200, 850
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1164, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
18, 2, 1, 8800, 200, 200
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1164, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
19, 2, 1, 7950, 200, 850
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1251, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
20, 2, 1, 8800, 200, 200
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1164, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
21, 2, 1, 7950, 200, 850
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1251, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
22, 2, 1, 8800, 200, 200
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1164, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
23, 2, 1, 7950, 200, 850
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
24, 2, 1, 8800, 200, 200
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
25, 2, 1, 7950, 200, 850
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1164, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
26, 2, 1, 8800, 200, 200
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
27, 2, 1, 7950, 200, 850
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1164, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
28, 2, 1, 8800, 200, 200
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1164, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
29, 2, 1, 7950, 200, 850
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1251, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
30, 2, 1, 8800, 200, 200
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1164, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
31, 2, 1, 7950, 200, 850
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
32, 2, 1, 8800, 200, 200
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
33, 2, 1, 7950, 200, 850
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1164, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
34, 2, 1, 8800, 200, 200

1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1251, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1362, 9.525, 65
1
35, 2, 1, 7950, 200, 850
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1164, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
36, 2, 1, 8800, 200, 200
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1362, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1362, 9.525, 65
1
37, 2, 1, 7950, 200, 850
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1164, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
38, 2, 1, 8800, 200, 200
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1362, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1362, 9.525, 65
1
39, 2, 1, 7950, 200, 850
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
40, 2, 1, 8800, 200, 200
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
41, 2, 1, 7950, 200, 850
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1164, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
42, 2, 1, 8800, 200, 200
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1164, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1164, 9.525, 65
1
43, 2, 1, 7950, 200, 850
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1164, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
44, 2, 1, 8800, 200, 200
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1251, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1164, 9.525, 65
1
45, 2, 1, 7950, 200, 850
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1164, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
46, 2, 1, 8800, 200, 200
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1164, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 1251, 9.525, 65
1
47, 2, 1, 7950, 200, 850
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
48, 2, 1, 8800, 200, 200
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
49, 2, 1, 7950, 200, 850
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
50, 2, 1, 8800, 200, 200
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
51, 2, 1, 7950, 200, 850
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
52, 2, 1, 8800, 200, 200
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
53, 2, 1, 7950, 200, 850
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65

```
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
54, 2, 1, 8800, 200, 200
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
55, 2, 1, 7950, 200, 850
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1
56, 2, 1, 8800, 200, 200
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
1, 750, 400, 400, 0, 59, 966, 966, 9.525, 65
F WALL PROPERTIES
0
F1 WALL DATA
1, 1, 3, 3, 3, 261.27, 3675, 3
1, 1, 300, 300, 1.583, 0.189
2, 1, 2400, 300, 0.388, 0.189
3, 1, 300, 300, 1.583, 0.189
2, 1, 3, 3, 3, 191.84, 3500, 3
1, 1, 300, 300, 1.583, 0.189
2, 1, 2400, 300, 0.388, 0.189
3, 1, 300, 300, 1.583, 0.189
3, 1, 3, 3, 3, 99.77, 3500, 3
1, 1, 300, 300, 1.583, 0.189
2, 1, 2400, 300, 0.388, 0.189
3, 1, 300, 300, 1.583, 0.189
L1 COLUMNS CONNECTIVITY
1, 1, 1, 1, 0, 1
2, 2, 2, 1, 0, 1
3, 3, 3, 1, 0, 1
4, 4, 4, 1, 0, 1
5, 5, 5, 1, 0, 1
6, 6, 6, 1, 0, 1
7, 7, 7, 1, 0, 1
8, 8, 1, 1, 1, 2
9, 9, 2, 1, 1, 2
10,10, 3, 1, 1, 2
11,11, 4, 1, 1, 2
12,12, 5, 1, 1, 2
13,13, 6, 1, 1, 2
14,14, 7, 1, 1, 2
15,15, 1, 1, 2, 3
16,16, 2, 1, 2, 3
17,17, 3, 1, 2, 3
18,18, 4, 1, 2, 3
19,19, 5, 1, 2, 3
20,20, 6, 1, 2, 3
21,21, 7, 1, 2, 3
22,22, 1, 1, 3, 4
23,23, 2, 1, 3, 4
24,24, 3, 1, 3, 4
25,25, 4, 1, 3, 4
26,26, 5, 1, 3, 4
27,27, 6, 1, 3, 4
28,28, 7, 1, 3, 4
29,29, 1, 2, 0, 1
30,30, 2, 2, 0, 1
31,31, 3, 2, 0, 1
32,32, 4, 2, 0, 1
33,33, 5, 2, 0, 1
34,34, 6, 2, 0, 1
35,35, 7, 2, 0, 1
36,36, 1, 2, 1, 2
37,37, 2, 2, 1, 2
38,38, 3, 2, 1, 2
39,39, 4, 2, 1, 2
40,40, 5, 2, 1, 2
41,41, 6, 2, 1, 2
42,42, 7, 2, 1, 2
43,43, 1, 2, 2, 3
44,44, 2, 2, 2, 3
45,45, 3, 2, 2, 3
46,46, 4, 2, 2, 3
47,47, 5, 2, 2, 3
48,48, 6, 2, 2, 3
```

49,49, 7, 2, 2, 3
50,50, 1, 2, 3, 4
51,51, 2, 2, 3, 4
52,52, 3, 2, 3, 4
53,53, 4, 2, 3, 4
54,54, 5, 2, 3, 4
55,55, 6, 2, 3, 4
56,56, 7, 2, 3, 4
57,57, 1, 3, 0, 1
58,58, 2, 3, 0, 1
59,59, 3, 3, 0, 1
60,60, 1, 3, 1, 2
61,61, 2, 3, 1, 2
62,62, 3, 3, 1, 2
63,63, 1, 3, 2, 3
64,64, 2, 3, 2, 3
65,65, 3, 3, 2, 3
66,66, 1, 3, 3, 4
67,67, 2, 3, 3, 4
68,68, 3, 3, 3, 4
69,69, 4, 3, 0, 1
70,70, 5, 3, 0, 1
71,71, 6, 3, 0, 1
72,72, 7, 3, 0, 1
73,73, 4, 3, 1, 2
74,74, 5, 3, 1, 2
75,75, 6, 3, 1, 2
76,76, 7, 3, 1, 2
77,77, 4, 3, 2, 3
78,78, 5, 3, 2, 3
79,79, 6, 3, 2, 3
80,80, 7, 3, 2, 3
81,81, 4, 3, 3, 4
82,82, 5, 3, 3, 4
83,83, 6, 3, 3, 4
84,84, 7, 3, 3, 4
L2 BEAM CONNECTIVITY
1, 1, 1, 1, 1, 2
2, 2, 1, 1, 2, 3
3, 3, 2, 1, 1, 2
4, 4, 2, 1, 2, 3
5, 5, 3, 1, 1, 2
6, 6, 3, 1, 2, 3
7, 7, 4, 1, 1, 2
8, 8, 4, 1, 2, 3
9, 1, 1, 2, 1, 2
10, 10, 1, 2, 2, 3
11, 11, 2, 2, 1, 2
12, 12, 2, 2, 2, 3
13, 13, 3, 2, 1, 2
14, 14, 3, 2, 2, 3
15, 15, 4, 2, 1, 2
16, 16, 4, 2, 2, 3
17, 17, 1, 3, 1, 2
18, 18, 1, 3, 2, 3
19, 19, 2, 3, 1, 2
20, 20, 2, 3, 2, 3
21, 21, 3, 3, 1, 2
22, 22, 3, 3, 2, 3
23, 23, 4, 3, 1, 2
24, 24, 4, 3, 2, 3
25, 25, 1, 4, 1, 2
26, 26, 1, 4, 2, 3
27, 27, 2, 4, 1, 2
28, 28, 2, 4, 2, 3
29, 29, 3, 4, 1, 2
30, 30, 3, 4, 2, 3
31, 31, 4, 4, 1, 2
32, 32, 4, 4, 2, 3
33, 33, 1, 5, 1, 2
34, 34, 1, 5, 2, 3
35, 35, 2, 5, 1, 2
36, 36, 2, 5, 2, 3
37, 37, 3, 5, 1, 2
38, 38, 3, 5, 2, 3
39, 39, 4, 5, 1, 2
40, 40, 4, 5, 2, 3

```
41, 41, 1, 6, 1, 2
42, 42, 1, 6, 2, 3
43, 43, 2, 6, 1, 2
44, 44, 2, 6, 2, 3
45, 45, 3, 6, 1, 2
46, 46, 3, 6, 2, 3
47, 47, 4, 6, 1, 2
48, 48, 4, 6, 2, 3
49, 49, 1, 7, 1, 2
50, 50, 1, 7, 2, 3
51, 51, 2, 7, 1, 2
52, 52, 2, 7, 2, 3
53, 53, 3, 7, 1, 2
54, 54, 3, 7, 2, 3
55, 55, 4, 7, 1, 2
56, 56, 4, 7, 2, 3
L3 SHEAR WALLS CONNECTIVITY
1, 1, 3, 4, 0, 1
2, 2, 3, 4, 1, 2
3, 3, 3, 4, 2, 3
M ANALYSIS OPTION (INELASTIC DYNAMIC ANALYSIS)
2
M1 STATIC LOADS
0, 0, 0, 0
M2 MONOTONIC PUSH-OVER ANALYSIS
1
FORCE CONTROL
1
0.3, 800, 2.5
RESPONSE SNAPSHOTS
6
1, 0.05, 0.10, 0.15, 0.20, 0.30, 0.40
1, 1, 1, 1, 1
1, 1, 1, 1, 1
STORY OUTPUT CONTROL
4 1 4 3 2 1
EdificioX4.out
EdificioX3.out
EdificioX2.out
EdificioX1.out
ELEMENT HYSTERESIS OUTPUT
10, 10, 0, 0, 0, 0
COLUMN OUTPUT
1, 7, 8, 14, 29, 35, 57, 59, 69, 72
BEAM OUTPUT
1, 2, 7, 8, 9, 10, 25, 26, 49, 50
```

Los cuatro planos anexos disponibles solo en el formato físico de la tesis.