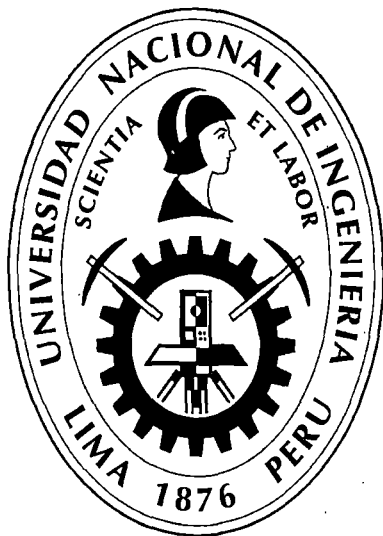


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**INFLUENCIA DE LOS DETALLES DE REFUERZO EN EL
COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO
ANTE EVENTOS SÍSMICOS**

TESIS

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

ELIZABETH FLORAYNE CASTILLO SALAS

Lima- Perú

2014

Digitalizado por:

**Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse**

SOLICITO: Sustentación de Tesis

**SEÑOR MAGISTER
WILFREDO GUTIERREZ LAZARES
DECANO DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
S.D**

Yo, ELIZABETH FLORAYNE CASTILLO SALAS, identificado con DNI N° 45020041, con código UNI N°20077007D, egresado de la promoción: 2010-II, de la especialidad de Ingeniería Civil, ante usted con el debido respeto me presento y expongo:

Que deseando optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, con la Sustentación de mi Tesis titulada: "INFLUENCIA DE LOS DETALLES DE REFUERZO EN EL COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO ANTE EVENTOS SÍSMICOS, asesorado por el Dr. Ing. Hugo Scaletti Farina, docente del Departamento Académico de Estructuras, Solicito a usted, se sirva tramitar a quien corresponda la programación y sustentación de mi Tesis con los miembros del Jurado de Sustentación designados.

Por lo expuesto, agradezco la atención que brinde a la presente.

Lima, 15 de mayo del 2014



ELIZABETH FLORAYNE CASTILLO SALAS
Código: 20077007D

Adjunto:

- Plan de Tesis original oficializado
- Constancia de egresado Fedateado
- Certificado de estudios – depurado de notas Fedateado
- Copia legalizada de Grado Académico de Bachiller por el fedatario UNI
- Constancia de no adeudos sellado
- Recibo por título profesional

PLAN DE TESIS

**TÍTULO : INFLUENCIA DE LOS DETALLES DE REFUERZO
EN EL COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO
ANTE EVENTOS SÍSMICOS**

TESISTA : ELIZABETH FLORAYNE CASTILLO SALAS

CÓDIGO : 20077007-D

**ASESOR : Dr. Ing. HUGO SCALETTI FARINA
DPTO. ACAD. DE ESTRUCTURAS**



ANTECEDENTES:

Aún cuando las bases para el análisis estructural y las hipótesis fundamentales para el diseño de estructuras de concreto armado son las mismas que hubiera planteado el ingeniero de décadas pasadas, los detalles del refuerzo que hoy se califican como la buena práctica difieren bastante de lo que entonces se consideraba apropiado o suficiente. Esto resulta evidente al comparar, por ejemplo, el Reglamento para Concreto Estructural del comité 318 del ACI del año 1963 (el primero en que el ACI adoptó un procedimiento de cargas y resistencias factoradas, LRFD) con la versión más reciente del reglamento propuesto por el mismo comité ⁽¹⁾ o con la norma nacional de diseño en concreto armado NTE E.060 vigente ⁽⁶⁾.

La investigación que sustenta los cambios observados en las normas ha estado en gran medida orientada a mejorar el comportamiento de los elementos de concreto armado frente a acciones sísmicas, aumentando su capacidad de disipación de energía sin que ocurran fallas frágiles. Se podría entonces inferir que, en términos generales, las estructuras diseñadas en las décadas de 1950 o 1960 son más vulnerables ante la acción de sismos de gran intensidad que las estructuras que se diseñan en la actualidad. Sin embargo, no sería económicamente factible plantear el reforzamiento de todas esas estructuras, que posiblemente constituyen una parte significativa de lo actualmente construido. No obstante, hay estructuras calificadas como esenciales en situaciones de emergencia, como son las estructuras de hospitales de importancia regional o nacional,

en las que si se podría justificar la inversión para el reforzamiento o el agregado de dispositivos de control sísmico con la tecnología más reciente.

En 1997 el CISMID hizo una *Evaluación de Hospitales del Perú, Minsa-OPS-EsSalud* ⁽³⁾ usando técnicas de análisis lineal. Tales análisis permiten identificar posibles problemas de estructuración y hacer algunas estimaciones preliminares de las distorsiones en los entrepisos, importantes para cuantificar los daños en los elementos de albañilería. Sin embargo, no permiten estudiar las consecuencias de los detalles del refuerzo, ya que las propiedades de los elementos se suponen típicamente constantes e iguales a las obtenidas a partir de las propiedades de las secciones transversales como si fueran no fisuradas y sin refuerzo, o a lo más como las propiedades de las secciones brutas afectadas por un factor de reducción único.

En estudios más recientes, como en la tesis desarrollada por Fajardo ⁽⁴⁾, se han hecho análisis estáticos no lineales (comúnmente denominados "pushover") en los que típicamente se consideraron modelos de rótulas plásticas con características representativas de la práctica actual.

En la presente tesis, luego de revisar la evolución de las normas de diseño en concreto armado en los últimos 50 años y la información experimental que sustenta los cambios en las mismas, se hará un estudio detallado de una estructura representativa de la buena práctica de diseño a inicios de 1950: el bloque B del hospital Edgardo Rebagliati Martins. Se harán análisis estáticos y dinámicos no lineales, con registros de sismos reales y escalados a intensidades correspondientes a eventos con períodos medios de recurrencia de 475 y 970 años. Las propiedades en las secciones críticas se definirán de acuerdo al FEMA 356 ⁽⁵⁾ para tres distintas condiciones: la representativa del diseño real, la que se tendría si el diseño fuera realizado según las exigencias actuales y la que correspondería a un diseño controlado por un comportamiento frágil.

JUSTIFICACIÓN

En las normas de diseño en concreto armado de décadas pasadas se daba menos importancia a algunos detalles del refuerzo, como el confinamiento de los nudos, y se tenían exigencias menores, por ejemplo en relación a longitudes de desarrollo. Como consecuencia, es posible que muchas de las estructuras construidas en décadas



pasadas tengan un comportamiento sísmico menos satisfactorio que el de estructuras más recientes. No siendo factible reforzar todas esas estructuras, es por lo menos pertinente estudiar en qué medida podrían ser más vulnerables.

Es por tal razón que se desea ahondar en el tema, haciendo primero una revisión de distintos estudios experimentales que justifican las modificaciones observadas en los códigos de diseño. Por otro lado, se usarán las recomendaciones del FEMA 356⁽⁵⁾ para la evaluación de estructuras existentes, contrastando los resultados analíticos con la información disponible para una estructura real.



PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En Lima y otras ciudades del país existen muchas estructuras de concreto armado construidas hace más de 50 años, muchas de ellas consideradas edificaciones importantes o incluso esenciales, que fueron diseñadas según lo que se consideraba apropiado en esa época. En esta tesis se pretende hacer una evaluación de las consecuencias de no tener detalles de refuerzo como los previstos en las normas vigentes.

Cabe anotar que esta evaluación se referirá a estructuras diseñadas y construidas con la participación de profesionales calificados, no pudiendo considerarse válida para las construcciones informales, para las que se requeriría un estudio diferente.

DEFINICIÓN DE LOS OBJETIVOS

Objetivo principal:

Comparar el comportamiento sísmico de estructuras de concreto armado diseñadas en décadas pasadas con el que se tendría al considerar los detalles de refuerzo exigidos en las normas vigentes.

Objetivos específicos:

- Comparar las normas de diseño de estructuras de concreto armado empleadas en los últimos 50 años con los requisitos de las normas vigentes.
- Revisar la información experimental que sustenta las modificaciones introducidas en las referidas normas.

- Mostrar la influencia que tendrían los distintos detalles de refuerzo en el comportamiento sísmico de una estructura real.



MARCO TEÓRICO

El desempeño de una estructura cuando es sometida a un movimiento sísmico depende sobre todo de la forma en que están distribuidas sus rigideces y masas, pero también está determinado por la capacidad y ductilidad de sus componentes, que son características muy dependientes de los detalles del refuerzo^(7,9). Numerosas investigaciones^(8,10) han demostrado la importancia de los detalles de confinamiento, el refuerzo de los nudos, o las apropiadas longitudes de desarrollo del refuerzo, por citar algunos de los aspectos en que las normas actuales ponen más énfasis. Por otro lado, con el importante desarrollo de las herramientas de cómputo se ha hecho posible realizar análisis dinámicos no lineales, por lo menos con procesos aproximados y posiblemente conservadores como los propuestos en el FEMA 356⁽⁵⁾, lo que permite en alguna medida cuantificar los efectos del refuerzo en el comportamiento de la estructura.

ÍNDICE DE LA TESIS:

RESUMEN

LISTA DE CUADROS

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE SÍMBOLOS Y DE SIGLAS

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO I: COMPARACIÓN DE NORMAS ANTIGUAS Y MODERNAS

CAPÍTULO II: JUSTIFICACIÓN EXPERIMENTAL

CAPÍTULO III: PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS Y DE EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

CAPÍTULO IV: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO B DEL HOSPITAL EDGARDO REBAGLIATI MARTINS

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

BIBLIOGRAFÍA

ANEXOS

08 AGO. 2013

METODOLOGÍA DE TRABAJO:

El desarrollo de la tesis partirá de la comparación de los requisitos de diseño expresados en sucesivas versiones de los Reglamentos para Concreto Estructural del comité ACI 318, desde 1963 a la fecha, y en las dos versiones de la norma nacional E.060. Luego se revisará la información en conferencias, artículos científicos y libros, relacionada con los resultados experimentales que justifican los cambios introducidos.

En una segunda etapa se harán análisis estáticos y dinámicos no lineales teniendo como base una estructura existente diseñada a inicios de la década de 1950, utilizando modelos de rótulas plásticas según los criterios del FEMA 356. La estructura seleccionada para esto es el bloque B del hospital Edgardo Rebagliati Martins. Es una estructura diseñada con las que posiblemente eran las mejores prácticas de su época; además, su estudio puede aportar al mejor conocimiento del posible comportamiento sísmico de una edificación de evidente importancia.

Se harán análisis dinámicos no lineales con registros de aceleraciones de los sismos de 1966, 1970 y 1974, primero con las componentes más fuertes en dirección transversal al edificio, que es la más flexible, y luego intercambiando la orientación de las componentes. Los mismos registros se escalarán también para que correspondan a las aceleraciones máximas esperadas en eventos con períodos medios de recurrencia de 475 años (10% de probabilidad de excedencia en 50 años) y 970 años (5% de probabilidad de excedencia en 50 años). En cada caso se considerarán modelos representativos de los detalles de diseño encontrados en planos, de los detalles de diseño que corresponderían a la práctica actual y de comportamiento menos dúctil que el que se tiene en la estructura real.

CRONOGRAMA DEL TRABAJO

La programación para el desarrollo de la tesis se muestra en la página siguiente, habiéndose estimado un tiempo de 12 meses para completar las actividades previstas.

F. S.

ACTIVIDADES	Mes	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Revisión de normas de diseño de concreto armado		■											
Recopilación de información experimental			■	■	■								
Revisión teórica de procedimientos de análisis estructural						■	■						
Colección de información de la estructura en estudio							■	■					
Análisis estructural y procesamiento de resultados								■	■	■	■		
Redacción del documento											■	■	■



08 AGO. 2013



08 AGO. 2013

BIBLIOGRAFÍA

1. ACI – Comité 318 (2011) *Building Code Requirements for Structural Concrete*. American Concrete Institute. Detroit.
2. Azizinamini, A., Johal, L.S., Musser, D.W. y Corley, W.G. (1988) "Assessment of Different Transverse Reinforcement Detail in Earthquake Environment". *Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo-Kyoto. SG-3, Vol. VIII.
3. CISMID (1997). *Análisis de la Vulnerabilidad Sísmica en Hospitales del Perú*. Proyecto MINS/ECHO/OPS-OMS. CISMID – Universidad Nacional de Ingeniería. Lima
4. Fajardo, C.A. (2012). *Evaluación Estructural de una de las Edificaciones del Hospital Edgardo Rebagliati Martins Usando el Método del Espectro de Capacidad*. Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Ingeniería. Lima.
5. Federal Emergency Management Agency (2000) *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. FEMA 356 Washington, D.C.
6. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009). *Reglamento Nacional de Edificaciones – Norma E.060 Concreto Armado*. MVCS. Lima
7. Park, R. y Paulay, T. (1994). *Estructuras de Concreto Armado*. Editorial Limusa. México D.F.
8. Paulay, T. (1988). "State-of-the Art Report-Seismic Behaviour of Beam-Column Joints in Reinforced Concrete Space Frames". *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*. Tokyo - Kyoto, SF-R2, Vol. VIII,
9. Paulay, T. y Priestley, M. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley and Sons Inc., N.Y.
10. Sakai, K. y Sheikh S. (1989). "What Do We Know about Confinement in Reinforcement Concrete Columns?" *ACI Structural Journal*. V.86, N°2. Marzo-Abril 1989.

CASTILLO SALAS ELIZABETH F.
CÓDIGO: 20077007D

TESISTA

Dr. HUGO SCALETTI FARINA

ASESOR

Esta tesis la dedico a Dios y a mi familia, con mucho cariño principalmente a mis padres quienes a lo largo de mi vida han velado por mi bienestar y educación siendo mi apoyo en todo momento, para darme una carrera para mi futuro y por creer en mí.

	Pág.
RESUMEN	3
LISTA DE TABLAS	5
LISTA DE FIGURAS	6
LISTA DE SÍMBOLOS Y DE SIGLAS	15
INTRODUCCIÓN	18
CAPÍTULO I: COMPARACIÓN DE NORMAS ANTIGUAS Y MODERNAS	
1.1 INTRODUCCIÓN	20
1.2 CALIDAD DE LOS MATERIALES	22
1.3 ANCLAJE DE REFUERZO	24
1.4 CONFINAMIENTO EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS	28
1.5 REFUERZO DE COLUMNAS	30
1.6 CONFINAMIENTO DE NUDOS	32
1.7 RESUMEN	34
CAPÍTULO II: JUSTIFICACIÓN EXPERIMENTAL	
2.1 INTRODUCCIÓN	36
2.2 CONFINAMIENTO DE LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS	36
2.3 CONFINAMIENTO DE LOS EXTREMOS EN COLUMNAS	39
2.4 DESARROLLO DEL REFUERZO	45
2.5 NUDOS EN PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO	50
CAPÍTULO III: PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS Y DE EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES	
3.1 INTRODUCCIÓN	57
3.2 INSPECCIÓN VISUAL	57
3.3 EVALUACIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	58
3.4 MODELAMIENTO DE PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO	59
3.5 MÉTODOS DE ANÁLISIS	63
3.5.1 Análisis Estático no Lineal	63
3.5.2 Análisis Dinámico no Lineal	69

3.5.3	Criterios de Aceptación	70
-------	-------------------------	----

CAPÍTULO IV: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO B DEL HOSPITAL EDGARDO REBAGLIATI MARTINS

4.1	DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA A SER EVALUADA	73
4.2	INFORMACIÓN REQUERIDA PARA EL ANÁLISIS	75
4.2.1	Cargas	75
4.2.2	Niveles de Peligro Sísmico	76
4.2.3	Registros de Sismos	77
4.2.4	Parámetros y Criterios de Aceptación	79
4.3	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)	81
4.3.1	Estructura en Condiciones Representativas del Diseño Real	82
4.3.2	Estructura Controlada por un Comportamiento Frágil	88
4.3.3	Estructura Conforme a las Exigencias de las Normas Actuales	94
4.3.4	Comparación de Resultados de Análisis Estáticos no Lineales	100
4.4	ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL (TIEMPO-HISTORIA)	106
4.4.1	Estructura en Condiciones Representativas del Diseño Real	107
4.4.2	Estructura Controlada por un Comportamiento Frágil	129
4.4.3	Estructura Conforme a las Exigencias de las Normas Actuales	144
4.4.4	Comparación de Resultados	147
4.5	COMPARACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS CON EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO (PUSHOVER) Y EL ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA	150
4.6	ESPECTROS DE RESPUESTA EN PISO	152

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1	CONCLUSIONES	154
5.2	RECOMENDACIONES	158

BIBLIOGRAFÍA	160
---------------------	-----

ANEXOS

ANEXO 1	166
ANEXO 2	168
ANEXO 3	170
ANEXO 4	231

RESUMEN

El propósito de este trabajo es evaluar la influencia de los detalles de refuerzo en el comportamiento de edificaciones de concreto armado durante un sismo y contrastar la respuesta esperada de estructuras construidas hace algunas décadas con aquella de estructuras diseñadas conforme a la mejor práctica actual.

El diseño de las estructuras está fuertemente ligado a los códigos de diseño. Por lo tanto, en el primer capítulo de la tesis se comparan los requisitos de los antiguos códigos de diseño con los de las normas vigentes. Refiriéndose al reglamento ACI 318, los cambios más importantes se dieron en las versiones de 1963, en la que se introdujo el diseño con cargas y resistencias factoradas, y en la de 1971, en que se incluyeron requisitos especiales para el diseño sísmico de edificaciones, como la filosofía de diseño de "columna fuerte – viga débil". Las modificaciones en los criterios de diseño se sustentan en un gran número resultados experimentales. Por ello, en el segundo capítulo se hace una breve revisión de algunos de esos trabajos.

En el capítulo 3 se revisan criterios y métodos para el análisis no lineal de edificaciones, con particular referencia al FEMA 356, ASCE/SEI 41 y ATC 40, en los que se basan los análisis presentados en el capítulo 4. Se estudiaron diversos modelos, teniendo como base la información disponible del edificio B del hospital Edgardo Rebagliati Martins. Se planteó primero un modelo representativo del diseño real, que refleja la mejor práctica de diseño de la época en que fue construido, hacia 1950. Además, se estudiaron dos modelos alternativos, uno con comportamiento más frágil y otro con comportamiento más dúctil. Se hicieron análisis estáticos y dinámicos no lineales, primero con los registros de aceleraciones de Octubre de 1966, Mayo de 1970 y Octubre de 1974 a su nivel real. Luego se escalan los registros para tener aceleraciones máximas correspondientes a eventos con períodos medios de retorno de 475 ó 970 años.

Con los registros de los sismos de 1966, 1970 y 1974 sin escalar, solo se observaron pequeñas diferencias entre los tres modelos comparados. Sin embargo, escalando los registros al nivel del sismo raro, con un período medio de recurrencia de 475 años, el modelo con detalles frágiles falló, mientras que el

modelo más representativo del diseño real tuvo un desempeño aceptable. Al considerar eventos con un período medio de recurrencia de 970 años, se requirió más ductilidad y solo el modelo con detalles de acuerdo a los requerimientos de los códigos vigentes tuvo resultados satisfactorios.

	Pág.	
Tabla 1.1	Requisitos para la resistencia nominal del concreto	23
Tabla 1.2	Longitud básica de desarrollo ACI 318-71 (unidades: kg, cm)	25
Tabla 1.3	Factores de modificación de la longitud de desarrollo ACI 318-71	25
Tabla 1.4	Longitud de desarrollo de barras en tracción E060-09 (unidades: mm, MPa)	26
Tabla 1.5	Factor de modificación de longitudes de desarrollo E060-09	27
Tabla 1.6	Confinamiento en extremos de vigas	29
Tabla 1.7	Refuerzo Transversal en Columnas	31
Tabla 3.1	Factores de reducción de resistencia Φ (FEMA 356, ASCE/SEI 41)	62
Tabla 3.2	Factores de modificación del amortiguamiento histerético	68
Tabla 3.3	Factores de modificación del espectro de demanda	68
Tabla 3.4	Calificación de los Eventos	71
Tabla 3.5	Objetivos de Desempeño (SEAO, 1995)	71
Tabla 4.1	Cortante para cada nivel de peligro sísmico	77
Tabla 4.2	Características de registros sísmicos.	77
Tabla 4.3	Factores de escala para periodos medios de recurrencia de 475 y 970 años	78
Tabla 4.4	Parámetros y criterios para procesos no lineales para diferentes condiciones de la edificación.	80
Tabla 4.5	Convención de colores para el estado de las rótulas	81
Tabla 4.6	Desplazamiento en el nivel superior y fuerza cortante en la base en las condiciones límite de estabilidad	103
Tabla 4.7	Comparación de resultados en el punto de desempeño probable	104
Tabla 4.8	Comparación de desplazamientos y de fuerzas cortantes máximas	148

Tabla 4.9	Comparación de desplazamientos y fuerzas cortantes máximas entre procesos Estático No Lineal (Pushover) y Tiempo-Historia	152
------------------	---	-----

LISTA DE FIGURAS

		Pág.
Figura 1.1	Acciones externas y resultantes de esfuerzos en un nudo interior	34
Figura 2.1	Presión de confinamiento en el concreto en la columna. (a) Columna circular con zuncho helicoidal. (b) Columna con estribo rectangular	41
Figura 2.2	Contribución de diversas componentes al desplazamiento lateral total (Sezen y Moehle 2004)	43
Figura 2.3	Efecto de las Principales Variables en la Resistencia al Corte (Sezen y Moehle 2004)	44
Figura 2.4	Componentes de la Deriva. (Lehman et al. 2004)	53
Figura 2.5	Resistencia del Concreto en el Nudo. (Goto y Joh 1996)	54
Figura 2.6	Efecto del Refuerzo Horizontal en el Nudo. (Goto y Joh 1996)	55
Figura 2.7	Esfuerzo de Corte Experimental vs Analítico (Kim y La Fave 2008)	56
Figura 3.1	Relaciones generalizadas fuerza-deformación para elementos de concreto armado (FEMA 356 (2000), ASCE/SEI 41 (2006))	61
Figura 3.2	Intersección del Espectro de demanda y el Espectro de capacidad	67
Figura 4.1	Ubicación del edificio B del Hospital Rebagliati Martins	73
Figura 4.2	Planta típica del edificio B del Hospital Rebagliati Martins	74
Figura 4.3	Vista de elevación en la dirección Y-Y del edificio B del Hospital Rebagliati Martins	74
Figura 4.4	Vista del modelo matemático de la edificación	75
Figura 4.5	Relación carga-deformación para elementos de concreto armado	79
Figura 4.6	Punto de desempeño para el modelo representativo del diseño real. Sismo raro (475 años) actuando en dirección	

	transversal	83
Figura 4.7	Estado de las rótulas en el punto de desempeño probable. Modelo representativo del diseño real – Dirección transversal –Sismo raro	83
Figura 4.8	Punto de desempeño para el modelo representativo del diseño real. Sismo muy raro (970 años) actuando en dirección transversal	84
Figura 4.9	Estado de las rótulas en el punto de desempeño probable. Modelo representativo del diseño real – Dirección transversal – Sismo muy raro	85
Figura 4.10	Punto de desempeño para el modelo representativo del diseño real. Sismo raro (475 años) actuando en dirección longitudinal	86
Figura 4.11	Estado de las rótulas en el punto de desempeño probable. Modelo representativo del diseño real – Dirección longitudinal – Sismo raro	86
Figura 4.12	Punto de desempeño para el modelo representativo del diseño real. Sismo muy raro (970 años) actuando en dirección longitudinal	87
Figura 4.13	Estado de las rótulas en el punto de desempeño probable. Modelo representativo del diseño real – Dirección longitudinal – Sismo muy raro	88
Figura 4.14	Curva de capacidad (Corte en la Base vs. Desplazamiento) Modelo con comportamiento frágil – Dirección Transversal	89
Figura 4.15	Punto de desempeño para el modelo con comportamiento frágil. Sismo raro (475 años) actuando en dirección transversal	90
Figura 4.16	Estado de las rótulas en el punto de desempeño probable. Modelo con comportamiento frágil – Dirección transversal – Sismo raro	90
Figura 4.17	Punto de desempeño para el modelo con comportamiento frágil. Sismo raro (475 años) actuando en dirección longitudinal	91
Figura 4.18	Estado de las rótulas en el punto de desempeño probable. Modelo con comportamiento frágil – Dirección longitudinal –	

	Sismo raro	92
Figura 4.19	Punto de desempeño para el modelo con comportamiento Frágil. Sismo muy raro (970 años) actuando en dirección longitudinal	93
Figura 4.20	Estado de las rótulas en el punto de desempeño probable. Modelo con comportamiento frágil – Dirección longitudinal – Sismo muy raro	93
Figura 4.21	Punto de desempeño para el modelo con pórticos dúctiles. Sismo raro (475 años) actuando en dirección transversal	95
Figura 4.22	Estado de las rótulas en el punto de desempeño probable. Modelo con pórticos dúctiles – Dirección transversal – Sismo raro	95
Figura 4.23	Punto de desempeño para el modelo con pórticos dúctiles. Sismo muy raro (970 años) actuando en dirección transversal	96
Figura 4.24	Estado de las rótulas en el punto de desempeño probable. Modelo con pórticos dúctiles – Dirección transversal – Sismo muy raro	97
Figura 4.25	Punto de desempeño para el modelo con pórticos dúctiles. Sismo raro (475 años) actuando en dirección longitudinal	98
Figura 4.26	Estado de las rótulas en el punto de desempeño probable. Modelo con pórticos dúctiles – Dirección longitudinal – Sismo raro	99
Figura 4.27	Punto de desempeño para el modelo con pórticos dúctiles. Sismo raro (970 años) actuando en dirección longitudinal	99
Figura 4.28	Estado de las rótulas en el punto de desempeño probable. Modelo con pórticos dúctiles – Dirección longitudinal – Sismo muy raro	100
Figura 4.29	Diagramas Rotación plástica vs. Momento Flector para los tres tipos de rótulas estudiadas	102
Figura 4.30	Estado de las rótulas después del sismo de octubre de 1966. Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo a su nivel real con la	

	mayor componente en dirección transversal	107
Figura 4.31	Desplazamiento en el nivel superior de la estructura – Sismo de 1966 Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección transversal	108
Figura 4.32	Fuerza cortante en la base – Sismo de octubre de 1966 Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección transversal	109
Figura 4.33	Estado de las rótulas después del sismo de octubre de 1966. Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección longitudinal	109
Figura 4.34	Desplazamiento en el nivel superior de la estructura – Sismo de 1966 Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección longitudinal	110
Figura 4.35	Fuerza cortante en la base – Sismo de octubre de 1966 Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección longitudinal	110
Figura 4.36	Estado de las rótulas después del sismo de 1966 escalado a 0.53g Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos	111
Figura 4.37	Desplazamiento en el nivel superior – Sismo de 1966 escalado a 0.53g Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo con la mayor componente en dirección transversal	112
Figura 4.38	Fuerza cortante en la base – Sismo de octubre de 1966 escalado a 0.53g Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo con la mayor componente en dirección transversal	112
Figura 4.39	Estado de las rótulas después del sismo de 1966 escalado a 0.67g Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos	113
Figura 4.40	Desplazamiento en el nivel superior – Sismo de 1966	

	escalado a 0.67g Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo con la mayor componente en dirección transversal	113
Figura 4.41	Fuerza cortante en la base – Sismo de octubre de 1966 escalado a 0.67g Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo con la mayor componente en dirección transversal	114
Figura 4.42	Estado de las rótulas después del sismo de mayo de 1970. Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección transversal	115
Figura 4.43	Desplazamiento en el nivel superior de la estructura – Sismo de mayo de 1970 Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección transversal	115
Figura 4.44	Fuerza cortante en la base – Sismo de mayo de 1970 Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección transversal	116
Figura 4.45	Estado de las rótulas después del sismo de mayo de 1970. Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección longitudinal	116
Figura 4.46	Desplazamiento en el nivel superior de la estructura – Sismo de mayo de 1970 Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección longitudinal	117
Figura 4.47	Fuerza cortante en la base – Sismo de mayo de 1970 Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección longitudinal	117
Figura 4.48	Estado de las rótulas después del sismo de 1970 escalado a 0.53g Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos	118

Figura 4.49	Desplazamiento en el nivel superior – Sismo de 1970 escalado a 0.53g Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo con la mayor componente en dirección transversal	119
Figura 4.50	Fuerza cortante en la base – Sismo de mayo de 1970 escalado a 0.53g Modelo representativas de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo con la mayor componente en dirección transversal	119
Figura 4.51	Estado de las rótulas después del sismo de 1970 escalado a 0.67g Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos	120
Figura 4.52	Desplazamiento en el nivel superior – Sismo de 1970 escalado a 0.67g Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo con la mayor componente en dirección transversal	120
Figura 4.53	Fuerza cortante en la base – Sismo de mayo de 1970 escalado a 0.67g Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo con la mayor componente en dirección transversal	121
Figura 4.54	Estado de las rótulas después del sismo de octubre de 1974. Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección transversal	122
Figura 4.55	Desplazamiento en el nivel superior de la estructura – Sismo de octubre 1974 Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección transversal	122
Figura 4.56	Fuerza cortante en la base – Sismo de octubre de 1974 Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección transversal	123
Figura 4.57	Estado de las rótulas después del sismo de octubre de 1974. Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección longitudinal	124

Figura 4.58	Desplazamiento en el nivel superior de la estructura – Sismo de octubre 1974 Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección longitudinal	124
Figura 4.59	Fuerza cortante en la base – Sismo de octubre de 1974 Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según Planos Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección longitudinal	125
Figura 4.60	Estado de las rótulas después del sismo de 1974 escalado a 0.53g Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos	126
Figura 4.61	Desplazamiento en el nivel superior – Sismo de 1974 escalado a 0.53g Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo con la mayor componente en dirección transversal	126
Figura 4.62	Fuerza cortante en la base – Sismo de 1974 escalado a 0.53g Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo con la mayor componente en dirección transversal	127
Figura 4.63	Estado de las rótulas después del sismo de 1974 escalado a 0.67g Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos	127
Figura 4.64	Desplazamiento en el nivel superior – Sismo de 1974 escalado a 0.67g Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo con la mayor componente en dirección transversal	128
Figura 4.65	Fuerza cortante en la base – Sismo de 1974 escalado a 0.67g Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo con la mayor componente en dirección transversal	128
Figura 4.66	Estado de las rótulas después del sismo de octubre de 1966. Modelo con rótulas frágiles. Mayor componente en dirección transversal	130
Figura 4.67	Estado de las rótulas después del sismo de octubre de 1966. Modelo con rótulas frágiles. Mayor componente en	

	dirección longitudinal	131
Figura 4.68	Estado de las rótulas después del sismo de 1966 escalado a 0.53g Modelo con rótulas frágiles.	132
Figura 4.69	Desplazamiento en el nivel superior – Sismo de 1966 escalado a 0.53g Modelo con rótulas frágiles.	132
Figura 4.70	Fuerza cortante en la base – Sismo de 1966 escalado a 0.53g Modelo con rótulas frágiles.	133
Figura 4.71	Estado de las rótulas después del sismo de 1966 escalado A 0.67g Modelo con rótulas frágiles.	133
Figura 4.72	Desplazamiento en el nivel superior – Sismo de 1966 escalado a 0.67g Modelo con rótulas frágiles	134
Figura 4.73	Fuerza cortante en la base – Sismo de 1966 escalado a 0.67g Modelo con rótulas frágiles	134
Figura 4.74	Estado de las rótulas después del sismo de 1970 escalado a 0.53g Modelo con rótulas frágiles	136
Figura 4.75	Desplazamiento en el nivel superior – Sismo de 1970 escalado a 0.53g Modelo con rótulas frágiles	136
Figura 4.76	Fuerza cortante en la base – Sismo de 1970 escalado a 0.53g Modelo con rótulas frágiles	137
Figura 4.77	Estado de las rótulas después del sismo de 1970 escalado a 0.67g Modelo con rótulas frágiles	137
Figura 4.78	Desplazamiento en el nivel superior – Sismo de 1970 escalado a 0.67g Modelo con rótulas frágiles	138
Figura 4.79	Fuerza cortante en la base – Sismo de 1970 escalado a 0.67g Modelo con rótulas frágiles	138
Figura 4.80	Estado de las rótulas después del sismo de octubre de 1974. Modelo con rótulas frágiles. Mayor componente en dirección transversal	139
Figura 4.81	Estado de las rótulas después del sismo de octubre de 1974. Modelo con rótulas frágiles. Mayor componente en dirección longitudinal	140
Figura 4.82	Fuerza cortante en la base – Sismo de octubre de 1974 con la mayor componente en dirección longitudinal. Modelo con rótulas frágiles.	140
Figura 4.83	Estado de las rótulas después del sismo de 1974 escalado a 0.53g Modelo con rótulas frágiles	141

Figura 4.84	Desplazamiento en el nivel superior – Sismo de 1974 escalado a 0.53g Modelo con rótulas frágiles	142
Figura 4.85	Fuerza cortante en la base – Sismo de 1974 escalado a 0.53g Modelo con rótulas frágiles	142
Figura 4.86	Estado de las rótulas después del sismo de 1974 escalado a 0.67g Modelo con rótulas frágiles	143
Figura 4.87	Desplazamiento en el nivel superior – Sismo de 1974 escalado a 0.67g Modelo con rótulas frágiles	143
Figura 4.88	Fuerza cortante en la base – Sismo de 1974 escalado a 0.67g Modelo con rótulas frágiles	144
Figura 4.89	Estado de las rótulas después del sismo de 1966 escalado a 0.53g Modelo con rótulas dúctiles. Mayor componente en dirección transversal.	145
Figura 4.90	Estado de las rótulas después del sismo de 1966 escalado a 0.67g Modelo con rótulas dúctiles. Mayor componente en dirección transversal.	145
Figura 4.91	Estado de las rótulas después del sismo de 1974 escalado a 0.53g Modelo con rótulas dúctiles. Mayor componente en dirección transversal.	146
Figura 4.92	Estado de las rótulas después del sismo de 1974 escalado a 0.67g Modelo con rótulas dúctiles. Mayor componente en dirección transversal.	147
Figura 4.93	Espectros de pseudo-aceleración para registros de sismo escalados a 0.40g comparados con el espectro de diseño de la norma E.030	151
Figura 4.94	Comparación del espectro de pseudo aceleración a nivel del terreno y en el piso 14. Sismo de octubre de 1966 a su nivel real con la mayor componente transversal	153

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

A_b	=Área de una varilla
A_{sp}	=Área del refuerzo de confinamiento
A_{tr}	=Área total de todo el refuerzo dentro de un espaciamiento s que cruza el plano potencial de hendimiento a través del refuerzo que está siendo desarrollado
b_j	=Es en ancho efectivo del corte en el nudo
b_b	=Ancho de la viga
b_c	=Ancho de la columna
c_b	=La menor distancia medida del centro de una barra o alambre a la superficie más cercana del concreto o la mitad de la separación centro a centro de las barras.
C_c	=Resultante de esfuerzos de compresión en el concreto
C'_c	=Resultante de esfuerzos de tensión en el concreto
C_s	=Resultante de esfuerzos de compresión en el acero
C'_s	=Resultante de esfuerzos de tensión en el acero
d	=Distancia desde la fibra más alejada en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en tracción
d_b	=Diámetro de la barra
d_s	=Diámetro del aro de confinamiento
E_D	=Energía disipada en un ciclo de histéresis
E_S	=Máxima energía de deformación, $a_{pi}d_{pi}/2$
f'_c	=Resistencia del concreto
f_y	=Fluencia del acero de refuerzo
f_{yh}	=Fluencia del acero de refuerzo de confinamiento
h	=Peralte total del elemento
h_c	=Profundidad de la columna
k	=Factor de modificación dado en la Tabla 3.2

K_{tr}	=Índice de refuerzo transversal
l_d	=Longitud de desarrollo
M_n	=Resistencia nominal a flexión en la sección
M_{pr}	=Resistencia probable a la flexión de los elementos, con o sin carga axial, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de f_y y un factor de reducción de la resistencia Φ de 1
m	=Pendiente para definir el ancho efectivo del nudo transversal para la dirección de corte
N	=Número total de niveles
n	=Número de unidades, tales como ensayos de Resistencia, barras, alambres
η	=Función de la excentricidad ($\eta = (1 - e/b_c)^{0.67}$), donde e es la distancia entre el eje de la viga y el eje de la columna y b_c es el ancho de esta última
P	=Carga de compresión axial
S_a	=Aceleración espectral
S_d	=Desplazamiento espectral
s	=Espaciamiento medido centro a centro de unidades tales como refuerzo longitudinal, refuerzo transversal o anclajes
SR_A	=Factor de modificación del espectro de demanda
SR_V	= Factor de modificación del espectro de demanda
T	=Período
T	=Fuerza resultantes de tensión
T'	=Fuerza resultantes de compresión
V	=Cortante en la base
V_{col}	=Promedio de las fuerzas de corte en la columna sobre y debajo del nudo
V_j	=Resistencia nominal al corte en el nudo
V_{jh}	=Fuerza de corte horizontal en el nudo
V_u	=Fuerza cortante aplicada en la sección

W	=Peso total (cargas permanentes más fracción de la carga viva)
x	=Menor distancia de la cara de la viga a la cara de la columna
α	=Parámetro que depende de la geometría en el plano (1.0 para un nudo interior, 0.7 para un nudo exterior)
α_1	=Fracción de masa efectiva para el primer modo
β	=Parámetro que depende de la geometría fuera del plano (1.0 para uniones con una o ninguna viga transversal, 1.2 para el caso con vigas transversales a ambos lados)
β_0	=Amortiguamiento histerético (expresado como amortiguamiento viscoso equivalente)
β_e	=Amortiguamiento elástico
β_{ef}	=Amortiguamiento efectivo
Δ_{techo}	=Desplazamiento en el último piso
ψ_e	=Factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el tratamiento superficial del refuerzo
ψ_s	=Factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el tamaño del refuerzo
ψ_t	=Factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en la localización del refuerzo
Φ	=Factor de reducción de resistencia
λ	=Factor de modificación relacionado con la densidad del concreto
γ_{ACI}	=Factor que se determina como una función del número de caras verticales alrededor del panel del nudo
ρ_w	= A_y/bs
Γ_1	=Factor de participación del primer modo
φ_i	=Amplitud del primer modo en el nivel "i"
ω	=Índice del refuerzo longitudinal
ω	=Frecuencia angular
ω_i	=Peso correspondiente al nivel "i"
ω_t	=Índice del refuerzo transversal

INTRODUCCIÓN

En el Perú y en otras partes del mundo predominan las edificaciones de concreto armado que fueron construidas hace varias décadas, con prácticas de diseño que en su momento fueron consideradas apropiadas, pero que han sido superadas gracias a lo aprendido en muchas investigaciones de laboratorio y en la observación del comportamiento de las estructuras ante eventos extremos. Entre otros aspectos, en los códigos de hace más de 50 años se daba poca importancia a algunos detalles de refuerzo, lo que tiene como principal consecuencia directa que los elementos tengan menos ductilidad que la que podría conseguirse con detalles de refuerzo según la mejor práctica actual.

Evidentemente no es factible modificar todas las estructuras existentes para adecuarlas a los códigos de diseño vigentes. Aún así, es conveniente hacer una estimación de las consecuencias de los que hoy pueden calificarse como defectos de diseño, particularmente para estructuras consideradas importantes o esenciales.

Por lo tanto, el objetivo principal de este trabajo es comparar el comportamiento sísmico de edificaciones construidas en épocas pasadas con el de aquellas diseñadas considerando los detalles de refuerzo exigidos en las normas actuales.

El trabajo consta de 5 capítulos. En el capítulo I se comparan los requisitos de la norma E.060 y del reglamento ACI 318 actual con las versiones de décadas pasadas. El énfasis está en el ACI 318, porque es el documento principal en el que se ha basado la práctica local del diseño en concreto armado. El capítulo II resume algunos de los resultados experimentales que justifican las modificaciones en las normas. En el capítulo III se revisan los procedimientos de análisis y las principales consideraciones a tener en cuenta para el mismo según el FEMA 356, el ATC-40 y el ASCE/SEI 41, documentos en los que se basan los análisis del capítulo siguiente. En el capítulo IV se analiza una estructura existente, el edificio B del Hospital Edgardo Rebagliati Martins, que fue diseñado hacia 1950 y se considera representativo de la mejor práctica de diseño en esa época. Se comparan luego los resultados obtenidos considerando detalles de diseño que resultarían en un comportamiento frágil y, de otro lado, los obtenidos

suponiendo un comportamiento más dúctil. Por último, el capítulo V presenta conclusiones y recomendaciones.

CAPITULO I

COMPARACIÓN DE NORMAS ANTIGUAS Y MODERNAS

1.1 INTRODUCCIÓN

El concreto armado es sin lugar a dudas el material de construcción más utilizado en el país. Sus primeras aplicaciones en el Perú se dieron a inicios del siglo XX, en estructuras tales como los hoteles Maury y Bolívar, el Palacio de Gobierno y el edificio Wiese. En un principio los diseños se basaron en las recomendaciones del reglamento francés, pero a partir de la década de 1930 el diseño de concreto armado en el Perú ha seguido fundamentalmente las especificaciones del American Concrete Institute (ACI).

El ACI es una institución sin fines de lucro que se fundó en 1905 como National Association of Cement Users, convirtiéndose en 1913 en el American Concrete Institute. En 1914 el ACI publicó su primer código para el diseño de edificaciones, *Standard Building Regulations for the Use of Reinforced Concrete*. Desde entonces se han publicado distintas versiones del código, con cambios que reflejan los resultados de laboratorio, los nuevos estudios teóricos y la experiencia de los profesionales.

Reconociendo que en el diseño de las estructuras son muy importantes los conocimientos básicos, la experiencia y el buen criterio del proyectista, puede sin embargo afirmarse que los códigos de diseño determinan lo que en un momento dado se califica como "la buena práctica". Así resulta que estructuras diseñadas medio siglo atrás, conforme a los conocimientos de esa época, típicamente no cumplen totalmente con algunos de los detalles de diseño exigidos por las normas hoy vigentes.

El primer reglamento ACI 318 utilizado en el país fue el del año 1936. En ese documento se consideraba exclusivamente el diseño por esfuerzos admisibles, con cargas en condiciones de servicio. Los cambios más notorios en la versión de 1941 fueron la inclusión de tablas para el análisis de losas armadas en dos direcciones (que todavía están en la norma nacional E.060) y el incremento de

los esfuerzos admisibles en el acero de refuerzo, de 1400 kg/cm^2 a 1600 kg/cm^2 . En el ACI-318 de 1956 se incluyó un capítulo referido a elementos prefabricados y apareció por primera vez, en un anexo, el diseño por resistencia última, es decir un procedimiento de cargas y resistencias factoradas como el que se emplea actualmente.

En el ACI 318-63 se consideraron tanto la posibilidad de diseñar por el procedimiento de esfuerzos admisibles (WSD) como la de diseñar por el procedimiento de resistencia última (USD). Se publicaron el código ACI 318 y sus comentarios en tomos separados. Se propuso un nuevo método de diseño de columnas esbeltas (magnificando las fuerzas axiales y no los momentos). Aún cuando el ACI 318-63 permitía utilizar cualquiera de los procedimientos WSD o USD, el diseño por resistencia última ganó adeptos, al producir diseños más económicos.

Los cambios más relevantes en relación con el diseño sísmico de edificaciones se dieron en la siguiente versión del código, el ACI 318-71, en la que se incluyó por primera vez un apéndice de recomendaciones para el diseño en zonas sísmicas, con cambios sustanciales en el análisis y el diseño de las estructuras. Este código fue casi exclusivamente para diseño por resistencia última; el procedimiento de diseño con esfuerzos de servicio fue relegado a un apéndice. Se enfatizó la importancia de un diseño dúctil, la necesidad de confinamiento, particularmente en los extremos de vigas y columnas y en los nudos mismos, los detalles para el desarrollo de la capacidad del refuerzo. Se modificó el diseño de columnas esbeltas, introduciéndose un procedimiento de magnificación de momentos análogo al empleado en estructuras de acero y al que se encuentra en la norma vigente. Los factores de carga y de reducción de capacidad considerados en ACI 318-71 eran esencialmente los mismos que se encuentran en la norma E.060 vigente.

En 1985 el código ACI 318 adopta el nombre de *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*.

En 1995 se presentó como anexo un procedimiento unificado de diseño de estructuras de concreto armado y pretensado, que se volvió el procedimiento estándar en el ACI 318-02. En esa misma versión se consideró el uso de modelos puntal – tensor para el análisis de regiones con discontinuidad.

Como ya se mencionó, la práctica de diseño en concreto armado en el Perú ha seguido las recomendaciones del ACI. La primera versión de la norma E.060 *Concreto Armado* fue una adaptación del ACI 318-83 y de su suplemento de 1986, aunque se mantuvieron los factores de carga de 1963. La segunda versión, de 2009, que es la vigente, es muy similar al ACI 318-05, con algo del ACI 318-08. Las diferencias más notorias entre el ACI 318 y la norma E.060 están en los factores de carga, en los factores de reducción de capacidad a flexo compresión y al corte producido por acciones sísmicas, en las longitudes de desarrollo (menos exigentes en la norma nacional) y en las cuantías mínimas de refuerzo longitudinal de elementos a flexión.

En lo que sigue se comparan algunos de los requerimientos del ACI 318 de 1963 (en el que el procedimiento de cargas factoradas cobró importancia), de 1971 (en el que se puso más énfasis en el diseño sismo resistente) y de 2005 (la base para la norma E.060 vigente). Se consideran los requisitos para la resistencia nominal del concreto y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, el desarrollo de la capacidad de las varillas de refuerzo, y el confinamiento en los nudos, vigas y columnas. Cabe anotar que en lo que sigue se incluyen también las disposiciones del capítulo 21 de la norma vigente, "Disposiciones Especiales para el Diseño Sísmico", que es de aplicación obligatoria en la gran mayoría de casos. Sólo se exceptúan las edificaciones de categorías C y D en la zona sísmica 1.

1.2. CALIDAD DE LOS MATERIALES

La resistencia del concreto es una de las propiedades más importantes en el diseño de edificaciones de concreto armado. Influye sobre todo en la capacidad de los elementos a flexo compresión. La calidad del concreto interviene poco en el comportamiento frente a flexión estática, salvo en los casos en que se tienen cuantías de refuerzo longitudinal elevadas, pero en cambio tiene influencia significativa en la resistencia al corte. En general, la mayor resistencia del concreto implica mayor durabilidad y menor degradación de la rigidez y de la resistencia frente a acciones cíclicas.

En el ACI 318-63 no se especificaba una resistencia mínima para el concreto, lo que sí figuró en el apéndice A de la versión de 1970. La versión de 2005 y la norma E.060 vigente especifican, en el capítulo de Disposiciones Especiales

para Diseño Sísmico, no solamente una resistencia mínima sino también una resistencia máxima. Esto se explica porque muchas de las expresiones empíricas y criterios que figuran en la norma no han sido validados para concretos de alta resistencia. Además, hay dudas respecto a la eficacia del confinamiento pasivo en elementos con concreto de muy alta resistencia.

La tabla 1.1 resume las exigencias en cuanto a la calidad del concreto en las tres normas comparadas.

Tabla 1.1. Requisitos para la resistencia nominal del concreto.

CALIDAD DEL CONCRETO		
ACI 318-63	ACI 318-71	E060-09
No se indicaba un mínimo para la resistencia nominal del concreto.	<ul style="list-style-type: none"> • En el apéndice A, de disposiciones especiales para zonas sísmicas, se indicaba una resistencia nominal mínima de 200 kg/cm². • Para concreto liviano que se pretenda impermeable, expuesto a agua de mar, se indicaba una resistencia nominal mínima de 280 kg/cm² 	<ul style="list-style-type: none"> • Resistencia nominal mínima $f'c=17$ MPa (muros delgados de ductilidad limitada). • En el capítulo de disposiciones especiales para el diseño sísmico se especifica la resistencia mínima de 21 MPa y máxima de 55 Mpa. • Para concreto liviano se indica un máximo de 35 MPa.

(Fuente: Realizado a partir del código del ACI 318 y el E060)

En la década de 1960 todo el acero de refuerzo disponible en el mercado tenía un esfuerzo de fluencia de 2800 kg/cm². En la década siguiente se inició el uso de acero con esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm². La versión del ACI 318 de 1971, en el apéndice A, indicaba un máximo esfuerzo de fluencia para el refuerzo de 4200 kg/cm². Además, se indicaba que “el grado de refuerzo usado debe ser únicamente el especificado; no debe permitirse la sustitución por grados mayores”. En la norma vigente se permite el empleo de varillas de refuerzo ASTM A706 y A615 de grado 280 y 420, y se indica que el esfuerzo de fluencia real no podrá exceder del nominal en más de 125 MPa.

1.3. ANCLAJE DE REFUERZO

La edición 1971 del ACI 318 presentó por primera vez el concepto de longitud de desarrollo del refuerzo, remplazando la duplicidad de requisitos para adherencia por flexión y adherencia por anclaje de las anteriores ediciones. La longitud de desarrollo puede definirse como la mínima necesaria para que, gracias a la adherencia entre el refuerzo y el concreto, los esfuerzos en una barra puedan variar desde cero en su extremo hasta el esfuerzo de fluencia en la sección en la que la barra debe desarrollar toda su capacidad. Aún cuando pueden producirse variaciones extremas de los esfuerzos de adherencia en zonas próximas a las grietas, las verificaciones según el ACI 318 se hacen considerando un esfuerzo promedio, lo que también es consistente con la forma en que se determinan tales esfuerzos en la mayor parte de los ensayos de laboratorio. La longitud de desarrollo depende de diversos factores: el diámetro de la barra (la superficie de adherencia es proporcional al diámetro, pero la fuerza que debe desarrollarse es proporcional al diámetro al cuadrado), el esfuerzo de fluencia del refuerzo, la resistencia nominal del concreto (se considera que, excepto para concretos de alta resistencia, el esfuerzo promedio de adherencia es proporcional a la raíz cuadrada de la resistencia nominal f'_c), la corrugación, la posición de la barra, su recubrimiento y el espaciamiento entre barras, la presencia de refuerzo transversal. El recubrimiento epóxico, empleado en algunos casos para proteger al refuerzo de la corrosión, reduce la adherencia. Las longitudes de desarrollo de las barras en compresión son mucho menores que las requeridas para las barras en tracción, principalmente porque el concreto en zonas de compresión no está agrietado, además de la posible compresión directa contra el concreto en el extremo de la barra.

Las longitudes de desarrollo dadas en el reglamento de 1971 se basaron directamente en los esfuerzos permisibles de adherencia del reglamento de 1963. En el ACI 318-95 se introdujeron cambios importantes en las longitudes de desarrollo de las barras en tracción. En versiones posteriores se hicieron nuevos ajustes, por lo que los requerimientos en el ACI 318-05 y en la norma E.060 vigente difieren bastante de los que se tenían en el ACI 318-71 (y en la primera versión de la norma E.060).

En la Tabla 1.2 se resumen las expresiones del ACI 318-71 para determinar la longitud básica de desarrollo. Éstas deben multiplicarse por los factores indicados en la Tabla 1.3.

Tabla 1.2. Longitud Básica de desarrollo ACI 318-71 (unidades: kg, cm).

LONGITUD BÁSICA DE DESARROLLO PARA BARRAS EN TRACCIÓN SEGÚN EL ACI 318-71	
Diámetro del refuerzo	Longitud de desarrollo
No 11 o menores	$0.06 A_b f_y / \sqrt{f'_c}$ pero no menor que $0.0057 d_b f_y$
No 14	$0.8 f_y / \sqrt{f'_c}$
No 18	$f_y / \sqrt{f'_c}$
Alambre corrugado	$0.11 d_b f_y / \sqrt{f'_c}$

(Fuente: Realizado a partir del código del ACI 318)

Tabla 1.3. Factores de modificación de la longitud de desarrollo ACI 318-71.

FACTORES DE MODIFICACIÓN DE LA LONGITUD BÁSICA DE DESARROLLO SEGÚN EL ACI 318-71	
Condición	Factor de modificación
Refuerzo superior (cuando se colocan más de 30cm de concreto fresco por debajo del refuerzo)	1.4
Varillas con f_y mayor que 4200 kg/cm ²	$2 - 4200 / f_y$
Concreto con agregado totalmente liviano	1.33
Concreto liviano de arena	1.18
Refuerzo con espaciamiento lateral de por lo menos 15cm centro a centro y recubrimiento a la cara lateral de por lo menos a 8cm	0.80
Refuerzo en exceso	$\frac{\text{As requerido}}{\text{As proporcionado}}$
Varillas confinadas por espiral de diámetro no menor que $\frac{1}{4}$ " y paso no mayor que 10cm	0.75

(Fuente: Realizado a partir del código del ACI 318)

Las longitudes de desarrollo especificadas en la norma E.060 vigente y sus factores modificadorios se resumen en las tablas 1.4 y 1.5. Los valores que resultan de aplicar la norma E.060 son menores que los recomendados en el ACI 318-05.

Tabla 1.4. Longitud de desarrollo de barras en tracción E060-09 (unidades: mm, MPa).

LONGITUD DE DESARROLLO DE BARRAS EN TRACCIÓN SEGÚN LA NORMA E.060		
Condiciones	Alambres corrugados y barras con $d_b \leq 3/4"$	Barras con $d_b > 3/4"$
<p>Espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo empalmados o desarrolladas no menor que d_b, recubrimiento libre no menor que d_b, y estribos a lo largo de l_d por lo menos iguales al mínimo de reglamento.</p> <p>Aplicable también cuando el espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo desarrolladas o empalmadas no sea menor que $2 d_b$ y el recubrimiento libre no sea menor que d_b</p>	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{2.6 \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e \lambda}{2.1 \sqrt{f'_c}} \right) d_b$
<p>Otros casos</p> <p>n es el número de barras que se desarrollan o empalman, c_b es la menor entre la distancia del centro de la barra a la superficie más cercana del concreto o la mitad de la separación s centro a centro entre las barras. A_{tr} es el área de refuerzo transversal.</p> <p>Se permite usar $K_{tr} = 0$</p>	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e \psi_s \lambda}{1.1 \sqrt{f'_c} \left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b$ <p>Donde</p> $K_{tr} = \frac{A_{tr} f_y}{10 s n}$ <p>$\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)$ no debe ser mayor que 2.5</p>	

(Fuente: Realizado a partir de la Norma del E060)

Suponiendo que se tuviera concreto de peso normal ($\lambda = 1$) con $f'_c = 28$ MPa (280 kg/cm^2), y refuerzo de $3/4"$ de diámetro o menos, sin tratamiento superficial ($\psi_e = 1$), localizado en la parte inferior de la sección ($\psi_t = 1$), con $f_y = 420$ MPa (4200 kg/cm^2) la norma E.060 requeriría una longitud mínima de desarrollo igual a $30.5 d_b$ (pero en cualquier caso no menos que 300mm). Según el ACI 318-05 se requeriría $38 d_b$. Para comparar estos requerimientos con los del ACI 318-71 es necesario referirse a barras de un diámetro específico. Por ejemplo, para barras de $3/4"$ la longitud básica de desarrollo en tracción era (con $f'_c =$

280 kg/cm² y $f_y = 4200$ kg/cm²) de 450mm, mientras que con la norma E.060 vigente la longitud de desarrollo resulta aproximadamente 600mm.

Tabla 1.5. Factor de modificación de longitudes de desarrollo E060-09.

FACTORES DE MODIFICACIÓN DE LA LONGITUD DE DESARROLLO SEGÚN LA NORMA E.060		
Factor	Condiciones	Valor
ψ_t	- Barras superiores	1.3
	- Otras barras	1.0
ψ_e	- Barras sin tratamiento superficial.	1.0
	- Barras o alambres con tratamiento superficial epóxico y recubrimiento menor que 3db o espaciamiento libre menor que 6db.	1.5
	- Otras barras o alambres con tratamiento superficial epóxico.	1.2
ψ_s	- Barras de $\frac{3}{4}$ " y menores	0.8
	- Barras de más de $\frac{3}{4}$ " de diámetro	1.0
λ	- Concreto liviano	1.3
	- Concreto de peso normal	1.0
Se considera barras superiores aquellas que tienen por debajo 30 cm o más de concreto fresco. El producto $\psi_t\psi_s$ no necesita considerarse mayor que 1.7		

(Fuente: Realizado a partir de la Norma del E060)

Para barras en compresión en el ACI 318-71 se consideraba una longitud de desarrollo dada por $l_d = 0.075 f_y d_b / \sqrt{f'_c}$ pero no menor que $l_d = 0.0043 f_y d_b$, ni menor que 20cm (en ambas expresiones las unidades son cm y kg). Estas longitudes son las mismas en la norma E.060-09, aunque las expresiones se presentan en otras unidades: $l_d = 0.24 f_y d_b / \sqrt{f'_c}$ pero no menor que $l_d = 0.043 f_y d_b$. (expresiones en mm, MPa). En ambos casos se permite reducir la longitud de desarrollo cuando se proporciona refuerzo en exceso y cuando la zona donde la barra desarrolla su capacidad está adecuadamente confinada.

En las tres versiones del ACI 318 que se están aquí comparando se tiene el requisito de prolongar el refuerzo, más allá del punto en el que ya no es

necesario para resistir flexión, en una longitud igual al peralte efectivo o $12 d_b$, lo que sea mayor.

A partir de la versión de 1971 del ACI 318 se tuvieron (en el apéndice A) requisitos adicionales que no figuraban, al menos explícitamente, en versiones anteriores. Entre otros, que por lo menos $\frac{1}{3}$ del refuerzo para resistir momento negativo en el apoyo debe prolongarse más allá del punto de inflexión y que $\frac{1}{4}$ del refuerzo máximo negativo debe prolongarse a todo lo largo de la viga. La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. Estos requisitos se han mantenido esencialmente iguales en sucesivas versiones, aún cuando en la norma vigente se hace referencia a proporciones de los momentos resistentes, en lugar de proporciones entre las áreas de refuerzo. En las versiones más recientes, se indica además que “Las barras rectas que terminan en un nudo deben pasar a través del núcleo confinado de la columna o elemento de borde. Cualquier porción de la longitud de desarrollo fuera del núcleo confinado debe incrementarse mediante un factor 1.6”.

1.4. CONFINAMIENTO EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS

El comportamiento en flexión de las regiones más esforzadas en una viga, podría ser afectado por el pandeo de las varillas longitudinales, por el efecto de cargas alternas, y por efecto del corte (Klinger, 2011). Por todo ello resulta conveniente usar menores espaciamientos de los estribos en las zonas cercanas a los nudos y donde se tengan fuerzas concentradas de magnitud importante.

En el apéndice A del ACI 318-71, en el que por primera vez se consideraron disposiciones especiales para elementos sometidos a acciones de sismo, se requirió la colocación de estribos con separación no mayor que $d/4$ en los extremos de las vigas. Se modificó también el diámetro mínimo de los estribos, que pasó de $\frac{1}{4}$ " a $\frac{3}{8}$ ". Aunque en lo básico estas disposiciones se han mantenido en sucesivas versiones, la longitud de la zona en que se requiere este confinamiento adicional para pórticos dúctiles se ha reducido del $4d$ originalmente planteado (lo que tuvo poca aceptación entre los diseñadores) al actual $2h$.

En la norma E.060-09, al igual que en todas las versiones recientes del ACI 318, se exige que el diseño de las vigas esté controlado por flexión, con una falla dúctil (en el entendido que el refuerzo es apreciablemente menor que el que correspondería a la condición balanceada) y no por corte, que implicaría una falla frágil. Para estructuras de pórticos dúctiles y duales tipo II, la fuerza cortante de diseño, V_u , debe determinarse a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias probables en flexión en los extremos de la luz libre (es decir, M_{pr} igual a 1,25 veces el momento resistente nominal) más la fuerza cortante isostática calculada. Para estructuras duales tipo I y de muros estructurales se tiene un requisito análogo, pero considerando los momentos nominales, M_n , en lugar de los momentos probables, M_{pr} .

Las principales diferencias en los requerimientos de las normas en cuanto al confinamiento de las vigas se indican en la Tabla 1.6.

Tabla 1.6. Confinamiento en extremos de vigas.

CONFINAMIENTO DE LOS EXTREMOS DE VIGAS			
DESCRIPCIÓN	ACI 318-63	ACI 318-71	E.060-09
Diámetro mínimo de estribo	No menor que ¼"	No menor a 3/8" para varillas longitudinales ≤ 1 ¼" y por lo menos ½" para varillas de diámetros mayores	Los estribos de 3/8" se limitan a varillas ≤ 1".
Longitud de la zona de confinamiento.	-----	4 veces el peralte efectivo, d	2 veces el peralte total, h
Espaciamiento de estribos en zonas de confinamiento.	-----	No debe exceder de: <ul style="list-style-type: none"> • $d/4$ • 16 diámetros de la varilla. • 30 cm 	No debe exceder de: <ul style="list-style-type: none"> • $d/4$ • 8 veces el diámetro de la más pequeña varilla longitudinal • 24 veces el diámetro del estribo • 30 cm
Posición del primer estribo	-----	A no más de 8cm de la cara de la columna.	A no más de 5cm de la cara del elemento de apoyo

Espaciamiento de estribos en el resto de la viga	No mayor de: <ul style="list-style-type: none">• 16 diámetros de la varilla longitudinal.• 48 diámetros de la varilla del estribo.• 0.5d	Adicionalmente, no mayor que: <ul style="list-style-type: none">• La menor dimensión de la viga• 60 cm	Igual que en el ACI 318-71
--	--	---	----------------------------

(Fuente: Realizado a partir del código del ACI 318 y el E060)

1.5. REFUERZO DE COLUMNAS

La capacidad de las columnas en el estado límite de la resistencia involucra casi los mismos principios que el diseño de las vigas, pero se complica por la presencia de carga axial.

En el apéndice A del reglamento ACI 318-71 apareció por primera vez el requisito de diseño de "columna fuerte – viga débil". Se especificaba que en cualquier nudo la suma de los momentos resistentes en las columnas, para la carga axial de diseño, debería ser mayor que la suma de los momentos resistentes en las vigas (en cada plano principal). El tener columnas débiles puede dar lugar a un mecanismo de falla que podría conducir al colapso. En las versiones más recientes del ACI 318 y en la norma E.060-09 se mantiene el mismo criterio, aunque con un margen adicional del 20%.

Según el reglamento ACI 318-63, la cuantía de refuerzo longitudinal en elementos a flexo compresión podía estar en el rango de 1 a 8%. El límite inferior tiene relación con la redistribución de esfuerzos al ocurrir el flujo plástico en el concreto y tiene también el propósito de tener un momento de fluencia que exceda el momento de fisuración. El límite superior refleja la preocupación por la congestión del acero y busca limitar el desarrollo de grandes esfuerzos cortantes. Aunque se mantuvieron los mismos límites en el cuerpo principal del ACI 318-71, en el apéndice A, referido a las disposiciones especiales para el diseño sísmico, la cuantía máxima se limitó a 6%, que es también el límite considerado en cualquier caso en la norma E.060 vigente.

Está bien establecido el efecto del refuerzo transversal en la resistencia y la ductilidad de las columnas. En la norma vigente se supone que las acciones sísmicas no pueden ser determinadas con suficiente exactitud como para justificar el cálculo del refuerzo transversal requerido como una función de las

demandas sísmicas de diseño. En vez de ello, se especifican cuantías mínimas de refuerzo transversal (que no se tenían en el ACI 318-63 y son distintas de las del ACI 318-71) y espaciamientos máximos de los estribos, que son similares a los del ACI 318-71. Cabe anotar que en la norma E.060-09, se tienen para pórticos dúctiles y estructuras tipo dual II requisitos algo distintos de aquellos para estructuras dual tipo I o de muros de corte. En lo que sigue se consideran estructuras del primero de esos grupos.

Los distintos requerimientos relativos al refuerzo transversal en los extremos de las columnas se resumen en la tabla siguiente:

Tabla 1.7. Refuerzo Transversal en Columnas.

REFUERZO TRANSVERSAL EN COLUMNAS			
Descripción	ACI 318-63	ACI 318-71	E.060-09
Diámetro de los estribos	No menor que $\frac{1}{4}$ "	No menor que $\frac{3}{8}$ " para $d_b \leq 1\frac{1}{4}$ " y por lo menos $\frac{1}{2}$ " para barras de mayor diámetro	Similar, excepto que se requieren estribos de $\frac{1}{2}$ " para barras de 1" o más diámetro
Espaciamiento de estribos a lo largo de la columna	No mayor que: <ul style="list-style-type: none"> • 16 diámetros de la barra longitudinal • 48 diámetros del estribo 	Similar al ACI 318-63 y adicionalmente no mayor que: <ul style="list-style-type: none"> • La menor dimensión de la columna • $0.5 d$ • 30 cm 	Similar al ACI 318-71
Longitud de la zona de confinamiento	-----	La mayor de: <ul style="list-style-type: none"> • Mayor dimensión de la columna • $\frac{1}{6}$ de la altura libre de la columna. • 45 cm 	Similar al ACI 318-71, con un mínimo de 50 cm
Espaciamiento de estribos en zonas de confinamiento	-----	Máximo 10 cm	No debe exceder: <ul style="list-style-type: none"> • $\frac{1}{4}$ de la dimensión mínima del elemento • 6 veces el diámetro de barra longitudinal • 10 cm

(Fuente: Realizado a partir del código del ACI 318 y el E060)

Otro cambio importante introducido en el ACI 318-71 es el relativo a la distancia máxima de 15cm entre cualquier varilla de refuerzo longitudinal y la esquina de un estribo o grapa suplementaria. Este requisito, que reconoce la mayor eficiencia del estribo en tracción para proporcionar confinamiento, en contraste con el estribo trabajando en flexión, se ha mantenido en las sucesivas versiones del ACI 318 y en la norma E.060. Adicionalmente, se exige ahora que las ramas de los estribos no estén separadas a más de 30cm.

1.6. CONFINAMIENTO DE NUDOS

El comportamiento exitoso de una unión viga-columna, depende fundamentalmente del confinamiento lateral que se le proporcione al nudo. Este confinamiento proporciona beneficios como el aumento de la resistencia del núcleo de concreto y mejora su capacidad de deformación. Además, evita el pandeo hacia afuera de las barras verticales de la columna. Este confinamiento en el nudo es principalmente proporcionado por la rigidez de las vigas y puede mejorarse con estribos especiales colocados dentro de la zona del nudo; también el aporte de las varillas de refuerzo de las vigas es importante.

Antes de los experimentos pioneros de Hanson y Connor (1967), los códigos (como el ACI 318-63) no especificaban límites para los esfuerzos de corte en las uniones viga-columna o para el refuerzo transversal requerido en el nudo. Por eso, las uniones "antiguas" tienen un amplio rango de esfuerzos de corte y típicamente no contienen reforzamiento transversal.

Como resultado de las recomendaciones del comité ACI-ASCE 352 se incluyó en el apéndice A del ACI 318-71 un procedimiento de verificación del corte en los nudos que se parece mucho a la especificación actual. En la norma E.060 los criterios son similares a los del ACI, excepto por utilizarse un factor de reducción de la capacidad distinto, $\Phi=0.85$, para la evaluación de la resistencia del nudo. La mayor parte de los requisitos responden cualitativamente a lo observado en ensayos, pero en los propios comentarios del ACI 318 se admite que las expresiones para calcular el refuerzo transversal en el nudo no tienen una buena correlación con los resultados experimentales.

El Comité ACI-ASCE 352 define la resistencia nominal al corte en el nudo mediante:

$$v_j = \gamma_{ACI} \sqrt{f'_c} b_j h_c \text{ (MPa)}$$

Donde γ_{ACI} es un factor que depende de la geometría, f'_c es la resistencia nominal del concreto, b_j es el ancho efectivo de corte en el nudo, h_c es la profundidad de la columna. El factor γ_{ACI} se determina como una función del número de caras verticales alrededor del panel del nudo confinadas efectivamente (es decir, con vigas de ancho igual o mayor que 0.75 veces el ancho de la columna). Para nudos con columnas continuas, es igual a 1.67, 1.25 ó 1.00 si el nudo está efectivamente confinado en 4, 3 ó menos caras verticales, respectivamente. El ancho efectivo de corte en el nudo se determina como el menor de tres valores:

$$b_j = \min\left(\frac{b_b + b_c}{2}, b_b + \sum \frac{mh_c}{2}, b_c\right)$$

Donde b_b es el ancho de la viga, b_c es el ancho de la columna, y m es la pendiente para definir el ancho efectivo del nudo transversal para la dirección de corte. m debe ser 0.3 cuando la excentricidad entre el centro de la viga y el de la columna excede $b_c/8$ y debe ser 0.5 para otros casos.

El comité ACI 318 ha adoptado una filosofía de diseño de corte en el nudo similar a la del ACI 352, excepto por unos pocos aspectos. Primero, ACI 318 no considera de forma explícita la discontinuidad de columnas para determinar el factor de resistencia de corte en el nudo. Segundo, el ancho efectivo de corte en el nudo es determinado como el menor de dos valores: $b_j = \min(b_b + h_c, b_b + 2x)$, donde x es la menor distancia de la cara de viga a la cara de la columna. El ancho de columna usualmente gobierna el ancho efectivo de corte en el nudo del ACI 318 (b_j) para conexiones viga-columna sin excentricidad en el nudo.

Por otro lado, las acciones cortantes en el nudo se determinan por consideraciones de equilibrio. Los momentos típicos, las fuerzas axiales y de corte actualmente en un nudo interior, se muestran en la Figura 1.1(a). El esquema de la Figura 1.1(b) indica las fuerzas de compresión y tracción que se desarrollan en el concreto y en el refuerzo para mantener el equilibrio. Las fuerzas resultantes de tensión son denotadas por T, y la resultante de esfuerzos de compresión en el concreto y acero se indican como C_c y C_s , respectivamente.

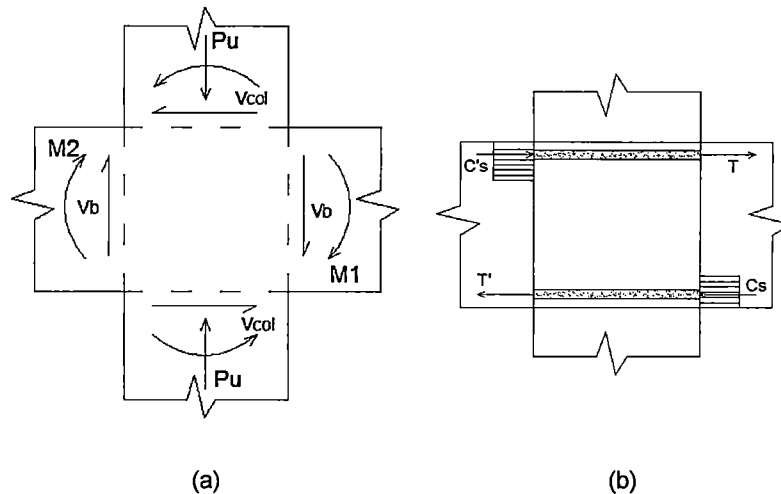


Figura.1.1. Acciones externas y resultantes de esfuerzos en un nudo interior.

La fuerza de corte horizontal en el nudo es fácilmente estimada a partir de las acciones indicadas en la figura precedente:

$$v_{jh} = T + C'_C + C'_S - V_{col} = T' + C_C + C_S - V_{col}$$

Donde V_{col} es el promedio de las fuerzas de corte en la columna sobre y debajo del nudo.

1.7 RESUMEN

Al revisar las estructuras de concreto armado construidas en las décadas de 1950 o 1960 con las exigencias de las normas actualmente vigentes se observan en casi todos los casos deficiencias en los estribos, que eran típicamente de $\frac{1}{4}$ " y con espaciamientos inadecuados. Las longitudes de desarrollo son en general menores que las actualmente especificadas.

En estructuras más pequeñas se tenían concretos de baja resistencia, por ejemplo 140 kg/cm^2 , y una resistencia nominal de 350 kg/cm^2 era considerada excepcional. El esfuerzo de fluencia del refuerzo era típicamente de 2800 kg/cm^2 , lo que puede ser visto como favorable desde el punto de vista de la ductilidad.

En las estructuras calificadas como ingenieriles, los procedimientos de análisis y diseño eran más conservadores que los actuales, por ejemplo, por la consideración de factores de seguridad o factores de carga mayores que los actuales.

Sin embargo, el contraste mayor se observa en los detalles del refuerzo, que en general son determinantes para el buen comportamiento sísmico.

CAPÍTULO II

JUSTIFICACIÓN EXPERIMENTAL

2.1. INTRODUCCIÓN

A través del tiempo los códigos de diseño han ido mejorando sus recomendaciones a raíz de las experiencias vividas en diferentes sismos y gracias al aporte de numerosas investigaciones de laboratorio y trabajos analíticos.

En el último siglo, el comité ACI 318 y otros comités del ACI encargados de temas específicos han recopilado informes de investigaciones y experiencias de campo, han recomendado nuevas áreas de investigación y han adaptado los resultados en nuevas disposiciones. En el ámbito del ACI, después del importante cambio en la filosofía de diseño introducido en el ACI 318-63, en que se sustituyó el diseño en condiciones de servicio por un diseño con cargas factoradas, se han mantenido los criterios básicos. En cambio, donde han ocurrido cambios importantes en el último medio siglo es en los detalles del refuerzo. Las mejoras introducidas en los detalles de refuerzo no solo tienen el propósito de incrementar la resistencia de los elementos, sino sobre todo aumentar su ductilidad.

En lo que sigue se revisan apenas algunos de los aportes más importantes en relación con el confinamiento de los extremos de vigas y columnas, la mejora en los requisitos para el desarrollo del refuerzo y el refuerzo de los nudos.

2.2. CONFINAMIENTO DE LOS EXTREMOS EN VIGAS

La práctica actual en el diseño de estructuras de concreto armado que estarán sometidas a sismos severos presupone que se tendrán deformaciones muchos mayores que las que corresponderían a un rango de comportamiento elástico y aproximadamente lineal. Esto requiere que los elementos se diseñen considerando no solo su resistencia sino también su ductilidad. Con tal fin, las porciones de los elementos que estarán sometidas a los mayores esfuerzos

deben confinarse, con lo que se evita el pandeo del refuerzo longitudinal, se incrementa la deformación máxima admisible en el concreto y en alguna medida se incrementan los esfuerzos máximos que el concreto puede resistir. Adicionalmente, al tenerse una mayor cuantía de refuerzo transversal, es menos probable una falla de corte, de naturaleza frágil.

Una característica importante para determinar la ductilidad de un elemento de concreto armado es la deformación máxima a la que puede llegar el concreto antes de fallar por aplastamiento. En el ACI 318 y en la norma E.060 se indica que para el diseño de elementos a flexión y a flexo compresión debe considerarse una deformación última del concreto en compresión igual a 0.003. Para efectos del diseño del refuerzo longitudinal, este valor es muy conservador, ya que se basa en resultados de ensayos de elementos de concreto simple, sin confinamiento, sometidos a compresión uniforme o a momentos constantes. Las regiones críticas de elementos de concreto bajo cargas sísmicas son generalmente sometidas a gradientes de momentos significativos. En ensayos de elementos de pórticos de concreto armado se observan deformaciones últimas que en algunos casos están en el rango entre 0.006 y 0.008. Para tales elementos algunos autores recomiendan que la deformación de compresión última sea tomada conservadoramente como 0.004. Sin embargo, debe anotarse que la subestimación de la capacidad a flexión de un elemento no implica necesariamente un diseño seguro frente a las acciones cortantes y a una posible falla frágil.

Cuando un concreto no confinado es sometido a niveles de esfuerzos de compresión que alcanzan la resistencia de aplastamiento, se desarrollan deformaciones altas de tensión lateral como resultado de la formación y propagación de micro grietas longitudinales. Esto da como resultado una inestabilidad y falla en la zona de compresión. El refuerzo transversal, conjuntamente con el refuerzo longitudinal, actúa para restringir la expansión lateral del concreto, permitiendo mayores esfuerzos de compresión y, más importante, deformaciones de compresión mucho mayores para ser sostenidos por la zona de compresión antes que ocurra la falla.

Estudios experimentales de elementos de concreto armado sometidos a cargas cíclicas han demostrado que se requiere más refuerzo de cortante para asegurar la falla por flexión en un elemento sometido a desplazamientos no lineales

alternantes en comparación con un elemento cargado sólo en un sentido; siendo el incremento de refuerzo de cortante necesario mayor cuando no existe carga axial.

Base y Read (1965) reportaron un conjunto de pruebas que ilustran el efecto de confinamiento del concreto en las características del comportamiento momento-rotación en vigas. En estas pruebas se pudo apreciar que todas las vigas tuvieron una elevada capacidad rotacional sin disminución significativa en el momento resistente. Los estribos espaciados estrechamente incrementaron la ductilidad en forma apreciable. En resumen, los ensayos indicaron, al menos cualitativamente, el efecto benéfico del confinamiento mediante refuerzo transversal en la ductilidad de elementos en flexión. Además, los estribos contribuyen a la resistencia frente a fuerzas cortantes de la siguiente manera:

- Mejoran la contribución de la acción de dovela. Un estribo puede soportar efectivamente una varilla longitudinal que esta cruzada por una grieta cortante de flexión próxima a un estribo.
- Limitan la abertura de grietas diagonales dentro del rango elástico, realizando y preservando con ello la transferencia de cortante, mediante la trabazón del agregado.
- Impiden la ruptura de la adherencia cuando se desarrollan grietas de desgajamiento en las zonas de anclaje debido a las fuerzas de dovela y anclaje.

Agussalim y colaboradores (2004) realizaron un estudio experimental acerca de vigas de concreto armado, teniendo una cuantía constante de refuerzo en tensión con varios arreglos del refuerzo en compresión. Entre otros resultados, se observó que las vigas con estribos espaciados a 20cm tuvieron una deflexión máxima 1.5 veces mayor que las vigas con espaciamiento de estribos de 10cm, lo que se atribuyó a los efectos beneficiosos del confinamiento.

Delalibera y Giongo (2008) realizaron un trabajo experimental y teórico de vigas de concreto armado con refuerzo de confinamiento. Se observó que la ductilidad aumenta o se incrementa a medida que el espaciamiento de estribos decrece, porque la relación volumétrica del refuerzo de confinamiento es inversamente proporcional al espaciamiento entre estribos destinados al confinamiento. Además del incremento en la ductilidad, se observó que la resistencia de

compresión del núcleo de concreto confinado se incrementó en promedio 13%. Sin embargo, esto tiene poco efecto en el momento último.

2.3. CONFINAMIENTO EN LOS EXTREMOS EN COLUMNAS

Al observar el comportamiento de los pórticos en estructuras antiguas de concreto armado sometidas a sismos intensos se ha identificado la falla de columnas como una causa primaria de colapso. Hasta inicios de la década de 1970 la mayor parte de los pórticos de las edificaciones de concreto armado, incluso los construidos en zonas de sismicidad alta, tuvieron detalles y proporciones similares a los de los pórticos diseñados principalmente para cargas de gravedad. Las columnas normalmente no fueron diseñadas para tener una resistencia mayor a la de las vigas; así prevaleció a menudo el mecanismo de falla de las columnas.

Para reducir la posibilidad de colapso por formación de un mecanismo con rótulas en los extremos de las columnas, la mayor parte de los códigos de diseño han adoptado la filosofía de "columna fuerte – viga débil". Así en la norma nacional E.060 y en el ACI 318 se especifica que la suma de las resistencias nominales a la flexión de las columnas en las secciones por debajo y por encima de cada nudo sea por lo menos 1.2 veces la suma de las resistencias nominales en las caras de apoyo de las vigas adyacentes. Sin embargo, algunas rótulas plásticas en las columnas podrían ser inevitables durante un gran sismo, porque para que no se produzcan se requerirían columnas muy fuertes. Paulay (1986) observó que al hacer análisis sísmicos no lineales pueden ocurrir puntos de inflexión bastante alejados del centro de las columnas, teniéndose momentos flectores muy disímiles en sus dos extremos. Si se admite entonces que el punto de inflexión podría estar en cualquier parte dentro de la altura del entrepiso, para asegurar que no se formen rótulas plásticas en las columnas se tendría que exigir que la resistencia a la flexión de cada sección de columna sea al menos igual a la suma de las resistencias a la flexión de las vigas. Las columnas podrían estar incluso en curvatura simple en ciertos momentos, por lo que requerirían tener una capacidad aún mayor. Por ello se han llegado a proponer factores en el rango de 2 a 2.5 en lugar del 1.2 actualmente considerado.

Admitiendo que pueden llegar a producirse rótulas plásticas en los extremos de algunas columnas, el tema de confinamiento con refuerzo transversal en sus

extremos tiene especial importancia. El propósito del refuerzo transversal en las columnas es triple:

1. Las varillas de columna que transmiten cargas de compresión pueden pandearse. Bajo deformaciones grandes, cuando los esfuerzos se aproximan a la fluencia en el acero, no se puede confiar en la restricción lateral que proporciona el concreto, por lo que los estribos transversales deben suministrar apoyo lateral adecuado a cada varilla de la columna para evitar su inestabilidad. Bresler (1961) recomienda que dentro de una longitud de un sexto de la altura de la columna, en cada extremo de la misma, el espaciamiento entre estribos no sea mayor que $6d_b$.
2. Las columnas sujetas a cargas sísmicas muy frecuentemente transmiten grandes cargas de cortante y flexión. Se requiere refuerzo a cortante cuando las grietas a tensión diagonal son posibles. El anclaje y la forma de los estribos deben permitir transferir fuerzas de tensión resultantes de la acción de armadura de una a otra cara de la columna, lo que es especialmente importante en las regiones de posibles rótulas plásticas, donde disminuye o es mínima la contribución del concreto a la resistencia a cortante.
3. Los estribos confinan al núcleo de concreto. No es la resistencia sino la rigidez de los estribos lo importante. Se debe notar que la efectividad del confinamiento por estribos viene de los lugares donde el acero longitudinal se mantiene rígidamente en su posición gracias a la rigidez axial del estribo o de una grapa suplementaria. En este aspecto, los zunchos helicoidales son en general más eficientes (aunque también más costosos) que los estribos rectangulares. En las regiones en las que el estribo trabaja a flexión su eficiencia para confinar es mucho menor. Ver Figura 2.1. Por esta razón, los códigos estipulan diámetros mínimos de estribos y distancias máximas entre las varillas longitudinales y las esquinas de un estribo o grapa suplementaria.

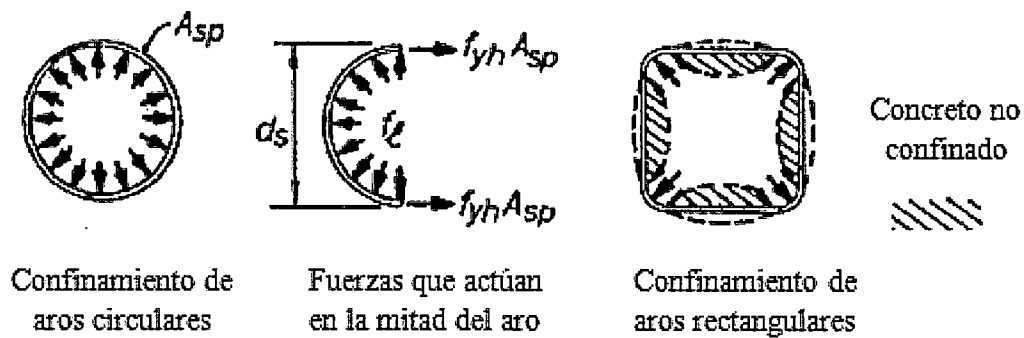


Figura 2.1. Presión de confinamiento en el concreto en la columna. (a) Columna circular con zuncho helicoidal. (b) Columna con estribo rectangular.

El confinamiento lateral de columnas de concreto armado crea un estado triaxial de compresión que permite alcanzar mayores esfuerzos en dirección vertical e incrementa la ductilidad. Investigaciones teóricas y experimentales han mostrado que la cantidad del acero de confinamiento requerida para un factor de ductilidad de curvatura es dependiente del nivel de fuerza axial.

A continuación se revisan algunos de los resultados experimentales referidos a este tema:

Burdette y Hilsdorf (1971) realizaron ensayos de columnas de concreto armado para estudiar el mecanismo de confinamiento de elementos a compresión con refuerzo lateral. El énfasis estuvo en el estudio del efecto del refuerzo lateral, en la forma y el espaciamiento de los estribos rectangulares. El estudio llegó a las siguientes conclusiones:

- La resistencia y la ductilidad de las columnas son significativamente incrementadas debido al confinamiento lateral.
- Los esfuerzos de confinamiento en una columna con estribos rectangulares simples, están concentrados cerca de las esquinas de la columna. Dentro del rango de diámetros de estribos comúnmente usados, la rigidez a la flexión del estribo tiene poco efecto en la resistencia de la columna.
- Se produjo un incremento relativamente pequeño de la resistencia debido al confinamiento por estribos rectangulares. Para una relación volumétrica del refuerzo de 0.02, un espaciamiento de 0.4 veces el ancho de la columna, y una resistencia de compresión de aproximadamente 280 kg/cm^2 , el

incremento de la resistencia fue aproximadamente de un 12% a 15% de la resistencia no confinada.

- La reducción del espaciamiento de los estribos rectangulares causó un incremento apreciable en la ductilidad de la columna.

Kaar y colaboradores (1978), desarrollaron un estudio de 17 especímenes para evaluar los efectos de estribos rectangulares como refuerzo de confinamiento. Los resultados fueron usados para determinar la relación efectiva esfuerzo-deformación del concreto confinado. Para los especímenes ensayados, la cantidad de confinamiento fue la principal variable que afecta la relación esfuerzo-deformación.

Park, Priestley y Gill (1982) realizaron ensayos de columnas cuadradas, con varios niveles de carga axial y varias cuantías de estribos rectangulares. Las columnas demostraron un comportamiento muy dúctil cuando cargadas por cargas sísmicas, hasta un factor de ductilidad de desplazamiento por lo menos de 6. Las altas resistencias de flexión medidas fueron debidas a la alta deformación de compresión del concreto al llegar al momento máximo (mucho mayor que el valor de 0.003 asumido por el ACI) lo cual resultó en un endurecimiento de deformación significativo en muchas de las barras longitudinales, el incremento significativo en la resistencia del concreto y la ductilidad como un resultado del confinamiento de estribos.

Ozcebe y Saatcioglu (1987), realizaron una investigación experimental de columnas de concreto armado a escala real, con diferentes arreglos de acero de confinamiento para examinar sus efectos en columnas sometidas a cargas axiales constantes y carga horizontal cíclica. El estudio llegó a las siguientes conclusiones:

- La respuesta no lineal de columnas de concreto armado sometidas a cargas cíclicas presenta una mejora muy significativa con el uso de una apropiada configuración de confinamiento.
- Si las barras longitudinales no se comprometen a través del estribo o el gancho, son incapaces de proporcionar el confinamiento necesario en las regiones de las rótulas.

Sakai y Sheikh (1989), realizaron una extensa revisión del estado del arte en relación al confinamiento de columnas de concreto armado. Concluyeron que algunas de las recomendaciones del ACI deberían reexaminarse, dado que en ciertas situaciones podrían tenerse columnas con insuficiente ductilidad, especialmente en columnas con fuerzas axiales elevadas, pero dentro de los límites permitidos. Entre los temas por investigar, se refirieron a la distribución del refuerzo longitudinal, la cuantía y el espaciamiento del refuerzo transversal, la influencia del nivel de carga axial, la longitud de las rótulas plásticas.

Sezen y Moehle (2004) realizaron una investigación experimental y analítica del comportamiento axial y lateral de columnas con detalles de refuerzo transversal deficiente. También presentaron modelos analíticos para predecir la respuesta de deformación y resistencia de corte en columnas poco reforzadas. Los ensayos de columnas fueron diseñados para experimentar degradación significativa en la rigidez y resistencia debido a la falla de corte después de la fluencia de flexión. Se investigaron las deformaciones debidas a flexión, el deslizamiento de las barras longitudinales en el apoyo de la columna y el corte. En los resultados se observó que entre 40% y 60% del desplazamiento lateral total es a consecuencia de la flexión, mientras entre 25% y 40% es debido al deslizamiento del refuerzo longitudinal. Típicamente la componente de desplazamiento por corte es relativamente pequeña, especialmente en el rango elástico y bajo cargas axiales altas, como se puede apreciar en la Figura 2.2.

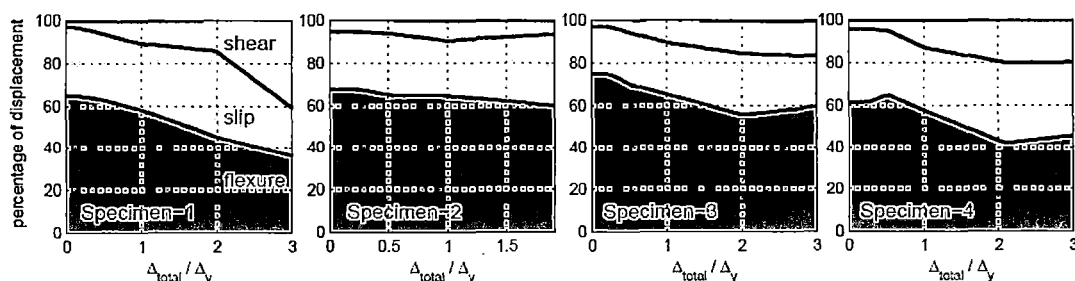


Figura 2.2. Contribución de diversas componentes al desplazamiento lateral total (Sezen y Moehle 2004).

Los mismos investigadores coleccionaron y analizaron una base de datos experimentales de 51 ensayos de columnas que tuvieron fallas de corte seguidas de fluencia en flexión. La resistencia al corte como función de las principales variables se muestra en la Figura 2.3, donde P es la carga de compresión axial

al momento de la falla de corte, a es la distancia desde el punto del momento máximo al punto de momento cero, d es de la distancia de la fibra extrema al centroide del refuerzo longitudinal en tensión, ρ_w es la razón de refuerzo transversal, definida como A_v / bs , A_v es el área de sección transversal del refuerzo transversal en la dirección del corte aplicado, con un espaciamiento longitudinal s , y b es el ancho de columna.

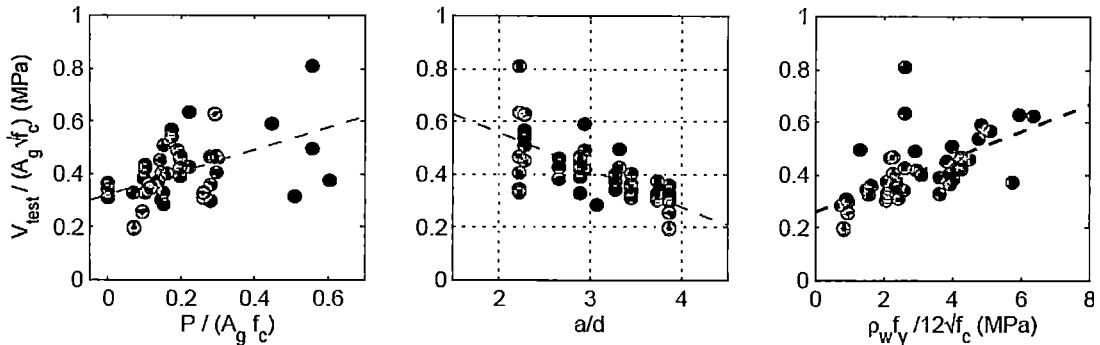


Figura 2.3. Efecto de las Principales Variables en la Resistencia al Corte.
(Sezen y Moehle 2004).

En los gráficos se observa que la resistencia al corte se incrementa con el incremento de la carga axial de compresión y decrece al incrementarse la razón a/d . La resistencia al corte también se incrementa con la cuantía de refuerzo transversal.

En el estudio se notó que con el incremento de la ductilidad, tanto el concreto como el refuerzo (apertura de ganchos) y la interacción entre el concreto y el refuerzo (adherencia-grieta dividida) contribuyeron a la degradación de resistencia.

Han y Shin (2006) realizaron un estudio experimental en el que se investigó el efecto del acero transversal en columnas de concreto armado sometidas a compresión axial con incremento monotónico. Las siguientes conclusiones fueron derivadas del estudio experimental:

- Para alcanzar una mejora en cuanto a la ductilidad y resistencia de columnas de concreto armado con resistencia alta, es necesario un confinamiento efectivo en la misma proporción que para un concreto con menor resistencia.

- Dada una misma razón volumétrica del acero transversal, hay configuraciones más efectivas para el confinamiento. Por lo tanto, se considera la cuantificación de la configuración del acero transversal como una variable importante.

Peng y Weijian (2008), realizaron ensayos de columnas sin recubrimiento, sometidas a carga de compresión axial constante y carga lateral. Analizaron los efectos de la carga axial, de la historia de carga y de la localización del refuerzo transversal en la sección confinada. Se observó que antes que el refuerzo transversal fluya la deformación lateral se incrementó lentamente, pero una vez que el refuerzo transversal fluyó la deformación lateral se incrementó rápidamente. Esto indicó la pérdida de capacidad de confinamiento del refuerzo transversal después de la fluencia.

2.4. DESARROLLO DEL REFUERZO

Dentro de los detalles de refuerzo en estructuras de concreto armado, la longitud de desarrollo tiene influencia importante en el comportamiento ante un evento sísmico. El desarrollo del refuerzo se basa en el esfuerzo de adherencia obtenible sobre la longitud embebida del refuerzo, donde la varilla debe extenderse a una distancia más allá de cualquier sección a la que se requiera para desarrollar una fuerza dada. En ciertas regiones, particularmente donde ocurren deformaciones reversibles e inelásticas, se pueden producir fuertes demandas de transferencia de esfuerzos por adherencia. Las zonas más severas son los nudos viga-columna.

En algunos casos las dimensiones longitudinales comerciales de las barras de acero pueden ser insuficientes para cubrir las necesidades de los elementos estructurales. En dichos casos será necesario empalmar algunas varillas o algunos segmentos de varillas, colocados de manera continua, para asegurar el comportamiento de cada sección de los elementos estructurales. La discontinuidad del acero de refuerzo puede atentar contra la capacidad resistente de la estructura, por lo que se requiere de algún mecanismo de transferencia de los esfuerzos. En caso de ser necesaria la transferencia puede hacerse por traslape, soldadura o por dispositivos mecánicos de continuidad. El traslape de varillas es el mecanismo de empalme de mayor uso en nuestro

medio. El empalme de las dos varillas debe tener una longitud apropiada para que el acero transmita esfuerzos al hormigón por adherencia, y este último los restituya a la otra varilla, sin acumular esfuerzos elevados de tracción en el hormigón, pues estos últimos provocarían una fisuración extensa, con sus consecuencias indeseables.

La ventaja del empalme traslapado es su relativa simplicidad. La desventaja es la naturaleza compleja de la transferencia de esfuerzos conducidos por un agrietamiento local o cerca a las secciones donde finaliza el refuerzo y algunas posibles pérdidas de rigidez y capacidad de carga, particularmente cuando la longitud de empalme o los estribos en la zona empalmada no son adecuadas.

Muchos investigadores han realizado estudios analíticos y experimentales referidos al tema. A continuación se hace mención de algunas de ellas:

Bresler (1974) presenta una recopilación de la información experimental. Los esfuerzos de adherencia entre el concreto y el refuerzo pueden ser divididos en dos tipos: Los que se desarrollan en la zona de anclaje en la zona de anclaje en los extremos de las barras y aquellos producidos en la superficie de refuerzo como consecuencia en el cambio del momento flector.

Por otro lado, menciona que la información de ensayos en empalmes traslapados en tensión es escasa. Se recomienda mayor longitud que la longitud de desarrollo requerida para refuerzos no empalmados, particularmente para grandes valores de esfuerzo en las barras empalmadas. Por esta razón se recomienda que los empalmes no se hagan en puntos de esfuerzos de máxima tensión, de esta manera se determina la longitud del empalme basándose en un esfuerzo menor al de la fluencia. Cuando se empalma la mitad del refuerzo podría considerarse un esfuerzo de adherencia de aproximadamente del 75% del valor nominal. Si se empalma entre la mitad y las tres cuartas partes del refuerzo, la longitud del traslape debe estar basada en un esfuerzo de adherencia aproximadamente del 60% del valor nominal. Y si supera las tres cuartas partes, la longitud de empalme debe estar basada en un 50%.

Rezansoff y colaboradores (1991) realizaron un estudio experimental y analítico de vigas con empalmes traslapados en tensión, en regiones de momento constante. El estudio llegó a las siguientes conclusiones:

- Las vigas de concreto armado que contienen empalmes traslapados con un fuerte confinamiento se desempeñan tan bien como las vigas con empalmes traslapados ligeramente confinadas. Una corta longitud de empalme con un buen confinamiento fue tan efectiva como una longitud de empalme mucho mayor con menos confinamiento.
- Los especímenes con grandes recubrimientos de concreto mostraron una menor resistencia del empalme en comparación con los que tenían menor recubrimiento.

Darwin y colaboradores (1996) llevaron a cabo un análisis experimental a escala natural con la finalidad de mejorar las características de la longitud de desarrollo de las barra de refuerzo. Se ensayaron especímenes con empalmes y longitud de desarrollo donde las barras no estuvieron confinadas por refuerzo transversal; también se realizaron ensayos de especímenes con refuerzo transversal. Estas fueron usadas para desarrollar una expresión de la falla de la fuerza de adherencia con una función de la resistencia del concreto, recubrimiento, espaciamiento de las barras, longitud de empalme y de desarrollo, refuerzo transversal y las propiedades de la geometría de las barras empalmadas o ancladas. Propusieron expresiones válidas para concreto con resistencias que varían entre 17 y 110MPa. Los análisis y comparaciones hechas en este estudio llegaron a las siguientes conclusiones:

- La relación entre las fuerzas de adherencia y longitudes de desarrollo y empalme es no lineal. Por lo tanto para incrementar la fuerza de adherencia en un porcentaje determinado se requiere aumentar la longitud de desarrollo en un porcentaje mayor.
- Con referencia a las expresiones propuestas la resistencia del empalme y la longitud de desarrollo son subestimados para concreto de baja resistencia y sobreestimada para concreto de alta resistencia.
- La resistencia de fluencia del refuerzo transversal no juega un rol significativo en el efecto del refuerzo transversal en mejorar la resistencia del empalme y reducirla a longitud de desarrollo de las barras de refuerzo.

El ACI 408 reafirma los resultados de Darwin y colaboradores. La resistencia de adherencia es gobernada por: propiedades mecánicas del concreto, el volumen del concreto alrededor de la barra (relacionado con el recubrimiento del concreto y los parámetros del espaciamiento de la barra), la presencia del confinamiento en la forma de refuerzo transversal (lo cual puede retrasar y controlar la propagación del agrietamiento), las condiciones de superficie del acero, la geometría de la barra.

Por otro lado, el ACI 408 menciona que aun cuando incrementando la longitud de desarrollo se incrementará la capacidad de adherencia, el incremento de la resistencia no es proporcional al incremento de la longitud adherida. La explicación se debe a que las fuerzas de adherencia no son uniformes y que las fallas de adherencia tienden a originarse en las regiones con la mayor fuerza de adherencia por unidad de longitud. Para las barras empalmadas, la separación del concreto empieza en el extremo del empalme, moviéndose hacia el centro. En el caso de las barras el desplazamiento de la varilla del concreto, se inicia en la superficie libre o en el agrietamiento de flexión transversal donde la barra es más esforzada. Aunque la fuerza de adherencia y la longitud de adherencia no son proporcionales, su relación es cercanamente lineal. La práctica de diseño común (ACI 318) de establecer una relación proporcional entre la fuerza de adherencia y la longitud de desarrollo y empalme es conservadora para longitudes de adherencia cortas, pero se convierte progresivamente en menos conservadora y eventualmente no conservadora cuando se produce un incremento en la longitud de adherencia y el incremento de esfuerzos en las barras empalmadas en desarrollo.

EL ACI 408 ha recolectado muchos estudios experimentales, en los que se menciona que el confinamiento por refuerzo transversal en la zona de empalme y longitud de desarrollo limita la progresión del agrietamiento e incremento y la fuerza de adherencia para causar la falla (Tepfer 1974, Orangunm Jirsa y Breen 1977, Darwin y Graham 1993). Un incremento de refuerzo transversal resulta en incremento de la fuerza de adherencia, aunque el refuerzo transversal, es progresivamente menos efectiva (Orangun, Jirsa y Breen 1977).

La mayoría de las investigaciones han indicado que el recubrimiento del concreto juega un papel importante en la resistencia de la adherencia; la resistencia de

adherencia decrece cuando el recubrimiento disminuye para barras que se encuentra en la parte superior e inferior.

Ferguson y Thompson (1965) realizaron ensayos de vigas con la finalidad de comparar la resistencia de adherencia cerca de las barras superiores e inferiores de la viga. La resistencia de adherencia de las barras superiores e inferiores decrece con el incremento del asentamiento del concreto y la disminución del recubrimiento en la parte superior de la viga.

Zekany (1981) realizó ensayos de vigas con refuerzo superior e inferior y con empalmes de refuerzo. La resistencia del empalme decrece en ambos casos del refuerzo (superior e inferior) por el incremento del asentamiento, pero el decrecimiento fue más consistente para el refuerzo superior.

Otro de los detalles en los empalmes del refuerzo es el no contacto directo de las varillas. Esto fue un tema tratado desde los primeros códigos. El ACI 318-47 especificaba que el espaciamiento mínimo entre varillas no debería ser menor que $1.5d_b$ y en ningún caso menos que 25 mm. El ACI 318-51 conservó los requerimientos anteriores excepto que el $1.5d_b$ fue cambiado a $1.0d_b$. Únicamente en 1963 el ACI 318 permitió tanto el espaciamiento como el contacto del traslape de empalme.

Sagan, Gergely y White (1991) estudiaron el comportamiento del no contacto de las barras empalmadas bajo cargas cíclicas monotónicas. Cada espécimen tuvo dos empalmes. Las variables incluidas fueron: espaciamiento entre las barras empalmadas, resistencia de compresión del concreto, medida del refuerzo, la cantidad y la distribución del refuerzo transversal, y la longitud de empalme. Los especímenes fueron cargados lentamente en tensión directa. Los investigadores llegaron a las siguientes conclusiones:

- La resistencia del empalme de los especímenes cargados monotónicamente se incrementa cuando se proporciona el refuerzo transversal le es proporcionada. También, el número de ciclos de cargas inelásticas sostenidas por un empalme de tensión depende del confinamiento proporcionado por el refuerzo transversal.

- En condiciones de carga monotónica, la resistencia de un empalme es independiente del espaciamiento entre las barras empalmadas, hasta por lo menos un espaciamiento de seis veces el diámetro de la barra.

Otros investigadores como Hamad y Mansour (1996), llegaron a la conclusión que no tenerse contacto directo de las varillas de empalme se desarrolla mayor resistencia de adherencia que en los empalmes en contacto, hasta un espaciamiento de $5d_b$. Ellos concluyeron que el ACI limita al espaciamiento del refuerzo transversal de las barras empalmadas en tensión en un 20% de la longitud empalmada considerándose esta como conservadora y que podría usarse en un límite del 30%.

2.5. NUDOS EN PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO

Hasta hace unos cuarenta años, no se prestaba mucha atención al diseño de los nudos viga-columna en pórticos de concreto armado. La causa de falla de pórticos de concreto armado seriamente dañados o que colapsaron durante eventos sísmicos era atribuida principalmente al inadecuado mecanismo de disipación de energía dentro del sistema de pórtico y a los deficientes diseños y detalles de vigas y columnas.

Con el progreso significativo en el entendimiento del comportamiento y las mejoras en el diseño de vigas y columnas, particularmente en el detalle del refuerzo para alcanzar la ductilidad necesaria en las regiones críticas de esos elementos, la importancia de los nudos emergió gradualmente. Usando un buen diseño de vigas y columnas, un nudo viga-columna puede convertirse en el enlace más débil de la cadena de resistencia dentro del pórtico de concreto armado dúctil.

En los nudos pueden producirse esfuerzos cortantes de hasta entre 4 y 6 veces los esfuerzos cortantes en las columnas adyacentes. La mayor parte de esos esfuerzos se introducen por el anclaje de las barras de refuerzo en el nudo. Por lo tanto, la resistencia al corte y la adherencia son los dos aspectos más importantes en el diseño del nudo. Contrariamente a la comúnmente supuesto, las deformaciones en los nudos de pórticos sometidos a sismos severos pueden ser significativas, influyendo en las derivas.

Paulay (1988) hizo una revisión del estado del arte para el diseño de nudos de pórticos dúctiles en regiones sísmicas. Enfatizó la importancia de los esfuerzos introducidos en el nudo por el anclaje del refuerzo. Cuando se tienen esfuerzos de adherencia excesivos, causados por una penetración progresiva de la fluencia de las barras hacia el núcleo del nudo, lo que es más probable con el uso de barras de gran diámetro, comienza el deslizamiento dentro del nudo y el comportamiento del nudo y de las vigas y columnas adyacentes es afectado, lo que se manifiesta en una reducción de la rigidez lateral y en el estrechamiento ("pinching") de los lazos de histéresis.

Algunos de los trabajos experimentales realizados posteriormente se revisan a continuación:

Y. Goto y O. Joh (1988) realizaron un trabajo experimental de nudos interiores, sin vigas transversales ni losas, a mitad de escala. Todos los especímenes fueron diseñados de modo que la rótula plástica en el extremo de la viga se forme antes que ocurra la fluencia en las barras de las columnas o la falla por corte en vigas, columnas o nudos. Todos fallaron por fluencia de las barras, mientras el nudo no había desarrollado su estado último. Los ensayos mostraron que:

- El refuerzo transversal en el nudo reduce el deslizamiento de las barras de refuerzo de las vigas y como consecuencia casi no se aprecian estrechamientos ("pinching") en los diagramas fuerza-deflexión. Esto significa mayor disipación de energía frente a acciones cíclicas.
- La cuantía de refuerzo lateral en el nudo no influyó en el esfuerzo de agrietamiento. Sin embargo, la rigidez en el nudo se mantuvo más alta con un mayor refuerzo lateral.
- El refuerzo transversal en los extremos de las vigas contribuyó poco a mejorar la adherencia de las barras de la viga dentro del nudo.
- Las barras longitudinales a la mitad de la profundidad de la columna tuvieron un efecto favorable en la resistencia y la rigidez de corte en el nudo.

Bares y colaboradores (1992) realizaron un estudio experimental y analítico de pórticos de concreto armado diseñados principalmente para cargas de gravedad. Los pórticos estudiados tuvieron bajas cuantías de refuerzo longitudinal en columnas, empalmes inmediatamente sobre los niveles de piso, pocos estribos

en las columnas y en los nudos, y un anclaje pobre del refuerzo inferior de las vigas, extendiéndose aproximadamente 15 cm dentro del nudo. Se ensayaron más de 30 especímenes de nudos exteriores e interiores a escala natural, bajo cargas cíclicas, así como un modelo a escala reducida de un edificio de tres pisos, que se ensayó en mesa vibradora. Los ensayos mostraron que los edificios con estas características tienen una resistencia mucho menor, posiblemente del orden de 50% de la que se tendría en un pórtico con los detalles de diseño que actualmente se consideran la buena práctica. En el ensayo en mesa vibradora se observó una degradación importante en la rigidez lateral. Para el sismo de Taft (1952) escalado a 0.18g la rigidez se redujo a 50% de la inicial; con el sismo escalado a 0.35g se redujo al 22%. La estructura falló al incrementar la intensidad ligeramente, posiblemente como consecuencia de su excesiva flexibilidad. En los nudos interiores sin refuerzo transversal, se obtuvieron resistencias al corte del orden de 2/3 de la capacidad que se tendría en una unión bien detallada. La falta de refuerzo transversal fue más perjudicial en nudos exteriores: aunque se alcanzaron resistencias comparables a las de un nudo interior, la degradación en la rigidez fue mucho más rápida. Agregando solo dos estribos de 3/8" en el nudo se obtuvieron resistencias entre 25% y 40% mayores y se retardó la degradación en la rigidez.

Lehman, y colaboradores (2004) realizaron un programa de investigación de pórticos con nudos sin refuerzo transversal. Las vigas y columnas fueron detalladas de acuerdo con los principios de diseño del ACI318-02 para poder estudiar el comportamiento sobre un rango de resistencias de materiales y demandas de esfuerzos de corte en el nudo expresadas como una proporción de la resistencia nominal del concreto. Los ensayos mostraron cuatro aspectos de desempeño en los nudos sin reforzamiento transversal que son de gran interés: Primero, la resistencia a compresión del concreto en el nudo debe ser suficiente para soportar la carga de gravedad a la columna.

Segundo, los experimentos mostraron que la resistencia al corte varía significativamente con la fluencia del refuerzo en las vigas y la historia de desplazamientos. Los ensayos mostraron que si el refuerzo por flexión de las vigas está en fluencia y no se tiene refuerzo de confinamiento en el nudo, la falla por corte puede ocurrir a esfuerzos incluso más bajos que $0.5\sqrt{f'_c}$ (MPa). En cambio, si el refuerzo longitudinal no alcanza la fluencia se superan esfuerzos de

corte de $2\sqrt{f'_c}$ (MPa). Podría entonces postularse que si se provee refuerzo longitudinal adicional este podría compensar al menos en parte la deficiencia del refuerzo de confinamiento exigido en las normas vigentes.

El tercero y cuarto, son la rigidez en el nudo y la acumulación de daño. Ambas se relacionan con la historia de desplazamiento. En los ensayos se observó que la deformación en el nudo contribuye en aproximadamente 10% de la deriva total cuando ésta es del orden de 0.5% y a mayor deformación podría llegar a contribuir hasta el 75% del total de deriva (Ver Figura 2.4.). Esto demostró que el modelamiento de nudos como si fueran rígidos, podría resultar en una subestimación significativa de la deriva lateral.

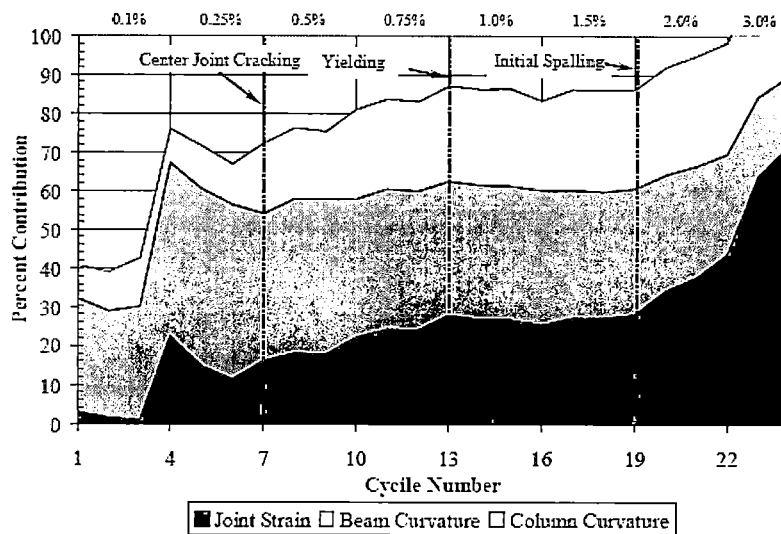


Figura 2.4. Componentes de la Deriva. (Lehman et al. 2004).

Kusuhara y Shiohar (2008), ensayaron 10 nudos viga-columna de concreto armado a mitad de escala, que fueron cargados para fallar por cargas cíclicas estáticas. Se incluyeron nudos con distintas configuraciones: nudos interiores, exteriores, o en esquina; nudos con y sin vigas transversales; nudos con longitudes de anclaje deficientes. Como resultado del programa de ensayos se observó que:

- El desprendimiento del concreto en el nudo empezó en una deriva de 3%.
- Las vigas transversales incrementan la rigidez y la resistencia de los nudos.
- Un anclaje deficiente del refuerzo longitudinal en vigas posiblemente propicia una fluencia prematura del refuerzo de las columnas, reduciendo la capacidad de corte y la rigidez de entrepiso.

- Los daños en el nudo dan lugar a diagramas corte de entrepiso-distorsión con estrechamientos (pinching) y por tanto menos disipación de energía al aplicarse cargas cíclicas.
- Las columnas fueron diseñadas con capacidades entre 24% y 32% mayores a las de las vigas. Las fallas se originaron en las vigas y se propagaron diagonalmente hacia el interior del nudo. En el caso de anclaje pobre la falla también se propagó hacia las columnas.

Joh y Goto (1996) realizaron una investigación estadística sobre la resistencia al corte en nudos interiores de pórticos de concreto armado, usando una base de datos experimental de 96 especímenes sin losas ni vigas transversales. Este grupo de especímenes fueron divididos en tres modos de falla: falla de flexión en las vigas (tipo-B), falla de corte en el nudo después de la fluencia del refuerzo en la viga (tipo-BJ) y falla en el nudo sin relación con la fluencia del refuerzo (tipo J). En la investigación se vieron los efectos de diversos parámetros en la resistencia de corte en el nudo, como son la resistencia de compresión de concreto y el reforzamiento en el nudo.

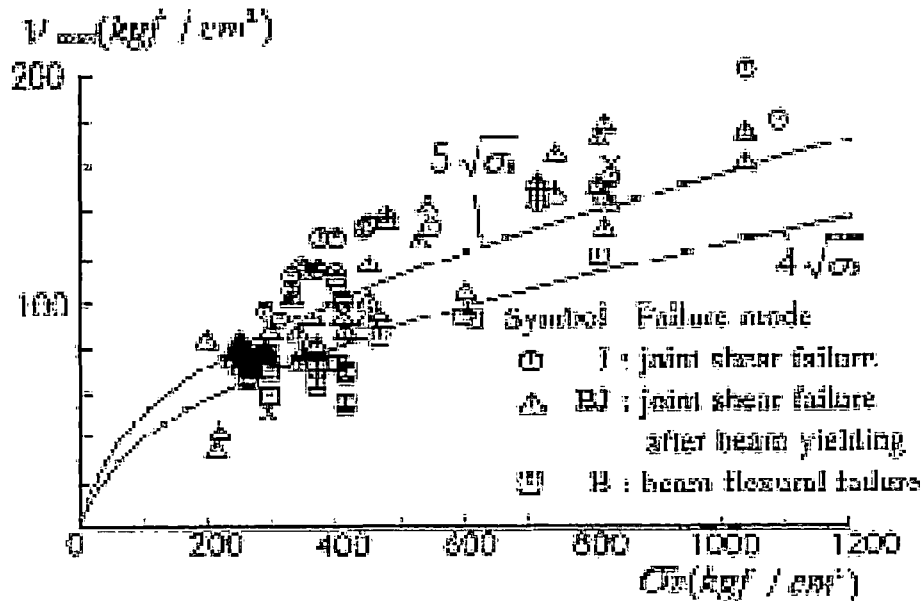


Figura 2.5. Resistencia del Concreto en el Nudo. (Joh y Goto 1996).

Se observó el distinto comportamiento de las uniones con o sin fluencia del refuerzo longitudinal en las vigas. En el caso de falla por corte en el nudo sin fluencia del refuerzo en la viga (ensayos tipo J) la resistencia no depende tanto

del refuerzo horizontal (estribos) en el nudo, porque la componente de la fuerza en el puntal de concreto es soportada también por las barras de refuerzo longitudinal en las vigas (Ver Figura 2.5). La mayor parte de los ensayos de este grupo mostraron esfuerzos de corte en el nudo superiores a $1.6\sqrt{f'_c}$ (MPa), en contraste con los ensayos en que las fallas fueron por flexión de las vigas (ensayos B), en los que tales esfuerzos estuvieron por debajo de $1.3\sqrt{f'_c}$ (Mpa). Ver Figura 2.5.

La relación entre la resistencia máxima y el refuerzo del nudo se muestra en la Figura 2.6. Por la dispersión de los datos, se concluye que el refuerzo en el nudo no influye tanto en la resistencia máxima. En otros elementos, como vigas o columnas, el refuerzo de corte es más efectivo en la resistencia de corte. La diferencia en cada nudo viga-columna es el tipo de falla, con o sin fluencia en las vigas; el rol del reforzamiento en el nudo es visto de manera diferente para ambos casos.

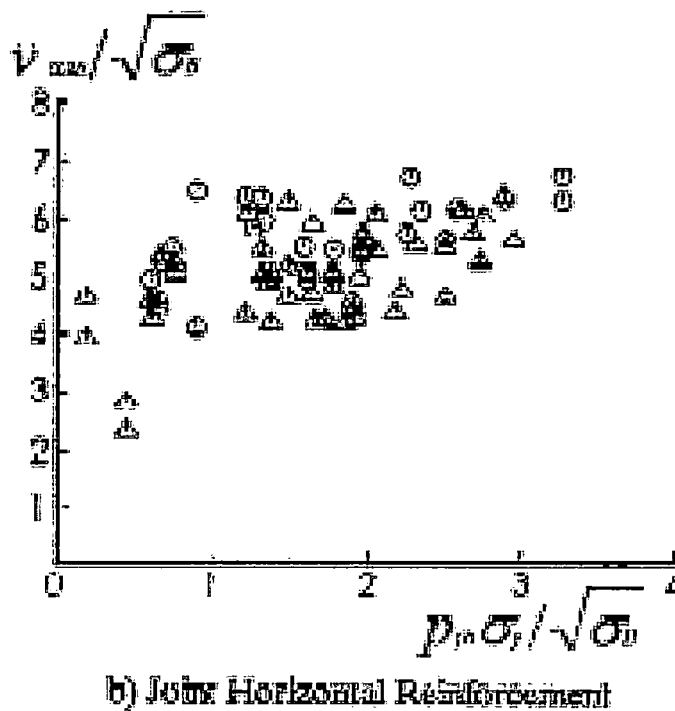


Figura 2.6. Efecto del Refuerzo Horizontal en el Nudo. (Joh y Goto 1996)

Kim y La Fave (2008) revisaron una extensa base de datos experimentales de nudos sometidos a acciones cíclicas que fallaron por corte y realizaron ensayos adicionales con nudos a escala 1:3. Aproximadamente 53% de los 341 especímenes estudiados tenía refuerzo transversal por lo menos igual al 70% del

mínimo actualmente recomendado por el ACI. Tanto para uniones “modernas”, con suficiente refuerzo transversal, como para uniones “antiguas”, con poco confinamiento, propusieron la relación:

$$v_j = 1.31 \alpha \beta \eta \omega^{0.30} \omega_t^{0.15} (f'_c)^{0.75}$$

donde v_j es la resistencia al corte, en MPa, α es un parámetro que depende de la geometría en el plano (1.0 para un nudo interior, 0.7 para un nudo exterior), β depende de la geometría fuera del plano (1.0 para uniones con una o ninguna viga transversal, 1.2 para el caso con vigas transversales a ambos lados), η es función de la excentricidad ($\eta = (1 - e/b_c)^{0.67}$), donde e es la distancia entre el eje de la viga y el eje de la columna y b_c es el ancho de esta última, $\omega = \rho f_y / f'_c$ es el índice de refuerzo longitudinal, y $\omega_t = \rho_t f_y / f'_c$ es el índice de refuerzo transversal. La figura siguiente muestra la buena correlación entre los resultados experimentales y la expresión propuesta (Ver Figura 2.7).

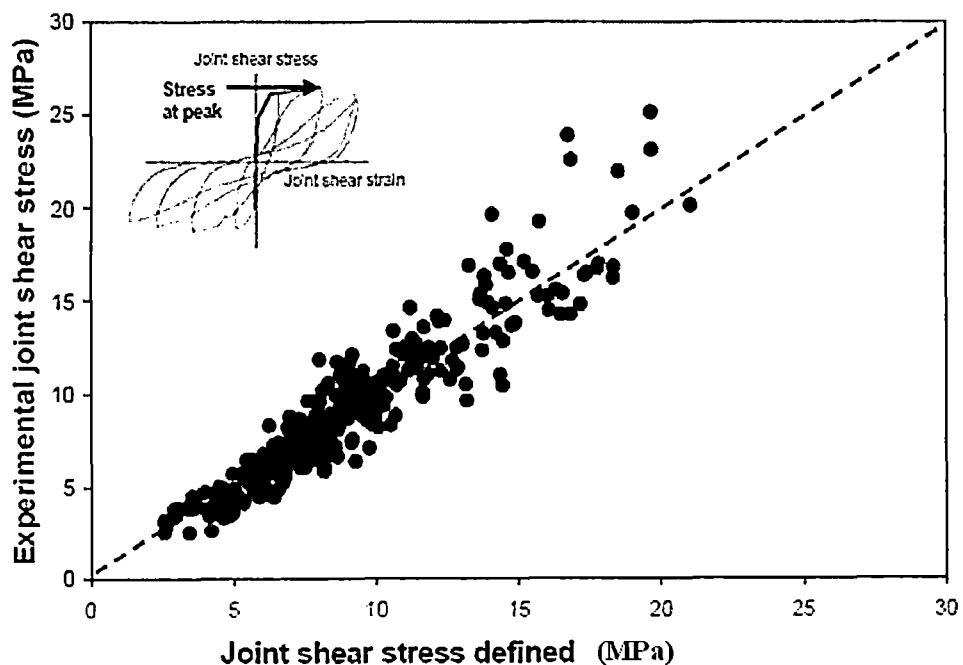


Figura 2.7. Esfuerzo de Corte Experimental vs Analítico (Kim y La Fave 2008).

En el mismo estudio se encontró que la deformación del nudo depende de los mismos parámetros, aunque hay mucho más dispersión en los resultados.

CAPÍTULO III

PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS Y DE EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

3.1 INTRODUCCIÓN

La evaluación de estructuras existentes es un área de la ingeniería que va ganando importancia con gran rapidez, debido al enorme incremento del parque de estructuras, al envejecimiento de las mismas y a la necesidad de prolongar su uso más allá de su vida útil originalmente prevista. Al hacer la evaluación, bien sea con fines de reparación, para permitir un cambio de uso, o para adecuar la estructura a los estándares vigentes, se requiere más flexibilidad en los objetivos en comparación con los que se plantearían para el diseño de una estructura nueva.

Entre las consideraciones más importantes está la seguridad de los ocupantes ante las cargas de servicio y aquellas de carácter excepcional, como un sismo intenso, el costo y la factibilidad de modificar la estructura para darle la resistencia, rigidez y ductilidad acordes con la práctica actual, el tiempo durante el cual la estructura estaría fuera de servicio para efectuar las modificaciones. Con frecuencia debe tenerse en cuenta también el carácter histórico de los edificios intervenidos.

En lo que sigue se hace referencia a las recomendaciones del FEMA 356 (2000) y del estándar ASCE/SEI 41 (2006) sobre rehabilitación sísmica de estructuras existentes.

3.2 INSPECCIÓN VISUAL

Independientemente de la información inicial de la que se disponga, una inspección lo más detallada posible de la estructura existente es indispensable, ya sea para tomar conocimiento de lo desconocido o para verificar los datos que se poseen, aún cuando debe reconocerse la imposibilidad de recabar el 100% de las características geométricas y mecánicas de cualquier estructura.

La inspección visual deberá abarcar toda la estructura accesible, debiendo recabar información acerca de la organización estructural del edificio, las dimensiones (luces, alturas), geometría de las secciones, calidad y estado de los materiales y posibles defectos o disfunciones que pueda presentar la estructura (tales como deflexiones excesivas, fisuración o corrosión).

Se debe identificar la continuidad de la trayectoria de las cargas entre las componentes, elementos y sistemas, tanto para cargas gravitacionales como para las eventuales fuerzas laterales.

Se deben examinar las condiciones físicas de las componentes primarias (son aquellas que proporcionan la capacidad a estructura para resistir el colapso bajo fuerzas inducidas por movimientos sísmicos en cualquier dirección) o secundarias y se debe notar la presencia de cualquier degradación.

Se deben así mismo revisar y documentar condiciones que incluyen parte de los muros vecinos y edificaciones, la presencia de componentes no estructurales, y las limitaciones para la rehabilitación que podrían influir en el desempeño de la edificación.

3.3 EVALUACION DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

El diseño de las mezclas de concreto, las propiedades del acero de refuerzo, las técnicas de encofrado y de colocación del concreto han constantemente evolucionado, lo que tiene influencia en la calidad de la estructura y en su capacidad para resistir un sismo severo.

La información básica relativa a la resistencia nominal del concreto, el esfuerzo de fluencia y la resistencia del refuerzo es la que se obtiene de los planos. Sin embargo es poco probable que se cuente con información relativa al control de calidad y es frecuente, sobre todo para el concreto preparado en obra, que la resistencia real resulte menor que la especificada. El año de construcción puede también dar indicios respecto a las especificaciones típicas de los materiales empleados. En décadas pasadas se usaban concretos con resistencias nominales tan bajas como 140 kg/cm^2 (en viviendas y otras edificaciones pequeñas) y los concretos con resistencias iguales o mayores que 280 kg/cm^2 podían calificarse como excepcionales (en edificaciones). Hasta la década de 1970, el refuerzo tenía típicamente un esfuerzo de fluencia nominal de

2800 kg/cm². En la década de 1970 se inició el uso de acero endurecido por torsión, con un esfuerzo de fluencia del orden de 4200 kg/cm², pero mucho menos dúctil que el usado actualmente. Telemachos (2001) y otros demostraron que el uso de acero trabajado en frío reduce la ductilidad a aproximadamente la mitad e incrementa la degradación frente a cargas cíclicas.

El FEMA 356 (2000) y el ASCE/SEI 41 dan recomendaciones para auscultar las propiedades de los materiales. Si no se dispone de planos o las especificaciones de los materiales se desconocen, se deben tomar al menos 6 muestras diamantinas por cada tres pisos. En construcciones en las que se emplearon diversos tipos de concreto, se deben obtener tres muestras diamantinas para cada clase de concreto. La toma de muestras debe hacerse aleatoriamente en las componentes críticas del sistema estructural sismorresistente. Adicionalmente, se deben obtener muestras de los elementos dañados o notoriamente degradados. Cuando se disponga de la información, los resultados de los ensayos deben ser contrastados con las resistencias nominales indicadas en planos.

Al igual que para el concreto, esas normas también hacen recomendaciones para determinar las propiedades del refuerzo (el esfuerzo de fluencia y la resistencia última). Se recomienda un mínimo de tres ensayos para determinar la resistencia del refuerzo convencional. Si existen los documentos de la construcción original de la edificación, se debe tomar aleatoriamente tres muestras de cada tipo de acero de refuerzo.

3.4 MODELAMIENTO DE PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO

El modelo matemático deberá representar correctamente la distribución espacial de masas en la estructura, la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de vigas, columnas, nudos y otras componentes del pórtico, así como la disipación de energía acorde con los niveles de deformación esperados.

Con relación al análisis no lineal, en el ASCE 7 y en la propuesta para la nueva norma E.030 se menciona que:

“El comportamiento de los elementos será modelado de modo consistente con resultados de ensayos de laboratorio y tomará en cuenta la fluencia, la degradación de resistencia, la degradación de rigidez, el estrechamiento

histerético, y todos los aspectos relevantes del comportamiento indicados por los ensayos.”

“La resistencia de los elementos será obtenida en base a los valores esperados de sobre resistencia del material, endurecimiento por deformación y degradación de resistencia por la carga cíclica.”

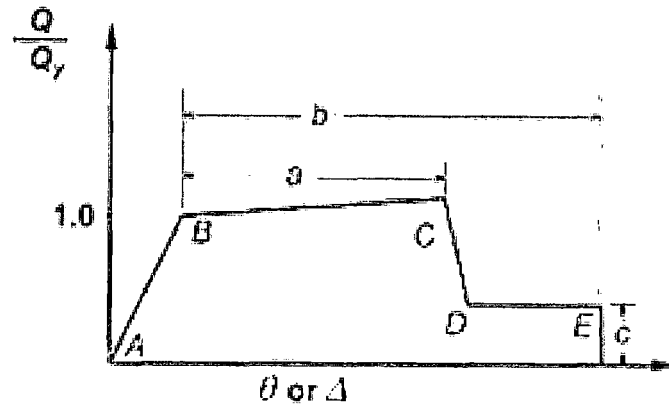
“Se permite suponer propiedades lineales para aquellos elementos en los que el análisis demuestre que permanecen en el rango elástico de respuesta.”

“Se admite considerar un amortiguamiento viscoso equivalente a 5 % del amortiguamiento crítico, además de la disipación resultante del comportamiento histerético de los elementos.”

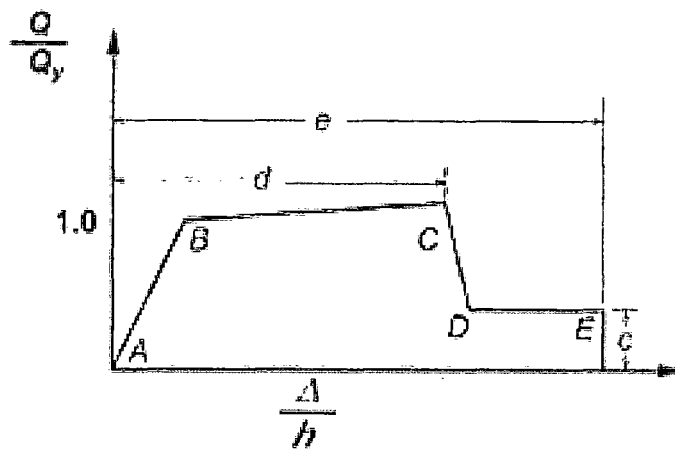
En las condiciones actuales es difícil satisfacer todos los requisitos antes mencionados y se considera aceptable, aún cuando se reconozca como una aproximación cruda, plantear un modelo de rótulas plásticas, con no linealidad concentrada sólo en ciertas secciones (típicamente los extremos de vigas y columnas). En la Figura 3.1 se muestran las relaciones generalizadas entre medidas de fuerza y medidas de deformación en las rótulas plásticas, según el FEMA 356 (2000) y el ASCE/SEI 41 (2006).

Para vigas y columnas, la deformación generalizada en la Figura 3.1., debe ser la rotación de la rotula plástica. La fuerza generalizada es el momento flector. Para nudos viga-columna, la deformación generalizada debe ser la deformación de corte.

En la figura se aprecia una respuesta lineal del punto A (componente no cargada) al punto de fluencia efectiva B, luego una respuesta lineal con una rigidez reducida del punto B hacia C, posteriormente se produce una reducción repentina en la resistencia de carga lateral hacia D, luego se produce una reducción en la resistencia hacia el punto E, finalmente se produce la pérdida de resistencia.



(a) Deformación



(b) Relación de deformación

Figura. 3.1. Relaciones generalizadas fuerza-deformación para elementos de concreto armado (FEMA 356 (2000), ASCE/SEI 41 (2006)).

Los valores de la deformación generalizada de los puntos B, C y D deberían derivarse de experimentos o de un análisis racional. Sin embargo, en el FEMA 356 y el ASCE/SEI 41 se presentan valores que se consideran apropiados para distintos detalles de refuerzo y distintos niveles de esfuerzos axiales y de corte. Las tablas correspondientes para vigas y columnas en pórticos de concreto armado se reproducen en el Anexo 2 y 3.

Para determinar las fuerzas y deformaciones correspondientes al límite de proporcionalidad (el punto indicado como B en la Figura 3.1), deben considerarse los criterios establecidos en el capítulo 10 del ACI 318 (y de la norma E.060) con los factores de reducción de resistencia ϕ indicados en la Tabla 3.1.

Tabla. 3.1. Factores de reducción de resistencia Φ

Descripción	Φ
Secciones controladas por tracción	1,0
Secciones controladas por compresión	
Elementos zunchados conforme al ACI 318	0,90
Elementos con estribos rectangulares	0,80
Corte y torsión	0,80
Aplastamiento del hormigón (excepto anclajes de post tensado)	0,80

(Fuente: Código FEMA 356, ASCE/SEI 41)

Se recomienda además una reducción adicional por un factor $k = 0.75$ si se encuentran componentes dañados o deteriorados, si las propiedades mecánicas de sus componentes tienen coeficientes de variación que exceden 25%, o si las propiedades de los materiales son inciertas.

En las tablas mostradas en los Anexos 1 se presentan también las rotaciones correspondientes a tres niveles de desempeño:

- Nivel de Ocupación Inmediata (IO). El daño se define como entre insignificante y ligero. La edificación puede seguirse utilizando; no habría interrupción en el caso de servicios públicos.
- Nivel de Seguridad de Vida (LS). El daño se define como entre moderado e importante, pero la estructura permanece estable. El riesgo de vida para los ocupantes es muy bajo.
- Nivel de Prevención de Colapso (CP). El rango de daño está entre importante y severo. La edificación está cerca del colapso parcial o total.

En las tablas puede apreciarse que el rango de deformación entre el nivel de ocupación inmediata y el de prevención de colapso es mucho más pequeño cuando no se tienen buenos detalles de refuerzo.

Debe anotarse que para estructuras con muchos elementos puede ser innecesariamente costoso representar las características individuales de todas las distintas posibles rótulas en los elementos, siendo más eficiente agrupar los elementos con características similares.

3.5 MÉTODOS DE ANÁLISIS

En la evaluación de estructuras de concreto armado pueden emplearse diversos métodos de análisis, tanto lineales como no lineales. Los métodos lineales de análisis estructural encontrado en los códigos incluyen procedimientos estáticos y dinámicos por superposición modal espectral. Se trata de procedimientos simples e indispensables para el diseño de una estructura nueva. Sin embargo, para la evaluación del comportamiento de estructuras de concreto armado frente a acciones sísmicas sería más apropiado realizar el análisis teniendo en cuenta las no linealidades en el comportamiento de los elementos y en la estructura en conjunto. En tal sentido, el análisis tiempo historia integrando directamente las ecuaciones diferenciales de equilibrio sería la elección formalmente correcta, pero en las condiciones actuales resulta poco práctico para el uso general. Como alternativa puede plantearse un procedimiento de análisis estático no lineal, que permite identificar los posibles mecanismos de falla y estudiar la redistribución de esfuerzos al tenerse no linealidades significativas en el comportamiento de algunos elementos. En esta tesis se han empleado tanto procedimientos de análisis estático como de análisis dinámico no lineal, que se describen brevemente en las secciones siguientes.

3.5.1 Análisis Estático No Lineal

Este proceso, habitualmente referido como análisis “pushover”, comprende tres etapas:

- Determinación de una curva de capacidad de la estructura (para fuerzas laterales en la dirección de análisis) que se expresa como la fuerza cortante en la base en función del desplazamiento lateral en la parte superior de la estructura.
- Determinación de un espectro de demanda correspondiente a un período medio de retorno en el sitio y ajustado para un amortiguamiento equivalente para representar la disipación de energía en el sistema estructural.
- Determinación de un “punto de desempeño” probable, a partir del cual pueden hacerse estimaciones de las posibles derivas, del nivel de daño en los elementos, los márgenes de seguridad y otros aspectos de interés.

Determinación de la curva de capacidad

Para determinar la curva de capacidad se aplican fuerzas laterales estáticas o desplazamientos laterales, que se mantienen con las mismas proporciones y se incrementan en forma monotónica hasta que se alcanza una condición límite. Simultáneamente deben incluirse la carga permanente y una fracción de la carga viva, según se especifica en la norma de diseño sismorresistente (E.030). El análisis se realiza separadamente para cada una de las dos direcciones principales de la estructura. No se consideran excentricidades accidentales. Suponiendo que el primer modo sea predominante en la respuesta, los desplazamientos laterales pueden tener la forma del primer modo (en la dirección de análisis) o, si el proceso se controla por fuerzas, éstas se determinan multiplicando la forma del primer modo de vibración por las masas en cada nivel. En estructuras elevadas y aquellas en las que el período fundamental exceda de 1s, puede ser conveniente realizar análisis adicionales con las formas correspondientes a los modos superiores. El análisis puede definirse como incremental (puesto que las cargas se aplican en sucesivos incrementos relativamente pequeños) e iterativo (se requieren corregir los errores en el equilibrio, ya que el estado del modelo al terminar cada incremento es distinto del que se tenía al inicio). Durante el proceso se registran, además de la fuerza cortante en la base y el desplazamiento lateral en la parte superior de la estructura, los resultados a nivel local, que son necesarios en la etapa de evaluación del desempeño. La condición límite en general se expresa como un desplazamiento en la parte superior más allá de lo que correspondería a un desempeño aceptable. El proceso puede también terminar cuando la estructura se vuelve inestable o cuando la capacidad para soportar cargas verticales decrece significativamente.

Para poder comparar la curva de capacidad con la demanda, es necesario convertir la curva de capacidad, que está expresada en términos de fuerza cortante en la base y desplazamiento en la parte superior, al formato ADRS (Acceleration – Displacement Response Spectra, es decir, S_a vs. S_d). Suponiendo que la distribución en altura corresponda al primer modo de vibración, las expresiones requeridas son:

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (\omega_i \varphi_i)}{\sum_{i=1}^N (\omega_i \varphi_i^2)}$$

$$\alpha_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (\omega_i \varphi_i)}{W \cdot \sum_{i=1}^N (\omega_i \varphi_i^2)}$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{\text{techo}}}{\Gamma_1 \varphi_{\text{techo}}}$$

Donde:

- φ_i = Amplitud del primer modo en el nivel "i"
- Γ_1 = Factor de participación del primer modo
- α_1 = Fracción de masa efectiva para el primer modo
- N = Número total de niveles
- S_a = Aceleración espectral
- S_d = Desplazamiento espectral
- W = Peso total (cargas permanentes más fracción de la carga viva)
- ω_i = Peso correspondiente al nivel "i"
- V = Cortante en la base
- Δ_{techo} = Desplazamiento en el último piso

Determinación del espectro de demanda

La demanda sísmica se caracteriza inicialmente usando el espectro de pseudo aceleración elástico, típicamente definido para un amortiguamiento de 5%, que depende de las condiciones de sitio. En el contexto de la norma E.030 se consideran los factores Z, C, S y se trabaja con $U = 1$ y $R = 1$. Con la finalidad de obtener el punto de desempeño, este espectro debe ser modificado para ajustarse al amortiguamiento efectivo. El procedimiento de ajuste se describe en la sección siguiente. También el espectro de demanda se convierte al formato ADRS:

$$S_d = \frac{S_a}{\omega^2} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a$$

Donde:

S_a = Seudo aceleración espectral (*ZUCS g*)

S_d = Desplazamiento espectral

T = Período

ω = Frecuencia angular

Punto de desempeño probable

La curva de capacidad es en sí misma información muy valiosa para el ingeniero. Sin embargo, para hacer apreciaciones sobre el posible desempeño de una estructura se requiere combinar esa información con la de la demanda y establecer un máximo desplazamiento probable. Para ello han sido planteados distintos procesos, pero es evidente que ninguno de ellos puede, con un solo punto, describir en forma completa el comportamiento, más aún considerando el desconocimiento de las precisas características de futuros movimientos del terreno, la variabilidad en las propiedades de los materiales y las numerosas aproximaciones introducidas en el modelo matemático de los elementos.

En esta tesis se ha trabajado con el método del espectro de capacidad, como se describe en el ATC 40 (1996). Se trata de estimar el máximo desplazamiento probable (punto de desempeño) intersectando la curva de capacidad con el espectro de demanda ajustado al amortiguamiento efectivo. Para determinar el amortiguamiento efectivo se requiere iterar suponiendo inicialmente un punto de desempeño tentativo (d_{p0}, a_{p0}). Una buena aproximación, adecuada sobre todo para estructuras con período fundamental mayor que 1s, es la de "igual desplazamiento": d_{p0} se obtiene suponiendo un comportamiento lineal, es decir, intersectando una recta con la pendiente inicial de la curva de capacidad y el espectro de demanda elástico con $\beta_e=5\%$. Las sucesivas aproximaciones se denotan como (d_{pi}, a_{pi}). Con el punto de desempeño tentativo, se reemplaza la curva de capacidad por una aproximación bilineal, como se muestra en la Figura 3.2, de modo que las áreas por encima y por debajo sean iguales. Se obtiene entonces el punto (d_y, a_y).

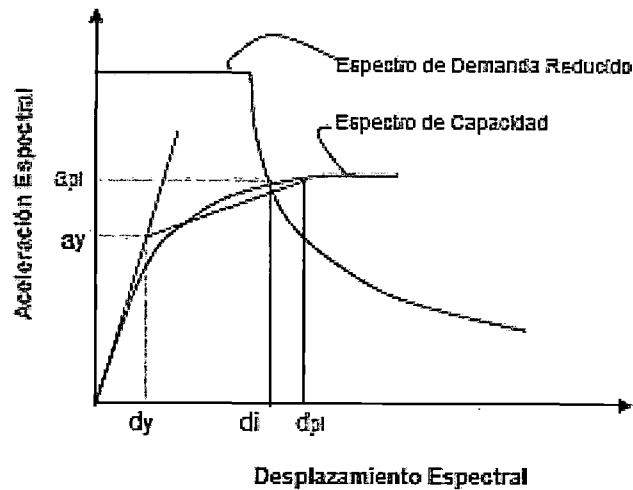


Figura 3.2. Intersección del Espectro de demanda y el Espectro de capacidad.

El amortiguamiento efectivo se supone entonces igual a la suma de 5% de amortiguamiento “inherente” y el amortiguamiento viscoso equivalente al amortiguamiento histerético (Clough y Penzien 1975, Chopra 1995). Este último se puede reducir con un factor k relacionado con las posibles características de los lazos de histéresis.

$$\beta_{ef} = 0.05 + k \beta_o$$

$$\beta_o = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_D}{E_S} = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{a_y d_{pi} - d_y a_{py}}{a_{pi} d_{pi}} \right)$$

Donde:

β_o = Amortiguamiento histerético (expresado como amortiguamiento viscoso equivalente)

E_D = Energía disipada en un ciclo de histéresis

E_{So} = Máxima energía de deformación, $a_{pi} d_{pi} / 2$

k = Factor de modificación dado en la Tabla 3.2

El factor k depende del comportamiento estructural del edificio, que a su vez depende de la calidad de los detalles de refuerzo y de la duración del sismo. Las estructuras se clasifican en tres tipos. El tipo A corresponde a estructuras en las que en los elementos principales del sistema sismorresistente se pueden desarrollar lazos de histéresis estables y sin estrechamiento, el B corresponde a

casos en los que se esperan reducciones moderadas en las áreas de los lazos y el tipo C a situaciones en los que se esperan estrechamientos importantes en los lazos de histéresis. En los tipos A y B se consideran reducciones adicionales cuando se tienen valores de β_o elevados.

Tabla 3.2. Factores de modificación del amortiguamiento hysterético.

Comportamiento estructural	β_o	k
Tipo A	≤ 16.25	1.00
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	≤ 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	Cualquier valor	0.33

(Fuente: Código ATC 40)

Para sismos con las características que corresponden al sismo de diseño, el ATC 40 (1996) recomienda clasificar como tipo B a las estructuras de concreto armado con los detalles de diseño conforme a las normas vigentes, mientras que la mayor parte de las estructuras existentes, incluso las pobremente detalladas, deberían clasificarse como tipo C.

Finalmente, se ajusta el espectro de demanda multiplicando sus ordenadas por factores SR_A (para el rango del espectro con pseudo aceleración constante) o SR_V (para períodos mayores). En la Tabla 3.3 se presentan los factores del ATC 40:

Tabla 3.3. Factores de modificación del espectro de demanda.

β_o (%)	Tipo A			Tipo B			Tipo C		
	β_{ef}	SR_A	SR_V	β_{ef}	SR_A	SR_V	β_{ef}	SR_A	SR_V

5	10	0.78	0.83	8	0.83	0.87	7	0.91	0.93
15	20	0.55	0.66	15	0.64	0.73	10	0.78	0.83
25	28	0.44	0.57	22	0.53	0.63	13	0.69	0.76
35	35	0.38	0.52	26	0.47	0.59	17	0.61	0.70
≥ 45	45	0.33	0.50	29	0.44	0.56	20	0.56	0.67

(Fuente: Código ATC 40)

Como último paso, se obtiene el punto de desempeño. Sin embargo, se requiere iterar, ya que al encontrar un nuevo punto de intersección debe reajustarse nuevamente el amortiguamiento efectivo.

3.5.2 Análisis Dinámico No Lineal

La integración directa de las ecuaciones diferenciales de equilibrio permite estimar más realísticamente las deformaciones y esfuerzos en la estructura, en la medida en que el modelo matemático represente apropiadamente el comportamiento no lineal de sus elementos, incluyendo los habitualmente calificados como no estructurales. En las condiciones actuales, el análisis dinámico no lineal resulta muy costoso, no sólo por el tiempo de cómputo, sino además por el esfuerzo requerido en la preparación de datos y en la interpretación de los resultados, por lo que puede ser empleado por el investigador, pero no en la típica oficina de proyectos.

La respuesta puede ser muy sensible a las características del sismo de entrada, por lo tanto, se requieren varios análisis usando diferentes registros de acelerogramas. En normas tales como el ASCE 7 y en la propuesta de modificación de la NTE E.030 se exige considerar por lo menos tres grupos de registros, aún cuando se recomienda trabajar con por lo menos siete grupos de registros, naturales o artificiales.

Entre los procesos que podrían emplearse para la integración de las ecuaciones diferenciales hay métodos condicionalmente estables, como el método de diferencia central, cuya implementación es simple, más aún cuando se tienen ecuaciones no lineales. Sin embargo, para que un proceso de ese tipo sea estable (es decir, para que los errores numéricos se mantengan dentro de ciertos límites) el intervalo de integración no debe exceder de T_{\min}/π , donde T_{\min} es el período natural mínimo del modelo. En general, se trata de un intervalo muy

pequeño, puesto que T_{min} es del orden del tiempo que demora la onda más rápida en cruzar el elemento más pequeño. Esto significa que para el análisis con cada registro se requiere un número de pasos muy elevado. Por otro lado, la precisión en los resultados se garantiza en forma automática, porque se tiene un gran número de puntos por período para los modos más importantes en la respuesta, los que corresponden a los períodos más largos.

Otra posibilidad es usar un método incondicionalmente estable, como algunos de los métodos de la familia de Newmark (Newmark, 1959) o el método Alfa (Hilber et al. 1977). En este trabajo se empleó el método de Newmark (más explícitamente el método llamado de aceleración constante), que se prefirió al método Alfa y a otros procesos incondicionalmente estables porque no introduce una disipación ficticia en las componentes de período corto (Bathe, 1982). A pesar de no tenerse problemas de estabilidad numérica, el intervalo de integración está limitado por consideraciones de precisión y particularmente para que se pueda tener convergencia al iterar para satisfacer las condiciones de equilibrio a nivel puntual. Como referencia puede mencionarse que con el método de Newmark, si sólo se tuvieran diez puntos por período se tendría una elongación del período del orden de 3% en cada ciclo.

En el contexto de análisis dinámicos no lineales, si se usan por lo menos siete grupos de registros sísmicos (cada uno de ellos con dos componentes) los valores de las fuerzas de diseño, deformaciones inelásticas de los elementos y las distorsiones de los entrepisos se evalúan a partir del promedio de los resultados máximos obtenidos en cada uno de los distintos análisis. Si se usan menos de siete grupos de registros, pero en ningún caso menos de tres, los resultados se determinan como los máximos de los máximos obtenidos en los distintos análisis.

3.5.3 Criterios de Aceptación

El ASCE 7 (2010) propone algunos criterios de aceptación, que han sido adoptados en la norma E.030 (2014). Estos se refieren a resultados obtenidos para el sismo de diseño, es decir, un evento con período medio de recurrencia de 475 años.

Las distorsiones máximas de entrepiso no deben exceder de 1.25 veces los valores indicados en la Norma (E 030). Para el caso de edificaciones de concreto armado esto es 125% de 0.007.

Las deformaciones en los elementos no deben exceder de 2/3 de aquellas para las que perderían la capacidad portante para cargas verticales o para las que se tendría una pérdida de resistencia en exceso a 30 %.

Para verificar la resistencia de los elementos deben dividirse los resultados del análisis entre $R = 2$, empleándose las normas aplicables a cada material.

Con relación a los niveles de desempeño mencionados en el acápite 3.4, la Asociación de Ingenieros Estructurales de California recomienda los niveles de desempeño que se resumen en las tablas siguientes (SEAOC, 1995):

Tabla 3.4. Calificación de los Eventos.

Evento	Período medio de recurrencia	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

(Fuente: SEAOC, 1995)

Tabla 3.5. Objetivos de Desempeño (SEAOC, 1995).

Evento	Categoría A (Esencial)	Categoría B (Importante)	Categoría C (Común)
Sismo de servicio (frecuente)		Ocupación inmediata	Seguridad de vida
Sismo de diseño (raro)	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso
Sismo máximo (muy raro)	Seguridad de vida	Prevención de colapso	

(Fuente: SEAOC, 1995)

CAPITULO IV

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO B DEL HOSPITAL EDGARDO REBAGLIATI MARTINS

En este capítulo se presentan y examinan resultados de diversos análisis que han tenido como base la información disponible para uno de los pabellones del hospital Edgardo Rebagliati Martins. El hospital es una estructura diseñada con las que posiblemente eran las mejores prácticas de su época; además, su estudio puede aportar al mejor conocimiento del posible comportamiento sísmico de una edificación de evidente importancia.

El objetivo de este capítulo es comparar el comportamiento sísmico de una estructura real realizando análisis estáticos y dinámicos no lineales teniendo como base una estructura existente diseñada hace más de 50 años, con el comportamiento que tendría si los detalles de diseño fueran distintos; por un lado considerando un comportamiento controlado por corte en los elementos, y por ende con posible falla frágil, y por otro lado suponiendo que los detalles de diseño fueran los hoy requeridos para pórticos con comportamiento dúctil.

Se incluyen análisis estáticos no lineales (pushover) en el sentido transversal y longitudinal utilizando modelos de rótulas plásticas según parámetros y criterios de aceptabilidad del FEMA 356 y el ASCE/SEI 41 y también se análisis dinámicos no lineales con registros de aceleraciones de los sismos de 1966, 1970 y 1974, primero con las componentes más fuertes en dirección transversal al edificio, que es la más flexible, y luego intercambiando la orientación de las componentes. Los mismos registros se escalaron también para que correspondan a las aceleraciones máximas esperadas en eventos con períodos medios de recurrencia de 475 años (10% de probabilidad de excedencia en 50 años) y 970 años (10% de probabilidad de excedencia en 100 años).

En cada caso se consideraron modelos representativos de los detalles de diseño encontrados en planos, de los detalles de diseño que corresponderían a la

práctica actual y de un comportamiento menos dúctil que el que se tiene en la estructura real.

4.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA A SER EVALUADA

El hospital se encuentra ubicado en la esquina de la cuadra 12 de la Av. Salaverry con el Jr. Edgardo Rebagliati Martins en el distrito de Jesús María en la provincia de Lima. Posee un área construida de 149,052 m². Destacan varios edificios, dentro de estos existe un edificio principal que cuenta con 3 bloques, denominados A, B y C.

Esta evaluación se centrará en el estudio del edificio "B" (ver Figura 4.1). Esta estructura tiene una altura total de 59.34m. La planta es aproximadamente rectangular, con un área de 2,614 m² (ver Figura 4.2). El edificio tiene un sótano y 14 pisos, además de dos mezzanines y un apéndice en la parte superior, donde se ubican diversas instalaciones (ver Figura 4.3).

La estructura está conformada por pórticos de concreto armado. Las losas son aligeradas, armadas en una dirección, de 35cm de espesor total. En el anexo 2 y 3, se indican las dimensiones de las secciones de vigas y columnas. Debe anotarse que las vigas en dirección transversal son predominantemente chatas. La cimentación es superficial, con zapatas aisladas.

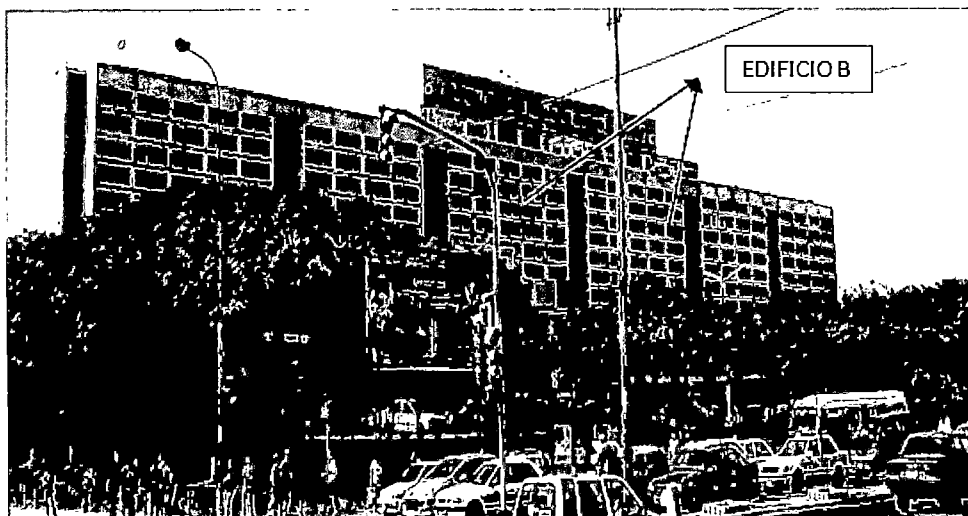


Figura 4.1 Ubicación del edificio B del Hospital Rebagliati Martins.

La resistencia nominal del concreto según los planos estructurales varía de 210 kg/cm^2 a 350 Kg/cm^2 . En el sótano y los primeros dos pisos la resistencia nominal del concreto es de 350 Kg/cm^2 ; en los pisos 3 al 5 la resistencia decrece a 260 Kg/cm^2 y en los pisos superiores se tiene una resistencia nominal de 210 Kg/cm^2 . El esfuerzo de fluencia nominal del acero del refuerzo es de 2800 kg/cm^2 según se indica en los planos.

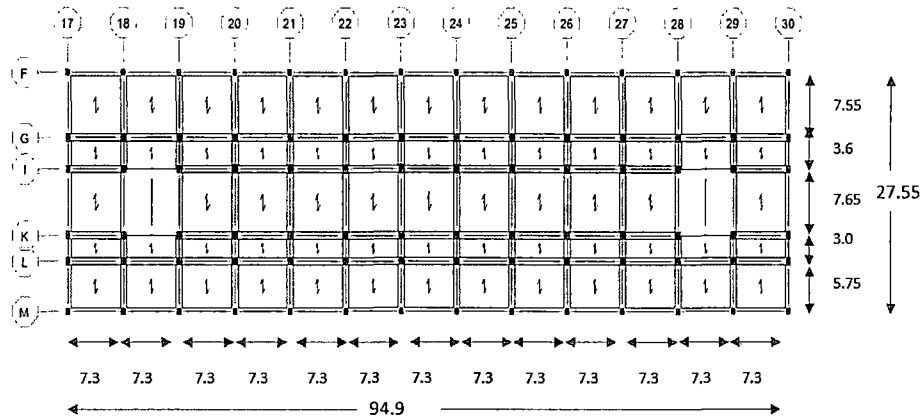


Figura 4.2 Planta típica del edificio B del Hospital Rebagliati Martins.

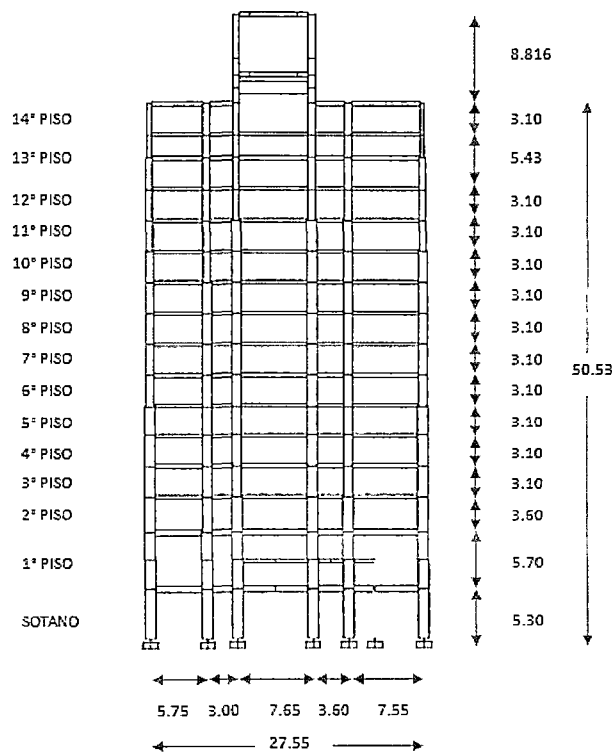


Figura 4.3 Vista de elevación en la dirección Y-Y del edificio B del Hospital Rebagliati Martins

Para el desarrollo de los análisis anteriormente mencionados, se elaboró un modelo matemático de la edificación, usando el programa de cómputo SAP2000 (Ver Figura 4.4).

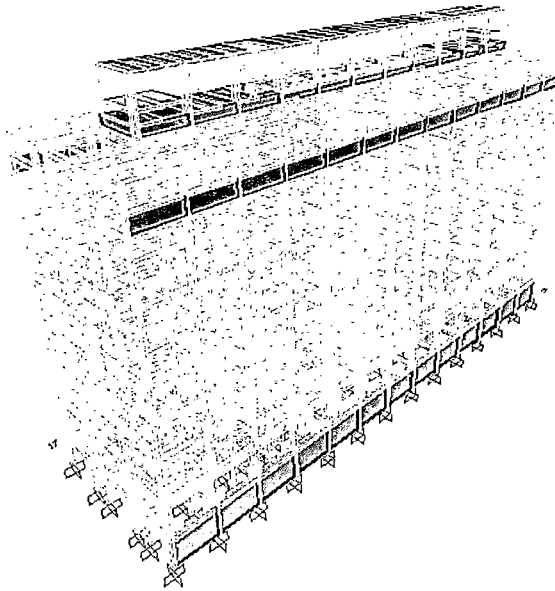


Figura 4.4 Vista del modelo matemático de la edificación.

4.2. INFORMACIÓN REQUERIDA PARA EL ANÁLISIS

4.2.1 CARGAS

En los planos encontrados se aprecia que los tabiques originalmente proyectados eran estructuras livianas como entramados de maderas. En la estructura construida se tienen muros de albañilería. Para el análisis se consideró un peso específico de los muros de ladrillo de 0.014 t/m^3 . El peso de la tabiquería se trató en algunos casos como carga uniformemente distribuida aplicada directamente sobre las vigas; el peso restante se consideró como carga uniformemente repartida de 0.09 t/m^2 sobre las losas. No se consideró peso de tabiquería en los pisos mecánicos.

En cuanto a los acabados se consideró una carga de 0.1 t/m^2 , excepto en el tercer nivel, para el que se consideró una mayor carga de acabados, de 0.12 t/m^2 para tener en cuenta el peso de instalaciones.

El peso de los tanques en la parte superior del edificio se estimó en 69.13 t. Esta carga fue repartida uniformemente sobre las vigas en que se apoyan.

Las cargas distribuidas consideradas para el análisis de la estructura son:

Cargas permanentes

- Losa aligerada de 0.35m de espesor:	0.44 t/m ²
- Peso de acabados:	0.10 t/m ² – 0.12 t/m ²
- Peso de tabiquería:	0.09 t/m ²

Carga viva

- Áreas de hospitalización:	0.20 t/m ²
- Salas de operaciones:	0.30 t/m ²
- Corredores y escaleras:	0.40 t/m ²
- Pisos mecánicos:	0.50 t/m ²
- Azoteas:	0.10 t/m ²

4.2.2. NIVELES DE PELIGRO SÍSMICO

El peligro sísmico se define como la probabilidad de ocurrencia, dentro de un período de retorno medio o con una probabilidad de excedencia, y dentro de un área dada, de un movimiento sísmico con una intensidad determinada.

La estructura en estudio fue evaluada para distintos niveles de peligro sísmico. Para el sismo de diseño el espectro de pseudo aceleración fue definido según la norma E.030, con los parámetros siguientes:

Z = 0.4	(Zona3– Lima)
U = 1.5	(Categoría A – Hospital)
S = 1	(Perfil de suelo tipo S1)
R = 8	(Pórticos de concreto armado)

En los otros casos se construyeron espectros de peligro uniforme a partir de las curvas de peligro obtenidas por Casimiro (2012). Para períodos cortos se supuso una plataforma constante $ZCS = 2.5 C_A$; en cambio cuando $T > T_p$ se consideró:
 $ZCS = C_V/T$

En la Tabla (4.1) se resumen las fuerzas cortantes obtenidas, en las direcciones transversal (X) y longitudinal (Y), mediante análisis dinámicos lineales (por superposición modal espectral), considerando $U = 1.5$, $S = 1$ y $R = 8$.

Tabla 4.1. Cortante para cada nivel de peligro sísmico.

Cortantes por Superposición Modal para cada Nivel de Peligro Sísmico				
Descripción	C_A	C_V	V_X (t)	V_Y (t)
E030	0.40	0.40	2018	2122
Sismo Ocasional (72 años)	0.29	0.27	1463	1538
Sismo Raro (475 años)	0.53	0.40	2673	2811
Sismo muy Raro (970 años)	0.67	0.615	3380	3554

4.2.3. REGISTROS DE SISMOS

A lo largo de los años el Perú ha sufrido muchos eventos sísmicos, debido a la subducción de la placa de Nazca bajo el Continente Sudamericano y los reajustes que se producen en la corteza terrestre. En la Tabla 4.2 se listan algunas características de los registros sísmicos disponibles.

Tabla 4.2. Características de registros sísmicos.

CARACTERÍSTICAS DE LOS REGISTROS SÍSMICOS				
Descripción	Fecha	Componente	PGA(cm/s ²)	Duración (s)
Sismo 1951	31-oene-51	V H N82W H NO8W	18.66 - 60.44 45.70	29
Sismo 1966	17-oct-66	V H N82W H NO8E	94.25 -180.59 -269.34	65
Sismo 1970	31-may-70	V H H	73.52 -104.82 - 97.75	45
Sismo 1971	29-nov-71	V H N82W H NO8E	23.00 53.55 86.54	40
Sismo 1974	05-ene-74	V H NO8E H N82W	- 30.32 66.76 - 72.28	36

Sismo 1974	03-oct-74	V H NO8E H N82W	99.75 178.95 -192.49	97
Sismo 1974	03-nov-74	V H H	- 28.00 46.21 - 69.21	47

Se han escogido tres de los sismos mostrados en la Tabla 4.5, teniendo en consideración las mayores aceleraciones; estos fueron los de los años 1966, 1970 y de octubre del año 1974. Cabe mencionar que, según la orientación real de la estructura estudiada, la componente de mayor aceleración en cada uno de los registros sísmicos escogidos corresponde a la dirección transversal de la edificación.

Los análisis dinámicos no lineales se hicieron primero con los registros a su nivel real. Luego se repitieron los análisis escalando los registros para tener aceleraciones máximas del terreno correspondientes a períodos medios de recurrencia de 475 y 970 años. Esto ayudará a tener una mejor perspectiva de lo que podría pasar en el comportamiento de la estructura en distintas condiciones. En la Tabla 4.3. se pueden apreciar los factores de escala aplicados a los registros sísmicos.

Tabla 4.3. Factores de escala para periodos medios de recurrencia de 475 y 970 años.

Descripción	Aceleración máxima (cm/s ²)	Factor de escala 475 años	Factor de escala 970 años
Sismo 66	286	1.8	2.3
Sismo 70	111	4.7	5.9
Sismo 74	210	2.5	3.2

4.2.4. PARÁMETROS Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN

Con la información de dimensiones y refuerzo obtenida de los planos de cada piso de la edificación, se determinaron las capacidades de cada una de las distintas secciones de vigas y columnas y se asignaron los criterios de aceptación para las rótulas plásticas según el FEMA 356 y ASCE/SEI 41. Dado el gran número de rótulas, éstas se organizaron en grupos con características similares. La información detallada se presenta en el Anexo 2 y 3.

La Figura 4.5 describe en forma cualitativa los parámetros y criterios de aceptación. En este caso la medida de la deformación es la rotación en la rótula. La rotación se relaciona con la curvatura, que se supone constante en una hipotética longitud de rótula, que en los análisis realizados se supuso igual al peralte del elemento.

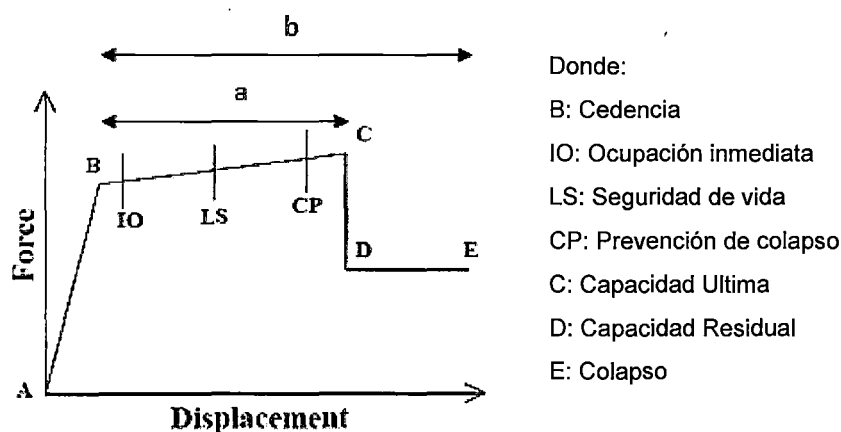


Figura 4.5 Relación carga-deformación para elementos de concreto armado.

Los parámetros fueron extraídos de las tablas originales con criterios que se juzgan representativos de tres distintas condiciones. La primera, corresponde a una estructura representativa del diseño real; la segunda controlada por un comportamiento frágil, y por último la que correspondería a un diseño de acuerdo a las normas actuales, con rótulas que – en términos relativos – pueden calificarse como dúctiles. Estos están identificados en la siguiente tabla (Tabla 4.4).

Para la estructura en la condición real, se observó que no se cumplen los requisitos de confinamiento en los extremos de vigas y columnas, por lo que corresponde la calificación de No Conforme (NC). También se tienen en algunos

casos longitudes de desarrollo notoriamente menores que las exigidas en las normas vigentes. Los estribos empleados en algunos elementos con refuerzo N°11 son de diámetro menor que el requerido. Por otro lado, los esfuerzos cortantes son por lo general menores que $3\sqrt{f'_c}$ (las unidades en esta expresión son psi). Las cuantías del refuerzo longitudinal en vigas están en un rango intermedio, es decir $0 \leq (\rho - \rho')/\rho_{bal} \leq 0.5$. Las fuerzas axiales en columnas están en el rango entre $0.1 \leq P/A_g f'_c \leq 0.4$. Los valores mostrados en la tabla 4.1 fueron interpolados en base a las condiciones mencionadas.

Para la estructura representativa de un comportamiento frágil se supusieron rótulas en las vigas con las características correspondientes a “vigas controladas por corte” con espaciamiento de estribos mayor que $d/2$. Para las columnas se supusieron las mismas características que para la estructura en su condición real.

Para el caso de una estructura con detalles de diseño que cumplen todas las especificaciones de las normas vigentes, se dio a vigas y columnas la calificación de Conforme (C) y todos los demás criterios fueron los mismos considerados para la estructura en la condición real.

Tabla 4.4. Parámetros y criterios para procesos no lineales para diferentes condiciones de la edificación.

Parámetros y Criterios de aceptación para procesos no lineales según FEMA 356					
Vigas					
Condición de la estructura	a	b	IO	LS	CP
Con falla frágil	0.003	0.02	0.0015	0.002	0.003
Real	0.015	0.0225	0.005	0.01	0.015
Según las normas actuales	0.0225	0.04	0.0075	0.015	0.0225
Columnas					
Condición de la estructura	a	b	IO	LS	CP
Con falla frágil	0.0045	0.0125	0.0035	0.0035	0.0045
Real	0.0045	0.0125	0.0035	0.0035	0.0045

Según las normas actuales	0.0175	0.0275	0.004	0.0135	0.0175
---------------------------	--------	--------	-------	--------	--------

En diversas gráficas que se presentan más adelante se muestra el estado de las rótulas plásticas en un punto de desempeño probable o en un tiempo determinado. Este estado se identifica por colores; la descripción de cada una de ellos se lista en la tabla 4.5.

Tabla 4.5. Convención de colores para el estado de las rótulas.

Significado del color de las rótulas	
Colores	Descripción
●	Colapso
○	Entre el punto D(Capacidad residual) y el punto E(Colapso)
	Entre el punto C(Capacidad última) y el punto D(Capacidad residual)
●	Entre CP(Prevención de colapso) y en punto C(Capacidad última)
●	Entre LS(Seguridad de vida) y CP(Prevención de colapso)
●	Entre IO (Ocupación inmediata) y LS(Seguridad de vida)
●	Entre el punto B(Fluencia) y IO(Ocupación inmediata)

4.3. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

Este análisis permitirá determinar la capacidad de la estructura más allá de su respuesta elástica e identificar la secuencia en la formación de rótulas en los elementos estructurales. Siendo el propósito estudiar la influencia de los detalles de diseño en el comportamiento sísmico, se hicieron análisis en tres distintas condiciones: la que corresponde a la estructura en su condición actual, la que se tendría si se cumplieran estrictamente todas las exigencias de las normas actuales y la que resultaría al tenerse inadecuados detalles de refuerzo, que determinarían una falla frágil.

En cada caso se hicieron análisis para dos distintos niveles de sismo: raro y muy raro. Se realizaron análisis separados para acciones en dirección transversal (Y) y en dirección longitudinal (X).

La estructura fue primero cargada con las fuerzas gravitacionales, es decir, las cargas permanentes y 50% de la carga viva. Luego se aplicaron desplazamientos laterales crecientes, proporcionales a la forma del primer modo, hasta alcanzar un desplazamiento en la parte superior del orden del límite establecido en la norma E.030. Cabe anotar que en algunos casos no pudo alcanzarse el desplazamiento objetivo.

4.3.1. ESTRUCTURA EN CONDICIONES REPRESENTATIVAS DEL DISEÑO REAL

El modelo representativo de la estructura en su condición actual fue definido por condiciones de vigas controladas por flexión y columnas controladas por fuerza axial, con refuerzo transversal no conforme. El refuerzo transversal en vigas y columnas, según lo indicado en los planos del hospital, no cumple con lo requerido en las normas vigentes. Se tienen también algunos casos de longitudes de desarrollo insuficientes, pero eso no es lo predominante. Esta estructura fue clasificada como del tipo B según el ATC 40 (ver acápite 3.5.1).

La estructura fue evaluada en dos direcciones, transversal y longitudinal. La dirección transversal es la más vulnerable ante eventos sísmicos; esto se debe a que la dimensión en planta en dirección transversal es aproximadamente el 30% de la longitudinal y además las vigas en dirección transversal son predominantemente vigas chatas.

ANÁLISIS EN DIRECCIÓN TRANSVERSAL (Y)

El punto de control para el análisis pushover se fijó en el techo del nivel 14, en un nudo del pórtico central (eje 24). La estructura llegó a un desplazamiento máximo de 0.58m, con una cortante en la base de aproximadamente de 4967 t. Después de eso el proceso se dio por terminado, al tenerse un excesivo número de pasos en los que no se logró convergencia. En las Figuras 4.6 y 4.8 se aprecia la curva de capacidad, en formato ADRS.

Sismo Raro

Para este nivel de peligro sísmico, el espectro elástico correspondiente a un amortiguamiento de 5% del crítico correspondió al especificado en la norma E.030. Para el nivel de la plataforma del espectro se tiene $C_a = ZS = 0.4$. La segunda parte del espectro se define como $C_v T^{-1}$, donde $C_v = 0.4$ es el valor del espectro de pseudo aceleración (expresado como múltiplo de g) para $T = 1s$. Tanto para C_a como para C_v se consideró $U = 1, R = 1$.

La Figura 4.6 muestra el punto de desempeño probable, con un desplazamiento en la parte superior de 0.275m, que corresponde a una distorsión promedio de 0.0049 menor al límite permitido por la Norma y máxima de 0.0082, es decir, mayor que el límite (0.007) permitido por la Norma E 030. La fuerza cortante en

la base resultó 4052 t, aproximadamente 1.5 veces la cortante obtenida en el análisis por superposición modal (2673 t) con $U = 1, S = 1, R = 8$. El amortiguamiento efectivo resultó 19.5%.

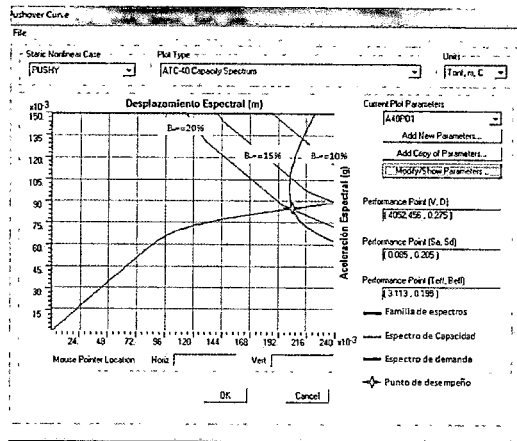


Figura 4.6. Punto de desempeño para el modelo representativo del diseño real.
Sismo raro (475 años) actuando en dirección transversal.

El estado de las rótulas para el punto de desempeño probable se puede apreciar en la Figura 4.7, en la que se presentan los pórticos en dos ejes, uno en un extremo y el otro al centro de la estructura.

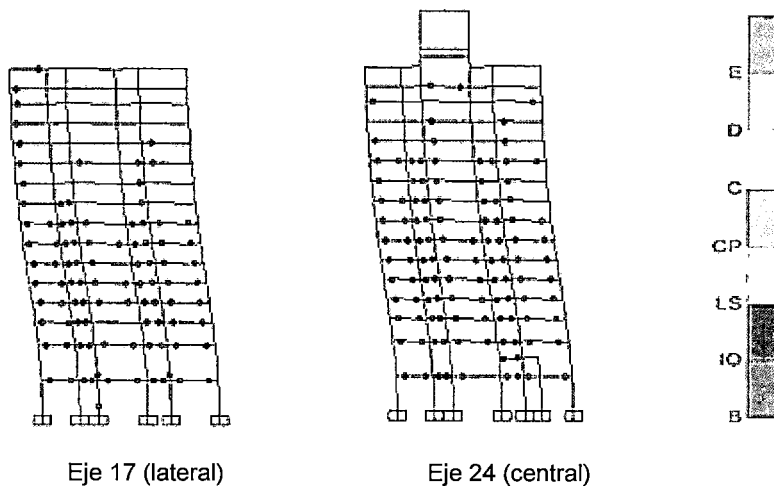


Figura 4.7. Estado de las rótulas en el punto de desempeño probable.
Modelo representativo del diseño real – Dirección transversal - Sismo raro.

Se observa un número importante de rótulas en las vigas. Todas se encuentran por debajo del nivel de Seguridad de Vida (LS). En los niveles inferiores aproximadamente la mitad de las rótulas tienen giros mayores que los que

corresponden al nivel de Ocupación Inmediata (IO). Hay muy pocas rótulas en columnas, en todos los casos por debajo del nivel de Ocupación Inmediata.

Sismo Muy Raro

Para este nivel de peligro sísmico, correspondiente a un período medio de retorno de 970 años, el espectro elástico para 5% de amortiguamiento se definió de acuerdo con las curvas de peligro sísmico obtenidas por Casimiro (2012), con $C_a = 0.67$ y $C_v = 0.615$.

La Figura 4.8 muestra el punto de desempeño probable en coordenadas ADRS.

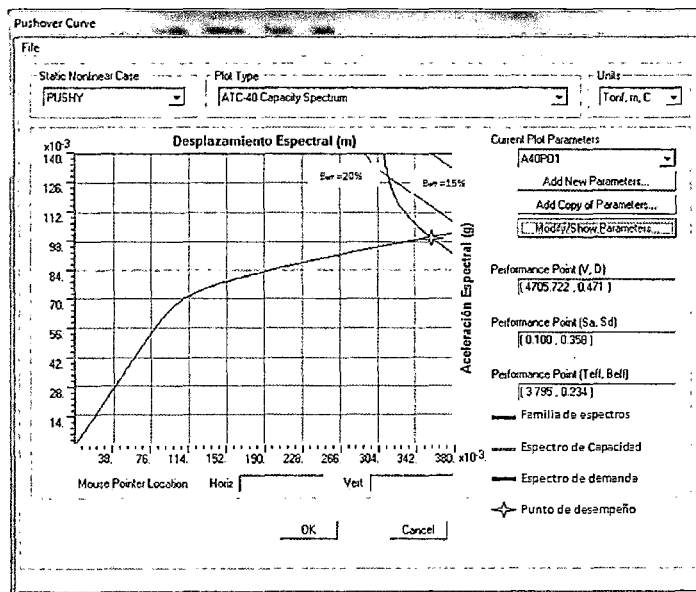


Figura 4.8. Punto de desempeño para el modelo representativo del diseño real.
Sismo muy raro (970 años) actuando en dirección transversal.

Para el punto de desempeño probable se obtuvo un desplazamiento de 0.47m, que corresponde a una distorsión promedio de 0.0086 y máxima de 0.0139. Se supera el límite permitido por la norma E.030 (para el sismo de 475 años). La cortante 4705t para el punto de desempeño es aproximadamente 1.4 veces la obtenida por un análisis de superposición modal (3380t, ver Tabla 4.4). El amortiguamiento efectivo resultó 23.4%.

En las figuras siguientes (Figura 4.9.) se observa el estado de las rótulas en el punto de desempeño probable. También en este caso se presentan un pórtico lateral y otro de la parte central.

En contraste con la Figura 4.7, se observan numerosas rótulas en las vigas en el rango entre Seguridad de Vida (LS) y Prevención del Colapso (CP). Los pisos intermedios son los más afectados. En columnas las rótulas son pocas; en todos los casos están por debajo del límite para Ocupación Inmediata (IO):

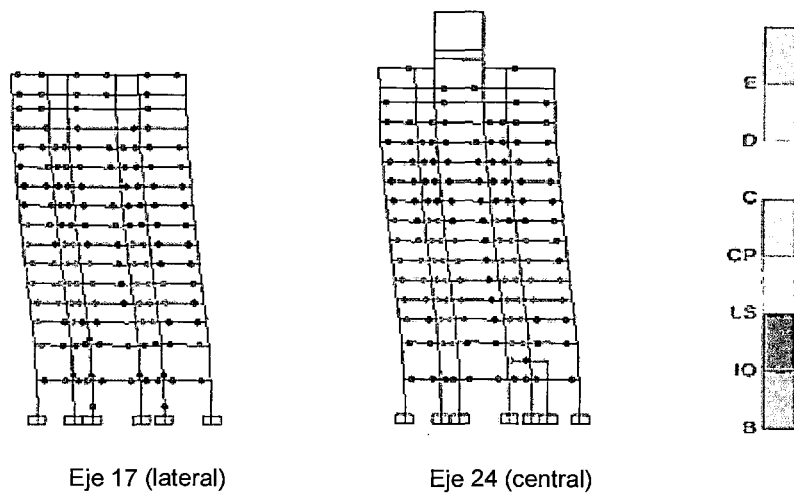


Figura 4.9. Estado de las rótulas en el punto de desempeño probable.

Modelo representativo del diseño real – Dirección transversal - Sismo muy raro.

ANÁLISIS EN DIRECCIÓN LONGITUDINAL (X)

En esta dirección la estructura es más rígida y resistente. Se tienen vigas más peraltadas, pero columnas de menor dimensión en la dirección cargada. En el análisis “pushover” se llegó a un desplazamiento de 0.72m en la parte superior, con una cortante en la base de aproximadamente de 6079t; después de eso se tuvieron muchos pasos en los que no se logró convergencia y se terminó el proceso.

Sismo Raro

Para este nivel de peligro sísmico el punto de desempeño probable se puede apreciar en la Figura 4.10. El desplazamiento en la parte superior resultó 0.19m, que corresponde a una distorsión promedio de 0.0035, menor que el límite de la norma E 030 para edificaciones de concreto armado. La fuerza cortante en la base resultó 4581t, es decir aproximadamente 2.1 veces la fuerza cortante obtenida con un análisis por superposición modal según la Norma E 030 (2122 t) para este nivel de peligro sísmico.

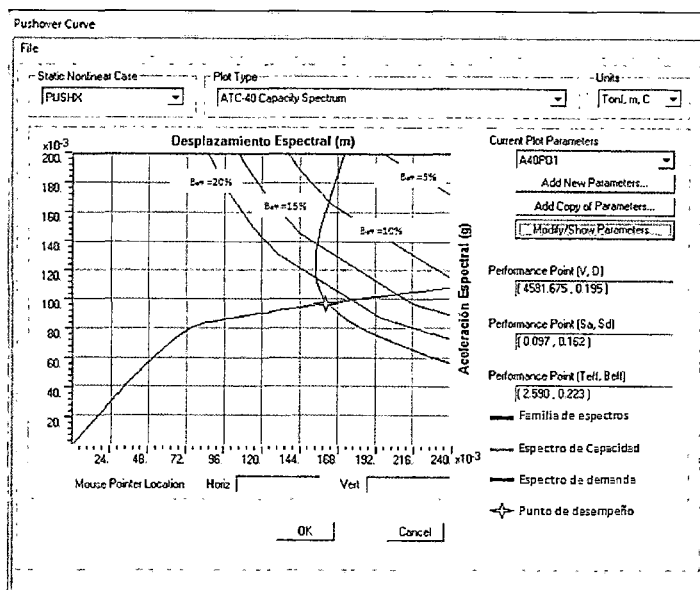


Figura 4.10. Punto de desempeño para el modelo representativo del diseño real.
Sismo raro (475 años) actuando en dirección longitudinal.

En la Figura 4.11 se muestra el estado de las rótulas en el punto de desempeño probable, en dos pórticos paralelos a la dirección de análisis.

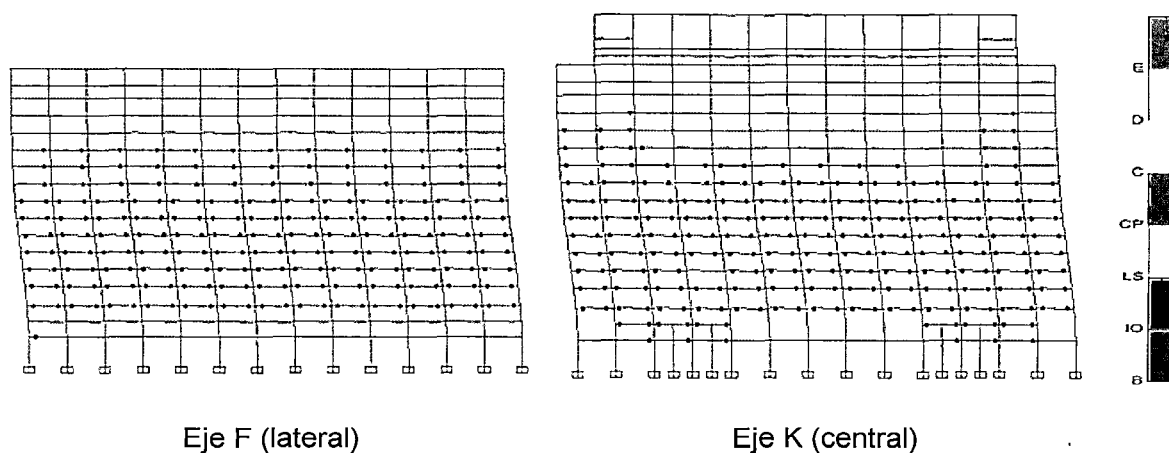


Figura 4.11. Estado de las rótulas en el punto de desempeño probable.
Modelo representativo del diseño real – Dirección longitudinal - Sismo raro.

También en este caso se observan en los niveles intermedios deformaciones en el rango entre Ocupación Inmediata (IO) y Seguridad de Vida (LS). Contrariamente a lo que podría esperarse, no se observan rótulas en las columnas. Esto podría explicarse porque el diseño de las columnas fue hecho por el procedimiento de esfuerzos en condiciones, que en el caso de elementos a flexocompresión era muy conservador.

Sismo Muy Raro

La Figura 4.12 muestra el punto de desempeño en coordenadas ADRS para este nivel de peligro sísmico.

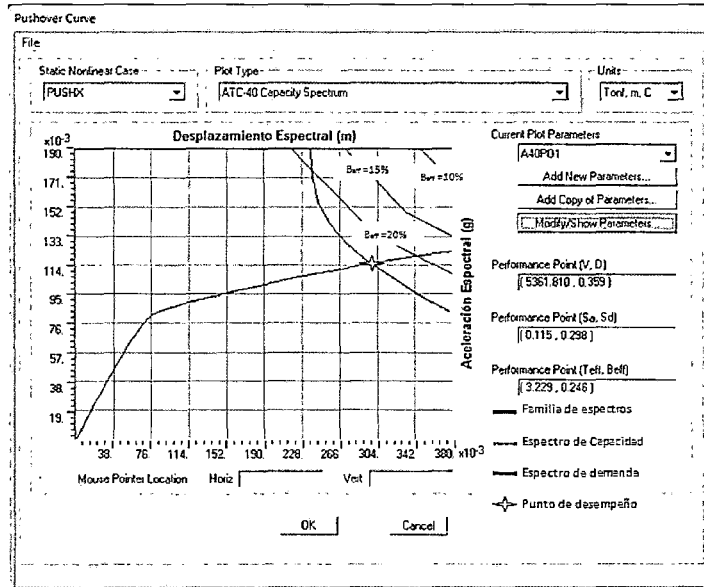


Figura 4.12. Punto de desempeño para el modelo representativo del diseño real.
 Sismo muy raro (970 años) actuando en dirección longitudinal.

En el punto de desempeño probable el desplazamiento al nivel del techo resultó 0.35m, lo que representa una distorsión promedio de 0.0064. La fuerza cortante en la base, 5361t, es aproximadamente 1.5 veces la cortante obtenida en el análisis por superposición modal (3554t) según la norma E 030 con el espectro de peligro uniforme para este nivel de peligro sísmico.

En la Figura 4.13 se puede apreciar el estado de las rótulas en el punto de desempeño probable. Se pueden apreciar daños significativos, sobre todo en los niveles intermedios, con muchas rótulas en el rango entre Seguridad de Vida (LS) y Prevención de Colapso (CP). Hay pocas rótulas en columnas, todas por debajo del nivel de Ocupación Inmediata (IO).

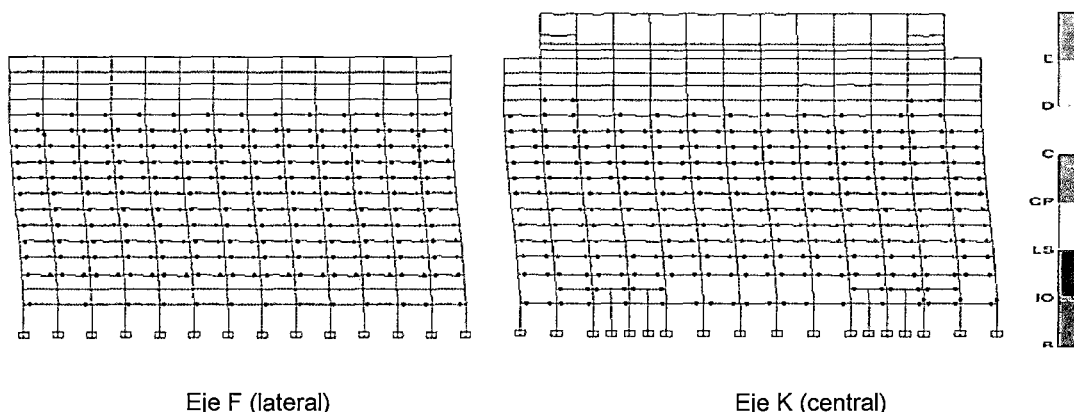


Figura 4.13. Estado de las rótulas en el punto de desempeño probable.

Modelo representativo del diseño real – Dirección longitudinal - Sismo muy raro.

En resumen, el comportamiento en las dos direcciones principales de la estructura es similar. La mayor parte de las rótulas se producen en las vigas de los niveles intermedios. Para una demanda de sismo raro, las rótulas están por debajo del nivel de Seguridad de Vida (LS). Para una demanda de sismo muy raro, las rótulas están por debajo del nivel de Prevención de Colapso (CP). En ningunos de los casos estudiados los elementos llegan a su capacidad última.

4.3.2. ESTRUCTURA CONTROLADA POR UN COMPORTAMIENTO FRÁGIL

En esta parte del estudio se supusieron rótulas en las vigas con las características correspondientes a “vigas controladas por corte”, lo que implica reducir notoriamente su ductilidad. Para las columnas se supusieron las mismas características que para la estructura en su condición real. En estas condiciones la estructura fue clasificada como Tipo C según el ATC 40.

ANÁLISIS EN DIRECCIÓN TRANSVERSAL (Y)

La curva de capacidad obtenida en este caso se muestra en la Figura 4.14. Nótese que en la figura la curva se presenta en términos de fuerza cortante en la base contra desplazamiento en la parte superior, no en formato ADRS. Se alcanzó un desplazamiento máximo de 0.51m, con un corte en la base del orden de 4866t.

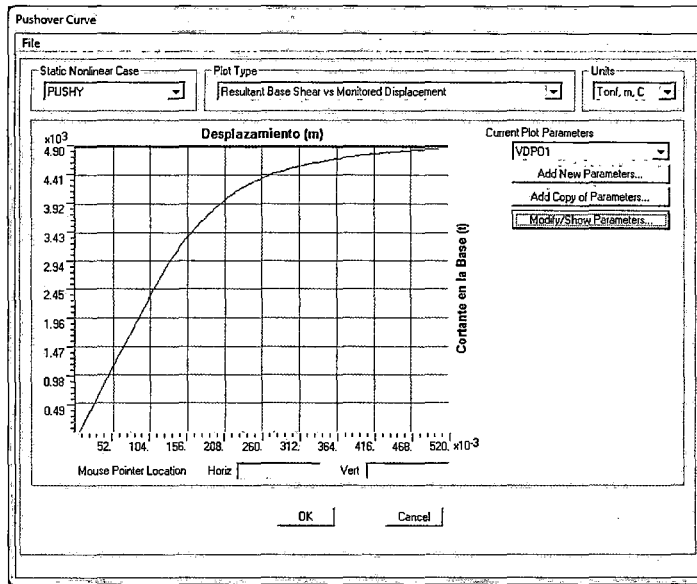


Figura 4.14. Curva de capacidad (Corte en la Base vs. Desplazamiento)
Modelo con comportamiento frágil – Dirección Transversal.

Al comparar esta curva con la obtenida de suponer las características más representativas de la estructura real, se observa que la rigidez axial es la misma, pero se redujo el desplazamiento máximo (aunque menos de lo esperado) y se redujo muy ligeramente la máxima fuerza cortante en la base.

Sismo Raro

La demanda se definió en la misma forma que en el acápite 4.3.1, con $C_d = 0.4$ y $C_v = 0.4$, lo que es consistente con el espectro de diseño de la norma E.030.

La Figura 4.15 muestra el punto de desempeño probable en este caso. Se obtuvo un desplazamiento al nivel del techo de 0.32m, lo que corresponde a una distorsión promedio de 0.0058. La máxima distorsión resultó 0.0097, lo que supera el límite permitido por la norma E 030. La fuerza cortante en la base obtenida para el punto de desempeño fue 4604t, esto es aproximadamente 1.7 veces la cortante obtenida por un análisis de superposición modal (2673 t).

El amortiguamiento efectivo en el punto de desempeño resultó 12.6%, notoriamente menor que el obtenido al suponer rótulas con características más representativas de las condiciones de la estructura real (19.5%).

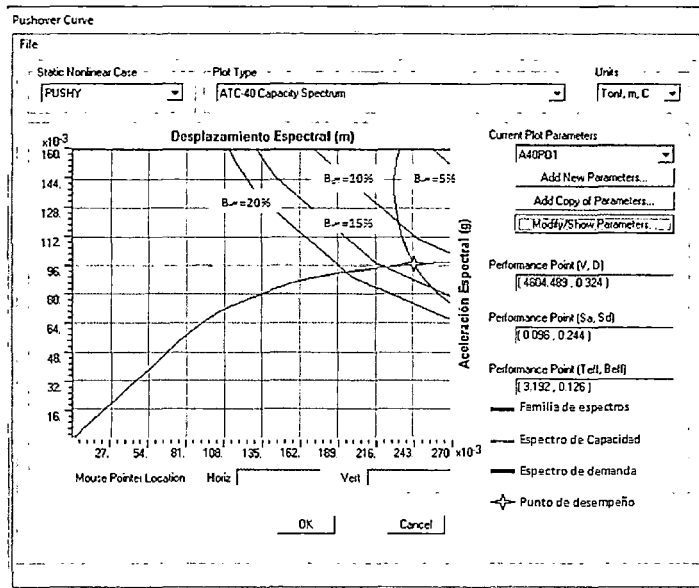


Figura 4.15. Punto de desempeño para el modelo con comportamiento frágil.
Sismo raro (475 años) actuando en dirección transversal.

El contraste mayor es en el estado de las rótulas en el punto de desempeño. Véase la Figura 4.16. Se observan numerosas rótulas en las vigas, en prácticamente todos los niveles. En los niveles inferiores se superó el nivel que puede calificarse como de falla. Sin embargo, al igual que en los análisis precedentes, hay pocas rótulas en las columnas, y en todos los casos están por debajo del límite de Ocupación Inmediata (IO).

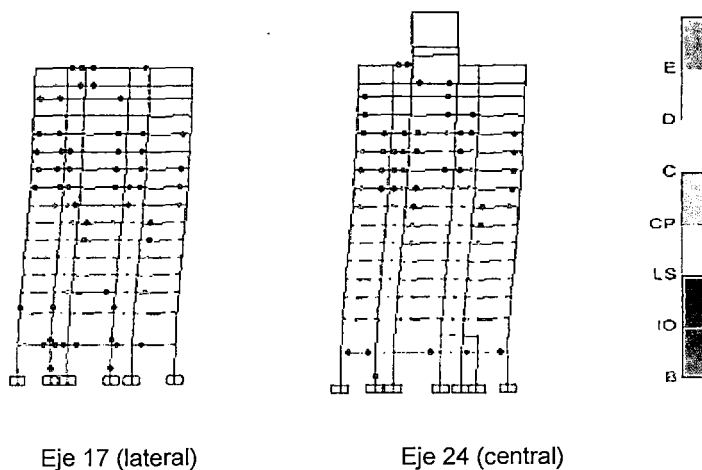


Figura 4.16. Estado de las rótulas en el punto de desempeño probable.
Modelo con comportamiento frágil – Dirección transversal - Sismo raro.

Sismo Muy Raro

Para este nivel de peligro sísmico no pudo determinarse el punto de desempeño. Con el modelo de rótulas con comportamiento frágil la capacidad es inferior a la demanda.

ANÁLISIS EN DIRECCIÓN LONGITUDINAL (X)

Con el modelo de rótulas frágiles se llegó a un desplazamiento al nivel de techo de 0.61m, con una fuerza cortante en la base de aproximadamente 5800t.

Sismo Raro

Para este nivel de peligro sísmico, la Figura 4.17 muestra el punto de desempeño probable en coordenadas ADRS.

Se obtuvo un desplazamiento de 0.24m, el cual significa una distorsión promedio de 0.0044. La fuerza cortante en la base resultó 5279t, es decir, aproximadamente 2.4 veces la fuerza cortante obtenida por un análisis de superposición modal (2122t) conforme a la norma E 030 para este nivel de peligro sísmico.

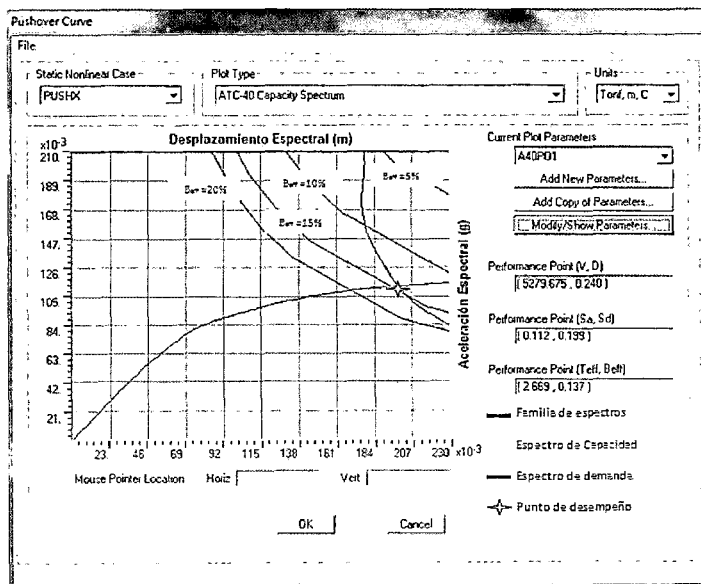


Figura 4.17. Punto de desempeño para el modelo con comportamiento frágil.
Sismo raro (475 años) actuando en dirección longitudinal.

Para este punto de desempeño, el modelo presenta el siguiente estado de las rótulas plásticas:

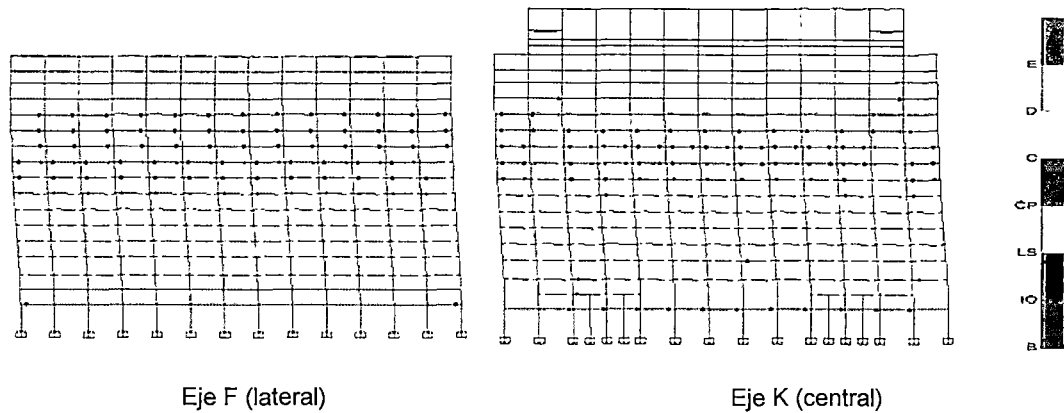


Figura 4.18. Estado de las rótulas en el punto de desempeño probable.
Modelo con comportamiento frágil – Dirección longitudinal - Sismo raro.

Ante la demanda impuesta, se tendrían muchas rótulas plásticas en vigas, con daños muy importantes en los primeros siete pisos. En los niveles superiores se tendrían rótulas en las que se superaría el nivel de Seguridad de Vida (LS) hasta otras en los que el daño sería menor, no superándose el límite de Ocupación Inmediata (IO). Como ya observado en otros casos, se tendrían pocas rótulas en las columnas, en todos los casos dentro del límite de Ocupación Inmediata (IO).

Sismo Muy Raro

Siguiendo la metodología del ATC 40 se encontró el punto de desempeño probable para este nivel de peligro sísmico, que se muestra en la Figura 4.19.

Se obtuvo un desplazamiento de 0.43m, que corresponde a una distorsión promedio de 0.0079. La fuerza cortante en la base de 5678 t para el punto de desempeño probable es aproximadamente 1.6 veces la fuerza cortante obtenida por un análisis de superposición modal (3554t) según la Norma E 030 con el espectro de peligro uniforme construido para este nivel de peligro sísmico. El amortiguamiento efectivo fue de 17.7%.

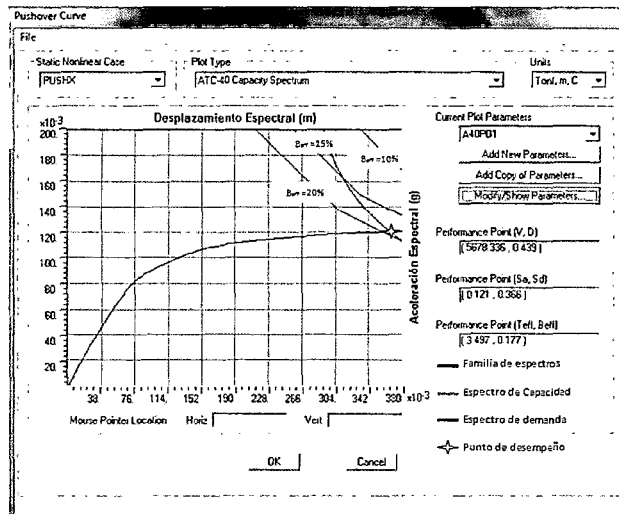


Figura 4.19. Punto de desempeño para el modelo con comportamiento frágil.
Sismo muy raro (970 años) actuando en dirección longitudinal.

Para este punto de desempeño, el modelo presenta la siguiente condición de las rótulas plásticas:

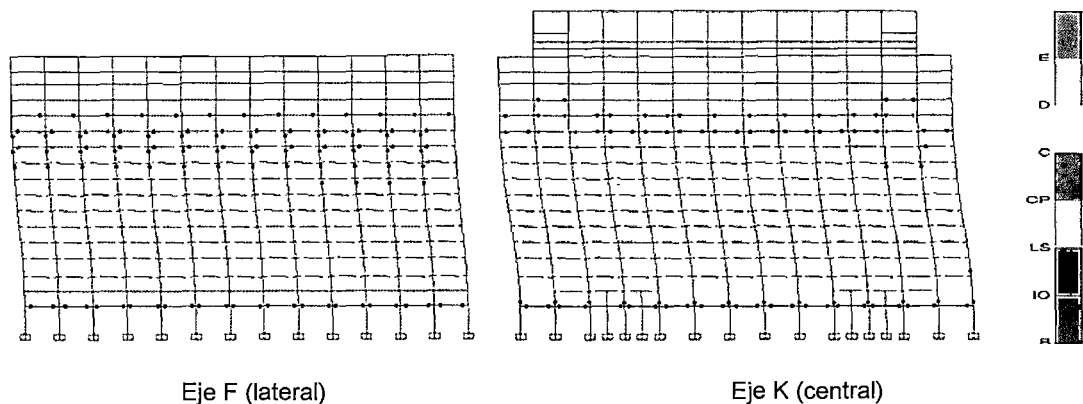


Figura 4.20. Estado de las rótulas en el punto de desempeño probable.

Modelo con comportamiento frágil – Dirección longitudinal - Sismo muy raro.

Ante la demanda impuesta, se tienen rótulas plásticas con daños muy importantes en los primeros nueve pisos, superándose en la mayor parte de los casos el nivel de Prevención del Colapso (CP). También se presentan rótulas en columnas, aunque en todos los casos con deformaciones por debajo del límite de Ocupación Inmediata (IO).

En resumen, el modelo con rótulas controladas por un comportamiento frágil tiene un desempeño no satisfactorio. Para el nivel de sismo raro (periodo medio de recurrencia de 475 años) se observan muchas rótulas en las que se ha excedido el nivel de Prevención del Colapso, pudiéndose producir fallas tales

como fractura del refuerzo longitudinal, desprendimiento del concreto o falla súbita por cortante. Cuando se considera el nivel de sismo muy raro (período medio de recurrencia de 970 años) y se utiliza la metodología del ATC 40, se concluye que la estructura sería inestable frente a las acciones en dirección transversal. Para acciones en dirección longitudinal se logra determinar un punto de desempeño, observándose que se produciría un gran número de fallas locales.

4.3.3. ESTRUCTURA CONFORME A LAS EXIGENCIAS DE LAS NORMAS ACTUALES

Habiéndose estudiado el comportamiento con un modelo que se considera representativo del diseño real y luego con otro modelo en el que se consideraron rótulas con un comportamiento frágil, se modificaron las características de las rótulas para que correspondan a un diseño óptimo según las normas vigentes. Se supuso que vigas y columnas tienen un comportamiento controlado por flexión o flexocompresión con un esfuerzo axial moderado. El refuerzo transversal en los elementos estructurales fue considerado en condición conforme. En los párrafos siguientes se ha denominado a este modelo como de pórticos dúctiles. Según el ATC 40 correspondería asignar a este modelo el tipo A.

ANÁLISIS EN DIRECCIÓN TRANSVERSAL (Y)

El modelo con pórticos dúctiles alcanzó un desplazamiento máximo en la parte superior de 0.75m, con una fuerza cortante en la base de 5111 t. Como se indicó anteriormente, con el modelo representativo de los detalles de diseño reales se obtuvo un desplazamiento máximo de 0.58m, con una fuerza cortante en la base de 4967 t. Es decir, el desplazamiento máximo se incrementó en casi 30%, pero la correspondiente fuerza cortante en la base creció alrededor de 2.9%. La mejora es sobre todo en ductilidad, no tanto en resistencia.

Sismo Raro

Para este nivel de peligro sísmico, se definió el espectro elástico con $C_a = 0.4$ y $C_v = 0.4$, al igual que para los otros casos ya estudiados.

La Figura 4.21., muestra el punto de desempeño probable obtenido con el procedimiento del ATC 40, en coordenadas ADRS.

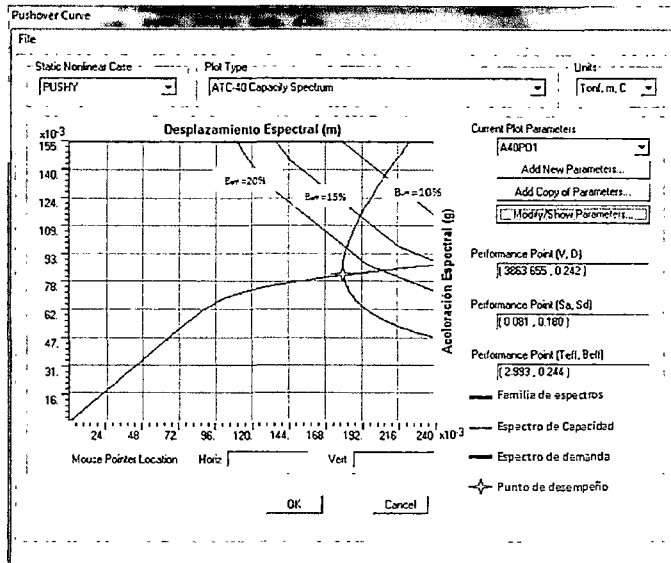


Figura 4.21. Punto de desempeño para el modelo con pórticos dúctiles.
Sismo raro (475 años) actuando en dirección transversal.

Se obtuvo un desplazamiento al nivel del techo de 0.24m, que representa una distorsión promedio de 0.0044. La distorsión máxima fue 0.00715, mayor que el límite máximo permitido por la Norma E 030. El amortiguamiento efectivo resultó 24.4%.

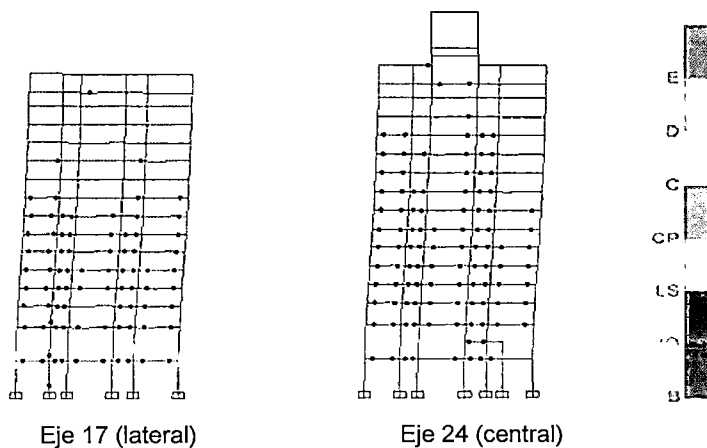


Figura 4.22. Estado de las rótulas en el punto de desempeño probable.
Modelo con pórticos dúctiles – Dirección transversal - Sismo raro.

La fuerza cortante en la base obtenida en el punto de desempeño, que resultó 3863t, es aproximadamente 1.9 veces la obtenida con un análisis por superposición modal espectral según la Norma E 030.

El estado de las rótulas correspondiente al punto de desempeño probable se muestra en la Figura 4.22. Se observa que la mayor parte de las rótulas se presentan en las vigas. En todos los casos la deformación de las rótulas está por debajo del nivel de Ocupación Inmediata (IO), por lo que no se esperan daños significativos.

Sismo Muy Raro

Para este nivel de peligro sísmico se definió el espectro elástico para 5% de amortiguamiento con $C_a = 0.67$ y $C_v = 0.615$. La Figura 4.23 muestra el punto de desempeño probable obtenido con la metodología del ATC 40.

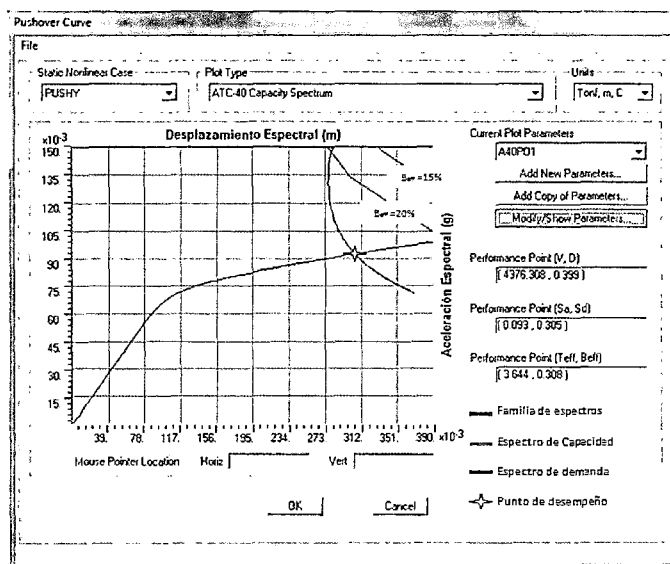


Figura 4.23. Punto de desempeño para el modelo con pórticos dúctiles.
Sismo muy raro (970 años) actuando en dirección transversal.

El desplazamiento en la parte superior del edificio en el punto de desempeño probable fue 0.39m, lo que representa una distorsión promedio igual a 0.0071. La distorsión máxima (para el sismo de 970 años) fue 0.012, mayor que el límite 0.007 permitido por la Norma E 030 (para el sismo de 475 años). La fuerza cortante 4376t obtenida para el punto de desempeño probable es aproximadamente 1.3 veces la cortante obtenida con un análisis por superposición modal espectral según la Norma E 030 (pero usando un espectro de peligro uniforme para un período medio de recurrencia de 970 años).

Para este punto de desempeño probable se tiene el estado de las rótulas plásticas que se muestra en la Figura 4.24.

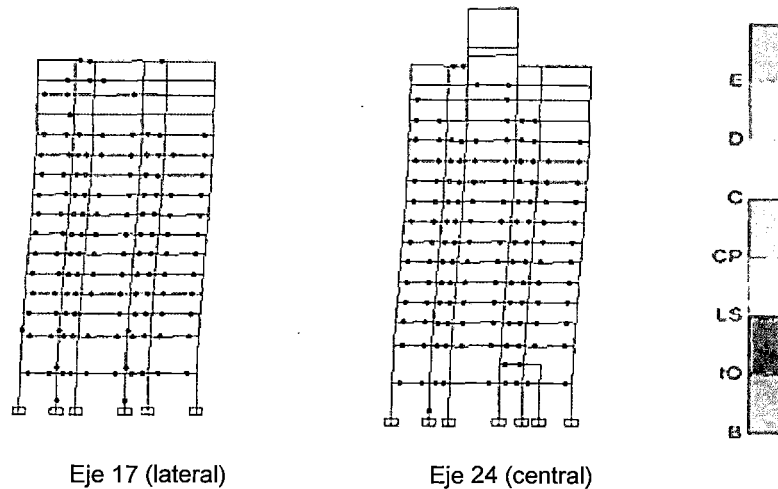


Figura 4.24. Estado de las rótulas en el punto de desempeño probable.
Modelo con pórticos dúctiles – Dirección transversal - Sismo muy raro.

Al comparar con la Figura 4.9, en la que se muestra el estado de las rótulas en un modelo representativo de las condiciones en la estructura real, se concluye que en este caso se tendría mucho menos daño. Mientras que antes se tenían rótulas en vigas en el rango entre Seguridad de Vida (LS) y Prevención del Colapso (CP), ahora todas las rótulas están por debajo del nivel de Seguridad de Vida (LS). También en este caso se observa que el mayor daño se produciría en las vigas de los primeros niveles. Se tienen pocas rótulas en las columnas, en todos los casos por debajo del límite de Ocupación Inmediata (IO).

ANÁLISIS EN DIRECCIÓN LONGITUDINAL (X)

En este caso el modelo alcanzó un desplazamiento máximo en la parte superior de 0.98m con una fuerza cortante en la base de aproximadamente de 6115 t. Tal como ya se observó en el análisis en dirección transversal, al comparar estos resultados con los antes obtenidos para el modelo representativo de la estructura real (0.72m, 6079t) se tiene un incremento importante en el desplazamiento (36%), pero un incremento poco significativo en la resistencia (menos de 1%).

Sismo Raro

Para este nivel de peligro sísmico, el punto de desempeño probable se puede apreciar en la Figura 4.25.

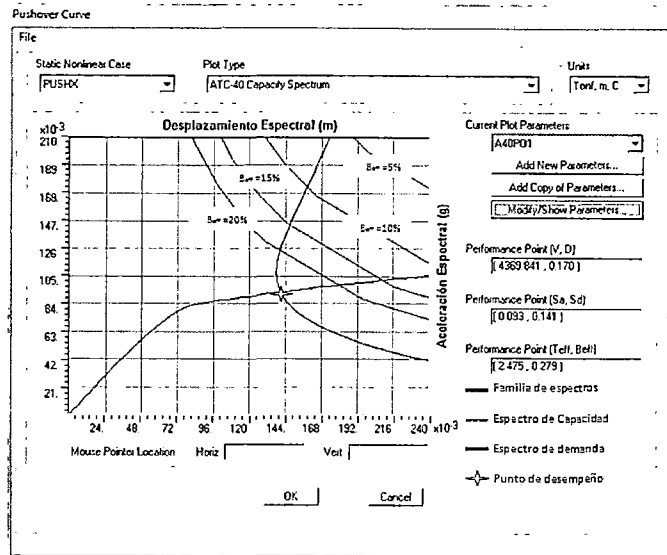


Figura 4.25. Punto de desempeño para el modelo con pórticos dúctiles.
Sismo raro (475 años) actuando en dirección longitudinal.

Para el punto de desempeño probable se tiene un desplazamiento en la parte superior de 0.17m, lo que significa una distorsión promedio de 0.0031, esto es menor que el límite máximo permitido por la Norma E 030 para edificaciones de concreto armado.

El amortiguamiento efectivo fue 27.9%.

La fuerza cortante en la base de 4369 t obtenida para el punto de desempeño es aproximadamente 2 veces la cortante obtenida con un análisis por superposición modal espectral (2122 t) según la Norma E 030 para este nivel de peligro sísmico.

En la Figura 4.26 se puede apreciar el estado de las rótulas plásticas en dos pórticos orientados en la dirección de análisis. Consistentemente con lo observado en la dirección transversal, para el nivel de sismo raro no se tendrían daños significativos en la estructura; todas las rótulas en las vigas están por debajo del nivel de Ocupación Inmediata (IO). No se observan rótulas en las columnas.

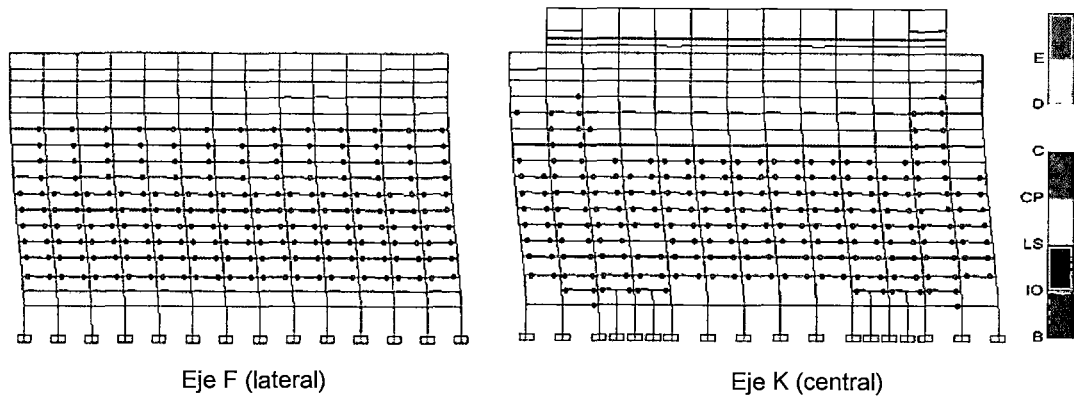


Figura 4.26. Estado de las rótulas en el punto de desempeño probable.
Modelo con pórticos dúctiles – Dirección longitudinal - Sismo raro.

Sismo Muy Raro

Para este nivel de peligro sísmico, la Figura 4.27 muestra el punto de desempeño probable en coordenadas ADRS.

Para el punto de desempeño probable se tiene un desplazamiento en la parte superior de 0.30m, lo que significa una distorsión promedio de 0.0055, esto es menor que el límite máximo permitido por la Norma E 030 para edificaciones de concreto armado.

El amortiguamiento efectivo fue 32.8%.

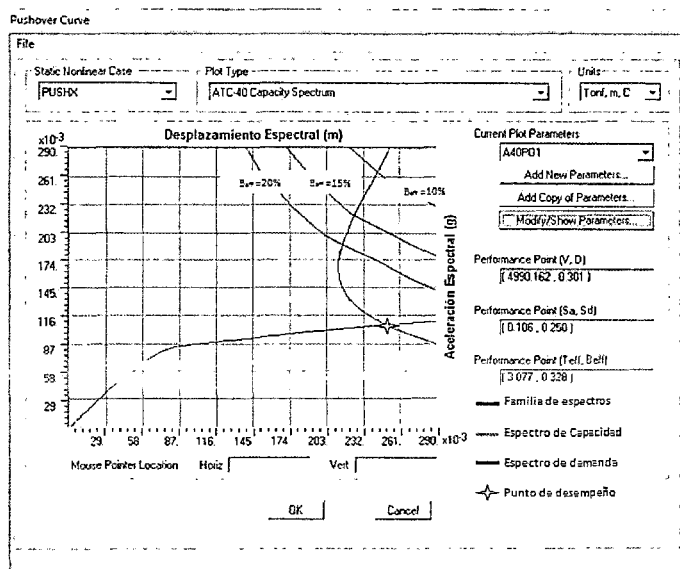


Figura 4.27. Punto de desempeño para el modelo con pórticos dúctiles.
Sismo raro (970 años) actuando en dirección longitudinal.

La fuerza cortante en la base de 4990 t obtenida para el punto de desempeño es aproximadamente 1.4 veces la cortante obtenida con un análisis por superposición modal espectral (3554 t) según la Norma E 030 para este nivel de peligro sísmico.

En la Figura 4.28 se puede apreciar el estado de las rótulas plásticas en dos ejes representativos de la estructura.

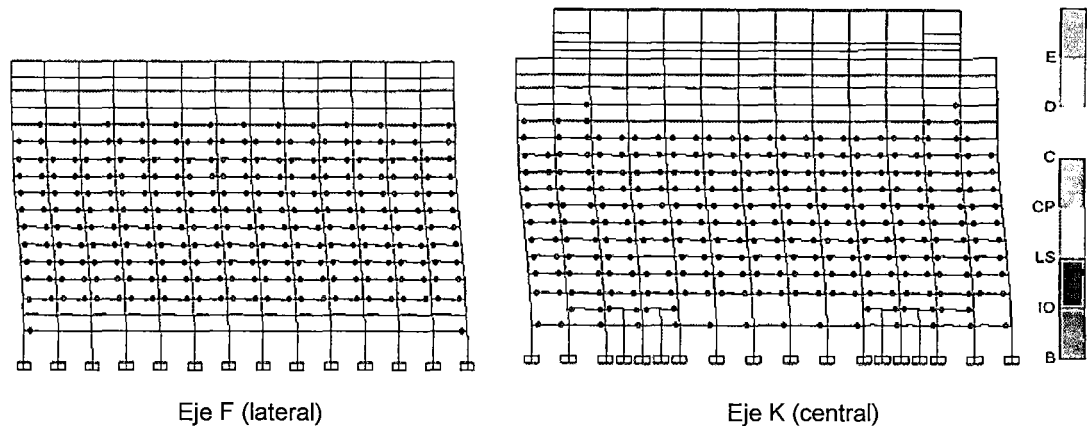


Figura 4.28. Estado de las rótulas en el punto de desempeño probable.
Modelo con pórticos dúctiles – Dirección longitudinal - Sismo muy raro.

Para esta dirección de análisis los resultados son consistentes con los obtenidos para acciones sísmicas en dirección transversal. La mayor parte de las rótulas en vigas de los niveles intermedios, 3 a 7, están en el rango entre Ocupación Inmediata (IO) y Seguridad de Vida (LS). En otros niveles se tienen deformaciones en las rótulas por debajo del nivel límite de Ocupación Inmediata (IO).

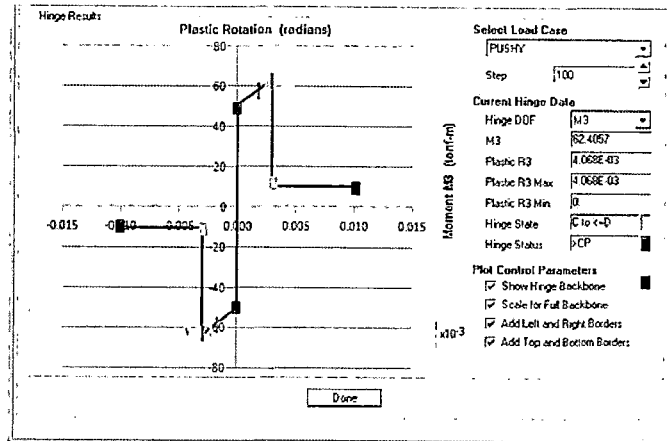
4.3.4. COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE ANÁLISIS ESTÁTICOS NO LINEALES

En este acápite se comparan los resultados obtenidos al suponer tres distintas condiciones en los detalles de refuerzo. Por un lado se consideran los resultados calculados con un modelo que se considera representativo de la estructura real, que se ha supuesto corresponde al tipo B según la metodología del ATC 40. De otro lado se consideran un modelo con rótulas “frágiles”, que sería clasificado como tipo C, y un modelo con rótulas “dúctiles”, que correspondería al tipo A según el ATC 40.

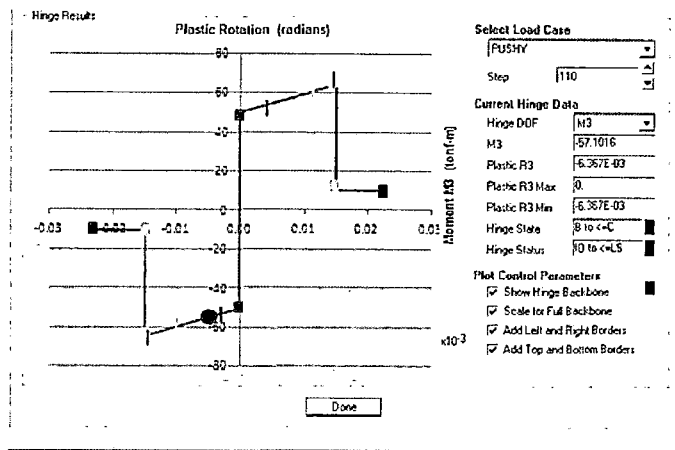
Como ilustración, en las figuras siguientes se comparan los diagramas de rotación plástica vs. momento flector en una de las rótulas más afectadas por el sismo en dirección transversal. La rótula está ubicada en el pórtico del eje transversal 24, en el nivel 5, nudo K de la viga en el tramo entre los ejes K e I. La figura (a) corresponde al modelo de rótula "frágil", (b) al modelo representativo de la condición real, y (c) al modelo de rótula "dúctil". Los puntos de desempeño corresponden al nivel de sismo raro.

En el programa de cómputo utilizado, SAP2000 (Computers and Structures, 2011), los elementos se modelan como el ensamble de una barra, que permanece como lineal y elástica a lo largo de todo el proceso, y de rótulas puntuales rígido-plásticas con características como las mostradas en la Figura 4.28. Aunque estrictamente las rotaciones plásticas se producen en componentes distintas de aquellas donde se tienen las rotaciones elásticas, se hizo una comparación entre ambas rotaciones para estimar las ductilidades a nivel local. Para esto se supuso que el diagrama de momentos flectores en una viga tal como la del tramo K-I es antisimétrico, que la rigidez flexional de la viga es constante (el comportamiento de la barra es lineal) y que los desplazamientos verticales de los nudos no son significativos, de donde resulta que los giros en el límite de proporcionalidad se relacionan con los correspondientes momentos mediante la expresión: $\theta_y = M_y L / (6 EI)$. Para el punto en estudio se obtiene $\theta_y \approx 0.0042$ rad. Teniendo en cuenta que el momento máximo es del orden de $1.25 M_y$, se tienen ductilidades en las relaciones Momento – Giro del orden de 1.85, 4.82 y 6.49, para las rótulas calificadas como "frágil", "real" y "dúctil", respectivamente.

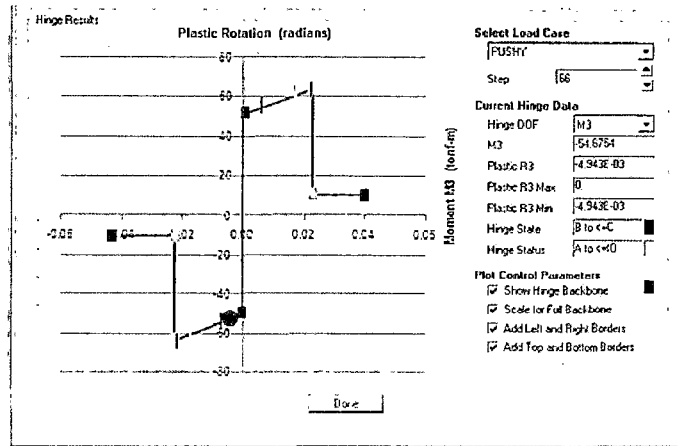
Cuando se producen las primeras rótulas, la mayor parte de los elementos están todavía en el rango de comportamiento lineal. Como consecuencia, una mayor ductilidad a nivel local hace posible que las fuerzas laterales aplicadas en el "pushover" puedan seguir incrementándose más allá de lo que se tendría si las rótulas tuvieran menor ductilidad. Si se comparan los desplazamientos máximos, cuando la estructura se vuelve inestable, contra los que se tienen al momento de producirse la primera rótula, se podría hablar de ductilidades mucho mayores que las ductilidades locales antes mencionadas.



(a) Rótula "frágil"



(b) Rótula "real"



(c) Rótula "dúctil"

Figura 4.29. Diagramas Rotación plástica vs. Momento Flector para los tres tipos de rótulas estudiadas.

En la Tabla 4.6 se resumen el desplazamiento en el nivel superior y la fuerza cortante en la base obtenidos para cada modelo en las condiciones límite en las que la estructura se volvió inestable.

Tabla 4.6. Desplazamiento en el nivel superior y fuerza cortante en la base en las condiciones límite de estabilidad.

Condiciones Límite al Determinar las Curvas de Capacidad						
Modelo	Dirección Transversal (Y)			Dirección Longitudinal (X)		
	Cortante (t)	Δ superior (m)	Distorsión promedio	Cortante (t)	Δ superior (m)	Distorsión promedio
Rótulas reales	4967	0.58	0.010	6079	0.72	0.013
Rótulas frágiles	4866	0.51	0.009	5800	0.61	0.011
Rótulas dúctiles	5111	0.75	0.014	6115	0.98	0.018

Puede observarse que la mayor ductilidad de las rótulas permite alcanzar fuerzas laterales mayores y mayores desplazamientos laterales, aunque – como era de esperarse - no en directa proporción a las ductilidades locales.

En la Tabla 4.7 se comparan el período y el amortiguamiento efectivos, la fuerza cortante en la base y el desplazamiento en la parte superior de la estructura para el punto de desempeño probable obtenido siguiendo la metodología del ATC 40, con los modelos correspondientes a tres condiciones comparadas: aquella en la que se tienen rótulas representativas de las características del diseño real, la que supone rótulas con comportamiento frágil y la que supone rótulas con comportamiento más dúctil, que se supone corresponden a una estructura diseñada de acuerdo con las exigencias de las normas vigentes para estructuras aperticadas de concreto armado.

Tabla 4.7. Comparación de resultados en el punto de desempeño probable.

COMPARACIÓN DE LOS PUNTOS DE DESEMPEÑO PROBABLE SEGÚN EL ATC 40 PARA LOS TRES TIPOS DE MODELOS ESTUDIADOS						
Sismo raro (475 años)						
Dirección	Condición	$\Delta_{superior}$ (m)	V_{Base} (t)	$T_{efectivo}$ (s)	$\beta_{efectivo}$ (%)	Estado de las rótulas en vigas
Transversal	Frágil	0.324	4604	3.19	12.6	Entre la capacidad última y residual
	Real	0.275	4052	3.11	19.5	Seguridad de Vida
	Dúctil	0.242	3863	2.99	24.2	Ocupación Inmediata
Longitudinal	Frágil	0.240	5279	2.66	13.7	Entre la capacidad última y residual
	Real	0.195	4581	2.59	22.3	Seguridad de Vida
	Dúctil	0.170	4369	2.47	27.9	Ocupación Inmediata
Sismo muy raro (970 años)						
Dirección	Condición	$\Delta_{superior}$ (m)	V_{Base} (t)	$T_{efectivo}$ (s)	$\beta_{efectivo}$ (%)	Estado de las rótulas en vigas
Transversal	Frágil	---	----	---	---	Estructura Inestable
	Real	0.475	4705	3.79	23.4	Prevención de Colapso.
	Dúctil	0.399	4376	3.64	30.8	Seguridad de Vida.
Longitudinal	Frágil	0.439	5678	3.49	17.7	Entre la capacidad última y residual
	Real	0.359	5361	3.22	24.6	Prevención de colapso
	Dúctil	0.301	4990	3.07	32.8	Seguridad de Vida

Los resultados obtenidos con el modelo representativo del diseño real para acciones en dirección transversal son consistentes con los obtenidos en dirección longitudinal. Siguiendo la metodología del ATC 40, se observa que

para el sismo de diseño (es decir, el evento con un período medio de recurrencia de 475 años) se tendrían rótulas al nivel de Seguridad de Vida. Se esperan daños en la estructura entre moderados e importantes, pero la estructura permanecería estable y el riesgo de vida para los ocupantes sería muy bajo.

En cambio, si las rótulas tuvieran un comportamiento frágil quedarían en muchos casos al nivel de Prevención de Colapso; el rango de daño estaría entre importante y severo. La edificación estaría cerca del colapso parcial o total.

Por otro lado, si se tuvieran detalles de diseño acordes con las exigencias de las normas actuales las rótulas tendrían un comportamiento más dúctil y en todos los casos quedarían por debajo del límite de Ocupación Inmediata (para el sismo de 475 años). El daño sería entre insignificante y ligero. La edificación podría seguirse utilizando; no habría interrupción en los servicios.

Para el sismo muy raro, definido como un evento con un período medio de recurrencia de 970 años la estructura quedaría al nivel de Prevención del Colapso. Si se tuvieran rótulas más dúctiles el daño se reduciría al nivel de Seguridad de Vida. Si en cambio se tuvieran rótulas con comportamiento frágil, se concluye (de acuerdo a la metodología del ATC 40) que la estructura probablemente colapsaría.

El distinto comportamiento observado con los tres tipos de modelos se explica en gran medida por las distintas ductilidades, pero también por la mayor disipación de energía en los elementos con mejores detalles de diseño. Para el modelo representativo de la estructura en su condición actual se supuso lazos de histéresis tipo B, con estrechamiento moderado. Para el caso de detalles de diseño acordes con la mejor práctica actual se supuso el tipo A, que corresponde a estructuras en las que en los elementos principales del sistema sismorresistente se pueden desarrollar lazos de histéresis estables y sin estrechamiento. En el caso de rótulas frágiles se consideró el tipo C, que corresponde a situaciones en las que se esperan estrechamientos importantes en los lazos de histéresis.

En la Tabla 4.8 se observa mayor amortiguamiento efectivo al pasar del tipo C al B y al A. A mayor amortiguamiento resulta también menor fuerza cortante en la base.

4.4. ANÁLISIS DINÁMICO-NO LINEAL (TIEMPO-HISTORIA)

Aunque el análisis estático no lineal es una herramienta útil, que permite identificar los posibles mecanismos de falla en una estructura, no puede con un solo punto “de desempeño probable” describir en forma completa el comportamiento ante un evento sísmico. Sin constituir una herramienta perfecta, el análisis dinámico no lineal puede dar información más completa y posiblemente más realista. Sin embargo, en las condiciones actuales el análisis dinámico no lineal es poco práctico, ya que demanda demasiado esfuerzo de cómputo. Además, es necesario repetir el proceso con por lo menos 3 conjuntos de registros y preferiblemente con 7 o más conjuntos de registros.

En esta sección se presentan resultados de análisis dinámicos no lineales de la estructura en estudio. Como en los análisis estáticos no lineales antes presentados, todos los análisis dinámicos se repitieron con tres distintos modelos de la estructura. La referencia básica fue el modelo con características representativas de la estructura en su condición real. Se consideraron además un modelo con rótulas con comportamiento frágil y otro representativo de una estructura diseñada conforme a las normas vigentes, con rótulas más dúctiles.

Se hicieron análisis con los registros de aceleración disponibles de los sismos de octubre de 1966, mayo de 1970 y octubre de 1974, en una primera instancia todos a su nivel real. Solo se consideraron las componentes horizontales del movimiento del terreno. En un inicio se supuso la componente con mayor aceleración en dirección transversal al edificio. Esto corresponde aproximadamente a la orientación real, y es la condición más desfavorable, ya que el edificio es más flexible en dirección transversal. Luego se repitieron los análisis suponiendo que la componente con mayor aceleración actúa en dirección longitudinal.

En una siguiente etapa se analizó la estructura con los registros de los referidos sismos escalados a una aceleración máxima de 0.53g, que correspondería a un evento con período medio de recurrencia de 475 años o 10% de probabilidad de ser superada en 50 años (Casimiro, 2012). En los tres casos se consideró la componente con mayor aceleración actuando en dirección transversal. Finalmente, se repitió el proceso escalando los registros para tener una

aceleración máxima de 0.67g, lo que correspondería a un período medio de recurrencia de 970 años, o 5% de probabilidad de ser superada en 50 años.

4.4.1. ESTRUCTURA EN CONDICIONES REPRESENTATIVAS DEL DISEÑO REAL

Las consideraciones tomadas para este modelo ya fueron mencionadas en el acápite de Análisis Estático no Lineal. Como se indicó anteriormente, la estructura es más flexible, y posiblemente más vulnerable, en dirección transversal.

Con cada uno de los juegos de registros de los sismos de octubre de 1966, mayo de 1970 y octubre de 1974 se hicieron cuatro análisis dinámicos no lineales. Considerando primero los registros a su nivel real se hicieron análisis en un caso con la mayor componente en dirección transversal y en otro caso con la mayor componente en dirección longitudinal. Luego se hicieron análisis con los registros amplificados para tener aceleraciones máximas correspondientes a eventos sísmicos con periodos de recurrencia de 475 y 950 años; en ambos casos con la aceleración máxima en la dirección transversal.

SISMO DE OCTUBRE DE 1966

Sismo de 1966 a su nivel real:

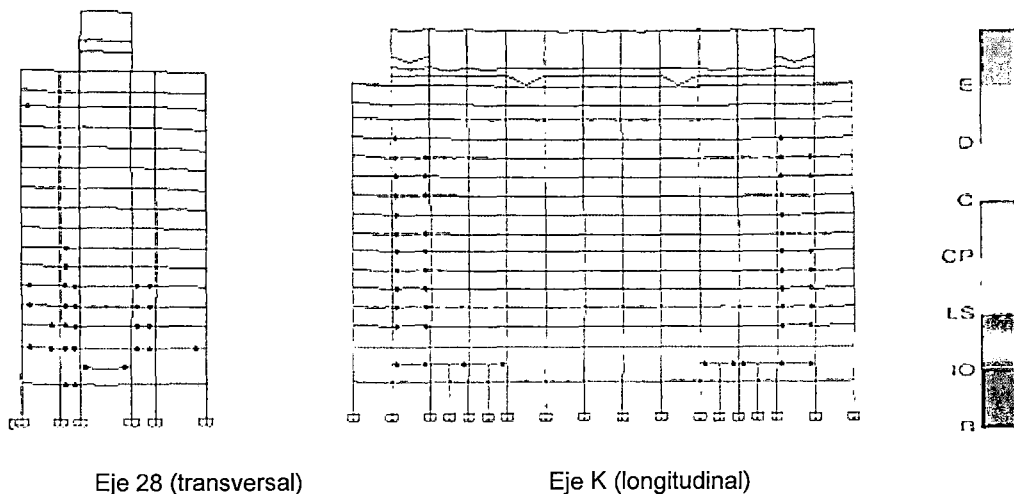


Figura 4.30. Estado de las rótulas después del sismo de octubre de 1966. Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección transversal.

Este registro tiene una duración de 65s. Considerando los registros a su nivel real, con la mayor componente en dirección transversal, se tuvo el estado final de las rótulas que se muestra, para pórticos típicos en cada una de las dos direcciones principales, en la Figura 4.30.

La estructura no presenta daños significativos. Las rótulas están por debajo del nivel de Ocupación Inmediata. No se observan rótulas en las columnas.

En la Figura 4.31 se muestran los desplazamientos en la parte superior de la estructura. En ambas gráficas se observa la importancia del primer modo en cada dirección.

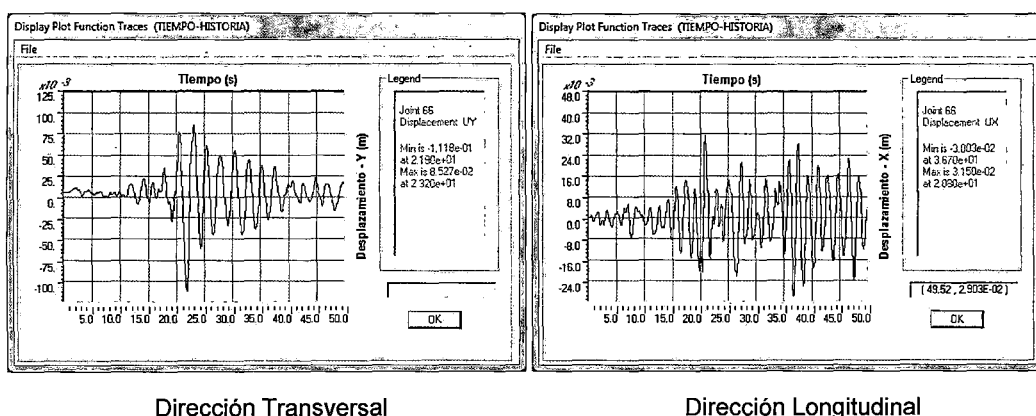
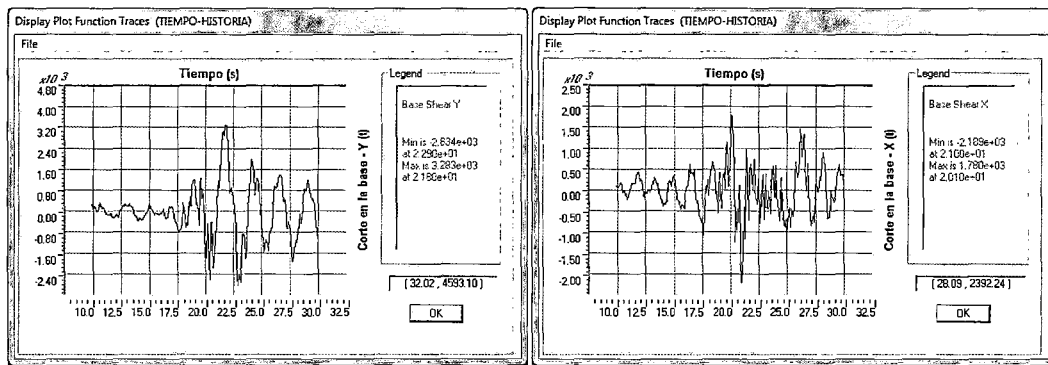


Figura 4.31. Desplazamiento en el nivel superior de la estructura – Sismo de 1966 Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección transversal.

El desplazamiento máximo en la dirección transversal es aproximadamente 0.085m, a los 23.2s, lo que representa una distorsión promedio de 0.0016. Para la dirección longitudinal el desplazamiento máximo es 0.031, a los 20.8s, con una distorsión promedio de 0.00057.

En la Figura 4.32 se muestran resultados para las fuerzas cortantes en la base.

La fuerza cortante máxima en dirección transversal fue de 3283 t, lo que representa 1.6 veces la fuerza cortante obtenida por superposición modal (2018 t) según la Norma E030. Para la dirección longitudinal, la fuerza cortante máxima fue de 2189 t, igual a 1.03 veces la cortante obtenida según la norma E.030 (2122 t).

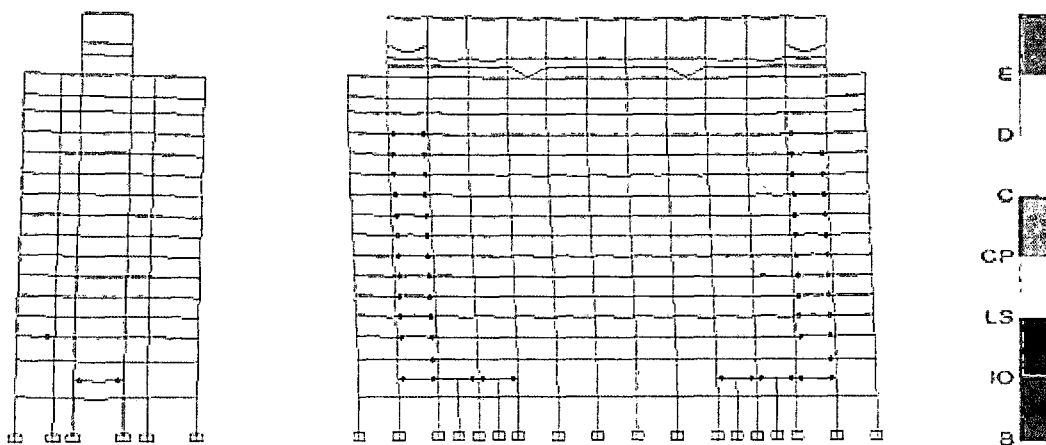


Dirección Transversal

Dirección Longitudinal

Figura 4.32. Fuerza cortante en la base – Sismo de octubre de 1966
Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos
Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección transversal

Al intercambiar las direcciones de las dos componentes de aceleración en la base, de modo de tener la mayor componente en dirección longitudinal, se obtuvieron los resultados siguientes. La Figura 4.33 muestra el estado final de las rótulas en pórticos típicos en las direcciones transversal y longitudinal.



Eje 28 (transversal)

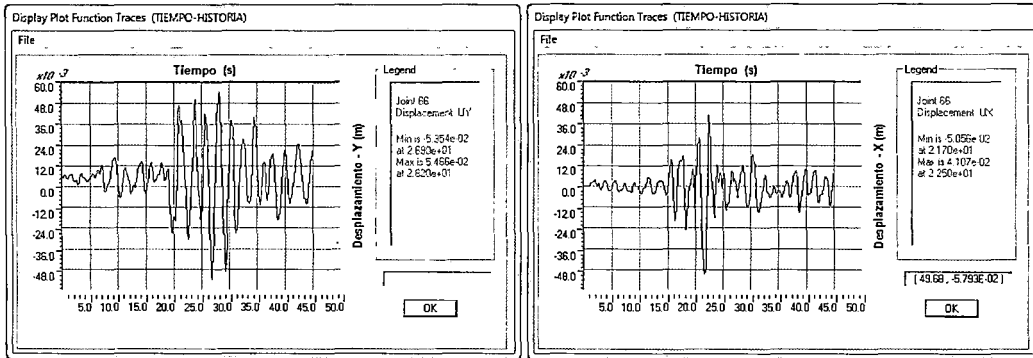
Eje K (longitudinal)

Figura 4.33. Estado de las rótulas después del sismo de octubre de 1966.
Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos
Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección longitudinal.

Como es de esperarse, en los pórticos orientados en dirección transversal se observan pocas rótulas. En dirección longitudinal hay más rótulas, aunque en todos los casos por debajo del nivel de Ocupación Inmediata, con daño poco significativo.

En la Figura 4.34 se muestran resultados para desplazamientos en la parte superior de la estructura.

El desplazamiento máximo en la dirección transversal es aproximadamente 0.054m, a los 28.2s, lo que representa una distorsión promedio de 0.001. Para la dirección longitudinal, el desplazamiento máximo es 0.05, a los 21.7s, con una distorsión promedio de 0.0009.

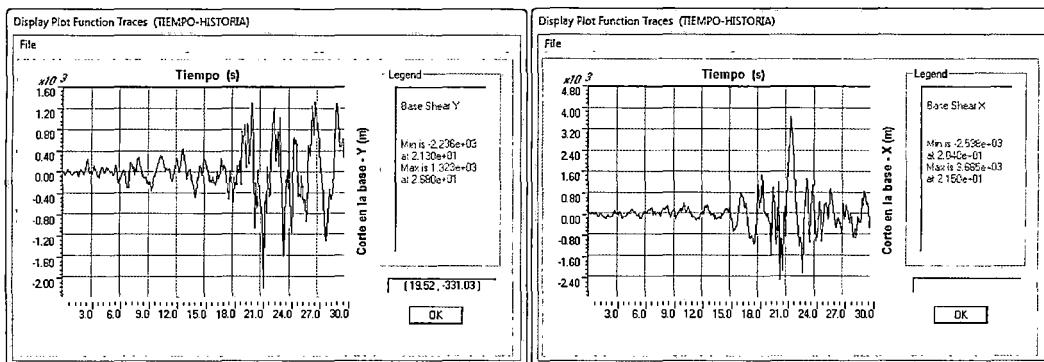


Dirección Transversal

Dirección Longitudinal

Figura 4.34. Desplazamiento en el nivel superior de la estructura – Sismo de 1966 Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección longitudinal.

Los correspondientes registros de fuerzas cortantes en cada una de las dos direcciones se muestran en la Figura 4.35.



Dirección Transversal

Dirección Longitudinal

Figura 4.35. Fuerza cortante en la base – Sismo de octubre de 1966 Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección longitudinal.

Para la dirección transversal, la cortante máxima aproximadamente fue de 2236 t, que resulta 1.1 veces la fuerza cortante en la base obtenida por superposición modal (2018 t) según la Norma E030. Para la dirección longitudinal, la máxima fuerza cortante en la base fue de 3665 t igual a 1.7 veces la fuerza cortante en la base obtenida por superposición modal (2122 t).

Sismo de 1966 escalado a una aceleración máxima de 0.53g:

En lo que sigue se presentan resultados obtenidos escalando los registros del sismo de 1966 para tener una aceleración máxima (en una de las componentes) de 0.53g y colocando la mayor componente en dirección transversal. Como se indicó anteriormente, 0.53g corresponde al nivel del sismo raro, con periodo medio de recurrencia de 475 años.

En la Figura 4.36 se muestra el estado de las rótulas al concluir el análisis.

Aunque predominan las rótulas con daño por debajo del nivel de Ocupación Inmediata (IO), también se observan rótulas en las que se ha superado ese nivel y están por debajo del nivel de Seguridad de Vida (LS). Aunque no se observan en los dos ejes graficados, también se presentaron algunas rótulas en columnas, por debajo del límite de Ocupación Inmediata.

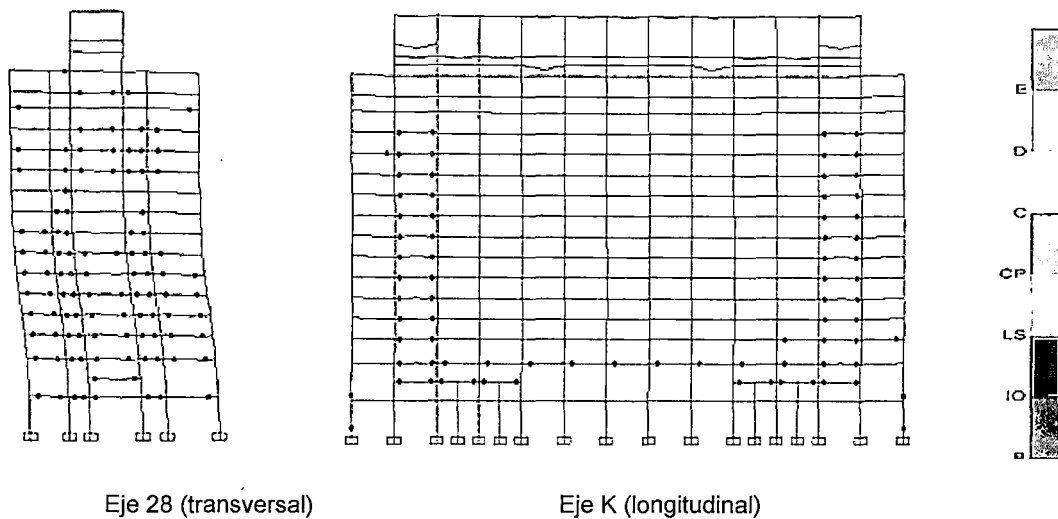


Figura 4.36. Estado de las rótulas después del sismo de 1966 escalado a 0.53g
Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos.

Los desplazamientos en el nivel superior, en ambas direcciones principales de análisis, se pueden apreciar en la Figura 4.37.

El desplazamiento máximo en la dirección transversal es 0.18 m, a los 22s, lo que representa una distorsión promedio de 0.0035. Para la dirección longitudinal, el desplazamiento máximo es 0.054, a los 20.8s, con una distorsión promedio de 0.001.

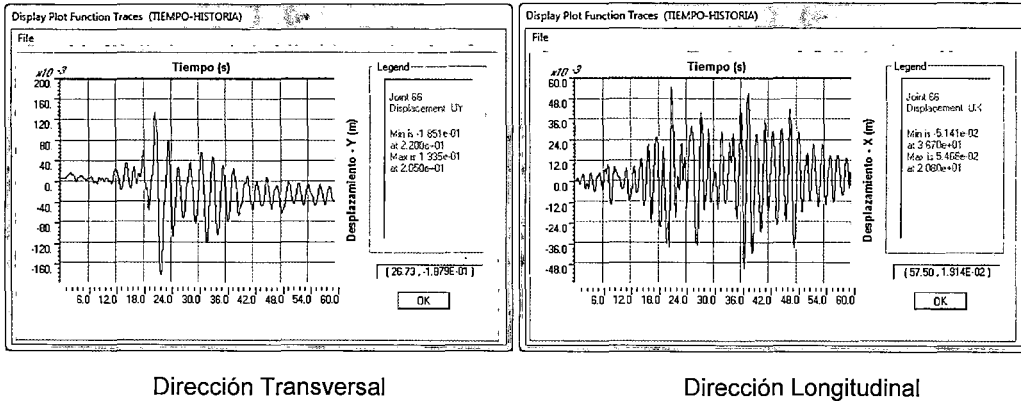


Figura 4.37. Desplazamiento en el nivel superior – Sismo de 1966 escalado a 0.53g Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo con la mayor componente en dirección transversal.

Las dos componentes de las fuerzas cortantes en la base de la estructura se pueden apreciar en la Figura 4.38:

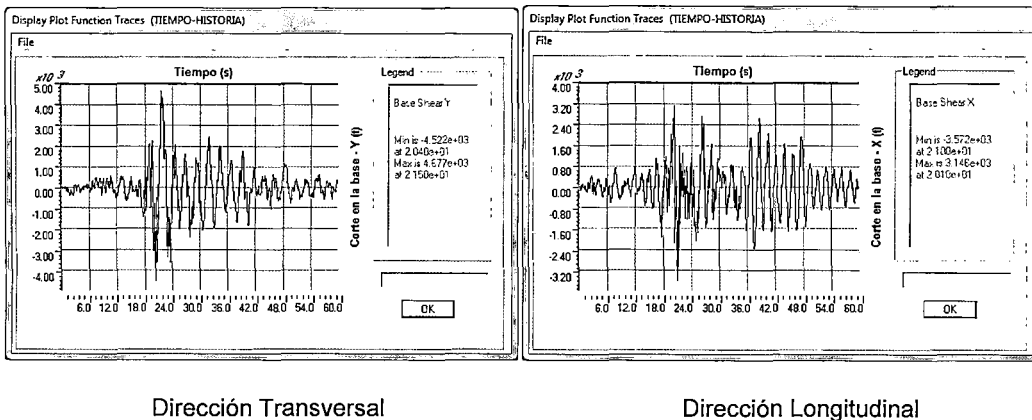


Figura 4.38. Fuerza cortante en la base – Sismo de octubre de 1966 escalado a 0.53g Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo con la mayor componente en dirección transversal.

Para la dirección transversal, la fuerza cortante máxima fue de 4677 t, en un tiempo de 21.5s, que es aproximadamente 2 veces la fuerza cortante obtenida por superposición modal (2244 t) con el espectro de peligro uniforme consistente con los resultados de Casimiro (2012) considerando $R = 8$. Para la dirección longitudinal, la cortante fue de 3572 t, en un tiempo de 21s, igual a 1.4 veces la fuerza cortante calculada por superposición modal (2541 t).

Sismo de 1966 escalado a una aceleración máxima de 0.67g:

El estado final de las rótulas ante un evento sísmico que simula un sismo muy raro, con periodo medio de recurrencia de 970 años, se puede ver en la Figura 4.39.

En comparación con los resultados obtenidos para el nivel del sismo de 475 años se observa, sobre todo en dirección transversal, un mayor número de rótulas plásticas. La mayor parte de ellas tienen deformaciones por debajo del nivel de Ocupación Inmediata (IO), pero también se han incrementado las rótulas próximas al nivel de Seguridad de Vida (LS). Hay también más rótulas en columnas, siempre bajo el nivel de Ocupación Inmediata.

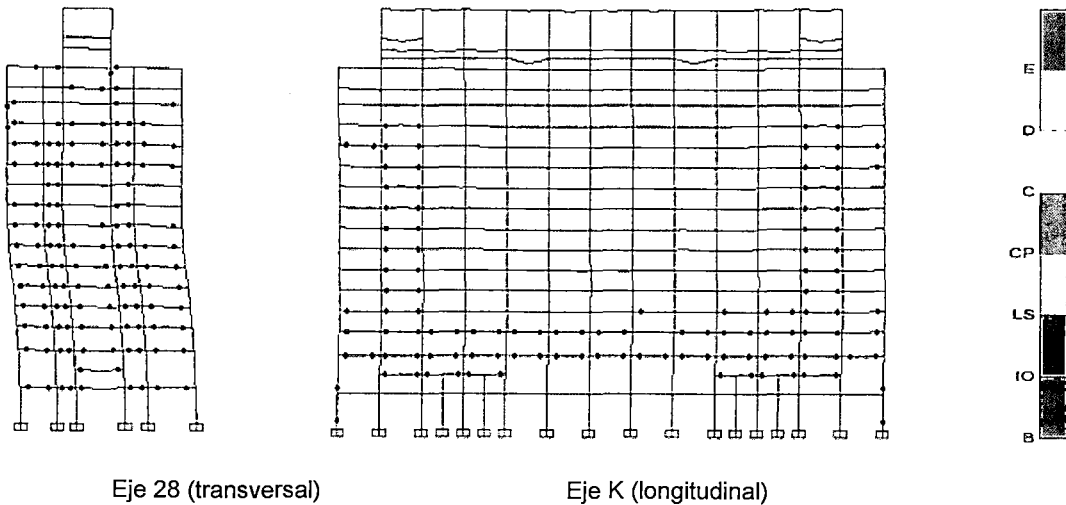


Figura 4.39. Estado de las rótulas después del sismo de 1966 escalado a 0.67g
Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos.

Las componentes de desplazamiento en el nivel superior se pueden apreciar en la Figura 4.40. El desplazamiento máximo en la dirección transversal es 0.21 m, a los 22s, que significa una distorsión promedio de 0.004. Para la dirección longitudinal, el desplazamiento máximo es 0.065, a los 20.8s, que corresponde a una distorsión promedio de 0.0012.

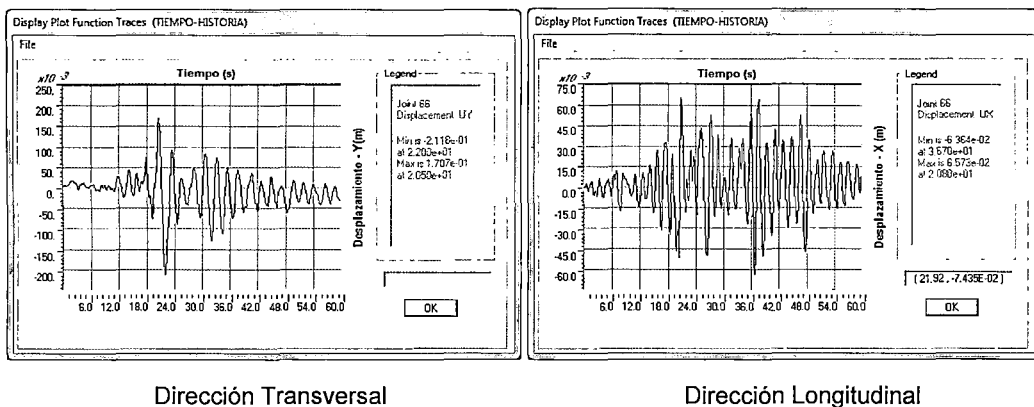


Figura 4.40. Desplazamiento en el nivel superior – Sismo de 1966 escalado a 0.67g
Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo con la mayor
componente en dirección transversal.

Las componentes de la fuerza cortante en la base se pueden apreciar en la Figura 4.41.

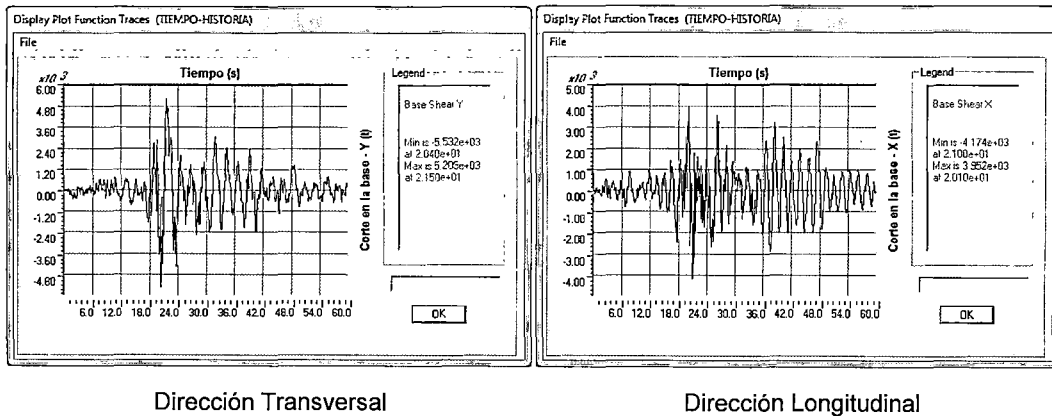


Figura 4.41. Fuerza cortante en la base – Sismo de octubre de 1966 escalado a 67g Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo con la mayor componente en dirección transversal.

Para la dirección transversal, la fuerza cortante máxima fue de 5532 t, en un tiempo de 21.5s, que es aproximadamente 2 veces la cortante obtenida por superposición modal (2748 t) con $R = 8$ y con el espectro de peligro uniforme construido para el sismo muy raro a partir de los resultados de Casimiro (2012). Para la dirección longitudinal, se obtuvo como máxima fuerza cortante en la base 4174 t, en un tiempo de 21s, lo que representa 1.3 veces la fuerza cortante calculada por superposición modal (3153 t), también con $R = 8$.

SISMO DE MAYO DE 1970

Sismo de 1970 a su nivel real:

Este registro tiene una duración de 45s. Considerando las aceleraciones a su nivel real, con la mayor componente en dirección transversal, se tuvo el estado final de las rótulas mostrado en la Figura 4.42.. Se observan escasas rótulas en las vigas, en todos los casos por debajo del nivel de Ocupación Inmediata. Las columnas continúan en el rango lineal.

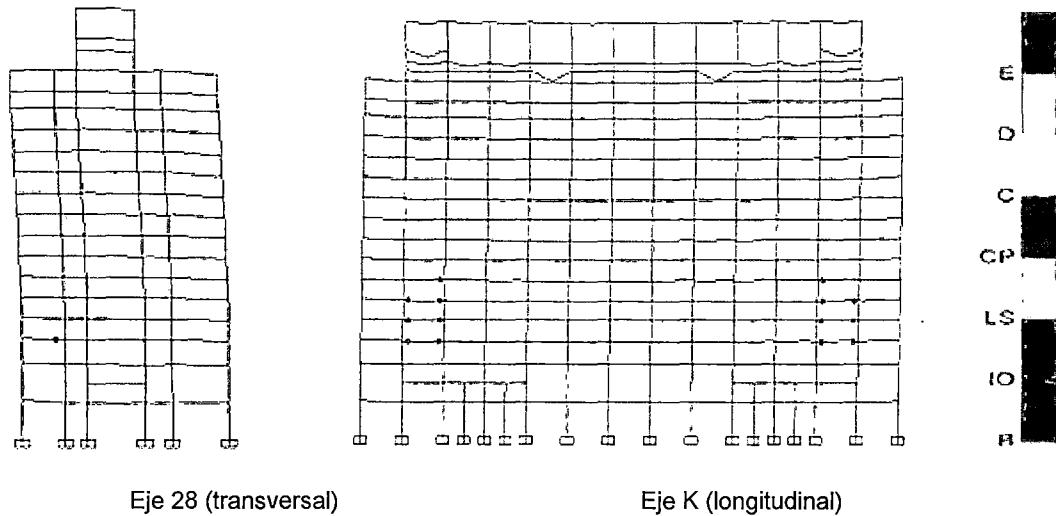


Figura 4.42. Estado de las rótulas después del sismo de mayo de 1970.
Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos
Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección transversal.

La Figura 4.43 muestra las componentes de desplazamiento en el nivel superior:

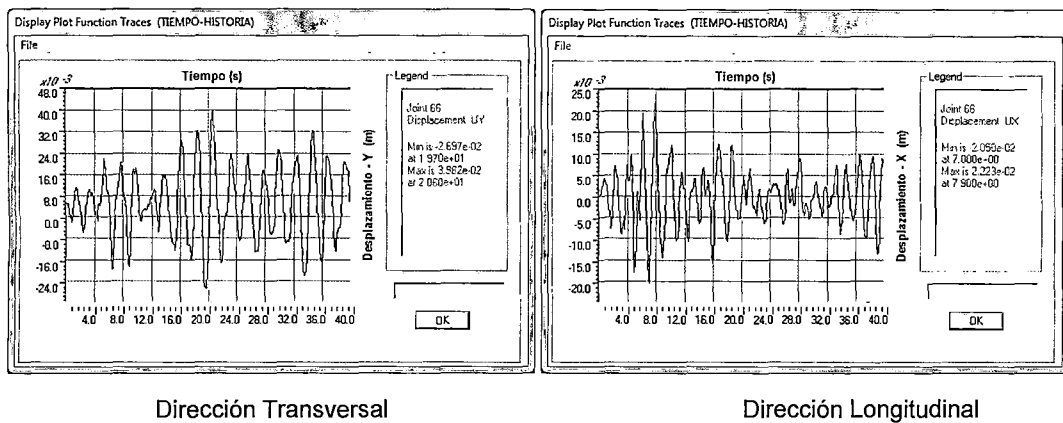
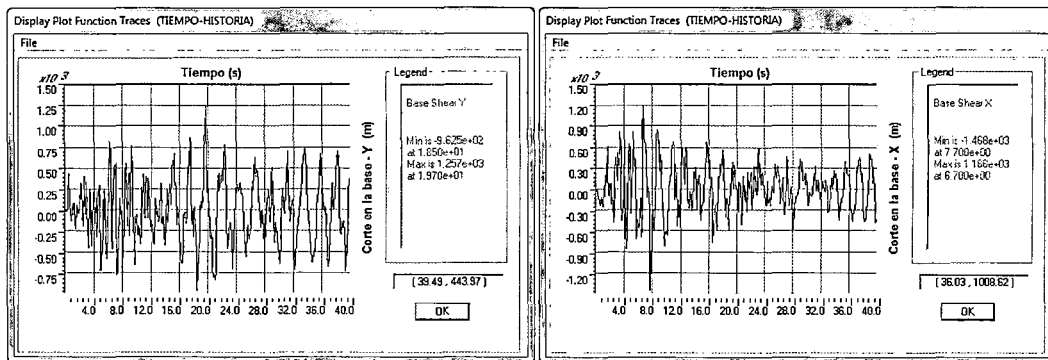


Figura 4.43. Desplazamiento en el nivel superior de la estructura – Sismo de mayo de 1970
Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según Planos Sismo a su nivel real con la
mayor componente en dirección transversal.

El desplazamiento máximo en la dirección transversal fue aproximadamente 0.039 m, a los 20.6s, con una distorsión promedio de 0.0007. Para la dirección longitudinal, el desplazamiento máximo fue 0.022 m, a los 7.9s, con distorsión promedio de 0.0004.

En la figura siguiente se presentan las correspondientes componentes de la fuerza cortante en la base.



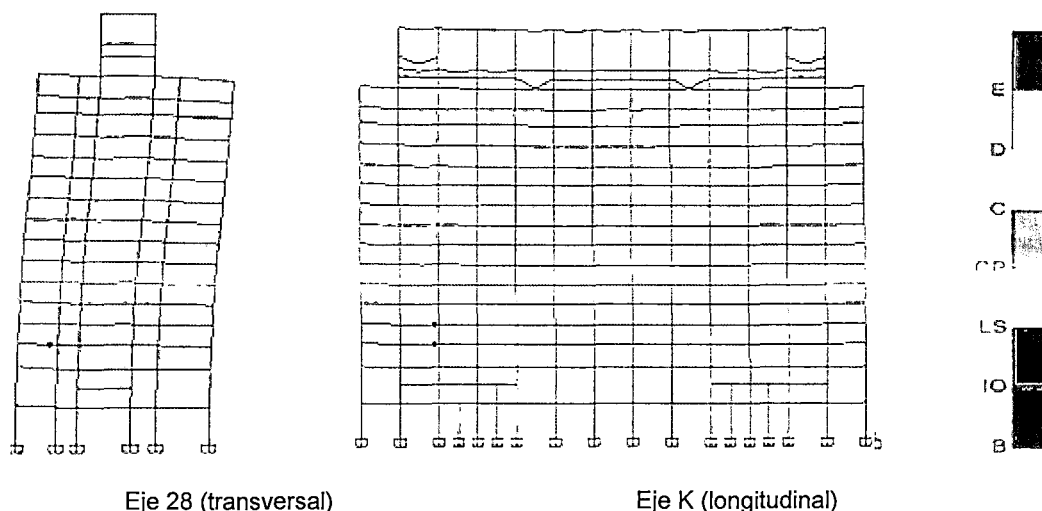
Dirección Transversal

Dirección Longitudinal

Figura 4.44. Fuerza cortante en la base – Sismo de mayo de 1970
Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos
Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección transversal.

Para la dirección transversal, la fuerza cortante máxima resultó 1257 t, igual a 0.6 veces la cortante por calculada por superposición modal (2018 t) según la Norma E030. Para la dirección longitudinal, la fuerza cortante máxima fue 1468 t, igual a 0.7 veces la fuerza cortante obtenida por superposición modal (2122 t).

En los párrafos siguientes se presentan los resultados obtenidos al intercambiar las direcciones de las componentes de aceleración en la base, siempre con el sismo de mayo de 1970, sin escalar. El estado final de dos pórticos típicos al concluir el sismo se puede ver en la Figura 4.45. Se observan muy pocas rótulas en las vigas, en todos los casos con daño por debajo del nivel de Ocupación Inmediata (IO).



Eje 28 (transversal)

Eje K (longitudinal)

Figura 4.45. Estado de las rótulas después del sismo de mayo de 1970.
Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos
Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección longitudinal.

En la Figura 4.46 se muestran las componentes del desplazamiento horizontal en la parte superior de la estructura.

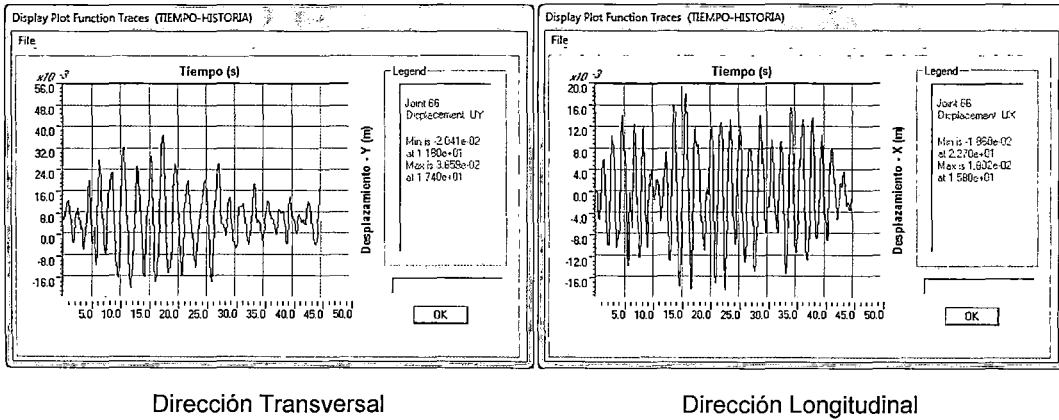


Figura 4.46. Desplazamiento en el nivel superior de la estructura – Sismo de mayo de 1970 Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección longitudinal.

El desplazamiento máximo en la dirección transversal es aproximadamente 0.036m, a los 17.4s, que representa una distorsión promedio de 0.0007. Para la dirección longitudinal, el desplazamiento máximo es 0.018m, a los 4.9s, con una distorsión promedio de 0.0003.

Las componentes de la fuerza cortante en la base se presentan en la Figura 4.47.

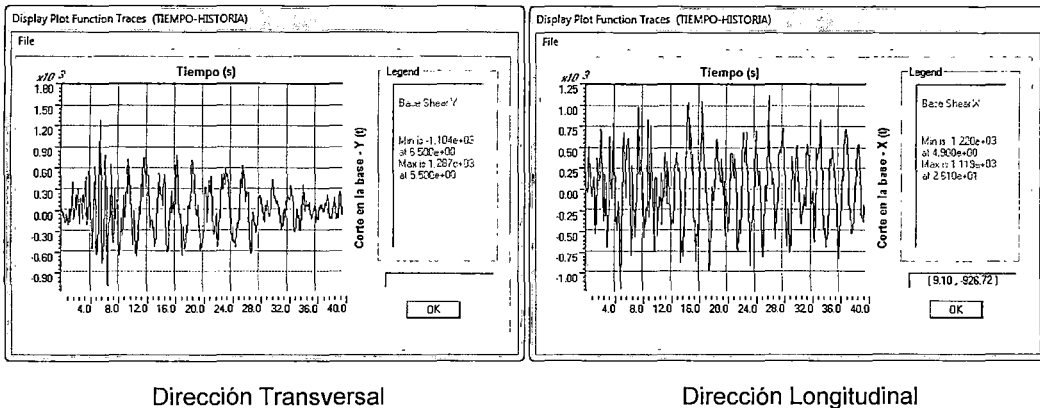


Figura 4.47. Fuerza cortante en la base – Sismo de mayo de 1970 Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección longitudinal.

Para la dirección transversal, la cortante máxima fue aproximadamente 1287 t, lo que es 0.6 veces la fuerza cortante obtenida por superposición modal (2018 t) según la Norma E030. Para la dirección longitudinal, la fuerza cortante máxima

fue 1220 t, que es 0.5 veces la fuerza cortante en la base calculada por superposición modal (2122 t).

Sismo de 1970 escalado a una aceleración máxima de 0.53g:

Para el sismo escalado a nivel del sismo raro, considerando la mayor componente en dirección transversal, se obtuvo el estado final mostrado en la Figura 4.48.

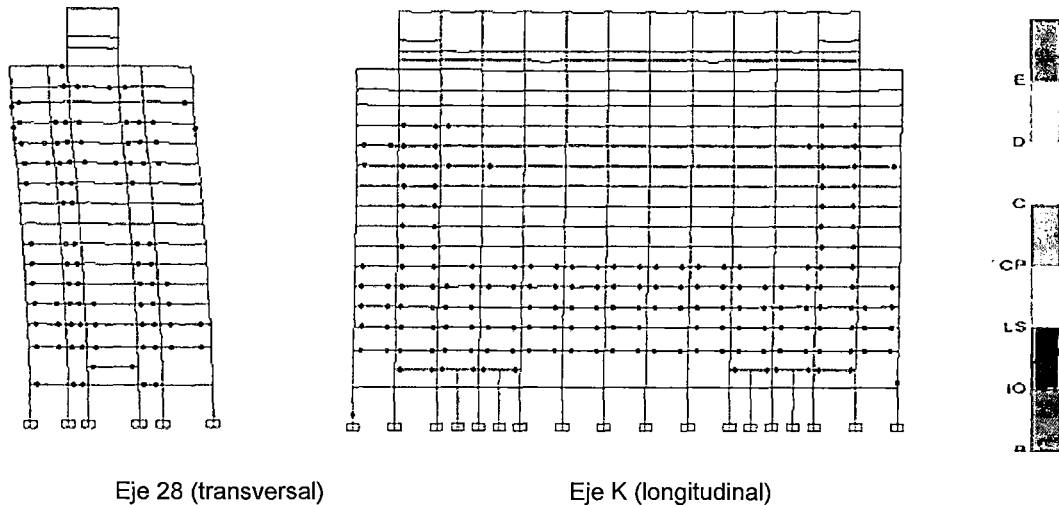
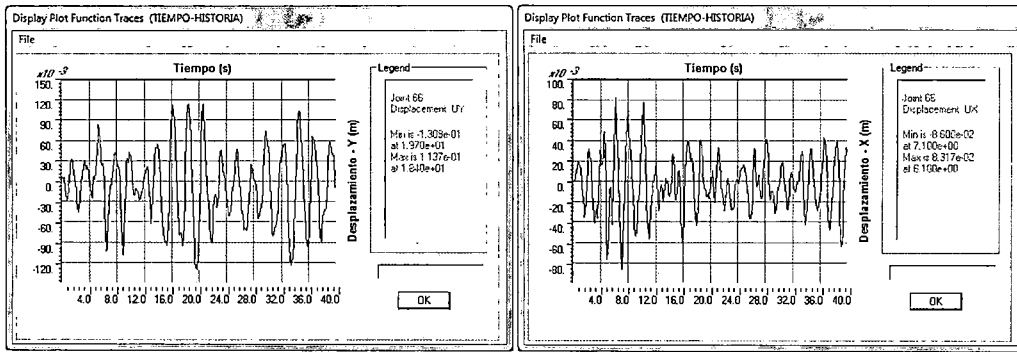


Figura 4.48. Estado de las rótulas después del sismo de 1970 escalado a 0.53g
Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos.

La estructura presenta abundantes rótulas plásticas en las vigas, pero todas ellas se encuentran por debajo del nivel de Ocupación Inmediata (IO). Se observan también unas pocas rótulas en algunas columnas.

Las componentes de desplazamiento en la parte superior se presentan en la Figura 4.49.

El desplazamiento máximo en la dirección transversal es 0.13m, que corresponde a una distorsión promedio de 0.0025. Para la dirección longitudinal, el desplazamiento máximo es 0.083, con una distorsión promedio de 0.0016.

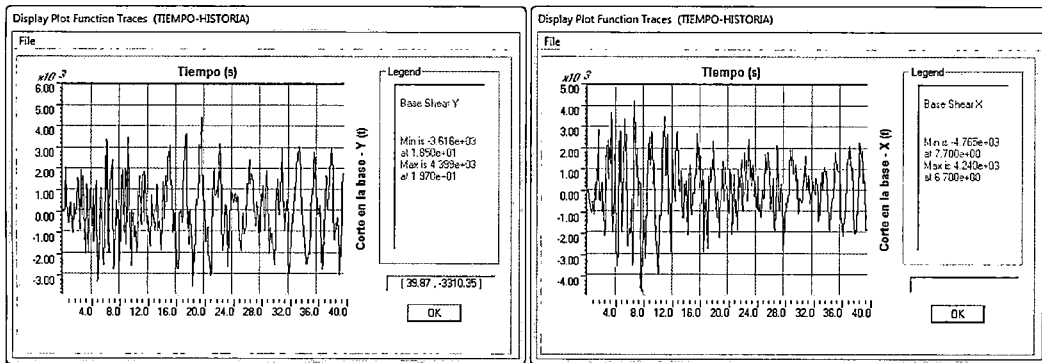


Dirección Transversal

Dirección Longitudinal

Figura 4.49. Desplazamiento en el nivel superior – Sismo de 1970 escalado a 0.53g Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo con la mayor componente en dirección transversal.

Las componentes de fuerza cortante en direcciones se pueden ver en la Figura 4.50.



Dirección Transversal

Dirección Longitudinal

Figura 4.50. Fuerza cortante en la base – Sismo de mayo de 1970 escalado a 0.53g Modelo representativas de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo con la mayor componente en dirección transversal.

Para la dirección transversal, la fuerza cortante máxima fue de 4399 t, igual a 1.9 veces la fuerza cortante calculada por superposición modal (2244 t) con el espectro de peligro uniforme para el nivel del sismo raro y con $R = 8$. Para la dirección longitudinal, la fuerza cortante máxima fue 4765 t igual a 1.8 veces la cortante por superposición modal (2541 t).

Sismo de 1970 escalado a una aceleración máxima de 0.67g:

Escalando los registros del sismo de mayo de 1970 para tener la máxima componente de aceleración en la base igual a 0.67g y aplicando esa máxima componente en dirección transversal, se tuvo el estado final de rótulas mostrado en la Figura 4.51.

Las rótulas plásticas son muy abundantes en las vigas y poco frecuentes en las columnas. En la mayor parte de los casos están por debajo del nivel de Ocupación Inmediata (IO), aunque también se ve un muy pequeño número de rótulas en las que se ha sobrepasado ese nivel y se encuentran por debajo del nivel de Seguridad de Vida (LS).

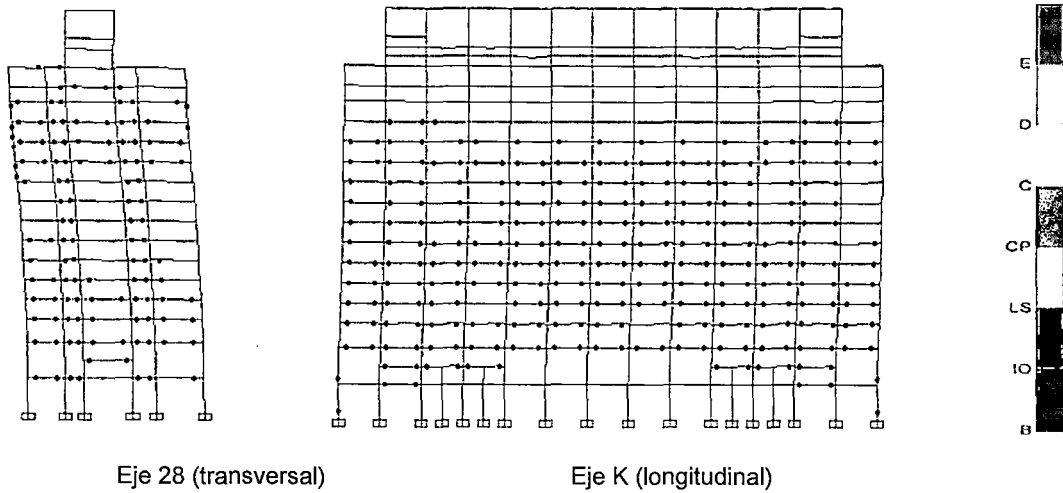


Figura 4.51. Estado de las rótulas después del sismo de 1970 escalado a 0.67g
Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos.

Las componentes del desplazamiento horizontal en la parte superior de la estructura se muestran en la Figura 4.52. El desplazamiento máximo en la dirección transversal es 0.15 m, con distorsión promedio de 0.0029. Para la dirección longitudinal, el desplazamiento máximo es 0.10m, que corresponde a una distorsión promedio de 0.0019.

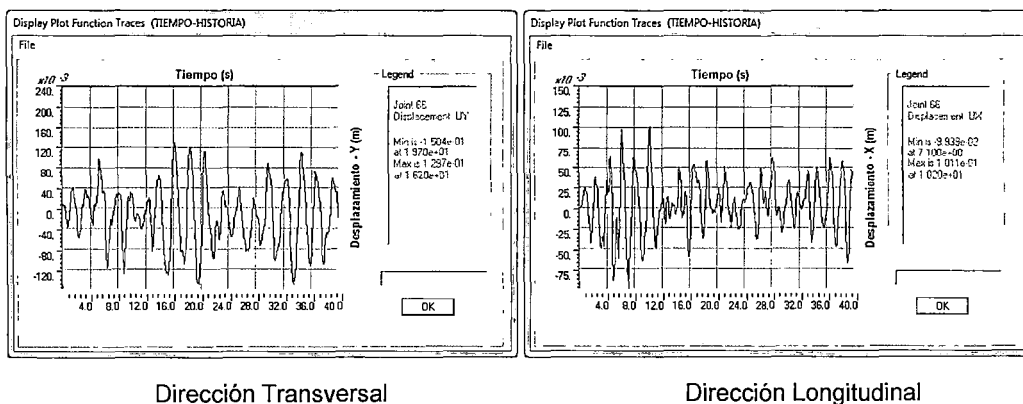


Figura 4.52. Desplazamiento en el nivel superior – Sismo de 1970 escalado a 0.67g Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo con la mayor componente en dirección transversal.

Las componentes de la fuerza cortante en la base de la estructura se pueden apreciar en la Figura 4.53.

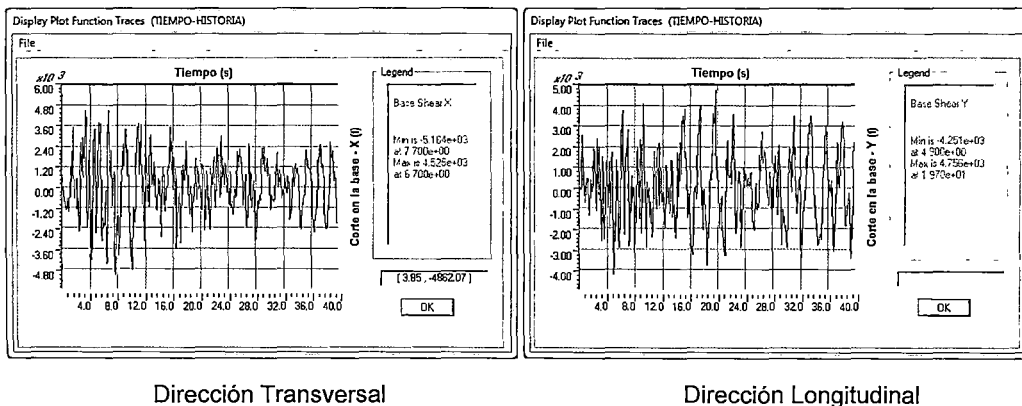


Figura 4.53. Fuerza cortante en la base – Sismo de mayo de 1970 escalado a 0.67g Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo con la mayor componente en dirección transversal.

Para la dirección transversal, la fuerza cortante máxima fue 4756 t, igual a 1.7 veces la cortante calculada por superposición modal (2748 t) con el espectro de peligro uniforme correspondiente al sismo muy raro (con un período medio de recurrencia de 970 años) y $R = 8$. Para la dirección longitudinal, la fuerza cortante máxima fue 5164 t que equivale a 1.6 veces la fuerza cortante en la base obtenida por superposición modal (3153 t).

SISMO DE OCTUBRE DE 1974

Sismo de 1974 a su nivel real:

La duración de este registro es 97s. Con los registros a su nivel real, y aplicando la componente con mayor aceleración en dirección transversal, se obtuvo al final el estado de rótulas plásticas que se observa, para dos pórticos típicos, en Figura 4.54.

Se observan pocas rótulas plásticas. La estructura no presenta daños significativos, ya que todas las rótulas tienen deformaciones por debajo del nivel de Ocupación Inmediata.

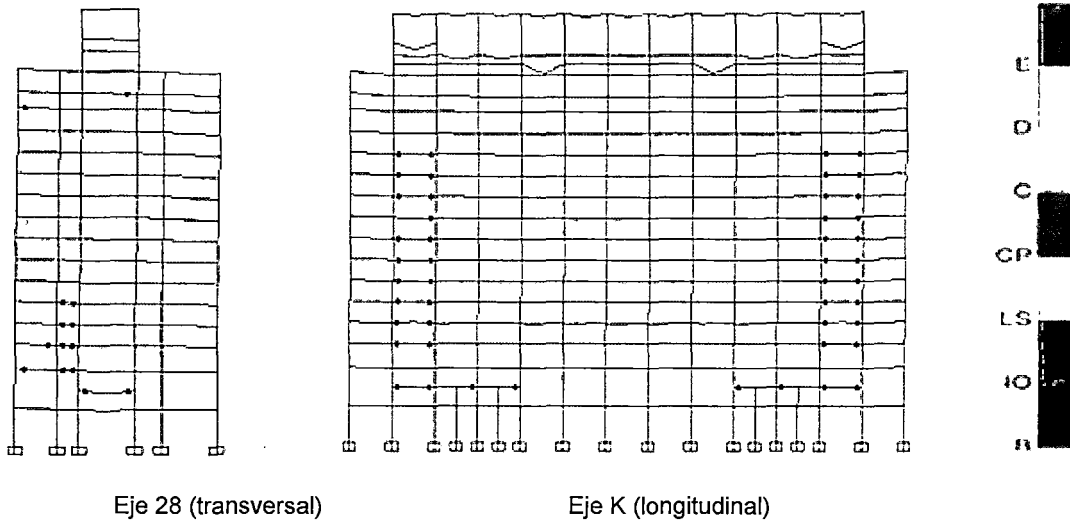


Figura 4.54. Estado de las rótulas después del sismo de octubre de 1974. Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección transversal.

Las correspondientes componentes de desplazamiento en el nivel superior de la estructura se pueden apreciar en la Figura 4.55.

El desplazamiento máximo en la dirección transversal resultó 0.099 m, lo que significa una distorsión promedio de 0.0018. Para la dirección longitudinal, el desplazamiento máximo fue de 0.035m, con una distorsión promedio de 0.0006.

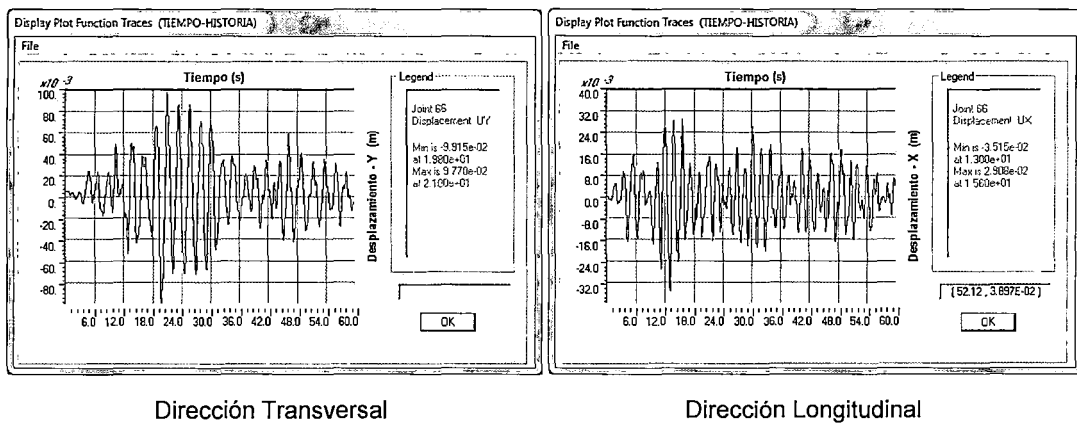
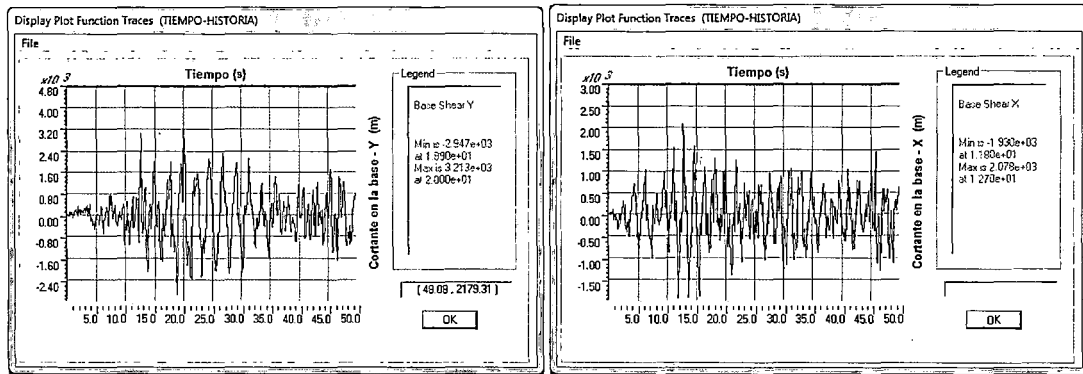


Figura 4.55. Desplazamiento en el nivel superior de la estructura – Sismo de octubre 1974 Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección transversal.

En la Figura 4.56 se muestran las componentes de la fuerza cortante en la base:



Dirección Transversal

Dirección Longitudinal

Figura 4.56. Fuerza cortante en la base – Sismo de octubre de 1974
 Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos
 Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección transversal.

Para la dirección transversal, la fuerza cortante máxima fue de 3213 t igual a 1.6 veces la fuerza cortante calculada según la Norma E030 por superposición modal (2018 t), con $R = 8$. Para la dirección longitudinal, la fuerza cortante máxima resultó 2078 t, es decir, 0.9 veces la fuerza cortante obtenida por superposición modal (2122 t).

En lo que sigue se presentan resultados obtenidos con los registros de aceleración del sismo de octubre de 1974 a su nivel real, pero considerando la componente con mayor aceleración en la dirección longitudinal de la edificación. En la Figura 4.57 se puede apreciar el estado de las rótulas plásticas al concluir el sismo.

En este caso se observan más rótulas en las vigas de los pórticos ubicados en dirección longitudinal y escasas rótulas en los pórticos en dirección transversal. En todos los casos el daño de las rótulas está por debajo del límite de Ocupación Inmediata.

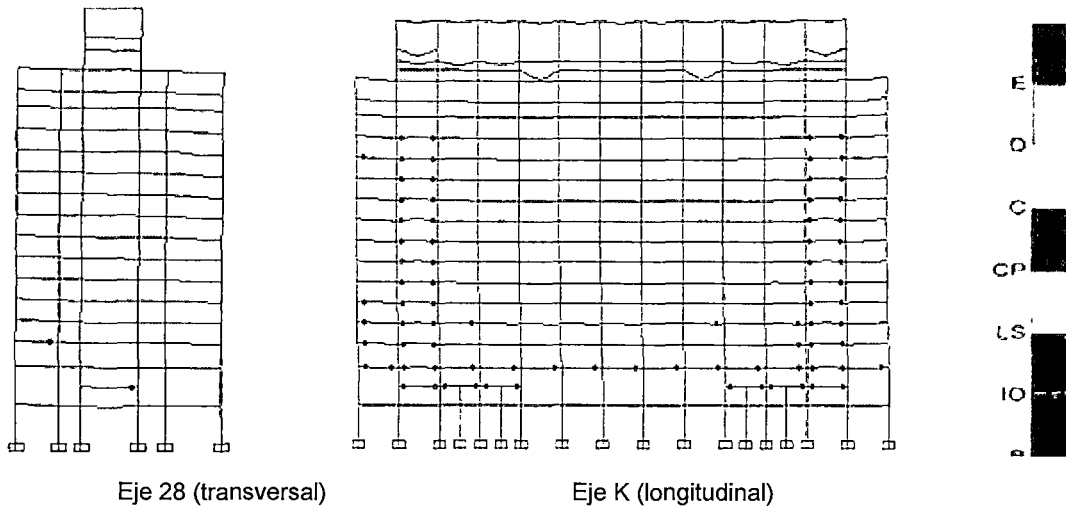


Figura 4.57. Estado de las rótulas después del sismo de octubre de 1974. Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección longitudinal.

Las componentes de desplazamiento se muestran en la Figura 4.58.

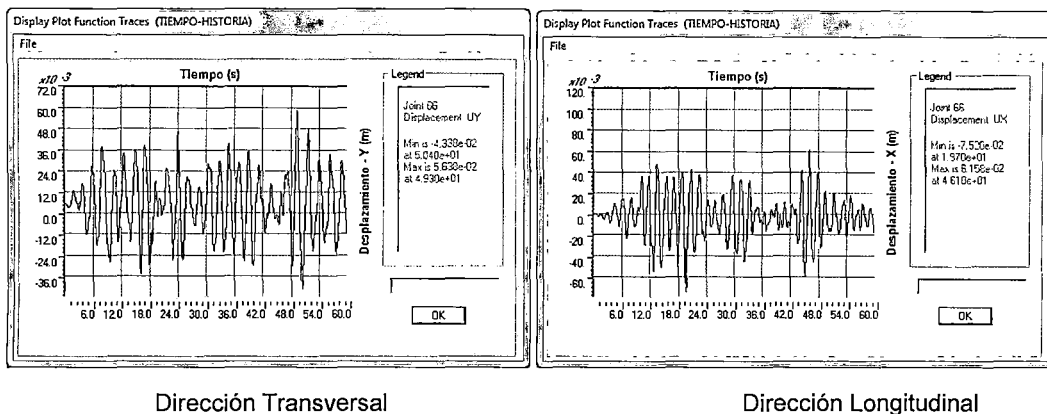
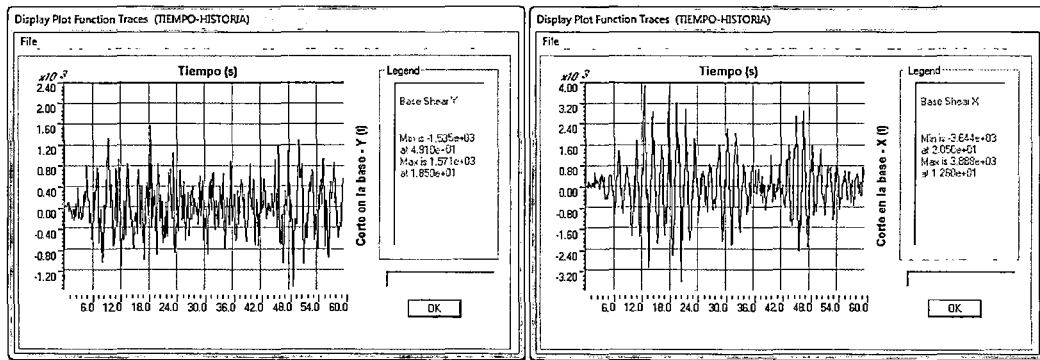


Figura 4.58. Desplazamiento en el nivel superior de la estructura – Sismo de octubre 1974 Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección longitudinal.

El desplazamiento máximo en la dirección transversal es 0.058 m, que corresponde a una distorsión promedio de 0.0011, y en la dirección longitudinal es 0.075 m, con una distorsión promedio de 0.0014.

Las componentes de la fuerza cortante en la base se pueden apreciar en la Figura 4.59.



Dirección Transversal

Dirección Longitudinal

Figura 4.59. Fuerza cortante en la base – Sismo de octubre de 1974
Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos
Sismo a su nivel real con la mayor componente en dirección longitudinal.

Para la dirección transversal, la fuerza cortante máxima fue de 1571 t, es decir, 0.7 veces la fuerza cortante obtenida por superposición modal según la Norma E030 (2018 t). Para la dirección longitudinal la fuerza cortante fue 3888 t, igual a 1.8 veces la cortante calculada por superposición modal (2122 t).

Sismo de 1974 escalado a una aceleración máxima de 0.53g:

Los resultados siguientes corresponden al análisis dinámico no lineal con modelo que se considera representativo de las condiciones de la estructura real, y con los registros de aceleración del sismo de octubre de 1974 escalados de modo que se tenga una aceleración máxima (en una de las componentes) de 0.53g. Esto corresponde al nivel de sismo raro, es decir un evento con un período medio de recurrencia de 475 años. En este análisis se consideró la componente con mayor aceleración actuando en dirección transversal de la edificación.

En la Figura 4.60 se muestra el estado de las rótulas plásticas al finalizar el sismo. La estructura presenta abundantes rótulas plásticas en las vigas de los pórticos en dirección transversal. El nivel de daño de las rótulas está en la mayor parte de los casos por debajo del nivel de Ocupación Inmediata (IO). Sin embargo, se observan algunas rótulas en las que el daño está en el rango entre Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida (LS). Hay pocas rótulas en las columnas.

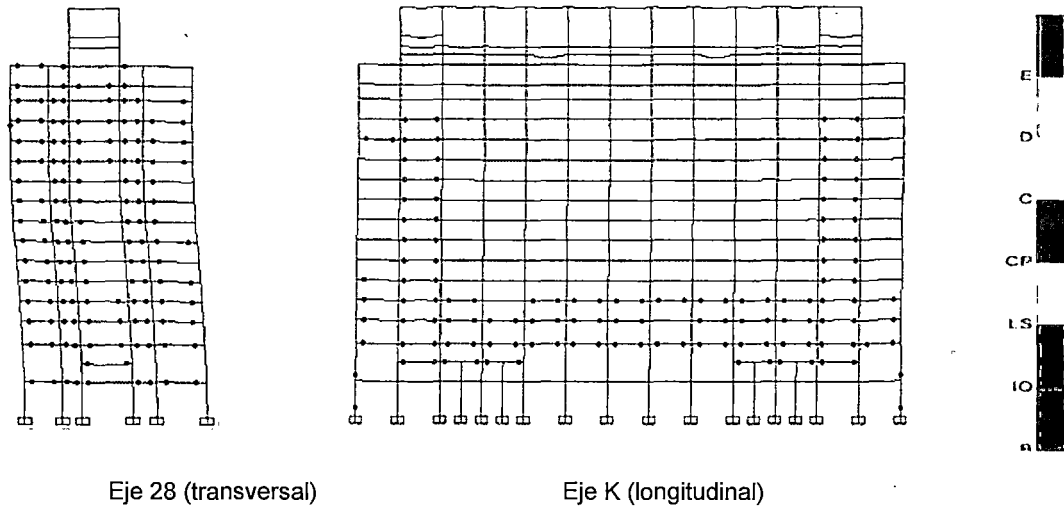


Figura 4.60. Estado de las rótulas después del sismo de 1974 escalado a 0.53g
Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos.

Las componentes de desplazamiento en la parte superior de la edificación se muestran en la Figura 4.61. El desplazamiento máximo en dirección transversal es 0.18 m, que corresponde a una distorsión promedio de 0.0035, mientras que para la dirección longitudinal es 0.072m, con una distorsión promedio de 0.0014.

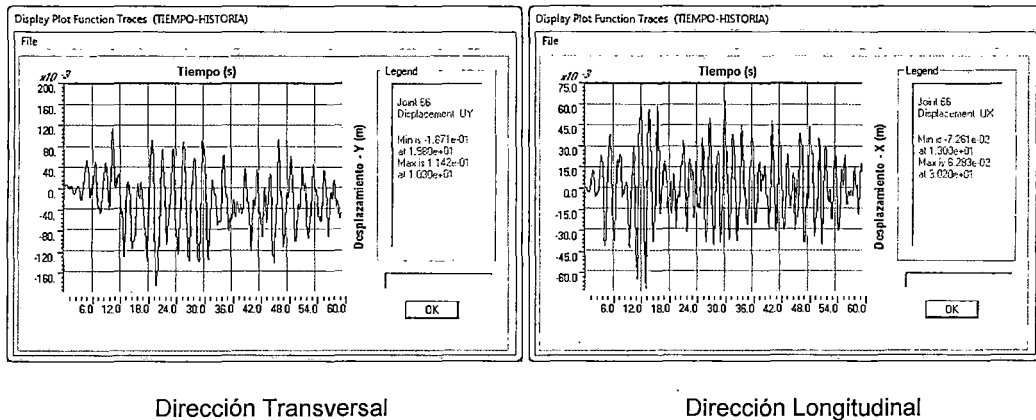
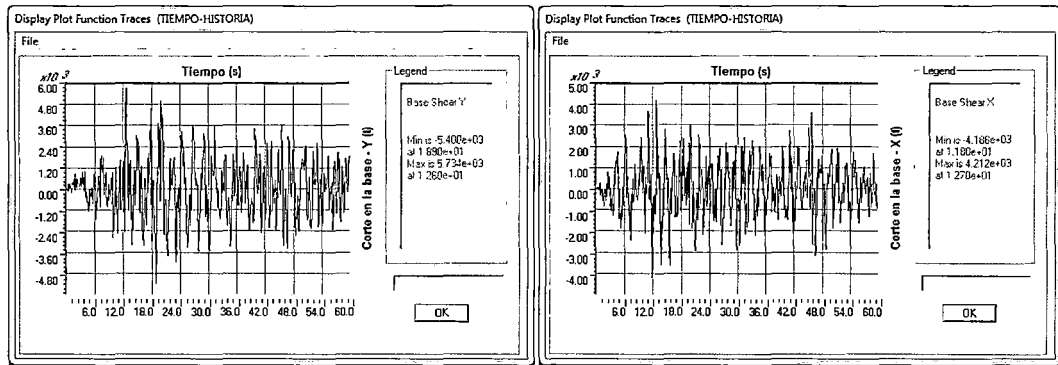


Figura 4.61. Desplazamiento en el nivel superior – Sismo de 1974 escalado a 0.53g Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo con la mayor componente en dirección transversal.

Las componentes de la fuerza cortante en la base se pueden ver en la Figura 4.62.



Dirección Transversal

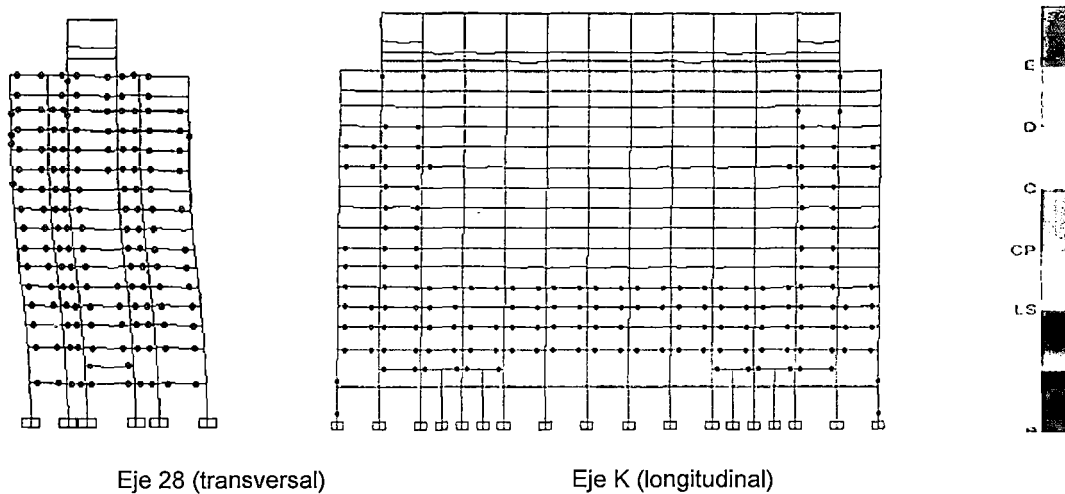
Dirección Longitudinal

Figura 4.62. Fuerza cortante en la base – Sismo de 1974 escalado a 0.53g
Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos
Sismo con la mayor componente en dirección transversal.

Para la dirección transversal la fuerza cortante máxima fue 5734 t, que es 2.5 veces la fuerza cortante obtenida por superposición modal (2244 t) con $R = 8$ y el espectro de peligro uniforme correspondiente al nivel de sismo raro. Para la dirección longitudinal la fuerza cortante fue 4212 t, igual a 1.6 veces la cortante por superposición modal (2541 t).

Sismo de 1974 escalado a una aceleración máxima de 0.67g:

La Figura 4.63 muestra el estado de las rótulas escalando el sismo de 1974 a 0.67g.



Eje 28 (transversal)

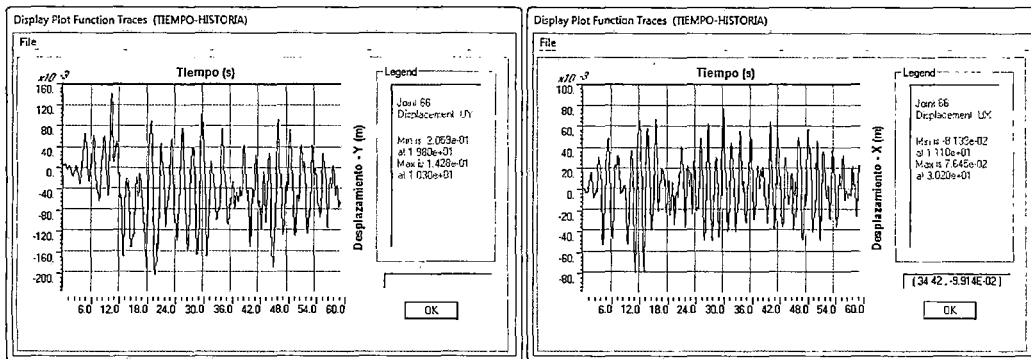
Eje K (longitudinal)

Figura 4.63. Estado de las rótulas después del sismo de 1974 escalado a 0.67g
Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos.

Los pórticos en dirección transversal son los más afectados, teniéndose incluso algunas rótulas en las vigas con daño está en el rango entre Seguridad de Vida

(LS) y Prevención del Colapso (CP). En los pórticos en dirección longitudinal hay también algunas rótulas en columnas, por debajo del nivel de Ocupación Inmediata.

Las componentes de desplazamiento en la parte superior de la edificación se muestran en la Figura 4.64. El desplazamiento máximo en dirección transversal es 0.20 m, con una distorsión promedio de 0.0039. En dirección longitudinal el desplazamiento máximo es 0.081m, que corresponde a una distorsión promedio de 0.0016.

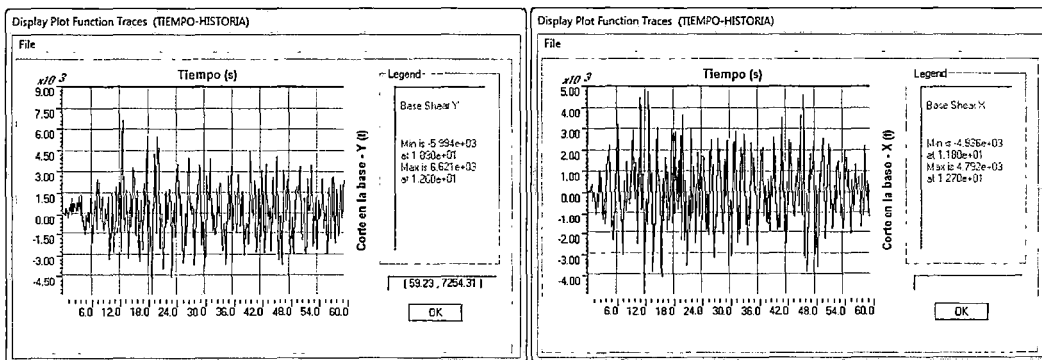


Dirección Transversal

Dirección Longitudinal

Figura 4.64. Desplazamiento en el nivel superior – Sismo de 1974 escalado a 0.67g Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo con la mayor componente en dirección transversal.

Las componentes de fuerza cortante en la base se pueden ver en la Figura 4.65.



Dirección Transversal

Dirección Longitudinal

Figura 4.65. Fuerza cortante en la base – Sismo de 1974 escalado a 0.67g Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo con la mayor componente en dirección transversal

Para la dirección transversal la fuerza cortante máxima fue 6621 t, igual a 2.4 veces la fuerza cortante obtenida por superposición modal (2748 t) con el espectro de peligro uniforme para el nivel de sismo muy raro (período medio de

recurrencia de 970 años) y con $R = 8$. Para la dirección longitudinal, la fuerza cortante fue 4936 t que corresponde a un factor 1.5 respecto al valor obtenido por superposición modal (3153 t).

En resumen, al someter el modelo representativo de la estructura a la acción de los sismos de 1966, 1970 y 1974 en su nivel real se observa poco daño, no excediéndose el nivel de Ocupación Inmediata. Los resultados obtenidos con el registro del sismo de 1970 son significativamente menores que los obtenidos con los registros de 1966 y 1974. No hay diferencias significativas al intercambiar la orientación de las dos componentes de sismo.

Cuando se escalan los registros de aceleración para tener una aceleración máxima de 0.53g, que corresponde al evento con un período medio de recurrencia de 475 años, se produce un mayor número de rótulas plásticas; en algunos casos el nivel de daño está entre el que corresponde a Ocupación Inmediata y el de Seguridad de Vida. Las fuerzas cortantes en la base de la estructura son en general mayores que aquellas determinadas por superposición modal espectral conforme a la norma E.030.

Al escalar los registros de sismo a una aceleración máxima de 0.67g, que corresponde a un evento con período medio de recurrencia de 970 años, se produce un número mucho mayor de rótulas plásticas en vigas, con niveles de daño que en algunos casos llegan al nivel de Prevención del Colapso (con los registros del sismo de octubre de 1974). También se observan algunas rótulas en columnas, que no llegan al nivel de daño límite de Ocupación Inmediata.

4.4.2. ESTRUCTURA CONTROLADA POR UN COMPORTAMIENTO FRÁGIL

En este modelo se definieron rótulas cuyas características corresponden a detalles de diseño que podrían resultar en un comportamiento frágil. Las consideraciones tomadas para este modelo ya fueron mencionadas en el acápite de Análisis Estático no Lineal. El modelo corresponde a un caso hipotético; su finalidad es apreciar qué tanto pueden influir los detalles de refuerzo en el comportamiento de la estructura ante un sismo real.

SISMO DE OCTUBRE DE 1966

Considerando los registros de aceleración del terreno a su nivel real y con la componente mayor en dirección transversal de la edificación, se obtuvo el estado final de las rótulas plásticas que se muestra en la Figura 4.66.

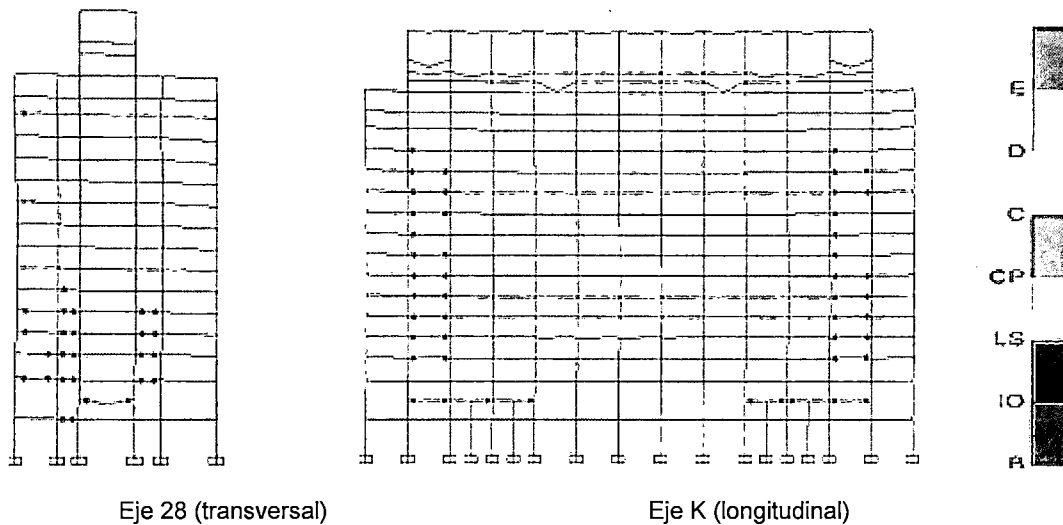


Figura 4.66. Estado de las rótulas después del sismo de octubre de 1966.
Modelo con rótulas frágiles. Mayor componente en dirección transversal.

Se observan pocas rótulas plásticas. Sin embargo en los pórticos transversales se producen daños severos en algunas ubicaciones. Las rótulas de color amarillo o rojo indican que se ha excedido la capacidad última. En la dirección longitudinal, los daños en las vigas son insignificantes; las rótulas se encuentran por debajo del nivel de Ocupación Inmediata.

Los desplazamientos horizontales en la parte superior de la estructura y las componentes de la fuerza cortante para ambas direcciones en la base resultaron similares a los obtenidos con el modelo representativo de la estructura real (ver figuras 4.31 y 4.32). Esto se explica porque la demanda es pequeña y predominan los elementos en el rango de comportamiento lineal. La ductilidad de las rótulas es en este caso poco importante.

Al considerar la componente con mayor aceleración en dirección longitudinal se obtuvo la condición final de rótulas plásticas que se muestra en la Figura 4.67.

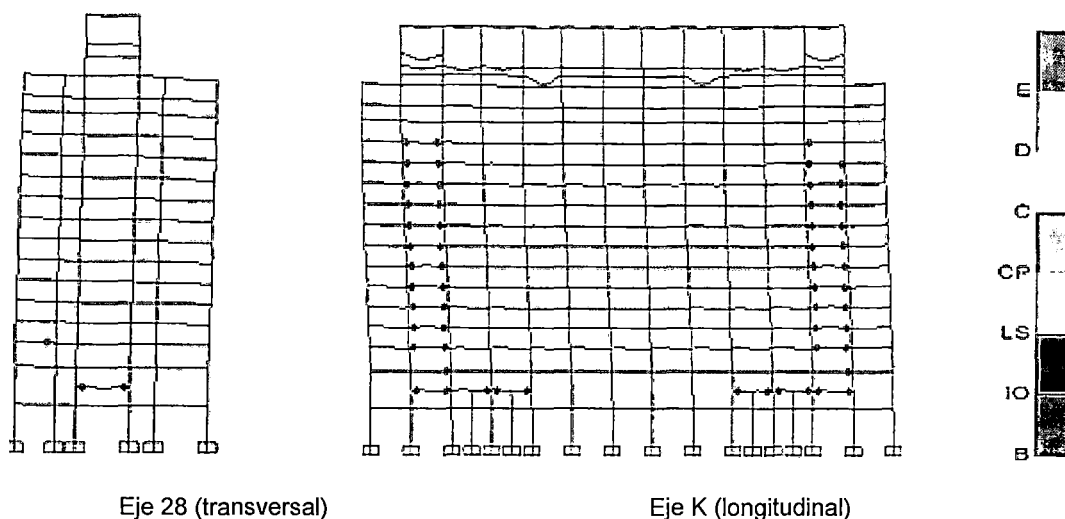


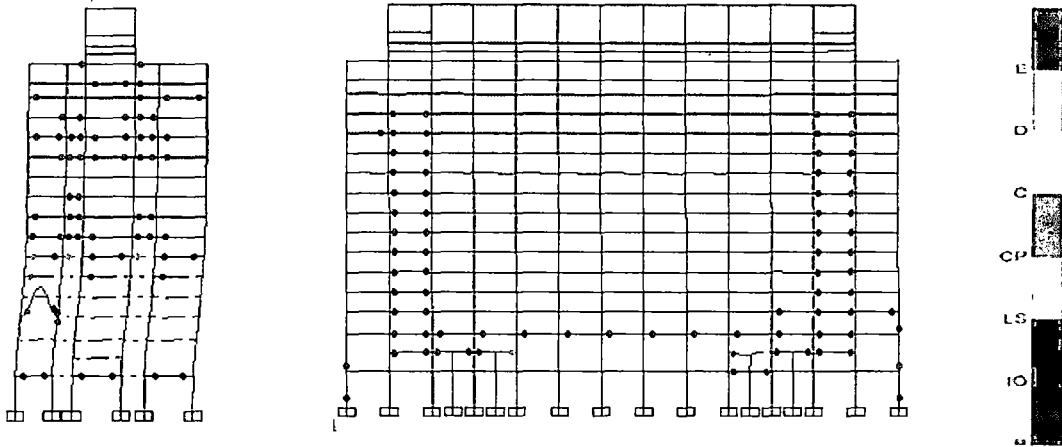
Figura 4.67. Estado de las rótulas después del sismo de octubre de 1966.
Modelo con rótulas frágiles. Mayor componente en dirección longitudinal.

Como era de esperarse, en la dirección transversal, para la que se aplicó la componente del sismo de menor intensidad, se producen pocas rótulas, con daño poco significativo. Hay más rótulas en los pórticos en dirección longitudinal; superándose en algunos casos el nivel de Ocupación Inmediata, aunque por debajo del nivel de Seguridad de Vida. Las columnas continúan en el rango elástico.

También en este caso los desplazamientos y las fuerzas cortantes resultan similares a los obtenidos con el modelo representativo de la estructura en su condición real (ver figuras 4.34 y 4.35).

Sismo de 1966 escalado a una aceleración máxima de 0.53g:

Para el sismo escalado a nivel del sismo raro, aplicando la mayor componente en dirección transversal, la estructura no pudo llegar a los 65s que dura el registro sísmico; en 24.3s la estructura falló. La Figura 4.68 muestra el estado final de las rótulas plásticas cuando la estructura se volvió inestable. En los pórticos en dirección transversal muchas rótulas han perdido gran parte de su capacidad resistente y en algunos casos no se podrían sostener las cargas de gravedad. En dirección longitudinal, la mayor parte de las rótulas se encuentran bajo en nivel de Seguridad de Vida (LS) o de Ocupación Inmediata (IO). Pueden también observarse algunas rótulas en columnas.

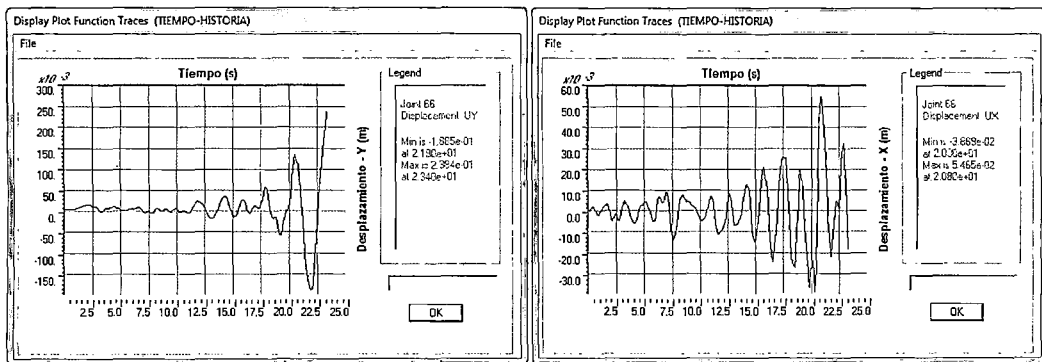


Eje 18 (transversal)

Eje K (longitudinal)

Figura 4.68. Estado de las rótulas después del sismo de 1966 escalado a 0.53g
Modelo con rótulas frágiles.

La Figura 4.69, muestra los desplazamientos en ambas direcciones en la parte superior de la estructura.



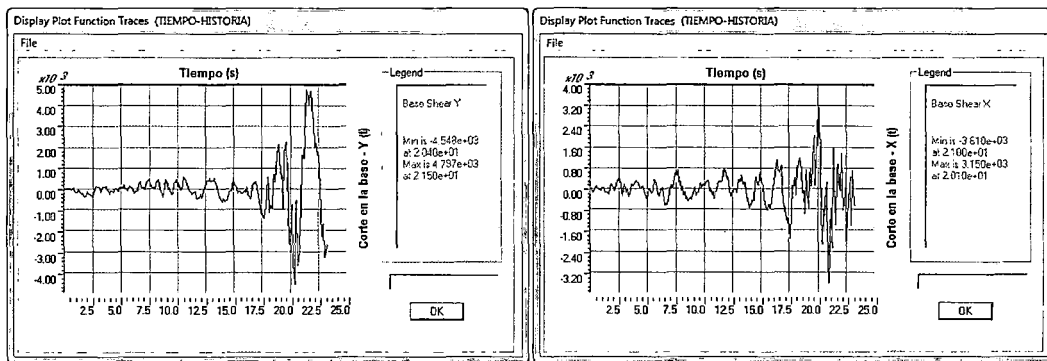
Dirección Transversal

Dirección Longitudinal

Figura 4.69. Desplazamiento en el nivel superior – Sismo de 1966 escalado a 0.53g Modelo con
rótulas frágiles.

El desplazamiento máximo alcanzado en dirección transversal es 0.23 m, que corresponde a una distorsión promedio de 0.0042, mientras que para la dirección longitudinal es 0.054 m, con una distorsión promedio de 0.0010.

La figura siguiente presenta las correspondientes componentes de fuerzas cortantes en la base de la estructura.



Dirección Transversal

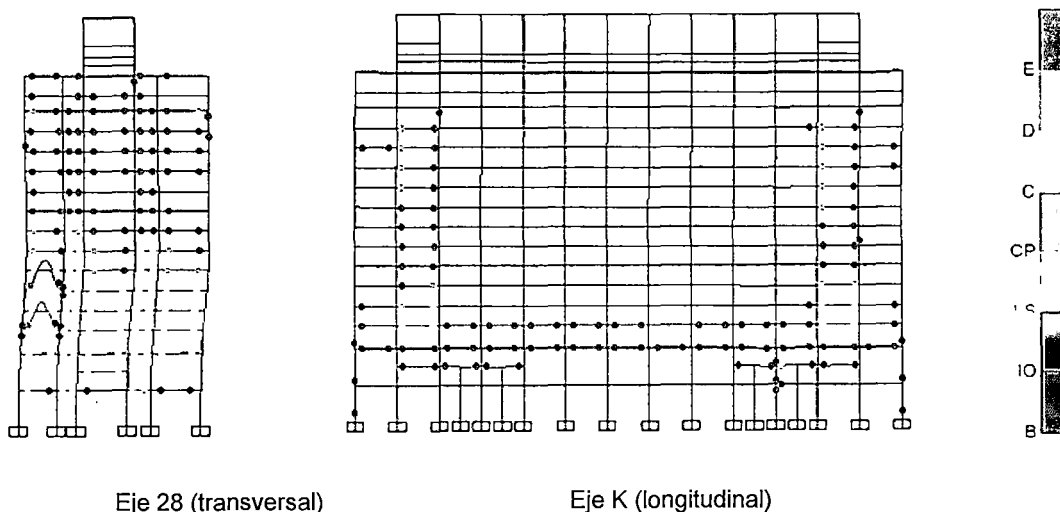
Dirección Longitudinal

Figura 4.70. Fuerza cortante en la base – Sismo de 1966 escalado a 0.53g
Modelo con rótulas frágiles.

Para la dirección transversal la fuerza cortante máxima fue 4797 t, que es 2.1 veces la fuerza cortante obtenida por superposición modal (2244 t) con $R = 8$ y el espectro de peligro uniforme correspondiente al nivel del sismo raro. Para la dirección longitudinal la fuerza cortante fue 3610 t, igual a 1.42 veces la cortante por superposición modal (2541 t).

Sismo de 1966 escalado a una aceleración máxima de 0.67g:

En este caso se obtuvieron resultados análogos a los indicados para el sismo de nivel raro. La estructura se volvió inestable a los 23s.



Eje 28 (transversal)

Eje K (longitudinal)

Figura 4.71. Estado de las rótulas después del sismo de 1966 escalado a 0.67g
Modelo con rótulas frágiles.

La Figura 4.71 muestra el estado de las rótulas en la condición final. Se puede apreciar que el estado de rótulas en un pórtico en dirección transversal (la dirección en la que se tuvo la componente de sismo de mayor intensidad) es más crítico que el que se observa en los pórticos en dirección longitudinal. En su mayoría las rótulas en el eje 28 se encuentran dentro del rango C-D (véase la figura 4.5), siendo esta una situación de pérdida de resistencia, con falla inicial de los elementos; en dos vigas se encuentran en el rango D-E.

Las componentes de desplazamiento en la parte superior de la edificación se muestran en la Figura 4.72. El desplazamiento máximo en dirección transversal resultó 0.26 m, que corresponde a una distorsión promedio de 0.0048, mientras que para la dirección longitudinal fue 0.059m, con una distorsión promedio de 0.0011.

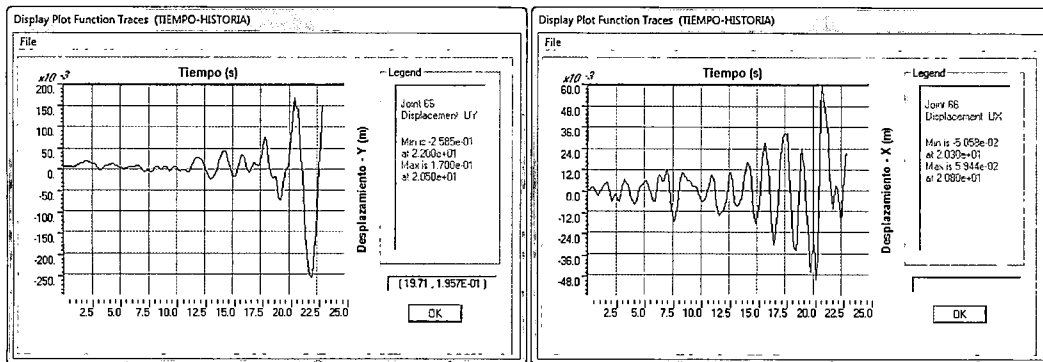


Figura 4.72. Desplazamiento en el nivel superior – Sismo de 1966 escalado a 0.67g Modelo con rótulas frágiles.

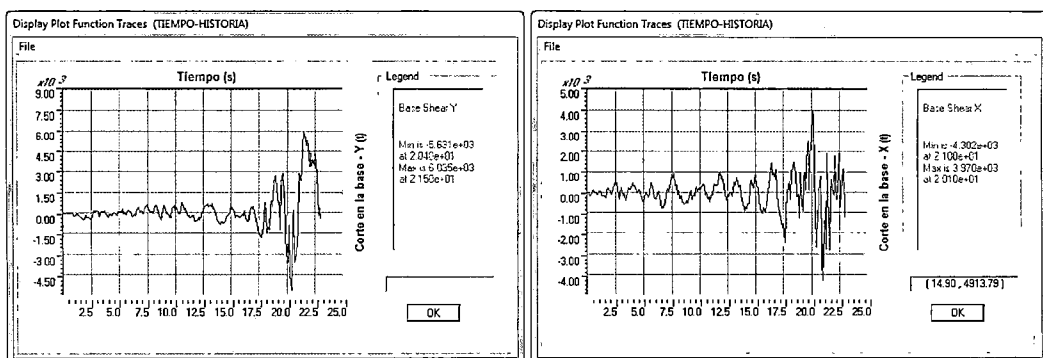


Figura 4.73. Fuerza cortante en la base – Sismo de 1966 escalado a 0.67g Modelo con rótulas frágiles.

En la figura 4.73 se muestran las componentes de la fuerza cortante en la base. Para la dirección transversal la fuerza cortante máxima fue 6035 t, que es 2.2 veces la fuerza cortante obtenida por superposición modal (2748 t) con $R = 8$ y el espectro de peligro uniforme correspondiente al nivel del sismo raro. Para la dirección longitudinal la fuerza cortante fue 4302 t, igual a 1.4 veces la cortante por superposición modal (3153 t).

SISMO DE MAYO DE 1970

Considerando la componente con la mayor aceleración en dirección transversal, la estructura pudo llegar a los 45s, es decir, la duración total del registro sísmico. Ante este evento sísmico la estructura presentó prácticamente el mismo comportamiento que la estructura con detalles del diseño real en cuanto a la presencia de rótulas en los pórticos longitudinales y transversales. También hubo gran similitud en los desplazamientos y en la fuerzas cortantes en ambas direcciones. Véase las figuras 4.42, 4.43 y 4.44.

Lo mismo se observó al aplicar la componente de sismo con mayor aceleración en dirección longitudinal. Véase las figuras 4.45, 4.46 y 4.47.

Sismo de 1970 escalado a una aceleración máxima de 0.53g:

Para el sismo escalado a nivel del sismo raro, la estructura no pudo llegar a los 45s que dura el registro sísmico, fallando en 10.1s. En la Figura 4.74 se puede apreciar el estado final de las rótulas plásticas.

En los pórticos orientados en ambas direcciones principales, transversal y longitudinal, el estado de muchas rótulas es crítico; las vigas y columnas de pisos superiores llegaron a niveles de colapso, perdiendo la capacidad de sostener cargas de gravedad.

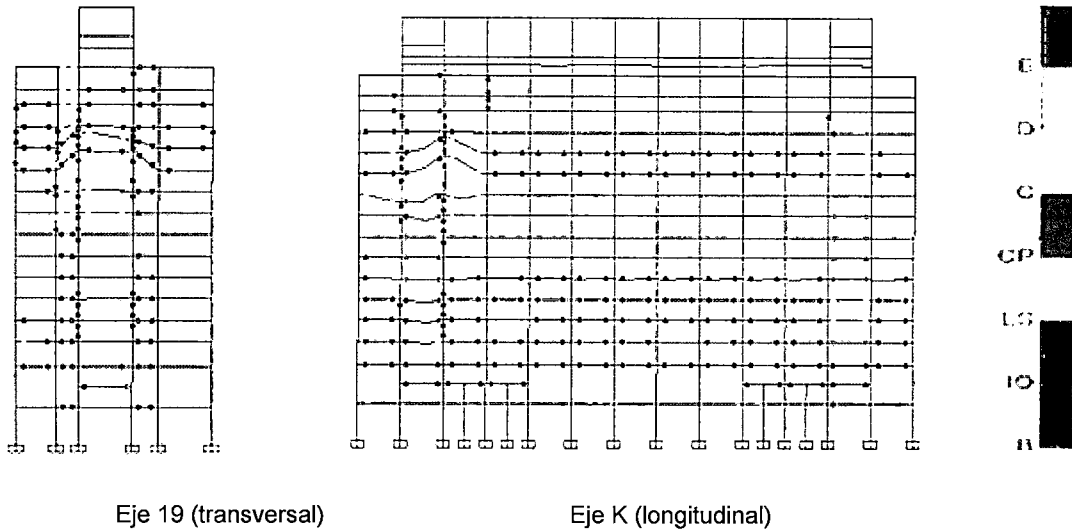


Figura 4.74. Estado de las rótulas después del sismo de 1970 escalado a 0.53g
Modelo con rótulas frágiles.

En la Figura 4.75 se muestran los desplazamientos en la parte superior de la edificación. El desplazamiento máximo en dirección transversal fue 0.12 m, que corresponde a una distorsión promedio de 0.0022, mientras que para la dirección longitudinal fue 0.083m, con una distorsión promedio de 0.0015.

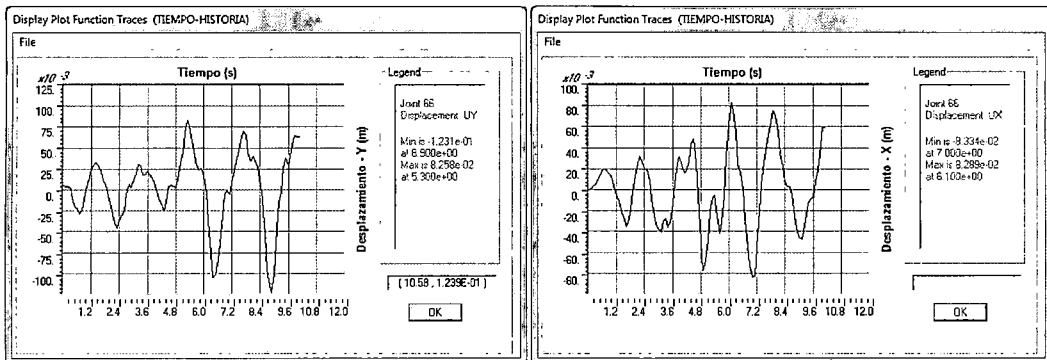


Figura 4.75. Desplazamiento en el nivel superior – Sismo de 1970 escalado a 0.53g Modelo con rótulas frágiles.

La Figura 4.76., muestra las componentes de la fuerza cortante producidas antes del colapso de la estructura. Para la dirección transversal la fuerza cortante máxima fue 4742 t, que es 2.1 veces la fuerza cortante obtenida por superposición modal (2244 t). Para la dirección longitudinal la fuerza cortante fue 5586 t, igual a 2.2 veces la cortante por superposición modal (2541 t).

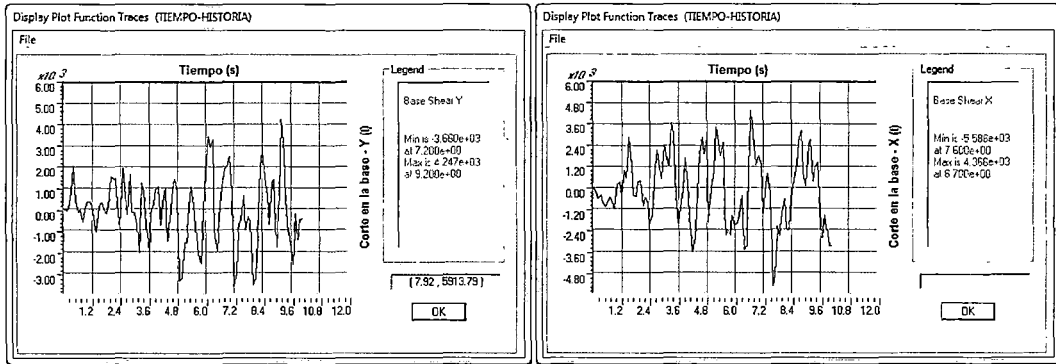


Figura 4.76. Fuerza cortante en la base – Sismo de 1970 escalado a 0.53g
Modelo con rótulas frágiles.

Sismo de 1970 escalado a una aceleración máxima de 0.67g:

La estructura no pudo mantenerse estable durante el evento sísmico simulado para un sismo muy raro colapsando en 5.5 s: La falla se dio en un tiempo menor al que colapso la estructura ante un evento de sismo raro. La Figura 4.77 muestra el estado final de las rótulas en dos pórticos típicos.

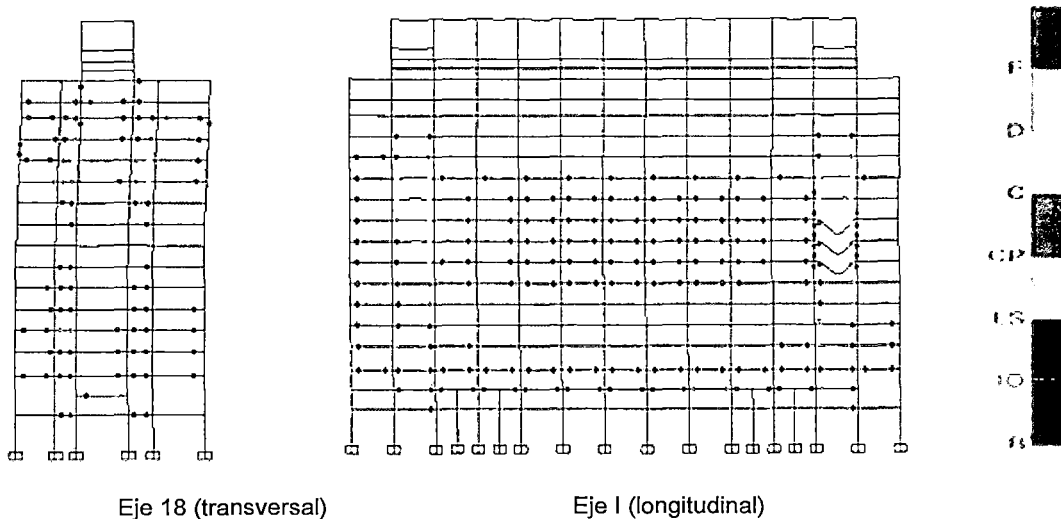


Figura 4.77. Estado de las rótulas después del sismo de 1970 escalado a 0.67g
Modelo con rótulas frágiles.

En la Figura 4.77., se aprecia el estado de rótulas en ambas direcciones. Hay elementos que presentan fallas iniciales dentro del rango C-D, otras presentan la pérdida de la capacidad de sostener cargas de gravedad dentro del rango D-E.

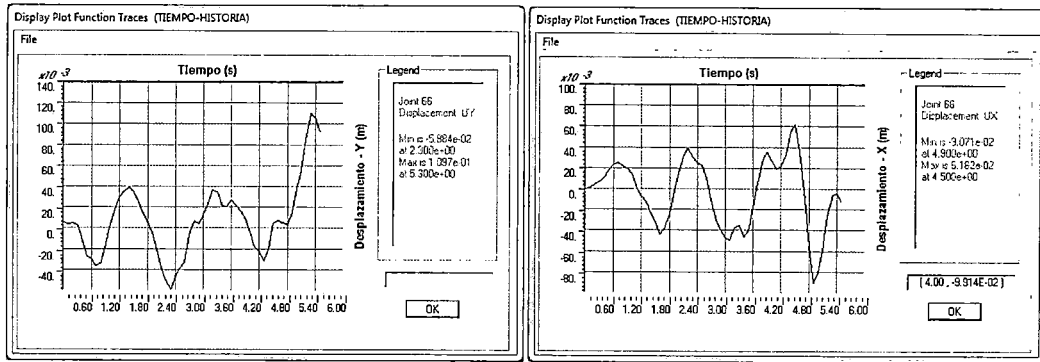


Figura 4.78. Desplazamiento en el nivel superior – Sismo de 1970 escalado a 0.67g Modelo con rótulas frágiles.

En la Figura 4.78 se muestra los desplazamientos en la parte superior de la edificación en ambas direcciones. El desplazamiento máximo en dirección transversal es 0.11 m, que corresponde a una distorsión promedio de 0.0020, mientras que para la dirección longitudinal es 0.091m, con una distorsión promedio de 0.0017.

En la Figura 4.79., se muestra las máximas cortantes en la base para ambas direcciones.

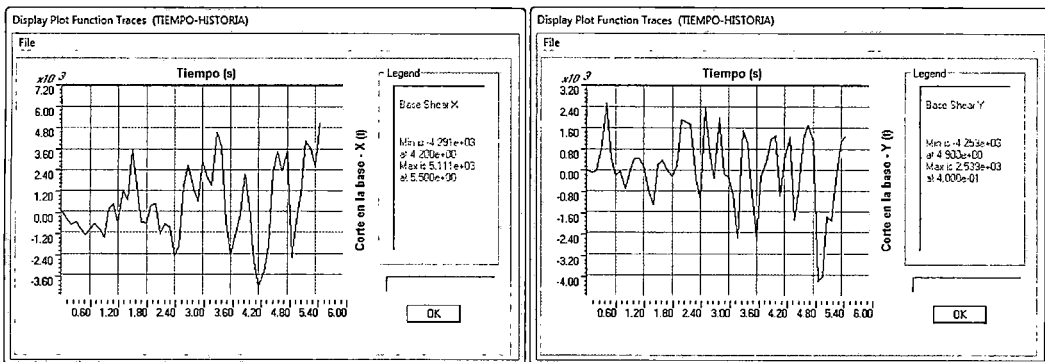


Figura 4.79. Fuerza cortante en la base – Sismo de 1970 escalado a 0.67g Modelo con rótulas frágiles

Para la dirección transversal la fuerza cortante máxima fue 4253 t, que es 1.5 veces la fuerza cortante obtenida por superposición modal (2748 t). Para la dirección longitudinal la fuerza cortante fue 5111 t, igual a 1.6 veces la cortante por superposición modal (3153 t).

SISMO DE OCTUBRE DE 1974

En este caso se consideró la mayor componente en dirección transversal. Luego de terminado el evento, con una duración de 97s, se tuvo la configuración de rótulas en dos pórticos típicos que se muestra en la Figura 4.80.

La mayor parte de las rótulas están por debajo del nivel de Ocupación Inmediata (IO); algunas en los pórticos transversales superaron el nivel de deformación correspondiente a Seguridad de Vida (LS). No se observan rótulas plásticas en las columnas.

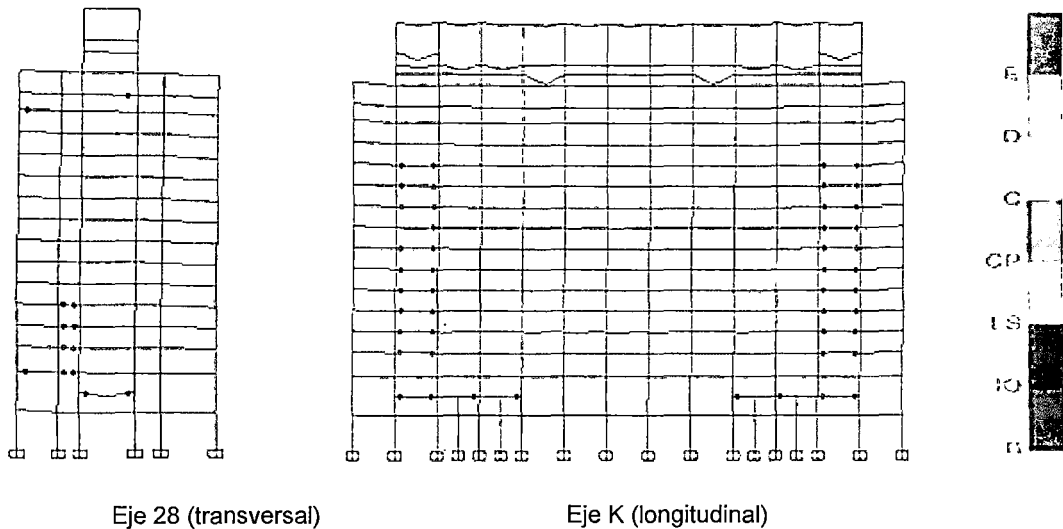
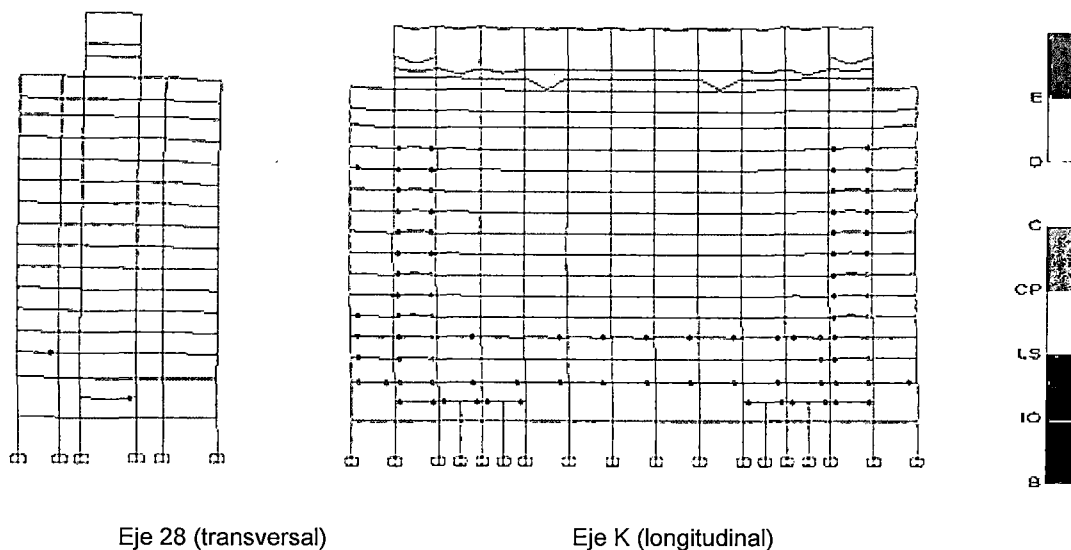


Figura 4.80. Estado de las rótulas después del sismo de octubre de 1974.
Modelo con rótulas frágiles. Mayor componente en dirección transversal.

Los desplazamientos en la parte superior de la estructura y las componentes de fuerza cortante en la base resultaron muy similares a los obtenidos a los obtenidos para el modelo con características representativas del diseño real. Véase las figuras 4.55 y 4.56.

Considerando la componente del sismo con mayor aceleración en dirección longitudinal, se tuvo al terminar el evento el estado de rótulas mostrado en la Figura 4.81.

Se observan daños más significativos en los pórticos en dirección longitudinal, con algunas rótulas en el intervalo entre el nivel de Seguridad de Vida (LS) y el de Prevención de Colapso (CP): En dirección transversal hay mucho menos rótulas, en todos los casos por debajo del nivel de Ocupación Inmediata (IO).

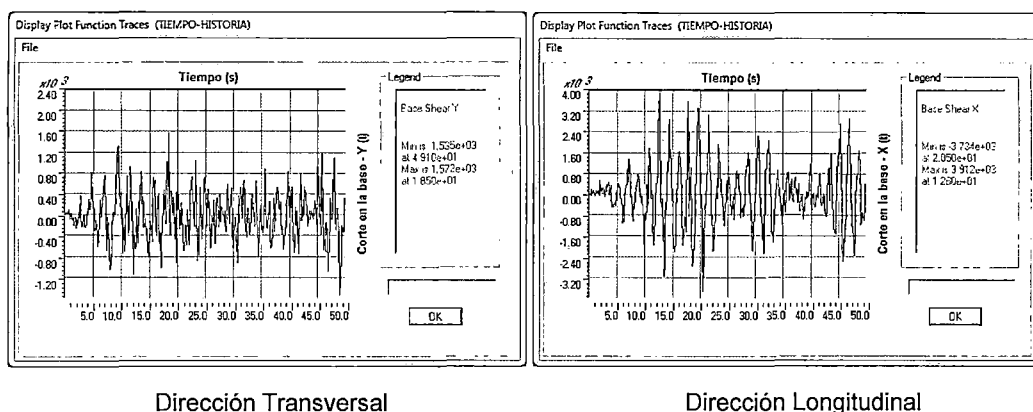


Eje 28 (transversal)

Eje K (longitudinal)

Figura 4.81. Estado de las rótulas después del sismo de octubre de 1974. Modelo con rótulas frágiles. Mayor componente en dirección longitudinal.

Los desplazamientos en el nivel superior resultaron muy similares a los obtenidos con el modelo representativo del diseño real. Véase la Figura 4.58. Las correspondientes componentes de la fuerza cortante en la base de la estructura se presentan en la Figura 4.82.



Dirección Transversal

Dirección Longitudinal

Figura 4.82. Fuerza cortante en la base – Sismo de octubre de 1974 con la mayor componente en dirección longitudinal. Modelo con rótulas frágiles.

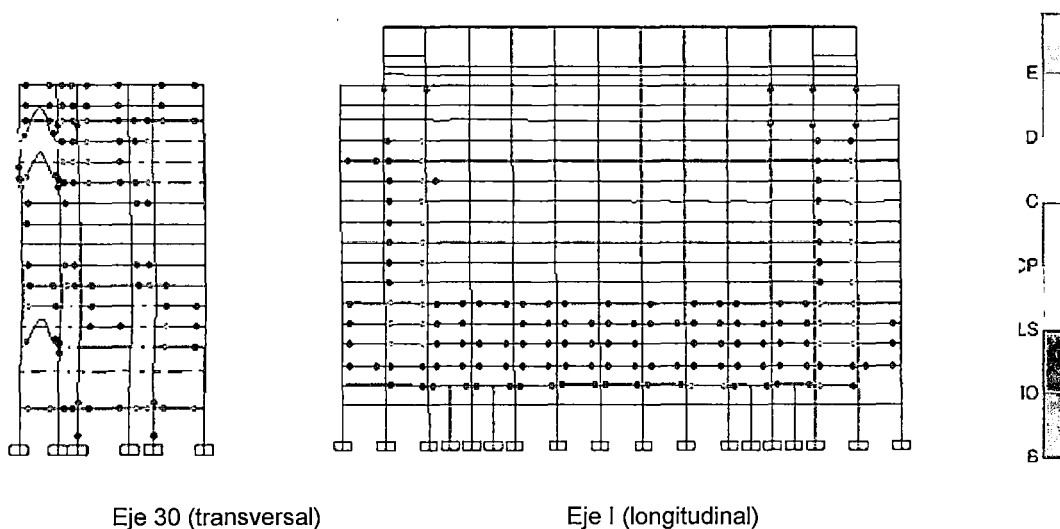
Para la dirección transversal, la cortante máxima fue de 1572 t, lo que representa 0.7 veces la cortante por superposición modal (2018 t) según la Norma E030. Para la dirección longitudinal, la cortante fue de 3912 t, es decir, 1.8 veces la fuerza cortante obtenida por superposición modal (2122 t). Se tiene que la fuerza cortante máxima en la dirección transversal varía en una tonelada respecto al

resultado obtenido con el modelo representativo del diseño real; en la dirección longitudinal la diferencia es 24 toneladas.

En resumen, al considerar las aceleraciones de sismo a su nivel real no se tuvieron diferencias importantes entre los resultados obtenidos para el modelo representativo de la condición real y para el modelo con rótulas frágiles. Esto se explica porque en pocos elementos se superó el momento nominal, no siendo entonces importante la distinta ductilidad.

Sismo de 1974 escalado a una aceleración máxima de 0.53g:

Ante el evento del sismo escalado para un nivel raro (aplicando la mayor componente en dirección transversal) la estructura se volvió inestable a los 13.3 s, no pudiéndose completar los 97s de duración del registro. El estado final de las rótulas se presenta en la Figura 4.83.



Eje 30 (transversal) Eje I (longitudinal)
Figura 4.83. Estado de las rótulas después del sismo de 1974 escalado a 0.53g
Modelo con rótulas frágiles.

Lo pórticos en dirección transversal fueron muy afectados; algunos elementos perdieron la capacidad de sostener cargas de gravedad. Se observan también rótulas en las columnas de los primeros niveles. En los pórticos en dirección longitudinal se tuvieron algunas rótulas en el rango entre el nivel de Seguridad de Vida (LS) y el de Prevención de Colapso (CP).

En la Figura 4.84 se muestran los desplazamientos en el nivel superior antes de la falla a los 13.3s. El desplazamiento máximo en dirección transversal fue

0.13 m, que corresponde a una distorsión promedio de 0.0024, mientras que para la dirección longitudinal fue 0.085m, con una distorsión promedio de 0.0016.

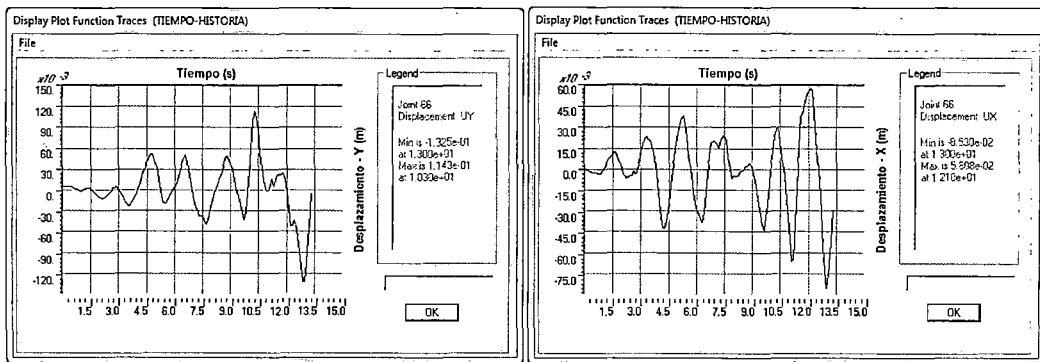


Figura 4.84. Desplazamiento en el nivel superior – Sismo de 1974 escalado a 0.53g Modelo con rótulas frágiles.

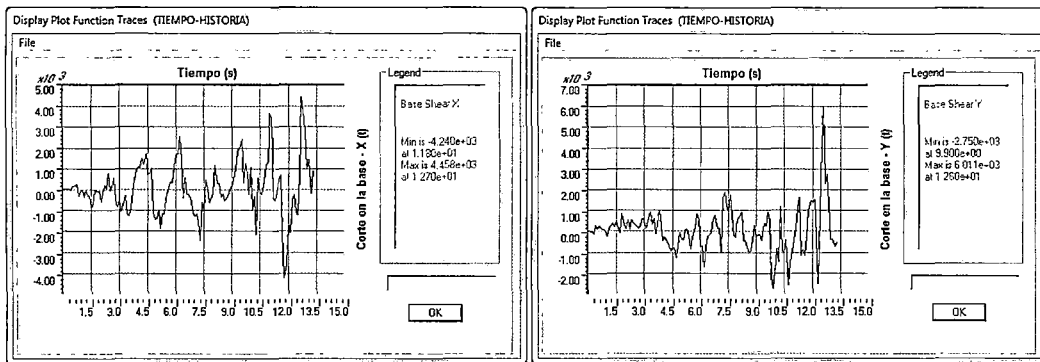
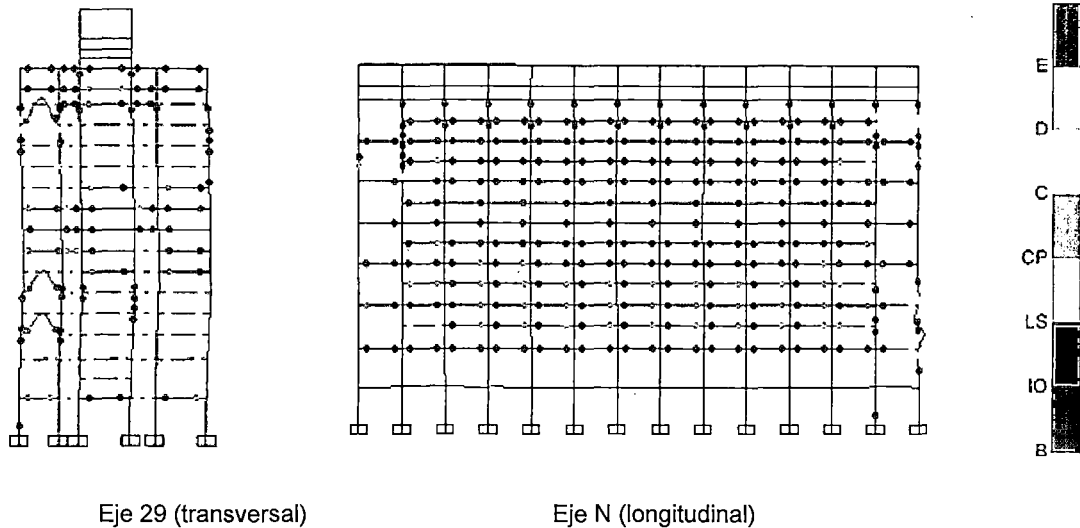


Figura 4.85. Fuerza cortante en la base – Sismo de 1974 escalado a 0.53g Modelo con rótulas frágiles.

En la Figura 4.85 se muestran las componentes de la fuerza cortante en la base. Para la dirección transversal la fuerza cortante máxima fue 6011 t, que es 2.7 veces la fuerza cortante obtenida por superposición modal (2244 t). Para la dirección longitudinal la fuerza cortante fue 4458 t, igual a 1.76 veces la cortante por superposición modal (2541 t).

Sismo de 1974 escalado a una aceleración máxima de 0.67g:

En este caso la estructura falló a los 13.4s. En la Figura 4.86 se muestra el estado de rótulas. En ambas direcciones la situación es crítica. Algunos elementos, tanto vigas como columnas, perdieron la capacidad para soportar cargas de gravedad.



Eje 29 (transversal) Eje N (longitudinal)
Figura 4.86. Estado de las rótulas después del sismo de 1974 escalado a 0.67g
Modelo con rótulas frías.

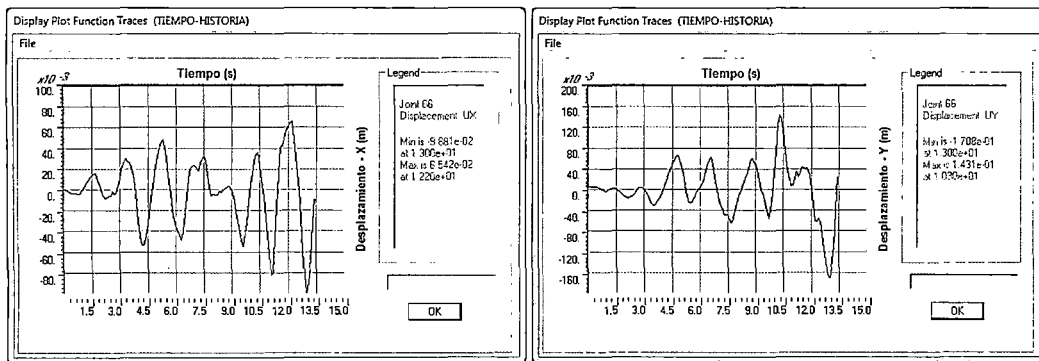


Figura 4.87. Desplazamiento en el nivel superior – Sismo de 1974 escalado a
0.67g Modelo con rótulas frías.

Los desplazamientos en el nivel superior de la estructura se aprecian en la Figura 4.87. El desplazamiento máximo en dirección transversal, 0.17 m, corresponde a una distorsión promedio de 0.0032, mientras que para la dirección longitudinal es 0.10m, con una distorsión promedio de 0.0018.

La Figura 4.88 muestra las correspondientes componentes de la fuerza cortante en la base. En la dirección transversal la fuerza cortante máxima fue 7006 t, que es 2.5 veces la fuerza cortante obtenida por superposición modal (2748 t). Para la dirección longitudinal la fuerza cortante fue 5031 t, igual a 1.6 veces la cortante por superposición modal (3153 t).

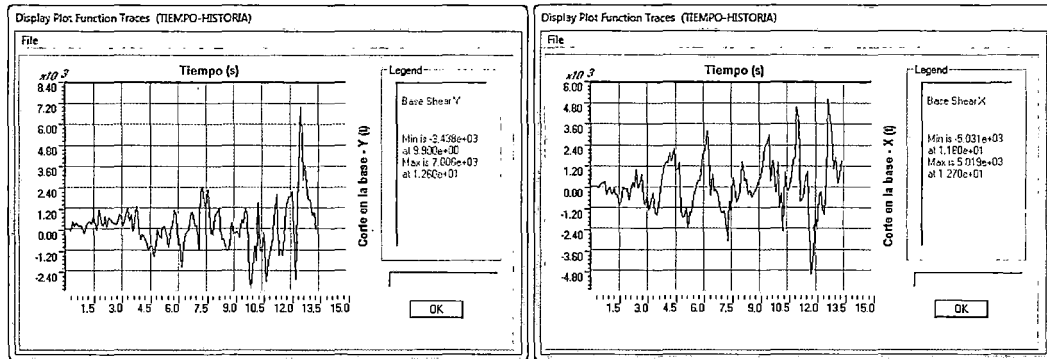


Figura 4.88. Fuerza cortante en la base – Sismo de 1974 escalado a 0.67g
Modelo con rótulas frágiles.

4.4.3. ESTRUCTURA CONFORME A LAS EXIGENCIAS DE LAS NORMAS ACTUALES

Al analizar este modelo con los registros de sismos de octubre de 1966, mayo de 1970 y octubre de 1974 a sus niveles reales, se obtuvieron resultados similares a los obtenidos con el modelo representativo de la condición real. Solo al escalar los registros para tener aceleraciones máximas de 0.53g ó 0.67g se obtuvieron resultados diferentes, según se indica a continuación. En todos los casos se consideró la componente de sismo con mayor aceleración en la dirección transversal del edificio.

Sismo de 1966 escalado a una aceleración máxima de 0.53g:

El estado final de las rótulas se puede ver en la Figura 4.89. En la dirección transversal se observan abundantes rótulas en las vigas, mayormente por debajo del nivel de Ocupación Inmediata (IO) y en algunos casos por debajo del nivel de Seguridad de Vida (LS). Se tienen también algunas rótulas en columnas.

Los desplazamientos en el nivel superior y las componentes de la fuerza cortante en la base son muy similares a los obtenidos para el modelo de la estructura representativo del diseño real.

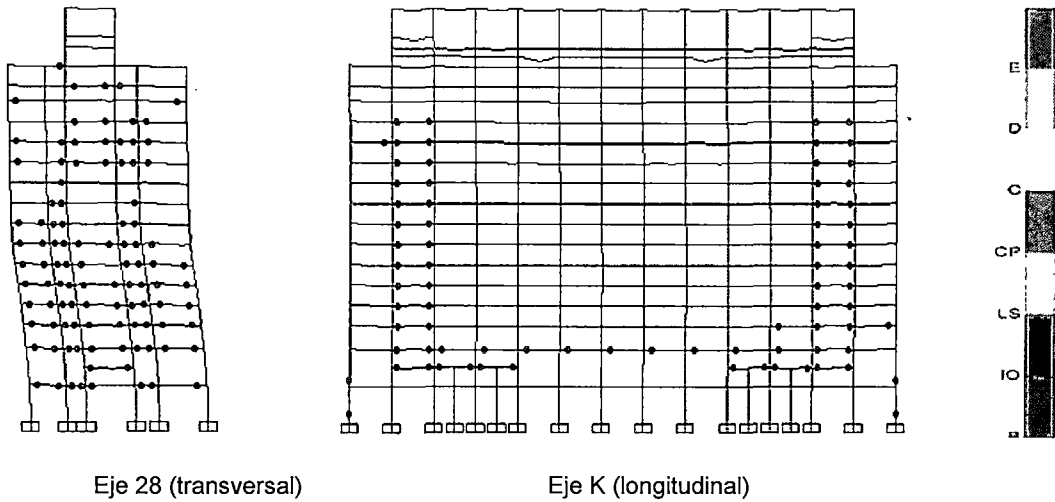


Figura 4.89. Estado de las rótulas después del sismo de 1966 escalado a 0.53g
Modelo con rótulas dúctiles. Mayor componente en dirección transversal.

Sismo de 1966 escalado a una aceleración máxima de 0.67g:

En la Figura 4.90 se muestra el estado final de las rótulas después del sismo de octubre de 1966 escalado para tener una aceleración máxima correspondiente al nivel de un sismo muy raro.

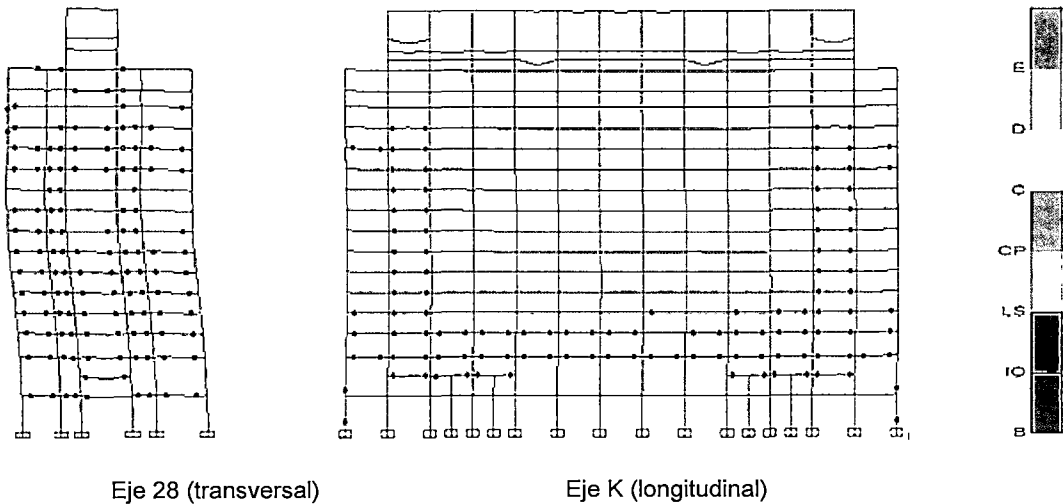


Figura 4.90. Estado de las rótulas después del sismo de 1966 escalado a 0.67g
Modelo con rótulas dúctiles. Mayor componente en dirección transversal.

Se tienen en este caso más rótulas, aunque la mayor parte de ellas están por debajo del nivel de Ocupación Inmediata.

Los desplazamientos y fuerzas cortantes son también en este caso muy similares a los obtenidos con el modelo representativo del diseño real para el mismo sismo.

Sismo de mayo de 1970 escalado a aceleraciones máximas de 0.53g y de 0.67g:

El comportamiento de la estructura ante el sismo de mayo de 1970 escalado a los niveles raro o muy raro (correspondientes a periodos medios de recurrencia de 475 y 970 años) es similar al del modelo representativo del diseño real.

Sismo de octubre de 1974 escalado a una aceleración máxima de 0.53g:

En este caso se tuvo el estado final de las rótulas que se muestra en la Figura 4.91. La mayor parte de las rótulas se encuentran por debajo del nivel de Ocupación Inmediata.

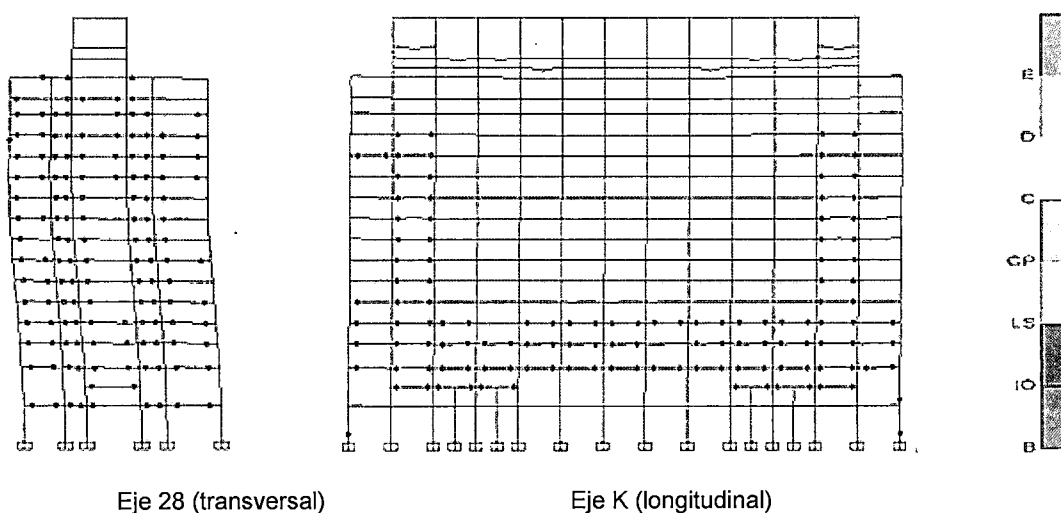


Figura 4.91. Estado de las rótulas después del sismo de 1974 escalado a 0.53g
Modelo con rótulas dúctiles. Mayor componente en dirección transversal.

Los desplazamientos y fuerzas cortantes últimas son también muy similares a los del modelo representativo del diseño real.

Sismo de octubre de 1974 escalado a una aceleración máxima de 0.67g:

Escalando los registros del sismo de octubre de 1974 para tener una aceleración máxima en el terreno de 0.67g, correspondiente a un evento con periodo medio de recurrencia de 970 años, se obtuvo el estado final de rótulas que se muestra en la Figura 4.92.

La mayor parte de las rótulas se producen en las vigas, por debajo del nivel de Ocupación Inmediata, pero en la dirección transversal se observan también

rótulas al nivel de Seguridad de Vida (LS). Hay también algunas rótulas en columnas.

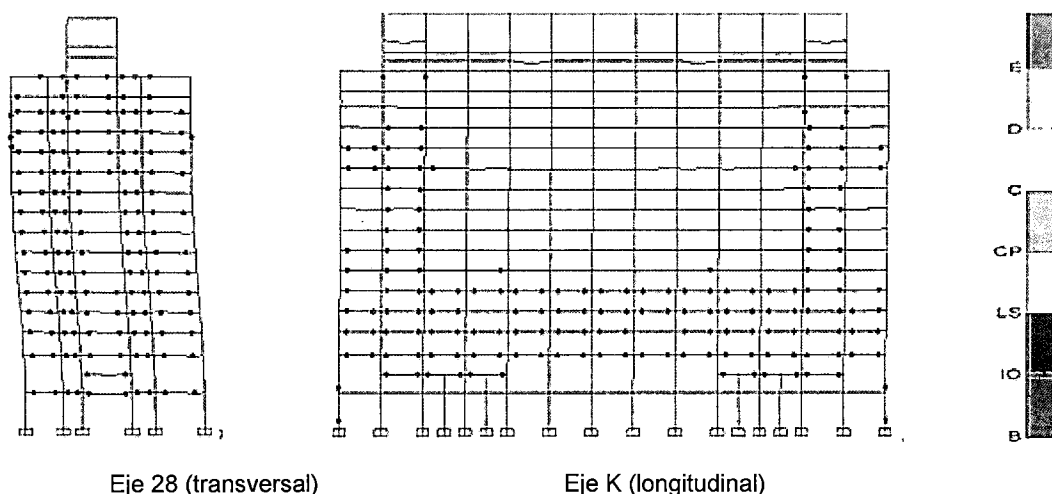


Figura 4.92. Estado de las rótulas después del sismo de 1974 escalado a 0.67g
Modelo con rótulas dúctiles. Mayor componente en dirección transversal.

Los desplazamientos en el nivel superior y las fuerzas cortantes en la base son también en este caso muy similares a los que se obtuvieron con el modelo representativo del diseño real.

En resumen, al considerar los sismos a su nivel real el comportamiento del modelo con rótulas dúctiles fue prácticamente el mismo que se tuvo con el modelo representativo del diseño real. Lo mismo se observó con el sismo de mayo de 1970 escalado para tener aceleraciones máximas de 0.53g ó 0.67g. Considerando los sismos de mayo de 1970 y octubre de 1974 escalados en igual forma, sí se observa que se tendrían menos daños al tener rótulas con un comportamiento más dúctil.

4.4.4. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

En la Tabla 4.8 se comparan los desplazamientos y fuerzas cortantes máximas obtenidas para el modelo con rótulas representativas del diseño real. Excepto donde se indica otra cosa, se consideró la componente con mayor aceleración en dirección transversal a la edificación.

Tabla 4.8. Comparación de desplazamientos y de fuerzas cortantes máximas.

COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y DE FUERZAS CORTANTES EN LA BASE								
Sismo	Dirección Transversal (Y)				Dirección Longitudinal (X)			
	Δ máximo (mm)	Tiempo (s)	Fuerza Cortante X (t)	Tiempo (s)	Δ máximo (mm)	Tiempo (s)	Fuerza Cortante Y (t)	Tiempo (s)
Sismo con la componente de mayor aceleración en dirección transversal								
1966	87	23.2	3285	21.8	31	20.8	2180	21.0
1970	39	20.6	1257	19.7	22	7.9	1468	7.7
1974	99	19.8	3213	20.0	35	13.0	2078	12.7
Sismo con la componente de mayor aceleración en dirección longitudinal								
1966	54	28.2	2236	28.2	50	21.7	3665	21.7
1970	36	17.4	1287	5.5	18	22.7	1220	74.9
1974	58	49.3	1571	18.5	75	19.7	3888	12.6
Registros amplificados a 0.53g (periodos de recurrencia de 475 años)								
1966	185	22.0	4677	21.5	54	20.8	3572	21
1970	130	19.7	4399	19.7	83	6.1	4765	7.7
1974	187	19.8	5734	12.6	72	13.0	4212	12.7
Registros amplificados a 0.67g (periodos de recurrencia de 970 años)								
1966	211	22.0	5532	21.4	65	20.8	4174	21
1970	150	19.7	4756	19.7	100	10.2	5164	7.7
1974	200	19.8	6621	12.6	81	11.1	4936	11.8

Al escalar los registros para tener una aceleración máxima de 0.53g, se obtuvieron fuerzas cortantes máximas en dirección transversal en el rango entre 4399 y 5734 toneladas. Según la propuesta para la nueva norma E.030, para efectos de diseño deberían dividirse esas fuerzas entre $R=2$, lo que implicaría una fuerza cortante máxima de 2867 toneladas. Cabe anotar que, si se hubieran

hecho análisis con siete o más juegos de registros, no se consideraría la mayor de las fuerzas cortantes máximas sino el promedio de las fuerzas cortantes máximas obtenidas en los distintos análisis (con lo que se obtendría 2468 t). Por otro lado, si se aplicara el proceso de superposición modal espectral de la norma, con el espectro de peligro uniforme correspondiente al evento con período medio de recurrencia de 475 años y con $R=8$ se obtendría una fuerza cortante de 2244 t en dirección transversal. En dirección longitudinal, en la que la estructura es más rígida, se obtendría 2541 t.

De los tres conjuntos de registros considerados, el del sismo de mayo de 1970 significó una menor demanda. Al estudiar el modelo con rótulas frágiles y este sismo a su nivel real, se tuvieron rótulas al nivel de Ocupación Inmediata. Con los sismos de 1966 y 1974, también a su nivel real, se tuvieron algunas rótulas en el rango entre Seguridad de Vida y Prevención del Colapso. Escalando los registros a niveles de máxima aceleración de 0.53g ó de 0.67g la estructura falló antes de completarse la duración total del registro.

Para el modelo con rótulas representativas del diseño real y con los sismos a su nivel real, todas las rótulas estuvieron por debajo del límite de Ocupación Inmediata. Amplificando los registros a 0.53g se observaron algunas rótulas en el rango entre Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida. En conclusión, para el nivel del sismo raro, con un período medio de recurrencia de 475 años, el comportamiento de la estructura podría calificarse como aceptable. En cambio, al trabajar con una aceleración máxima de 0.67g, correspondiente a un período medio de recurrencia de 970 años, algunas rótulas se acercaron al nivel de Prevención del Colapso.

Con el modelo de rótulas dúctiles se tuvo un comportamiento análogo al del modelo con rótulas representativas del diseño real, para los sismos a su nivel real o escalados a 0.53g. Al escalar los registros a una aceleración máxima de 0.67g se observó un comportamiento mejor en el caso del modelo con rótulas dúctiles.

La estructura estudiada es muy regular. Fue diseñada cuidadosamente, según las mejores prácticas de ese tiempo. La resistencia de los elementos se estimó con procedimientos algo más conservadores que los actuales. Todo eso explica su buen comportamiento frente a eventos como los sismos de 1966, 1970 o

1974 a su nivel real. Sin embargo, cuando se consideran eventos más intensos, como los mismos sismos escalados a una aceleración máxima de 0.67g, se aprecia la necesidad de tener detalles de diseño que impliquen más ductilidad.

4.5. COMPARACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS CON EL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO (PUSHOVER) Y EL ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA

En la tabla 4.9 se comparan las fuerzas cortantes máximas y los desplazamientos en el nivel superior de la estructura, ambos en dirección transversal, obtenidos por un lado con el análisis estático no lineal (pushover) y, de otro lado, integrando directamente las ecuaciones diferenciales de equilibrio. Los resultados corresponden a sismos escalados para tener una aceleración máxima de 0.53g (sismo raro) o una aceleración máxima de 0.67g (sismo muy raro).

Aunque el proceso de integración directa de las ecuaciones debería ser más preciso, cabe anotar que con el programa de cómputo empleado (SAP 2000) no se consideran estrechamientos en los lazos de histéresis, lo que si se consideró en el Pushover al especificar tipos de lazos de histéresis A (rótulas dúctiles), B (diseño real) o C (rótulas frágiles).

Se puede observar que en todos los casos las fuerzas cortantes obtenidas por el procedimiento de integración directa son mayores. Esto a pesar que los espectros de respuesta elásticos de los sismos escalados a una misma aceleración máxima son menores (para los períodos de interés) que el correspondiente espectro utilizado en el análisis pushover (véase la Figura 4.93). En los desplazamientos se observa una tendencia contraria.

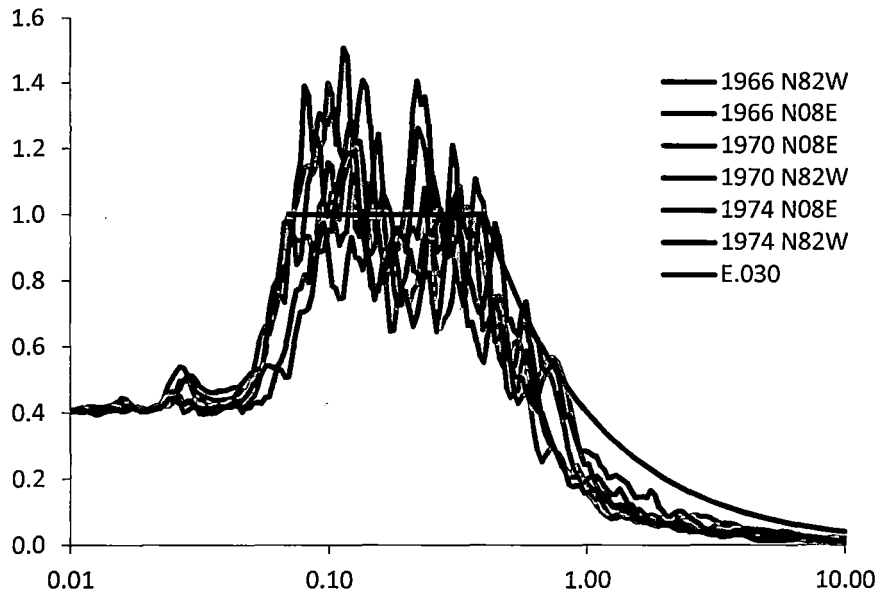


Figura 4.93. Espectros de pseudo - aceleración para registros de sismo escalados a 0.40g comparados con el espectro de diseño de la norma E.030.

Puede concluirse, por lo menos para el edificio en estudio, que el procedimiento de análisis estático no lineal según el ATC-40 solo proporciona una estimación preliminar de fuerzas cortantes y desplazamientos. Su utilidad está más bien en identificar potenciales formas de falla. Por otro lado, para realizar un análisis no lineal por integración directa de las ecuaciones diferenciales de equilibrio sería conveniente una representación más precisa de los lazos de histéresis, que posibilite una mejor estimación de la energía disipada.

Tabla 4.9. Comparación de desplazamientos y fuerzas cortantes máximas entre procesos Estático No Lineal (Pushover) y Tiempo-Historia

COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LOS TRES TIPOS DE MODELOS ESTUDIADOS ANTE UN ANÁLISIS PUSHOVER Y TIEMPO HISTORIA					
Sismo raro (475 años)					
Condición	No lineal estático (Pushover)		Tiempo-Historia		
	V_{Base} (t)	$\Delta_{superior}$ (mm)	Sismo	V_{Base} (t)	$\Delta_{superior}$ (mm)
Frágil	4604	0.32	1966	4797*	---
			1970	4247*	---
			1974	6011*	---
Real	4052	0.27	1966	4677	0.18
			1970	4399	0.13
			1974	5734	0.18
Dúctil	3863	0.24	1966	4677	0.18
			1970	4399	0.13
			1974	5734	0.18
Sismo muy raro (970 años)					
Condición	No lineal estático (Pushover)		Tiempo-Historia		
	Corte	$\Delta_{superior}$ (mm)	Sismo	Corte	$\Delta_{superior}$ (mm)
Frágil	----	----	1966	6035	----
			1970	4253	---
			1974	7006	---
Real	4705	0.47	1966	5532	0.21
			1970	4756	0.15
			1974	6621	0.20
Dúctil	4376	0.39	1966	5532	0.21
			1970	4756	0.15
			1974	6621	0.20
* No se llegó a la duración total del registro					

4.6. ESPECTROS DE RESPUESTA EN PISO

En la Figura 4.94 se compara el espectro de pseudo aceleraciones para el registro de la componente N08E del sismo de octubre de 1966, aplicado a su nivel real

en la dirección transversal de la edificación, con el correspondiente espectro para las aceleraciones que se tendrían en el piso 14. Este último fue determinado para el modelo con rótulas representativas del diseño real, aunque para este nivel de sismo no hay diferencias significativas entre los espectros obtenidos al considerar rótulas frágiles o dúctiles.

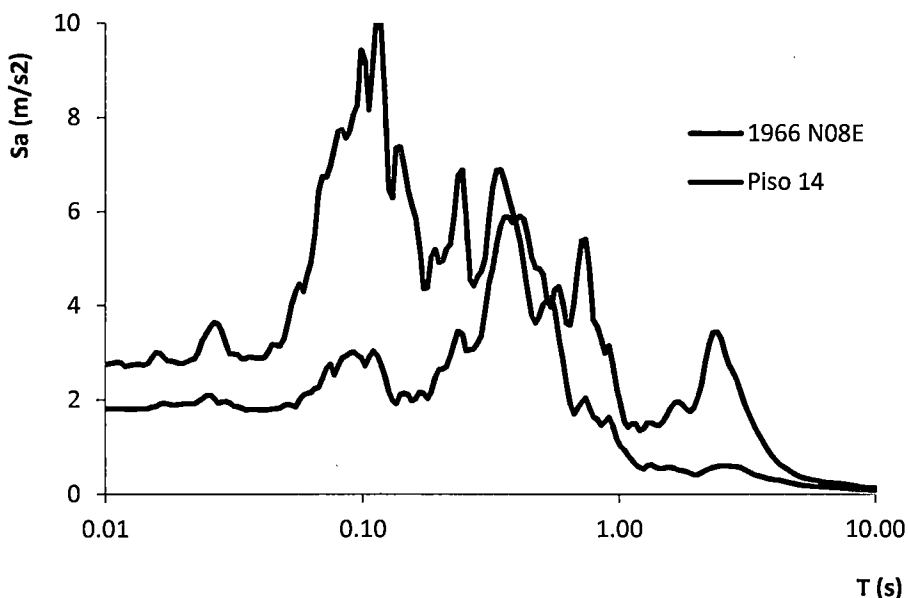


Figura 4.94. Comparación del espectro de pseudo aceleración a nivel del terreno y en el piso 14. Sismo de octubre de 1966 a su nivel real con la mayor componente transversal.

Puede observarse que el edificio filtra las componentes de período muy corto y en cambio se amplifica la respuesta para períodos superiores a 0.5s, más notoriamente en las cercanías de los períodos naturales de vibración de la estructura.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

Aunque el diseño de estructuras requiere más consideraciones que las estrictamente contenidas en los códigos, éstos determinan en buena medida lo que se considera la buena práctica. En el Perú el diseño en concreto armado ha seguido las recomendaciones del ACI 318. Al revisar la evolución del reglamento ACI 318 desde sus primeras versiones a inicios del siglo XX, se reconocen algunos de los cambios más importantes:

- En la versión de 1963 se introdujo el diseño por resistencia última, es decir, un método de cargas y resistencias factoradas (LRFD), manteniéndose con igual importancia el diseño en condiciones de servicio. En la siguiente versión, de 1971, el diseño en condiciones de servicio se planteó solamente como un procedimiento opcional. Al comparar el diseño en condiciones de servicio con la práctica actual, se concluye que el diseño del refuerzo longitudinal en columnas era más conservador (y poco consistente con la información experimental).
- En la versión de 1971 se introdujeron por primera vez requisitos especiales para el diseño sísmico que, con algunos ajustes, se han mantenido en las sucesivas versiones. Se limitó la cuantía del refuerzo longitudinal en columnas a 6%. Se introdujo el concepto de diseño de "columna fuerte – viga débil". Se especificó el confinamiento de los extremos de los elementos y de los nudos para darles ductilidad. También se tuvieron cambios importantes en el diseño de elementos a flexo compresión, remplazándose la magnificación de la fuerza axial por un método de magnificación de momentos, similar al de la norma vigente.
- Hasta la década de 1960 se construían algunas estructuras menores con concretos de muy baja resistencia. En el ACI 318-71 se estableció la resistencia nominal mínima de 210 kg/cm^2 para estructuras en zonas sísmicas. Sólo en versiones muy recientes se estableció una resistencia

máxima (550 kg/cm^2), para evitar la extrapolación de los resultados experimentales a materiales muy distintos de los originalmente investigados.

- Prácticamente todo el refuerzo empleado hasta la década de 1970 tenía un esfuerzo de fluencia nominal de 2800 kg/cm^2 . En la norma E.060 vigente se permite el acero de 280 MPa o de 420 MPa, pero el esfuerzo real de fluencia no puede exceder del nominal en más de 125 MPa.
- En la versión de 1971 y en la de 1995 se tuvieron cambios notorios para verificar el desarrollo de la capacidad del refuerzo y las longitudes de traslape. Cabe anotar que en el ACI 318 se especifican longitudes mayores que en la norma E.060 vigente.

Otro aspecto en el que la práctica actual difiere de aquella de las décadas pasadas es el del análisis estructural. Aunque los procedimientos de análisis lineal son todavía predominantes, es factible (aunque no necesariamente práctico) realizar análisis estáticos o dinámicos no lineales. Algunas conclusiones al respecto se listan a continuación:

- Para el análisis no lineal se debe previamente haber completado el diseño. Aún con la simplificación de un modelo con rótulas rígido plásticas, se requiere un esfuerzo considerable para definir el modelo, más aún para un edificio de las dimensiones de la estructura estudiada en esta tesis, ya que las características de cada rótula no solo dependen de las dimensiones brutas, sino también de las cuantías y detalles del refuerzo en cada sección.
- Una vez definido el modelo, el análisis estático no lineal (Pushover) se realiza con programas de cómputo y hardware actualmente disponibles, demandando relativamente poco esfuerzo de cómputo. El principal logro con procedimientos de este tipo es el de identificar los puntos débiles en el diseño y los posibles mecanismos de falla de la estructura.
- En esta tesis se ha empleado el método del espectro de capacidad del ATC 40 para encontrar en cada caso un "punto de desempeño probable". Para la estructura estudiada, al comparar los resultados obtenidos con aquellos de análisis dinámicos no lineales, se ha observado una tendencia a subestimar las máximas fuerzas cortantes en la base y a sobrestimar el desplazamiento en el nivel superior de la estructura. Aunque diversos procesos alternativos al del ATC 40 han sido planteados, es evidente que no se puede pretender con un solo punto de desempeño describir el comportamiento de la

estructura que, entre otras cosas, depende de toda la historia de carga previa.

- Para el análisis dinámico no lineal se requieren registros de aceleraciones “obtenidos de eventos cuyas magnitudes, distancia a las fallas, y mecanismos de fuente sean consistentes con el máximo sismo considerado” (ASCE/SEI 7-10). La norma E.030 vigente no presenta mucho detalle en cuanto al análisis tiempo-historia. Se indica escalar los registros para que la máxima aceleración corresponda al evento con un período medio de recurrencia de 475 años, lo que en el caso estudiado resulta menos exigente que lo indicado en el ASCE/SEI 7 y en la propuesta de nueva norma E.030.
- Para los análisis realizados, el sismo de octubre de 1966 resultó el más desfavorable, aún cuando esto no se aprecia en los espectros de respuesta elásticos (véase la Figura 4.93).
- En las condiciones actuales, el análisis tiempo-historia no lineal es poco práctico, ya que demanda demasiado esfuerzo de cómputo. Su uso solo estaría justificado en condiciones excepcionales y siempre que pueda plantearse un modelo “consistente con resultados de ensayos de laboratorio y que tome en cuenta la fluencia, la degradación de resistencia, la degradación de rigidez, el estrechamiento de los lazos histeréticos, y todos los aspectos relevantes del comportamiento estructural” (ASCE/SEI 7-10).

En relación con los análisis realizados del bloque B del hospital Edgardo Rebagliati Martins y de los dos modelos alternativos estudiados, puede concluirse que:

- El edificio estudiado tiene una configuración muy regular. Su diseño puede considerarse representativo de la mejor práctica para la época en que fue construido. En general los elementos tienen resistencia adecuada (en algunos casos con amplio margen), pero menos ductilidad que la podría conseguirse con los detalles de refuerzo requeridos por las normas vigentes. El edificio es además muy flexible en dirección transversal.
- Al someter a un modelo representativo de la estructura a los sismos de 1966, 1970 y 1974 a su nivel real, se tuvo un comportamiento satisfactorio. Las rótulas tuvieron deformaciones por debajo del nivel calificado como de Ocupación Inmediata. Cuando se escalaron los registros a una aceleración máxima de 0.53g, se observaron algunas rótulas con deformaciones en el

rango entre el nivel de Ocupación Inmediata y el de Seguridad de Vida. Trabajando con los registros escalados a 0.67g, lo que correspondería a un evento con un período medio de recurrencia de 970 años, se tuvieron algunas rótulas en el rango entre Seguridad de Vida y Prevención del Colapso.

- Con los registros escalados a 0.53g, lo que corresponde a un evento con un período medio de recurrencia de 475 años, se obtuvieron fuerzas cortantes máximas en dirección transversal en el rango entre 4399 y 5734 toneladas. Dividiendo entre $R=2$, según la propuesta para la nueva norma E.030, se tendría una fuerza cortante de diseño de 2867 toneladas (o de 2468 t si se considerara el valor promedio). De otro lado, si se aplicara el proceso de superposición modal espectral de la norma con $R=8$ se obtendría una fuerza cortante de 2244 t en dirección transversal y de 2541 t en dirección longitudinal. Los resultados en este caso indican que debería considerarse un valor R menor que 8.
- Para estudiar el posible efecto de los detalles de refuerzo en el comportamiento sísmico se plantearon dos modelos alternativos, por un lado con rótulas con comportamiento más frágil y, de otro lado, con comportamiento más dúctil. Las características y criterios de aceptación de las rótulas se definieron según el FEMA 356 y el ASCE/SEI 41. La principal diferencia entre las rótulas de los modelos estudiados está en su ductilidad. Así, en una rótula típica del modelo representativo de la estructura real se tuvo una ductilidad (en las relaciones momento-giro) del orden de 4, mientras que al suponer un comportamiento controlado por corte se tuvo una ductilidad menor que 2. Por otro lado, cumpliendo con todas las exigencias de las normas vigentes se tuvieron ductilidades cercanas a 6.
- Al estudiar el modelo con rótulas frágiles con los sismos a su nivel real, se tuvieron algunas rótulas en el rango entre Seguridad de Vida y Prevención del Colapso. Pero escalando los registros a niveles de máxima aceleración de 0.53g ó de 0.67g la estructura falló antes de completarse la duración total del registro.
- Por otro lado, el modelo de rótulas dúctiles tuvo un comportamiento análogo al del modelo con rótulas representativas del diseño real, para los sismos a su nivel real o escalados a 0.53g. En cambio, al escalar los registros a una

aceleración máxima de 0.67g se observó un comportamiento mucho mejor en el caso del modelo con rótulas más dúctiles.

- Como los detalles de refuerzo determinan las ductilidades de los elementos, su influencia en el comportamiento de las edificaciones ante sismos muy severos es notoria. Para movimientos menos intensos, las propiedades importantes son la resistencia y la rigidez; y detalles tales como el confinamiento de nudos tienen menos influencia en el comportamiento.
- Aunque el proceso de integración directa de las ecuaciones debería ser más preciso, cabe anotar que con el programa de cómputo empleado para el análisis dinámico no lineal (SAP 2000) no se consideran estrechamientos en los lazos de histéresis, lo que si se consideró en el método del espectro de capacidad, al especificar tipos de lazos de histéresis A (rótulas dúctiles), B (diseño real) o C (rótulas frágiles).

5.2 RECOMENDACIONES

A falta de normas nacionales que establezcan criterios de aceptación y métodos para realizar análisis estáticos o dinámicos no lineales, se recomienda utilizar los modelos simplificados de rótulas plásticas como se definen en el FEMA 356 y ASCE/SEI 41.

El método del espectro de capacidad planteado en el ATC 40, y otros procedimientos análogos, pueden ser útiles para identificar posibles deficiencias en el comportamiento frente a cargas laterales, pero deben considerarse como métodos cualitativos más que cuantitativos. Por otro lado, con los medios de cómputo actualmente disponibles, el análisis dinámico no lineal debería usarse solo en circunstancias excepcionales y no como parte del trabajo de rutina en una oficina de proyectos.

Para el buen comportamiento de las edificaciones de concreto armado son importantes los detalles del refuerzo, ya que influyen directamente en la ductilidad de los elementos. Sin embargo, tratándose de estructuras ya construidas, no es en general factible modificar tales detalles. En tales casos, para mejorar el comportamiento se tiene el enfoque tradicional de incrementar la rigidez y la resistencia, o eventualmente reducir las masas. Complementariamente debería considerarse el incremento de la disipación con dispositivos especialmente diseñados con tal fin.

En el caso de estructuras calificadas como esenciales es también importante el contenido. Debe tenerse en cuenta que la estructura modifica las componentes a distintas frecuencias, pudiendo amplificar las componentes en la vecindad de sus frecuencias naturales de vibración, como se muestra en la figura 4.94.

REFERENCIAS

- ACI – Comité 318 (1963) *Building Code Requirements for Reinforced Concrete*. American Concrete Institute. Detroit.
- ACI – Comité 318 (1971) *Building Code Requirements for Reinforced Concrete*. American Concrete Institute. Detroit.
- ACI – Comité 318 (2005) *Building Code Requirements for Structural Concrete*. American Concrete Institute. Detroit.
- ACI 408R-03, “Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension”. *American Concrete Institute*. Setiembre 2003.
- Agussalim (2004) “Effect of Compression Reinforcement Arrangement on Ductility of Reinforced Concrete Beams”. 29th Conference on Our World in Concrete & Structures, Singapore.
- Applied Technology Council ATC40 (1996). “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings”. *California Seismic Safety Commission*.
- American Society of Civil Engineers (2006). *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. ASCE/SEI 41. Reston, Virginia.
- ASCE /SEI 7-10 (2010) *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers.
- Base, G y Read, J (1965). “Effectiveness of Helical Binding in the Compression Zone of Concrete Beams”, *ACI Structural Journal*, V.62, N°7.
- Bathe, K.J. (1982). *Finite Element Procedures in Engineering Analysis*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J.
- Beres, A., Pessiki, S y Attar, A. (1992). “Behavior of Existing non-Seismically Detailed Reinforced Concrete Frames”. *Proceedings of 10th World Conference on Earthquake Engineering*. Madrid.
- Bresler, B. y Gilbert, P. (1961). “Tie Requirements for Reinforced Concrete Columns” *ACI Structural Journal*. V.58, N°5.
- Bresler, B. (1974). *Reinforced Concrete Engineering. Volume 1*. John Wiley and Sons Canada.
- Burdette, E., ASCE, A.M y Hilsdorf, H.K. (1971) “Behavior of Laterally Reinforced Concrete Columns”. *ACI Structural Journal*. V.97, N° ST2.

- Casimiro, V. (2012). *Desempeño Sísmico de Edificaciones bajo el Sismo de Nivel Ocasional*. Tesis para optar el Grado de Maestro en Ciencias con Mención en Ingeniería Estructural, Universidad Nacional de Ingeniería. Lima.
- CISMID (1997). *Análisis de la Vulnerabilidad Sísmica en Hospitales del Perú*. Proyecto MINS/ECHO/OPS-OMS. CISMID – Universidad Nacional de Ingeniería. Lima.
- Comité ACI-ASCE 352 (2002) *Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures*. American Concrete Institute, Detroit.
- Computers & Structures (2011). *CSI Analysis Reference Manual For SAP2000, ETABS, SAFE and CSI Bridge*. Computers & Structures Inc., Berkeley.
- Considere, A. (1903). *Experimental Researches on Reinforced Concrete*. Traducción de L.S. Moisseiff. McGraw Hill, New York.
- Darwin, D., Zuo, J., Tholen, M. y Idun, E. (1996). “Development Length Criteria for Conventional and High Relative Rib Area Reinforcing Bars”. *ACI Structural Journal*. V.93, N°3.
- Delalibera, R. y Giongo, J. (2008) “Theoretical and Numerical Analysis of Reinforced Concrete Beams with Confinement Reinforcement”. *Ibracon Structures and Materials Journal*, V.1, N°1.
- Fafitis, A. y Shah, S. P. (1985). “Predictions of Ultimate Behaviour of Confined Columns Subjected to Large Deformations”. *Journal of the American Concrete Institute*, v.82.
- Federal Emergency Management Agency (2000) *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. FEMA 356 Washington, D.C.
- Ferguson, P. y Thompson, J. (1965). “Development Length for Large High Strength Reinforcing Bars”. *ACI Structural Journal*. V.62, N°1.
- Hamad, B. y Mansour, M. (1996). “Bond Strength of Noncontact Tension Lap Splices”. *ACI Structural Journal*. V.93, N°3.
- Han, B y Shin S. (2006). “Confinement Effects of High-Strength Reinforced Concrete Tied Columns”. *International Journal of Structures and Materials*. V.18, N°2E.

- Hanson, N.W. y Connor, H.W. (1967) "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Beam-Column Joints" *Proceedings of the Structural Division ASCE* V.93, N°5.
- Herraiz, M. (1997). *Conceptos Básicos de Sismología para Ingenieros*. Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.
- Hilber, H.M., Hughes, T.J. y Taylor, R.L. (1977). "Improved Numerical Dissipation for Time Integration Algorithms in Structural Dynamics". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol. 5.
- Joh, O., Goto Y. y Shibata T. (1988). "Behavior of Three-Dimensional Reinforced Concrete Beam-Column Subassemblages with Slabs". *Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering*. Tokyo - Kyoto, SF-11, Vol. VIII.
- Joh, O. y Goto Y. (1996). "An Experimental Study of Shear Failure Mechanism of RC Interior Beam-Column Joints". *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco.
- Kaar, P., Fiorato, J.E., Carpenter, J.E. y Corley, W.G. (1978) "Limiting Strains of Concrete Confined by Rectangular Hoops". *Portland Cement Association*, RD053.01D Research and development bulletin.
- Kim, J, and LaFave, J., (2008), "Joint Shear Behavior Prediction in RC Beam-Column Connections Subjected to Seismic Lateral Loading". *Proceedings of 14th World Conference on Earthquake Engineering*.— Beijing.
- Kusuhara, F. y Shiohara, H. (2008). "Test of R/C Beam-Column Joint with Variant Boundary Conditions and Irregular Details on Anchorage of Beam Bars". *Proceedings of 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing.
- Lehman, D., Stanton, J, Anderson, M, Alire, D y Walker, S. (2004). "Seismic Performance of Older Beam-Column Joints". *Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, N°1464
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009). *Reglamento Nacional de Edificaciones – Norma E.060 Concreto Armado*. MVCS. Lima.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2014). *Norma E.030 Diseño Sismorresistente* (documento en proceso de discusión pública).

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción,
Lima.

- Moehle, J.P., Sezen, H. y Elwood, K.J. (2001). "Response of Reinforced Concrete Lacking Details for Ductile Response" *Fourth International Symposium on Earthquake Engineering for the Moderate Seismic Regions*. Seoul.
- Newmark, N.M. (1959). "A Method of Computation for Structural Dynamics". *Proceedings ASCE* Vol. 85 (EM3).
- Orangun, C.O., Jirsa, J.O. y Breen, J.E. (1977). "Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices," *ACI Journal Proceedings* V.74, N°3.
- Ozcebe, K. y Sheikh S. (1987). "Confinement of Concrete Columns for Seismic Loading" *ACI Structural Journal*. N°84-S34.
- Panagiotakos, T. y Fardis, M. (2001). "Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate". *ACI Structural Journal*. V.98, N°2. Mayo 2001.
- Park, R., ASCE, M., Priestley, M. y Gill, W. (1982). "Ductility of Square-Confined Concrete Columns" *Structural Journal*. V.108, N° ST4.
- Park, R. y Paulay, T. (1994). *Estructuras de Concreto Armado*. Editorial Limusa. México D.F.
- Paulay, T. (1988). "State-of-the Art Report-Seismic Behaviour of Beam-Column Joints in Reinforced Concrete Space Frames". *Proceedings of 9th World Conference on Earthquake Engineering*. Tokyo - Kyoto, SF-R2, Vol. VIII,
- Paulay, T. y Priestley, M. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley and Sons Inc., N.Y.
- Peng, L y Weijian Y. (2008). "Experimental and Analytical Studies on the Confinement Effect on Transverse Reinforcement in Concrete Columns under Cycle Loading". *Proceedings of 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing.
- Rezansoff, T., Konkankar, U. y Fu, Y. (1991). "Confinement Limits for Tension Lap Slices Under Static Loading". *Canadian Journal of Civil Engineering*. V.19.1992.

- Richart, F.E, Brandtzaeg, A. y Brown, R.L. (1928). *A study of failure of concrete under combined compressive stresses*. Engineering Experiment Station Bulletin N°185, University of Illinois, Urbana.
- Richart, F.E., Brandtzaeg, A. y Brown, R.L. (1929). *The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression*. Engineering Experiment Station Bulletin N°190, University of Illinois, Urbana.
- Sagan, V., Gergely, P y White, R. (1991). "Behavior and Design of Noncontact Lap Splices Subjected to Repeated Inelastic Tensile Loading". *ACI Structural Journal*. V.88, N°4.
- Sakai, K. y Sheikh S. (1989). "What Do We Know about Confinement in Reinforcement Concrete Columns? (A Critical Review of Previous Work and Code Provisions)" *ACI Structural Journal*. V.86, N°2.
- SEAOC (1995) "Vision 2000: Performance-Based Seismic Engineering of Buildings". *Structural Engineers Association of California*. Sacramento-California.
- Sezen, H y Moehle J. (2004). "Strength and Deformation Capacity of Reinforced Concrete Columns with Limited Ductility". *Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, N°279.
- Tepfers, R. (1973). "A Theory of Bond Applied to Over-Lapping Tensile Reinforcement Splices for Deformed Bars" *Division of Concrete Structures*, Chalmers University of Technology, Goteborg, Sweden.
- Zekany, A., Neumann, S., Jirsa, J. y Breen, J. (1981) "The Influence of Shear on Lapped Splices in Reinforced Concrete". *Research Report 242-2*, Center for Transportation Research, Bureau of Engineering Research, University of Texas at Austin.

ANEXOS

ANEXO 1

TABLAS DEL FEMA USADAS PARA DEFINIR LAS ROTULAS EN VIGAS Y COLUMNAS

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ³					Acceptance Criteria ³				
	Plastic Rotation Angle, radians			Residual Strength Ratio		Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
	IO	Component Type								
		Primary		Secondary						
a	b	c	LS	CP	LS	CP				
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d_n \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	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 ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint³										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

- When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
- "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
- Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
				Component Type						
				Primary		Secondary				
a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP			
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d_v f'_c}$								
≤ 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	0.015	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	0.008	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	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 ⁵			—	—	—	—	—	—	0.030	0.040
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			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{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. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
5. For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.

ANEXO 2

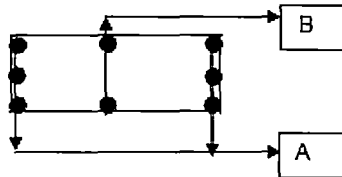
CARACTERÍSTICAS DE LAS COLUMNAS DEL HOSPITAL

DIMENSIONES Y REFUERZO DE COLUMNAS							
N I V E L	F17 y 30 M17 y 30	F18 - 30 M18 - 30	G17 y 30 I17 y 30 K17 y 30 L17 y 30	G18 y 29	I18,19, 28,29 K18,19, 28,29	I20-27 K20-27	L18-29
15	50x50 A=6#8 B=2#8	50x50 A=6#9 B=2#9	50x80 A=10#7 B=6#7	74x74 A=8#8 B=4#8	74x80 A=8#9 B=4#9	74x74 A=8#8 B=4#8	54x80 A=6#9 B=4#9
14	50x50 A=6#8 B=2#8	50x50 A=6#8 B=2#8	50x80 A=10#7 B=6#7	74x74 A=8#8 B=4#8	74x80 A=8#9 B=4#9	S I M I L A R A E J E G 1 8 - 2 9	54x80 A=6#8 B=4#8
13	50x50 A=6#8 B=2#8	50x70 A=6#8 B=4#8	50x80 A=10#7 B=6#7	74x74 A=8#9 B=4#9	74x80 A=8#9 B=4#9		54x80 A=6#8 B=4#8
12	50x70 A=6#7 B=4#7	50x70 A=6#9 B=4#9	50x90 A=10#7 B=6#7	74x94 A=8#9 B=4#9	74x80 A=8#9 B=4#9		74x80 A=8#8 B=4#8
11	50x70 A=6#7 B=4#7	50x80 A=6#9 B=4#9	50x90 A=10#9 B=6#9	74x94 A=8#10 B=4#10	74x94 A=8#9 B=4#9		74x80 A=8#8 B=4#8
10	50x80 A=6#8 B=4#8	50x80 A=10#8 B=6#8	50x100 A=10#9 B=6#9	94x94 A=8#10 B=4#10	94x94 A=8#10 B=4#10		74x94 A=8#8 B=4#8
9	50x80 A=6#9 B=4#9	50x90 A=10#8 B=6#8	50x100 A=10#10 B=6#10	94x94 A=8#11 B=4#11	94x94 A=8#10 B=4#10		74x94 A=8#9 B=4#9
8	50x80 A=6#9 B=4#9	50x90 A=10#8 B=6#8	50x100 A=10#10 B=6#10	94x94 A=8#11 B=4#11	94x94 A=8#10 B=4#10		74x94 A=8#9 B=6#9
7	50x80 A=6#9 B=4#9	50x90 A=10#9 B=6#9	50x100 A=10#10 B=6#10	94x94 A=14#9 B=10#9	94x94 A=8#10 B=4#10		74x94 A=8#9 B=6#9
6	50x90 A=10#8 B=6#8	50x100 A=10#9 B=6#9	50x110 A=10#10 B=6#10	94x94 A=14#10 B=10#10	94x94 A=8#11 B=4#11		94x94 A=12#9 B=8#9
5	50x90	50x100	50x110	94x94	94x94		94x94

	A=10#8 B=6#8	A=10#9 B=6#9	A=10#10 B=6#10	A=14#9 B=10#9	A=8#10 B=4#10		A=12#9 B=8#9
4	50x90 A=10#8 B=6#8	50x100 A=10#9 B=6#9	50x110 A=10#10 B=6#10	94x94 A=14#9 B=10#9	94x94 A=8#10 B=4#10		94x94 A=12#9 B=8#9
3	50x100 A=10#9 B=6#9	50x100 A=10#10 B=6#10	60x110 A=10#10 B=6#10	94x110 A=14#9 B=12#9	94x94 A=14#11 B=10#11		94x94 A=14#9 B=10#9
2	50x100 A=10#10 B=6#10	50x110 A=10#11 B=10#11	60x110 A=10#11 B=6#11	94x110 A=14#11 B=12#11	94x94 A=14#11 B=10#11		94x110 A=14#9 B=12#9
1	50x100 A=10#11 B=6#11	50x110 A=10#11 B=10#11	60x110 A=10#11 B=6#11	94x110 A=14#11 B=12#11	94x94 A=14#11 B=10#11		94x110 A=12#10 B=8#10

Notas:

- Las dimensiones de las columnas está dada en cm.
- El refuerzo longitudinal de la columna está dada en la siguiente distribución:



- La resistencia a la compresión f_c en los primeros niveles es de 350 kg/cm^2 , del nivel 3 al 5 es de 260 kg/cm^2 y en los niveles superiores es de 210 kg/cm^2 .

ANEXO 3

NOMENCLATURA DE RÓTULAS Y DETALLES DE VIGAS EN CADA
UNO DE LOS NIVELES DEL HOSPITAL

NOMENCLATURA DE RÓTULAS EN VIGAS					
DESCRIPCIÓN	M(-) T-m	M(+) T-m	DESCRIPCIÓN	M(-) T-m	M(+) T-m
R1	65.85	35.45	R41	38.03	36.22
R2	96.01	48.45	R42	46.41	60.46
R3	91.20	51.13	R43	51.98	50.48
R4	101.16	65.97	R44	48.14	41.27
R5	122.99	70.18	R45	52.80	65.74
R6	148.95	70.18	R46	71.23	29.64
R7	144.08	72.02	R47	91.51	29.64
R8	157.71	157.71	R48	34.77	30.68
R9	157.71	200.05	R49	55.34	52.31
R10	157.71	124.58	R50	46.18	57.25
R11	79.65	79.65	R51	68.39	43.49
R12	79.65	102.98	R52	88.86	43.49
R13	79.65	63.33	R53	103.30	36.90
R14	12.832	9.086	R54	48.70	58.57
R15	71.99	48.99	R55	113.64	39.42
R16	76.62	39.19	R56	57.40	40.03
R17	22.77	14.66	R57	58.57	48.70
R18	19.79	26.24	R58	61.75	48.70
R19	55.34	60.62	R59	78.10	27.15
R20	63.80	60.62	R60	100.74	27.15
R21	22.77	23.75	R61	72.67	36.13
R22	44.58	22.18	R62	28.14	28.14
R23	86.48	29.64	R63	49.95	49.95
R24	16.62	16.06	R64	39.67	50.02
R25	17.43	9.35	R65	38.03	40.04
R26	12.084	30.848	R66	43.84	32.54
R27	18.715	30.848	R67	38.03	46.41
R28	10.780	23.748	R68	32.54	21.33
R29	85.42	68.04	R69	2.03	2.03

R30	131.77	131.77	R70	50.48	36.13
R31	149.12	140.48	R71	24.59	17.77
R32	149.12	149.12	R72	48.37	24.35
R33	44.13	41.16	R73	31.83	20.86
R34	40.30	33.53	R74	25.37	29.00
R35	66.89	66.89	R75	23.74	12.48
R36	75.45	75.45	R76	34.39	23.88
R37	75.45	58.94	R77	26.95	41.81
R38	97.93	32.28	R78	17.80	15.18
R39	63.40	39.70	R79	90.18	36.13
R40	78.80	40.86			

CARACTERISTICAS DE VIGAS DEL 1er NIVEL

Piso 1		f'c: 350 kg/cm2			fy: 2800 kg/cm2			
Eje	Tramo	b (cm)	d (cm)	As - (cm2)	As + (cm2)	M - (t- m)	M + (t-m)	Rótula
EJE F y M	17-18							
	Izq.	85	60	39,44	27,68	63,85	20,28	R1
	Der.	85	60	60,34	37,21	95,73	28,20	R2
	18-19							
	Izq.	85	60	60,34	37,21	95,73	28,20	R2
	Der.	85	60	57,32	36,58	91,20	25,98	R2
	19-20							
	Izq.	85	60	57,32	36,58	91,20	25,98	R2
	Der.	85	60	57,32	37,84	91,20	30,42	R3
	20-21							
	Izq.	85	60	57,32	37,86	91,20	31,34	R3
	Der.	85	60	57,32	37,86	91,20	31,34	R3
	21-22							
	Izq.	85	60	57,32	37,86	91,20	31,34	R3
	Der.	85	60	57,32	37,86	91,20	31,34	R3
	22-23							
	Izq.	85	60	57,32	37,86	91,20	31,34	R3
	Der.	85	60	57,32	37,86	91,20	31,34	R3
	23-24							
	Izq.	85	60	57,32	37,86	91,20	31,34	R3
	Der.	85	60	57,32	37,86	91,20	31,34	R3
	24-25							
	Izq.	85	60	57,32	37,86	91,20	31,34	R3
	Der.	85	60	57,32	37,86	91,20	31,34	R3
	25-26							
	Izq.	85	60	57,32	37,86	91,20	31,34	R3
	Der.	85	60	57,32	37,86	91,20	31,34	R3
	26-27							
	Izq.	85	60	57,32	37,86	91,20	31,34	R3
	Der.	85	60	57,32	37,86	91,20	31,34	R3
27-28								
Izq.	85	60	57,32	37,84	91,20	30,42	R3	
Der.	85	60	57,32	36,58	91,20	25,98	R2	
28-29								
Izq.	85	60	57,32	37,84	91,20	30,42	R3	
Der.	85	60	57,32	36,58	91,20	25,98	R2	
29-30								
Izq.	85	60	60,34	37,21	95,73	28,20	R2	
Der.	85	60	39,44	27,68	63,85	20,28	R1	
EJE G y L	17-18							
	Izq.	100	60	63,36	48	101,16	40,56	R4
	Der.	100	60	76,64	48	121,02	40,56	R5
	18-19							
	Izq.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	Der.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	19-20							
	Izq.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
Der.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5	

	20-21							
	lzq.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	Der.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	21-22							
	lzq.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	Der.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	22-23							
	lzq.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	Der.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	23-24							
	lzq.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	Der.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	24-25							
	lzq.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	Der.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	25-26							
	lzq.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	Der.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	26-27							
	lzq.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	Der.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	27-28							
	lzq.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	Der.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	28-29							
	lzq.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	Der.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	29-30							
	lzq.	100	60	76,64	48	121,02	40,56	R5
	Der.	100	60	63,36	48	101,16	40,56	R4
EJE I y K	17-18							
	lzq.	100	60	63,36	48	101,16	40,56	R4
	Der.	100	60	95,87	48	148,95	40,56	R6
	18-19							
	lzq.	30	94	56,52	25,45	144,08	28,74	R7
	Der.	30	94	56,52	25,45	144,08	28,74	R7
	19-20							
	lzq.	100	60	95,87	48,64	148,95	43,24	R6
	Der.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	20-21							
	lzq.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	Der.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	21-22							
	lzq.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	Der.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	22-23							
	lzq.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	Der.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	23-24							
	lzq.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
Der.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5	
24-25								
lzq.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5	

	Der.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	25-26							
	Izq.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	Der.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	26-27							
	Izq.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	Der.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	27-28							
	Izq.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	Der.	100	60	76,64	48,64	121,02	43,24	R5
	28-29							
	Izq.	30	94	56,52	25,45	144,08	28,74	R7
	Der.	30	94	56,52	25,45	144,08	28,74	R7
	29-30							
	Izq.	100	60	95,87	48	148,95	40,56	R6
	Der.	100	60	63,36	48	101,16	40,56	R4
EJE 17 y 30	M-L							
	Izq.	45	104	57,48	43,54	157,71	57,48	R8
	Der.	45	104	57,48	43,54	157,71	57,48	R8
	L-K							
	Izq.	45	104	57,48	43,54	157,71	57,48	R8
	Der.	45	104	57,48	43,54	157,71	57,48	R8
	K-I							
	Izq.	45	104	57,48	55,6	157,71	76,64	R9
	Der.	45	104	57,48	55,6	157,71	76,64	R9
	I-G							
	Izq.	45	104	57,48	43,54	157,71	57,48	R8
	Der.	45	104	57,48	43,54	157,71	57,48	R8
	G-F							
	Izq.	45	104	57,48	43,54	157,71	57,48	R8
Der.	45	104	57,48	41,02	157,71	44,80	R10	
EJE 18 - 29	M-L							
	Izq.	60	54	57,48	43,54	79,65	57,48	R11
	Der.	60	54	57,48	43,54	79,65	57,48	R11
	L-K							
	Izq.	60	54	57,48	43,54	79,65	57,48	R11
	Der.	60	54	57,48	43,54	79,65	57,48	R11
	K-I							
	Izq.	60	54	57,48	55,6	79,65	76,64	R12
	Der.	60	54	57,48	55,6	79,65	76,64	R12
	I-G							
	Izq.	60	54	57,48	43,54	79,65	57,48	R11
	Der.	60	54	57,48	43,54	79,65	57,48	R11
	G-F							
	Izq.	60	54	57,48	43,54	79,65	57,48	R11
Der.	60	54	57,48	41,02	79,65	44,80	R13	

CARACTERISTICAS DE VIGAS DEL 1-a er NIVEL

Piso 1-a		f'c: 350 kg/cm ²			fy: 2800 kg/cm ²			
Eje	Tramo	b (cm)	d (cm)	As - (cm ²)	As + (cm ²)	M - (t-m)	M + (t-m)	Rótula
EJE F	Izq.	45	29	11,88	11,40	9,23	8,88	R14
	Der.	45	29	11,88	11,40	9,23	8,88	R14
	21-22							
	Izq.	45	29	11,88	11,40	9,23	8,88	R14
	Der.	45	29	11,88	11,40	9,23	8,88	R14
	22-23							
	Izq.	45	29	11,88	11,40	9,23	8,88	R14
	Der.	45	29	11,88	11,40	9,23	8,88	R14
	23-24							
	Izq.	45	29	11,88	11,40	9,23	8,88	R14
	Der.	45	29	11,88	11,40	9,23	8,88	R14
	24-25							
	Izq.	45	29	11,88	11,40	9,23	8,88	R14
	Der.	45	29	11,88	11,40	9,23	8,88	R14
	25-26							
	Izq.	45	29	11,88	11,40	9,23	8,88	R14
	Der.	45	29	11,88	11,40	9,23	8,88	R14
	26-27							
Izq.	45	29	11,88	11,40	9,23	8,88	R14	
Der.	45	29	11,88	11,40	9,23	8,88	R14	
EJE I	18-19							
	Izq.	30	94	27,78	19,23	71,99	48,99	R15
	Der.	30	94	27,78	15,21	71,99	39,02	R16
	19-20							
	Izq.	100	29	24,93	11,40	19,42	9,09	R17
	Der.	100	29	8,55	11,40	6,85	9,09	R14
	20-21							
	Izq.	100	29	16,23	11,40	12,83	9,09	R14
	Der.	100	29	5,70	11,40	4,59	9,09	R14
	21-22							
	Izq.	30	84	22,96	27,15	51,69	60,62	R19
	Der.	30	84	28,66	27,15	63,80	60,62	R20
	22-23							
	Izq.	30	84	28,66	15,52	63,80	35,45	R1
	Der.	30	84	25,64	15,52	57,42	35,45	R1
	23-24							
	Izq.	30	84	25,64	15,52	57,42	35,45	R1
	Der.	30	84	25,64	15,52	57,42	35,45	R1
	24-25							
	Izq.	30	84	25,64	15,52	57,42	35,45	R1
Der.	30	84	28,66	15,52	63,80	35,45	R1	
25-26								
Izq.	100	29	28,66	27,15	22,19	21,07	R21	
Der.	100	29	22,96	27,15	17,95	21,07	R21	
26-27								
Izq.	100	29	5,70	11,40	4,59	9,09	R14	
Der.	100	29	8,55	11,40	6,85	9,09	R14	
27-28								

	lzq.	100	29	5,70	13,38	4,60	10,70	R14
	Der.	100	29	24,93	18,45	19,66	14,66	R17
	28-29							
	lzq.	30	94	17,10	8,55	44,58	22,18	R22
	Der.	30	94	33,48	11,40	86,48	29,43	R23
EJE K	18-19							
	lzq.	30	94	27,78	19,23	71,99	48,99	R15
	Der.	30	94	27,78	19,23	71,99	48,99	R15
	19-20							
	lzq.	140	29	24,93	18,45	19,66	14,66	R17
	Der.	140	29	9,90	9,90	7,95	7,95	R14
	20-21							
	lzq.	140	29	15,60	15,84	12,44	12,63	R24
	Der.	140	29	5,70	13,38	4,60	10,70	R14
	26-27							
	lzq.	140	29	5,70	13,38	4,60	10,70	R14
	Der.	140	29	15,60	5,94	12,44	4,79	R25
	27-28							
	lzq.	140	29	15,60	9,90	12,44	7,95	R25
	Der.	140	29	24,93	18,45	19,66	14,66	R17
	28-29							
lzq.	30	94	27,78	19,23	71,99	48,99	R15	
Der.	30	94	27,78	19,23	71,99	48,99	R15	
EJE 21 y 26	K-I							
	lzq.	80	29	15,36	41,48	12,08	30,85	R26
	Der.	80	29	24,24	41,48	18,72	30,85	R27
	I-G							
	lzq.	60	29	15,21	20,19	11,84	15,50	R24
Der.	60	29	15,21	20,19	11,84	15,50	R24	
EJE 22,23,24,25	I-G							
	lzq.	160	29	13,46	30,17	10,78	23,75	R28
	Der.	160	29	25,10	30,17	19,86	23,75	R21
EJE 20 Y 27	M-L							
	lzq.	160	29	5,70	8,55	4,60	6,88	R14
	Der.	160	29	20,91	8,55	16,62	6,88	R25
	L-K							
	lzq.	160	29	25,74	20,19	20,36	16,06	R24
Der.	160	29	5,70	8,55	4,60	6,88	R14	
EJE 18,19,28 y 29	I-G							
	lzq.	110	44	30,42	30,42	36,37	36,37	R41
	Der.	110	44	30,42	30,42	36,37	36,37	R41

CARACTERÍSTICAS DE VIGAS DEL 2do NIVEL

Eje	Piso 2		f'c: 350 kg/cm ²		fy: 2800 kg/cm ²		Rótula	
	Tramo	b (cm)	d (cm)	As - (cm ²)	As + (cm ²)	M - (t- m)		M + (t-m)
EJE F y M	17-18							
	Izq.	30	123	25,64	20,28	85,42	68,04	R29
	Der.	30	120,24	38,46	20,28	122,99	68,04	R5
	18-19							
	Izq.	30	120,24	38,46	20,28	122,99	68,04	R5
	Der.	30	120,24	38,46	20,28	122,99	68,04	R5
	19-20							
	Izq.	30	120,24	38,46	20,28	122,99	68,04	R5
	Der.	30	120,24	38,46	20,28	122,99	68,04	R5
	20-21							
	Izq.	30	120,24	38,46	20,28	122,99	68,04	R5
	Der.	30	120,24	38,46	20,28	122,99	68,04	R5
	21-22							
	Izq.	30	120,24	38,46	20,28	122,99	68,04	R5
	Der.	30	120,24	38,46	20,28	122,99	68,04	R5
	22-23							
	Izq.	30	120,24	38,46	20,28	122,99	68,04	R5
	Der.	30	120,24	38,46	20,28	122,99	68,04	R5
	23-24							
	Izq.	30	120,24	38,46	20,28	122,99	68,04	R5
	Der.	30	120,24	38,46	20,28	122,99	68,04	R5
	24-25							
	Izq.	30	120,24	38,46	20,28	122,99	68,04	R5
	Der.	30	120,24	38,46	20,28	122,99	68,04	R5
	25-26							
	Izq.	30	120,24	38,46	20,28	122,99	68,04	R5
	Der.	30	120,24	38,46	20,28	122,99	68,04	R5
	26-27							
	Izq.	30	120,24	38,46	20,28	122,99	68,04	R5
	Der.	30	120,24	38,46	20,28	122,99	68,04	R5
	27-28							
	Izq.	30	120,24	38,46	20,28	122,99	68,04	R5
	Der.	30	120,24	38,46	20,28	122,99	68,04	R5
	28-29							
	Izq.	30	120,24	38,46	20,28	122,99	68,04	R5
	Der.	30	120,24	38,46	20,28	122,99	68,04	R5
29-30								
Izq.	30	120,24	38,46	20,28	122,99	68,04	R5	
Der.	30	123	25,64	20,28	85,42	68,04	R29	

EJE G Y L	17-18							
	Izq.	100	60	63,36	40,56	101,16	65,97	R4
	Der.	100	60	76,64	40,56	121,02	65,97	R5
	18-19							
	Izq.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
	Der.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
	19-20							
	Izq.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
	Der.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
	20-21							
	Izq.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
	Der.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
	21-22							
	Izq.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
	Der.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
	22-23							
	Izq.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
	Der.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
	23-24							
	Izq.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
	Der.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
	24-25							
	Izq.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
	Der.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
25-26								
Izq.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5	
Der.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5	
26-27								
Izq.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5	
Der.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5	
27-28								
Izq.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5	
Der.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5	
28-29								
Izq.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5	
Der.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5	
29-30								
Izq.	100	60	76,64	40,56	121,02	65,97	R5	
Der.	100	60	63,36	40,56	101,16	65,97	R4	
EJE I Y K	17-18							
	Izq.	100	60	63,36	40,56	101,16	65,97	R4
	Der.	100	60	95,87	40,56	148,95	65,97	R6
	18-19							

	lzc.	30	94	56,52	28,74	144,08	72,02	R7
	Der.	30	94	56,52	28,74	144,08	72,02	R7
	19-20							
	lzc.	100	60	95,87	43,24	148,95	70,18	R6
	Der.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
	20-21							
	lzc.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
	Der.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
	21-22							
	lzc.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
	Der.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
	22-23							
	lzc.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
	Der.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
	23-24							
	lzc.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
	Der.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
	24-25							
	lzc.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
	Der.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
	25-26							
	lzc.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
	Der.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
	26-27							
	lzc.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
	Der.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
	27-28							
	lzc.	100	60	76,64	43,24	121,02	70,18	R5
	Der.	100	60	95,87	43,24	148,95	70,18	R6
	28-29							
	lzc.	30	94	56,52	28,74	144,08	72,02	R7
	Der.	30	94	56,52	28,74	144,08	72,02	R7
	29-30							
	lzc.	100	60	95,87	40,56	148,95	65,97	R6
	Der.	100	60	63,36	40,56	101,16	65,97	R4
EJE 17 y 30	M-L							
	lzc.	45	104	47,52	47,52	131,77	131,77	R30
	Der.	45	104	54,16	50,84	149,12	140,48	R31
	L-K							
	lzc.	45	104	54,16	54,16	149,12	149,12	R32
	Der.	45	104	54,16	54,16	149,12	149,12	R32
	K-I							
	lzc.	45	104	54,16	54,16	149,12	149,12	R32

EJE 18 al 29	Der.	45	104	54,16	54,16	149,12	149,12	R32
	I-G							
	Izq.	45	104	54,16	54,16	149,12	149,12	R32
	Der.	45	104	54,16	54,16	149,12	149,12	R32
	G-F							
	Izq.	105	29	54,16	50,84	40,30	38,04	R33
	Der.	105	29	54,16	41,48	40,30	31,52	R34
	M-L							
	Izq.	60	54	47,52	47,52	66,89	66,89	R35
	Der.	60	54	54,16	50,84	75,45	71,19	R36
	L-K							
	Izq.	60	54	54,16	54,16	75,45	75,45	R36
	Der.	60	54	54,16	54,16	75,45	75,45	R36
	K-I							
Izq.	60	54	54,16	54,16	75,45	75,45	R36	
Der.	60	54	54,16	54,16	75,45	75,45	R36	
I-G								
Izq.	60	54	54,16	54,16	75,45	75,45	R36	
Der.	60	54	54,16	54,16	75,45	75,45	R36	
G-F								
Izq.	60	54	54,16	50,84	75,45	71,19	R36	
Der.	60	54	54,16	41,48	75,45	58,94	R37	

CARACTERÍSTICAS DE VIGAS DEL 3er NIVEL

Eje	Piso 3			f'c: 350 kg/cm ²		fy: 2800 kg/cm ²		Rótula
	Tramo	b (cm)	d (cm)	As - (cm ²)	As + (cm ²)	M - (t-m)	M + (t-m)	
EJE F y M	17-18							
	Izq.	30	79	38,18	12,82	81,71	27,64	R23
	Der.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	18-19							
	Izq.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	Der.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	19-20							
	Izq.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	Der.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	20-21							
	Izq.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	Der.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	21-22							
	Izq.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	Der.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	22-23							
	Izq.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	Der.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	23-24							
	Izq.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	Der.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	24-25							
	Izq.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	Der.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	25-26							
	Izq.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	Der.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	26-27							
Izq.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38	
Der.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38	
27-28								
Izq.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38	
Der.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38	
28-29								
Izq.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38	
Der.	30	79	38,18	12,82	81,71	27,64	R23	
29-30								
Izq.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38	
Der.	30	79	38,18	12,82	81,71	27,64	R23	
EJE G y L	17-18							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	18-19							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16	

	19-20							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	20-21							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	21-22							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	22-23							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	23-24							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	24-25							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	25-26							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	26-27							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	27-28							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	28-29							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	29-30							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
EJE I y K	17-18							
	Izq.	100	44	54,30	33,42	63,01	39,70	R39
	Der.	100	44	69,06	33,42	78,80	39,70	R40
	18-19							
	Izq.	30	94	38,01	11,64	97,93	30,04	R38
	Der.	30	94	38,01	11,64	97,93	30,04	R38
	19-20							
	Izq.	100	44	69,06	31,04	78,80	36,97	R40
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	20-21							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	21-22							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
22-23								
Izq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16	

	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	23-24							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	24-25							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R7
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R7
	25-26							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	26-27							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	27-28							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	69,06	31,04	78,80	36,97	R16
	28-29							
	Izq.	30	94	38,01	11,64	97,93	30,04	R38
	Der.	30	94	38,01	11,64	97,93	30,04	R38
	29-30							
	Izq.	100	44	69,06	33,42	78,80	39,70	R40
	Der.	100	44	54,30	33,42	63,01	39,70	R39
EJE 17 y 30	M-L							
	Izq.	105	29	44,50	41,48	33,65	31,52	R41
	Der.	105	29	47,52	47,52	35,75	35,75	R41
	L-K							
	Izq.	105	29	47,52	47,52	35,75	35,75	R41
	Der.	105	29	57,10	55,44	42,27	41,16	R11
	K-I							
	Izq.	105	29	57,10	55,44	42,27	41,16	R12
	Der.	105	29	57,10	55,44	42,27	41,16	R12
	I-G							
	Izq.	105	29	57,10	55,44	42,27	41,16	R33
	Der.	105	29	47,52	47,52	35,75	35,75	R41
	G-F							
	Izq.	105	29	47,52	47,52	35,75	35,75	R41
Der.	105	29	47,52	38,46	35,75	29,37	R34	
EJE 18 y 29	M-L							
	Izq.	105	29	76,64	76,64	54,86	54,86	R19
	Der.	105	29	63,36	85,84	46,41	60,46	R42
	L-K							
	Izq.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43
	Der.	160	29	66,68	63,36	50,48	48,14	R43
	K-I							
	Izq.	144	29	66,68	63,36	50,08	47,77	R43
	Der.	144	29	66,68	63,36	50,08	47,77	R43
	I-G							
	Izq.	160	29	66,68	63,36	50,48	48,14	R43
	Der.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43
	G-F							

	Izq.	160	29	63,36	60,34	48,14	46,00	R43
	Der.	160	29	63,36	51,28	48,14	39,47	R44
EJE 19 y 28	M-L							
	Izq.	160	29	60,34	54,30	46,00	41,66	R44
	Der.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R14
	L-K							
	Izq.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43
	Der.	160	29	66,68	66,68	50,48	50,48	R43
	K-I							
	Izq.	144	29	66,68	63,36	50,08	47,77	R43
	Der.	144	29	63,36	63,36	47,77	47,77	R43
	I-G							
	Izq.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43
	Der.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43
	G-F							
	Izq.	160	29	63,36	60,34	48,14	46,00	R43
Der.	160	29	63,36	51,28	48,14	39,47	R44	
EJE 20,22,23,24,25 y 27	M-L							
	Izq.	160	29	60,34	54,30	46,00	41,66	R44
	Der.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43
	L-K							
	Izq.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43
	Der.	160	29	66,68	63,36	50,48	48,14	R43
	K-I							
	Izq.	160	29	66,68	63,36	50,48	48,14	R43
	Der.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43
	I-G							
	Izq.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43
	Der.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43
	G-F							
	Izq.	160	29	63,36	60,34	48,14	46,00	R43
Der.	160	29	63,36	51,28	48,14	39,47	R44	
EJE 21 Y 26	M-L							
	Izq.	160	29	60,34	54,30	46,00	41,66	R44
	Der.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43
	L-K							
	Izq.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43
	Der.	160	29	70,00	63,36	52,80	48,14	R43
	K-I							
	Izq.	160	29	70,00	89,00	52,80	65,74	R45
	Der.	160	29	70,00	63,36	52,80	48,14	R43
	I-G							
	Izq.	160	29	70,00	63,36	52,80	48,14	R43
	Der.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43
	G-F							
	Izq.	160	29	63,36	60,34	48,14	46,00	R43
Der.	160	29	63,36	51,28	48,14	39,47	R44	

CARACTERÍSTICAS DE VIGAS DEL 4to NIVEL

Piso 4		f'c: 350 kg/cm ²			fy: 2800 kg/cm ²			
Eje	Tramo	b (cm)	d (cm)	As - (cm ²)	As + (cm ²)	M - (t- m)	M + (t-m)	Rótula
EJE F y M	17-18							
	Izq.	30	79	38,18	12,82	81,71	27,64	R23
	Der.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	18-19							
	Izq.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	Der.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	19-20							
	Izq.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	Der.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	20-21							
	Izq.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	Der.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	21-22							
	Izq.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	Der.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	22-23							
	Izq.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	Der.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	23-24							
	Izq.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	Der.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	24-25							
	Izq.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	Der.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	25-26							
	Izq.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	Der.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38
	26-27							
Izq.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38	
Der.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38	
27-28								
Izq.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38	
Der.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38	
28-29								
Izq.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38	
Der.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38	
29-30								
Izq.	30	79	43,54	12,82	92,74	27,64	R38	
Der.	30	79	38,18	12,82	81,71	27,64	R23	
EJE G y L	17-18							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	18-19							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
19-20								

	lzq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	20-21							
	lzq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	21-22							
	lzq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	22-23							
	lzq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	23-24							
	lzq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	24-25							
	lzq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	25-26							
	lzq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	26-27							
	lzq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	27-28							
	lzq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	28-29							
	lzq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	29-30							
	lzq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
EJE I y K	17-18							
	lzq.	100	44	54,30	33,42	63,01	39,70	R39
	Der.	100	44	69,06	33,42	78,80	39,70	R40
	18-19							
	lzq.	30	94	38,01	11,64	97,93	30,04	R38
	Der.	30	94	38,01	11,64	97,93	30,04	R38
	19-20							
	lzq.	100	44	69,06	31,04	78,80	36,97	R40
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	20-21							
	lzq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	21-22							
	lzq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16	
22-23								
lzq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16	
Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16	

	23-24							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	24-25							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	25-26							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	26-27							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	27-28							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	76,29	36,97	R16
	Der.	100	44	69,06	31,04	78,80	36,97	R16
	28-29							
	Izq.	30	94	38,01	11,64	97,93	30,04	R38
	Der.	30	94	38,01	11,64	97,93	30,04	R38
	29-30							
	Izq.	100	44	69,06	33,42	78,80	39,70	R40
Der.	100	44	54,30	33,42	63,01	39,70	R39	
EJE 17 y 30	M-L							
	Izq.	105	29	44,50	41,48	33,65	31,52	R41
	Der.	105	29	47,52	47,52	35,75	35,75	R41
	L-K							
	Izq.	105	29	47,52	47,52	35,75	35,75	R41
	Der.	105	29	57,10	55,44	42,27	41,16	R33
	K-I							
	Izq.	105	29	57,10	55,44	42,27	41,16	R33
	Der.	105	29	57,10	55,44	42,27	41,16	R33
	I-G							
	Izq.	105	29	57,10	55,44	42,27	41,16	R33
	Der.	105	29	47,52	47,52	35,75	35,75	R41
	G-F							
	Izq.	105	29	47,52	44,50	35,75	33,65	R41
Der.	105	29	47,52	38,46	35,75	29,37	R34	
EJE 18,19,28 y 29	M-L							
	Izq.	160	29	60,34	54,30	46,00	41,66	R44
	Der.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43
	L-K							
	Izq.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43
	Der.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43
	K-I							
	Izq.	144	29	63,36	63,36	47,77	47,77	R43
	Der.	144	29	63,36	63,36	47,77	47,77	R43
	I-G							
	Izq.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43
	Der.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43
	G-F							
	Izq.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43

EJE 20,22,23,24,25 y 27	Der.	160	29	63,36	51,28	48,14	39,47	R43
	M-L							
	Izq.	160	29	60,34	54,30	46,00	41,66	R44
	Der.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43
	L-K							
	Izq.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43
	Der.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43
	K-I							
	Izq.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43
	Der.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43
	I-G							
	Izq.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43
	Der.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43
	G-F							
EJE 21 Y 26	Izq.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43
	Der.	160	29	63,36	51,28	48,14	39,47	R44
	M-L							
	Izq.	160	29	60,34	54,30	46,00	41,66	R44
	Der.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43
	L-K							
	Izq.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43
	Der.	160	29	70,00	63,36	52,80	48,14	R43
	K-I							
	Izq.	160	29	70,00	63,36	52,80	48,14	R43
	Der.	160	29	70,00	63,36	52,80	48,14	R43
	I-G							
	Izq.	160	29	70,00	63,36	52,80	48,14	R43
	Der.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43
G-F								
Izq.	160	29	63,36	63,36	48,14	48,14	R43	
Der.	160	29	63,36	51,28	48,14	39,47	R44	

CARACTERISTICAS DE VIGAS DEL 5to NIVEL

Piso 5		f'c: 260kg/cm2			fy: 2800 kg/cm2			
Eje	Tramo	b (cm)	d (cm)	As - (cm2)	As + (cm2)	M - (t- m)	M + (t-m)	Rótula
EJE FY M	17-18							
	lza.	30	79	32	12,82	68,19	27,39	R46
	Der.	30	79	43,54	12,82	91,51	27,39	R47
	18-19							
	lza.	30	79	43,54	12,82	91,51	27,39	R47
	Der.	30	79	43,54	12,82	91,51	27,39	R47
	19-20							
	lza.	30	79	43,54	12,82	91,51	27,39	R47
	Der.	30	79	43,54	12,82	91,51	27,39	R47
	20-21							
	lza.	30	79	43,54	12,82	91,51	27,39	R47
	Der.	30	79	43,54	12,82	91,51	27,39	R47
	21-22							
	lza.	30	79	43,54	12,82	91,51	27,39	R47
	Der.	30	79	43,54	12,82	91,51	27,39	R47
	22-23							
	lza.	30	79	43,54	12,82	91,51	27,39	R47
	Der.	30	79	43,54	12,82	91,51	27,39	R47
	23-24							
	lza.	30	79	43,54	12,82	91,51	27,39	R47
	Der.	30	79	43,54	12,82	91,51	27,39	R47
	24-25							
	lza.	30	79	43,54	12,82	91,51	27,39	R47
	Der.	30	79	43,54	12,82	91,51	27,39	R47
	25-26							
	lza.	30	79	43,54	12,82	91,51	27,39	R47
	Der.	30	79	43,54	12,82	91,51	27,39	R47
	26-27							
	lza.	30	79	43,54	12,82	91,51	27,39	R47
	Der.	30	79	43,54	12,82	91,51	27,39	R47
27-28								
lza.	30	79	43,54	12,82	91,51	27,39	R47	
Der.	30	79	43,54	12,82	91,51	27,39	R47	
28-29								
lza.	30	79	43,54	12,82	91,51	27,39	R47	
Der.	30	79	38,18	12,82	80,76	27,39	R23	
29-30								
lza.	30	79	43,54	12,82	91,51	27,39	R47	
Der.	30	79	38,18	12,82	80,76	27,39	R23	

EJE G y L	17-18							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	18-19							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	19-20							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	20-21							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	21-22							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	22-23							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	23-24							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	24-25							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	25-26							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	26-27							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
27-28								
Izq.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16	
Der.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16	
28-29								
Izq.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16	
Der.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16	
29-30								
Izq.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16	
Der.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16	
EJE I y K	17-18							
	Izq.	100	44	54,3	33,42	61,67	39,19	R39
	Der.	100	44	69,06	33,42	76,62	39,19	R16
	18-19							

	Izq.	30	94	38,01	11,64	97,19	29,84	R38
	Der.	30	94	38,01	11,64	97,19	29,84	R38
	19-20							
	Izq.	100	44	69,06	31,04	76,62	36,53	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	20-21							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	21-22							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	22-23							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	23-24							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	24-25							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	25-26							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	26-27							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	Der.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	27-28							
	Izq.	100	44	66,68	31,04	74,26	36,53	R16
	Der.	100	44	69,06	31,04	76,62	36,53	R16
	28-29							
	Izq.	30	94	38,01	11,64	97,19	29,84	R38
	Der.	30	94	38,01	11,64	97,19	29,84	R38
	29-30							
	Izq.	100	44	69,06	33,42	76,62	39,19	R16
	Der.	100	44	54,3	33,42	61,67	39,19	R39
EJE 17 y 30	M-L							
	Izq.	105	29	44,5	41,48	32,79	30,78	R41
	Der.	105	29	47,52	47,52	34,77	34,77	R41
	L-K							
	Izq.	105	29	47,52	47,52	34,77	34,77	R41
	Der.	105	29	57,1	55,44	40,86	39,83	R33
	K-I							
	Izq.	105	29	57,1	55,44	40,86	39,83	R33

EJE 18 y 29	Der.	105	29	57,1	55,44	40,86	39,83	R33	
	I-G								
	Izq.	105	29	57,1	55,44	40,86	39,83	R33	
	Der.	105	29	47,52	47,52	34,77	34,77	R41	
	G-F								
	Izq.	105	29	47,52	47,52	34,77	34,77	R41	
	Der.	105	29	47,52	38,46	34,77	28,73	R48	
	M-L								
	Izq.	105	29	76,64	76,64	52,31	52,31	R49	
	Der.	105	29	63,36	85,84	44,67	57,25	R50	
	L-K								
	Izq.	160	29	63,36	63,36	47,00	47,00	R43	
	Der.	160	29	66,68	63,36	49,22	47,00	R43	
	K-I								
	Izq.	144	29	66,68	63,36	48,67	46,50	R43	
	Der.	144	29	66,68	63,36	48,67	46,50	R43	
	EJE 19 y 28	I-G							
		Izq.	160	29	66,68	63,36	49,22	47,00	R43
Der.		160	29	63,36	60,34	47,00	44,96	R43	
G-F									
Izq.		160	29	63,36	60,34	47,00	44,96	R43	
Der.		160	29	63,36	51,28	47,00	38,72	R44	
M-L									
Izq.		160	29	60,34	54,3	44,96	40,82	R44	
Der.		160	29	63,36	63,36	47,00	47,00	R43	
L-K									
Izq.		160	29	63,36	63,36	47,00	47,00	R43	
Der.		160	29	66,68	66,68	49,22	49,22	R43	
K-I									
Izq.		144	29	66,68	63,36	48,67	46,50	R43	
Der.		144	29	66,68	63,36	48,67	46,50	R43	
I-G									
EJE 20,22,23,24,25 y 27		Izq.	160	29	66,68	63,36	49,22	47,00	R43
		Der.	160	29	63,36	60,34	47,00	44,96	R43
	G-F								
	Izq.	160	29	63,36	60,34	47,00	44,96	R43	
	Der.	160	29	63,36	51,28	47,00	38,72	R44	
	M-L								
	Izq.	160	29	60,34	54,3	44,96	40,82	R44	
	Der.	160	29	63,36	63,36	47,00	47,00	R43	
	L-K								
	Izq.	160	29	63,36	63,36	47,00	47,00	R43	
	Der.	160	29	66,68	63,36	49,22	47,00	R43	

	K-l							
	Izq.	160	29	66,68	63,36	49,22	47,00	R43
	Der.	160	29	66,68	63,36	49,22	47,00	R43
	I-G							
	Izq.	160	29	66,68	63,36	49,22	47,00	R43
	Der.	160	29	63,36	60,34	47,00	44,96	R43
	G-F							
	Izq.	160	29	63,36	60,34	47,00	44,96	R43
	Der.	160	29	63,36	51,28	47,00	38,72	R44
EJE 21 Y 26	M-L							
	Izq.	160	29	60,34	54,3	44,96	40,82	R44
	Der.	160	29	63,36	63,36	47,00	47,00	R43
	L-K							
	Izq.	160	29	63,36	63,36	47,00	47,00	R43
	Der.	160	29	66,68	63,36	49,22	47,00	R43
	K-l							
	Izq.	160	29	66,68	63,36	49,22	47,00	R43
	Der.	160	29	66,68	63,36	49,22	47,00	R43
	I-G							
	Izq.	160	29	66,68	63,36	49,22	47,00	R43
	Der.	160	29	66,68	63,36	49,22	47,00	R43
	G-F							
	Izq.	160	29	66,68	63,36	49,22	47,00	R43
Der.	160	29	66,68	63,36	49,22	47,00	R43	

CARACTERISTICAS DE VIGAS DEL 6to NIVEL

Piso 6		f'c: 260kg/cm2			fy: 2800 kg/cm2			
Eje	Tramo	b (cm)	d (cm)	As - (cm2)	As + (cm2)	M - (t- m)	M + (t-m)	Rótula
EJE F y M	17-18							
	Izq.	30	79	44,04	15,21	92,50	32,28	R38
	Der.	30	79	45,23	15,21	94,86	32,28	R38
	18-19							
	Izq.	30	79	45,23	15,21	94,86	32,28	R38
	Der.	30	79	44,04	15,21	92,50	32,28	R38
	19-20							
	Izq.	30	79	44,04	15,21	92,50	32,28	R38
	Der.	30	79	44,04	15,21	92,50	32,28	R38
	20-21							
	Izq.	30	79	44,04	15,21	92,50	32,28	R38
	Der.	30	79	44,04	15,21	92,50	32,28	R38
	21-22							
	Izq.	30	79	44,04	15,21	92,50	32,28	R38
	Der.	30	79	44,04	15,21	92,50	32,28	R38
	22-23							
	Izq.	30	79	44,04	15,21	92,50	32,28	R38
	Der.	30	79	44,04	15,21	92,50	32,28	R38
	23-24							
	Izq.	30	79	44,04	15,21	92,50	32,28	R38
	Der.	30	79	44,04	15,21	92,50	32,28	R38
	24-25							
	Izq.	30	79	44,04	15,21	92,50	32,28	R38
	Der.	30	79	44,04	15,21	92,50	32,28	R38
25-26								
Izq.	30	79	44,04	15,21	92,50	32,28	R38	
Der.	30	79	44,04	15,21	92,50	32,28	R38	
26-27								
Izq.	30	79	44,04	15,21	92,50	32,28	R38	
Der.	30	79	44,04	15,21	92,50	32,28	R38	
27-28								
Izq.	30	79	44,04	15,21	92,50	32,28	R38	
Der.	30	79	44,04	15,21	92,50	32,28	R38	
28-29								
Izq.	30	79	44,04	15,21	92,50	32,28	R38	
Der.	30	79	45,23	15,21	94,86	32,28	R38	
29-30								
Izq.	30	79	45,23	15,21	94,86	32,28	R38	
Der.	30	79	44,04	15,21	92,50	32,28	R38	
EJE G y L	17-18							
	Izq.	100	44	55,77	29,77	63,19	35,10	R1
	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	18-19							
	Izq.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	19-20							
	Izq.	100	44	55,77	29,77	63,19	35,10	R1
Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40	

	20-21							
	lza.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	21-22							
	lza.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	22-23							
	lza.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	23-24							
	lza.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	24-25							
	lza.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	25-26							
	lza.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	26-27							
	lza.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	27-28							
	lza.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	28-29							
	lza.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	29-30							
	lza.	100	44	70,98	29,77	78,51	35,10	R40
	Der.	100	44	55,77	29,77	63,19	35,10	R1
EJE I y K	17-18							
	lza.	100	44	60,84	37,30	68,39	43,49	R51
	Der.	100	44	76,68	37,30	84,04	43,49	R52
	18-19							
	lza.	30	94	39,60	14,49	101,14	36,90	R53
	Der.	30	94	39,60	14,49	101,14	36,90	R53
	19-20							
	lza.	100	44	76,68	34,92	84,04	40,86	R52
	Der.	100	44	76,68	34,92	84,04	40,86	R52
	20-21							
	lza.	100	44	76,68	34,92	84,04	40,86	R52
	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	21-22							
	lza.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	22-23							
	lza.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	23-24							
	lza.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40	
24-25								
lza.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40	

	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	25-26							
	lzc.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	26-27							
	lzc.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	Der.	100	44	76,68	34,92	84,04	40,86	R52
	27-28							
	lzc.	100	44	76,68	34,92	84,04	40,86	R52
	Der.	100	44	76,68	34,92	84,04	40,86	R52
	28-29							
	lzc.	30	94	39,60	14,49	101,14	36,90	R53
	Der.	30	94	39,60	14,49	101,14	36,90	R53
	29-30							
lzc.	100	44	76,68	37,30	84,04	43,49	R52	
Der.	100	44	60,84	37,30	68,39	43,49	R51	
EJE 17 y 30	M-L							
	lzc.	105	29	50,70	45,63	36,83	33,53	R41
	Der.	105	29	55,77	50,70	40,03	36,83	R33
	L-K							
	lzc.	105	29	55,77	55,77	40,03	40,03	R33
	Der.	105	29	65,91	76,05	46,18	51,98	R50
	K-I							
	lzc.	105	29	65,91	76,05	46,18	51,98	R50
	Der.	105	29	65,91	76,05	46,18	51,98	R50
	I-G							
	lzc.	105	29	65,91	76,05	46,18	51,98	R50
	Der.	105	29	55,77	55,77	40,03	40,03	R33
	G-F							
	lzc.	105	29	55,77	50,70	40,03	36,83	R33
Der.	105	29	55,77	45,63	40,03	33,53	R34	
EJE 18,19,28 y 29	M-L							
	lzc.	160	29	70,98	60,84	52,05	45,30	R43
	Der.	160	29	70,98	81,12	52,05	58,57	R19
	L-K							
	lzc.	160	29	70,98	81,12	52,05	58,57	R19
	Der.	160	29	76,05	76,05	55,34	55,34	R19
	K-I							
	lzc.	144	29	76,05	76,05	54,63	54,63	R19
	Der.	144	29	76,05	76,05	54,63	54,63	R19
	I-G							
	lzc.	160	29	76,05	76,05	55,34	55,34	R19
	Der.	160	29	70,98	76,05	52,05	55,34	R19
	G-F							
	lzc.	160	29	70,98	70,98	52,05	52,05	R49
Der.	160	29	70,98	65,91	52,05	48,70	R49	
20,22,23,24,25 y 27	M-L							
	lzc.	160	29	70,98	60,84	52,05	45,30	R43
	Der.	160	29	70,98	81,12	52,05	58,57	R19
	L-K							
	lzc.	160	29	70,98	81,12	52,05	58,57	R19
	Der.	160	29	76,05	76,05	55,34	55,34	R19
	K-I							

	Izq.	160	29	76,05	76,05	55,34	55,34	R19
	Der.	160	29	76,05	76,05	55,34	55,34	R19
	I-G							
	Izq.	160	29	76,05	76,05	55,34	55,34	R19
	Der.	160	29	70,98	76,05	52,05	55,34	R19
	G-F							
	Izq.	160	29	70,98	70,98	52,05	52,05	R49
	Der.	160	29	70,98	65,91	52,05	48,70	R49
EJE 21 Y 26	M-L							
	Izq.	160	29	70,98	60,84	52,05	45,30	R43
	Der.	160	29	70,98	60,84	52,05	45,30	R43
	L-K							
	Izq.	160	29	70,98	81,12	52,05	58,57	R19
	Der.	160	29	65,91	81,12	48,70	58,57	R54
	K-I							
	Izq.	160	29	65,91	81,12	48,70	58,57	R54
	Der.	160	29	65,91	81,12	48,70	58,57	R54
	I-G							
	Izq.	160	29	65,91	81,12	48,70	58,57	R54
	Der.	160	29	70,98	76,05	52,05	55,34	R19
	G-F							
	Izq.	160	29	70,98	70,98	52,05	52,05	R49
	Der.	160	29	70,98	60,84	52,05	45,30	R43

CARACTERISTICAS DE VIGAS DEL 7mo NIVEL

Piso 7		f'c: 260kg/cm2			fy: 2800 kg/cm2			
Eje	Tramo	b (cm)	d (cm)	As - (cm2)	As + (cm2)	M - (t- m)	M + (t-m)	Rótula
EJE F y M	17-18							
	Izq.	30	79	44,44	15,21	93,30	32,28	R38
	Der.	30	79	49,51	15,21	103,30	32,28	R53
	18-19							
	Izq.	30	79	49,51	15,21	103,30	32,28	R53
	Der.	30	79	44,44	15,21	93,30	32,28	R38
	19-20							
	Izq.	30	79	44,44	15,21	93,30	32,28	R38
	Der.	30	79	44,44	15,21	93,30	32,28	R38
	20-21							
	Izq.	30	79	44,44	15,21	93,30	32,28	R38
	Der.	30	79	44,44	15,21	93,30	32,28	R38
	21-22							
	Izq.	30	79	44,44	15,21	93,30	32,28	R38
	Der.	30	79	44,44	15,21	93,30	32,28	R38
	22-23							
	Izq.	30	79	44,44	15,21	93,30	32,28	R38
	Der.	30	79	44,44	15,21	93,30	32,28	R38
	23-24							
	Izq.	30	79	44,44	15,21	93,30	32,28	R38
	Der.	30	79	44,44	15,21	93,30	32,28	R38
	24-25							
	Izq.	30	79	44,44	15,21	93,30	32,28	R38
	Der.	30	79	44,44	15,21	93,30	32,28	R38
25-26								
Izq.	30	79	44,44	15,21	93,30	32,28	R38	
Der.	30	79	44,44	15,21	93,30	32,28	R38	
26-27								
Izq.	30	79	44,44	15,21	93,30	32,28	R38	
Der.	30	79	44,44	15,21	93,30	32,28	R38	
27-28								
Izq.	30	79	44,44	15,21	93,30	32,28	R38	
Der.	30	79	44,44	15,21	93,30	32,28	R38	
28-29								
Izq.	30	79	44,44	15,21	93,30	32,28	R38	
Der.	30	79	49,51	15,21	103,30	32,28	R53	
29-30								
Izq.	30	79	49,51	15,21	103,30	32,28	R53	
Der.	30	79	44,44	15,21	93,30	32,28	R38	
EJE G y L	17-18							
	Izq.	100	44	70,98	30,80	78,51	36,26	R40
	Der.	100	44	70,98	30,80	78,51	36,26	R40
	18-19							
	Izq.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	19-20							
	Izq.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40	
20-21								

	lzc.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	21-22							
	lzc.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	22-23							
	lzc.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	23-24							
	lzc.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	24-25							
	lzc.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	25-26							
	lzc.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	26-27							
	lzc.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	27-28							
	lzc.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	28-29							
	lzc.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	29-30							
	lzc.	100	44	70,98	30,80	78,51	36,26	R40
	Der.	100	44	70,98	30,80	78,51	36,26	R40
EJE I Y K	17-18							
	lzc.	100	44	60,84	37,30	68,39	43,49	R51
	Der.	100	44	81,75	37,30	88,86	43,49	R52
	18-19							
	lzc.	30	94	44,67	15,52	113,64	39,42	R55
	Der.	30	94	44,67	15,52	113,64	39,42	R55
	19-20							
	lzc.	100	44	76,05	34,92	83,43	40,86	R52
	Der.	100	44	76,05	34,92	83,43	40,86	R52
	20-21							
	lzc.	100	44	76,05	34,92	83,43	40,86	R52
	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	21-22							
	lzc.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	22-23							
	lzc.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	23-24							
	lzc.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40	
24-25								
lzc.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40	
Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40	

	25-26							
	Izq.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	26-27							
	Izq.	100	44	70,98	34,92	78,51	40,86	R40
	Der.	100	44	76,05	34,92	83,43	40,86	R52
	27-28							
	Izq.	100	44	76,05	34,92	83,43	40,86	R52
	Der.	100	44	76,05	34,92	83,43	40,86	R52
	28-29							
	Izq.	30	94	44,67	15,52	113,64	39,42	R55
	Der.	30	94	44,67	15,52	113,64	39,42	R55
29-30								
Izq.	100	44	81,75	37,30	88,86	43,49	R52	
Der.	100	44	60,84	37,30	68,39	43,49	R51	
EJE 17 y 30	M-L							
	Izq.	105	29	50,70	45,63	36,83	33,53	R41
	Der.	105	29	55,77	50,70	40,03	36,83	R33
	L-K							
	Izq.	105	29	55,77	55,77	40,03	40,03	R33
	Der.	105	29	76,05	55,77	51,98	40,03	R56
	K-I							
	Izq.	105	29	76,05	65,91	51,98	46,18	R43
	Der.	105	29	76,05	65,91	51,98	46,18	R43
	I-G							
	Izq.	105	29	76,05	65,91	51,98	46,18	R43
	Der.	105	29	55,77	55,77	40,03	40,03	R33
G-F								
Izq.	105	29	55,77	50,70	40,03	36,83	R33	
Der.	105	29	55,77	45,63	40,03	33,53	R34	
EJE 18 y 29	M-L							
	Izq.	105	29	86,19	65,91	57,44	46,18	R57
	Der.	105	29	76,05	81,12	51,98	54,75	R19
	L-K							
	Izq.	160	29	76,05	76,05	55,34	55,34	R19
	Der.	160	29	76,05	76,05	55,34	55,34	R19
	K-I							
	Izq.	144	29	76,05	76,05	54,63	54,63	R19
	Der.	144	29	76,05	76,05	54,63	54,63	R19
	I-G							
	Izq.	160	29	76,05	76,05	55,34	55,34	R19
	Der.	160	29	76,05	76,05	55,34	55,34	R19
G-F								
Izq.	160	29	76,05	76,05	55,34	55,34	R19	
Der.	160	29	76,05	60,84	55,34	45,30	R57	
EJE 19 y 28	M-L							
	Izq.	160	29	86,19	65,91	61,75	48,70	R58
	Der.	160	29	76,05	81,12	55,34	58,57	R19
	L-K							
	Izq.	160	29	76,05	76,05	55,34	55,34	R19
	Der.	160	29	76,05	76,05	55,34	55,34	R19
	K-I							
Izq.	144	29	76,05	76,05	54,63	54,63	R19	

	Der.	144	29	76,05	76,05	54,63	54,63	R19
	I-G							
	Izq.	160	29	76,05	76,05	55,34	55,34	R19
	Der.	160	29	76,05	76,05	55,34	55,34	R19
	G-F							
	Izq.	160	29	76,05	76,05	55,34	55,34	R19
EJE 20, 22, 23, 24, 25 y 27	Der.	160	29	76,05	60,84	55,34	45,30	R57
	M-L							
	Izq.	160	29	65,91	60,84	48,70	45,30	R43
	Der.	160	29	76,05	60,84	55,34	45,30	R57
	L-K							
	Izq.	160	29	76,05	70,98	55,34	52,05	R49
	Der.	160	29	76,05	76,05	55,34	55,34	R19
	K-I							
	Izq.	160	29	76,05	76,05	55,34	55,34	R19
	Der.	160	29	76,05	76,05	55,34	55,34	R19
	I-G							
	Izq.	160	29	76,05	76,05	55,34	55,34	R19
	Der.	160	29	76,05	76,05	55,34	55,34	R19
	G-F							
	EJE 21 Y 26	Izq.	160	29	76,05	76,05	55,34	55,34
Der.		160	29	76,05	60,84	55,34	45,30	R57
M-L								
Izq.		160	29	65,91	60,84	48,70	45,30	R43
Der.		160	29	76,05	70,98	55,34	52,05	R49
L-K								
Izq.		160	29	76,05	76,05	55,34	55,34	R19
Der.		160	29	81,12	65,91	58,57	48,70	R57
K-I								
Izq.		160	29	81,12	60,84	58,57	45,30	R57
Der.		160	29	81,12	60,84	58,57	45,30	R57
I-G								
Izq.		160	29	81,12	65,91	58,57	48,70	R57
Der.		160	29	76,05	76,05	55,34	55,34	R19
G-F								
	Izq.	160	29	76,05	70,98	55,34	52,05	R49
	Der.	160	29	76,05	60,84	55,34	45,30	R57

CARACTERISTICAS DE VIGAS DEL 7mo y 8vo NIVEL

Piso 7 Y 8		f'c: 210kg/cm2				fy: 2800 kg/cm2		
Eje	Tramo	b (cm)	d (cm)	As - (cm2)	As + (cm2)	M - (t-m)	M + (t-m)	Rótula
EJE F y M	17-18							
	lzc.	30	79	44,04	15,21	91,33	31,95	R38
	Der.	30	79	45,23	15,21	93,63	31,95	R38
	18-19							
	lzc.	30	79	45,23	15,21	93,63	31,95	R38
	Der.	30	79	44,04	15,21	91,33	31,95	R38
	19-20							
	lzc.	30	79	44,04	15,21	91,33	31,95	R38
	Der.	30	79	44,04	15,21	91,33	31,95	R38
	20-21							
	lzc.	30	79	44,04	15,21	91,33	31,95	R38
	Der.	30	79	44,04	15,21	91,33	31,95	R38
	21-22							
	lzc.	30	79	44,04	15,21	91,33	31,95	R38
	Der.	30	79	44,04	15,21	91,33	31,95	R38
	22-23							
	lzc.	30	79	44,04	15,21	91,33	31,95	R38
	Der.	30	79	44,04	15,21	91,33	31,95	R38
	23-24							
	lzc.	30	79	44,04	15,21	91,33	31,95	R38
	Der.	30	79	44,04	15,21	91,33	31,95	R38
	24-25							
	lzc.	30	79	44,04	15,21	91,33	31,95	R38
	Der.	30	79	44,04	15,21	91,33	31,95	R38
	25-26							
	lzc.	30	79	44,04	15,21	91,33	31,95	R38
	Der.	30	79	44,04	15,21	91,33	31,95	R38
	26-27							
	lzc.	30	79	44,04	15,21	91,33	31,95	R38
	Der.	30	79	44,04	15,21	91,33	31,95	R38
27-28								
lzc.	30	79	44,04	15,21	91,33	31,95	R38	
Der.	30	79	44,04	15,21	91,33	31,95	R38	
28-29								
lzc.	30	79	44,04	15,21	91,33	31,95	R38	
Der.	30	79	45,23	15,21	93,63	31,95	R38	
29-30								
lzc.	30	79	45,23	15,21	93,63	31,95	R38	
Der.	30	79	44,04	15,21	91,33	31,95	R38	
EJE G y L	17-18							
	lzc.	100	44	55,77	29,77	61,88	34,73	R1
	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	18-19							
	lzc.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	19-20							
lzc.	100	44	55,77	29,77	61,88	34,73	R1	
Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40	
20-21								

	Izq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	21-22							
	Izq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	22-23							
	Izq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	23-24							
	Izq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	24-25							
	Izq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	25-26							
	Izq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	26-27							
	Izq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	27-28							
	Izq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	28-29							
	Izq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	29-30							
	Izq.	100	44	70,98	29,77	76,38	34,73	R40
	Der.	100	44	55,77	29,77	61,88	34,73	R1
EJE I y K	17-18							
	Izq.	100	44	60,84	37,3	66,83	42,90	R51
	Der.	100	44	76,68	37,3	81,56	42,90	R52
	18-19							
	Izq.	30	94	39,6	14,49	100,40	36,60	R53
	Der.	30	94	39,6	14,49	100,40	36,60	R53
	19-20							
	Izq.	100	44	76,68	34,92	81,56	40,34	R52
	Der.	100	44	76,68	34,92	81,56	40,34	R52
	20-21							
	Izq.	100	44	76,68	34,92	81,56	40,34	R52
	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	21-22							
	Izq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	22-23							
	Izq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	23-24							
	Izq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40	
24-25								
Izq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40	
Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40	

	25-26							
	Izq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	26-27							
	Izq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	Der.	100	44	76,68	34,92	81,56	40,34	R52
	27-28							
	Izq.	100	44	76,68	34,92	81,56	40,34	R52
	Der.	100	44	76,68	34,92	81,56	40,34	R52
	28-29							
	Izq.	30	94	39,6	14,49	100,40	36,60	R53
	Der.	30	94	39,6	14,49	100,40	36,60	R53
29-30								
Izq.	100	44	76,68	37,3	81,56	42,90	R52	
Der.	100	44	60,84	37,3	66,83	42,90	R51	
EJE 17 y 30	M-L							
	Izq.	105	29	50,7	45,63	35,79	32,70	R41
	Der.	105	29	55,77	50,7	38,78	35,79	R33
	L-K							
	Izq.	105	29	55,77	55,77	38,78	38,78	R33
	Der.	105	29	65,91	76,05	44,43	49,66	R50
	K-I							
	Izq.	105	29	65,91	76,05	44,43	49,66	R50
	Der.	105	29	65,91	76,05	44,43	49,66	R50
	I-G							
	Izq.	105	29	65,91	76,05	44,43	49,66	R50
	Der.	105	29	55,77	55,77	38,78	38,78	R33
G-F								
Izq.	105	29	55,77	50,7	38,78	35,79	R33	
Der.	105	29	55,77	45,63	38,78	32,70	R34	
EJE 18,19,28 y 29	M-L							
	Izq.	160	29	70,98	60,84	50,72	44,32	R43
	Der.	160	29	70,98	81,12	50,72	56,84	R19
	L-K							
	Izq.	160	29	70,98	81,12	50,72	56,84	R19
	Der.	160	29	76,05	76,05	53,81	53,81	R19
	K-I							
	Izq.	144	29	76,05	76,05	52,93	52,93	R19
	Der.	144	29	76,05	76,05	52,93	52,93	R19
	I-G							
	Izq.	160	29	76,05	76,05	53,81	53,81	R19
	Der.	160	29	70,98	76,05	50,72	53,81	R19
G-F								
Izq.	160	29	70,98	70,98	50,72	50,72	R49	
Der.	160	29	70,98	65,91	50,72	47,56	R49	
EJE 20,22,23,24,25 y 27	M-L							
	Izq.	160	29	70,98	60,84	50,72	44,32	R43
	Der.	160	29	70,98	81,12	50,72	56,84	R19
	L-K							
	Izq.	160	29	70,98	81,12	50,72	56,84	R19
	Der.	160	29	76,05	76,05	53,81	53,81	R19
	K-I							
Izq.	160	29	76,05	76,05	53,81	53,81	R19	

	Der.	160	29	76,05	76,05	53,81	53,81	R19
	I-G							
	Izq.	160	29	76,05	76,05	53,81	53,81	R19
	Der.	160	29	70,98	76,05	50,72	53,81	R19
	G-F							
	Izq.	160	29	70,98	70,98	50,72	50,72	R49
	Der.	160	29	70,98	65,91	50,72	47,56	R49
EJE 21 Y 26	M-L							
	Izq.	160	29	70,98	60,84	50,72	44,32	R43
	Der.	160	29	70,98	60,84	50,72	44,32	R43
	L-K							
	Izq.	160	29	70,98	81,12	50,72	56,84	R19
	Der.	160	29	65,91	81,12	47,56	56,84	R54
	K-I							
	Izq.	160	29	65,91	81,12	47,56	56,84	R54
	Der.	160	29	65,91	81,12	47,56	56,84	R54
	I-G							
	Izq.	160	29	65,91	81,12	47,56	56,84	R54
	Der.	160	29	70,98	76,05	50,72	53,81	R19
	G-F							
	Izq.	160	29	70,98	70,98	50,72	50,72	R49
Der.	160	29	70,98	60,84	50,72	44,32	R43	

CARACTERISTICAS DE VIGAS DEL 9no NIVEL

Piso 9		f'c: 210 kg/cm ²				fy: 2800 kg/cm ²		
Eje	Tramo	b (cm)	d (cm)	As - (cm ²)	As + (cm ²)	M - (t- m)	M + (t-m)	Rótula
EJE F y M	17-18							
	Izq.	30	79	44,44	15,21	92,11	31,95	R38
	Der.	30	79	49,51	15,21	101,83	31,95	R53
	18-19							
	Izq.	30	79	49,51	15,21	101,83	31,95	R53
	Der.	30	79	44,44	15,21	92,11	31,95	R38
	19-20							
	Izq.	30	79	44,44	15,21	92,11	31,95	R38
	Der.	30	79	44,44	15,21	92,11	31,95	R38
	20-21							
	Izq.	30	79	44,44	15,21	92,11	31,95	R38
	Der.	30	79	44,44	15,21	92,11	31,95	R38
	21-22							
	Izq.	30	79	44,44	15,21	92,11	31,95	R38
	Der.	30	79	44,44	15,21	92,11	31,95	R38
	22-23							
	Izq.	30	79	44,44	15,21	92,11	31,95	R38
	Der.	30	79	44,44	15,21	92,11	31,95	R38
	23-24							
	Izq.	30	79	44,44	15,21	92,11	31,95	R38
	Der.	30	79	44,44	15,21	92,11	31,95	R38
	24-25							
	Izq.	30	79	44,44	15,21	92,11	31,95	R38
	Der.	30	79	44,44	15,21	92,11	31,95	R38
	25-26							
	Izq.	30	79	44,44	15,21	92,11	31,95	R38
	Der.	30	79	44,44	15,21	92,11	31,95	R38
	26-27							
	Izq.	30	79	44,44	15,21	92,11	31,95	R38
	Der.	30	79	44,44	15,21	92,11	31,95	R38
27-28								
Izq.	30	79	44,44	15,21	92,11	31,95	R38	
Der.	30	79	44,44	15,21	92,11	31,95	R38	
28-29								
Izq.	30	79	44,44	15,21	92,11	31,95	R38	
Der.	30	79	49,51	15,21	101,83	31,95	R53	
29-30								
Izq.	30	79	49,51	15,21	101,83	31,95	R53	
Der.	30	79	44,44	15,21	92,11	31,95	R38	
EJE G y L	17-18							
	Izq.	100	44	70,98	30,8	76,38	35,86	R40
	Der.	100	44	70,98	30,8	76,38	35,86	R40
	18-19							
	Izq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	19-20							
	Izq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40	

	20-21							
	lzq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	21-22							
	lzq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	22-23							
	lzq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	23-24							
	lzq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	24-25							
	lzq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	25-26							
	lzq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	26-27							
	lzq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	27-28							
	lzq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	28-29							
	lzq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	29-30							
	lzq.	100	44	70,98	30,8	76,38	35,86	R40
	Der.	100	44	70,98	30,8	76,38	35,86	R40
EJE I y K	17-18							
	lzq.	100	44	60,84	37,3	66,83	42,90	R51
	Der.	100	44	81,75	37,3	86,04	42,90	R52
	18-19							
	lzq.	30	94	44,67	15,52	112,70	39,09	R55
	Der.	30	94	44,67	15,52	112,70	39,09	R55
	19-20							
	lzq.	100	44	76,05	34,92	80,99	40,34	R52
	Der.	100	44	76,05	34,92	80,99	40,34	R52
	20-21							
	lzq.	100	44	76,05	34,92	80,99	40,34	R52
	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	21-22							
	lzq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	22-23							
	lzq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	23-24							
	lzq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40	
24-25								
lzq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40	

	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	25-26							
	Izq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	Der.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	26-27							
	Izq.	100	44	70,98	34,92	76,38	40,34	R40
	Der.	100	44	76,05	34,92	80,99	40,34	R52
	27-28							
	Izq.	100	44	76,05	34,92	80,99	40,34	R52
	Der.	100	44	76,05	34,92	80,99	40,34	R52
	28-29							
	Izq.	30	94	44,67	15,52	112,70	39,09	R55
	Der.	30	94	44,67	15,52	112,70	39,09	R55
	29-30							
	Izq.	100	44	81,75	37,3	86,04	42,90	R52
	Der.	100	44	60,84	37,3	66,83	42,90	R51
EJE 17 y 30	M-L							
	Izq.	105	29	50,7	45,63	35,79	32,70	R41
	Der.	105	29	55,77	50,7	38,78	35,79	R33
	L-K							
	Izq.	105	29	55,77	55,77	38,78	38,78	R33
	Der.	105	29	76,05	55,77	49,66	38,78	R56
	K-I							
	Izq.	105	29	76,05	65,91	49,66	44,43	R43
	Der.	105	29	76,05	65,91	49,66	44,43	R43
	I-G							
	Izq.	105	29	76,05	65,91	49,66	44,43	R43
	Der.	105	29	55,77	55,77	38,78	38,78	R33
	G-F							
	Izq.	105	29	55,77	50,7	38,78	35,79	R33
Der.	105	29	55,77	45,63	38,78	32,70	R34	
EJE 18 y 29	M-L							
	Izq.	105	29	86,19	65,91	54,45	44,43	R57
	Der.	105	29	76,05	81,12	49,66	52,11	R19
	L-K							
	Izq.	160	29	76,05	76,05	53,81	53,81	R19
	Der.	160	29	76,05	76,05	53,81	53,81	R19
	K-I							
	Izq.	144	29	76,05	76,05	52,93	52,93	R19
	Der.	144	29	76,05	76,05	52,93	52,93	R19
	I-G							
	Izq.	160	29	76,05	76,05	53,81	53,81	R19
	Der.	160	29	76,05	76,05	53,81	53,81	R19
	G-F							
	Izq.	160	29	76,05	76,05	53,81	53,81	R19
Der.	160	29	76,05	60,84	53,81	44,32	R57	
EJE 19 y 28	M-L							
	Izq.	160	29	86,19	65,91	59,79	47,56	R58
	Der.	160	29	76,05	81,12	53,81	56,84	R19
	L-K							
	Izq.	160	29	76,05	76,05	53,81	53,81	R19
	Der.	160	29	76,05	76,05	53,81	53,81	R19
K-I								

	Izq.	144	29	76,05	76,05	52,93	52,93	R19
	Der.	144	29	76,05	76,05	52,93	52,93	R19
	I-G							
	Izq.	160	29	76,05	76,05	53,81	53,81	R19
	Der.	160	29	76,05	76,05	53,81	53,81	R19
	G-F							
	Izq.	160	29	76,05	76,05	53,81	53,81	R19
	Der.	160	29	76,05	60,84	53,81	44,32	R57
EJE 20,22,23,24,25 y 27	M-L							
	Izq.	160	29	65,91	60,84	47,56	44,32	R43
	Der.	160	29	76,05	60,84	53,81	44,32	R57
	L-K							
	Izq.	160	29	76,05	70,98	53,81	50,72	R49
	Der.	160	29	76,05	76,05	53,81	53,81	R19
	K-I							
	Izq.	160	29	76,05	76,05	53,81	53,81	R19
	Der.	160	29	76,05	76,05	53,81	53,81	R19
	I-G							
	Izq.	160	29	76,05	76,05	53,81	53,81	R19
	Der.	160	29	76,05	76,05	53,81	53,81	R19
	G-F							
	Izq.	160	29	76,05	76,05	53,81	53,81	R19
Der.	160	29	76,05	60,84	53,81	44,32	R57	
EJE 21 Y 26	M-L							
	Izq.	160	29	65,91	60,84	47,56	44,32	R43
	Der.	160	29	76,05	70,98	53,81	50,72	R49
	L-K							
	Izq.	160	29	76,05	76,05	53,81	53,81	R19
	Der.	160	29	81,12	65,91	56,84	47,56	R57
	K-I							
	Izq.	160	29	81,12	60,84	56,84	44,32	R57
	Der.	160	29	81,12	60,84	56,84	44,32	R57
	I-G							
	Izq.	160	29	81,12	65,91	56,84	47,56	R57
	Der.	160	29	76,05	76,05	53,81	53,81	R19
	G-F							
	Izq.	160	29	76,05	70,98	53,81	50,72	R49
Der.	160	29	76,05	60,84	53,81	44,32	R57	

CARACTERÍSTICAS DE VIGAS DEL 11avo y 13avo NIVEL

Piso 11 Y
13

f'c: 210
kg/cm²

fy: 2800
kg/cm²

Eje	Tramo	b (cm)	d (cm)	As - (cm ²)	As + (cm ²)	M - (t-m)	M + (t-m)	Rótula
EJE F y M	17-18							
	Izq.	30	79	36,12	12,82	75,80	27,15	R59
	Der.	30	79	38,8	12,82	81,10	27,15	R23
	18-19							
	Izq.	30	79	48,94	12,82	100,74	27,15	R60
	Der.	30	79	36,12	12,82	75,80	27,15	R59
	19-20							
	Izq.	30	79	36,12	12,82	75,80	27,15	R59
	Der.	30	79	36,12	12,82	75,80	27,15	R59
	20-21							
	Izq.	30	79	36,12	12,82	75,80	27,15	R59
	Der.	30	79	36,12	12,82	75,80	27,15	R59
	21-22							
	Izq.	30	79	36,12	12,82	75,80	27,15	R59
	Der.	30	79	36,12	12,82	75,80	27,15	R59
	22-23							
	Izq.	30	79	36,12	12,82	75,80	27,15	R59
	Der.	30	79	36,12	12,82	75,80	27,15	R59
	23-24							
	Izq.	30	79	36,12	12,82	75,80	27,15	R59
	Der.	30	79	36,12	12,82	75,80	27,15	R59
	24-25							
	Izq.	30	79	36,12	12,82	75,80	27,15	R59
	Der.	30	79	36,12	12,82	75,80	27,15	R59
	25-26							
	Izq.	30	79	36,12	12,82	75,80	27,15	R59
	Der.	30	79	36,12	12,82	75,80	27,15	R59
	26-27							
	Izq.	30	79	36,12	12,82	75,80	27,15	R59
	Der.	30	79	36,12	12,82	75,80	27,15	R59
27-28								
Izq.	30	79	36,12	12,82	75,80	27,15	R59	
Der.	30	79	36,12	12,82	75,80	27,15	R59	
28-29								
Izq.	30	79	36,12	12,82	75,80	27,15	R59	
Der.	30	79	48,94	12,82	100,74	27,15	R60	
29-30								
Izq.	30	79	38,8	12,82	81,10	27,15	R23	
Der.	30	79	36,12	12,82	75,80	27,15	R59	
EJE G y L	17-18							
	Izq.	100	44	38,46	31,04	44,13	36,13	R33
	Der.	100	44	61,85	31,04	67,80	36,13	R61
	18-19							
	Izq.	100	44	61,85	31,04	67,80	36,13	R61
	Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	19-20							
Izq.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61	
Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61	

	20-21							
	lza.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	21-22							
	lza.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	22-23							
	lza.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	23-24							
	lza.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	24-25							
	lza.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	25-26							
	lza.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	26-27							
	lza.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	27-28							
	lza.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	28-29							
	lza.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	Der.	100	44	61,85	31,04	67,80	36,13	R61
	29-30							
	lza.	100	44	61,85	31,04	67,80	36,13	R61
	Der.	100	44	38,46	31,04	44,13	36,13	R33
EJE I y K	17-18							
	lza.	100	44	51,28	31,04	57,40	36,13	R56
	Der.	100	44	55,81	31,04	61,92	36,13	R39
	18-19							
	lza.	30	94	35,16	11,64	89,52	29,64	R47
	Der.	30	94	35,16	11,64	89,52	29,64	R47
	19-20							
	lza.	100	44	55,81	31,04	61,92	36,13	R39
	Der.	100	44	61,85	31,04	67,80	36,13	R61
	20-21							
	lza.	100	44	61,85	31,04	67,80	36,13	R61
	Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	21-22							
	lza.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	22-23							
	lza.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	23-24							
	lza.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61	
24-25								
lza.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61	

	Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	25-26							
	Izq.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	26-27							
	Izq.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	Der.	100	44	61,85	31,04	67,80	36,13	R61
	27-28							
	Izq.	100	44	61,85	31,04	67,80	36,13	R61
	Der.	100	44	55,81	31,04	61,92	36,13	R39
	28-29							
	Izq.	30	94	35,16	11,64	89,52	29,64	R47
	Der.	30	94	35,16	11,64	89,52	29,64	R47
	29-30							
	Izq.	100	44	55,81	31,04	61,92	36,13	R39
	Der.	100	44	51,28	31,04	57,40	36,13	R56
EJE 17 y 30	M-L							
	Izq.	105	29	30,42	38,46	22,77	28,14	R62
	Der.	105	29	41,48	35,78	30,08	26,38	R48
	L-K							
	Izq.	105	29	41,48	38,46	30,08	28,14	R48
	Der.	105	29	51,28	51,28	36,14	36,14	R41
	K-I							
	Izq.	105	29	51,28	51,28	36,14	36,14	R41
	Der.	105	29	51,28	51,28	36,14	36,14	R41
	I-G							
	Izq.	105	29	51,28	51,28	36,14	36,14	R41
	Der.	105	29	38,46	38,46	28,14	28,14	R62
	G-F							
	Izq.	105	29	38,46	38,46	28,14	28,14	R62
Der.	105	29	57,32	28,34	39,67	21,33	R22	
EJE 18 y 29	M-L							
	Izq.	105	29	76,64	76,64	49,95	49,95	R63
	Der.	105	29	57,32	76,78	39,67	50,02	R64
	L-K							
	Izq.	160	29	57,32	51,28	42,03	38,03	R33
	Der.	160	29	51,28	51,28	38,03	38,03	R65
	K-I							
	Izq.	144	29	51,28	54,3	37,63	39,59	R65
	Der.	144	29	51,28	54,3	37,63	39,59	R65
	I-G							
	Izq.	160	29	51,28	51,28	38,03	38,03	R65
	Der.	160	29	51,28	51,28	38,03	38,03	R65
	G-F							
	Izq.	160	29	51,28	51,28	38,03	38,03	R65
Der.	160	29	57,32	43,24	42,03	32,54	R66	
1,20,22,23,24,29,30,31,32 y 28	M-L							
	Izq.	160	29	51,28	40,56	38,03	30,68	R66
	Der.	160	29	57,32	48,6	42,03	36,22	R33
	L-K							
	Izq.	160	29	57,32	51,28	42,03	38,03	R33
	Der.	160	29	51,28	51,28	38,03	38,03	R65
K-I								

EJE 21 y 26	Izq.	144	29	51,28	54,3	37,63	39,59	R65
	Der.	144	29	51,28	54,3	37,63	39,59	R65
	I-G							
	Izq.	160	29	51,28	51,28	38,03	38,03	R65
	Der.	160	29	51,28	51,28	38,03	38,03	R65
	G-F							
	Izq.	160	29	51,28	51,28	38,03	38,03	R65
	Der.	160	29	57,32	36,1	42,03	27,52	R66
	M-L							
	Izq.	160	29	38,46	40,56	29,20	30,68	R48
	Der.	160	29	57,32	48,6	42,03	36,22	R33
	L-K							
	Izq.	160	29	57,32	51,28	42,03	38,03	R33
	Der.	160	29	51,28	64,1	38,03	46,41	R67
K-I								
Izq.	144	29	51,28	64,1	37,63	45,78	R67	
Der.	144	29	51,28	64,1	37,63	45,78	R67	
I-G								
Izq.	160	29	51,28	51,28	38,03	38,03	R65	
Der.	160	29	51,28	51,28	38,03	38,03	R65	
G-F								
Izq.	160	29	51,28	51,28	38,03	38,03	R65	
Der.	160	29	57,32	36,1	42,03	27,52	R66	

CARACTERISTICAS DE VIGAS DEL 12avo NIVEL

Piso 12 $f'c: 210$ kg/cm² $f_y: 2800$ kg/cm²

Eje	Tramo	b (cm)	d (cm)	As - (cm ²)	As + (cm ²)	M - (t-m)	M + (t-m)	Rótula
EJE F y M	17-18							
	Izq.	30	76,24	36,12	12,82	73,01	27,15	R59
	Der.	30	76,24	38,8	12,82	78,10	27,15	R59
	18-19							
	Izq.	30	76,24	38,8	12,82	78,10	27,15	R59
	Der.	30	76,24	36,12	12,82	73,01	27,15	R59
	19-20							
	Izq.	30	76,24	36,12	12,82	73,01	27,15	R59
	Der.	30	76,24	36,12	12,82	73,01	27,15	R59
	20-21							
	Izq.	30	76,24	36,12	12,82	73,01	27,15	R59
	Der.	30	76,24	36,12	12,82	73,01	27,15	R59
	21-22							
	Izq.	30	76,24	36,12	12,82	73,01	27,15	R59
	Der.	30	76,24	36,12	12,82	73,01	27,15	R59
	22-23							
	Izq.	30	76,24	36,12	12,82	73,01	27,15	R59
	Der.	30	76,24	36,12	12,82	73,01	27,15	R59
	23-24							
	Izq.	30	76,24	36,12	12,82	73,01	27,15	R59
	Der.	30	76,24	36,12	12,82	73,01	27,15	R59
	24-25							
	Izq.	30	76,24	36,12	12,82	73,01	27,15	R59
	Der.	30	76,24	36,12	12,82	73,01	27,15	R59
	25-26							
	Izq.	30	76,24	36,12	12,82	73,01	27,15	R59
	Der.	30	76,24	36,12	12,82	73,01	27,15	R59
	26-27							
	Izq.	30	76,24	36,12	12,82	73,01	27,15	R59
	Der.	30	76,24	36,12	12,82	73,01	27,15	R59
27-28								
Izq.	30	76,24	36,12	12,82	73,01	27,15	R59	
Der.	30	76,24	36,12	12,82	73,01	27,15	R59	
28-29								
Izq.	30	76,24	36,12	12,82	73,01	27,15	R59	
Der.	30	76,24	38,8	12,82	78,10	27,15	R59	
29-30								
Izq.	30	76,24	38,8	12,82	78,10	27,15	R59	
Der.	30	76,24	36,12	12,82	73,01	27,15	R59	
EJE G y L	17-18							
	Izq.	100	44	51,28	31,04	57,40	36,13	R56
	Der.	100	44	61,85	31,04	67,80	36,13	R61
	18-19							
	Izq.	100	44	61,85	31,04	67,80	36,13	R61
	Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	19-20							
	Izq.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61	

EJE I y K	20-21							
	lzc.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	21-22							
	lzc.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	22-23							
	lzc.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	23-24							
	lzc.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	24-25							
	lzc.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	25-26							
	lzc.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	26-27							
	lzc.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	27-28							
	lzc.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	28-29							
	lzc.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	Der.	100	44	61,85	31,04	67,80	36,13	R61
	29-30							
	lzc.	100	44	61,85	31,04	67,80	36,13	R61
	Der.	100	44	51,28	31,04	57,40	36,13	R56
17-18								
lzc.	100	44	38,46	30,42	44,13	35,45	R33	
Der.	100	44	41,48	35,78	47,32	41,27	R44	
18-19								
lzc.	30	94	32,31	11,64	82,49	29,64	R23	
Der.	30	94	32,31	11,64	82,49	29,64	R23	
19-20								
lzc.	100	41,24	95,41	31,04	90,18	36,13	R79	
Der.	100	44	61,85	31,04	67,80	36,13	R61	
20-21								
lzc.	100	44	61,85	31,04	67,80	36,13	R61	
Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61	
21-22								
lzc.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61	
Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61	
22-23								
lzc.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61	
Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61	
23-24								
lzc.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61	
Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61	
24-25								
lzc.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61	

	Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	25-26							
	Izq.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	Der.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	26-27							
	Izq.	100	44	60,34	31,04	66,34	36,13	R61
	Der.	100	44	61,85	31,04	67,80	36,13	R61
	27-28							
	Izq.	100	44	61,85	31,04	67,80	36,13	R61
	Der.	100	44	95,41	31,04	97,55	36,13	R53
	28-29							
	Izq.	30	94	32,31	11,64	82,49	29,64	R23
	Der.	30	94	32,31	11,64	82,49	29,64	R23
	29-30							
Izq.	100	44	55,81	31,04	61,92	36,13	R39	
Der.	100	44	51,28	31,04	57,40	36,13	R56	
EJE 17 y 30	M-L							
	Izq.	105	29	38,46	30,42	28,14	22,77	R62
	Der.	105	29	41,48	35,78	30,08	26,38	R48
	L-K							
	Izq.	105	29	41,48	38,46	30,08	28,14	R48
	Der.	105	29	44,87	44,87	32,22	32,22	R41
	K-I							
	Izq.	105	29	44,87	47,89	32,22	34,09	R41
	Der.	105	29	44,87	47,89	32,22	34,09	R41
	I-G							
	Izq.	105	29	44,87	44,87	32,22	32,22	R41
	Der.	105	29	38,46	38,46	28,14	28,14	R62
	G-F							
	Izq.	105	29	38,46	38,46	28,14	28,14	R62
Der.	105	29	41,48	28,34	30,08	21,33	R68	
EJE 18,19,28 y 29	M-L							
	Izq.	160	29	51,28	40,56	38,03	30,68	R41
	Der.	160	29	57,32	48,6	42,03	36,22	R33
	L-K							
	Izq.	160	29	57,32	51,28	42,03	38,03	R33
	Der.	160	29	51,28	51,28	38,03	38,03	R65
	K-I							
	Izq.	144	29	51,28	54,3	37,63	39,59	R65
	Der.	144	29	51,28	54,3	37,63	39,59	R65
	I-G							
	Izq.	160	29	51,28	51,28	38,03	38,03	R65
	Der.	160	29	51,28	51,28	38,03	38,03	R65
	G-F							
	Izq.	160	29	51,28	51,28	38,03	38,03	R65
Der.	160	29	57,32	36,1	42,03	27,52	R66	
20,22,23,24,25 y 27	M-L							
	Izq.	160	29	51,28	40,56	38,03	30,68	R41
	Der.	160	29	57,32	48,6	42,03	36,22	R33
	L-K							
	Izq.	160	29	57,32	51,28	42,03	38,03	R33
	Der.	160	29	51,28	51,28	38,03	38,03	R65

	K-I							
	Izq.	160	29	51,28	54,3	38,03	40,04	R65
	Der.	160	29	51,28	54,3	38,03	40,04	R65
	I-G							
	Izq.	160	29	51,28	51,28	38,03	38,03	R65
	Der.	160	29	51,28	51,28	38,03	38,03	R65
	G-F							
	Izq.	160	29	51,28	51,28	38,03	38,03	R65
	Der.	160	29	57,32	36,1	42,03	27,52	R66
EJE 21 Y 26	M-L							
	Izq.	160	29	51,28	40,56	38,03	30,68	R41
	Der.	160	29	44,5	48,6	33,42	36,22	R41
	L-K							
	Izq.	160	29	44,5	51,28	33,42	38,03	R65
	Der.	160	29	51,28	51,28	38,03	38,03	R65
	K-I							
	Izq.	160	29	51,28	64,1	38,03	46,41	R67
	Der.	160	29	51,28	64,1	38,03	46,41	R67
	I-G							
	Izq.	160	29	51,28	51,28	38,03	38,03	R65
	Der.	160	29	51,28	51,28	38,03	38,03	R65
	G-F							
	Izq.	160	29	51,28	51,28	38,03	38,03	R65
Der.	160	29	57,32	36,1	42,03	27,52	R66	

CARACTERÍSTICAS DE VIGAS DEL 13-a avo NIVEL

Piso 13		f'c: 210 kg/cm ²			fy: 2800 kg/cm ²			
Eje	Tramo	b (cm)	d (cm)	As - (cm ²)	As + (cm ²)	M - (t- m)	M + (t-m)	Rótula
EJE F y M	17-18							
	lza.	45	29	11,88	11,4	8,96	8,62	R69
	Der.	45	29	11,88	11,4	8,96	8,62	R69
	18-19							
	lza.	45	29	9,9	8,55	7,56	6,59	R69
	Der.	45	29	9,9	8,55	7,56	6,59	R69
	19-20							
	lza.	45	29	2,54	2,54	2,03	2,03	R69
	Der.	45	29	2,54	2,54	2,03	2,03	R69
	20-21							
	lza.	45	29	7,92	8,55	6,12	6,59	R69
	Der.	45	29	7,92	8,55	6,12	6,59	R69
	21-22							
	lza.	45	29	7,92	8,55	6,12	6,59	R69
	Der.	45	29	7,92	8,55	6,12	6,59	R69
	22-23							
	lza.	45	29	7,92	8,55	6,12	6,59	R69
	Der.	45	29	7,92	8,55	6,12	6,59	R69
	23-24							
	lza.	45	29	7,92	8,55	6,12	6,59	R69
	Der.	45	29	7,92	8,55	6,12	6,59	R69
	24-25							
	lza.	45	29	7,92	8,55	6,12	6,59	R69
	Der.	45	29	7,92	8,55	6,12	6,59	R69
	25-26							
	lza.	45	29	7,92	8,55	6,12	6,59	R69
	Der.	45	29	7,92	8,55	6,12	6,59	R69
	26-27							
lza.	45	29	7,92	8,55	6,12	6,59	R69	
Der.	45	29	7,92	8,55	6,12	6,59	R69	
27-28								
lza.	45	29	7,92	8,55	6,12	6,59	R69	
Der.	45	29	7,92	8,55	6,12	6,59	R69	
28-29								
lza.	45	29	7,92	8,55	6,12	6,59	R69	
Der.	45	29	7,92	8,55	6,12	6,59	R69	
29-30								
lza.	45	29	7,92	8,55	6,12	6,59	R69	
Der.	45	29	7,92	8,55	6,12	6,59	R69	
EJE G	17-18							
	lza.	100	44	51,28	31,04	57,40	36,13	R56
	Der.	100	44	66,98	31,04	72,67	36,13	R61
	18-19							
	lza.	100	44	66,98	31,04	72,67	36,13	R61
	Der.	100	44	66,98	31,04	72,67	36,13	R61
	19-20							
	lza.	100	44	66,98	31,04	72,67	36,13	R61
Der.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39	

	20-21							
	Izq.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	Der.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	21-22							
	Izq.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	Der.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	22-23							
	Izq.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	Der.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	23-24							
	Izq.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	Der.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	24-25							
	Izq.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	Der.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	25-26							
	Izq.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	Der.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	26-27							
	Izq.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	Der.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	27-28							
	Izq.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	Der.	100	44	66,98	31,04	72,67	36,13	R61
	28-29							
	Izq.	100	44	66,98	31,04	72,67	36,13	R61
	Der.	100	44	66,98	31,04	72,67	36,13	R61
	29-30							
	Izq.	100	44	66,98	31,04	72,67	36,13	R61
	Der.	100	44	51,28	31,04	57,40	36,13	R56
L EJE	17-18							
	Izq.	100	44	51,28	31,04	57,40	36,13	R56
	Der.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	18-19							
	Izq.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	Der.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	19-20							
	Izq.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	Der.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	20-21							
	Izq.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	Der.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	21-22							
	Izq.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	Der.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	22-23							
	Izq.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	Der.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	23-24							
	Izq.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
Der.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39	
24-25								
Izq.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39	

	Der.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	25-26							
	Izq.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	Der.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	26-27							
	Izq.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	Der.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	27-28							
	Izq.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	Der.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	28-29							
	Izq.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	Der.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	29-30							
	Izq.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	Der.	100	44	51,28	31,04	57,40	36,13	R56
EJE I y K	17-18							
	Izq.	100	44	43,24	31,04	49,17	36,13	R70
	Der.	100	44	51,28	31,04	57,40	36,13	R56
	18-19							
	Izq.	30	94	27,78	11,64	71,23	29,64	R46
	Der.	30	94	27,78	11,64	71,23	29,64	R46
	19-20							
	Izq.	100	44	51,28	31,04	57,40	36,13	R56
	Der.	100	44	66,98	31,04	72,67	36,13	R61
	20-21							
	Izq.	100	44	66,98	31,04	72,67	36,13	R61
	Der.	100	44	66,98	31,04	72,67	36,13	R61
	21-22							
	Izq.	100	44	66,98	31,04	72,67	36,13	R61
	Der.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R68
	22-23							
	Izq.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	Der.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	23-24							
	Izq.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	Der.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	24-25							
	Izq.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	Der.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	25-26							
	Izq.	100	44	57,32	31,04	63,40	36,13	R39
	Der.	100	44	66,98	31,04	72,67	36,13	R61
	26-27							
	Izq.	100	44	66,98	31,04	72,67	36,13	R61
	Der.	100	44	66,98	31,04	72,67	36,13	R61
	27-28							
	Izq.	100	44	66,98	31,04	72,67	36,13	R61
	Der.	100	44	51,28	31,04	57,40	36,13	R56
28-29								
Izq.	30	94	27,78	11,64	71,23	29,64	R46	
Der.	30	94	27,78	11,64	71,23	29,64	R46	
29-30								

	Izq.	100	44	51,28	31,04	57,40	36,13	R56
	Der.	100	44	43,24	31,04	49,17	36,13	R70
EJE 17 y 30	M-L							
	Izq.	105	29	30,42	23,28	22,77	17,77	R71
	Der.	105	29	30,42	28,04	22,77	21,12	R21
	L-K							
	Izq.	105	29	30,42	30,42	22,77	22,77	R21
	Der.	105	29	36,83	35,49	27,07	26,18	R62
	K-I							
	Izq.	105	29	36,83	38,17	27,07	27,95	R62
	Der.	105	29	36,83	38,17	27,07	27,95	R62
	I-G							
	Izq.	105	29	36,83	38,17	27,07	27,95	R62
	Der.	105	29	30,42	23,28	22,77	17,77	R71
	G-F							
	Izq.	105	29	30,42	31,04	22,77	23,19	R21
Der.	105	29	38,46	21,22	28,14	16,29	R68	
EJE 18 y 29	M-L							
	Izq.	105	29	20,28	31,04	15,61	23,19	R18
	Der.	105	29	43,24	38,18	31,20	27,95	R48
	L-K							
	Izq.	160	29	43,24	40,56	32,54	30,68	R48
	Der.	160	29	43,24	40,56	32,54	30,68	R48
	K-I							
	Izq.	144	29	43,24	43,24	32,26	32,26	R41
	Der.	144	29	43,24	43,24	32,26	32,26	R41
	I-G							
	Izq.	160	29	43,24	38,18	32,54	29,00	R48
	Der.	160	29	40,56	33,42	30,68	25,60	R48
	G-F							
	Izq.	160	29	69,3	41,18	49,68	31,11	R70
Der.	160	29	67,2	26,92	48,37	20,86	R72	
EJE 19 y 28	M-L							
	Izq.	160	29	20,28	31,04	15,90	23,88	R18
	Der.	160	29	43,24	38,18	32,54	29,00	R48
	L-K							
	Izq.	160	29	43,24	40,56	32,54	30,68	R48
	Der.	160	29	43,24	40,56	32,54	30,68	R48
	K-I							
	Izq.	144	29	43,24	43,24	32,26	32,26	R41
	Der.	144	29	43,24	43,24	32,26	32,26	R41
	I-G							
	Izq.	160	29	43,24	38,18	32,54	29,00	R48
	Der.	160	29	40,56	33,42	30,68	25,60	R48
	G-F							
	Izq.	160	29	40,56	33,42	30,68	25,60	R48
Der.	160	29	38,46	19,16	29,20	15,05	R73	
EJE 20 y 27	M-L							
	Izq.	160	29	20,28	31,04	15,90	23,88	R18
	Der.	160	29	43,24	38,18	32,54	29,00	R48
	L-K							
	Izq.	160	29	43,24	40,56	32,54	30,68	R48

	Der.	160	29	45,92	40,56	34,39	30,68	R41	
	K-I								
	Izq.	160	29	56,86	49,58	41,73	36,88	R33	
	Der.	160	29	56,86	49,58	41,73	36,88	R33	
	I-G								
	Izq.	160	29	33,1	38,18	25,37	29,00	R74	
	Der.	160	29	40,56	33,42	30,68	25,60	R48	
	G-F								
	Izq.	160	29	40,56	33,42	30,68	25,60	R48	
	Der.	160	29	38,46	19,16	29,20	15,05	R73	
	EJE 21 Y 26	M-L							
		Izq.	160	29	20,28	31,04	15,90	23,88	R18
		Der.	160	29	43,24	38,18	32,54	29,00	R48
		L-K							
		Izq.	160	29	43,24	40,56	32,54	30,68	R48
		Der.	160	29	43,24	40,56	32,54	30,68	R48
K-I									
Izq.		160	29	43,24	43,24	32,54	32,54	R41	
Der.		160	29	43,24	43,24	32,54	32,54	R41	
I-G									
Izq.		160	29	43,24	38,18	32,54	29,00	R48	
Der.		160	29	40,56	33,42	30,68	25,60	R48	
G-F									
Izq.		160	29	40,56	33,42	30,68	25,60	R48	
Der.	160	29	38,46	19,16	29,20	15,05	R73		
EJE 22,23,24 y 25	M-L								
	Izq.	160	29	20,28	31,04	15,90	23,88	R18	
	Der.	160	29	43,24	38,18	32,54	29,00	R48	
	L-K								
	Izq.	160	29	43,24	40,56	32,54	30,68	R48	
	Der.	160	29	43,24	40,56	32,54	30,68	R48	
	K-I								
	Izq.	160	29	43,24	43,24	32,54	32,54	R41	
	Der.	160	29	43,24	43,24	32,54	32,54	R41	
	I-G								
	Izq.	160	29	43,24	38,18	32,54	29,00	R48	
	Der.	160	29	40,56	33,42	30,68	25,60	R48	
	G-F								
	Izq.	160	29	40,56	33,42	30,68	25,60	R48	
Der.	160	29	38,46	19,16	29,20	15,05	R73		

CARACTERISTICAS DE VIGAS DEL 14avo NIVEL

Piso 14		f'c: 210 kg/cm2			fy: 2800 kg/cm2			
Eje	Tramo	b (cm)	d (cm)	As - (cm2)	As + (cm2)	M - (t- m)	M + (t-m)	Rótula
EJE F y M	17-18							
	lzq.	30	225	7,76	7,76	48,45	48,45	R63
	Der.	30	225	15,52	7,76	96,01	48,45	R2
	18-19							
	lzq.	30	225	15,52	7,76	96,01	48,45	R2
	Der.	30	225	15,52	7,76	96,01	48,45	R2
	19-20							
	lzq.	30	225	15,52	7,76	96,01	48,45	R2
	Der.	30	225	15,52	7,76	96,01	48,45	R2
	20-21							
	lzq.	30	225	15,52	7,76	96,01	48,45	R2
	Der.	30	225	15,52	7,76	96,01	48,45	R2
	21-22							
	lzq.	30	225	15,52	7,76	96,01	48,45	R2
	Der.	30	225	15,52	7,76	96,01	48,45	R2
	22-23							
	lzq.	30	225	15,52	7,76	96,01	48,45	R2
	Der.	30	225	15,52	7,76	96,01	48,45	R2
	23-24							
	lzq.	30	225	15,52	7,76	96,01	48,45	R2
	Der.	30	225	15,52	7,76	96,01	48,45	R2
	24-25							
	lzq.	30	225	15,52	7,76	96,01	48,45	R2
	Der.	30	225	15,52	7,76	96,01	48,45	R2
	25-26							
	lzq.	30	225	15,52	7,76	96,01	48,45	R2
	Der.	30	225	15,52	7,76	96,01	48,45	R2
	26-27							
	lzq.	30	225	15,52	7,76	96,01	48,45	R2
	Der.	30	225	15,52	7,76	96,01	48,45	R2
27-28								
lzq.	30	225	15,52	7,76	96,01	48,45	R2	
Der.	30	225	15,52	7,76	96,01	48,45	R2	
28-29								
lzq.	30	225	15,52	7,76	96,01	48,45	R2	
Der.	30	225	15,52	7,76	96,01	48,45	R2	
29-30								
lzq.	30	225	15,52	7,76	96,01	48,45	R2	
Der.	30	225	7,76	7,76	48,45	48,45	R63	
EJE G y L	17-18							
	lzq.	100	44	51,28	31,04	57,40	36,13	R56
	Der.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	18-19							
	lzq.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	Der.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	19-20							
	lzq.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
Der.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70	

	20-21							
	Izq.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	Der.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	21-22							
	Izq.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	Der.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	22-23							
	Izq.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	Der.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	23-24							
	Izq.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	Der.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	24-25							
	Izq.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	Der.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	25-26							
	Izq.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	Der.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	26-27							
	Izq.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	Der.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	27-28							
	Izq.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	Der.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	28-29							
	Izq.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	Der.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	29-30							
	Izq.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	Der.	100	44	51,28	31,04	57,40	36,13	R56
EJE I y K	17-18							
	Izq.	100	44	43,24	31,04	49,17	36,13	R70
	Der.	100	44	44,87	31,04	50,86	36,13	R70
	18-19							
	Izq.	30	94	27,78	11,64	71,23	29,64	R46
	Der.	30	94	27,78	11,64	71,23	29,64	R46
	19-20							
	Izq.	100	44	44,87	31,04	50,86	36,13	R70
	Der.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	20-21							
	Izq.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	Der.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	21-22							
	Izq.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	Der.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	22-23							
	Izq.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	Der.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	23-24							
	Izq.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	Der.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	24-25							
	Izq.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70

	Der.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	25-26							
	Izq.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	Der.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	26-27							
	Izq.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	Der.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	27-28							
	Izq.	100	44	44,5	31,04	50,48	36,13	R70
	Der.	100	44	44,87	31,04	50,86	36,13	R70
	28-29							
	Izq.	30	94	27,78	11,64	71,23	29,64	R46
	Der.	30	94	27,78	11,64	71,23	29,64	R46
	29-30							
	Izq.	100	44	44,87	31,04	50,86	36,13	R70
	Der.	100	44	43,24	31,04	49,17	36,13	R70
EJE 17 y 30	M-L							
	Izq.	105	29	30,42	23,28	22,77	17,77	R21
	Der.	105	29	30,42	17,9	22,77	13,86	R17
	L-K							
	Izq.	105	29	30,42	30,42	22,77	22,77	R21
	Der.	105	29	27,16	12,99	20,51	10,19	R17
	K-I							
	Izq.	105	29	27,16	8,55	20,51	6,79	R75
	Der.	105	29	27,16	19,95	20,51	15,37	R71
	I-G							
	Izq.	105	29	27,16	12,99	20,51	10,19	R17
	Der.	105	29	30,42	30,42	22,77	22,77	R21
	G-F							
	Izq.	105	29	30,42	25,66	22,77	19,46	R21
Der.	105	29	33,1	21,22	24,59	16,29	R71	
EJE 18 y 29	M-L							
	Izq.	160	29	40,56	23,28	30,68	18,16	R68
	Der.	160	29	43,24	38,18	32,54	29,00	R48
	L-K							
	Izq.	160	29	43,24	40,56	32,54	30,68	R48
	Der.	160	29	31,04	15,84	23,88	12,52	R71
	K-I							
	Izq.	144	29	31,04	11,4	23,74	9,06	R75
	Der.	144	29	31,04	11,4	23,74	9,06	R75
	I-G							
	Izq.	160	29	31,04	15,84	23,88	12,52	R71
	Der.	160	29	43,24	40,56	32,54	30,68	R48
	G-F							
	Izq.	160	29	43,24	40,56	32,54	30,68	R48
Der.	160	29	64,1	31,68	46,41	24,35	R72	
EJE 19 Y 28	M-L							
	Izq.	160	29	40,56	31,04	30,68	23,88	R76
	Der.	160	29	40,56	38,18	30,68	29,00	R48
	L-K							
	Izq.	160	29	40,56	40,56	30,68	30,68	R48
	Der.	160	29	31,04	15,84	23,88	12,52	R71
K-I								

	Izq.	144	29	31,04	22,8	23,74	17,72	R71
	Der.	144	29	31,04	22,8	23,74	17,72	R71
	I-G							
	Izq.	160	29	31,04	15,84	23,88	12,52	R71
	Der.	160	29	43,24	40,56	32,54	30,68	R48
	G-F							
	Izq.	160	29	43,24	25,66	32,54	19,93	R68
	Der.	160	29	45,92	26,92	34,39	20,86	R76
EJE 20,22,23,24,25 y 27	M-L							
	Izq.	160	29	40,56	31,04	30,68	23,88	R76
	Der.	160	29	40,56	38,18	30,68	29,00	R48
	L-K							
	Izq.	160	29	40,56	40,56	30,68	30,68	R48
	Der.	160	29	31,04	15,84	23,88	12,52	R71
	K-I							
	Izq.	160	29	31,04	22,8	23,88	17,80	R71
	Der.	160	29	31,04	22,8	23,88	17,80	R71
	I-G							
	Izq.	160	29	31,04	15,84	23,88	12,52	R71
	Der.	160	29	43,24	40,56	32,54	30,68	R48
	G-F							
	Izq.	160	29	43,24	25,66	32,54	19,93	R68
Der.	160	29	45,92	26,92	34,39	20,86	R76	
EJE 21 y 26	M-L							
	Izq.	160	29	40,56	31,04	30,68	23,88	R76
	Der.	160	29	43,24	40,56	32,54	30,68	R48
	L-K							
	Izq.	160	29	43,24	40,56	32,54	30,68	R48
	Der.	160	29	31,04	15,84	23,88	12,52	R71
	K-I							
	Izq.	160	29	31,04	56,98	23,88	41,81	R77
	Der.	160	29	31,04	56,98	23,88	41,81	R77
	I-G							
	Izq.	160	29	31,04	56,98	23,88	41,81	R77
	Der.	160	29	43,24	40,56	32,54	30,68	R48
	G-F							
	Izq.	160	29	43,24	25,66	32,54	19,93	R68
Der.	160	29	45,92	26,92	34,39	20,86	R76	

CARACTERÍSTICAS DE VIGAS DEL 15avo NIVEL

Piso 15		f'c: 210 kg/cm ²			fy: 2800 kg/cm ²			
Eje	Tramo	b (cm)	d (cm)	As - (cm ²)	As + (cm ²)	M - (t-m)	M + (t-m)	Rótula
EJE F y M	17-18							
	lzk.	70	29	20,28	15,52	15,18	11,85	R24
	Der.	70	29	33,10	21,22	23,44	15,82	R71
	18-19							
	lzk.	70	29	33,10	21,22	23,44	15,82	R71
	Der.	70	29	33,10	21,22	23,44	15,82	R71
	19-20							
	lzk.	70	29	33,10	21,22	23,44	15,82	R71
	Der.	70	29	33,10	21,22	23,44	15,82	R71
	20-21							
	lzk.	70	29	33,10	21,22	23,44	15,82	R71
	Der.	70	29	33,10	21,22	23,44	15,82	R71
	21-22							
	lzk.	70	29	33,10	21,22	23,44	15,82	R71
	Der.	70	29	33,10	21,22	23,44	15,82	R71
	22-23							
	lzk.	70	29	33,10	21,22	23,44	15,82	R71
	Der.	70	29	33,10	21,22	23,44	15,82	R71
	23-24							
	lzk.	70	29	33,10	21,22	23,44	15,82	R71
	Der.	70	29	33,10	21,22	23,44	15,82	R71
	24-25							
	lzk.	70	29	33,10	21,22	23,44	15,82	R71
	Der.	70	29	33,10	21,22	23,44	15,82	R71
	25-26							
	lzk.	70	29	33,10	21,22	23,44	15,82	R71
	Der.	70	29	33,10	21,22	23,44	15,82	R71
	26-27							
	lzk.	70	29	33,10	21,22	23,44	15,82	R71
	Der.	70	29	33,10	21,22	23,44	15,82	R71
27-28								
lzk.	70	29	33,10	21,22	23,44	15,82	R71	
Der.	70	29	33,10	21,22	23,44	15,82	R71	
28-29								
lzk.	70	29	33,10	21,22	23,44	15,82	R71	
Der.	70	29	33,10	21,22	23,44	15,82	R71	
29-30								
lzk.	70	29	33,10	21,22	23,44	15,82	R71	
Der.	70	29	20,28	15,52	15,18	11,85	R24	
EJE G y L	17-18							
	lzk.	100	44	22,80	31,04	26,95	36,13	R77
	Der.	100	44	37,13	31,04	42,72	36,13	R33
	18-19							
	lzk.	100	44	37,13	24,86	42,72	29,27	R66
	Der.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66
	19-20							
	lzk.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66
Der.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66	

	20-21							
	Izq.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66
	Der.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66
	21-22							
	Izq.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66
	Der.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66
	22-23							
	Izq.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66
	Der.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66
	23-24							
	Izq.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66
	Der.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66
	24-25							
	Izq.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66
	Der.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66
	25-26							
	Izq.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66
	Der.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66
	26-27							
	Izq.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66
	Der.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66
	27-28							
	Izq.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66
	Der.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66
	28-29							
	Izq.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66
	Der.	100	44	37,13	24,86	42,72	29,27	R66
	29-30							
	Izq.	100	44	37,13	31,04	42,72	36,13	R33
	Der.	100	44	22,80	31,04	26,95	36,13	R77
EJE I y K	17-18							
	Izq.	100	29	40,56	40,56	29,32	29,32	R48
	Der.	100	29	58,83	40,56	40,17	29,32	R66
	18-19							
	Izq.	30	94	27,78	11,64	71,23	29,64	R46
	Der.	30	94	27,78	11,64	71,23	29,64	R46
	19-20							
	Izq.	100	29	44,58	22,80	31,83	17,37	R73
	Der.	100	29	38,18	22,80	27,80	17,37	R73
	20-21							
	Izq.	100	44	38,18	24,86	43,84	29,27	R66
	Der.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66
	21-22							
	Izq.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66
	Der.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66
	22-23							
	Izq.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66
	Der.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66
	23-24							
	Izq.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66
Der.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66	
24-25								
Izq.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66	

	Der.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66
	25-26							
	Izq.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66
	Der.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66
	26-27							
	Izq.	100	44	35,80	24,86	41,29	29,27	R66
	Der.	100	44	38,18	24,86	43,84	29,27	R66
	27-28							
	Izq.	100	29	38,18	22,80	27,80	17,37	R73
	Der.	100	29	44,58	22,80	31,83	17,37	R73
	28-29							
	Izq.	30	94	27,78	11,64	71,23	29,64	R46
	Der.	30	94	27,78	11,64	71,23	29,64	R46
	29-30							
Izq.	100	29	58,83	40,56	40,17	29,32	R66	
Der.	100	29	40,56	40,56	29,32	29,32	R48	
EJE 17 y 30	M-L							
	Izq.	105	29	11,88	11,88	9,35	9,35	R14
	Der.	105	29	17,10	11,88	13,27	9,35	R25
	L-K							
	Izq.	105	29	17,10	17,10	13,27	13,27	R24
	Der.	105	29	27,16	17,10	20,51	13,27	R17
	K-I							
	Izq.	105	29	27,16	11,88	20,51	9,35	R17
	Der.	105	29	27,16	11,88	20,51	9,35	R17
	I-G							
	Izq.	105	29	27,16	11,88	20,51	9,35	R17
	Der.	105	29	22,80	11,88	17,43	9,35	R25
	G-F							
	Izq.	105	29	22,80	11,88	17,43	9,35	R25
Der.	105	29	17,10	11,88	13,27	9,35	R25	
EJE 18-19 y 28-29	M-L							
	Izq.	160	29	15,84	15,84	12,52	12,52	R24
	Der.	160	29	22,80	15,84	17,80	12,52	R17
	L-K							
	Izq.	160	29	22,80	22,80	17,80	17,80	R21
	Der.	160	29	31,04	22,80	23,88	17,80	R71
	K-I							
	Izq.	144	29	31,04	15,84	23,74	12,48	R75
	Der.	144	29	31,04	15,84	23,74	12,48	R75
	I-G							
	Izq.	160	29	31,04	15,84	23,88	12,52	R75
	Der.	160	29	22,80	15,84	17,80	12,52	R17
	G-F							
	Izq.	160	29	22,80	15,84	17,80	12,52	R17
Der.	160	29	22,80	15,84	17,80	12,52	R17	
EJE 20-27	M-L							
	Izq.	160	29	22,80	19,32	17,80	15,18	R78
	Der.	160	29	26,92	11,40	20,86	9,08	R17
	L-K							
	Izq.	160	29	26,92	15,52	20,86	12,27	R17
	Der.	160	29	40,56	26,92	30,68	20,86	R73
I-G								

Izq.	160	29	31,68	31,68	24,35	24,35	R74
Der.	160	29	26,92	20,28	20,86	15,90	R71
G-F							
Izq.	160	29	26,92	11,40	20,86	9,08	R17
Der.	160	29	26,92	7,92	20,86	6,34	R75

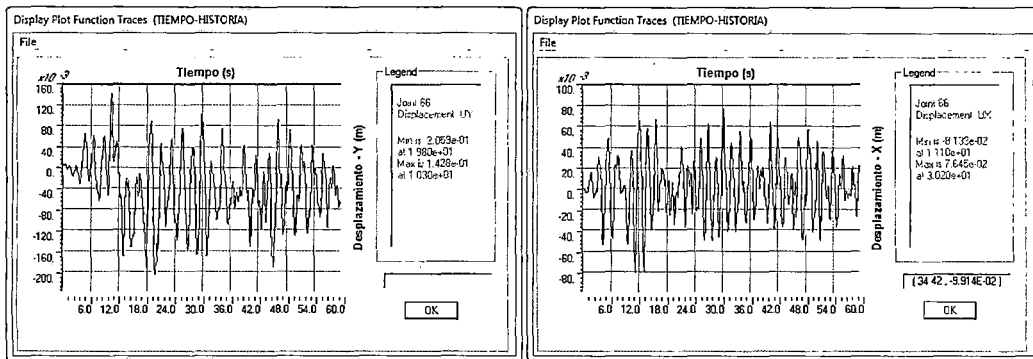
ANEXO 4

MODELOS DE LOS TRES TIPOS DE ESTRUCTURAS EN EL SAP 2000.

Se presenta un CD, ésta contiene los tres modelos representativos de la estructura estudiada.

(LS) y Prevención del Colapso (CP). En los pórticos en dirección longitudinal hay también algunas rótulas en columnas, por debajo del nivel de Ocupación Inmediata.

Las componentes de desplazamiento en la parte superior de la edificación se muestran en la Figura 4.64. El desplazamiento máximo en dirección transversal es 0.20 m, con una distorsión promedio de 0.0039. En dirección longitudinal el desplazamiento máximo es 0.081m, que corresponde a una distorsión promedio de 0.0016.

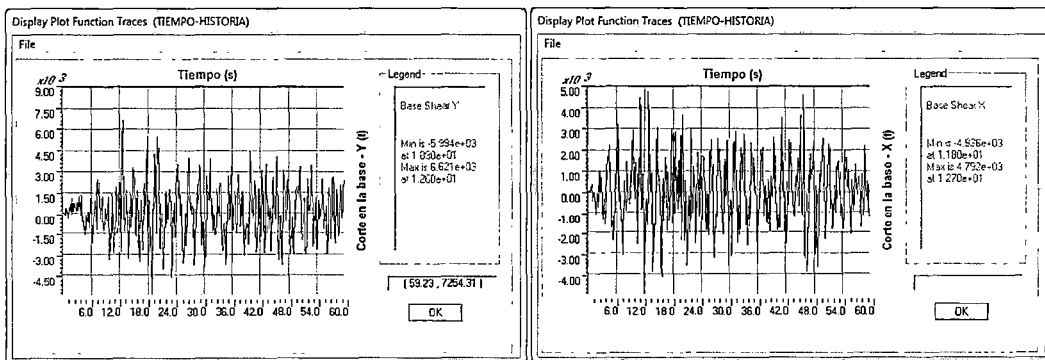


Dirección Transversal

Dirección Longitudinal

Figura 4.64. Desplazamiento en el nivel superior – Sismo de 1974 escalado a 0.67g Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo con la mayor componente en dirección transversal.

Las componentes de fuerza cortante en la base se pueden ver en la Figura 4.65.



Dirección Transversal

Dirección Longitudinal

Figura 4.65. Fuerza cortante en la base – Sismo de 1974 escalado a 0.67g Modelo representativo de la estructura con detalles de diseño según planos Sismo con la mayor componente en dirección transversal

Para la dirección transversal la fuerza cortante máxima fue 6621 t, igual a 2.4 veces la fuerza cortante obtenida por superposición modal (2748 t) con el espectro de peligro uniforme para el nivel de sismo muy raro (período medio de